

INWEST KONTROL
Spółka z o.o.
Ilkowiec, ul. Partyzantów 40; 33-131 Łęg Tarnowski

EKSPERTYZA TECHNICZNA

DOTYCZĄCA STANU ISTNIEJĄCEGO MOSTU DROGOWEGO NA POTOKU SZALÓWKA W CIĄGU DROGI GMINNEJ NR K270792 W KM 0+716 W M. SZALOWA

Administrator obiektu: **WÓJT GMINY ŁUŻNA**
38-322 Łużna 634

Lokalizacja obiektu: Obręb Szalowa, gm. Łużna
Droga gminna K270792 km 0+716
Potok Szalówka



OPRACOWAŁ:

Branża	Tytuł zawodowy, imię, nazwisko	Uprawnienia	Data
Mostowa	mgr inż. Jarosław SKRABACZ	Do projektowania i kierowania budowlanymi w specjalności konstrukcyjno-budowlanej – budowlanej bez ograniczeń nr 51/2002 z dnia 29.06.2002	20.06.2021

mgr inż. JAROSŁAW SKRABACZ
uprawnienia budowlane do projektowania
i kierowania robotami budowlanymi bez ograniczeń
w specjalności konstrukcyjno-budowlanej
nr 51/2002 z dnia 29.06.2002
Uprawniony do sporządzania opinii hydrologicznych
– opinia MOHB/OKK/0063/08

ZAWARTOŚĆ OPRACOWANIA

- 1. PRZEDMIOT OPRACOWANIA**
- 2. CEL I ZAKRES OPRACOWANIA**
- 3. PODSTAWOWE DANE EWIDENCYJNE**
- 4. PODSTAWA OPRACOWANIA**
- 5. OPIS OGÓLNY ISTNIEJĄCEGO MOSTU**
- 6. DOKUMENTACJA FOTOGRAFICZNA ISTNIEJĄCEGO MOSTU**
- 7. ANALIZA STATYCZNO – WYTRZYMAŁOŚCIOWA KONSTRUKCJI POMOSTU**
 - 7.1. ZESTAWIENIE OBCIĄŻEŃ**
 - 7.2. ANALIZA USTROJU NOŚNEGO**
 - 7.3. SPRAWDZENIE POSADOWIENIA PODPORY POŚREDNIEJ**
- 8. OPIS STANU TECHNICZNEGO ELEMENTÓW MOSTU, STWIERDZONYCH USZKODZEŃ I SPOSÓB NAPRAWY**
 - 8.1. KONSTRUKCJA STAŁOWA USTROJU NOŚNEGO**
 - 8.2. KONSTRUKCJA POMOSTU DREWNIANEGO**
 - 8.3. SKRZYDŁA PRZYCZÓŁKÓW**
 - 8.4. NASYPY I DOJAZDY DO MOSTU ZE STOŻKAMI NASYPÓW**
 - 8.5. PODPORA POŚREDNIA**
 - 8.6. KORPUSY PRZYCZÓŁKÓW**
- 9. PODSUMOWANIE**

EKSPERTYZA TECHNICZNA DOTYCZĄCA STANU ISTNIEJĄCEGO OBIEKTU MOSTOWEGO

MOST DROGOWY NA POTOKU SZALÓWKAW CIĄGU DROGI GMINNEJ NR K270792 W KM 0+716 W M. SZALOWA

1. PRZEDMIOT OPRACOWANIA

Przedmiotem niniejszego opracowania jest Ekspertyza Stanu Technicznego istniejącego mostu drogowego w ciągu drogi gminnej nr 270792K w jej km 0+716 w miejscowości Szalowa, Gmina Łużna, woj. małopolskie na potoku Szalówka. Niniejsza ekspertyza została opracowana w związku z Postanowieniem Powiatowego Inspektora Nadzoru Budowlanego w Gorlicach nr 12/2021 z dnia 22-01-2021r. znak: PINB.5162.7.2021 nakładającego na Administratora obiektu mostowego (Wójta Gminy Łużna) obowiązku przedstawienia przedmiotowej Ekspertyzy w związku z prowadzonym postępowaniem przed PINB w Gorlicach w sprawie możliwości użytkowania obiektu oraz ustalenia zakresu ewentualnych robót do wykonania mających na celu poprawę bezpieczeństwa użytkowania mostu. Zgodnie z treścią postanowienia Powiatowego Inspektora Nadzoru Budowlanego w Gorlicach niniejsze opracowanie odnosi się do całości konstrukcji i wyposażenia, oraz otoczenia obiektu mostowego, ze szczególnym uwzględnieniem aspektu pracy podpór (przyczółków masywnych betonowych).

2. CEL I ZAKRES OPRACOWANIA

Ekspertyza niniejsza została opracowana w kontekście oceny stanu technicznego mostu pod kątem określenia zakresu i rodzaju robót budowlanych, które pozwolą na osiągnięcie zakładanego celu, jakim jest bezpieczne użytkowanie mostu (dotyczy bezpieczeństwa w odniesieniu do elementów konstrukcyjnych, jak i elementów wyposażenia, w tym elementów bezpieczeństwa ruchu ze szczególnym uwzględnieniem stanów granicznych nośności i użytkowania podpór).

3. PODSTAWOWE DANE EWIDENCYJNE

Obiekt budowlany: Most drogowy w ciągu drogi gminnej
na potoku Szalówka

Lokalizacja: Obręb Szalowa, gm. Łużna
Droga gminna K270792 km 0+716
Potok Szalówka

Administrator: WÓJT GMINY ŁUŻNA
38-322 Łużna 634

4. PODSTAWA OPRACOWANIA

- Zlecenie Inwestora
- Postanowieniem Powiatowego Inspektora Nadzoru Budowlanego w Gorlicach nr 33/2021 z dnia 02-04-2021r. znak: PINB.5162.7.2021
- Inwentaryzacja stanu istniejącego
- Dokumentacja fotograficzna
- Badania sklerometryczne wytrzymałości betonu
- Przegląd szczegółowy obiektu mostowego
- PN-85/S-10030 – Obiekty mostowe. Obciążenia
- PN-91/S-10042 – Obiekty mostowe. Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone. Projektowanie
- Rozporządzenie MTiGM z dnia 30 maja 2000 r. w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać drogowe obiekty inżynierskie i ich usytuowanie
- Rozporządzenie MTiGM z dnia 2 marca 1999 r w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać drogi publiczne i ich usytuowanie
- Inwentaryzacja uszkodzeń
- PN-81/B03020 „Grunty budowlane. Posadowienie bezpośrednie budowli. Obliczenia statyczne i projektowanie“
- Jarominiak A. Przeglądy obiektów mostowych. WKŁ, W – wa 1991. Madaj A. Wołowicki W. Budowa i utrzymanie mostów. WKŁ, W – wa 2001

5. OPIS OGÓLNY ISTNIEJĄCEGO MOSTU

Przedmiotowy most wybudowany został w latach 80-tych XX-go wieku. Brak dokumentacji archiwalnej obiektu.

Most jest obiektem jednoprzęsłowym o schemacie statycznym w układzie podłużnym przęsła swobodnie podpartego o długości w osiach podparć około 6.3m. Podpory stanowią dwa betonowe przyczółki masywne bez skrzydeł. Odległość pomiędzy podporami w świetle wynosi około 6 m. Całkowita długość ustroju nośnego mostu wynosi około 9 m. Szerokość mostu wynosi 5.5 m, w tym jezdnia o nawierzchni bitumicznej około 3.2 m plus obustronne pobocza. Od zewnętrznej strony poboczy istnieją poręcze z rurek stalowych wysokości 0.95m, natomiast brak jest barier energochłonnych.

Zasadniczą część ustroju niosącego to ruszt stalowy wykonany ze stalowych kształtowników walcowanych na gorąco (w przekroju poprzecznym 3 sztuki) jako główne elementy nośne w kierunku podłużnym. Konstrukcja stalowa belkowa stanowi podarcie pod żelbetowy, płytowy pomost grubości około 20cm.

Podpory skrajne (przyczółki) posiadają konstrukcję żelbetową (betonową), monolityczną masywną. Zasadniczą część podpory stanowią korpusy (trzony) przyczółków o szerokości równej szerokości pomostu. Na górnej powierzchni korpusów wykształtowane zostały powierzchnie poziome, na których spoczywają oparte dźwigary główne, nie stwierdzono łożysk pod dźwigarami. Przyczółki nie posiadają żadnych skrzydeł. Zabezpieczenie skarp wykonane zostało w sposób który należy określić jako prowizoryczny z kształtowników stalowych układanych poziomym w sposób dostosowany do przebiegu jezdni w rejonie mostu.

Dylatacje na obiekcie nie występują.
System odwodnienia nie istnieje

Potok Szalówka w rejonie inwestycji posiada koryto ziemne, stosunkowo jednorodne i nieumocnione o szerokości w dnie około 3m, rozszerzające się nieco w rejonie mostu. W dnie występuje narzut żwirowy pomieszany z łożupkiem.

6. DOKUMENTACJA FOTOGRAFICZNA ISTNIEJĄCEGO MOSTU



Widok ogólny mostu od strony północnej – widoczne elementy pomostu oraz balustrady stalowe

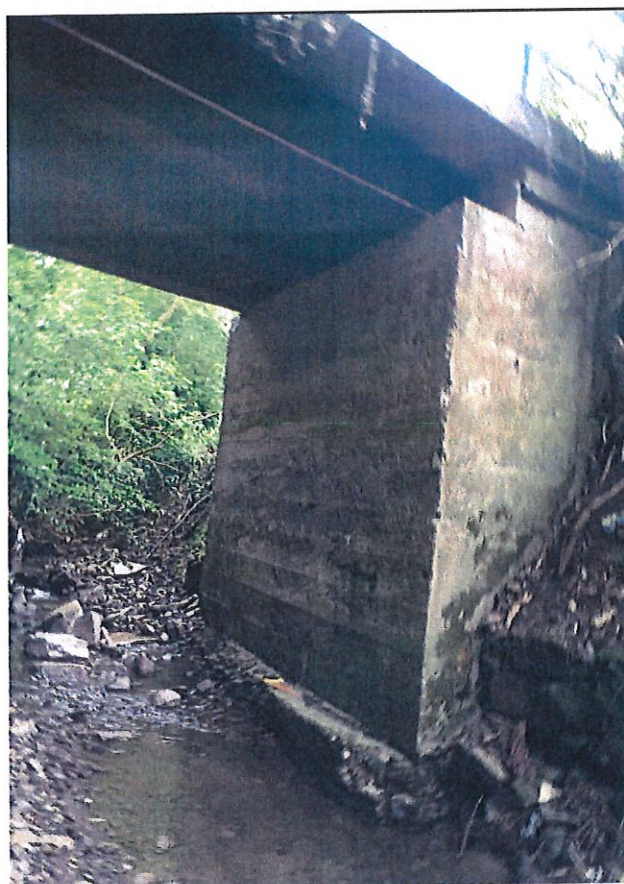


Widok ogólny elewacji mostu od strony dolnej wody.
Widoczny sposób oparcia belek stalowych na przyczółku.
Widoczne zabezpieczenie prowizoryczne skarpy na przeciwnym brzegu kształtownikiem stalowym.



Widok ogólny elewacji mostu od strony dolnej wody.

Widoczna roślinność będąca wynikiem zaniedbań utrzymaniowych na moście i w rejonie mostu.



Widok konstrukcji nośnej od dołu.

Widok stanu koryta (dna) z częściowo odsłoniętymi górnymi partiami ław fundamentowych.
Widoczny przyczółek ze strefą oparcia belek stalowych.



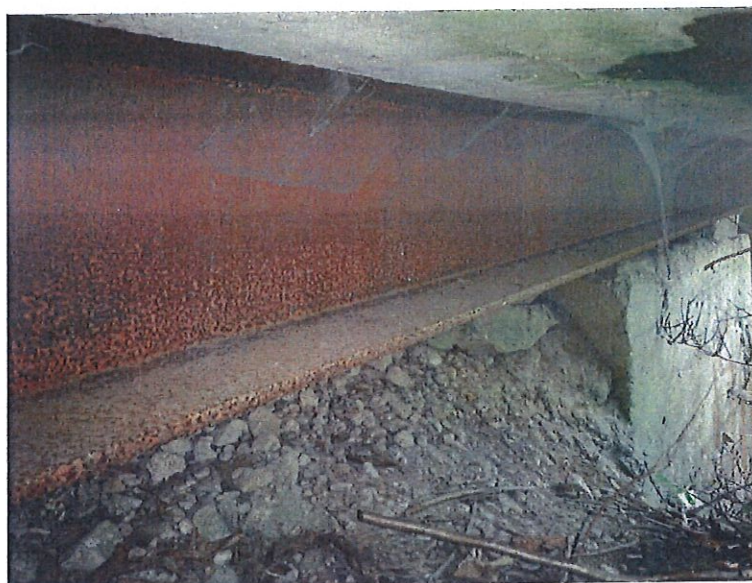
Widok konstrukcji nośnej od dołu.
Widoczna strefa oparcia belek stalowych



Widok na koryto potoku – widoczne umocnienie skarp z konstrukcji kamiennych.



Widok zabezpieczenie skarp w sposób który należy określić jako prowizoryczny z kształtowników stalowych układanych poziom w sposób dostosowany do przebiegu jezdni w rejonie mostu



Oparcie belek ustroju nośnego na podporze.
Widoczna zaawansowana korozja belki stalowej.

7. OPIS STANU TECHNICZNEGO ELEMENTÓW MOSTU, STWIERDZONYCH USZKODZEŃ I SPOSÓB NAPRAWY

7.1. KONSTRUKCJA STALOWA USTROJU NOŚNEGO

STAN TECHNICZNY

Stan techniczny dźwigarów stalowych określa się jako zły. Nie stwierdzono wprawdzie żadnych miejsc sugerujących przeciążenie zarówno w odniesieniu do przekrojów

miarodajnych maksymalnie obciążonych, jak i do połączeń poszczególnych elementów konstrukcyjnych (spawy), jednak na ocenę niedostateczną zasługuje stan korozji belek. Belki nie posiadają żadnej powłoki antykorozyjnej, a stopień korozji jest silnie zaawansowany, co udokumentowano w części fotograficznej.

ZALECANY ZAKRES DZIAŁAŃ

Ze względu na dostateczny stan techniczny stalowej konstrukcji nośnej mostu, biorąc pod uwagę wyniki analizy statyczno – wytrzymałościowej dźwigarów (stwierdzono wystarczający stopień zapasu nośności dla realnego tonażu - obciążenia użytkowego) nie ma konieczności podejmowania specjalnych działań w odniesieniu do dźwigarów. Zaleca się (koniecznym jest) jedynie dokładny, geodezyjny monitoring ugięć dźwigarów w ramach corocznych przeglądów obiektu. W odniesieniu do powłoki antykorozyjnej koniecznym jest wykonanie zabezpieczenia antykorozyjnego w okresie nie przekraczającym najbliższych dwóch lat, jednak stan istniejącego stanu zaawansowania korozji winien być tematem rozważań każdego corocznego przeglądu obiektu.

7.2. KONSTRUKCJA POMOSTU ŻELBETOWEGO

STAN TECHNICZNY

Aktualnie funkcjonujący pomost płytowy żelbetowy ze względu na jego dostateczny stan techniczny, biorąc pod uwagę wyniki badań sklerometrycznych betonu analizy statyczno – wytrzymałościowej (stwierdzono wystarczający stopień zapasu nośności dla realnego tonażu - obciążenia użytkowego) nie ma konieczności podejmowania specjalnych działań w odniesieniu do dźwigarów.

ZALECANY ZAKRES DZIAŁAŃ

- W pierwszej kolejności należy usunąć warstwy ziemi organicznej wraz z porastającą ją roślinnością (szczególnie dotyczy to poboczy na moście),
- Należy oczyścić techniką strumieniowo – cierną gzymsy i boczne części płyty pomostowej
- Naprawa powierzchni jak wyżej zaprawami z dodatkiem żewic epoksydowych (PCC). Koniecznym jest wykonanie robót w okresie nie przekraczającym najbliższych dwóch lat, jednak stan istniejącego stanu technicznego pomostu winien być tematem rozważań każdego corocznego przeglądu obiektu

7.3. NASYPY I DOJAZDY DO MOSTU ZE STOŻKAMI NASYPÓW

STAN TECHNICZNY

Stwierdza się awaryjny stan rejonu dojazdów do mostu wraz z nasypami i stożkami nasypów. W związku z brakiem skrzydeł w przyczółkach w zakresie oporowania nasypu doszło do destrukcji nasypów pomiędzy skarp nasypów na odcinkach dojazdowych do mostu oraz górnych części skarp koryta potoku. W chwili obecnej nie są zachowane niezbędne parametry techniczne związane z bezpieczeństwem uczestników ruchu drogowego ze

szczególnym uwzględnieniem uczestników niechronionych (piesi, rowerzyści itp.), głównie w związku z brakiem poboczy (pobocza zostały zniszczone w związku z obsunięciem się skarp nasypów).

Zabezpieczenie skarp wykonane zostało w sposób który należy określić jako prowizoryczny z kształtowników stalowych układanych poziomym w sposób dostosowany do przebiegu jezdni w rejonie mostu

ZALECANY ZAKRES DZIAŁAŃ

Brak odpowiedniego oporowania nasypów za przyczółkami (dotyczy skarp nasypów drogowych oraz skarp koryta potoku Szalówka) jest głównym powodem destrukcji skarp nasypów, w związku z czym konieczne jest zaprojektowanie i wykonanie dodatkowych rozwiązań pozwalających na zapewnienie stateczności skarp dojazdów i zabezpieczenie ich przed ewentualnym wymywaniem.

Zapewnienie stateczności skarp dojazdów jest warunkiem wyjściowym do odbudowy poboczy na dojazdach i zabezpieczenie skarp potoku, w następnej kolejności na zamontowanie tam (na poboczach) barier energochłonnych. Zaleca się wykonanie tego zakresu robót w okresie nie przekraczającym 12-ściu miesięcy. Należy zwrócić uwagę, że brak odpowiednich rozwiązań oporujących jest przyczyną odsłonięcia przestrzeni nasypów za przyczółkami. Proces ten trwa.

PROPONOWANY SPOSÓB ZAPEWNIENIA STATECZNOŚCI SKARP NASYPÓW

Optymalnym sposobem zapewnienia stateczności skarp jest opracowanie oddzielnego projektu i wykonanie niezależnych konstrukcji oporowych. Ze względu na aktualne ukształtowanie i zagospodarowanie proponuje się zaprojektowanie wg oddzielnego opracowania konstrukcji kamiennych lub siatkowo – kamiennych w taki sposób, aby zapewnić ciągłość konstrukcji oporujących z przyczółkami.

W chwili obecnej zaleca się uszczelnienie istniejących konstrukcji oporujących z wykorzystaniem technologii jak istniejąca w terminie nie przekraczającym 12 miesięcy.

7.4. PODPORY (PRZYZCÓŁKI)

STAN TECHNICZNY

Opis stanu technicznego przyczółków rozdzielono na dwie główne części: stan techniczny betonu i ogólnie konstrukcji podpór stanowi jedną część zagadnienia, natomiast stateczność podpory drugą.

Stan techniczny w odniesieniu do materiału należy określić jako dostateczny. Stwierdzono nieliczne ogniska odspajania się wierzchnich partii betonu konstrukcyjnego z tendencją do propagacji korozji. Ze względu na masywny charakter (kształt) podpór i stosunkowo małe wartości reakcji (obciążeń) pochodzących z konstrukcji mostu przypowierzchniowy charakter korozji betonu nie ma wpływu na nośność podpór, jednak wpływać to może w przyszłości niekorzystnie na zbrojenie. Stwierdzono także zaniedbania w

utrzymaniu obiektu – na górnej powierzchni podpory istnieją ogniska roślinności trawiastej wraz z warstwą biologiczną ziemi.

Uwaga: wytrzymałość obliczeniową betonu przyjęto na poziomie odpowiadającym klasie betonu B15 (C12/15) na podstawie badań sklerometrycznych betonu. Beton charakteryzuje się stosunkowo dużą niejednorodnością strukturalną, jednak ze względu na masywny charakter konstrukcji podpory ustalony parametr wytrzymałościowy betonu jest wystarczający i nie dyskwalifikuje obiektu z użytkowania.

W odniesieniu do stateczności podpór dokonano analizy posadowienia przedstawionej poniżej. W analizie uwzględniono pracę podpory z wychyleniem bocznym. W związku z otrzymanymi wynikami dowodzącymi, że mamy do czynienia z niezagrożoną stabilnością podpory (udowodniono znaczne zapasy nośności) nie ma konieczności podejmowania jakichkolwiek działań związanych z wzmocnieniem lub przebudową strefy fundamentowania. Ze względu na proporcje podpory i fundamentu (długość fundamentu nie mniejsza niż 6m przy szerokości nie mniejszej niż 2.5m, nie ma zagrożenia dla stateczności podpory.

Z posiadanych materiałów wynika, że wprowadzie podpora posiada wychylenie od pionu (nie mające wpływu na nośność w sposób istotny, co udowodniono poniżej), jednak na podstawie wywiadu środowiskowego stwierdzono, że istnieją uzasadnione przesłanki co do jej ustabilizowania. Fakt wychylenia mógł mieć swój powód np. w błędach wykonawczych, jednak po ustabilizowaniu się jej pozycji w chwili obecnej nie ma podstaw do obaw co do jej dalszej pracy. **Należy jednak bezwzględnie prowadzić stały monitoring geodezyjny położenia podpory.**

W chwili obecnej poziom posadowienia fundamentu znajduje się na poziomie nie mniejszym niż 2m poniżej obecnego dna potoku. Podpora sytuacyjnie znajduje się poza nurtem głównym (dla średniego stanu wody). **Koryto w rejonie mostu należy odbudować poprzez odtworzenie warstwy narzutu kamiennego grubości minimum 40cm, które tam kiedyś istniało.** Zabezpieczy to fundamenty przed szkodliwym działaniem wody płynącej.

Zgodnie z zasadami oszczędnego gospodarowania terenem dla celów budowlanych oraz unikania prowadzenia robót w korytach rzek (przeciwdziałanie m. in. zamuleniu wód płynących) stwierdza się, że wykonanie dodatkowego narzutu w rejonie podpory nie jest konieczne. Roboty takie (w związku z ingerencją w koryto rzeki) mogłyby być wykonywane w przypadku wyższej konieczności i w przypadku braku innych rozwiązań. W tym przypadku jednak takich przesłanek nie ma. Temat wykonania narzutu dodatkowego może być brany pod uwagę w przypadku zmiany ukształtowania koryta lub niekorzystnych wyników pomiarów geodezyjnych stateczności podpory – na podstawie przeglądów rocznych.

8. ANALIZA STATYCZNO – WYTRZYMAŁOŚCIOWA KONSTRUKCJI POMOSTU

8.1. ZESTAWIENIE OBCIĄŻEŃ

ZAŁOŻENIA WYJŚCIOWE

W celu ustalenia dopuszczalnego obciążenia użytkowego mostu przeprowadzono analizę statyczno – wytrzymałościową głównych elementów konstrukcyjnych mostu, których stan, parametry i nośność decydują o możliwości użytkowania mostu. Ze względu na istniejące ograniczenie nośności mostu (dopuszczalne obciążenie użytkowe do 6t) obiekt został sprawdzony nie na pojazd normowy odpowiadający klasie obciążenia „A” do „E” wg PN-85/S-10030, lecz pojazd rzeczywisty odpowiadający dopuszczonemu obciążeniu.

Obliczenia statyczne przeprowadzono w oparciu o statykę liniową pierwszego rzędu. Jako model obliczeniowy przyjęto ustrój rusztowy z podparciem przegubowym na podporach. W przekroju podłużnym każde przęsło stanowi niezależną konstrukcję.

OBCIĄŻENIA

Obciążenia działające na obiekt uwzględnione w obliczeniach, wraz ze współczynnikami bezpieczeństwa oraz charakterem obciążenia przedstawia poniższa tabela:

Rodzaj obciążenia	Wartość charakt. obciąż.	Jednostka	Współczynniki bezpieczeństwa			Charakter obciąż.
			Układ podstaw.	Układ dodatk.	Układ wyjątk.	
Ciężar własny konstrukcji stalowej	78.5	kN/m ³	1.2/0.90	1.2/0.9	1.2/0.9	Stałe
Ciężar własny konstrukcji żelbetowej	27	kN/m ³	1.2/0.90	1.2/0.9	1.2/0.9	Stałe
Obciążenie jezdni obciążeniem użytkowym równomiernie rozłożonym „q”	1.2	kN/m ²	1.50	1.25	1.15	Zmienne
Obciążenie konstrukcji pojazdem rzeczywistym	240	kN	1.50	1.25	1.15	Zmienne

Współczynnik dynamiczny $\Phi = 1.32$ wg p. 6.3.2. PN-85/S-10030

8.2. ANALIZA WYTRZYMAŁOŚCIOWA

SIŁY WEWNĘTRZNE – SCHEMAT STATYCZNY

Obliczenia statyczno – wytrzymałościowe przeprowadzono w programie Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2011.

Ustrój nośny rusztowy zamodelowano w oparciu o inwentaryzację stanu istniejącego.

Analizując wyniki obliczeń i sprawdzając stopień wyężenia przekroju zginanego dźwigara przyjęto następujące założenia:

- Przyjęto max. dopuszczalne naprężenia normalne w stali 215MPa (w związku z brakiem danych dotyczących materiału przyjęto wartości minimalne)

DLA TAK PRZYJĘTYCH ZAŁOŻEŃ STWIERDZONO, ŻE NAPRĘŻENIA W MIARODAJNYM (NAJBARDZIEJ WYĘŻONYM) PRZEKROJU ZGINANYM

DŹWIGARA NIE PRZEKRACZA 200 MPa dla klasy obciążenia „E”, CO OZNACZA, ŻE NIE DOCHODZI DO PRZECIĄŻENIA KONSTRUKCJI STALOWEJ DLA ZAŁOŻONEGO OBCIĄŻENIA MOSTU.

8.3. SPRAWDZENIE POSADOWIENIA PODPORY WYCHYLONEJ

MATERIAŁ:

BETON: klasa B15, ciężar objętościowy = 24.0 (kN/m³)

STAL: klasa A-III, $f_{yd} = 350.00$ (MPa)

OPCJE:

- Obliczenia wg normy: betonowej: PN-B-03264 (2002)
gruntowej: PN-81/B-03020
- Oznaczenie parametrów geotechnicznych metodą: B
współczynnik $m = 0.81$ - do obliczeń nośności
współczynnik $m = 0.72$ - do obliczeń poślizgu
współczynnik $m = 0.72$ - do obliczeń obrotu

- Wymiarowanie fundamentu na:

Nośność

Osiadanie

- $S_{dop} = 7.00$ (cm)

- czas realizacji budynku: $t_b > 12$ miesięcy

- współczynnik odprężenia: $I = 1.00$

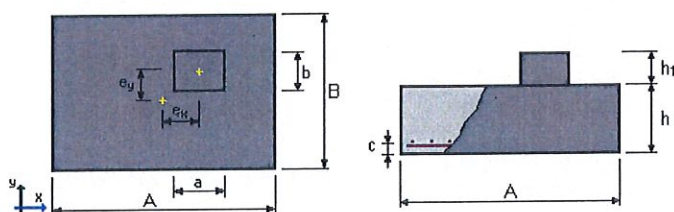
Obrót

Poślizg

Przebiecie / ścinanie

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

Geometria



$A = 7.00$ (m)

$a = 0.85$ (m)

$B = 3.50$ (m)

$b = 0.25$ (m)

$h = 1.50$ (m)

$h_1 = 0.01$ (m)

$e_x = 1.00$ (m)

$e_y = 0.15$ (m) objętość betonu fundamentu: $V = 36.752$ (m³)

otulina zbrojenia:

$c = 0.05$ (m)

poziom posadowienia:

$D = 3.0$ (m)

minimalny poziom posadowienia:

$D_{min} = 1.2$ (m)

Grunt

Charakterystyczne parametry gruntu:

Warstwa	Nazwa	Poziom [m]	IL / ID	Symbol konsolidacji	Typ wilgotności
1	Zwir gliniasty	0.0	0.20	B	---
2	Gлина pylasta	-1.0	0.33	B	---
3	II	-4.0	0.05	D	---

Pozostałe parametry gruntu:

Warstwa	Nazwa	Miąższość [m]	Spójność [kPa]	[deg]	Kąt tarcia [kN/m3][kPa]	Ciężar obj. [kPa]	Mo	M
1	Zwir gliniasty	1.0	31.6	18.3	22.0	37056.5	49408.6	
2	Gлина pylasta	3.0	26.8	15.8	20.0	27019.6	36026.2	
3	II	---	56.8	12.3	20.0	34586.7	43233.3	

Obciążenia

OBLICZENIOWE

Lp.	Nazwa	N [kN]	Mx [kN*m]	My [kN*m]	Fx [kN]	Fy [kN]	Nd/Nc
1	L1	1395.00		1997.00		0.00	0.00 0.00 0.50

współczynnik zamiany obciążeń obliczeniowych na charakterystyczne = 1.20

5. Wyniki obliczeniowe

WARUNEK NOŚNOŚCI

- Rodzaj podłoża pod fundamentem: warstwowe
- Kombinacja wymiarująca: L1 (całkowita)
N=1395.00kN Mx=1997.00kN*m
- Wyniki obliczeń na poziomie: posadowienia fundamentu
- Obliczeniowy ciężar fundamentu i nadległego gruntu: Gr = 1520.92 (kN)
- Obciążenie wymiarujące: Nr = 2915.92kN Mx = 1788.30kN*m My = 699.11kN*m
- Zastępcze wymiary fundamentu: A₋ = 6.52 (m) B₋ = 2.27 (m)
- Współczynniki nośności oraz wpływu nachylenia obciążenia:

NB = 0.50	iB = 1.00
NC = 10.48	iC = 1.00
ND = 3.65	iD = 1.00

- Graniczny opór podłoża gruntowego: Qf = 6201.06 (kN)
- Współczynnik bezpieczeństwa: Qf * m / Nr = 1.72

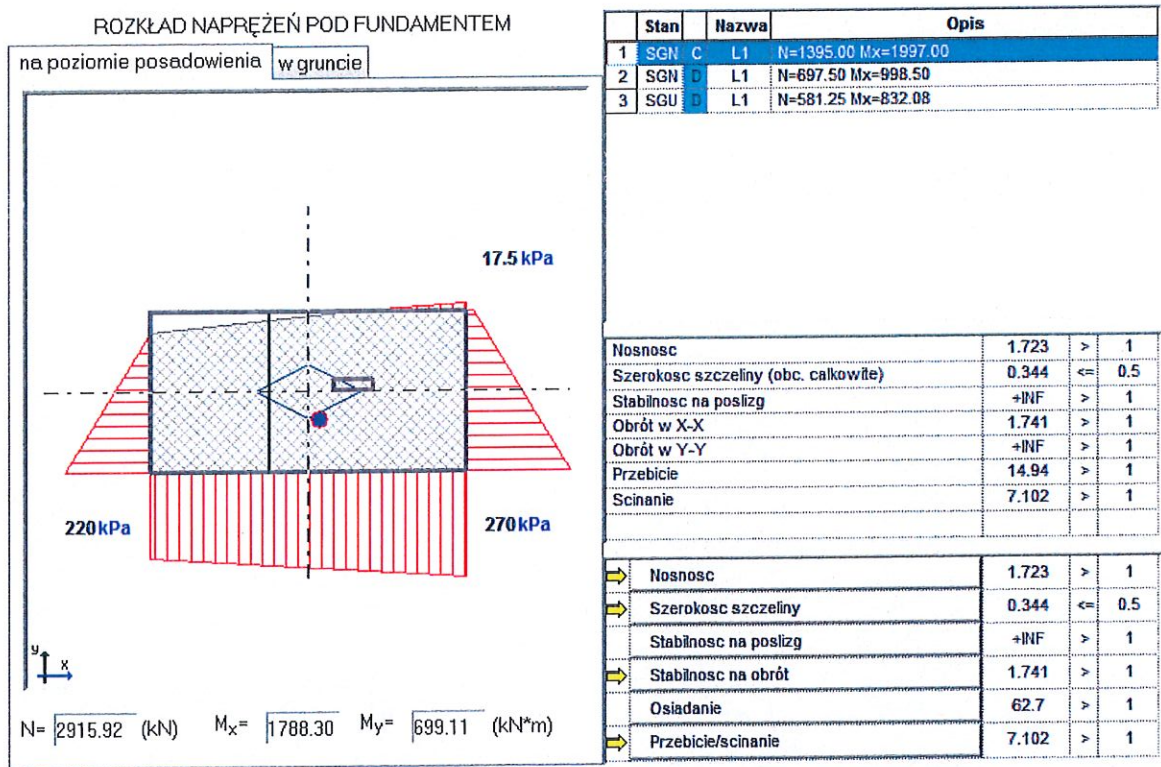
OSIADANIE

- Rodzaj podłoża pod fundamentem: jednorodny
- Kombinacja wymiarująca: L1
N=581.25kN Mx=832.08kN*m
- Charakterystyczna wartość ciężaru fundamentu i nadległego gruntu: 1382.65 (kN)
- Obciążenie charakterystyczne, jednostkowe od obciążeń całkowitych: q = 80 (kPa)

- Miąższość podłoża gruntowego aktywnie osiadającego: $z = 0.5$ (m)
- Naprężenie na poziomie z :
 - dodatkowe: $s_{zd} = 17$ (kPa)
 - wywołane ciężarem gruntu: $s_{zg} = 72$ (kPa)
- Osiadanie:
 - pierwotne: $s' = 0.03$ (cm)
 - wtórne: $s'' = 0.08$ (cm)
 - CAŁKOWITE: $S = 0.11$ (cm) $< S_{dop} = 7.00$ (cm)

OBRÓT

- Kombinacja wymiarująca: L1 (całkowita)
 $N = 1395.00$ kN $M_x = 1997.00$ kN*m
- Obliczeniowy ciężar fundamentu i nadległego gruntu: $G_r = 1244.39$ (kN)
- Obciążenie wymiarujące: $N_r = 2639.39$ kN $M_x = 1788.20$ kN*m $M_y = 825.64$ kN*m
- Moment zapobiegający obrotowi fundamentu:
 - $M_x(stab) = 4827.72$ (kN*m)
 - $M_y(stab) = 6668.51$ (kN*m)
- Współczynnik bezpieczeństwa: $M(stab) * m / M = 1.74$



$e_y = 0.15$ (m) **UWAGA – NINIEJSZY MIMOŚRÓD „ e_y ” ODZWIERCIEDLA ODCHYLENIE OSI PRZYŁOŻENIA WYPADKOWEJ REAKCJI PIONOWEJ OD OSI ŁAWY FUNDAMENTOWEJ W ZWIĄZKU Z PRZECZYŁEM PODPORY**

Uwaga: wytrzymałość obliczeniową betonu przyjęto na podstawie badań sklerometrycznych betonu.

POWYŻSZA ANALIZA STATECZNOŚCI (POSADOWIENIA) PODPORY POŚREDNIEJ Z UWZGLĘDNIENIEM FAKTU, ŻE PODPORA POSIADA ODCHYLENIE OD PIONU (FAKT TEN UWZGLĘDNIONO ZAKŁADAJĄC DZIAŁANIE MIMOŚRODU W PRZYŁOŻENIU SIŁ PIONOWYCH) WYKAZUJE, ŻE NIE MAMY DO CZYNNIENIA Z PRZEKROCZENIEM WARUNKÓW NOŚNOŚCI W PODŁOŻU GRUNTOWYM.

9. PODSUMOWANIE

Na podstawie przeprowadzonych analiz (w tym obliczeń statyczno – wytrzymałościowych) stwierdza się, że przedmiotowy obiekt może być warunkowo użytkowany na dotychczasowych zasadach, z uwzględnieniem następujących warunków:

- a) Podstawowym warunkiem możliwości dalszego użytkowania mostu jest zapewnienie bezpieczeństwa użytkownikom ruchu ze szczególnym uwzględnieniem uczestników niechronionych. W tym celu należy wykonać zakres dotyczący w sposób szczególny stabilizacji skarp i barieroporęczy na dojazdach).
- b) **Nośność podpór jest wystarczająca nawet z uwzględnieniem wychylenia**, jednak zalecane jest wykonanie robót związanych z naprawą powierzchni betonowych podpór
- c) W odniesieniu do podpór pośredniej należy bezwzględnie prowadzić stały monitoring geodezyjny położenia podpory. W chwili obecnej wykonywanie jakichkolwiek prac zabezpieczających podpór w korycie rzeki nie jest konieczne. Zaleca się tylko odtworzenie narzutu kamiennego na dnie koryta
- d) Mając na uwadze bezpieczeństwo użytkowników drogi i mostu, zwłaszcza niechronionych uczestników ruchu, zaleca się opracowanie i wdrożenie projektu stałej organizacji ruchu uwzględniający ograniczoną skrajnię na moście i dojazdach, brak chodników itp.

Opracował:
mgr inż. JAROSŁAW SKRABACZ
Uprawnienia budowlane do projektowania
i kierowania robotami budowlanymi bez ograniczeń
w specjalności konstrukcyjno-budowlanej
nr 51/2002 i 296/2002; WAP/BO/7182/02
Uprawniony do sporządzania operatów hydrologicznych
- opinia MOIB/OKK/0063/08



WOJEWODA MAŁOPOLSKI

RR.XIII.7132/232/02

Kraków, dnia 12 grudnia 2002 r.

DECYZJA O NADANIU UPRAWNIENÍ BUDOWLANYCH Nr ewid. 296/2002

Na podstawie art. 13 ust. 1 pkt 2, art. 14 ust. 1 pkt 2 ustawy z dnia 7 lipca 1994 r. - Prawo budowlane (tekst jednolity Dz. U. z 2000 r. Nr 106 poz. 1126 z późn. zm.), w związku z art. 104 ustawy z dnia 14 czerwca 1960 r. - Kodeks postępowania administracyjnego (tekst jednolity Dz. U. z 2000 r. Nr 98 poz. 1071 z późn. zm.), po rozpatrzeniu wniosku Pana mgr inż. Jarosława Skrabacz - na podstawie dokumentów stwierdzających wymagane wykształcenie i praktykę zawodową oraz na podstawie pozytywnej oceny z egzaminu na uprawnienia budowlane złożonego przed Komisją Egzaminacyjną,

n a d a j ę

Panu mgr inż. Jarosławowi SKRABACZ
kierunek studiów: "budownictwo"
urodzonemu dnia 12 sierpnia 1971 r. w Tarnowie

UPRAWNIENIA BUDOWLANE

*do kierowania robotami budowlanymi bez ograniczeń
w specjalności: konstrukcyjno-budowlanej.*

Od decyzji niniejszej służy Panu prawo wniesienia odwołania do Głównego Inspektora Nadzoru Budowlanego w Warszawie, ul. Krucza 38/42, za pośrednictwem Wojewody Małopolskiego w terminie 14 dni od daty otrzymania decyzji.



Z up. Wojewody Małopolskiego

mgr inż. arch. Elżbieta Gabrys
Zastępca Dyrektora
Wydziału Rozwoju Regionalnego

Otrzymują:

1. Pan mgr inż. Jarosław Skrabacz, Hkowice ul. Złota Góra 36, 33-131 Łęg Tarnowski
2. Główny Urząd Nadzoru Budowlanego, ul. Krucza 38/42, 00-926 Warszawa
3. aa



WOJEWODA MAŁOPOLSKI

AB.III.7131-233/01

Kraków, dnia 10 stycznia 2002 r.

DECYZJA O NADANIU UPRAWNIEŃ BUDOWLANYCH Nr ewid. 51/2002

Na podstawie art. 13 ust. 1, pkt 1, art. 14 ust. 1, pkt 2 ustawy z dnia 7 lipca 1994 r.:
– Prawo budowlane (tekst jednolity DZ. U. Nr 106 z 2000 r. poz. 1126 z późn. zm.), w związku z art. 104 § 1 k.p.a., po rozpatrzeniu wniosku Pana mgr inż. Jarosława Skrabacz
– na podstawie dokumentów stwierdzających wymagane wykształcenie i praktykę zawodową oraz na podstawie pozytywnej oceny z egzaminu na uprawnienia budowlane złożonego przed Komisją Egzaminacyjną,

nadaje

Panu mgr inż. Jarosławowi SKRABACZ
kierunek studiów: "budownictwo"
urodzonemu dnia 12 sierpnia 1971 r. w Tarnowie,

UPRAWNIENIA BUDOWLANE

*do projektowania bez ograniczeń
w specjalności: konstrukcyjno-budowlanej*

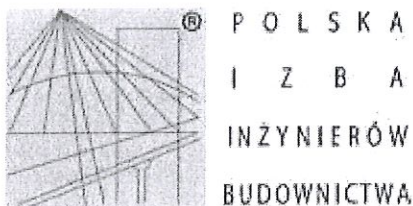
Od decyzji niniejszej służy Panu prawo wniesienia odwołania do Głównego Inspektora Nadzoru Budowlanego w Warszawie, ul. Krucza 38/42, za pośrednictwem Wojewody Małopolskiego w terminie 14 dni od daty otrzymania niniejszej decyzji.



Z.uz. Wojewody Małopolskiego
mgr inż. arch. Elżbieta Gąbrys
Dyrektor
Wydziału Architektury, Budownictwa
i Gospodarki Przestrzennej

Otrzymują:

1. Pan mgr inż. Jarosław Skrabacz, Ilkowice, ul. Złota Góra 36, 33-131 Łęg Tarnowski
2. Główny Urząd Nadzoru Budowlanego, ul. Krucza 38/42, 00-926 Warszawa
3. aa



Zaświadczenie

o numerze weryfikacyjnym:

MAP-WQK-DPA-HZ8 *

Pan Jarosław Andrzej Skrabacz o numerze ewidencyjnym MAP/BO/7182/02
adres zamieszkania ul. Partyzantów 42, Ilkowice, 33-131 Łęg Tarnowski
jest członkiem Małopolskiej Okręgowej Izby Inżynierów Budownictwa i posiada wymagane
ubezpieczenie od odpowiedzialności cywilnej.
Niniejsze zaświadczenie jest ważne do dnia 2021-12-31.

Zaświadczenie zostało wygenerowane elektronicznie i opatrzone bezpiecznym podpisem elektronicznym
weryfikowanym przy pomocy ważnego kwalifikowanego certyfikatu w dniu 2021-07-12 roku przez:

Mirosław Boryczko, Przewodniczący Rady Małopolskiej Okręgowej Izby Inżynierów Budownictwa.

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

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