

OPRACOWANIE ZAWIERA:

I. Karta tytułowa

II. Część opisowa

1. Dane ogólne	4
2. Stan istniejący	5
3. Stan projektowany.....	7
4. Tyczenie obiektu	12
5. Podłoże gruntowe	12
6. Obliczenia statyczno-wytrzymałościowe.....	12
7. Organizacja ruchu.....	13
8. Ustalenia formalno-prawne	13
9. Uwagi dla Wykonawcy robót.....	15
10. Bibliografia.....	16

III. Wyciąg z obliczeń statyczno-wytrzymałościowych

1. Uwagi ogólne	18
2. Charakterystyki elementów	19
3. Model obliczeniowy	20
4. Obciążenia stałe	22
5. Obciążenia zmienne.....	23
6. Obliczenia statyczno-wytrzymałościowe dźwigara głównego.....	24
7. Strefa podporowa.....	28
8. Obliczenie skratowania	29
9. Obliczenie poprzecznicy	30
10. Ugięcie konstrukcji	31
11. Pomost drewniany.....	32
12. Podłużnica pomostu.....	33
13. Dynamika kładki.....	35

IV. Informacja dotycząca bezpieczeństwa i ochrony zdrowia

1. Zakres robót i kolejność realizacji.....	37
2. Wykaz istniejących obiektów budowlanych w miejscu projektowanego obiektu.....	37
3. Wskazanie elementów zagospodarowania terenu mogących stwarzać zagrożenie dla życia i zdrowia ludzi	38
4. Wskazanie przewidywanych zagrożeń występujących podczas realizacji obiektu.....	38
5. Wskazanie dotyczące sposobu instruktażu pracowników przed przystąpieniem do robót szczególnie niebezpiecznych	38
6. Wskazanie środków technicznych i organizacyjnych zapobiegających niebezpieczeństwom.....	39
7. Uwagi końcowe.....	39

V. Część graficzna

1. Orientacja 1:25000.....	41
2. Projekt zagospodarowania terenu 1:500.....	42
3. Rzut z góry 1:100	43
4. Widok z boku A-A 1:50.....	44
5. Przekroje B-B, C-C i D-D 1:50.....	45
6. Przekrój konstrukcyjny 1:20	46
7. Konstrukcje umocnień dna i brzegów rzeki 1:50	47

VI. Uzgodnienia i załączniki

1. Wypis z planu zagospodarowania przestrzennego miasta Mirsk z dn. 01.08.2008 r. (L. dz. BUA-7331/137/08)	49
2. Pismo ROŚ.7624/11/2008 z dn. 25.08.2008 r. Urzędu Miasta i Gminy Mirsk w sprawie braku obowiązku uzyskania decyzji o środowiskowych uwarunkowaniach dla przewidywanej odbudowy kładki dla pieszych na rzece Kwisie w Mirsku.....	52
3. Pismo GK 7442-129/08 z dn. 02.12.2008 r. Zespołu Uzgadniania Dokumentacji przy Starostwie Powiatowym w Lwówku Śląskim uzgadniające projektowane obiekty.	54
4. Decyzja o udzieleniu Gminie Mirsk pozwolenia wodnoprawnego na odbudowę kładki dla pieszych na rzece Kwisie w Mirsku.	55
5. Pismo NW-Z-4127/11/2008 z dn. 03.09.08 r. RZGW we Wrocławiu – Inspektorat w Jeleniej Górze, Nadzór Wodny w Zgorzelcu, uzgadniające światło odbudowywanej stalowej kładki dla pieszych przez rzekę Kwisę w km 112+907 jej biegu.....	

6. Pismo NW-Z-4127/13/2008 z dn. 19.09.08 r. RZGW we Wrocławiu – Inspektorat w Jeleniej Górze, Nadzór Wodny w Zgorzelcu, uzgadniająca możliwość wykonania elementów projektowanych obiektów budowlanych na działkach Skarbu Państwa będących w zarządzie RZGW
7. Kopie wykazów właścicieli i władających gruntami wraz z wyrysami z rejestru gruntów
8. Kopia oryginału mapy do celów projektowych w obrębie proj. zamierzenia inwestycyjnego.....
9. Oświadczenie Inwestora o posiadanym prawie do dysponowania nieruchomością na cele budowlane
10. Zaświadczenie Komisji Wyborczej i wyciąg z protokołu z II sesji Rady Miejskiej dotyczący ślubowania Burmistrza Miasta i Gminy Mirsk
11. Oświadczenie projektanta i sprawdzającego w specjalności mostowej
12. Kserokopia uprawnień projektanta
13. Kserokopia postanowienia DOIIB we Wrocławiu potwierdzająca zakres uprawnień projektanta
14. Kserokopia aktualnego zaświadczenia DOIIB we Wrocławiu o przynależności do Izby projektanta.....
15. Kserokopia uprawnień sprawdzającego o specjalności mostowej
16. Kserokopia aktualnego zaświadczenia DOIIB we Wrocławiu o przynależności do Izby sprawdzającego.....

II. OPIS TECHNICZNY DO PROJEKTU BUDOWLANEGO ODBUDOWY KŁADKI DLA PIESZYCH PRZEZ RZEKĘ KWISĘ (w km 112+907) W CIĄGU ŁĄCZNIKA POMIĘDZY UL. FABRYCZNĄ I ALEJĄ WOJSKA POLSKIEGO W MIRSKU (w ramach likwidacji szkód popowodziowych)

1. Dane ogólne

1.1. Przedmiot opracowania

Przedmiotem opracowania jest odbudowa całkowicie zniszczonej w wyniku powodzi w 2006 r. stalowej kładki dla pieszych, zlokalizowanej w km 112+907 rzeki Kwisy, łączącej ul. Fabryczną z Aleją Wojska Polskiego, w Mirsku. Obiekt przestał istnieć w wyniku powodziowego wezbrania wody w Kwisie. Ocalały jedynie betonowe podpory obiektu pochodzącego z przed 45 roku ubiegłego stulecia.

1.2. Zakres opracowania

Opracowanie obejmuje zakresem odbudowę zniszczonego obiektu w granicach działek będących we władaniu Inwestora i Administratora cieku wodnego. Przewidziano korektę usytuowania obiektu w stosunku do koryta rzeki poprawiającą parametry hydrauliczne przepływu wezbranych wód w rzece. Poza obiektem mostowym opracowanie projektowe obejmuje swym zakresem regulację i roboty ubezpieczeniowe koryta rzeki w rejonie obiektu mostowego wraz z obustronnymi chodnikami dojsć dla pieszych (po obu stronach projektowanej kładki). Ze względu na brak archiwalnej dokumentacji obiektu, opierając się jedynie na parametrach istniejących podpór projektowane roboty budowlane polegają będą na przebudowie i rozbudowie poprzedniego obiektu mostowego. Projekt Budowlany zawiera wszystkie niezbędne informacje konieczne do sporządzenia Projektu Wykonawczego odbudowy przeprawy mostowej dla pieszych oraz dla uzyskania pozwolenia na budowę.

1.3. Podstawa opracowania

Dokumentację opracowano na podstawie:

- umowy nr 10/2008 z dnia 18.03.2008 r., zawartej pomiędzy Gminą Mirsk, a „MOSTY KOLASA” Przedsiębiorstwem Inżynieryjnych Usług Projektowo-Technicznych,
- wypisu z planu zagospodarowania przestrzennego miasta Mirsk. Mirsk 01.08.2008 r.,
- pisma ROŚ.7624/11/2008 z dn. 25.08.2008 r. Urzędu Miasta i Gminy Mirsk w sprawie braku obowiązku uzyskania decyzji o środowiskowych uwarunkowaniach dla przewidywanej odbudowy kładki dla pieszych na rzece Kwisie w Mirsku,
- mapy zasadniczej do celów projektowych w skali 1:500 przekazanej przez Inwestora i opracowanej przez firmę „ABAK” z Lwówka Śląskiego,
- map ewidencji gruntów w skali 1:1000 uzyskanych w Powiatowym Wydziale Geodezji, Kartografii i Katastru w Lwówku Śląskim,
- wypisów z ewidencji gruntów uzyskanych w Powiatowym Wydziale Geodezji, Kartografii i Katastru w Lwówku Śląskim,
- rozporządzenia MTiGM z dnia 2.03.1999 w sprawie warunków technicznych jakim powinny odpowiadać drogi publiczne i ich usytuowanie (Dz.U. nr 43, poz. 430),
- rozporządzenia MTiGM z dnia 30.05.2000 w sprawie warunków technicznych jakim powinny odpowiadać drogowe obiekty inżynierskie i ich usytuowanie (Dz.U. nr 63, poz. 735),
- normy PN-91/S-10042 – Obiekty mostowe. Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone. Projektowanie,

- normy PN-82/S-10052 – Obiekty mostowe. Konstrukcje stalowe. Projektowanie,
- normy PN-83/B-02482 – Fundamenty budowlane. Nośność pali i fundamentów palowych,
- normy PN-92/S-10082 - Obiekty mostowe. Konstrukcje drewniane. Projektowanie,
- normy PN-EN/1995-2 Eurokod 5. - Projektowanie konstrukcji drewnianych. Część 2-Mosty.

1.4. Wykorzystane materiały

Przy sporządzaniu opracowania wykorzystano między innymi:

- informacje uzyskane z wizji lokalnych i własnych pomiarów w terenie objętym opracowaniem,
- opracowania przedprojektowe w zakresie badań podłoża gruntowego dla obiektów zrealizowanych w bezpośrednim sąsiedztwie projektowanych robót.

2. Stan istniejący

2.1. Ogólna charakterystyka techniczna obiektu

Obiekt dla pieszych leży w ciągu komunikacyjnym łączącym ul. Fabryczną z Aleją Wojska Polskiego w Mirsku. Przekraczaną przeszkodą jest rzeka Kwisa (w km 112+907). Kładka dla pieszych usytuowana jest w niewielkim skosie względem przeszkody. Obiekt miał charakter stałej przeprawy. Nie jest znana data jego powstania i nie zachowała się żadna archiwalna dokumentacja techniczna tego obiektu.

W roku 2006 w czasie wezbrania powodziowego stalowe przęsło kładki zostało całkowicie zniszczone. Główną konstrukcją nośną przęsła kładki była kratownica stalowa. W chwili obecnej pozostały tylko podpory kładki – przyczółek lewobrzeżny oraz filar usytuowany na terenie zalewowym (poza głównym korytem rzeki).

Obiekt nie jest wpisany do rejestru zabytków.

2.2. Ustrój nośny

Obecnie obiekt nie posiada ustroju nośnego.

2.3. Podpory obiektu

Masywne podpory są jedynymi ocalałymi elementami konstrukcyjnymi obiektu. Podpory skrajne (przyczółki) wkomponowane zostały w istniejący teren. Przyczółek lewobrzeżny wykonany został z betonu jako masywna ściana o typowej konstrukcji składającej się z ściany przedniej przechodzącej w fundamenty oraz ze skośnych betonowych skrzydełek.

Stan techniczny przyczółka lewobrzeżnego jest niedostateczny. Zauważono liczne spękania i ubytki betonu.

Przyczółek prawobrzeżny jest jednocześnie ścianą wylotu nieczynnego kanału odpływowego. Jego stan również jest również niezadawalający. Widoczne są liczne ubytki i spękania. Ze względu na zakładane przesunięcie podpory prawobrzeżnej celem zmniejszenia kąta skrzyżowania obiektu z rzeką nie zakłada się żadnych robót w obrębie tej istniejącej podpory.

Istniejąca podpora pośrednia (filar) jest betonową konstrukcją masywną posadowioną bezpośrednio na gruncie rodzimym. Stan techniczny podpory jest niedostateczny. Podpora nie nadaje się do wykorzystania. Założono jej rozbiórkę do poziomu nie kolidującego z projektowanymi robotami ubezpieczeniowymi koryta rzeki.

Ze względu na zły stan techniczny podpór zdecydowano się na ich rozbiórkę (wyłącznie w częściach nadziemnych, nie kolidujących z projektowanymi elementami obiektu i ubezpieczenia koryta cieku). Przyczółek prawobrzeżny, również ze względu że stanowi część kanału odpływowego i jest poza zakresem projektowanych robót należy pozostawić bez zmian.

2.4. Pomost

Obecnie obiekt nie posiada pomostu.

2.4.1. Nawierzchnia

Obecnie obiekt nie posiada nawierzchni. Na dojściach do obiektu istnieje nawierzchnia gruntowa (żwirowa i trawiasta).

2.4.2. Izolacja

Obecnie obiekt nie posiada izolacji.

2.4.3. Dylatacje

Obiekt nie posiada wykształconych konstrukcyjnie dylatacji.

2.4.4. Odwodnienie

Obiekt nie posiada elementów konstrukcyjnych odwodnienia.

2.4.5. Urządzenia zabezpieczające

Obiekt nie posiada urządzeń zabezpieczających.

2.5. Urządzenia obce

Na obiekcie nie ma żadnych obcych urządzeń w postaci sieci żadnego z mediów.

2.6. Dojazdy do obiektu

Niweleta dojść do kładki ukształtowana jest w niewielkim spadku skierowanym w kierunku ul. Aleja Wojska Polskiego. Nawierzchnia dojść jest gruntowa, częściowo trawiasta bez wyraźnego spadku poprzecznego. Stan nawierzchni chodników na dojściach jest niedostateczny. Widoczne są trwałe uszkodzenia obniżające sprawność użytkową nawierzchni.

2.7. Przekraczana przeszkoda

Naturalną przeszkodę stanowi rzeka Kwisa w km 112+907 jej biegu. W rejonie projektowanej kładki rzeka ma dwudzielne dno z nielicznymi pozostałościami umocnień. Dno rzeki jest kamieniste z przewagą grubych żwirów. Obszary zalewowe pokryte są niską roślinnością trawiastą i krzewami, charakterystycznymi dla koryt cieków wodnych. W rejonie przeprawy uchodzi nieczynny kanał. Wylot kanału jest zabudowany kamiennie-betonowymi umocnieniami. Powyżej umiejscowione są schody skarpowe.

Rzędne charakterystycznych elementów istniejącej konstrukcji kładki wynoszą:

- w głowicy istniejącego filara (maks.) 342.54 m n.p.m,
- w dnie koryta rzeki 341.18 m n.p.m.

3. Stan projektowany

3.1. Ogólna charakterystyka techniczna projektowanego obiektu

Projektowana odbudowa zerwanej przez powódź kładki dla pieszych polegać będzie na przebudowie i rozbudowie poprzedniego obiektu mostowego. Wymagana, projektowana nośność przebudowywanej przeprawy mostowej dla pieszych zgodnie z PN-85/S-10030 wynosić będzie 4 kN/m^2 (400 kg/m^2), bez możliwości przejazdu jakichkolwiek pojazdów kierowanych. Ewentualny niezamierzony przejazd uniemożliwi szerokość dojścia do obiektu od strony ul. Alei Wojska Polskiego. Przeprowadzone obliczenia hydrologiczno – hydrauliczne wykazały konieczność zwiększenia światła pionowego. Nie przewiduje się podwieszenia i przejścia przez obiekt żadnych urządzeń obcych (sieci uzbrojenia terenu i innych mediów).

Projektowaną konstrukcję nośną kładki stanowią dwa dźwigary z kształtowników walcowanych HEB600 sztywno połączone za pomocą śrub sprężających z poprzecznicami, przewidzianymi z kształtowników walcowanych HEB260. Poprzecznice zaprojektowano w rozstawie 1750 mm. Górną powierzchnię kładki (w przekroju poprzecznym drewniany pokład) ukształtowano w poziomie. Spód projektowanej konstrukcji przęsła znajduje się na rzędnej 343,350, tj. wyższej niż prawdopodobny spód poprzedniej konstrukcji nośnej. Na długości 18,90 m spód kładki wyniesiony został powyżej rzędnej 344,760 czyli o 1,0 m powyżej zwierciadła wielkiej wody spiętrzonej o prawdopodobieństwie wystąpienia 1 %.

Niweleta na obiekcie ukształtowana jest w pochyleniach 8 % z wyokrąglonych łukiem kołowym o promieniu $R \approx 60,655 \text{ m}$.

Podstawowe parametry techniczne obiektu po odbudowie:

• długość całkowita kładki	$L = 29.50 \text{ m};$
• długość całkowita konstrukcji przęsła	$L_p = 28.90 \text{ m};$
• rozpiętość w świetle ścian podpór	$L_o = 26.90 \text{ m};$
• rozpiętość teoretyczne w osiach łożysk	$L_t = 28.00 \text{ m};$
• światło pionowe pod obiektem	$h_{hw} = 4.72 \text{ m};$
• szerokość całkowita przęsła	$B = 2.89 \text{ m};$
• szerokość chodnika	$b_j = 2.00 \text{ m};$
• wysokość konstrukcyjna kładki	$h_k = 0.655 \text{ m};$
• kąt skosu przęsła z przeszkodą	$\alpha = 90^\circ$

Ogólne dane dotyczące projektowanych wyrobów budowlanych:

- beton konstrukcji podpór B30 W8 F150 (C25/30)
- beton do umocnienia dna i brzegów rzeki B20
- kamień granit szary $f_{ck} \geq 130 \text{ MPa}$
- stal zbrojeniowa A-IIIIN (RB500W)
- stal konstrukcji nośnej S355J2G3 (18G2A)
- drewno BONGOSI $f_{mk} \geq 140 \text{ MPa}$

Kładkę zaprojektowano na obciążenie $4,0 \text{ kN/m}^2$ (400 kg/m^2) wg PN-85/S-10030.

Zaprojektowano przebudowę i rozbudowę kładki dla pieszych o następującym zakresie prac i kolejności ich wykonania:

- rozbiórka górnej części podpory lewobrzeżnej (w zakresie kolidującym z projektowanymi elementami konstrukcyjnymi w uzgodnieniu z projektantem i inspektorem nadzoru inwestorskiego);
- rozbiórka podporę środkowej (filara do poziomu poniżej projektowanych umocnień koryta rzeki);
- wykonanie fundamentów głębokich (studnie-kolumny);
- wykonanie żelbetowych elementów zwieńczających podpory (przyczółki);

- pokrycie zewnętrznych betonowych powierzchni podpór ochronnymi elastycznymi wyprawami i powłokami malarskimi i hydrofobizacyjnymi;
- montaż kotwionych łożysk elastomerowych;
- wykonanie nowego przęsła obiektu o konstrukcji stalowej z kształtowników walcowanych;
- wykonanie powłok antykorozyjnych na konstrukcji stalowej przęsła;
- wykonanie i wbudowanie pokład drewnianego oraz drewnianych elementów architektonicznych z drewna bongossi;
- wykonanie i wbudowanie obustronnych balustrad stalowych (łącznie z przęsłem i następnie na dojściach do obiektu);
- wykonanie pochylni po stronie lewobrzeżnej w postaci przyzmy gruntowej petryfikowanej żywicami i bezspoinową okładziną kamienną sklejaną żywicami petryfikującymi;
- wykonanie nawierzchni z kostki z betonu wibroprasowanego na pochylni po stronie lewobrzeżnej oraz na dalszej części łącznika aż do ul. Aleja Wojska Polskiego;
- wykonanie nawierzchni z kostki z betonu wibroprasowanego na pochylni po stronie prawobrzeżnej oraz na dalszej części łącznika aż do ul. Fabrycznej;
- wykonanie ubezpieczenia skarp nasypu pochylni po stronie prawobrzeżnej;
- wykonanie umocnień koryta (dno i skarpy) rzeki Kwisy w rejonie projektowanej odbudowy przeprawy;
- wykonanie i wbudowanie obustronnego stalowego (siatkowego) i podwyższonego ogrodzenia na długości lewobrzeżnej pochylni;
- wykonanie robót wykończeniowych, rekultywacja i uprzątnięcie terenu.

3.2. Ustrój nośny

Zaprojektowano konstrukcję nośną kładki zbudowaną z dwóch dźwigarów głównych wykonanych z kształtowników walcowanych HEB600, połączonych sztywno z poprzecznicami wykonanymi z kształtowników walcowanych HEB260. Poprzecznice zaprojektowano w rozstawie 1750 mm. Spód projektowanej konstrukcji przęsła znajduje się na rzędnej 343,350, tj. wyższej niż spód konstrukcji istniejącej. Na długości 18,90 m spód kładki wyniesiony został powyżej rzędnej 344,760 czyli o 1,0 m powyżej zwierciadła wielkiej wody spiętrzonej o prawdopodobieństwie wystąpienia 1 %.

Niwieleta na obiekcie ukształtowana jest w pochyleniach 8% wyokrąglonych łukiem kołowym o promieniu $R=60,655$ m. Spód projektowanej konstrukcji przęsła w przekroju poprzecznym ukształtowany jest w poziomie podobnie jak góra pokładu pomostu.

Całkowita szerokość ustroju niosącego równa jest 2,89 m. Konstrukcje stalową przęsła zaprojektowano ze stali o podwyższonej wytrzymałości S355J2G3 (18G2A).

Na poprzecznicach zaprojektowano podłużnice drewniane o wstępnych wymiarach 120x180 mm również z drewna Bongossi. Mocowane są one do blach węzłowych zamocowanych do górnej półki poprzecznic za pomocą śrub do drewna. Do podłużnic mocowany jest pomost z ryflowanych bali drewnianych o grubości 50 mm. Bale mają szerokość 150 mm i układane są z rozsunieniem w świetle nie mniejszym od 7 mm. Bale opierają się również o dźwigary stalowe ale nie są do nich mocowane. Dodatkowo zaprojektowano podłużnicę drewnianą 60x100 mm w osi kładki, w celu wyeliminowania klawiszowania poszczególnych bali i prawidłowej pracy drewnianego pokładu. Bale pokładu oparte są na podłużnicach i dźwigarach głównych za pomocą przekładek z 5 mm papy bitumicznej.

Słupki balustrad zaprojektowano jako elementy stalowe z rur okrągłych $\varnothing 88,9 \times 5,6$ mm. Zaprojektowano słupki jako dwie rury oddalone od siebie o 340 mm. Wieńczy je pochwyty stalowe (poręcz) z rury $\varnothing 88,9 \times 5,6$ mm. Słupki balustrady mocowane są do konstrukcji kładki za pomocą blachy o grubości 15 mm, mocowanej do dźwigarów głównych. Wypełnienie pionowe balustrady zaprojektowano z kwadratowych prętów stalowych 30x30 mm. W celu unifikacji zastosowanych blach przyjęto bez względu na potrzeby wytrzymałościowe grubość blachy równą 15 mm i 25 mm. Ze względu na ograniczenia drgań konstrukcji przęsła kładki pożądana jest jak największa masa konstrukcji.

Wszystkie elementy drewniane pokładu pomostu zaprojektowano z twardego drewna afrykańskiego Bongossi o $f_{mk} \geq 140$ MPa.

W środkowej części kładki, na długości dwóch pól ograniczonych poprzecznkami, zaprojektowano wymagany obliczeniami dynamicznymi balast w formie płyty żelbetowej o grubości 32 cm. Balast wykonać należy z betonu B30 W8 F150 zbrojonego stalą klasy A-IIIN (RB500W). W pozostałych polach projektuje się skratowanie poziome, które wykonać należy z kątownika L60x60x8 mm, spawanego do poziomych blach węzłowych, mocowanych spoinami do poprzecznic w połowie ich wysokości.

3.3. Żelbetowa płyta balastowa

W środkowej części kładki, na długości dwóch pól ograniczonych poprzecznkami, zaprojektowano wymagany obliczeniami dynamicznymi balast w formie płyty żelbetowej o grubości 32 cm. Balast wykonać należy z betonu B30 W8 F150 zbrojonego stalą klasy A-IIIN (RB500W). Założono ze względów technologicznych wykonanie betonowej płyty na wspawanej w konstrukcję przęsła blasze stalowej grubości 15 mm, przenoszącej technologiczne obciążenie mieszanką betonową.

3.4. Podpory obiektu

W pierwszej kolejności należy rozebrać górną część przyczółka lewobrzeżnego oraz filar (do poziomu 340,600 m n.p.m.) w celu wykonania nowych podpór i konstrukcji ubezpieczenia koryta cieku.

Zaprojektowano dwa identyczne przyczółki, po obu stronach rzeki. Każdy z przyczółków posadowiono na studni z betonowych kręgów o średnicy $\varnothing 1,4$ m posiadających wzmocnione zbrojenie obwodowe i pionowe. Ze względu na sposób pograżania studni (bagrowanie) projektuje się typowe kręgi o wzmocnionej ściance o grubości 18 cm. Studnia ma projektowaną głębokość 5,4 m i należy ją posadowić na minimalnej rzędnej 336,300 m n.p.m. Po zapuszczeniu kręgów, ich wnętrze należy wypełnić betonem B30 W8 F150 zbrojonym stalą klasy A-IIIN (RB500W), a na górnej powierzchni studni wykonać zbrojony oczep, w którym oprócz ciosów ukształtowano ściankę żwirową grubości 25 cm. Ponadto ława podłożyskowa zamknięta została ściankami maskującymi o grubości 15 cm. Studnie przyczółków posadowić na niezwiertzanym stropie skały twardej.

Po wykonaniu podpór należy wykonać izolację ich oczepów (od strony naziomu).

Za przyczółkami projektuje się drenaż.

3.5. Zabezpieczenie powierzchniowe betonu

Projektuje się wykonanie na wszystkich odsoniętych powierzchniach betonowych (płyta balastowa przęsła, zewnętrzne elementy podpór) powłokowego zabezpieczenia powierzchniowego betonu systemem zabezpieczającym posiadającym aktualną aprobatę techniczną IBDiM (lub innej instytucji aprobującej, mającej akredytację UE) o następujących warstwach:

- hydrofobizacja betonu,
- gruntowanie betonu,
- zabezpieczenie powłoką ochronną elastyczną płyty balastowej w barwie zbliżonej do koloru farby nawierzchniowej konstrukcji stalowej przęsła (dźwigarów głównych) lub wykonanie górnej ochronnej warstwy za pomocą warstwy papy asfaltowej termozgrzewalnej, przyklejonej do górnej powierzchni płyty balastowej.

Wszystkie widoczne powierzchnie betonu podpór przed zabezpieczeniem powierzchniowym winny być groszkowane. Zastosowane zabezpieczenie powłokowe w kolorze betonu powinno zapewnić utrzymanie zakładanej groszkowanej faktury betonu.

Kategorię korozyjności atmosfery środowiska określono jako **C4** (dużą, w sąsiedztwie zakładów przemysłowych).

3.6. Konstrukcja pomostu

Całkowita szerokość pomostu ustroju niosącego równa jest 2,89 m. Konstrukcje stalową pomostu zaprojektowano ze stali o podwyższonej wytrzymałości S355J2G3 (18G2A).

Na poprzecznicach zaprojektowano podłużnice drewniane o wstępnych wymiarach 120x180 mm również z drewna Bongossi. Mocowane są one do blach węzłowych zamocowanych do górnej półki poprzecznic za pomocą śrub do drewna. Do podłużnic mocowany jest pomost z ryflowanych bali drewnianych o grubości 50 mm. Bale mają szerokość 150 mm i układane są z rozsunieniem w świetle nie mniejszym od 7 mm. Bale opierają się również o dźwigary stalowe ale nie są do nich mocowane. Dodatkowo zaprojektowano podłużnicę drewnianą 60x100 mm w osi kładki, w celu wyeliminowania klawiszowania poszczególnych bali i prawidłowej pracy drewnianego pokładu. Bale pokładu oparte są na podłużnicach i dźwigarach głównych za pomocą przekładek z 5 mm papy bitumicznej.

Wszystkie elementy drewniane pokładu pomostu zaprojektowano z twardego drewna afrykańskiego Bongossi o $f_{mk} \geq 140$ MPa.

Na łączniki (śruby, wkręty, gwoździe do drewna) i przekładki dystansowe stosować należy wyłącznie wyroby systemowe opracowane i stosowane przez sprawdzonych wytwórców konstrukcji mostowych z drewna Bongossi.

W środkowej części kładki, na długości dwóch pól ograniczonych poprzecznicami, zaprojektowano wymagany obliczeniami dynamicznymi balast w formie płyty żelbetowej o grubości 32 cm. Balast wykonać należy z betonu B30 W8 F150 zbrojonego stalą klasy A-IIIN (RB500W). W pozostałych polach projektuje się skratowanie poziome, które wykonać należy z kątownika L60x60x8 mm, przymocowanego do poziomych blach węzłowych śrubami sprężającymi M16. Połączenia śrubowe można zastąpić szczelnymi obwodowymi połączeniami spawanymi.

3.7. Łożyska

Konstrukcja przęsła zostanie odparta na podporach za pomocą łożysk elastomerowych kotwionych. Na każdej z podpór zaprojektowano po dwa ciosy podłożyskowe, na których zostaną umieszczone łożyska. Wysokość ciosów należy określić po przyjęciu przez Wykonawcę rodzaju łożysk. W dokumentacji założono łożyska o nośności 300 kN. Łożyska montować należy na modyfikowanej podlewce cementowej o grubości max. 20 mm.

3.8. Nawierzchnia

Na kładce zaprojektowano nawierzchnię drewnianą z twardego afrykańskiego drewna Bongossi.

Na dojeściach do kładki jest obecnie nawierzchnia gruntowo-trawiasta. Dla właściwego dowiązania niwelety obiektu do istniejących dojeść, po obu stronach obiektu zaprojektowano pochylnie o spadku 8 %. Składają się one z odcinków o długości 9,0 m. Oddzielono je spocznikiem o długości 1,5 m, którym ze względu na odwodnienie nadano spadek podłużny o wartości 2 %. Szerokość użytkowa pochylni wynosi 2,00 m i odpowiada szerokości użytkowej kładki dla pieszych. Pochylnię wykonać należy o nawierzchni z kostki betonowej, o konstrukcji składającej się z następujących warstw;

- betonowa kostka brukowa w kolorze szarym gr. 8 cm,
- miąż kamienny gr. 3 cm,
- podbudowa z mieszanki mineralnej 0/31 mm gr. 10 cm.

Nawierzchnia z kostki ograniczona zostanie obrzeżem betonowym wibroprasowanym 6x20 cm, układanym na ławie z betonu B15 grubości 5 cm. Obrzeża projektuje się jako wtopione.

Ubezpieczenie skarpy nasypu pochylni wykonać należy z kostki granitowej ułożonej na podbudowie z kruszywa łamanego. Krawędzie umocnienia z kostki należy zabudować krawężnikiem kamiennym drogowym.

3.9. Odwodnienie

Z uwagi na charakter użytkowania obiektu, jego ukształtowanie i materiał użyty do wykonania nawierzchni, nie zachodzi potrzeba wykonywania dodatkowych urządzeń odwadniających.

Pochylnia odwodniona zostanie za pomocą spadku podłużnego i spadków poprzecznych o wartości 3 %. Woda spływać będzie po skarpach nasypu, który będzie umocniony i zabezpieczony przed rozmywaniem.

3.10. Izolacja

Wszystkie powierzchnie betonowe stykające się bezpośrednio z gruntem zasypowym zabezpieczyć należy powierzchniowo bitumiczną izolacją powłokową. Pokład drewniany montować należy na podłużnicach i dźwigarach głównych na przekładce z papy.

3.11. Balustrady

Obiekt będzie wyposażony w balustrady stalowe, o wysokości 1,20 m. Słupki balustrad zaprojektowano jako elementy stalowe z rur okrągłych $\varnothing 88,9 \times 5,6$ mm. Zaprojektowano słupki jako dwie rury oddalone od siebie o 340 mm. Wieńczy je pochwyty stalowe (poręcz) z rury $\varnothing 88,9 \times 5,6$ mm. Dla zamocowania słupków balustrady na obiekcie należy przymocować do dźwigarów głównych, specjalne blachy węzłowe w rozstawie podanym w dokumentacji projektowej. Przewidziano wykonanie balustrad stalowych z pionowym, wypełnieniem w postaci prętów kwadratowych o przekroju 30x30 mm. Stalowe balustrady należy zabezpieczyć antykorozyjnie przez pomalowanie powłokami ochronnymi epoksydowo-poliuretanowymi (łączna grubość min. 220 μm).

Słupki zlokalizowane poza obiektem (na dojściu do kładki) mocowane są do fundamentów żelbetonowych zlokalizowanych w nasypie pochylni.

Balustrada winna zostać zabezpieczona antykorozyjnie przez wykonanie metalizacji (wskazana natryskowa) oraz powłok malarskich. Grubości poszczególnych warstw winny wynosić:

- | | |
|---|----------------------|
| – warstwa cynku nakładana natryskowo | ~150 μm , |
| – warstwa doszczelniająca | ~20 μm , |
| – warstwa podkładowa epoksydowa | 100 μm , |
| – warstwa poliuretanowa nawierzchniowa na słupkach (w kolorze RAL 8004) | 100 μm , |
| – warstwa poliuretanowa nawierzchniowa na poręczach, przeciągach i szczeblinkach balustrad (w kolorze RAL 1024) | 100 μm . |

3.12. Zabezpieczenie antykorozyjne konstrukcji stalowych i drewnianych

Wszystkie elementy stalowe (poza łącznikami śrubowymi i wkrętami, które powinny być wykonane ze stali nierdzewnej) konstrukcję kładki należy zabezpieczyć powłokami antykorozyjnymi składającymi się z następujących warstw:

- | | |
|---|----------------------|
| – warstwa cynku | ~150 μm , |
| – warstwa malarska doszczelniająca | ~20 μm , |
| – warstwa podkładowa epoksydowa | 100 μm , |
| – warstwa poliuretanowa nawierzchniowa (w kolorze RAL 6011) | 100 μm . |

Kategorię korozyjności atmosfery środowiska określono jako **C4** (dużą, w sąsiedztwie zakładów przemysłowych).

Po wykonaniu styków montażowych należy je oczyścić i uzupełnić brakujące powłoki malarskie (warstwa gruntująca i pośrednia), a następnie położyć warstwę wierzchnią.

Wszystkie materiały do wykonania powłok ochronnych muszą posiadać aktualną aprobatę techniczną IBDiM (lub innej instytucji aprobującej, mającej akredytację UE). Kolorystykę obiektu na etapie budowy należy ostatecznie uzgodnić z Zamawiającym.

Drewno Bongossi z racji swoich cech fizyczno – mechanicznych (drewno o wielkiej wytrzymałości i odporności na czynniki atmosferyczne) nie wymaga żadnych zabezpieczeń.

3.13. Zabezpieczenie dna i brzegów rzeki

Zaprojektowano trzy typy umocnienia dna i brzegów rzeki Kwisy. Ubezpieczenie to wykonać należy w obrębie kładki oraz po 10,0 m w dół i w górę rzeki licząc od krawędzi kładki.

Umocnienie dna (typ I) wykonać należy jako okładzinę kamienną gr. 400÷500 mm wtopioną w beton B20 o grubości minimum 200 mm. Kamienie winny wystawać ponad powierzchnię betonu na wysokość 50÷100 mm. Powierzchnię ubezpieczeń należy dylatować. Powierzchnie dylatowane powinny mieć wymiary 3,5÷4,0 x 3,5÷4,0m.

Umocnienie dna w postaci żelbetowych gurtów dennych (typ II) wykonać należy jako blok żelbetowy o wymiarach 1000x300/600 mm z betonu B20 w ilości $V=0,40 \text{ m}^3/\text{m}$. Gurty powiązane są ściśle z umocnieniem dna typu I.

Umocnienie brzegu (typ III) wykonać należy jako okładzinę kamienną gr. 300 mm wtopioną w beton B20 o grubości minimum 200 mm. U podstawy umocnienia brzegu zaprojektowano opory żelbetowe o wymiarach 800x300 mm z betonu B20 w ilości $V=0,24 \text{ m}^3/\text{m}$.

Lokalizację poszczególnych typów umocnień oraz ich zasięg pokazano na planie zagospodarowania terenu oraz na rzucie z góry.

4. Tyczenie obiektu

Odbudowa obiektu powoduje nieznaczna zmianę lokalizacji elementów konstrukcyjnych (podpory prawobrzeżnej).

Na rysunku nr 3/7 podano współrzędne punktów głównych służących do wytyczenia skorygowanej osi podłużnej odbudowywanego obiektu i trasy dojść do przeprawy mostowej. Współrzędne wszystkich punktów podano w układzie państwowym.

5. Podłoże gruntowe

Budowa geologiczna jest prosta. Kilkaset metrów powyżej (w górę rzeki) obserwuje się duże wychodnie litej skały twardej, widoczne w korycie rzeki.

Wierzchnią warstwę tworzą nośne grunty sypkie (żwir z kamieniami) i lokalnie słabonośne namuły rzeczne.

O warunkach wodnych decyduje stan wody w korycie rzeki Kwisa. Woda gruntowa występująca w dobrze przepuszczalnej warstwie żwiru z kamieniami posiada zwierciadło swobodne, stabilizujące się przy średnich stanach wody w rzece na poziomie równym poziomowi wody w rzece. Z tego względu prace fundamentowe prowadzić należy przy ustabilizowanych niskich stanach wody w korycie rzeczonym z zastosowaniem kontrolowanego pompowania wody z bagrowanych studni.

6. Obliczenia statyczno-wytrzymałościowe

W ramach prac projektowych przeprowadzono kompletne obliczenia statyczno-wytrzymałościowe konstrukcji obiektu. Obliczenia wykonano zgodnie z aktualnymi w tym zakresie normami projektowania.

- PN-85/S-10030 Obiekty Mostowe. Obciążenia.
- PN-91/S-10042 Obiekty mostowe. Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone. Projektowanie.
- PN-82/S-10052 Obiekty mostowe. Konstrukcje stalowe. Projektowanie,
- PN-92/S-10082 Obiekty mostowe. Konstrukcje drewniane. Projektowanie.

Jako podstawę obliczeń przyjęto powierzchniowe obciążenie użytkowe tłumem pieszych wartości $4,0 \text{ kN/m}^2$ (400 kg/m^2). Obliczenia statyczne i wytrzymałościowe wykonano z wykorzystaniem programów:

- analizy statycznej PARK wersja 1.40, nr seryjny 37895,
- systemu analizy statycznej konstrukcji „MIKRO-STRAINS”,
- arkusza kalkulacyjnego EXCELL 2003,
- do obliczeń konstrukcji betonowych i statyki gruntów „Cadr”, nr licencji 29813886/29793006,
- programów własnych.

Przy wymiarowaniu poszczególnych elementów konstrukcji przyjęto wytrzymałości odpowiadające materiałom:

- beton B30 F150 W8 (studnie-kolumny, przyczółki),
- stal zbrojeniowa AIIIIN w gatunku RB500W (zbrojenie konstrukcji betonowych),
- stal kształtowa S355J2G3 (18G2A) (konstrukcja nośna przęsła),
- drewno konstrukcyjne Bongossi (elementy drewniane pomostu).

Przeprowadzone obliczenia wykazały, że wszystkie gabaryty elementów konstrukcyjnych oraz wielkości zbrojenia tych elementów zostały przyjęte prawidłowo.

Wyciąg z obliczeń statyczno-wytrzymałościowych załączono w rozdziale III niniejszego opracowania.

7. Organizacja ruchu

Projektowana odbudowa kładki, ze względu na zakres i charakter robót, wymaga całkowitego zamknięcia ruchu na dojeźdżach do obiektu.

Nie ma konieczności organizowania ruchu zastępczego, gdyż obiekt obecnie nie jest użytkowany i w niewielkiej odległości znajduje się czynna przeprawa mostowa.

8. Ustalenia formalno-prawne

8.1. Stan prawny nieruchomości (działek) przewidzianych do zabudowy trwałymi obiektami budowlanymi

Przewidziano zabudowę trwałymi obiektami budowlanymi na działkach będących we władaniu Inwestora (Gminy Mirsk) i będących w trwałym zarządzie RZGW w imieniu Skarbu Państwa.

Projektowane obiekty budowlane zlokalizowane są na następujących działkach:

działka nr **502** w obrębie ewidencyjnym 0002 - Mirsk 2 (jednostka ewidencyjna 021204_4, Mirsk – miasto), jednostka rejestrowa gruntów **G.245**

- opis działki: grunty pod drogami (dr),

- położenie: łącznik Al. Wojska Polskiego i ul. Fabrycznej,
- właściciel: Gmina Mirsk,

- zarządca (administrator): Gmina Mirsk, 59-630 Mirsk, ul. Plac Wolności 39,
- powierzchnia działki 0,0178 ha;

działka nr **64** w obrębie ewidencyjnym 0003 – Mirsk 3 (jednostka ewidencyjna 021204_4, Mirsk - miasto), jednostka rejestrowa gruntów **G.233**

- opis działki: grunty pod wodami powierzchniowymi, płynącymi (Wp),
- położenie: rzeka Kwisa,
- właściciel: Skarb Państwa,
- zarządca (trwały zarząd): Regionalny Zarząd Gospodarki Wodnej we Wrocławiu. Ul. C. K. Norwi-da 34, 50-950 Wrocław 68.
- powierzchnia działki 5,2865 ha;

działka nr **153** w obrębie ewidencyjnym 0003 – Mirsk 3 (jednostka ewidencyjna 021204_4, Mirsk miasto), jednostka rejestrowa gruntów **G.91**

- opis działki: grunty pod drogami (dr),
- położenie: łącznik Al. Wojska Polskiego i ul. Fabrycznej,
- właściciel: Gmina Mirsk,
- zarządca (administrator): Gmina Mirsk, 59-630 Mirsk, ul. Plac Wolności 39,
- powierzchnia działki 0,0125 ha;

działka nr **154** w obrębie ewidencyjnym 0003 – Mirsk 3 (jednostka ewidencyjna 021204_4, Mirsk miasto), jednostka rejestrowa gruntów **G.91**

- opis działki: grunty pod drogami (dr),
- położenie: łącznik Al. Wojska Polskiego i ul. Fabrycznej,
- właściciel: Gmina Mirsk,
- zarządca (administrator): Gmina Mirsk, 59-630 Mirsk, ul. Plac Wolności 39,
- powierzchnia działki 0,0593 ha.

8.2. Projektowana funkcja i sposób zagospodarowania terenu

Projektowana odbudowa ma na celu doprowadzenie do pełnych zdolności eksploatacyjnych obiektu mostowego przy zachowaniu wymaganych przez Inwestora parametrów technicznych tak komunikacyjnego ciągu pieszego jak i obiektu (kładki dla pieszych). Funkcja i sposób zagospodarowania terenu pozostaną bez zasadniczych zmian w stosunku do stanu z przed katastrofy budowlanej (zniszczenia obiektu w następstwie powodzi). Jedyną projektowaną zmianą jest korekta usytuowania odbudowywanego obiektu na prawym brzegu Kwisy. Celem poprawienia przepustowości otworu podmostowego zmieniono kąt skrzyżowania przęsła kładki z korytem rzeki, zbliżając go 90°. Projektowana funkcja i sposób zagospodarowania terenu objętego projektowanymi robotami budowlanymi są zgodne z ustaleniami planu zagospodarowania miasta Mirsk.

8.3. Zapotrzebowanie na wodę, energię i inne czynniki

Z racji swojego charakteru jak i funkcji obiekt nie ma żadnego zapotrzebowania na wodę, energię i inne surowce, materiały oraz paliwa.

8.4. Wpływ inwestycji na środowisko

Projektowany zakres i forma odbudowy przeprawy mostowej (kładki dla pieszych) nie pogorszy stanu środowiska naturalnego.

8.5. Postanowienia końcowe

Odbudowa zniszczonej kładki dla pieszych winna przebiegać pod nadzorem autorskim projektanta. Wszelkie zmiany w dokumentacji projektowej wymagają uzgodnienia z Jednostką Projektową.

Należy stosować się do uwag zawartych na rysunkach i w opisie technicznym. Integralną część dokumentacji projektowej stanowią Szczegółowe Specyfikacje Techniczne Wykonania i Odbioru Robót.

Wszelkie roboty budowlane winny być wykonywane zgodnie z warunkami tam zawartymi. Tam też podane zostały opisy wszelkich badań i warunki odbioru wykonywanych robót.

Niniejsze opracowanie jest podstawą do sporządzenia Projektu Wykonawczego odbudowy obiektu mostowego (kładki dla pieszych).

9. Uwagi dla Wykonawcy robót

Budowa obiektu winna przebiegać pod nadzorem autorskim. Wszelkie zmiany w dokumentacji projektowej wymagają uzgodnienia z Projektantem i Jednostką Projektową.

Należy stosować się do wszelkich uwag zawartych na rysunkach, w opisie technicznym oraz w uzgodnieniach. Integralną część dokumentacji projektowej stanowią Szczegółowe Specyfikacje Techniczne Wykonania i Odbioru. Wszelkie roboty winny być wykonywane zgodnie z warunkami tam zawartymi. Tam też podane zostały opisy wszelkich wymaganych badań i warunki odbioru robót.

Opracował:

mgr inż. Krzysztof Kolasa

Sprawdził:

mgr inż. Marek Kempski

Jelenia Góra, październik 2008 r.

10. Bibliografia

- [1] PN-85/S-10030 - Obiekty mostowe. Obciążenia
- [2] PN-82/B-02000 - Obciążenia budowli. Zasady ustalania wartości.
- [3] PN-82/B-02001 - Obciążenia budowli. Obciążenia stałe.
- [4] PN-82/B-02003 - Obciążenia budowli. Obciążenia zmienne technologiczne. Podstawowe obciążenia technologiczne i montażowe.
- [5] PN-90/B-03000 - Projekty budowlane. Obliczenia statyczne.
- [6] PN-91/S-10042 - Obiekty mostowe. Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone.
- [7.1.] PN-92/S-10082 - Obiekty mostowe. Konstrukcje drewniane. Projektowanie.
- [7.2.] PN-EN/1995-2 Eurokod 5. Projektowanie konstrukcji drewnianych. Część 2-Mosty.
- [8] PN-76/B-03001 - Konstrukcje i podłoża budowli. Ogólne zasady obliczeń.
- [9] BN-69/8935-03 - Drogi samochodowe. Łożyska mostowe. Obliczenia statyczne i projektowanie.
- [10] PN-82/S-10052 - Obiekty mostowe. Konstrukcje stalowe. Projektowanie.
- [11] PN-88/B-06250 - Beton zwykły.
- [12] PN-77/S-10040 - Żelbetowe i betonowe konstrukcje mostowe. Wymagania i badania.
- [13] PN- /B-06251 - Roboty betonowe i żelbetowe. Wymagania techniczne.
- [14] PN- /B-06253 - Konstrukcje betonowe. Warunki wykonania i ochrony w środowisku agresywnych wód i gruntów.
- [15] PN-89/S-10050 - Obiekty mostowe. Konstrukcje stalowe. Wymiana i badania.
- [16] PN-EN 1504 1÷10 - Naprawa betonu, ochrona przed korozją konstrukcji żelbetowych..
- [17] PN-81/B-03020 - Grunty budowlane. Posadowienie bezpośrednie budowli. Obliczenia statyczne i projektowanie.
- [18] PN-83/B-02482 - Fundamenty Budowlane. Nośność pali i fundamentów palowych.
- [19] PN- /B-03010 - Ściany oporowe. Obliczenia statyczne i projektowanie.
- [20] ITB: Komentarz do normy PN-81/B-03020. Grunty budowlane. Posadowienia bezpośrednie budowli. Obliczenia statyczne i projektowanie. Warszawa 1984 r.
- [21] Rybak M.: Obciążenia mostów. Komentarz do PN-85/S-10030.
- [22] Wytyczne projektowania pali wielkośrednicowych. IBDiM. Warszawa 1991.
- [23] Wołowicki W., Karlikowski J., Madaj A.: Mostowe konstrukcje zespolone stalowo-betonowe. Wytyczne projektowania. IBDiM. Warszawa 1994 r.
- [24] Madaj A., Wołowicki W.: Podstawy projektowania budowli mostowych. WKiŁ. Warszawa 2003 r.
- [25] Madaj A., Wołowicki W.: Budowa i utrzymanie mostów. WKiŁ. Warszawa 2001 r.
- [26] Furtak K., Wołowicki W.: Rusztowania mostowe. WKiŁ. Warszawa 2005 r.
- [27] Jarominiak A.: Lekkie konstrukcje oporowe. WKiŁ. Warszawa 2000 r.
- [28] Madaj A., Wołowicki W.: Mosty betonowe. Wymiarowanie i konstruowanie. WKiŁ. Warszawa 1998r.
- [29] Furtak K., Wrań B.: Mosty zintegrowane. WKiŁ. Warszawa 2005 r.
- [30] Furtak K., Śliwiński J. Materiały budowlane w mostownictwie. WKiŁ. Warszawa 2004 r.
- [31] Biernatowski K.: Fundamentowanie, Cz. II. Politechnika Wrocławska, Wrocław 1989 r.
- [32] Białostocki R., Marczewski Z.: Rozpoznanie warunków gruntowo-wodnych. WKiŁ. Warszawa 1979r.
- [33] Kmita J.: Mosty betonowe.: Cz. I - Podstawy wymiarowania. Cz. II - Podstawy kształtowania. WKiŁ Warszawa 1984 r.
- [34] Głomb J.: Wyposażenie mostów. WKiŁ Warszawa 1976 r.
- [35] Głomb J.: Technologia budowy mostów betonowych. WKiŁ Warszawa 1982 r.
- [36] Szczygieł J.: Mosty z betonu zbrojonego i sprężonego. WKiŁ Warszawa 1978 r.
- [37] Jasakow M.: Ochrona mostów przed korozją. WKiŁ Warszawa 1981 r.
- [38] Leonhardt F.: Podstawy budowy mostów betonowych. WKiŁ. Warszawa 1982r.
- [39] Danielski L.: Mosty metalowe. Politechnika Wrocławska. Wrocław 1983 r.
- [40] Kamiński L.: Zasady kształtowania mostów. Politechnika Wrocławska, Wrocław 1980 r.
- [41] Praca zbiorowa: Budownictwo betonowe, tom XIV, cz.2 - Mosty, PAN, Komitet Inżynierii.

- Arkady Warszawa 1973 r.
- [42] Cusens A. R., Pama R. P.: *Analiza statyczna pomostów*. WKiŁ Warszawa 1981 r.
- [43] Ryżyński A., Wołowicki W., Skarżewski J., Karlikowski J.: *Mosty metalowe*. PWN. Warszawa 1978r.
- [44] Szling Z.: *Systemy odwadniające budowli komunikacyjnych. Podstawy projektowania urządzeń wodnych*. Politechnika Wrocławska, Wrocław 1980 r.
- [45] Demandt P.: *Odwadnianie mostów, ulic i placów*. WKiŁ Warszawa 1980 r.
- [46] Wodyński R., Mrugała M., Budka E., Ławniczak M.: *Katalog rozwiązań konstrukcyjnych mostowych przykryć dylatacyjnych typu Tarco*. IBDiM-TW 01392/W-33. Wrocław 1992r.
- [47] Wodyński R.: *Wstępne wymagania techniczne wykonania i odbioru przykryć dylatacyjnych typu Tarco*. IBDiM-TW 01092/W-33. Wrocław 1992r.
- [48] Nowacki W.: *Mechanika budowli*. PWN Warszawa 1976 r.
- [49] Kmita J., Machelski C.: *Komputerowe wspomaganie projektowania mostów*. WKiŁ Warszawa 1989r.
- [50] *Programy na EMC do obliczania płaskich i powierzchniowych układów prętowych oraz obliczeń geotechnicznych*.
- [51] Rybak M.: *Przebudowa i wzmocnienie mostów*. WKiŁ Warszawa 1983 r.
- [52] Ryżyński A.: *Badania konstrukcji mostowych*. WKiŁ Warszawa 1983 r.

III. WYCIĄG Z OBLICZEŃ STATYCZNO-WYTRZYMAŁOŚCIOWYCH DO PROJEKTU ARCHITEKTONICZNO-BUDOWLANEGO ODBUDOWY KŁADKI DLA PIESZYCH PRZEZ RZEKĘ KWISĘ (w km 112+907) W CIĄGU ŁĄCZNIKA POMIĘDZY UL. FABRYCZNĄ I ALEJĄ WOJSKA POLSKIEGO W MIRSKU (w ramach likwidacji szkód powodziowych)

1. Uwagi ogólne

1.1. Przedmiot obliczeń

Przedmiotem obliczeń jest konstrukcja projektowanej stalowej kładki dla pieszych przez rzekę Kwisę (w km 112+907 jej biegu), łączącej ul. Fabryczną z Aleją Wojska Polskiego.

Przyczółki zaprojektowano jako masywne, żelbetowe, oparte na żelbetowych studniach (kolumnach). Obiekty projektuje się na obciążenie tłumem pieszych o wartości $4,0 \text{ kN/m}^2$ (400 kg/m^2) wg PN-85/S-10030.

1.2. Normy i przepisy

Obliczenia wykonano zgodnie z obowiązującymi normami i przepisami, a w szczególności:

PN-85/S-10030	Obiekty mostowe. Obciążenia.
PN-91/S-10042	Obiekty mostowe. Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone. Projektowanie.
PN-82/S-10052	Obiekty mostowe. Konstrukcje stalowe. Projektowanie.
PN-92/S-10082	Obiekty mostowe. Konstrukcje drewniane. Projektowanie.
PN-81/B-03020	Posadowienie bezpośrednio budowli. Obliczenia statyczne i projektowanie.
PN-83/B-03010	Ściany oporowe. Obliczenia statyczne i projektowanie.
PN-83/B-02482	Fundamenty palowe. Nośność pali i fundamentów palowych.
Dz. U. nr 63, poz. 735	Rozporządzenie MTiGM z dnia 30.05.2000 w sprawie warunków technicznych jakim powinny odpowiadać drogowe obiekty inżynierskie i ich usytuowanie.

1.3. Wykorzystane materiały i oprogramowanie

Przy sporządzaniu opracowania wykorzystano między innymi:

- informacje uzyskane z wizji lokalnych i własnych pomiarów w terenie objętym opracowaniem,
- program analizy statycznej i dynamicznej STRAINS,
- program graficzny AutoCAD LT 2005[®] nr licencji 342-36456243,
- oprogramowanie własne (charakterystyki geometryczne, wymiarowanie żelbetu i konstrukcji stalowych).

2. Charakterystyki elementów

2.1. Dźwigar główny HEB 600

Charakterystyki geometryczne:

$$A_1 := 270 \cdot \text{cm}^2$$

$$I_{x1} := 171000 \cdot \text{cm}^4$$

$$I_{y1} := 13530 \text{cm}^4$$

$$v_{1g} := 30 \cdot \text{cm}$$

$$v_{1d} := 30 \text{cm}$$

$$W_{1g} := \frac{I_{x1}}{v_{1g}} \qquad W_{1g} = 5700.00 \text{ cm}^3$$

$$W_{1d} := \frac{I_{x1}}{v_{1d}} \qquad W_{1d} = 5700.00 \text{ cm}^3$$

$$g_1 := 2.12 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

2.2. Poprzecznicą IP 260

Charakterystyki geometryczne:

$$A_2 := 47.4 \cdot \text{cm}^2$$

$$I_2 := 5490 \cdot \text{cm}^4$$

$$v_{2g} := 13 \cdot \text{cm}$$

$$v_{2d} := 13 \text{cm}$$

$$W_{2g} := \frac{I_2}{v_{2g}} \qquad W_{2g} = 422.31 \text{ cm}^3$$

$$W_{2d} := \frac{I_2}{v_{2d}} \qquad W_{2d} = 422.31 \text{ cm}^3$$

$$g_2 := 0.37 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

2.3. Skratowanie L 60x60x8

Charakterystyki geometryczne:

$$A_3 := 9.03 \cdot \text{cm}^2$$

$$I_3 := 29.1 \cdot \text{cm}^4$$

$$g_3 := 0.04 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

2.4. Materiały

Stal konstrukcyjna S355J2G3 (18G2A):

Wytrzymałość obliczeniowa dla elementów o grubości do 30 mm: $R := 280\text{MPa}$

Dla belek pełnościennych o przekroju dwuteowym R zwiększa się o 5%.

3. Model obliczeniowy

3.1. Dyskretyzacja modelu

Przyjęto przestrzenny model obliczeniowy klasy e1p3 składający się z elementów podłużnych - dźwigarów, połączonych ze sobą za pomocą poprzecznic.

Elementy podłużne zostały podzielone na proste elementy o długości równej rozstawowi poprzecznic - 1,75m.

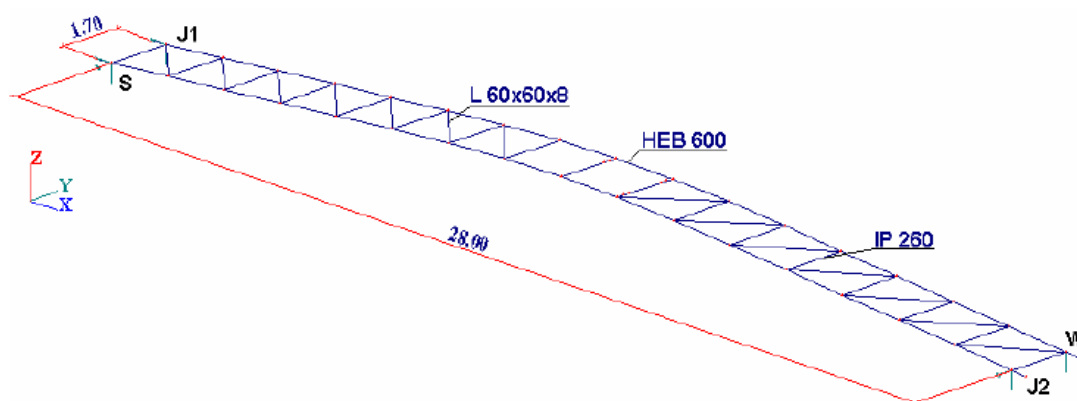
Wiatrownice zostały zamodelowane jako elementy przenoszące tylko siły podłużne (elementy kratownicowe).

3.2. Łożyskowanie

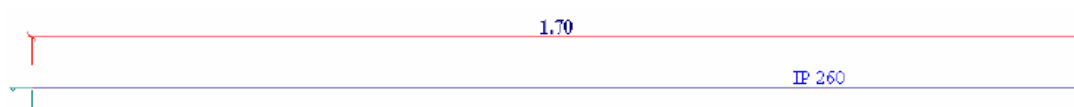
Przyjęto następujący układ łożysk (rysunek powyżej):

- łożysko "S" - łożysko stałe - zablokowane w wszystkie kierunki przemieszczeń,
- łożysko "J1" - łożysko jednokierunkowo przesuwne o zablokowanym kierunku X (równoległym do osi podłużnej obiektu),
- łożysko "J2" - łożysko jednokierunkowo przesuwne o zablokowanym kierunku Y (prostopadłym do osi podłużnej obiektu),
- łożysko "W" - łożysko wielokierunkowo przesuwne.

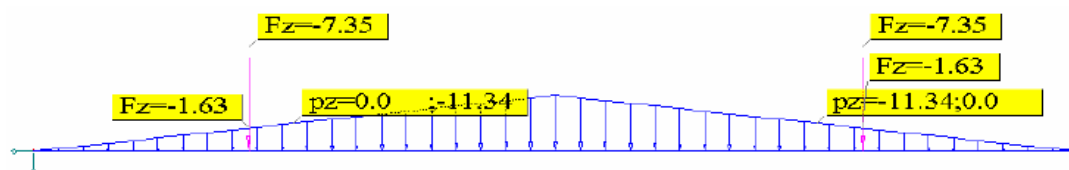
Model obliczeniowy został pokazany na rysunku nr 1.



Rys. 1. Model obliczeniowy kładki



Rys. 2. Schemat obliczeniowy poprzeczny



Rys. 3. Obciążenia działające na poprzecnicę

4. Obciążenia stałe

4.1. Ciężar własny elementów konstrukcyjnych

Pojedynczy dźwigar główny: $g_1 = 2.12 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

Poprzecznicza: $g_2 = 0.37 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

Skratowanie: $g_3 = 0.04 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

4.2. Ciężar wyposażenia - przęsła balustrady

Ciężar pojedynczego przęsła balustrady o długości 3,5 m wynosi:

$p_1 :=$

Element	Przekrój		Długość 1	Masa 1	Ilość	Długość	Masa
			elementu	elementu		razem	razem
			[mm]	[kg]	[szt]	[m]	[kg]
pochwył góra	φ 88.9x5.6	0,001465	3500	11,50	1	3,50	40,26
pochwył dół	φ 88.9x5.6	0,001465	3500	11,50	2	7,00	80,53
elem. pion.	pl. 30x30	0,000900	900	7,07	19	17,10	120,81
RAZEM:							241,60

$p_1 = 2.42 \text{ kN}$

4.3. Ciężar wyposażenia - słupki balustrady

Ciężar słupka wewnętrznego po jednej stronie kładki:

$p_2 :=$

Element	Przekrój		Długość 1	Masa 1	Ilość	Długość	Masa
			elementu	elementu		razem	razem
			[mm]	[kg]	[szt]	[m]	[kg]
słupek góra	φ 88.9x5.6	0,001465	3220	11,50	2	6,44	74,09
blacha	pl. 12x44	0,005280	550	41,45	2	1,10	45,59
RAZEM:							119,68

Ciężar pozostałych słupków po jednej stronie kładki:

$p_2 = 1.20 \text{ kN}$

$p_3 :=$

Element	Przekrój		Długość 1	Masa 1	Ilość	Długość	Masa
			elementu	elementu		razem	razem
			[mm]	[kg]	[szt]	[m]	[kg]
słupek góra	φ 88.9x5.6	0,001465	1950	11,50	2	3,90	44,87
blacha	pl. 12x44	0,005280	550	41,45	2	1,10	45,59
RAZEM:							90,46

$p_3 = 0.90 \text{ kN}$

4.4. Ciężar wyposażenia - pomost drewniany

Pomost drewniany wykonany zostanie z drewna Bongossi o następujących parametrach:

- ciężar objętościowy drewna wysuszonego:

$$g_B := 1100 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

Ciężar podkładów drewnianych o grubości 5 cm:

$$p_4 := 0.05\text{m} \cdot g_B$$

$$p_4 = 0.55 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Ciężar podłużnicy o przekroju 12x18 cm:

$$p_5 := 0.12\text{m} \cdot 0.18\text{m} \cdot g_B$$

$$p_5 = 0.24 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

4.5. Ciężar płyty żelbetowej

Ciężar objętościowy betonu B30:

$$g_{B30} := 27.00 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

Grubość płyty betonowej:

$$v_{B30} := 0.32\text{m}$$

Obciążenie rozłożone od płyty:

$$p_6 := v_{B30} \cdot g_{B30}$$

$$p_6 = 8.64 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

5. Obciążenia zmienne

5.1. Obciążenie tłumem pieszych

Wartość normowa obciążenia:

$$q_t := 4.00 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

5.2. Obciążenie wiatrem

Obciążenie wiatrem dla kładki nieobciążonej - wysokość dźwigara 0,60 m:

$$w_{k1} := 0.60\text{m} \cdot 2.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$w_{k1} = 1.50 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Obciążenie wiatrem dla kładki obciążonej - wysokość dźwigara 0,60 m, wysokość tłumy 1,70 m:

$$w_{k2} := (0.60\text{m} + 1.70\text{m}) \cdot 1.25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$w_{k2} = 2.88 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

6. Obliczenia statyczno - wytrzymałościowe dźwigara głównego

6.1. Kombinacje obciążeń

Przyjęto 2 kombinację obciążeń:

1. Układ P - w skład którego wchodzi obciążenia od ciężaru własnego, wyposażenia oraz tłumy pieszych
2. Układ PD - obciążenia jak w układzie P + obciążenia od bocznego parcia wiatru.

Obciążenie				Układ obciążeń:			
				1 - P		2 - PD	
Opis	Symbol	Wartość	Jedn.	γ_F	Wart. oblicz.	γ_F	Wart. oblicz.
Dźwigar HEB600	g_1	2,12	[kN/m]	1,20	2,54	1,20	2,54
Poprzecznicza	g_2	0,37	[kNm]	1,20	0,44	1,20	0,44
Balustrady - przęsła	p_1	2,42	[kN]	1,50	3,62	1,50	3,62
Balustrady - słupek wew.	p_2	1,20	[kN]	1,50	1,80	1,50	1,80
Balustrady - słupki zewn.	p_3	0,90	[kN]	1,50	1,36	1,50	1,36
Pomost drewn. - podkłady	p_4	0,55	[kN/m ²]	1,50	0,83	1,50	0,83
Pomost drewn. - podłużnice	p_5	0,24	[kN/m]	1,50	0,36	1,50	0,36
Płyta żelbetowa	p_6	8,64	[kN/m ²]	1,50	12,96	1,50	12,96
Tłum pieszych	q_t	4,00	[kN/m ²]	1,30	5,20	1,20	4,80
Wiatr - kładka nieobciążona	w_{k1}	1,50	[kN/m ²]	-	-	1,30	1,95
Wiatr - kładka obciążona	w_{k2}	2,88	[kN/m ²]	-	-	1,30	3,74

6.2. Siły wewnętrzne

Przekrój	M max			
	M_{max}	T_M	$N_{M>0}$	$N_{M<0}$
[m]	[kNm]	[kN]	[kN]	[kN]
0	0,00	173,90	467,20	-533,09
L/6 = 4,67	715,65	125,63	321,97	-377,45
L/3 = 9,33	1170,61	70,41	199,02	-136,26
L/2 = 14,00	1379,19	52,86	99,25	-61,50

"+" - oznacza ściskanie

"-" - oznacza rozciąganie

6.3. Naprężenia

6.3.1. Smukłość dźwigara

Wyboczenie w płaszczyźnie pionowej dźwigara.

Promień bezwładności: $i_x := \sqrt{\frac{I_{x1}}{A_1}}$ $i_x = 0.25 \text{ m}$

Rozpiętość przęsła: $L := 28.00 \text{ m}$

Współczynnik wyboczeniowy: $\mu_x := 1.0$

Długość wyboczeniowa:	$l_{wx} := \mu_x \cdot L$	$l_{wx} = 28.00 \text{ m}$
Smukłość:	$\lambda_x := \frac{l_{wx}}{i_x}$	$\lambda_x = 111.26$
Smukłość porównawcza:	$\lambda_p := 118 \cdot \sqrt{\frac{200}{R}}$	$\lambda_p = 99.73$
$\frac{\lambda_x}{\lambda_p} = 1.12 \quad m_{wx} := 2.51$		

Wyboczenie w płaszczyźnie poziomej dźwigara.

Promień bezwładności:	$i_y := \sqrt{\frac{I_{y1}}{A_1}}$	$i_y = 0.07 \text{ m}$
Odległość między poprzecznkami:		$l_{pop} := 1.75 \text{ m}$
Współczynnik wyboczeniowy:		$\mu_y := 0.50$
Długość wyboczeniowa:	$l_{wy} := \mu_y \cdot l_{pop}$	$l_{wy} = 0.88 \text{ m}$
Smukłość:	$\lambda_y := \frac{l_{wy}}{i_y}$	$\lambda_y = 12.36$
Smukłość porównawcza:	$\lambda_p := 118 \cdot \sqrt{\frac{200}{R}}$	$\lambda_p = 99.73$
$\frac{\lambda_y}{\lambda_p} = 0.12 \quad m_{wy} := 1.03$		

Do dalszych obliczeń przyjęto $m_w := \max(m_{wx}, m_{wy})$ czyli $m_w = 2.51$

6.3.2. Naprężenia normalne

6.3.2.1. Naprężenia w 1/2 L

- moment zginający:	$M := 1379.11 \text{ kNm}$
Włókna górne:	
- siła osiowa:	$N := 99.25 \text{ kN}$
- naprężenia:	$\sigma_g := \frac{M}{W_{1g}} + \frac{m_w \cdot N}{A_1} \quad \sigma_g = 251.18 \text{ MPa}$
Włókna dolne:	
- siła osiowa:	$N := -61.25 \text{ kN}$
- naprężenia:	$\sigma_d := \frac{M}{-W_{1d}} + \frac{N}{A_1} \quad \sigma_d = -244.22 \text{ MPa}$

Wartości naprężeń normalnych są mniejsze od wytrzymałości $R=1,05 \cdot 280=294 \text{ MPa}$.

6.3.2.2. Naprężenia w 1/3 L

- moment zginający:		$M := 1170.61 \text{ kNm}$
Włókna górne:		
- siła osiowa:		$N := 199.02 \text{ kN}$
- naprężenia:	$\sigma_g := \frac{M}{W_{1g}} + \frac{m_w \cdot N}{A_1}$	$\sigma_g = 223.87 \text{ MPa}$
Włókna dolne:		
- siła osiowa:		$N := -136.26 \text{ kN}$
- naprężenia:	$\sigma_d := \frac{M}{-W_{1d}} + \frac{N}{A_1}$	$\sigma_d = -210.42 \text{ MPa}$

Wartości naprężeń normalnych są mniejsze od wytrzymałości $R=1,05 \cdot 280=294 \text{ MPa}$.

6.3.2.3. Naprężenia w 1/6 L

- moment zginający:		$M := 715.65 \text{ kNm}$
Włókna górne:		
- siła osiowa:		$N := 321.97 \text{ kN}$
- naprężenia:	$\sigma_g := \frac{M}{W_{1g}} + \frac{m_w \cdot N}{A_1}$	$\sigma_g = 155.48 \text{ MPa}$
Włókna dolne:		
- siła osiowa:		$N := -377.45 \text{ kN}$
- naprężenia:	$\sigma_d := \frac{M}{-W_{1d}} + \frac{N}{A_1}$	$\sigma_d = -139.53 \text{ MPa}$

Wartości naprężeń normalnych są mniejsze od wytrzymałości $R=1,05 \cdot 280=294 \text{ MPa}$.

6.3.2.4. Naprężenia nad podporą

- moment zginający:		$M := 0.00 \text{ kNm}$
Włókna górne:		
- siła osiowa:		$N := 467.20 \text{ kN}$
- naprężenia:	$\sigma_g := \frac{M}{W_{1g}} + \frac{m_w \cdot N}{A_1}$	$\sigma_g = 43.43 \text{ MPa}$
Włókna dolne:		
- siła osiowa:		$N := -533.09 \text{ kN}$
- naprężenia:	$\sigma_d := \frac{M}{-W_{1d}} + \frac{N}{A_1}$	$\sigma_d = -19.74 \text{ MPa}$

Wartości naprężeń normalnych są mniejsze od wytrzymałości $R=1,05 \cdot 280=294 \text{ MPa}$.

6.3.3. Naprężenia ścinające nad podporą

Naprężenia ścinające będą obliczne dla przekroju podporowego.

Moment statyczny w środku wysokości dźwigara:

$$S_{x1} := (3.0 \cdot 30 \cdot 28.7 + 1.55 \cdot 27.0 \cdot 13.5) \text{cm}^3 \quad S_{x1} = 3147.97 \text{cm}^3$$

Siła ścinająca w L/6:

$$T_{\max} := 173.90 \text{kN}$$

Grubość ścianki środnika:

$$g_{sr} := 1.4 \text{cm}$$

Naprężenia styczne:

$$\tau_{\max} := \frac{T_{\max} \cdot S_{x1}}{I_{x1} \cdot g_{sr}} \quad \tau_{\max} = 22.87 \text{MPa}$$

Wartości naprężeń stycznych są mniejsze od wytrzymałości na ścinanie $R_t = 170 \text{MPa}$.

6.3.4. Naprężenia zredukowane

Ponieważ $\tau_{\max} = 22.87 \text{MPa} < 0,3R_t = 51.00 \text{MPa}$ nie trzeba sprawdzać naprężeń zredukowanych.

6.4. Stateczność miejscowa

6.4.1. Stateczność miejscowa środników

Wysokość środnika:

$$b_{sr} := 54.0 \text{cm}$$

Smukłość:

$$\lambda_{sr} := \frac{b_{sr}}{g_{sr}} \quad \lambda_{sr} = 38.57$$

Współczynnik ϕ :

- dla ścinania:

$$\phi_1 := 90$$

- dla zginania:

$$\phi_2 := 120$$

Sprawdzenie, czy wymagane jest sprawdzenie stateczności miejscowej:

$$\text{- dla ścinania: } \lambda_{sr} = 38.57 < \phi_1 \sqrt{\frac{200}{R}} = 76.06$$

$$\text{- dla zginania: } \lambda_{sr} = 38.57 < \phi_2 \sqrt{\frac{200}{R}} = 101.42$$

W oba przypadkach warunki normowe są spełnione, a więc nie trzeba sprawdzać stateczności miejscowej.

6.4.2. Stateczność miejscowa półki dźwigara głównego

Grubość półki dźwigara: $\xi_{p1} := 3.0\text{cm}$
 Obliczeniowa szerokość półki: $b_{p1} := 15.7\text{cm}$
 Smukłość: $\lambda_{p1} := \frac{b_{p1}}{\xi_{p1}} \quad \lambda_{p1} = 5.23$
 Współczynnik ϕ dla ściskania: $\phi_3 := 60$

Sprawdzenie, czy wymagane jest sprawdzenie stateczności miejscowej:

$$\lambda_{p1} = 5.23 < \phi_3 \sqrt{\frac{200}{R}} = 50.71$$

Warunek normy jest spełniony, a więc nie trzeba sprawdzać stateczności miejscowej.

6.5. Zwichrzenie

Wysokość dźwigara: $h := 60.0\text{cm}$
 Szerokość półki dźwigara: $b := 30.0\text{cm}$
 Odległość między poprzecznkami: $l_{pop} := 175.0\text{cm}$

$$\frac{h}{b} = 2.00 \quad \frac{l_{pop}}{b} = 5.83$$

Obciążenie jest przyłożone do pasa górnego - maksymalna wartość $\frac{l}{b} = 10$ i jest większa od

$\frac{l_{pop}}{b} = 5.83$ - nie trzeba sprawdzać belki na zwichrzenie.

7. Strefa podporowa

7.1. Wartości reakcji podporowych

Łożysko	Wartości charakterystyczne			Wartości obliczeniowe		
	R_z	R_x	R_y	R_z	R_x	R_y
	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
S	127,93	11,14	2,85	172,40	14,53	3,71
J1	127,93	11,14	-	172,40	14,53	-
J2	127,93	-	1,50	172,40	-	1,94
W	127,93	-	-	172,40	-	-

7.2. Sprawdzenie strefy podporowej

Przyjęto po obu stronach średnika zębra o grubości 12 mm:

Pole przekroju: $F_z := 93.1\text{cm}^2$

Moment bezwładności: $I_z := 2709.33\text{cm}^4$

Promień bezwładności: $i_z := \sqrt{\frac{I_z}{F_z}} \quad i_z = 5.39\text{cm}$

Wysokość zęberka: $l_z := 54.5\text{cm}$

Współczynnik wyboczeniowy: $\mu := 0.8$

Długość wyboczeniowa żeberka: $l_{wz} := \mu \cdot l_z$ $l_{wz} = 43.60 \text{ cm}$

Smukłość: $\lambda_z := \frac{l_{wz}}{i_z}$ $\lambda_z = 8.08$

Smukłość porównawcza: $\lambda_p := 118 \cdot \sqrt{\frac{200}{R}}$ $\lambda_p = 99.73$

$$\frac{\lambda_z}{\lambda_p} = 0.08 \quad m_w := 1.02$$

Siła osiowa: $R_z := 172.40 \text{ kN}$

Naprężenia: $\sigma := \frac{R_z \cdot m_w}{F_z}$ $\sigma = 18.89 \text{ MPa}$

Obliczone naprężenia są mniejsze od $R=280 \text{ MPa}$.

8. Obliczenie skratowania

Pole przekroju: $A_3 = 9.03 \text{ cm}^2$

Moment bezwładności: $I_3 = 29.10 \text{ cm}^4$

Promień bezwładności: $i_3 := \sqrt{\frac{I_3}{A_3}}$ $i_3 = 1.80 \text{ cm}$

Długość kątownika: $l_3 := 2.44 \text{ m}$

Współczynnik wyboczeniowy: $\mu := 1.0$

Długość wyboczeniowa: $l_{w3} := \mu \cdot l_3$ $l_{w3} = 2.44 \text{ m}$

Smukłość: $\lambda_3 := \frac{l_{w3}}{i_3}$ $\lambda_3 = 135.92$

Smukłość porównawcza: $\lambda_p := 118 \cdot \sqrt{\frac{200}{R}}$ $\lambda_p = 99.73$

$$\frac{\lambda_3}{\lambda_p} = 1.36 \quad m_w := 3.70$$

Największa siła osiowa występuje w wiatrownicy przy podporze: $R_3 := 45.03 \text{ kN}$

Naprężenia: $\sigma := \frac{R_3 \cdot m_w}{A_3}$ $\sigma = 184.51 \text{ MPa}$

Dla kątownika zamocowanego jednym ramieniem wytrzymałość zmniejsza się o 15%.

Obliczone naprężenia są mniejsze od $R=0,85 \cdot 280=238 \text{ MPa}$.

9. Obliczenie poprzecznic

9.1. Obciążenia stałe

9.1.1. Obciążenia od płyty betonowej

Rozstaw poprzecznic:

$$v_{\text{pop}} := 1.75\text{m}$$

Przyjęto, że obciążenie od płyty przekazywane jest zarówno na dźwigary jak i poprzecznicę.

Najbardziej obciążona jest poprzecznicę środkowa, która oprócz obciążenia z pomostu, przenosi również obciążenie z płyty żelbetonowej.

Przyjęto, że obciążenie jest przekazywane w postaci trójkąta, którego 2 wierzchołki stanowią punkty przecięcia osi poprzecznic z osią dźwigarów. Trzeci wierzchołek leży w połowie rozpiętości poprzecznic na wysokości połowy rozstawu poprzecznic.

Obciążenie w wierzchołku środkowym wynosi:

$$g_{\text{tr}} := 1.5 \cdot 27.0 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot 0.32 \cdot \text{m} \cdot 0.5 \cdot v_{\text{pop}} \quad g_{\text{tr}} = 11.34 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Obciążenia w pozostałych wierzchołkach wynoszą zero.

9.1.2. Ciężar własny

Charakterystyczny ciężar własny IP260:

$$g_2 = 0.37 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Obliczeniowy ciężar własny:

$$g'_2 := g_2 \cdot 1.20$$

$$g'_2 = 0.44 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

9.1.3. Pomost drewniany

Obciążenia z pomostu są przekazywane z pomostu drewnianego na poprzecznicę na szerokości światła dźwigarów głównych $z := 1.40\text{m}$.

Ciężar podkładów drewnianych:

$$p_4 = 0.55 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Obciążenie przypadające na 1 podłużnicę:

$$p'_4 := 0.5 \cdot z \cdot v_{\text{pop}} \cdot p_4$$

$$p'_4 = 0.67 \text{kN}$$

Ciężar podłużnic drewnianych:

$$p_5 = 0.24 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Obciążenie przypadające na poprzecznicę od 1 podłużnicy:

$$p'_5 := p_5 \cdot v_{\text{pop}}$$

$$p'_5 = 0.42 \text{kN}$$

Łącznie obciążenie obliczeniowe od pomostu drewnianego:

$$p' := 1.50 \cdot (p'_4 + p'_5)$$

$$p' = 1.63 \text{kN}$$

9.2. Obciążenia zmienne

Obciążenie zmienne jest przekazywane z pomostu na poprzecznicę analogicznie jak w punkcie 8.1.3.

Wartość charakterystyczna obciążenia:

$$q_t = 4.00 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Obciążenie obliczeniowe przypadające na 1 podłużnicę:

$$q'_t := 1.5 \cdot 0.5 \cdot z \cdot v_{\text{pop}} \cdot q_t$$

$$q'_t = 7.35 \text{kN}$$

9.3. Model obliczeniowy

Poprzecznicę będzie obliczana jako belka swobodnie podparta o rozpiętości teoretycznej równej rozstawowi dźwigarów głównych, czyli 1,70 m.

Model obliczeniowy został pokazany na rysunku nr 2, a obciążenia na rysunku nr 3.

9.4. Naprężenia

Naprężenia normalne w 1/2 rozpiętości:

- moment zginający:

$$M := 6.01 \text{ kNm}$$

- naprężenia:

$$\sigma_g := \frac{M}{W_{2g}}$$

$$\sigma_g = 14.23 \text{ MPa}$$

Wartości naprężeń normalnych są mniejsze od wytrzymałości $R=1,05 \cdot 280=294 \text{ MPa}$.

10. Ugięcie konstrukcji

10.1. SGU

Rozpiętość teoretyczna przęsła:

$$L := 28.00 \text{ m}$$

Dopuszczalne ugięcie dla kładki z belek pełnościennych: $f_{\text{dop}} := 1.30 \cdot \frac{L}{300}$

$$f_{\text{dop}} = 12.13 \text{ cm}$$

Przemieszczenie od tłumy pieszych:

$$f_t := 9.16 \text{ cm}$$

Warunek normowy $f_{\text{dop}} > f_t$ jest spełniony.

10.2. Podniesienie wykonawcze

Zgodnie z PN-82/S-10052 dla obiektów o długości nie mniejszej niż 30,00 m należy stosować podniesienie wykonawcze. Dla rozpatrywanej konstrukcji jest ono nieobowiązkowe.

Odległość	Ugięcia trwałe	Ugięcie od obc. stałych	Ugięcie od obc. zmiennych	Suma ugięć
x	u_{tr}	u_g	u_q	$u_{tr} + u_g + 0,25 \cdot u_q$
[m]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]
4,61	1,9	6,7	4,6	9,8
9,22	3,1	11,7	8,0	16,8
14,00	3,5	13,4	9,2	19,2

11. Pomost drewniany

11.1. Zestawienie obciążeń.

11.1.1. Obciążenia stałe.

- Pokład drewniany – bale gr. 5 cm
$$\frac{0.05 \times 11.20 \times 1.20 = 0.67 \text{ kN/m}^2}{g_p = 0.67 \text{ kN/m}^2}$$

11.1.2. Obciążenia zmienne.

- Obciążenie tłumem $q_t = 4.00 \text{ kN/m}^2$
- Obciążenie tłumem przypadające na jedną belkę $0.15 \times 4.00 \times 1.50 = 0.90 \text{ kN/m}$

Rozpiętość teoretyczna belki: $l_t = 1.00 \text{ m}$

11.2. Wartości sił wewnętrznych.

- Moment przęsłowy od obciążenia stałego
 $M_g = 0.67 \times 0.15 \times 1.00^2 / 8 = 0.01 \text{ kNm}$
- Moment przęsłowy od obciążenia tłumem
 $M_{qt} = 0.90 \times 1.00^2 / 8 = 0.11 \text{ kNm}$
- Maksymalny moment przęsłowy
 $M_{\max} = 0.01 + 0.11 = 0.12 \text{ kNm}$
- Siła ścinająca na podporze od obciążenia stałego
 $Q_g = 0.67 \times 0.15 \times 1.00 / 2 = 0.05 \text{ kN}$
- Siła ścinająca na podporze od obciążenia tłumem
 $Q_{qt} = 0.90 \times 1.00 / 2 = 0.45 \text{ kN}$
- Maksymalna siła ścinająca na podporze
 $Q_{\max} = 0.05 + 0.45 = 0.50 \text{ kN}$

11.3. Sprawdzenie naprężeń od zginania.

- Wskaźnik zginania
 $b = 15 \text{ cm} \quad h = 5 \text{ cm}$
 $W_x = b h^2 / 6 = 0.15 \times 0.05^2 / 6 = 0.0000625 \text{ m}^3$
- Naprężenia od zginania
 $\sigma = M_{\max} / W_x = 0.12 / 0.0000625 = 1920 \text{ kPa} = 1.92 \text{ MPa}$
- Wytrzymałość obliczeniowa – dla drewna klasy K11
 $R_{dm} = 246.00 \text{ MPa}$
 $\sigma = 1.92 < 246.00 \text{ MPa} \quad (1 \%)$

11.4. Sprawdzenie ścinania.

- Moment statyczny połowy przekroju względem osi x

$$b = 15 \text{ cm} \quad h = 5 \text{ cm}$$

$$S_x = b h^2 / 8 = 0.15 \times 0.05^2 / 8 = 0.000047 \text{ m}^3$$

- Moment bezwładności względem osi x

$$b = 15 \text{ cm} \quad h = 5 \text{ cm}$$

$$I_x = b h^3 / 12 = 0.15 \times 0.05^3 / 12 = 0.0000016 \text{ m}^3$$

- Naprężenia od ścinania

$$\tau = (Q_{\max} S_x) / (I_x b) = (0.50 \times 0.000047) / (0.0000016 \times 0.15) = 98 \text{ kPa} = 0.098 \text{ MPa}$$

- Wytrzymałość obliczeniowa – dla drewna klasy K11

$$R_{dv} = 15.00 \text{ MPa}$$

$$\tau = 0.098 < 15.00 \text{ MPa} \quad (1 \%)$$

12. Podłużnica pomostu

12.1. Zestawienie obciążeń.

12.1.1. Obciążenia stałe.

- Pokład drewniany – bale gr. 5 cm $0.60 \times 0.05 \times 11.20 \times 1.20 = 0.40 \text{ kN/m}$
 - Podłużnica drewniana – 12x18 cm $0.12 \times 0.18 \times 11.20 \times 1.20 = 0.29 \text{ kN/m}$
- $$g_{pd} = \underline{0.69 \text{ kN/m}}$$

12.1.2. Obciążenia zmienne.

- Obciążenie tłumem $q_t = 4.00 \text{ kN/m}^2$
- Obciążenie tłumem przypadające na jedną belkę $0.60 \times 4.00 \times 1.50 = 3.60 \text{ kN/m}$

Rozpiętość teoretyczna belki: $l_t = 1.60 \text{ m}$

12.2. Wartości sił wewnętrznych.

- Moment przęsłowy od obciążenia stałego
 $M_g = 0.69 \times 1.60^2 / 8 = 0.22 \text{ kNm}$
- Moment przęsłowy od obciążenia tłumem
 $M_{qt} = 3.60 \times 1.60^2 / 8 = 1.15 \text{ kNm}$
- Maksymalny moment przęsłowy
 $M_{\max} = 0.22 + 1.15 = 1.37 \text{ kNm}$
- Siła ścinająca na podporze od obciążenia stałego
 $Q_g = 0.69 \times 1.60 / 2 = 0.55 \text{ kN}$
- Siła ścinająca na podporze od obciążenia tłumem
 $Q_{qt} = 3.60 \times 1.60 / 2 = 2.88 \text{ kN}$
- Maksymalna siła ścinająca na podporze
 $Q_{\max} = 0.55 + 2.88 = 3.43 \text{ kN}$

12.3. Sprawdzenie naprężeń od zginania.

- Wskaźnik zginania

$$b = 12 \text{ cm} \quad h = 18 \text{ cm}$$

$$W_x = b h^2 / 6 = 0.12 \times 0.18^2 / 6 = 0.000648 \text{ m}^3$$

- Naprężenia od zginania

$$\sigma = M_{\max} / W_x = 1.37 / 0.000648 = 2114 \text{ kPa} = 2.11 \text{ MPa}$$

- Wytrzymałość obliczeniowa – dla drewna klasy K11

$$R_{dm} = 246.00 \text{ MPa}$$

$$\sigma = 2.11 < 246.00 \text{ MPa} \quad (1 \%)$$

12.4. Sprawdzenie ścinania.

- Moment statyczny połowy przekroju względem osi x

$$b = 12 \text{ cm} \quad h = 18 \text{ cm}$$

$$S_x = b h^2 / 8 = 0.12 \times 0.18^2 / 8 = 0.000486 \text{ m}^3$$

- Moment bezwładności względem osi x

$$b = 12 \text{ cm} \quad h = 18 \text{ cm}$$

$$I_x = b h^3 / 12 = 0.12 \times 0.18^3 / 12 = 0.0000583 \text{ m}^3$$

- Naprężenia od ścinania

$$\tau = (Q_{\max} S_x) / (I_x b) = (3.43 \times 0.000486) / (0.0000583 \times 0.12) = 238 \text{ kPa} = 0.24 \text{ MPa}$$

- Wytrzymałość obliczeniowa – dla drewna klasy K11

$$R_{dv} = 15.00 \text{ MPa}$$

$$\tau = 0.24 < 15.00 \text{ MPa} \quad (2 \%)$$

13. Dynamika kładki

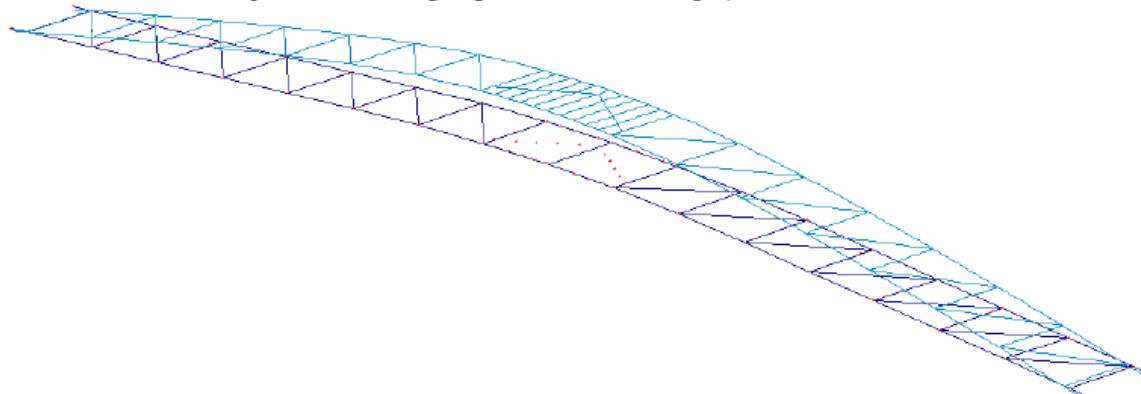
13.1. Model obliczeniowy

W modelu obliczeniowym nie uwzględnia się współpracy balustrady. Uwzględniono natomiast współpracę płyty żelbetowej znajdującej się w środku rozpiętości.

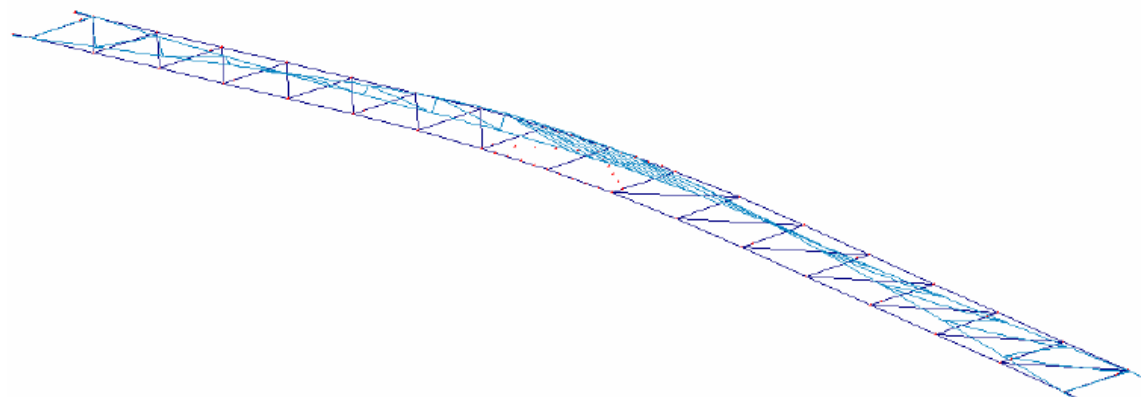
13.2. Częstotliwości drgań własnych

Poniżej przedstawiono 3 pierwsze postacie drgań własnych, z czego 2 pierwsze to drgania gięte, natomiast 3 to drgania skrętne.

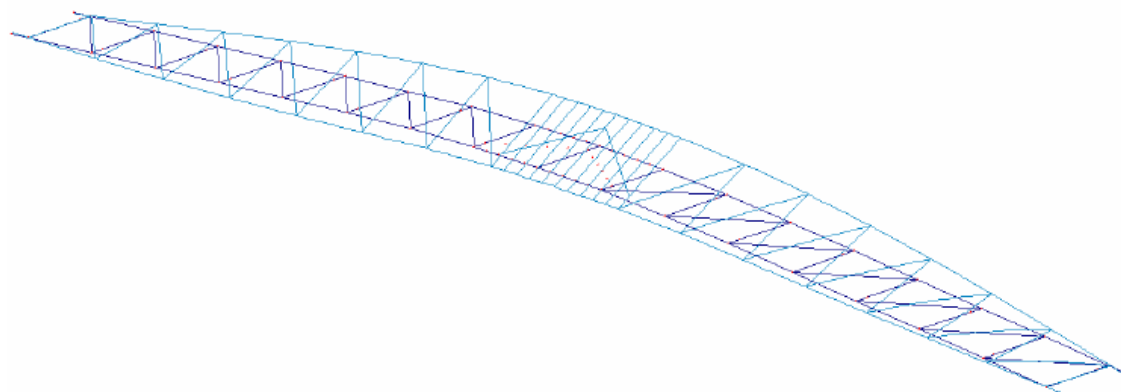
Postać 1 $\Rightarrow f=1,86$ Hz – pionowa forma drgań (podstawowa forma drgań):



Postać 2 $\Rightarrow f=4,20$ Hz – pozioma forma drgań:



Postać 3 $\Rightarrow f=8,65$ Hz – skrętna forma drgań:



13.3. Analiza wrażliwości kładki na dynamiczne oddziaływanie tłumy

Zgodnie z Rozporządzeniem MTiGM z dnia 30.05.200 r. w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać drogowe obiekty inżynierskie i ich usytuowanie w konstrukcji obiektu nie powinny wystąpić drgania własne o częstotliwości mniejszej niż 3Hz. W przypadku rozpatrywanej kładki, podstawowa częstotliwość drgań własnych wynosi 1,89 Hz. Oznacza to, że kładka wymaga analizy dynamicznej.

Ze względu na brak wytycznych w Polskich Normach dotyczących dynamik mostów, poniższe obliczenia zostaną wykonane na podstawie Normy Brytyjskiej BS5400 i wytycznych projektowania BD 37/01 Loads and Highway Bridges.

Zgodnie z powyższymi dokumentami, dla podstawowej pionowej formy drgań własnych mniejszych niż 5,0 Hz należy przeprowadzić analizę dynamiczną.

Parametry dynamiczne kładki:

$f_1 := 1.86\text{Hz}$ - podstawowa częstość pionowych drgań własnych mostu

$y := 0.44\text{mm}$ - statyczne ugięcie w środku przęsła od siły 700N

$K := 1.0$ - współczynnik konfiguracji - dla 1 przęsła

$\psi := 11$ - dynamiczny współczynnik odpowiedzi

$\pi = 3.14$

Maksymalna wartość przyspieszenia pionowego podczas przejścia jednego pieszego:

$$a := 4\pi^2 f_1^2 \cdot y \cdot K \cdot \psi$$

$$a = 0.66 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}$$

Dopuszczalne przyspieszenie drgań kładki:

$$a_D := 0.5 \sqrt{f_1}$$

$$a_D = 0.68 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}$$

Warunek normowy: $a < a_D$ - Warunek jest spełniony.

Jelenia Góra, październik 2008 r.

Projektował:

mgr inż. Krzysztof Kolasa

Sprawdził:

mgr inż. Marek Kempski

IV. INFORMACJA DOTYCZĄCA BEZPIECZEŃSTWA I OCHRONY ZDROWIA

1. Zakres robót i kolejność realizacji

Technologia wykonania robót budowlanych związanych z odbudową kładki dla pieszych przez rzekę Kwisę (w km 112+907) w Mirsku przewiduje wykonanie w kolejności chronologicznej następujących robót:

- rozbiórka górnej części podpory lewobrzeżnej (w zakresie kolidującym z projektowanymi elementami konstrukcyjnymi w uzgodnieniu z projektantem i inspektorem nadzoru inwestorskiego);
- rozbiórka podporę środkowej (filara do poziomu poniżej projektowanych umocnień koryta rzeki);
- wykonanie fundamentów głębokich (studnie-kolumny);
- wykonanie żelbetowych elementów zwieńczających podpory (przyczółki);
- pokrycie zewnętrznych betonowych powierzchni podpór ochronnymi elastycznymi wyprawami i powłokami malarskimi i hydrofobizacyjnymi;
- montaż kotwionych łożysk elastomerowych;
- wykonanie nowego przęsła obiektu o konstrukcji stalowej z kształtowników walcowanych;
- wykonanie powłok antykorozyjnych na konstrukcji stalowej przęsła;
- wykonanie i wbudowanie pokład drewnianego oraz drewnianych elementów architektonicznych z drewna bongossi;
- wykonanie i wbudowanie obustronnych balustrad stalowych (łącznie z przęsłem i następnie na dojściach do obiektu);
- wykonanie pochylni po stronie lewobrzeżnej w postaci przyzmy gruntowej petryfikowanej żywicami i bezspoinową okładziną kamienną sklejaną żywicami petryfikującymi;
- wykonanie nawierzchni z kostki z betonu wibroprasowanego na pochylni po stronie lewobrzeżnej oraz na dalszej części łącznika aż do ul. Aleja Wojska Polskiego;
- wykonanie nawierzchni z kostki z betonu wibroprasowanego na pochylni po stronie prawobrzeżnej oraz na dalszej części łącznika aż do ul. Fabrycznej;
- wykonanie ubezpieczenia skarp nasypu pochylni po stronie prawobrzeżnej;
- wykonanie umocnień koryta (dno i skarpy) rzeki Kwisy w rejonie projektowanej odbudowy przeprawy;
- wykonanie i wbudowanie obustronnego stalowego (siatkowego) i podwyższonego ogrodzenia na długości lewobrzeżnej pochylni;
- roboty wykończeniowe, rekultywacja i uprzątnięcie terenu.

2. Wykaz istniejących obiektów budowlanych w miejscu projektowanego obiektu

Obiekt zlokalizowany jest nad rzeką Kwisą. W rejonie przeprawy mostowej zlokalizowane są następujące obiekty budowlane:

- istniejące pozostałości po kładce dla pieszych (podpory skrajne – przyczółki i pośrednia - filar),
- drogi gruntowe dojść do nieczynnego obiektu (kładki dla pieszych),
- konstrukcja wylotu kanału odpływowego do rzeki Kwisy,
- fragmenty ubezpieczeń koryta rzeki.

3. Wskazanie elementów zagospodarowania terenu mogących stwarzać zagrożenie dla życia i zdrowia ludzi

W zagospodarowaniu terenu występują następujące elementy mogące stwarzać zagrożenie dla życia i zdrowia ludzi:

- rzeka górska Kwisa,
- nieprzewidywalny lokalny ruch pieszych w czasie realizacji robót,
- zły stan budowli będącej ujściem kanału odpływowego na prawym brzegu rzeki.

4. Wskazanie przewidywanych zagrożeń występujących podczas realizacji obiektu

Podczas realizacji obiektu mogą wystąpić zagrożenia dla pracowników związane z wykonywaniem następujących robót:

- rozbiórka obiektów budowlanych,
- wykonywanie wykopów o ścianach pionowych bez rozparcia o głębokości większej niż 1.5 m oraz wykopów o bezpiecznym nachyleniu ścian o głębokości większej niż 3.0 m,
- roboty przy których wykonywaniu występuje ryzyko upadku z wysokości ponad 5.0 m,
- roboty wykonywane przy użyciu dźwigów,
- montaż i demontaż ciężkich elementów konstrukcyjnych obiektów mostowych, których masa przekracza 1.0 t (prefabrykowane elementy rusztowań i konstrukcji tymczasowych, konstrukcji stalowo-drewnianego przęsła),
- bagrowanie studni w osłonie płaszcza żelbetowego (kręgów żelbetowych),
- napływ wody powierzchniowej i gruntowej,
- fundamentowanie podpór mostowych,
- wszelkie roboty budowlane prowadzone na wodach płynących z zagrożeniem gwałtownych wezbrań,
- związanych z obsługą narzędzi i urządzeń zasilanych energią elektryczną,
- przy rozładunku materiałów budowlanych dostarczanych na plac budowy,
- przy preparatach mogących działać alergicznie, mogących powodować poparzenia lub pożar,
- pojazdów samochodowych w ruchu publicznym,
- z ruchomym sprzętem budowlanym,
- z pompowaniem wody ze studni podczas bagrowania,
- wydzielaniem się gazów wydzielanych podczas gnicia materiałów organicznych, które mogą zostać napotkane w strefie przejścia studni przez niekontrolowane osady rzeczne.

Dodatkowo robotnicy będą narażeni na hałas pracującego sprzętu budowlanego używanego w trakcie budowy. Należy pamiętać, by przed przystąpieniem do robót zapoznać się z projektami branżowymi i wykonać przekopy kontrolne w miejscach nowych konstrukcji. Przekopy należy wykonać ręcznie zachowując należyłą ostrożność. Szczegółowe zagrożenia mogą być określone dopiero po przyjęciu konkretnej technologii realizacji robót.

5. Wskazanie dotyczące sposobu instruktażu pracowników przed przystąpieniem do robót szczególnie niebezpiecznych

Niektóre z planowanych do wykonania robót mają charakter szczególnie niebezpiecznych, w nawiązaniu do art. 21a, ust. 2 ustawy z dn. 7.07.1994 r. Prawo Budowlane. W związku z powyższym pracownicy przy wykonaniu tych prac muszą posiadać świadectwa dopuszczenia do pracy na swoich stanowiskach, wydane przez lekarza medycyny pracy. Muszą również posiadać aktualne świadectwa ukończonych szkoleń podstawowych BHP oraz przejść instruktaż na stanowisku pracy przed wykonaniem poszczególnych zakresów robót, z przedstawieniem zagrożeń mogących wystąpić w trakcie robót. Dodatkowo operatorzy sprzętu budowlanego powinni posiadać odpowiednie świadectwa kwalifikacji i uprawnienia do obsługi sprzętu, na którym pracują.

6. Wskazanie środków technicznych i organizacyjnych zapobiegającym niebezpieczeństwom

W celu zapewnienia bezpieczeństwa pracownikom wykonującym roboty budowlano-montażowe należy zapewnić:

- stosowanie odzieży roboczej przez pracowników,
- stosowanie odzieży ostrzegawczej i ochrony osobistej,
- stosowanie wymaganych przepisami środków ochrony osobistej i zabezpieczeń wymaganych dla robót związanych z bagrowaniem studni, w tym również zabezpieczenia w postaci aparatów tlenowych przy robotach w nasypowych nie kontrolowanych gruntach wydzielających gazy w trakcie rozkładu części organicznych,
- stosowanie środków ochrony osobistej przez pracowników w trakcie wykonywania robót wymagających ich używania,
- prowadzącemu roboty urządzenia łączności do komunikowania się np. telefon komórkowy;
- zabezpieczenie placu budowy przed wstępem osób niepożądanych,
- wykonanie przekopów kontrolnych,
- stosowanie się do wymagań BHP określonych w projektach i przepisach branżowych (np. dotyczących elektrycznych linii napowietrznych czy prowadzenia prac w rejonie czynnych drogowych szlaków komunikacyjnych).

7. Uwagi końcowe

Podczas wykonywania robót związanych z robotami budowlanymi należy przestrzegać norm krajowych, wymagań technicznych i ustawowych dotyczących bezpieczeństwa pracy. Wykonawca robót musi zapewnić zawartych w przepisach zasad bezpieczeństwa i ochrony zdrowia w procesie budowy z uwzględnieniem specyfiki przyjętej technologii i użytych maszyn. Za bezpieczeństwo i ochronę zdrowia w trakcie budowy odpowiada Kierownik Budowy, który musi spełnić wymagania prawa budowlanego (w szczególności art. 21a, pkt. 1 Dz.U.2000 r. Nr 106: Ustawa z dnia 7 lipca 1994).

Wykonanie konstrukcji należy powierzyć firmie mającej doświadczenie w wykonawstwie skomplikowanych i nietypowych konstrukcji mostowych.

Jelenia Góra, październik 2008 r.

Opracował:

mgr inż. Krzysztof Kolasa

V. CZĘŚĆ GRAFICZNA

1. Orientacja 1:25000	39
2. Projekt zagospodarowania terenu 1:500.....	40
3. Rzut z góry 1:100.....	41
4. Widok z boku A-A 1:50	42
5. Przekroje B-B, C-C i D-D 1:50.....	43
6. Przekrój konstrukcyjny 1:20.....	44
7. Konstrukcje umocnień dna i brzegów rzeki 1:50	45

Rys. 1/7

Rys. 2/7

Rys. 3/7

Rys. 4/7

Rys. 5/7

Rys. 6/7

Rys. 7/7

VI. UZGODNIENIA I ZAŁĄCZNIKI

1. Wypis z planu zagospodarowania przestrzennego miasta Mirsk z dn. 01.08.2008 r. (L. dz. BUA-7331/137/08).....	49
2. Pismo ROŚ.7624/11/2008 z dn. 25.08.2008 r. Urzędu Miasta i Gminy Mirsk w sprawie braku obowiązku uzyskania decyzji o środowiskowych uwarunkowaniach dla przewidywanej odbudowy kładki dla pieszych na rzece Kwisie w Mirsku	52
3. Pismo GK 7442-129/08 z dn. 02.12.2008 r. Zespołu Uzgadniania Dokumentacji przy Starostwie Powiatowym w Lwówku Śląskim uzgadniające projektowane obiekty.....	54
4. Decyzja o udzieleniu Gminie Mirsk pozwolenia wodnoprawnego na odbudowę kładki dla pieszych na rzece Kwisie w Mirsku	55
5. Pismo NW-Z-4127/11/2008 z dn. 03.09.08 r. RZGW we Wrocławiu – Inspektorat w Jeleniej Górze, Nadzór Wodny w Zgorzelcu, uzgadniające światło odbudowywanej stalowej kładki dla pieszych przez rzekę Kwisę w km 112+907 jej biegu.....	
6. Pismo NW-Z-4127/13/2008 z dn. 19.09.08 r. RZGW we Wrocławiu – Inspektorat w Jeleniej Górze, Nadzór Wodny w Zgorzelcu, uzgadniające możliwość wykonania elementów projektowanych obiektów budowlanych na działkach Skarbu Państwa będących w zarządzie RZGW.....	
7. Kopie wykazów właścicieli i władających gruntami wraz z wyrysami z rejestru gruntów.....	
8. Kopia oryginału mapy do celów projektowych w obrębie proj. zamierzenia inwestycyjnego	
9. Oświadczenie Inwestora o posiadanym prawie do dysponowania nieruchomością na cele budowlane.....	
10. Zaświadczenie Komisji Wyborczej i wyciąg z protokołu z II sesji Rady Miejskiej dotyczący ślubowania Burmistrza Miasta i Gminy Mirsk	
11. Oświadczenie projektanta i sprawdzającego w specjalności mostowej	
12. Kserokopia uprawnień projektanta.....	
13. Kserokopia postanowienia DOIIB we Wrocławiu potwierdzająca zakres uprawnień projektanta.....	
14. Kserokopia aktualnego zaświadczenia DOIIB we Wrocławiu o przynależności do Izby projektanta.....	
15. Kserokopia uprawnień sprawdzającego o specjalności mostowej.....	
16. Kserokopia aktualnego zaświadczenia DOIIB we Wrocławiu o przynależności do Izby sprawdzającego	