

**Projekt budowlany remontu części niezadaszonej hali
byłej Elektrowozowni Warszawskiej Kolei Dojazdowej
w Grodzisku Mazowieckim przy ul. Stefana Batorego 23
wraz z odbudową zadaszenia – dla potrzeb zaplecza
technicznego Wydziału Napraw i Utrzymania Taboru
WKD – część konstrukcyjna.**

ZLECENIODAWCA:

**Warszawska Kolej Dojazdowa Sp. z o.o.
ul. Batorego 23
05-825 Grodzisk Mazowiecki**

PROJEKTOWAŁ:

mgr inż. Czesław Hodurek

mgr inż. Czesław Hodurek
Uprawnienia budowlane do
projektowania, kierowania i nadzorowania
robót budowlanych bez ograniczeń w specjalności
konstrukcyjno-budowlanej
Nr UAN-Upr. 405/83, Nr RP-Upr. 81/97
oraz przy zabytkach nieruchomych
PSOZ Nr 98/95, PSOZ Nr 59/97

WSPÓŁPRACA:

mgr inż. Mateusz Hodurek

SPRAWDZIŁ:

mgr inż. Marek Leśnik

mgr inż. Marek Jakub Leśnik
Uprawnienia budowlane do projektowania
i kierowania robotami budowlanymi bez ograniczeń
w specjalności konstrukcyjno-budowlanej
nr ewid.: MAP/0120/PWOK/13

Kraków, marzec 2018

815

OŚWIADCZENIE

Zgodnie z wymogiem art. 20 ust. 4 ustawy z dnia 16 kwietnia 2004 r. o zmianie ustawy – Prawo budowlane (Dz. U. Nr 93, poz. 888 z 2004r.)

OŚWIADCZAM

Projekt Budowlany konstrukcyjny został sporządzony zgodnie z obowiązującymi przepisami, zasadami wiedzy technicznej. Projekt jest kompletny z punktu widzenia celu, któremu ma służyć.

Podpis projektanta

mgr inż. Czesław Hodurek

upr. bud. nr 405/86

Podpis sprawdzającego

mgr inż. Marek Leśnik

upr. bud. MAP/0120/PWOK/13

mgr inż. Czesław Hodurek
Uprawnienia budowlane do
projektowania, kierowania i nadzorowania
robót budowlanych bez ograniczeń w specjalności
konstrukcyjno-budowlanej
Nr UAN-Upr. 405/86, Nr RP-Upr. 81/97
oraz przy zabytkach nieruchomych
PSOZ Nr 98/95, PSOZ Nr 59/97

mgr inż. Marek Jakub Leśnik
Uprawnienia budowlane do projektowania
i kierowania robotami budowlanymi bez ograniczeń
w specjalności konstrukcyjno-budowlanej
nr ewid.: MAP/0120/PWOK/13

SPIS TREŚCI

I. CZĘŚĆ OPISOWA.....	4
1. UPRAWNIENIA I ZAŚWIADCZENIA	5
2. PODSTAWY OPRACOWANIA	11
3. OPIS ISTNIEJĄCEJ ZABUDOWY	12
4. GEOTECHNICZNE WARUNKI POSADOWIENIA.....	15
5. OPIS PROJEKTOWANYCH ROBÓT	16
6. ZABEZPIECZENIE PRZED KOROZJĄ I OGNIEM.....	18
7. MATERIAŁY BUDOWLANE.....	18
8. WYKAZ WYKORZYSTANYCH NORM.....	18
II. ANALIZA STATYCZNO-WYTRZYMAŁOŚCIOWA	20
III. CZĘŚĆ RYSUNKOWA	57

Rys. 815-1 Rzut remontowanej hali – typy napraw zbrojenia słupów.

Rys. 815-2 Płyta posadzkowa, ława fundamentowa, słupy i nadproże.

Rys. 815-3 Rzut więźby dachowej.

Rys. 815-4 Wiązar dachowy Wz-1.

I.CZĘŚĆ OPISOWA

Projekt budowlany remontu hali byłej Elektrowozowni Warszawskiej Kolei Dojazdowej w Grodzisku Mazowieckim

1. UPRAWNIENIA I ZAŚWIADCZENIA**URZĄD MIASTA KRAKOWA**

Wydział Planowania Przestrzennego

Urządzeń, Instalacji i Rozbudowy Budowl.

Nr.UA.Nr.Upr.405/86 tel. c. 11-20-22

ul. Przy Rondzie 12

Kraków, dnia 17 listopada 1986r.

**DECYZJA O STWIERDZENIU PRZYGOTOWANIA ZAWODOWEGO
DO PEŁNIENIA SAMODZIELNYCH FUNKCJI TECHNICZNYCH
W BUDOWNICTWIE**

Na podstawie § 4 ust.2, § 6 ust.3, §7, § 13, ust.1, pkt.2, rozporządzenia Ministra Gospodarki Terenowej i Ochrony Środowisk z dnia 20 lutego 1975r. w sprawie samodzielnych funkcji technicznych w budownictwie /Dz.U.Nr.8, poz.46/

stwierdza się, że:

Obywatel Czesław HODUREK - magister - inżynier budownictwa, urodzony dnia 18 lutego 1958r. w Myślenicach, posiada przygotowane zawodowe upoważniające do wykonywania samodzielnej funkcji: projektanta, w specjalności: konstrukcyjno-budowlanej.

Obywatel Czesław HODUREK, jest upoważniony do:

- 1/ sporządzania projektów w zakresie rozwiązań konstrukcyjno-budowlanych budynków oraz innych budowli, z wyłączeniem linii węzłów i stacji kolejowych, dróg oraz lotniskowych dróg startowych i manipulacyjnych, mostów, budowli hydrotechnicznych i melioracji wodnych.
- 2/ sporządzania w budownictwie osób fizycznych projektów w zakresie rozwiązań architektonicznych.
 - a/ budynków inwentarskich i gospodarczych, adaptacji projektów typowych i powtarzalnych innych budynków oraz sporządzania planów zagospodarowania działki związanych z realizacją tych budynków.
 - b/ budowli nie będących budynkami.
- 3/ w budownictwie osób fizycznych - kierowania, nadzorowania, i kontrolowania budowy, kierowania i kontrolowania wytwarzania konstrukcyjnych elementów budowlanych oraz oceniania i badania stanu technicznego obiektów budowlanych.

Otrzymują:

1. mgr inż. Czesław Hodurek
2. a/a.

Z-ca Dyrektora Wydziału

mgr Andrzej Gajda

*Za zgodność
z oryginałem:*

mgr inż. Czesław Hodurek
Upoważnienia budowlane do
projektowania, kierowania i nadzorowania
robót budowlanych bez ograniczeń w specjalności
konstrukcyjno-budowlanej
Nr UA.Nr.Upr. 405/86, Nr RP-Upr. 81/97
oraz przy zabudkach nieruchomości
PSOZ Nr 98/96, PSOZ Nr 59/97



Zaświadczenie

o numerze weryfikacyjnym:

MAP-I8U-LVT-GU4 *

Pan Czesław Hodurek o numerze ewidencyjnym MAP/BO/1661/01
adres zamieszkania ul. Jar 11, 30-698 Kraków
jest członkiem Małopolskiej Okręgowej Izby Inżynierów Budownictwa i posiada wymagane
ubezpieczenie od odpowiedzialności cywilnej.
Niniejsze zaświadczenie jest ważne do dnia 2018-12-31.

Zaświadczenie zostało wygenerowane elektronicznie i opatrzone bezpiecznym podpisem elektronicznym
weryfikowanym przy pomocy ważnego kwalifikowanego certyfikatu w dniu 2017-12-20 roku przez:

Stanisław Karczmarczyk, 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.



**ZA ZGODNOŚĆ
Z ORYGINAŁEM**

mgr inż. Czesław Hodurek
Uprawnienia budowlane do
projektowania, kierowania i nadzorowania
robót budowlanych bez ograniczeń w specjalności
konstrukcyjno-budowlanej
Nr UAN-Upr. 405/86, Nr RP-Upr. 81/97
oraz przy zabytkach nieruchomości
PSOZ Nr 98/95, PSOZ Nr 59/97

MAŁOPOLSKA
OKRĘGOWA
I Z B A
INŻYNIERÓW
BUDOWNICTWA

Kraków, dnia 2 lipca 2013 r.

MAP OIIB/KK/0054-0180/13

DECYZJA

Na podstawie art. 24 ust. 1 pkt 2 ustawy z dnia 15 grudnia 2000 r. o samorządach zawodowych architektów, inżynierów budownictwa oraz urbanistów (*Dz. U. z 2001 r. Nr 5 poz. 42, z późn. zm.*), art. 12 ust. 1 pkt 1-5, art. 12 ust. 3, art. 13 ust. 1, 3 i 4, art. 14 ust. 1 pkt 2 ustawy z dnia 7 lipca 1994 r. Prawo budowlane (*tekst jednolity: Dz. U. z 2010 r. Nr 243 poz. 1623 z późn. zm.*), § 11 ust 1 pkt. 1, § 15, § 17 ust. 1 rozporządzenia Ministra Transportu i Budownictwa z dnia 28 kwietnia 2006 r. w sprawie samodzielnych funkcji technicznych w budownictwie (*Dz. U. z 2006 r. Nr 83 poz. 578 z późn. zm.*) oraz art. 104 ustawy z dnia 14 czerwca 1960 r. Kodeks postępowania administracyjnego (*tekst jednolity: Dz. U. z 2013 r. Nr 0, poz. 267 z późn. zm.*).

Małopolska Okręgowa Komisja Kwalifikacyjna stwierdza, że

Pan mgr inż. **Marek Jakub Leśnik**
urodzony dnia 20.09.1984 r. w Limanowej
uzyskał

UPRAWNIENIA BUDOWLANE

numer ewidencyjny MAP/0120/PWOK/13

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

UZASADNIENIE

Okręgowa Komisja Kwalifikacyjna Małopolskiej Okręgowej Izby Inżynierów Budownictwa w Krakowie na podstawie protokołów z postępowania kwalifikacyjnego oraz z przeprowadzonego egzaminu, stwierdziła, że Pan Marek Leśnik posiada wymagane prawem wykształcenie i praktykę zawodową konieczną do uzyskania uprawnień budowlanych w wyżej wymienionej specjalności i uzyskał pozytywny wynik egzaminu na uprawnienia budowlane. Szczegółowy zakres nadanych uprawnień budowlanych wskazano na odwrocie decyzji.

POUCZENIE

Od niniejszej decyzji służy odwołanie do Krajowej Komisji Kwalifikacyjnej Polskiej Izby Inżynierów Budownictwa w Warszawie, za pośrednictwem Małopolskiej Okręgowej Izby Inżynierów Budownictwa w Krakowie w terminie 14 dni od daty jej doręczenia.

Skład Orzekający
Okręgowej Komisji Kwalifikacyjnej:

1. Przewodniczący Okręgowej Komisji Kwalifikacyjnej
dr inż. Zygmunta Rawicki
2. Członek Składu Orzekającego
mgr inż. arch. Elżbieta Gabryś
3. Członek Składu Orzekającego
mgr inż. Krzysztof Seweryn

[Signature]
[Signature]
[Signature]



ZA ZGODNOŚĆ
Z ORYGINAŁEM

mgr inż. Marek Jakub Leśnik
Upewnienia budowlane do projektowania
i kierowania robotami budowlanymi bez ograniczeń
w specjalności konstrukcyjno-budowlanej
nr ewid.: MAP/0120/PWOK/13

**Szczegółowy zakres uprawnień
do projektowania i kierowania robotami budowlanymi
bez ograniczeń**

w specjalności konstrukcyjno - budowlanej

I. Na mocy art. 12 ust. 1 pkt 1 - 5, art. 13 ust. 3 i 4 ustawy - Prawo budowlane (tekst jednolity: Dz. U. z 2010 r. Nr 243, poz. 1623 z późn. zm.), w zakresie objętym wyżej wymienioną specjalnością, niniejsze uprawnienia stanowią podstawę do:

- 1) *projektowania, sprawdzania projektów architektoniczno-budowlanych i sprawowania nadzoru autorskiego,*
- 2) *kierowania budową lub innymi robotami budowlanymi,*
- 3) *kierowania wytwarzaniem konstrukcyjnych elementów budowlanych oraz nadzoru i kontroli technicznej wytwarzania tych elementów,*
- 4) *wykonywania nadzoru inwestorskiego,*
- 5) *sprawowania kontroli technicznej utrzymania obiektów budowlanych.*

II. Na mocy § 17 ust. 1 rozporządzenia Ministra Transportu i Budownictwa z dnia 28 kwietnia 2006 r. w sprawie samodzielnych funkcji technicznych w budownictwie (Dz. U. z 2006 r. Nr 83 poz. 578 z późn. zm.), niniejsze uprawnienia uprawniają do:


projektowania obiektu budowlanego i kierowania robotami budowlanymi związanymi z obiektem budowlanym w zakresie:

- 1) *sporządzania projektu architektoniczno - budowlanego w odniesieniu do konstrukcji obiektu,*
- 2) *kierowania robotami budowlanymi w odniesieniu do konstrukcji i architektury obiektu.*

Zgodnie z § 15 w/w rozporządzenia uprawnienia budowlane do projektowania w odpowiedniej specjalności uprawniają do sporządzania projektu zagospodarowania działki lub terenu, w zakresie danej specjalności.

Skład Orzekający
Okręgowej Komisji Kwalifikacyjnej:

1. Przewodniczący Okręgowej Komisji Kwalifikacyjnej
dr inż. Zygmunt Rawicki
2. Członek Składu Orzekającego
mgr inż. arch. Elżbieta Gabrys
3. Członek Składu Orzekającego
mgr inż. Krzysztof Seweryn



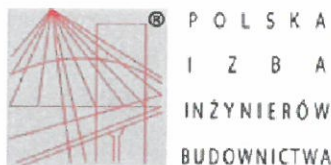


Otrzymują:

1. Pan Marek Leśnik
ul. Armińskiego 17/9
34-600 Limanowa
2. Główny Inspektor Nadzoru Budowlanego
3. a/a

ZA ZGODNOŚĆ
Z ORYGINAŁEM

mgr inż. Marek Jakub Leśnik
Uprawnienia budowlane do projektowania
i kierowania robotami budowlanymi bez ograniczeń
w specjalności konstrukcyjno-budowlanej
nr ewid.: MAP/0120/PWOK/13



Zaświadczenie

o numerze weryfikacyjnym:

MAP-RKQ-EV4-3YU *

Pan Marek Jakub Leśnik o numerze ewidencyjnym MAP/BO/0306/13

adres zamieszkania ul. Armińskiego 17/9, 34-600 Limanowa

jest członkiem Małopolskiej Okręgowej Izby Inżynierów Budownictwa i posiada wymagane ubezpieczenie od odpowiedzialności cywilnej.

Niniejsze zaświadczenie jest ważne do dnia 2018-07-31.

Zaświadczenie zostało wygenerowane elektronicznie i opatrzone bezpiecznym podpisem elektronicznym weryfikowanym przy pomocy ważnego kwalifikowanego certyfikatu w dniu 2017-06-29 roku przez:

Stanisław Karczmarczyk, Przewodniczący Rady Małopolskiej Okręgowej Izby Inżynierów Budownictwa.

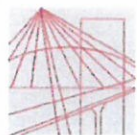
(Zgodnie art. 5 ust 2 ustawy z dnia 18 września 2001 r. o podpisie elektronicznym (Dz. U. 2001 Nr 130 poz. 1450) dane w postaci elektronicznej opatrzone bezpiecznym podpisem elektronicznym weryfikowanym przy pomocy ważnego kwalifikowanego certyfikatu są równoważne pod względem skutków prawnych dokumentom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



ZA ZGODNOŚĆ
Z ORYGINAŁEM

mgr inż. Marek Jakub Leśnik
Uprawnienia budowlane do projektowania
i kierowania robotami budowlanymi bez ograniczeń
w specjalności konstrukcyjno-budowlanej
nr ewid.: MAP/0120/PWOK/13

MAŁOPOLSKA
OKRĘGOWA
IZBA
INŻYNIERÓW
BUDOWNICTWA

Kraków, dnia 21 maja 2014 r.

MAP OIIB/KK/0055-0531-S/13

DECYZJA

Na podstawie art. 24 ust. 1 pkt 2 ustawy z dnia 15 grudnia 2000 r. o samorządach zawodowych architektów, inżynierów budownictwa oraz urbanistów (tekst jednolity: Dz. U. z 2013 r., poz. 932 z późn. zm.), art. 12 ust. 3, art. 13 ust. 2, art. 14 ust. 1 pkt 2 i art. 14 ust. 2 ustawy z dnia 7 lipca 1994 r. Prawo budowlane (tekst jednolity: Dz. U. z 2013 r., poz. 1409 z późn. zm.), § 25 ust. 1 i § 27 ust. 4 pkt 1 rozporządzenia Ministra Transportu i Budownictwa z dnia 28 kwietnia 2006 r. w sprawie samodzielnych funkcji technicznych w budownictwie (Dz. U. z 2006 r. Nr 83 poz. 578 z późn. zm.) oraz art. 104 ustawy z dnia 14 czerwca 1960 r. Kodeks postępowania administracyjnego (tekst jednolity: Dz. U. z 2013 r., poz. 267 z późn. zm.).

Małopolska Okręgowa Komisja Kwalifikacyjna
nadajePanu Czesławowi Hodurkowi
mgr inż. budownictwa
urodzonemu dnia 18.02.1958 r. w Myślenicach**SPECJALIZACJĘ TECHNICZNO – BUDOWLANĄ**

numer ewidencyjny MAP/0001/OOOK/14

GEOTECHNIKA

w specjalności konstrukcyjno-budowlanej do:

1. kierowania robotami budowlanymi bez ograniczeń,
2. sporządzenia projektów w zakresie rozwiązań konstrukcyjno-budowlanych budynków oraz innych budowli, z wyłączeniem linii, węzłów i stacji kolejowych, dróg oraz lotniskowych dróg startowych i manipulacyjnych, mostów, budowli hydrotechnicznych i melioracji wodnych.

UZASADNIENIE

Okręgowa Komisja Kwalifikacyjna Małopolskiej Okręgowej Izby Inżynierów Budownictwa w Krakowie na podstawie protokołów z postępowania kwalifikacyjnego oraz z przeprowadzonego egzaminu, stwierdziła, że Pan Czesław Hodurek posiada wymagane prawem uprawnienia budowlane i praktykę zawodową konieczną do nadania wyżej wymienionej specjalizacji techniczno-budowlanej.

POUCZENIE

Od niniejszej decyzji służy odwołanie do Krajowej Komisji Kwalifikacyjnej Polskiej Izby Inżynierów Budownictwa w Warszawie, za pośrednictwem Małopolskiej Okręgowej Izby Inżynierów Budownictwa w Krakowie w terminie 14 dni od daty jej doręczenia.

Skład Orzekający
Okręgowej Komisji Kwalifikacyjnej:

1. Przewodniczący Okręgowej Komisji Kwalifikacyjnej
dr inż. Zygmunt Rawicki
2. Członek Składu Orzekającego
mgr inż. arch. Elżbieta Gabrys
3. Członek Składu Orzekającego
dr inż. Marian Plachecki

**ZA ZGODNOŚĆ
Z ORYGINAŁEM**

- Otrzymują:
1. Pan Czesław Hodurek
ul. Jar 11
30-698 Kraków
 2. Główny Inspektor Nadzoru Budowlanego
 3. a/a

mgr inż. Czesław Hodurek
Uprawnienia budowlane do
projektowania, kierowania i nadzorowania
robot budowlanych bez ograniczeń w specjalności
konstrukcyjno-budowlanej
Nr Upr. Upr. 405/09, Nr RP. Upr. 81/97
oraz przy zabytkach nieruchomości
PSOZ Nr 98/95, PSOZ Nr 59/97

2. PODSTAWY OPRACOWANIA

- 2.1.** Umowa nr WKDF11b-022-ZP-2/2017 zawarta z Warszawską Koleją Dojazdową w dniu 06.12.2017r.
- 2.2.** Fragmenty „Inwentaryzacji budynku elektrowozowni EKD na stacji Grodzisk Radońska” – opracowanej przez Jana Rabana i inż. arch. W.Woźniaka z 11.05.1966r. – z Biura Projektów Kolejowych w Łodzi
- 2.3.** Książka obiektu budowlanego – Budynek Elektrowozowni
- 2.4.** Opinia geotechniczna określająca warunki gruntowe w podłożu starej Elektrowozowni w Grodzisku Mazowieckim – opracowana przez dr inż. Roberta Kaczmarczyka z września 2017r.
- 2.5.** „Ocena stanu technicznego obiektu budowlanego – starej Elektrowozowni (części przewidzianej na adaptację) wraz z inwentaryzacją budowlaną i opracowaniem ekspertyzy techniczno-budowlanej – położonego w Grodzisku Mazowieckim przy ul. Batorego 23, na potrzeby zaplecza technicznego WKD” – z maja 2017r. – opracowanej przez Pracownię Inżynierską Czesław Hodurek.
- 2.6.** „Projekt budowlany remontu części niezadaszonej hali byłej Elektrowozowni Warszawskiej Kolei Dojazdowej w Grodzisku Mazowieckim przy ul. Stefana Batorego 23 wraz z odbudową zadaszenia – dla potrzeb zaplecza technicznego Wydziału Napraw i Utrzymania Taboru WKD.” – część architektoniczna z marca 2018r. – opracowana przez Pracownię Inżynierską Czesław Hodurek – projekt architektoniczny mgr inż. arch. Małgorzata Barońska-Jaguś.
- 2.7.** Prawo budowlane, Polskie Normy Budowlane i literatura techniczna - związane z tematem niniejszego opracowania.

3. OPIS ISTNIEJĄCEJ ZABUDOWY

Część starej Elektrowozowni, która jest przedmiotem niniejszego opracowania, to pozostałości większego budynku, gdzie na skutek niewłaściwej eksploatacji i braku konserwacji, w odległej już przeszłości – uległa awarii konstrukcja dachowa. Obecnie z tej części budynku została jedynie ściana frontowa oraz dwie podłużne ściany zewnętrzne ze słupami żelbetowymi rozstawionymi co ok 5,0m (w osiach). Wymiary (osiowe) obiektu w rzucie to ok. 50,0m x 26,0m.

W przeszłości hala na tym obszarze przekryta była oryginalnymi, drewnianymi dźwigarami łukowymi ze ściągamymi drewnianymi w rozstawie co 5,0m. Na łukach oparte były drewniane płatwie, a na nich deskowanie i pokrycie z materiałów bitumicznych. W dachu występowały również świetliki o konstrukcji drewnianej.

Druga część hali, która się zachowała i jest użytkowana – posiada takie właśnie, opisane powyżej przekrycie dachowe.

Elektrowozownia została oddana do użytku w 1927r. i służyła do napraw taboru Warszawskiej Kolei Elektrycznej. Ściana frontowa, ściany podłużne zewnętrzne, słupy żelbetowe oraz ściana frontowa – zostały prowizorycznie zabezpieczone przed opadami atmosferycznymi obróbkami blacharskimi z blachy stalowej, ocynkowanej.

Ściana frontowa

Ściana frontowa posiada konstrukcję złożoną z ośmiu wspornikowych słupów żelbetowych o wysokości 5,10m, połączonych ryglami żelbetowymi (nadprożami), na których wymurowano ścianę ceglana o grubości 1 ½ starej cegły tj. 45cm. Ściana ta posiada zmienną wysokość. W najwyższej części, wraz z żelbetowym rygłem ma wysokość 4,69m. Tak więc całkowita wysokość ściany frontowej (od poziomu terenu) wynosi w najwyższym punkcie 9,79m.

Podczas wizji lokalnej w dniu 14.09.2017r. dokonano pomiarów kontrolnych pionowości ściany frontowej od strony wewnętrznej. Wyniki pomiarów potwierdziły pionowość ściany.

Z obawy przed utratą stateczności, słupy żelbetowe (6szt.) zostały w przeszłości wzmocnione od wewnątrz (na części wysokości) dodatkowymi słupami stalowymi, dwugązłowymi z C100. Prace te wykonano już po zawaleniu się konstrukcji dachowej, zapewne w obawie przed awarią wspornikowej ściany. Od strony wewnętrznej ściana ceglana była w przeszłości otynkowana, ale obecnie wszystkie tynki odpadły. Od strony zewnętrznej cegła ściany jest nieotynkowana, a jedynie wyfugowana.

W dolnej części pomiędzy żelbetowymi słupami zamontowane są drewniane, dwuskrzydłowe wrota – na szkielecie stalowym. Zawiasy osadzone są w stalowych kątownikach, którymi okute są żelbetowe słupy na całej wysokości wrót – od strony zewnętrznej.

Stalowe szkielety wrót drewnianych są skorodowane, szczególnie w dolnej części, gdzie ubytki korozyjne sięgają 100%. Skrzydła drewniane są zwichrowane, tak że wrota nie domykają się. Drewno w dużej części zniszczone przez korozję biologiczną na skutek zawilgocenia przez zacinający deszcz. Od strony wewnętrznej trzy otwory drzwiowe zostały prowizorycznie zamurwane bloczkami PGS (z pozostawieniem drewnianych, oryginalnych wrót – od strony zewnętrznej).

W kilku słupach, w dolnej części, od strony wewnętrznej zbrojenie uległo korozji, która spowodowała rozsądzenie otuliny betonowej. Uszkodzone słupy pokazano na dokumentacji fotograficznej i rysunkowej. W miejscach, gdzie zbrojenie nie uległo korozji – jakość betonu jest stosunkowo dobra. Zbadano beton słupów metodą sklerometryczną. Wyniki podano w p.6.

Na ścianie frontowej murowanej – w górnej części attyki zaobserwowano ukośną rysę. Ponadto na nadprożach żelbetowych (nad wrotami) – w środku rozpiętości, od dołu występują zarysowania.

Stan techniczny ściany należy uznać za zły, ale nie katastrofalny. Stan techniczny wrót stalowo-drewnianych jest bardzo zły.

Kanały naprawcze

W przeszłości, w opisywanej części starej Elektrowozowni było 7 żelbetowych kanałów naprawczych – na całej długości tej części hali, a ułożone nad kanałami szyny kolejowe umożliwiały wjazd pociągów do hali naprawczej. Obecnie prawie wszystkie kanały naprawcze zostały zasypane gruzem. Jedynie część jednego kanału od strony południowo-zachodniej pozostała dostępna. Wykonano tam odkrywkę fundamentową nr III. Kanały naprawcze posiadają konstrukcję żelbetową, monolityczną, płytowo-żebrową. Konstrukcja kanałów jest zespolona ze stopami fundamentowymi słupów zewnętrznych.

W wykonanej odkrywce stwierdzono duże zawilgocenie betonu fundamentów jak i konstrukcji żelbetowej kanału naprawczego. Stan techniczny tych konstrukcji (fundamentów i kanałów) należy uznać za zadowalający.

Ściany zewnętrzne, podłużne

Ściany zewnętrzne, podłużne posiadają konstrukcję szkieletową, żelbetową, monolityczną. Głównymi elementami nośnymi są słupy żelbetowe monolityczne, utwierdzone wspornikowo w fundamentach i zwieńczone ryglami żelbetowymi. Wypełnienie między słupami żelbetowymi stanowi w dolnej części mur z cegły pełnej na zaprawie cementowo-wapiennej. Mur ten sięga do wysokości ok. 2,76m powyżej poz. terenu. Mur jest grubości $\frac{1}{2}$ starej cegły tj. 14cm. Od strony zewnętrznej nieotynkowany i wyfugowany. Od strony wewnętrznej mur jest otynkowany, przy czym tynki są prawie całkowicie zniszczone przez korozję atmosferyczną i wysolenia.

Nad opisywanym murem wykonano wieloprzęsłowy rygiel żelbetowy o wysokości 38cm opierający się na słupach żelbetowych. Szerokość rygla ok. 25cm. Na opisywanym ryglu, w połowie odległości między głównymi słupami żelbetowymi wykonano dodatkowe słupki żelbetowe połączone z rygłem górnym, wieńczącym słupy. Rygiel górny jest zespolony z gzymsem żelbetowym wystającym na zewnątrz poza lico ściany. W czasie użytkowania hali obszary pomiędzy słupami głównymi, słupkami dodatkowymi i ryglami (dolnym i górnym) wypełniały okna o konstrukcji stalowej. Ich wysokość wynosiła 182cm w świetle otworów. W przeszłości, po rozbiórce konstrukcji dachowej, wszystkie otwory okienne zostały prowizorycznie zamurwane bloczkami piano-gazo-betonowymi o grubości 25cm. Dodatkowo ściany na odcinku stykającym się z nową halą napraw została ocieplona styropianem i wykonany został tynk metodą mokrą – lekką.

Obecnie ściany podłużne i wystające wsporniki słupów żelbetowych (stanowiące szkielet tych ścian) – są zabezpieczone prowizorycznymi obróbkami z blachy płaskiej, stalowej, ocynkowanej.

Podczas wykonywania odkrywek konstrukcyjnych nie stwierdzono występowania izolacji przeciwwodnych ani przeciwwilgociowych, zarówno poziomych jak i pionowych. Oznacza to, że ściany ceglane narażone są na podciąganie kapilarne wody z gruntu, stąd występujące na ścianach wysolenia i destrukcja w dolnej części (na fragmentach).

Fundamenty słupów żelbetowych (stanowiących szkielet ścian) stanowią stopy żelbetowe, monolityczne zintegrowane z konstrukcjami żelbetowymi monolitycznych kanałów naprawczych.

W stanie istniejącym, ściany zewnętrzne pracują jako wspornikowe, wolnostojące.

Rozstaw osiowy słupów żelbetowych: 5,0m.

W przeszłości hala przekryta była drewnianymi dźwigarami łukowymi ze ściągami (drewnianymi) – rozmieszczonymi w rozstawie słupów (tj. co 5,0m). Obecnie 10 przęseł hali (po 5,0m) pozbawionych jest przekrycia (na długości 50m). W odległości 30m od ściany frontowej występuje dylatacja, wykształcona przez zdwojenie słupów. W tym miejscu przęsła przydylatacyjne zostały skrócone, tak że siatka konstrukcyjna 5,0m została utrzymana (z jedną osią w dylatacji).

W części słupów, zarówno od strony zewnętrznej, jak i wewnętrznej – u dołu zbrojenie uległo korozji. Głębokość korozji jest zróżnicowana. Jednak korodujące zbrojenie, zwiększając swoją objętość - doprowadziło do rozsądzenia w tych miejscach betonu, co jest przyczyną dalszej destrukcji słupów (i przyspieszonej korozji zbrojenia).

Stan techniczny ścian zewnętrznych podłużnych i słupów stanowiących ich szkielet należy uznać za zły, ale nie katastrofalny.

4. GEOTECHNICZNE WARUNKI POSADOWIENIA

Warunki wodno-gruntowe na badanym terenie określono na podstawie analizy wyników badań podanych w [2.4].

BUDOWA GEOLOGICZNA

W trakcie badań terenowych wykonano 2 otwory badawcze o głębokości 5,0 metrów oraz 2 wykopy fundamentowe. Otwory zostały wykonane wiertnicą ręczną świdrem o średnicy Ø75mm.

Teren badań jest stosunkowo płaski, rzędna wynosi ok. 107,0 m npm. W odległości około 350m na wschód od terenu prowadzonych prac przepływa rzeka Rokicianka. W przypowierzchniowej części podłoża gruntowego dominują osady polodowcowe zlodowacenia środkowopolskiego, w postaci osadów gliniastych i piaszczystych. W głębszym podłożu, w obrębie mezozoicznej niecki zalegają naprzemianległe przepuszczalne i nieprzepuszczalne osady trzeciorzędu.

W strefie powierzchniowej, w okolicy otworu nr 1 do głębokości 1,8m ppt zalega nasyp w postaci łu piaszczystego z gruzem, natomiast w rejonie otworu nr 2 do głębokości 1,9m ppt zalega nasyp z piasku z gruzem.

Warstwa Ia, nawiercona w otworze nr 2, składa się z zagęszczonych piasków drobnych ze żwirem. Kolejną warstwę IIa stanowią grunty spoiste, ły piaszczyste (gliny piaszczyste

zwięzłe), barwy brązowej. Grunty te występują w stanie twaroplastycznym. Zostały nawiercone w otworze nr 1 poniżej nasypów. Poniżej warstwy IIa nawiercono piaski ilaste (gliny piaszczyste), stanowiące warstwę IIb.

WARUNKI HYDROGEOLOGICZNE

W trakcie wykonywania odwiertów nawiercono zwierciadło wód podziemnych pierwszego poziomu wodonośnego w otworze nr 2 w obrębie osadów piaszczystych na głębokości 2,5m ppt. Zwierciadło wód gruntowych występuje poniżej poziomu posadowienia. W gruntach spoistych (otwór nr 1) stwierdzono obecność niewielkich wysięków na głębokościach 1,6 oraz 4,4m ppt.

W celu usystematyzowania i uproszczenia opisu utwory o zbliżonych parametrach wytrzymałościowo-deformacyjnych zgrupowano w warstwy geotechniczne. Podstawą podziału były różnice w rodzaju gruntu oraz ich stanu. Poniżej zamieszczono tabelę warstw geotechnicznych:

Numer warstwy geotechnicznej	Stratygrafia	Rodzaj gruntów wg PN-EN ISO14688	Rodzaj gruntów wg PN86 / B04480	Stopień zagęszczenia I _o	Stopień plastyczności I _L	Kąt tarcia wewnętrznego ϕ_u [°]	Spójność c _u [kPa]	Moduł ściśliwości M _o [kPa]	Gęstość objętościowa ρ [Mg/m ³]
Ia	czwartorzęd	fSa – piaski drobne (szg)	Pd	-	0,70	33,0	0,0	30 000	1,95
IIa		saCl – ły piaszczyste (tpl)	Gpz	0,10	-	15,0	40,0	20 000	2,05
IIb		clSa – piaski ilaste	Gp	0,00	-	20,0	30,0	30 000	2,10

Z [2.5] wynika, że istniejące fundamenty posiadają wystarczającą nośność i nie wymagają żadnych wzmocnień. Projekt nie przewiduje ingerencji w istniejące fundamenty.

Na podstawie Rozporządzenia Ministra Transportu, Budownictwa i Gospodarki Morskiej z dnia 25. kwietnia 2012r. „w sprawie ustalania geotechnicznych warunków posadawiania obiektów budowlanych” – istniejące warunki gruntowe określono jako **proste**. Inwestycję zakwalifikowano do pierwszej kategorii geotechnicznej.

5. OPIS PROJEKTOWANYCH ROBÓT

- 5.1. Odkucie wszystkich fragmentów skorodowanego betonu na słupach i innych ustrojach żelbetowych.
- 5.2. Oczyszczenie skorodowanego zbrojenia z rdzy. Wzmocnienie skorodowanego zbrojenia przykładkami z nowych prętów, spawanych do istniejących, w miejscach nieskorodowanych.
- 5.3. Wykonanie renowacyjnego betonu w naprawianych miejscach. Do renowacji betonu i jako warstwy szczepne używać systemowe rozwiązania, posiadające stosowne

dopuszczenie do stosowania w budownictwie. Preparaty i zaprawy naprawcze powinny być od jednego Producenta.

- 5.4. Wykonanie izolacji pionowej ścian fundamentowych – zewnętrznych.
- 5.5. Wykonanie izolacji poziomych ścian ceglanych zewnętrznych poprzez rozbiórkę odcinkami dwóch warstw dolnych cegieł i po założeniu izolacji – zamurowanie ubytków ze spoinowaniem cegieł.
- 5.6. Przemurowanie – odtworzenie zniszczonych przez korozję atmosferyczną, lub przez tynkowanie zewnętrznej ściany z cegły pełnej z fugowaniem od zewnątrz.
- 5.7. Rozbiórka zamurowań otworów okiennych i drzwiowych.
- 5.8. Demontaż wzmocnień stalowych słupów żelbetowych ściany frontowej.
- 5.9. Wzmocnienie okuciami stalowymi głowic słupów żelbetowych – dla oparcia dźwigarów dachowych.
- 5.10. Wykonanie nowej konstrukcji dachowej i pokrycia dachowego. Zaprojektowano dźwigary drewniane – kratowe, nawiązujące formą do dźwigarów istniejących w sąsiedniej części oryginalnej hali z 1927r., ze ściągamii stalowymi. Usztywnienie dźwigarów drewnianych stanowią drewniane płatwie rozmieszczone promieniście – jak w oryginalnym rozwiązaniu. Przykrycie dachowe stanowi blacha fałdowa o grubości 1mm i wysokości fałdy 135mm ze stali S320 oparta na dźwigarach łukowych w rozstawie ~5,0m.
Pokrycie dachowe (jak niżej w systemie SIKA, lub o równoważnych parametrach):
 - np. Sikaplan SGK (1,5mm)
 - np. klej poliuretanowy SIKA-TROCAL C300
 - np. płyty termoizolacyjne PIR POWERDECK F 10cm
 - np. klej poliuretanowy SARNACOL 2162
 - np. blacha trapezowa o wysokiej fałdzie np. RBT-135 gr. 1mm
 - np. krokwie 12x15cm
 - np. dźwigar drewniany h=107cm
- 5.11. Wykonanie nowej ściany szczytowej oddzielenia pożarowego na styku z istniejącą częścią hali. Ściana murowana, ceramiczna o grubości 30cm na ławie żelbetowej. Ściana usztywniona słupami żelbetowymi i wieńcem żelbetowym (nad bramą przejazdową).
- 5.12. Skucie wszystkich tynków.

- 5.13. Wykonanie posadzki w formie płyty żelbetowej.
- 5.14. Wykonanie ścian wewnętrznych ceramicznych posadowionych na posadzce żelbetowej.
- 5.15. Ocieplenie istniejących ścian zewnętrznych.

6. ZABEZPIECZENIE PRZED KOROZJĄ I OGNIEM

Elementy drewniane (wiązary, płatwie itp.) należy zabezpieczyć przed ogniem powłokami pęczniejącymi w systemie SIKAPYROPLAST WOOD T (lub równoważnym), który zabezpieczy drewno do klasy B-s1, d0, zgodnie z PN-EN 13501-1:2009, uzyskuje klasę NRO.

Elementy stalowe (ściagi, okucia) należy oczyścić do stopnia Sa 2 ½ wg PN-ISO 8501-1, a następnie pokryć zestawem malarskim epoksydowo-poliuretanowym np. firmy TEKNOS (lub równoważnym). Do zabezpieczenia przed ogniem należy eksponowane elementy stalowe pomalować zestawem farb pęczniejących do R30 np. FLAME STAL – lub równoważnym.

7. MATERIAŁY BUDOWLANE

BETON:

Beton chudy – podbetonka:	C12/15 (B15)
Beton konstrukcyjny:	C25/30 (B30)

STAL ZBROJENIOWA:

Zbrojenie główne, rozdzielcze i strzemiona:	A-IIIN (EPSTAL)
---	------------------------

STAL:

Ściagi stalowe:	S350
-----------------	-------------

DREWNO:

C27

8. WYKAZ WYKORZYSTANYCH NORM

Konstrukcje żelbetowe wykonać zgodnie z normami:

- 1) PN-EN 206-1 „Beton, Część 1: Wymagania, właściwości, produkcja i zgodność”
- 2) PN-EN 13670-1:2011 „Wykonywanie konstrukcji z betonu”

Obliczenia statyczne wykonano zgodnie z EUROKOD :

PN-EN 1997-1 „Projektowanie geotechniczne Część 1: Zasady ogólne”

Projekt budowlany remontu hali byłej Elektrowozowni Warszawskiej Kolei Dojazdowej w Grodzisku Mazowieckim

- PN-EN 1990:2004/A1:2008 „Podstawy projektowania konstrukcji”
- PN-EN 1991-1-1:2004 „Oddziaływania na konstrukcje - Część 1-1: Oddziaływania ogólne -Ciężar objętościowy, ciężar własny, obciążenia użytkowe w budynkach.”
- PN-EN 1991-1-3:2005 „Oddziaływania na konstrukcje. Część 1-3: Oddziaływania ogólne. Obciążenia śniegiem.”
- PN-EN 1991-1-4:2008 „Oddziaływania na konstrukcje -- Część 1-4: Oddziaływania ogólne - Oddziaływania wiatru”
- PN-EN 1992-1-1:2008 „Projektowanie konstrukcji z betonu - Część 1-2: Projektowanie z uwagi na warunki pożarowe”
- PN-EN 1992-1-2:2008/AC:2011 "Projektowanie konstrukcji z betonu - Część 1-1: Reguły ogólne i reguły dla budynków"
- PN-EN 1993-1-1:2006/NA:2010 "Projektowanie konstrukcji stalowych - Część 1-1: Reguły ogólne i reguły dla budynków”
- EN 1995-1-1 Część 1-1 "Postanowienia ogólne. Reguły ogólne i reguły dotyczące budynków"
- EN 1995-1-2 Część 1-2 "Postanowienia ogólne. Projektowanie konstrukcji z uwagi na warunki pożarowe"

Opracował

mgr inż. Czesław Hodurek

mgr inż. Czesław Hodurek
Uprawnienia budowlane do
projektowania, kierowania i nadzorowania
robót budowlanych bez ograniczeń w specjalności
konstrukcyjno-budowlanej
Nr UAN-Upr. 405/86 Nr RP-Upr. 81/97
oraz przy zabytkach nieruchomych
PSOZ Nr 98/95, PSOZ Nr 59/97

Sprawdził

mgr inż. Marek Leśnik

mgr inż. Marek Jakub Leśnik
Uprawnienia budowlane do projektowania
i kierowania robotami budowlanymi bez ograniczeń
w specjalności konstrukcyjno-budowlanej
nr ewid.: MAP/0120/PWOK/13

II. ANALIZA STATYCZNO-WYTRZYMAŁOŚCIOWA

ZESTAWIENIE OBCIĄŻEŃ

DACH

Obciążenie śniegiem wg PN-EN 1991-1-3: 2005 Eurokod 1

dach walcowy

Dane	Wartość	Jednostka
Rodzaj dachu: Walcowy		
Wysokość nad poziomem morza:	250,00	m
Teren: Normalny		
Temperatura powietrza	6,50	stopni C
Region	II	
Wymiar b	26,00	m
Wymiar h	4,00	m

Wyniki	Wartość	Jedostka
Obciążenie charakterystyczne równomierne		
Wymiar l_s	26,00	m
Obciążenie S_1	0,72	kN / m ²

Obciążenie ciężarem przekrycia

Obciążenia stałe - dach płaski

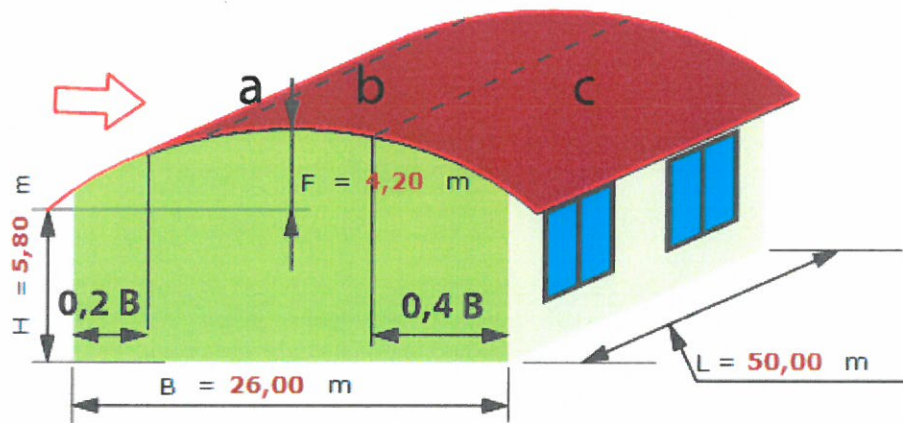
deskowanie / blacha trapezowa	0,15	1,35	0,20
włna mineralna 15cm	0,31	1,35	0,42
izolacja	0,08	1,35	0,11
płatwie i łaty drewniane	0,15	1,35	0,20
drewniane dźwigary -ciężar uwzględniny w programie obliczeniowym	0,00	0	0,00
SUMA	0,69	1,35	0,93

Obciążenia zmienne

Obciążenie	Wartość charakterystyczna [kN/m ²]	Współczynnik obciążeniowy	Wartość obliczeniowa [kN/m ²]
Dach bez dostępu	0,40	1,5	0,6

Obciążenie wiatrem

Typ: **walcowy**

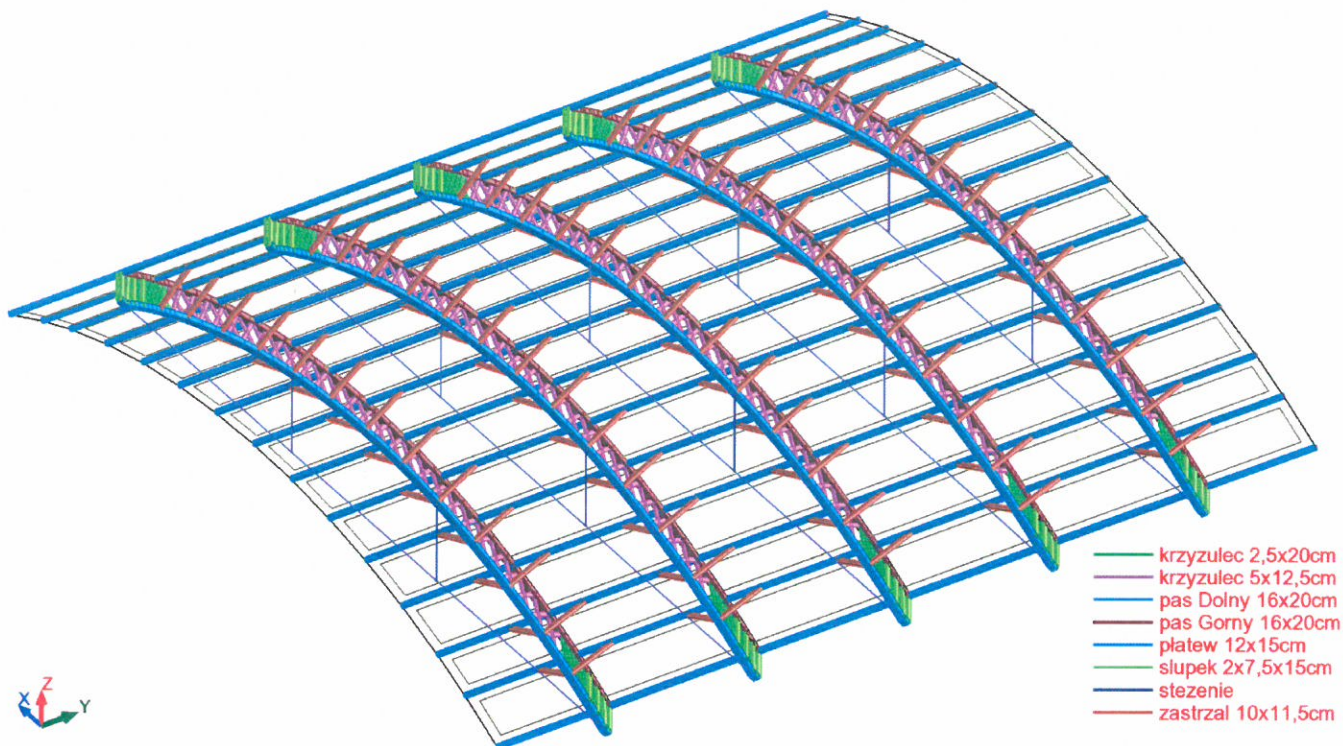


Wyniki - obciążenie charakterystyczne równomierne	Wartość ssanie	Wartość Parcie	Jedostka
Obciążenie na pole „a”	-0,53	0,13	kN / m ²
Obciążenie na pole „b”	-0,56	0	kN / m ²
Obciążenie na pole „c”	-0,32	0	kN / m ²

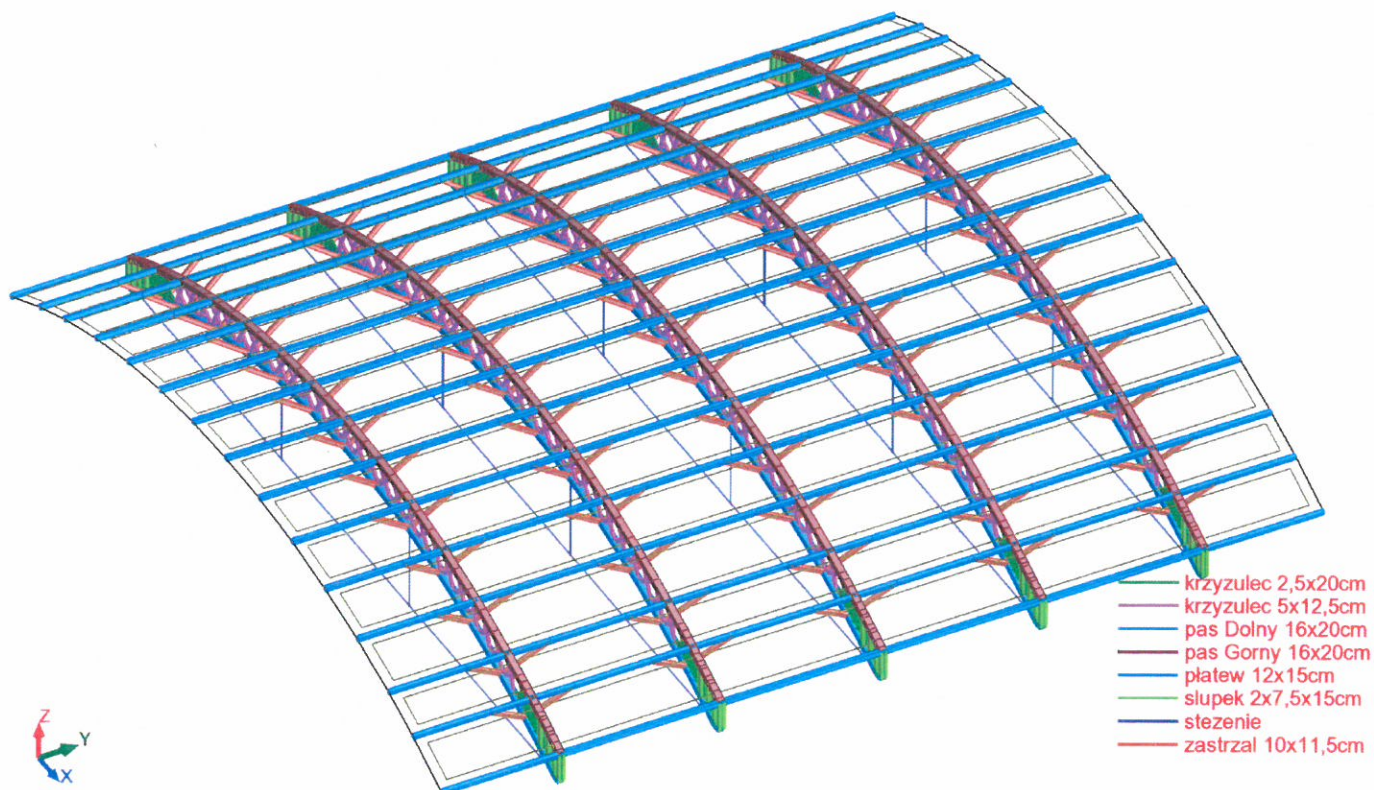
Kombinacje przypadków - Przypadki: 10do21

Kombinacja	Nazwa	Typ kombinacji	Definicja
10 (K)	KOMB SGN1	SGN	$(1+2+4)*1.35+(3+5+6)*1.50$
11 (K)	KOMB SGN2	SGN	$(1+2+4)*1.35+(3+5+7)*1.50$
12 (K)	KOMB SGN3	SGN	$(1+2+4)*1.35+(3+5+8)*1.50$
13 (K)	KOMB SGN4	SGN	$(1+2+4)*1.35+(3+5+9)*1.50$
14 (K)	KOMB SGN5	SGN	$(1+2)*0.90+6*1.50$
15 (K)	KOMB SGN6	SGN	$(1+2)*0.90+7*1.50$
16 (K)	KOMB SGN7	SGN	$(1+2)*0.90+8*1.50$
17 (K)	KOMB SGN8	SGN	$(1+2)*0.90+9*1.50$
18 (K)	KOMB SGU1	SGU	$(1+2+3+4+5+6)*1.00$
19 (K)	KOMB SGU2	SGU	$(1+2+3+4+5+7)*1.00$
20 (K)	KOMB SGU3	SGU	$(1+2+3+4+5+8)*1.00$
21 (K)	KOMB SGU4	SGU	$(1+2+3+4+5+9)*1.00$

WIDOK OGÓLNY OD DOŁU

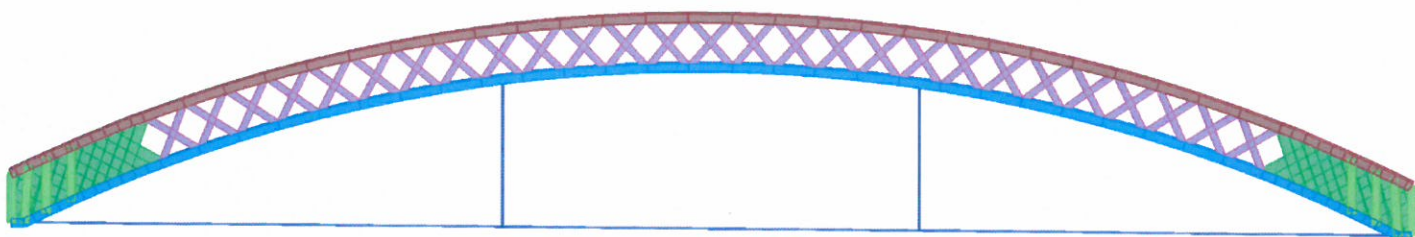


WIDOK OGÓLNY OD GÓRY



Projekt budowlany remontu hali byłej Elektrowozowni Warszawskiej Kolei Dojazdowej w Grodzisku Mazowieckim

WIDOK DŹWIGARA

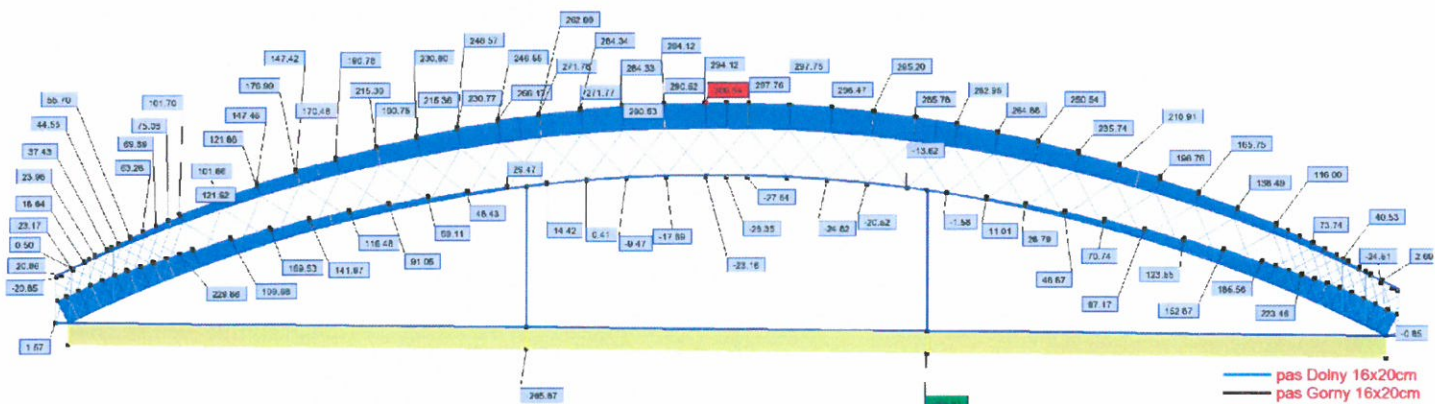


- krzyżulec 2,5x20cm
- krzyżulec 5x12,5cm
- pas Dolny 16x20cm
- pas Górny 16x20cm
- słupek 2x7,5x15cm
- stezenie



WYMIAROWANIE DŹWIGARA

Pas dolny i górny siły ściskające - FX[kN]

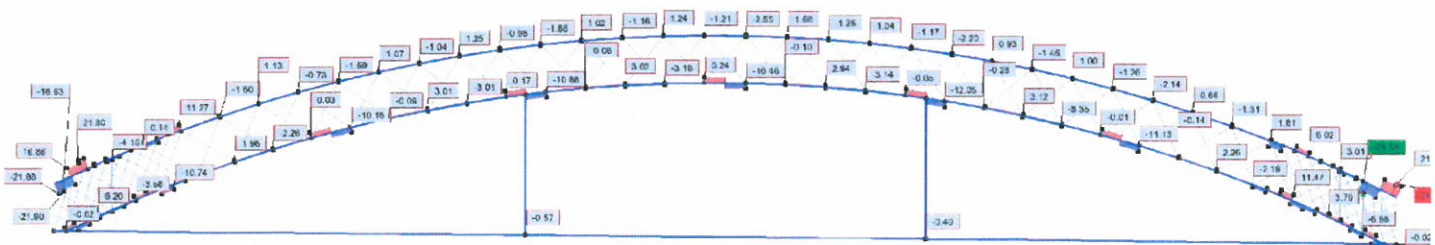


- pas Dolny 16x20cm
- pas Górny 16x20cm
- stezenie
- Fx+c Fx-l 100kN
- Max=300,54
- Min=-265,91

Przypadki: 12 (KOMB SGN3)



Pas dolny i górny siły ścinające - Fz[kN]

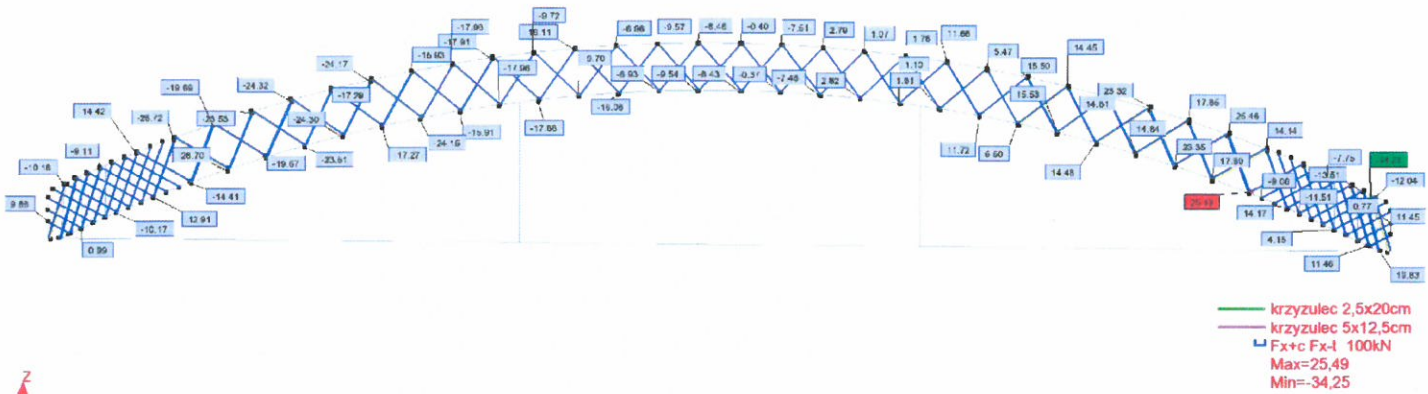


- pas Dolny 16x20cm
- pas Górny 16x20cm
- stezenie
- Fz 10kN
- Max=24,20
- Min=-23,58

Przypadki: 12 (KOMB SGN3)

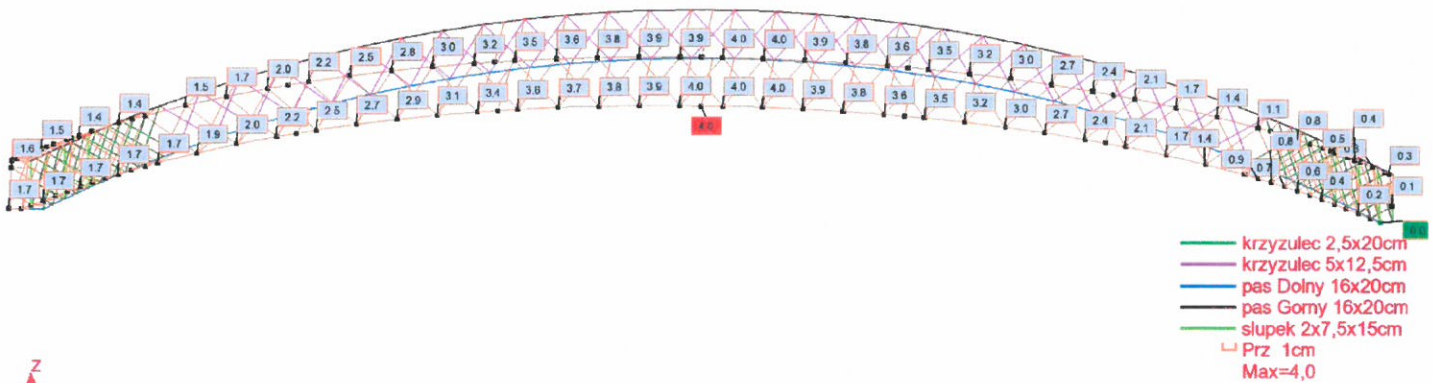


Krzyżulce siły ściskające - FX[kN]



Przypadki: 12 (KOMB SGN3)

Wiązar deformacja



Przypadki: 20 (KOMB SGU3)

Projekt budowlany remontu hali byłej Elektrowozowni Warszawskiej Kolei Dojazdowej w Grodzisku Mazowieckim

OBLICZENIA KONSTRUKCJI DREWNIANYCH

NORMA: PN-EN 1995-1:2005/NA2010/A2:2014

PRĘT: 614 DREWNIANY pas dolny_614
= 1.00 L = 0.20 m

PUNKT: 5

WSPÓŁRZĘDNA: x

OBciążENIA:

Decydujący przypadek obciążenia: 13 KOMB SGN4 (1+2+4)*1.35+(3+5+9)*1.50

MATERIAŁ C27

gM = 1.30

f m,0,k = 27.00 MPa

f t,0,k = 16.00 MPa

f c,0,k = 22.00 MPa

f v,k = 4.00 MPa

f t,90,k = 0.40 MPa

f c,90,k = 2.60 MPa

E 0,moyen = 12000.00

MPa

E 0,05 = 7700.00 MPa

G moyen = 720.00 MPa

Klasa użyteczności: 1

Beta c = 0.20



PARAMETRY PRZEKROJU: pas Dolny 16x20cm

ht=16.0 cm

bf=20.0 cm

ea=8.0 cm

es=8.0 cm

Ay=213.33 cm²Iy=6826.67 cm⁴Wy=853.33 cm³Az=213.33 cm²Iz=10666.67 cm⁴Wz=1066.67 cm³Ax=320.00 cm²Ix=9066.7 cm⁴

NAPRĘŻENIA

Sig_c,0,d = N/Ax = 288.83/320.00 = 9.03 MPa

Sig_m,y,d = MY/Wy = 1.91/853.33 = 2.23 MPa

Sig_m,z,d = MZ/Wz = 0.00/1066.67 = 0.00 MPa

Tau y,d = 1.5 * -0.00/320.00 = -0.00 MPa

Tau z,d = 1.5 * 9.64/320.00 = 0.45 MPa

NAPRĘŻENIA DOPUSZCZALNE

f c,0,d = 15.23 MPa

f m,y,d = 18.69 MPa

f m,z,d = 18.69 MPa

f v,d = 2.77 MPa

Współczynniki i parametry dodatkowe

km = 0.70

kh = 1.00

kmod = 0.90

Ksys = 1.00

kcr = 0.67



PARAMETRY ZWICHRZENIOWE:

PARAMETRY WYBOCZENIOWE:



względem osi Y:

LY = 0.80 m

Lambda_rel Y = 0.29

LFY = 0.80 m

Lambda Y = 17.32

ky = 0.54

kcy = 1.00



względem osi Z:

LZ = 2.00 m

Lambda_rel Z = 0.59

LFZ = 2.00 m

Lambda Z = 34.64

kz = 0.70

kcz = 0.92

FORMUŁY WERYFIKACYJNE:

Sig_c,0,d / (kcz * f c,0,d) + km * Sig_m,y,d / f m,y,d + Sig_m,z,d / f m,z,d = 0.73 < 1.00 (6.24)

(Tau y,d / kcr) / f v,d = (0.00 / 0.67) / 2.77 = 0.00 < 1.00
(6.13)

(Tau z,d / kcr) / f v,d = (0.45 / 0.67) / 2.77 = 0.24 < 1.00

Profil poprawny !!!

Projekt budowlany remontu hali byłej Elektrowozowni Warszawskiej Kolei Dojazdowej w Grodzisku Mazowieckim

OBLICZENIA KONSTRUKCJI DREWNIANYCH

NORMA: PN-EN 1995-1:2005/NA2010/A2:2014

PRĘT: 583 DREWNIANY pas górny_583
= 1.00 L = 0.78 m

PUNKT: 5

WSPÓLRZĘDNA: x

OBciążENIA:

Decydujący przypadek obciążenia: 13 KOMB SGN4 (1+2+4)*1.35+(3+5+9)*1.50

MATERIAŁ C27

$g_M = 1.30$	$f_{m,0,k} = 27.00 \text{ MPa}$	$f_{t,0,k} = 16.00 \text{ MPa}$	$f_{c,0,k} = 22.00 \text{ MPa}$
$f_{v,k} = 4.00 \text{ MPa}$	$f_{t,90,k} = 0.40 \text{ MPa}$	$f_{c,90,k} = 2.60 \text{ MPa}$	$E_{0,moyen} = 12000.00$
$E_{0,05} = 7700.00 \text{ MPa}$	$G_{moyen} = 720.00 \text{ MPa}$	Klasa użyteczności: 1	Beta c = 0.20



PARAMETRY PRZEKROJU: pas Górny 16x20cm

$ht = 16.0 \text{ cm}$	$A_y = 213.33 \text{ cm}^2$	$A_z = 213.33 \text{ cm}^2$	$A_x = 320.00 \text{ cm}^2$
$bf = 20.0 \text{ cm}$	$I_y = 6826.67 \text{ cm}^4$	$I_z = 10666.67 \text{ cm}^4$	$I_x = 9066.7 \text{ cm}^4$
$ea = 8.0 \text{ cm}$	$W_y = 853.33 \text{ cm}^3$	$W_z = 1066.67 \text{ cm}^3$	
$es = 8.0 \text{ cm}$			

NAPRĘŻENIA

$\text{Sig}_{c,0,d} = N/A_x = 297.70/320.00 = 9.30 \text{ MPa}$
 $\text{Sig}_{m,y,d} = MY/W_y = 1.31/853.33 = 1.54 \text{ MPa}$
 $\text{Sig}_{m,z,d} = MZ/W_z = 0.00/1066.67 = 0.00 \text{ MPa}$
 $\text{Tau}_{y,d} = 1.5 \cdot 0.00/320.00 = 0.00 \text{ MPa}$
 $\text{Tau}_{z,d} = 1.5 \cdot 1.25/320.00 = 0.06 \text{ MPa}$
 $\text{Tau}_{tory,d} = 0.00 \text{ MPa}, \text{ Tau}_{torz,d} = 0.00 \text{ MPa}$

NAPRĘŻENIA DOPUSZCZALNE

$f_{c,0,d} = 15.23 \text{ MPa}$
 $f_{m,y,d} = 18.69 \text{ MPa}$
 $f_{m,z,d} = 18.69 \text{ MPa}$
 $f_{v,d} = 2.77 \text{ MPa}$

Współczynniki i parametry dodatkowe

$k_m = 0.70$ $k_h = 1.00$ $k_{mod} = 0.90$ $K_{sys} = 1.00$ $k_{cr} = 0.67$



PARAMETRY ZWICHRZENIOWE:

PARAMETRY WYBOCZENIOWE:



względem osi Y:

$LY = 0.80 \text{ m}$ $\text{Lambda}_Y = 17.32$
 $\text{Lambda}_{rel Y} = 0.29$ $k_y = 0.54$
 $LFY = 0.80 \text{ m}$ $k_{cy} = 1.00$



względem osi Z:

$LZ = 2.00 \text{ m}$ $\text{Lambda}_Z = 34.64$
 $\text{Lambda}_{rel Z} = 0.59$ $k_z = 0.70$
 $LFZ = 2.00 \text{ m}$ $k_{cz} = 0.92$

FORMUŁY WERYFIKACYJNE:

$\text{Sig}_{c,0,d}/(k_{c,z} \cdot f_{c,0,d}) + k_m \cdot \text{Sig}_{m,y,d}/f_{m,y,d} + \text{Sig}_{m,z,d}/f_{m,z,d} = 0.72 < 1.00 \text{ (6.24)}$

$(\text{Tau}_{y,d}/k_{cr} + \text{Tau}_{tory,d}/k_{shape})/f_{v,d} = 0.00 < 1.00$ $(\text{Tau}_{z,d}/k_{cr} + \text{Tau}_{torz,d}/k_{shape})/f_{v,d} = 0.03 < 1.00$
 (6.13-4)

Profil poprawny !!!

Projekt budowlany remontu hali byłej Elektrowozowni Warszawskiej Kolei Dojazdowej w Grodzisku Mazowieckim

OBLICZENIA KONSTRUKCJI DREWNIANYCH

NORMA: PN-EN 1995-1:2005/NA2010/A2:2014

TYP ANALIZY: Weryfikacja prętów

GRUPA:

PRĘT: 507 DREWNIANY słupek przeguby_507
= 0.25 L = 0.30 m

PUNKT: 2

WSPÓLRZĘDNA: x

OBCIĄŻENIA:

Decydujący przypadek obciążenia: 13 KOMB SGN4 (1+2+4)*1.35+(3+5+9)*1.50

MATERIAŁ C27

gM = 1.30	f _{m,0,k} = 27.00 MPa	f _{t,0,k} = 16.00 MPa	f _{c,0,k} = 22.00 MPa
f _{v,k} = 4.00 MPa	f _{t,90,k} = 0.40 MPa	f _{c,90,k} = 2.60 MPa	E _{0,moyen} = 12000.00 MPa
E _{0,05} = 7700.00 MPa	G _{moyen} = 720.00 MPa	Klasa użyteczności: 1	Beta _c = 0.20



PARAMETRY PRZEKROJU: krzyżulec 5x12,5cm

ht=12.5 cm	A _y =41.67 cm ²	A _z =41.67 cm ²	A _x =62.50 cm ²
bf=5.0 cm	I _y =813.80 cm ⁴	I _z =130.21 cm ⁴	I _x =389.6 cm ⁴
ea=2.5 cm	W _y =130.21 cm ³	W _z =52.08 cm ³	
es=2.5 cm			

NAPRĘŻENIA

Sig_{c,0,d} = N/A_x = 25.48/62.50 = 4.08 MPa
Sig_{m,y,d} = MY/W_y = 0.00/130.21 = 0.01 MPa

Tau_{z,d} = 1.5*0.00/62.50 = 0.00 MPa

NAPRĘŻENIA DOPUSZCZALNE

f_{c,0,d} = 15.23 MPa
f_{m,y,d} = 19.39 MPa
f_{v,d} = 2.77 MPa

Współczynniki i parametry dodatkowe

kh = 1.25 kh_y = 1.04 kmod = 0.90 K_{sys} = 1.00 kcr = 0.67



PARAMETRY ZWICHRZENIOWE:

l_{ef} = 1.08 m Lambda_{rel m} = 0.53
Sig_{cr} = 94.90 MPa k_{crit} = 1.00

PARAMETRY WYBOCZENIOWE:



względem osi Y:

LY = 1.20 m Lambda_Y = 33.26
Lambda_{rel Y} = 0.57 k_y = 0.69
LFY = 1.20 m k_{cy} = 0.93



względem osi Z:

LZ = 1.20 m Lambda_Z = 83.14
Lambda_{rel Z} = 1.41 k_z = 1.61
LFZ = 1.20 m k_{cz} = 0.42

FORMUŁY WERYFIKACYJNE:

Sig_{c,0,d} / (k_{c,z} * f_{c,0,d}) + k_m * Sig_{m,y,d} / f_{m,y,d} = 4.08 / (0.42 * 15.23) + 0.70 * 0.01 / 19.39 = 0.64 < 1.00 (6.24)

Sig_{c,0,d} / (k_{c,z} * f_{c,0,d}) + (Sig_{m,y,d} / (k_{crit} * f_{m,y,d}))^2 = 4.08 / (0.42 * 15.23) + (0.01 / (1.00 * 19.39))^2 = 0.64 < 1.00 (6.35)

(Tau_{z,d} / k_{cr}) / f_{v,d} = (0.00 / 0.67) / 2.77 = 0.00 < 1.00 (6.13)

Profil poprawny !!!

Projekt budowlany remontu hali byłej Elektrowozowni Warszawskiej Kolei Dojazdowej w Grodzisku Mazowieckim

OBLICZENIA KONSTRUKCJI DREWNIANYCH

NORMA: PN-EN 1995-1:2005/NA2010/A2:2014

TYP ANALIZY: Weryfikacja prętów

GRUPA:

PRĘT: 469 DREWNIANY krzyżulec przeguby deski 0,5_469 PUNKT: 5 WSPÓŁRZĘDNA: x
= 1.00 L = 1.20 m

OBciążENIA:

Decydujący przypadek obciążenia: 12 KOMB SGN3 (1+2+4)*1.35+(3+5+8)*1.50

MATERIAŁ C27

$g_M = 1.30$	$f_{m,0,k} = 27.00 \text{ MPa}$	$f_{t,0,k} = 16.00 \text{ MPa}$	$f_{c,0,k} = 22.00 \text{ MPa}$
$f_{v,k} = 4.00 \text{ MPa}$	$f_{t,90,k} = 0.40 \text{ MPa}$	$f_{c,90,k} = 2.60 \text{ MPa}$	$E_{0,moyen} = 12000.00$
$E_{0,05} = 7700.00 \text{ MPa}$	$G_{moyen} = 720.00 \text{ MPa}$	Klasa użyteczności: 1	Beta c = 0.20



PARAMETRY PRZEKROJU: krzyżulec 2,5x20cm

$h_t = 20.0 \text{ cm}$	$A_y = 33.33 \text{ cm}^2$	$A_z = 33.33 \text{ cm}^2$	$A_x = 50.00 \text{ cm}^2$
$b_f = 2.5 \text{ cm}$	$I_y = 1666.67 \text{ cm}^4$	$I_z = 26.04 \text{ cm}^4$	$I_x = 96.0 \text{ cm}^4$
$ea = 1.3 \text{ cm}$	$W_y = 166.67 \text{ cm}^3$	$W_z = 20.83 \text{ cm}^3$	
$es = 1.3 \text{ cm}$			

NAPRĘŻENIA

 $\sigma_{c,0,d} = N/A_x = 19.83/50.00 = 3.97 \text{ MPa}$ $\tau_{z,d} = 1.5 \cdot -0.00/50.00 = -0.00 \text{ MPa}$

NAPRĘŻENIA DOPUSZCZALNE

 $f_{c,0,d} = 15.23 \text{ MPa}$ $f_{v,d} = 2.77 \text{ MPa}$

Współczynniki i parametry dodatkowe

 $k_h = 1.30$ $k_{mod} = 0.90$ $K_{sys} = 1.00$ $k_{cr} = 0.67$ 

PARAMETRY ZWICHRZENIOWE:

PARAMETRY WYBOCZENIOWE:



względem osi Y:

$LY = 0.60 \text{ m}$	$\lambda_Y = 10.38$
$\lambda_{rel Y} = 0.18$	$k_y = 0.50$
$LFY = 0.60 \text{ m}$	$k_{cy} = 1.00$



względem osi Z:

$LZ = 0.60 \text{ m}$	$\lambda_Z = 83.05$
$\lambda_{rel Z} = 1.41$	$k_z = 1.61$
$LFZ = 0.60 \text{ m}$	$k_{cz} = 0.42$

FORMUŁY WERYFIKACYJNE:

 $\sigma_{c,0,d}/f_{c,0,d} = 3.97/15.23 = 0.26 < 1.00$ (6.23-4) $\sigma_{c,0,d}/(k_c \cdot f_{c,0,d}) = 3.97/(0.42 \cdot 15.23) = 0.62 < 1.00$ (6.23-4) $(\tau_{z,d}/k_{cr})/f_{v,d} = (0.00/0.67)/2.77 = 0.00 < 1.00$ (6.13)

Profil poprawny !!!

OBLICZENIA KONSTRUKCJI DREWNIANYCH

NORMA: PN-EN 1995-1:2005/NA2010/A2:2014

TYP ANALIZY: Weryfikacja prętów

GRUPA:

PRĘT: 452 DREWNIANY słupek przeguby_452
= 0.35 L = 0.31 m

PUNKT: 5

WSPÓŁRZĘDNA: x

OBciążENIA:

Decydujący przypadek obciążenia: 12 KOMB SGN3 (1+2+4)*1.35+(3+5+8)*1.50

MATERIAŁ C27

gM = 1.30

f_{m,0,k} = 27.00 MPaf_{t,0,k} = 16.00 MPaf_{c,0,k} = 22.00 MPaf_{v,k} = 4.00 MPaf_{t,90,k} = 0.40 MPaf_{c,90,k} = 2.60 MPaE_{0,moyen} = 12000.00

MPa

E_{0,05} = 7700.00 MPaG_{moyen} = 720.00 MPa

Klasa użyteczności: 1

Beta_c = 0.20

PARAMETRY PRZEKROJU: słupek 2x7,5x15cm

ht=15.0 cm

bf=20.0 cm

ea=5.0 cm

es=0.0 cm

Ay=150.00 cm²Iy=4218.75 cm⁴Wy=562.50 cm³Az=150.00 cm²Iz=9843.75 cm⁴Wz=984.37 cm³Ax=225.00 cm²Ix=2889.8 cm⁴

NAPRĘŻENIA

Sig_{t,0,d} = N/Ax = -39.02/225.00 = -1.73 MPaSig_{m,y,d} = MY/Wy = -2.45/562.50 = -4.36 MPaTau_{z,d} = 1.5*7.79/225.00 = 0.52 MPa

NAPRĘŻENIA DOPUSZCZALNE

f_{t,0,d} = 12.72 MPaf_{m,y,d} = 18.69 MPaf_{v,d} = 2.77 MPa

Współczynniki i parametry dodatkowe

kh = 1.15

kh_y = 1.00

kmod = 0.90

K_{sys} = 1.00

kcr = 0.67



PARAMETRY ZWICHRZENIOWE:

PARAMETRY WYBOCZENIOWE:



względem osi Y:



względem osi Z:

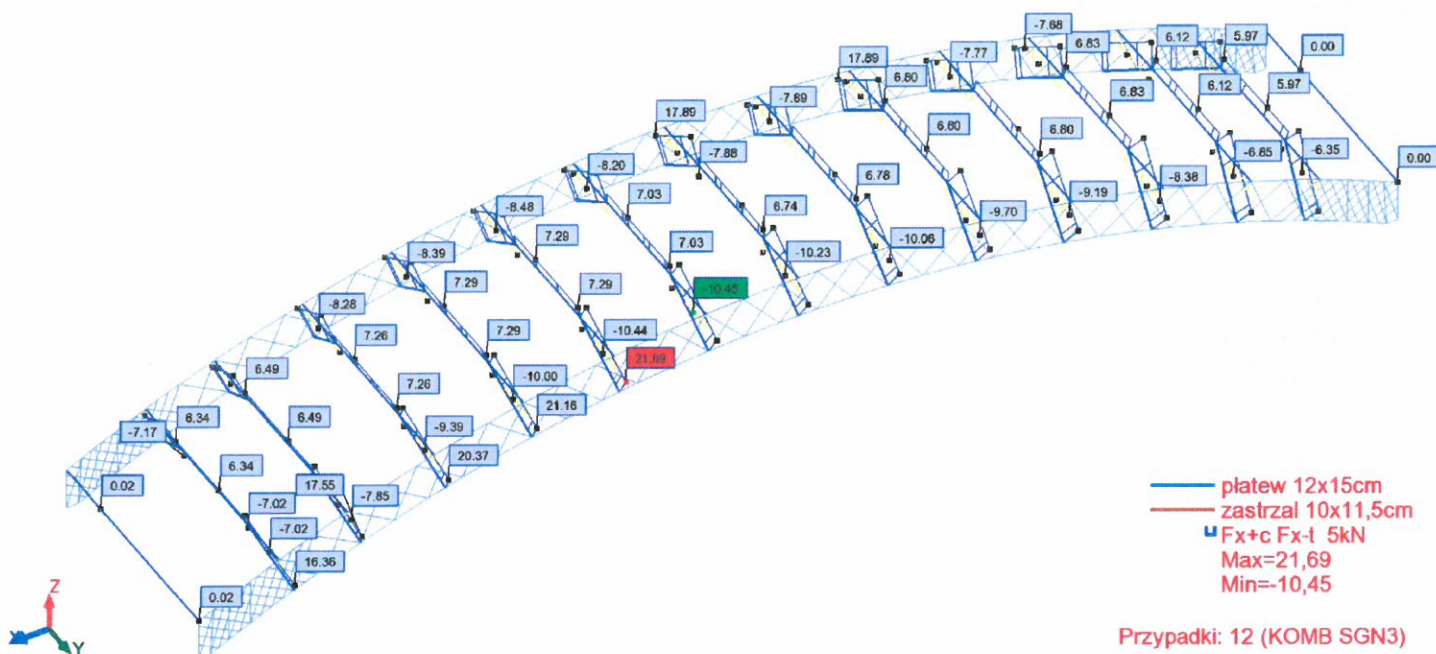
FORMUŁY WERYFIKACYJNE:

Sig_{t,0,d}/f_{t,0,d} + Sig_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 1.73/12.72 + 4.36/18.69 = 0.37 < 1.00 (6.17)(Tau_{z,d}/kcr)/f_{v,d} = (0.52/0.67)/2.77 = 0.28 < 1.00 (6.13)**Profil poprawny !!!**

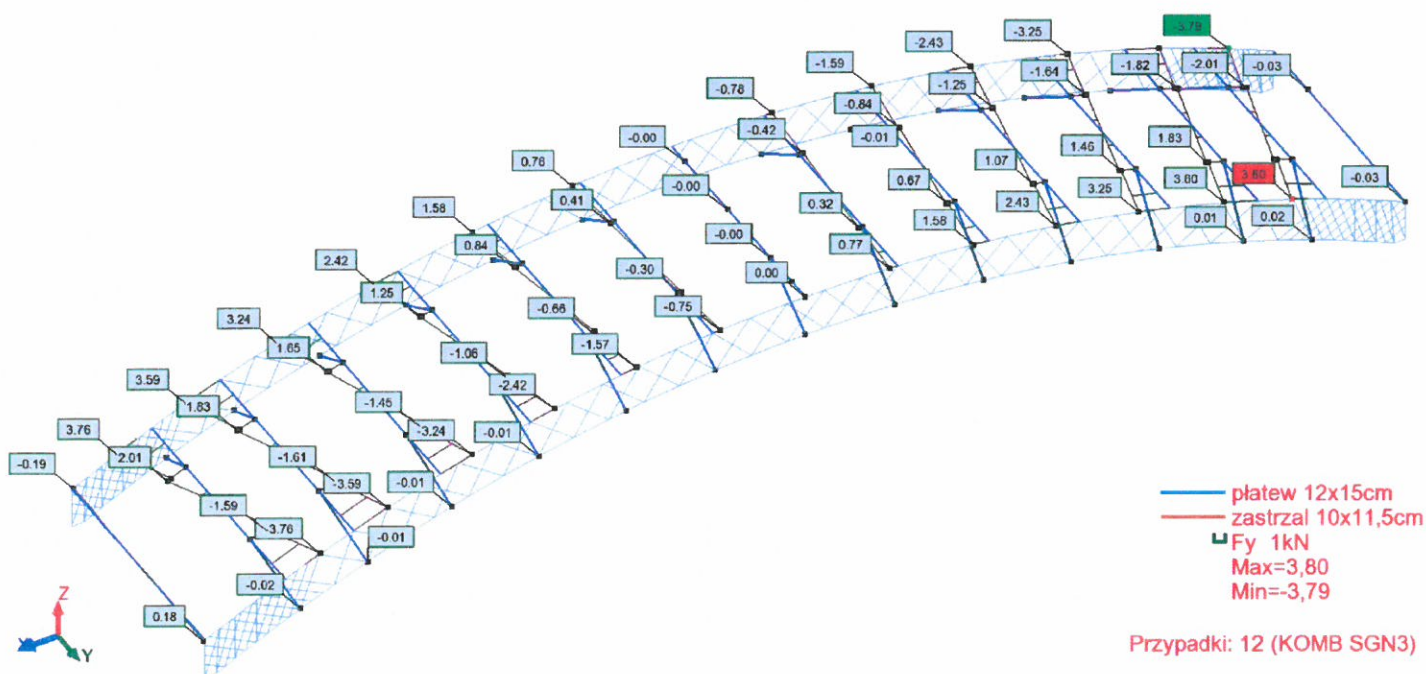
Projekt budowlany remontu hali byłej Elektrowozowni Warszawskiej Kolei Dojazdowej w Grodzisku Mazowieckim

WYMIAROWANIE PŁATWI I ZASTRZAŁÓW MIĘDZY DŹWIGARAMI

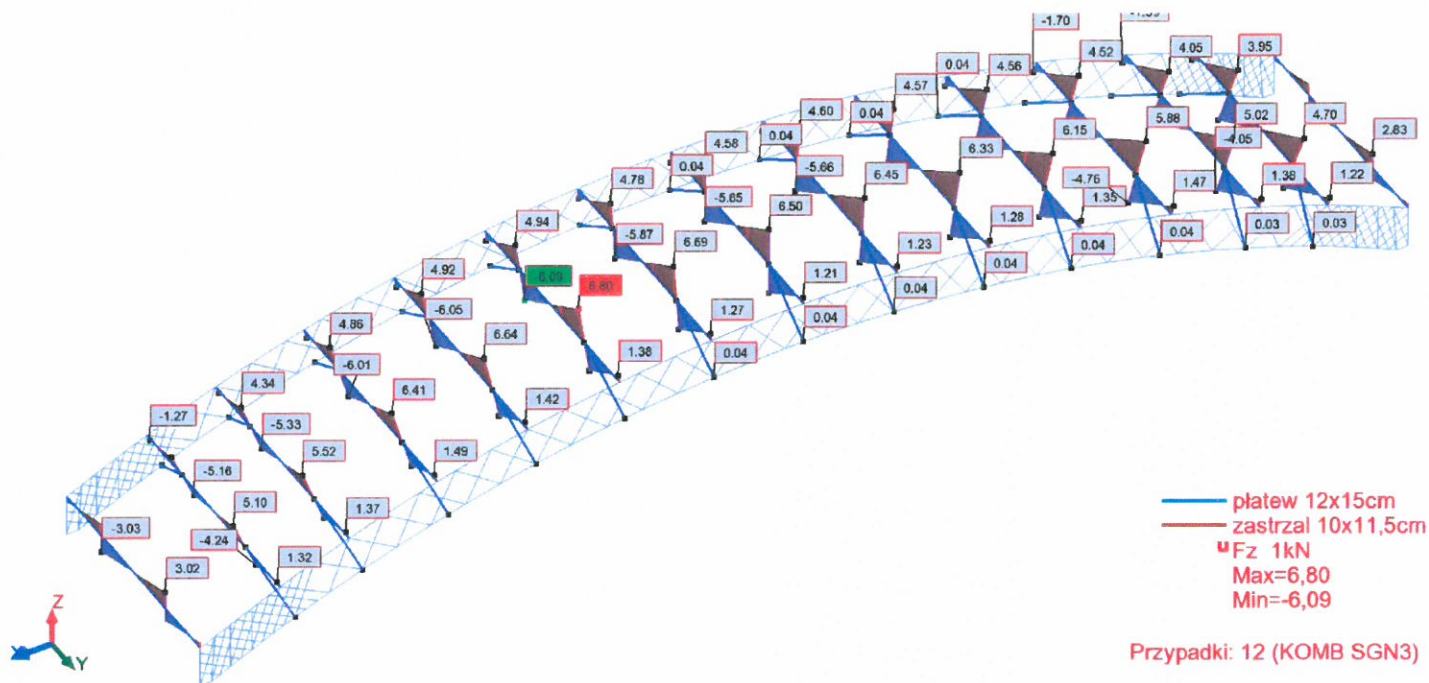
Płatwie z zastrzałami siły ściskające F_x [kN]



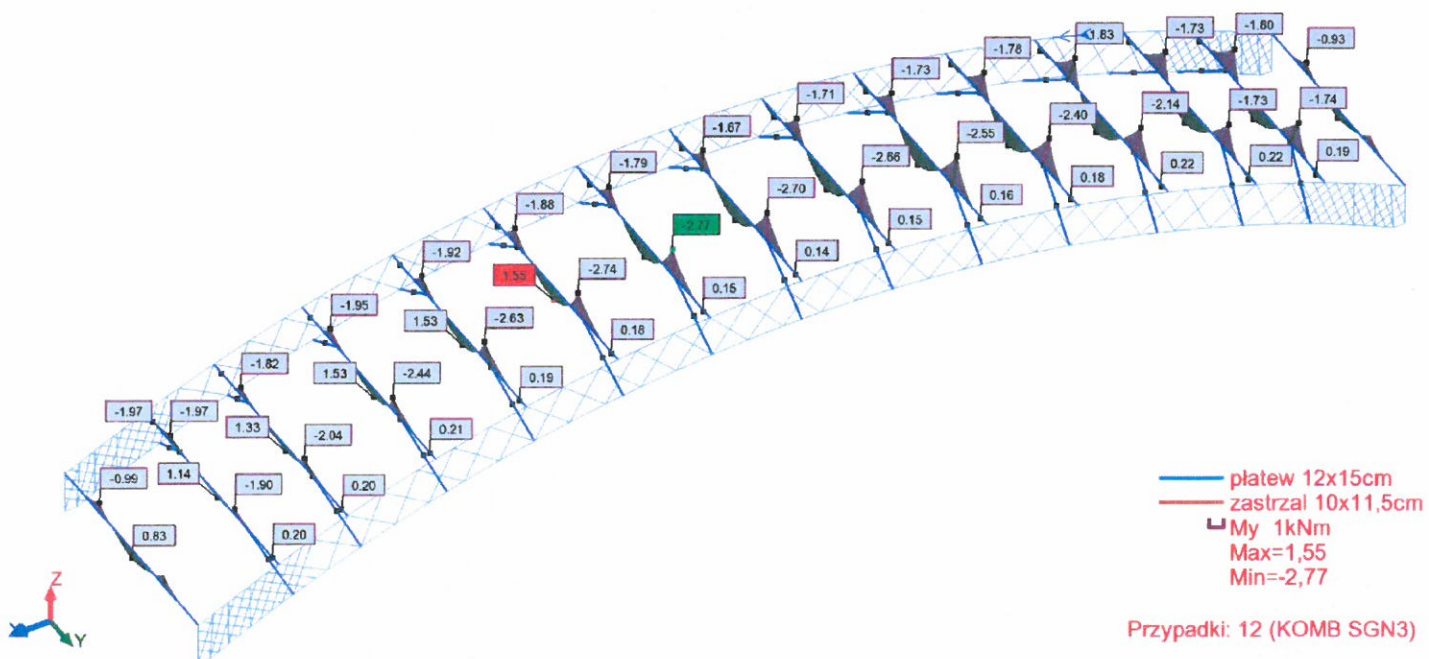
Płatwie z zastrzałami siły ścinające F_y [kN]



Płatwie z zastrzałami siły ścinające Fz[kN]



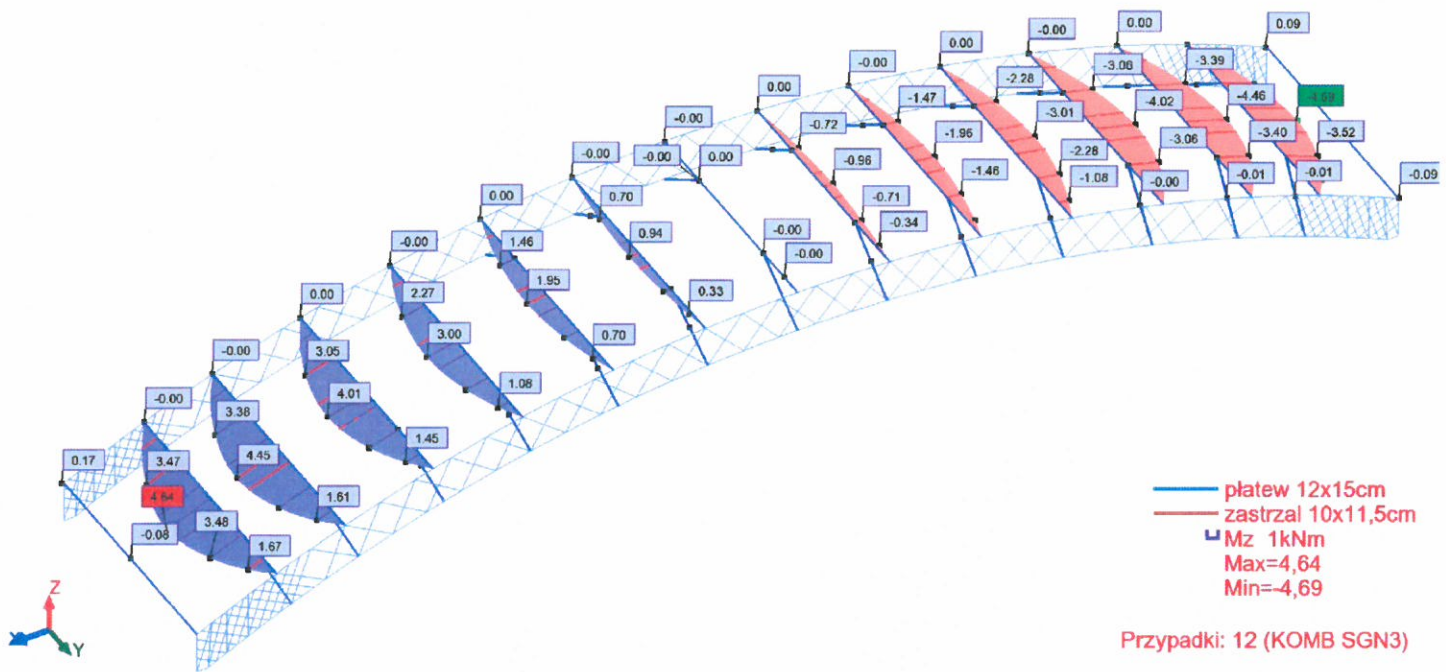
Płatwie z zastrzałami momenty zginające My[kNm]



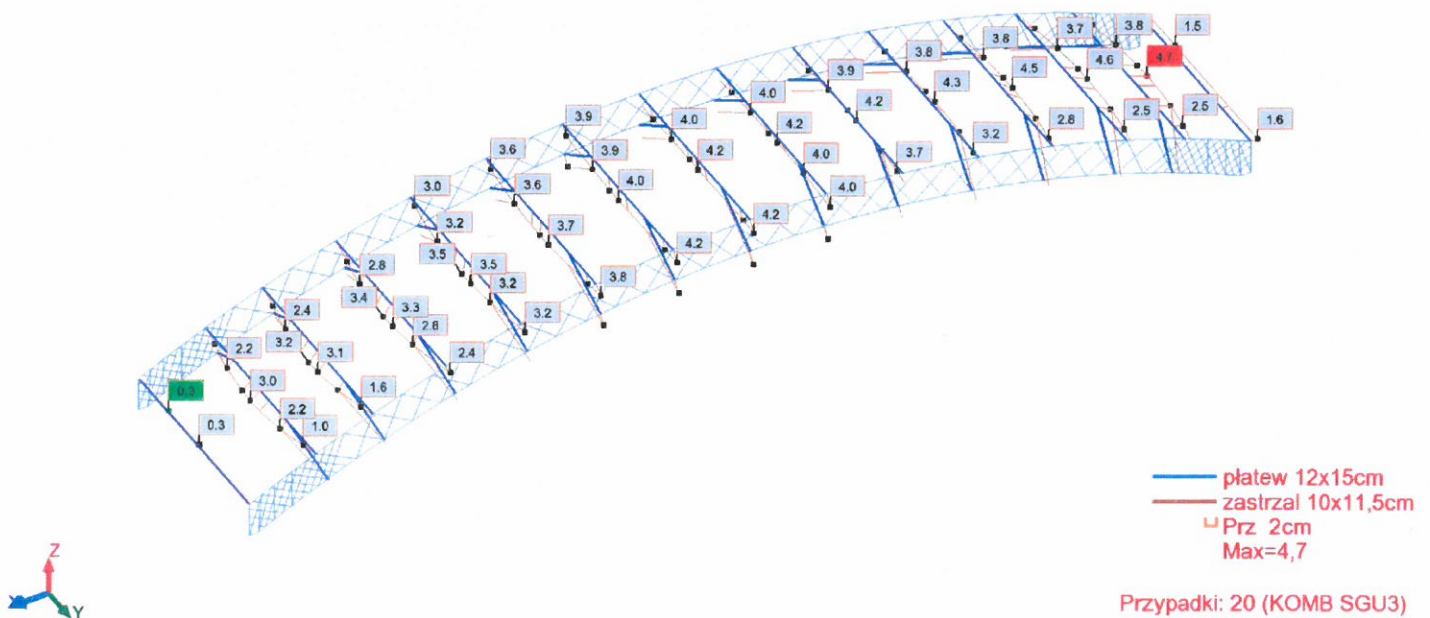
-73-

Projekt budowlany remontu hali byłej Elektrowozowni Warszawskiej Kolei Dojazdowej w Grodzisku Mazowieckim

Płatwie z zastrzałami momenty zginające M_z [kNm]



Płatwie z zastrzałami deformacje [cm]



Projekt budowlany remontu hali byłej Elektrowozowni Warszawskiej Kolei Dojazdowej w Grodzisku Mazowieckim

OBLICZENIA KONSTRUKCJI DREWNIANYCH

NORMA: PN-EN 1995-1:2005/NA2010/A2:2014

TYP ANALIZY: Weryfikacja prętów

GRUPA:

PRĘT: 1287 DREWNIANA płatew_1287
= 0.50 L = 1.20 m

PUNKT: 3

WSPÓŁRZĘDNA: x

OBciążENIA:

Decydujący przypadek obciążenia: 13 KOMB SGN4 (1+2+4)*1.35+(3+5+9)*1.50

MATERIAŁ C27

gM = 1.30

f_{m,0,k} = 27.00 MPaf_{t,0,k} = 16.00 MPaf_{c,0,k} = 22.00 MPaf_{v,k} = 4.00 MPaf_{t,90,k} = 0.40 MPaf_{c,90,k} = 2.60 MPaE_{0,moyen} = 12000.00

MPa

E_{0,05} = 7700.00 MPaG_{moyen} = 720.00 MPa

Klasa użyteczności: 1

Beta_c = 0.20

PARAMETRY PRZEKROJU: płatew 12x15cm

ht=15.0 cm

bf=12.0 cm

ea=6.0 cm

es=6.0 cm

Ay=120.00 cm²Iy=3375.00 cm⁴Wy=450.00 cm³Az=120.00 cm²Iz=2160.00 cm⁴Wz=360.00 cm³Ax=180.00 cm²Ix=4285.4 cm⁴

NAPRĘŻENIA

Sig_{c,0,d} = N/Ax = 6.41/180.00 = 0.36 MPaSig_{m,y,d} = MY/Wy = 1.17/450.00 = 2.61 MPaSig_{m,z,d} = MZ/Wz = 4.65/360.00 = 12.91 MPaTau_{y,d} = 1.5*0.00/180.00 = 0.00 MPaTau_{z,d} = 1.5*-0.02/180.00 = -0.00 MPaTau_{tory,d} = 0.08 MPa, Tau_{torz,d} = 0.08 MPa

NAPRĘŻENIA DOPUSZCZALNE

f_{c,0,d} = 15.23 MPaf_{m,y,d} = 18.69 MPaf_{m,z,d} = 19.55 MPaf_{v,d} = 2.77 MPa

Współczynniki i parametry dodatkowe

km = 0.70

kh = 1.05

kmod = 0.90

Ksys = 1.00

kcr = 0.67



PARAMETRY ZWICHRZENIOWE:

l_{ef} = 2.16 mLambda_{rel m} = 0.38Sig_{cr} = 185.47 MPak_{crit} = 1.00

PARAMETRY WYBOCZENIOWE:



względem osi Y:

LY = 1.00 m

Lambda_{rel Y} = 0.39

LFY = 1.00 m

Lambda_Y = 23.09

ky = 0.59

kcy = 0.98



względem osi Z:

FORMUŁY WERYFIKACYJNE:

Sig_{c,0,d}/(k_{c,z}*f_{c,0,d}) + km*Sig_{m,y,d}/f_{m,y,d} + Sig_{m,z,d}/f_{m,z,d} = 0.78 < 1.00 (6.24)Sig_{m,y,d}/(k_{crit}*f_{m,y,d}) = 2.61/(1.00*18.69) = 0.14 < 1.00 (6.33)(Tau_{y,d}/kcr + Tau_{tory,d}/kshape)/f_{v,d} = 0.03 < 1.00 (Tau_{z,d}/kcr + Tau_{torz,d}/kshape)/f_{v,d} = 0.03 < 1.00 (6.13-4)

Profil poprawny !!!

Projekt budowlany remontu hali byłej Elektrowozowni Warszawskiej Kolei Dojazdowej w Grodzisku Mazowieckim

OBLICZENIA KONSTRUKCJI DREWNIANYCH

NORMA: PN-EN 1995-1:2005/NA2010/A2:2014

TYP ANALIZY: Weryfikacja prętów

GRUPA:

PRĘT: 1324 DREWNIANY krzyzulec przeguby_1324
= 0.50 L = 0.79 m

PUNKT: 3

WSPÓŁRZĘDNA: x

OBCIĄŻENIA:

Decydujący przypadek obciążenia: 12 KOMB SGN3 (1+2+4)*1.35+(3+5+8)*1.50

MATERIAŁ C27

gM = 1.30

f_{m,0,k} = 27.00 MPaf_{t,0,k} = 16.00 MPaf_{c,0,k} = 22.00 MPaf_{v,k} = 4.00 MPaf_{t,90,k} = 0.40 MPaf_{c,90,k} = 2.60 MPaE_{0,moyen} = 12000.00

MPa

E_{0,05} = 7700.00 MPaG_{moyen} = 720.00 MPa

Klasa użyteczności: 1

Beta_c = 0.20

PARAMETRY PRZEKROJU: zastrzał 10x11,5cm

ht = 11.5 cm

bf = 10.0 cm

ea = 5.0 cm

es = 5.0 cm

A_y = 76.67 cm²I_y = 1267.40 cm⁴W_y = 220.42 cm³A_z = 76.67 cm²I_z = 958.33 cm⁴W_z = 191.67 cm³A_x = 115.00 cm²I_x = 1733.3 cm⁴

NAPRĘŻENIA

Sig_{c,0,d} = N/A_x = 21.67/115.00 = 1.88 MPaSig_{m,y,d} = MY/W_y = 0.01/220.42 = 0.07 MPaSig_{m,z,d} = MZ/W_z = 0.00/191.67 = 0.01 MPaTau_{tory,d} = 0.11 MPa, Tau_{torz,d} = 0.11 MPa

NAPRĘŻENIA DOPUSZCZALNE

f_{c,0,d} = 15.23 MPaf_{m,y,d} = 19.71 MPaf_{m,z,d} = 20.27 MPa

Współczynniki i parametry dodatkowe

k_m = 0.70k_h = 1.08k_{mod} = 0.90K_{sys} = 1.00

PARAMETRY ZWICHRZENIOWE:

l_{ef} = 1.43 mLambda_{rel m} = 0.33Sig_{cr} = 242.34 MPak_{crit} = 1.00

PARAMETRY WYBOCZENIOWE:



względem osi Y:

L_Y = 1.59 mLambda_{rel Y} = 0.81L_{FY} = 1.59 mLambda_Y = 47.85k_y = 0.88k_{cy} = 0.82

względem osi Z:

L_Z = 1.59 mLambda_{rel Z} = 0.94L_{FZ} = 1.59 mLambda_Z = 55.03k_z = 1.00k_{cz} = 0.74

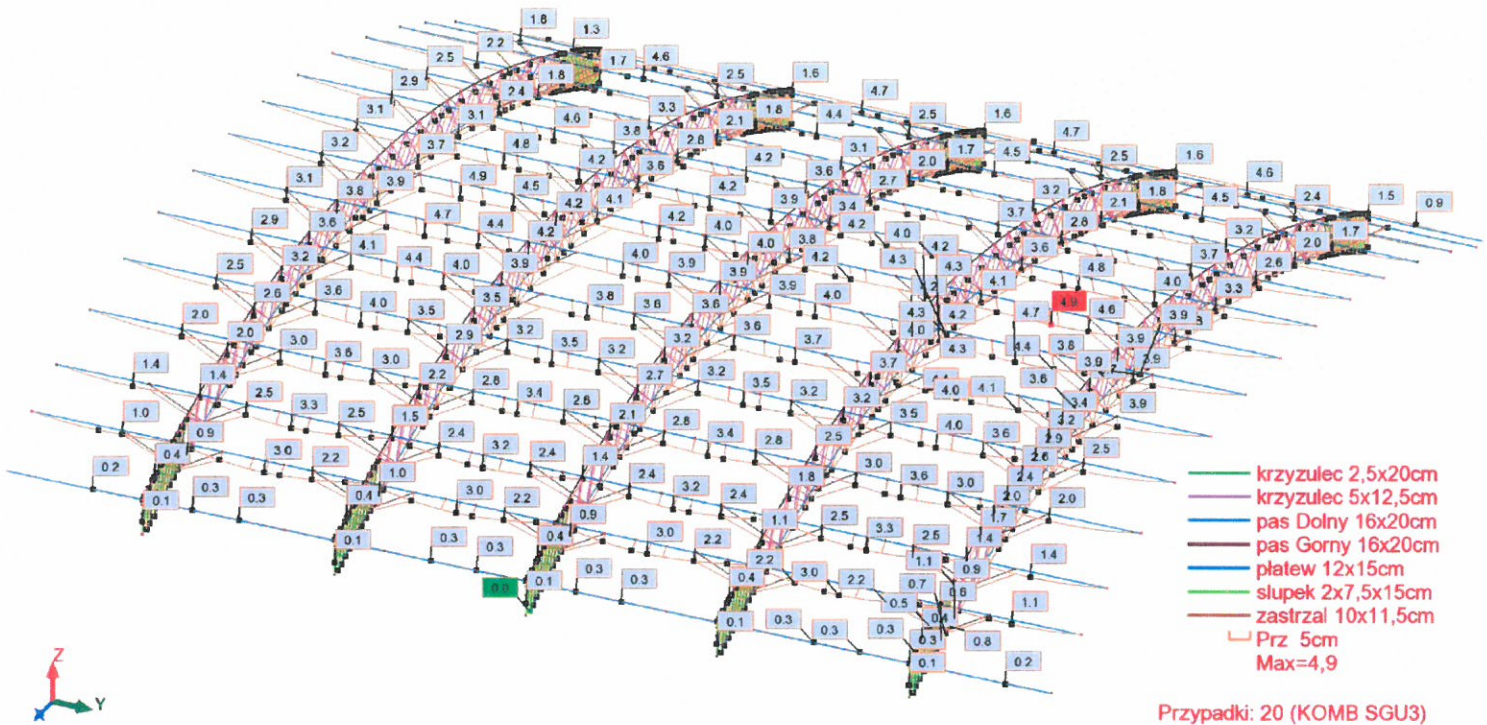
FORMUŁY WERYFIKACYJNE:

Sig_{c,0,d} / (k_{c,z} * f_{c,0,d}) + k_m * Sig_{m,y,d} / f_{m,y,d} + Sig_{m,z,d} / f_{m,z,d} = 0.17 < 1.00 (6.24)Sig_{c,0,d} / (k_{c,z} * f_{c,0,d}) + (Sig_{m,y,d} / (k_{crit} * f_{m,y,d}))^2 = 1.88 / (0.74 * 15.23) + (0.07 / (1.00 * 19.71))^2 = 0.17 < 1.00 (6.35)(Tau_{y,d} + Tau_{tory,d} / k_{shape}) / f_{v,d} = 0.04 < 1.00 (Tau_{z,d} + Tau_{torz,d} / k_{shape}) / f_{v,d} = 0.04 < 1.00 (6.13-4)

Profil poprawny !!!

Projekt budowlany remontu hali byłej Elektrowozowni Warszawskiej Kolei Dojazdowej w Grodzisku Mazowieckim

Deformacja dokładna - wycinka dachu[cm]



77-

ELEMENTY ŻELBETOWE**Połać**

Rodzaj obciążenia	Grub[m]	kN/ m3	Obc. char	Wsp	Obc. obl.
Połać			0,7	1,3	0,91
Obciążenie stałe g			0,70	x	0,91
Obciążenie użytkowe -p.					
			Razem		0,91

Dach-na 1m2 rzutu

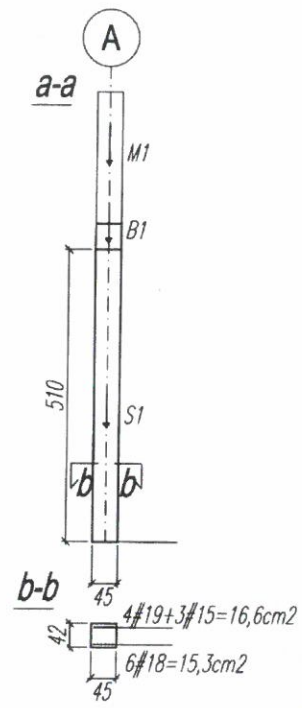
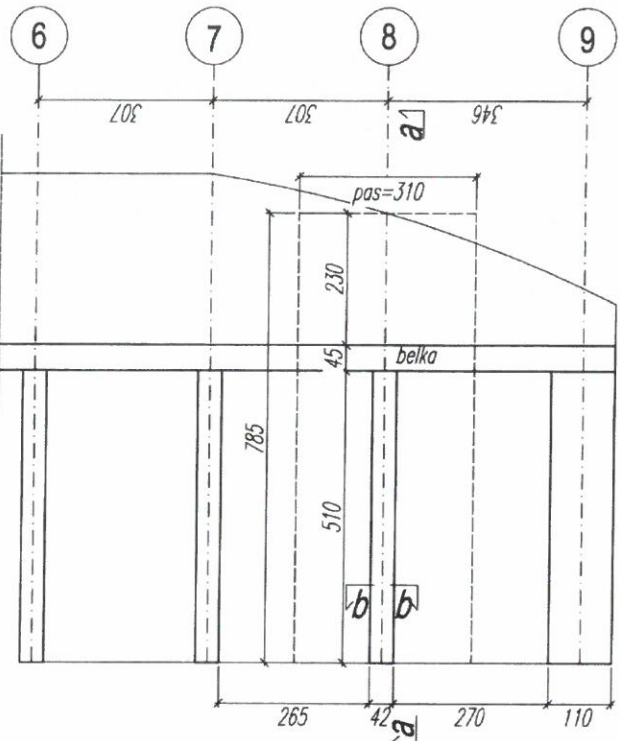
Rodzaj obciążenia		Obc. char	Wsp	Obc. obl.	
Kąt nachylenia połaci dachu α	$\alpha=$				
	$\cos \alpha=$	1,0000			
Połać	0,70	$\cdot \cos \alpha=$	0,70	1,30	0,91
Śnieg	0,72		0,72	1,50	1,08
Wiatr parcie	0,22		0,22	1,50	0,32
Obciążenie stałe g			0,70	x	0,91
Obciążenie zmienne			0,94	x	1,40
			Razem	x	2,31

Wiatr na ściany budynku H=10m

Zestawienie obciążeń / na 1 m2 powierzchni /

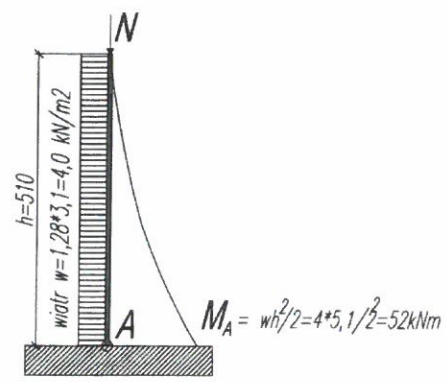
Wyszczególnienie			
Strefa wiatrowa (na podstawie Rys.2 Mapa stref ..PN -str 6)		Strefa	I
charakterystyczne ciśnienie prędkości		$q_k=$	0,3
Określenie współczynnika ekspozycji -według Tabl.4 do PN-B-02011:1977/Az1:2009			
teren zabudowy		teren	A
współcz. ekspozycji dla terenu A i H=10:20 $C_z=0,5+0,05z$		$C_e=$	0,99
Określenie współczynnika aerodynamicznego -według zał.2 do PN-77/B-02011			
Płyty i ściany płaskie			Z1-23
współczynnik aerodynamiczny $l/h= 3,1/5,1 < 1$ $C_{p,II}=1,6$		$C_z=$	1,6
Określenie współczynnika działania porywów wiatru wg pkt2.5 PN-77/B-02011			
współczynnik porywów wiatru		$\beta=$	1,8
Obciążenie charakterystyczne $p_k=q_k C_e C \beta=$		$p_k=$	0,86
współczynnik obciążenia		$\gamma_r=$	1,5
Obciążenie obliczeniowe $p=\gamma_r p_k$		$p=$	1,28

stupa A8



ozn.	opis	obliczenia	reakcja [kN]
S1	stupa	0,40*0,45*5,1*25*1,1	25,2
B1	belka	0,45*0,45*3,1*25*1,1	17,2
M1	mur	0,45*2,3*3,1*18*1,1	63,5
N=			105,9

schemat statyczny

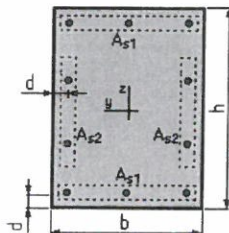


Analiza nośności przekroju ściskania [A8]

1. Założenia:

- Beton klasy B25, $\alpha_{cc} = 1,00$
- Stal klasy A-0 $f_{yk} = 220,0$ (MPa)
- Przekrój obliczany bez uwzględnienia mimośrodów niezamierzonych oraz wpływu smukłości i wpływu obciążeń długotrwałych
- Obliczenia z uwzględnieniem równomiernego rozkładu zbrojenia w przekroju
- Obliczenia zgodne z **PN-B-03264:2002**
- Nośność przekroju sprawdzana w sposób ścisły (z wyznaczenia rozkładu naprężeń)

2. Przekrój:



$b = 42,0$ (cm) $h_{sr} = 45,0$ (cm)
 $d = 3,5$ (cm)

3. Powierzchnia zbrojenia:

$$A_{s1} = 15,3 \text{ (cm}^2\text{)} \quad 16,6 \text{ (cm}^2\text{)}$$

4. Założenia obliczeniowe:

Mimośród obliczeniowy siły podłużnej: Względem Y: Względem Z:
 $e_s = 0,0$ (cm) $e_s = -0,0$ (cm)

5. Nośność przekroju: $N_n = 1500$ (kN) $> N = 105,9$ kN

$M_y = 60$ (kNm) $> M_A = 52$ kNm

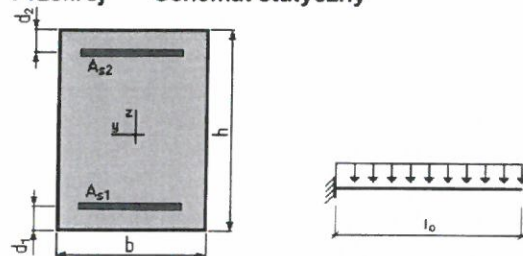
Ugięcie słupa A8

1. Założenia:

- Beton klasy B25, $\alpha_{cc} = 1,00$
- Stal klasy A-0 $f_{yk} = 220,0$ (MPa)
- Przekrój zbrojony prętami $\varnothing 18$
- Obliczenia zgodne z PN-B-03264:2002

2. Geometria:

Przekrój Schemat statyczny



$b = 42,0$ (cm) $h = 45,0$ (cm) $d_1 = 3,5$ (cm) $d_2 = 3,5$ (cm) $l_0 = 5,1$ (m)

3. Założenia obliczeniowe:

Współczynnik ugięcia: $\alpha_k = 2,40 \cdot 5/48$

Obciążenie:

Moment wywołany obciążeniem długotrwałym: $M_d = 0,00$ (kN*m)

Moment wywołany obciążeniem krótkotrwałym: $M_k = 40,00$ (kN*m)

Powierzchnia zbrojenia:

$A_{s1} = 15,3$ (cm²)

$A_{s2} = 16,6$ (cm²)

Stopień zbrojenia: $\mu = 1,57$ (%)

Minimalny stopień zbrojenia: $\mu_{a, min} = 0,26$ (%)

Wiek betonu w chwili obciążenia: 90 dni

Wilgotność względna środowiska: 50 %

Końcowy współczynnik pełzania betonu: $\Phi_{\infty, 10} = 2,27$

4. Wyniki:

Ugięcie: $a = 3,7$ (mm) < $a_{lim} = l_0 / 150 = 34,0$ (mm)

Faza pracy przekroju: II

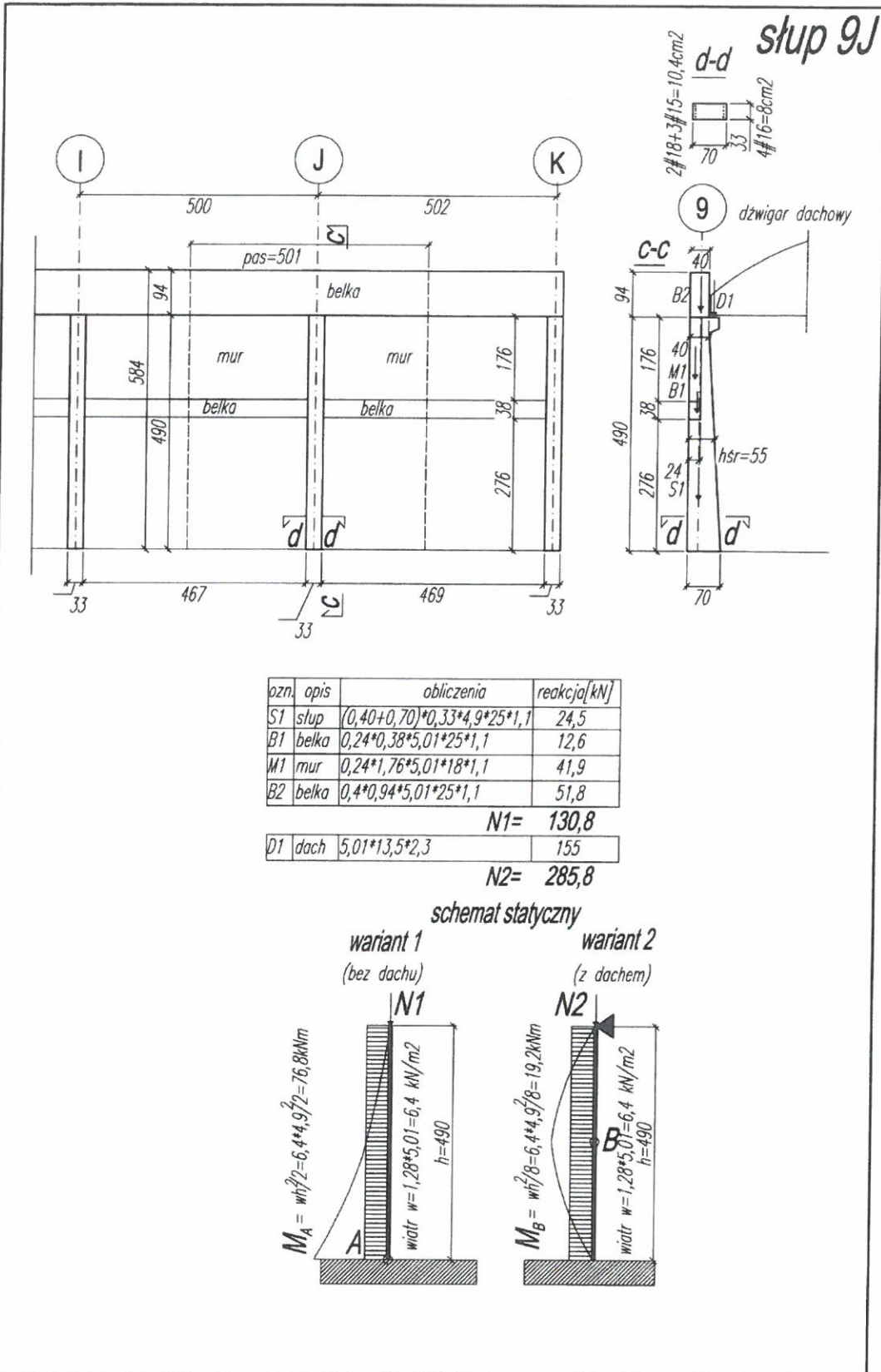
Moment rysujący: $M_{cr} = 31,33$ (kN*m)

Ugięcia składowe i sztywności:

$a_{0, k+d} = 3,7$ (mm) $B_{0, k+d} = 69$ (MN*m²)

$a_{0, d} = 0,0$ (mm) $B_{0, d} = 85$ (MN*m²)

$a_{\infty, d} = 0,0$ (mm) $B_{\infty, d} = 28$ (MN*m²)

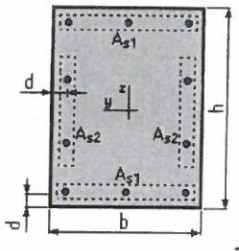


Analiza nośności przekroju [9J] dla ściskania mimośrodowego (bez reakcji z dachu)

1. Założenia:

- Beton klasy B25, $\alpha_{cc} = 1,00$
- Stal klasy A-0 $f_{yk} = 220,0$ (MPa)
- Struktura o węzłach nieprzesuwnych
- Wysokość słupa $l = 4,9$ (m)
- Długość obliczeniowa $l_0 = 9,8$ (m)
- Względny udział obciążeń długotrwałych $N_d/N = 1,00$
- Współczynnik pełzania betonu $\phi_p = 2,29$
- Obliczenia z uwzględnieniem równomiernego rozkładu zbrojenia w przekroju
- Obliczenia zgodne z PN-B-03264:2002
- Nośność przekroju sprawdzana w sposób ścisły (z wyznaczenia rozkładu naprężeń)

2. Przekrój:



$b = 33,0$ (cm)
 $h_{sr} = 55,0$ (cm)
 $d = 3,5$ (cm)

3. Powierzchnia zbrojenia:

$A_{s1} = 10,4$ (cm²) [8 (cm²) z drugiej strony]

4. Założenia obliczeniowe:

	Względem Y:	Względem Z:
Smukłość słupa	$\lambda_y = 61,7 > 25$	$\lambda_z = 102,9 > 25$
Mimośród statyczny siły podłużnej	$e_s = 0,0$ (cm)	$e_s = -0,0$ (cm)
Mimośród niezamierzony	$e_n = 1,8$ (cm)	$e_n = 1,1$ (cm)
Mimośród początkowy	$e_0 = 1,8$ (cm)	$e_0 = 1,1$ (cm)
Siła krytyczna	$N_{kr} = 5350,61$ (kN)	$N_{kr} = 2075,35$ (kN)
Mimośród obliczeniowy $e = \eta \cdot e_0$	$e = 1,9$ (cm)	$e = 1,2$ (cm)

5. Nośność elementu:

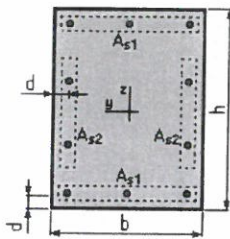
$N_n = 1100$ (kN) $>$ $N_1 = 130,8$ kN
 $M_{dop} = 100 >$ $M_B = 76,8$ kNm

Analiza nośności przekroju [9J] dla ściskania mimośrodowego (wariant 2 z reakcją z dachu)

1. Założenia:

- Beton klasy B25, $\alpha_{cc} = 1,00$
- Stal klasy A-0 $f_{yk} = 220,0$ (MPa)
- Struktura o węzłach nieprzesuwnych
- Wysokość słupa $l = 4,9$ (m)
- Długość obliczeniowa $l_0 = 9,8$ (m)
- Względny udział obciążeń długotrwałych $N_d/N = 1,00$
- Współczynnik pełzania betonu $\varphi_p = 2,29$
- Obliczenia z uwzględnieniem równomiernego rozkładu zbrojenia w przekroju
- Obliczenia zgodne z PN-B-03264:2002
- Nośność przekroju sprawdzana w sposób ścisły (z wyznaczenia rozkładu naprężeń)

2. Przekrój:



$b = 33,0$ (cm)
 $h_{sr} = 55,0$ (cm)
 $d = 3,5$ (cm)

3. Powierzchnia zbrojenia:

$A_{s1} = 10,4$ (cm²) [8 (cm²) z drugiej strony]

4. Założenia obliczeniowe:

	Względem Y:	Względem Z:
Smukłość słupa	$\lambda_y = 61,7 > 25$	$\lambda_z = 102,9 > 25$
Mimośród statyczny siły podłużnej	$e_s = 0,0$ (cm)	$e_s = -0,0$ (cm)
Mimośród niezamierzony	$e_n = 1,8$ (cm)	$e_n = 1,1$ (cm)
Mimośród początkowy	$e_0 = 1,8$ (cm)	$e_0 = 1,1$ (cm)
Siła krytyczna	$N_{kr} = 5350,61$ (kN)	$N_{kr} = 2075,35$ (kN)
Mimośród obliczeniowy $e = \eta \cdot e_0$	$e = 1,9$ (cm)	$e = 1,2$ (cm)

5. Nośność elementu:

$N_n = 1350$ (kN) > $N_1 = 285,8$ kN
 $M_{dop} = 30 > M_B = 19,2$ kNm

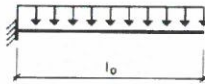
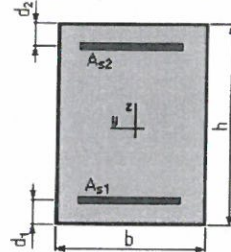
Ugięcie słupa 9J

1. Założenia:

- Beton klasy B25, $\alpha_{cc} = 1,00$
- Stal klasy A-0 $f_{yk} = 220,0$ (MPa)
- Przekrój zbrojony prętami $\varnothing 18$
- Obliczenia zgodne z PN-B-03264:2002

2. Geometria:

Przekrój Schemat statyczny



$$b = 33,0 \text{ (cm)} \quad h = 55,0 \text{ (cm)} \quad d_1 = 3,0 \text{ (cm)} \quad d_2 = 3,0 \text{ (cm)} \quad l_0 = 4,9 \text{ (m)}$$

3. Założenia obliczeniowe:

Współczynnik ugięcia: $\alpha_k = 2,40 \cdot 5/48$

Obciążenie:

Moment wywołany obciążeniem długotrwałym: $M_d = 0,00$ (kN*m)

Moment wywołany obciążeniem krótkotrwałym: $M_k = 36,00$ (kN*m)

Powierzchnia zbrojenia:

$A_{s1} = 11,0$ (cm²)

$A_{s2} = 11,0$ (cm²)

Stopień zbrojenia:

$\mu = 1,28$ (%)

Minimalny stopień zbrojenia:

$\mu_{a, \min} = 0,26$ (%)

Wiek betonu w chwili obciążenia: 90 dni

Wilgotność względna środowiska: 50 %

Końcowy współczynnik pełzania betonu: $\Phi_{\infty, 10} = 2,29$

4. Wyniki:

Ugięcie: $a = 1,1$ (mm) < $a_{lim} = l_0 / 150 = 32,7$ (mm)

Faza pracy przekroju: I

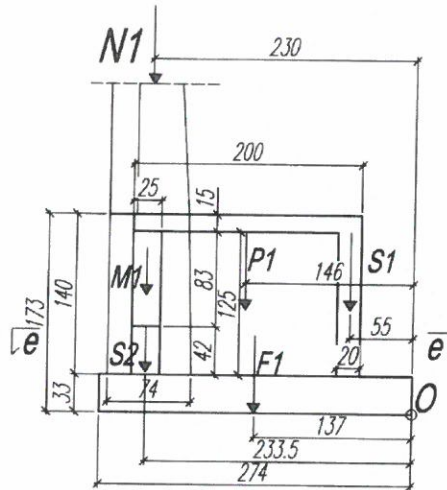
Moment rysujący: $M_{cr} = 36,78$ (kN*m)

Sztywność przekroju: $B_0 = 192$ (MN*m²)

stopa

ozn.	opis	obliczenia	reakcja [kN]
P1	plyta	$(2 \times 0,15 \times 0,82) \times 25 \times 1,1$	6,8
S1	sciana	$0,2 \times 1,25 \times 0,82 \times 25 \times 1,1$	5,6
S2	sciana	$0,25 \times 0,42 \times 0,82 \times 25 \times 1,1$	2,4
M1	mur	$0,25 \times 0,83 \times 0,82 \times 18 \times 1,1$	3,4
F1	stopa	$2,74 \times 0,33 \times 0,82 \times 25 \times 1,1$	20,4

razem 38,6



Sprawdzenie obrotu względem punktu O

wariant 1

$$M_U = 1,37 \cdot F1 + 0,55S1 + 2,33(S2 + M1) + 2,3N1 = 345,3 \text{ kNm}$$

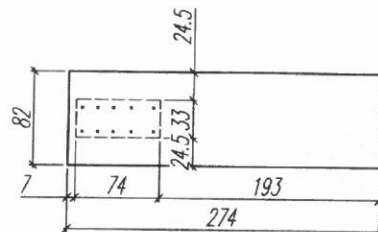
$$M_W = 76,8 \text{ kNm} \quad \frac{M_U}{M_W} = 4,5$$

wariant 2

$$M_U = 1,37 \cdot F1 + 0,55S1 + 2,33(S2 + M1) + 2,3N2 = 701,8 \text{ kNm}$$

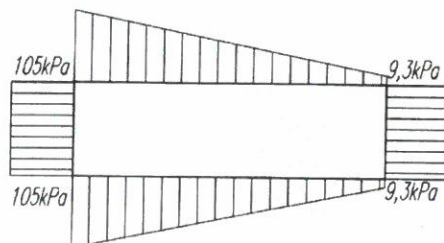
$$M_W = 19,2 \text{ kNm} \quad \frac{M_U}{M_W} = 36,5$$

e-e



rozkład naprężeń pod fundamentem

naprężenia średnie = 75 kPa



Stopa

1. Założenia:

MATERIAŁ:

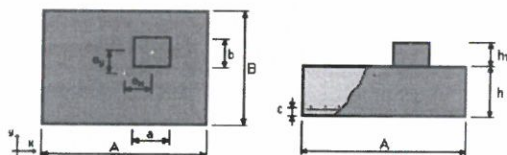
BETON: klasa B25, ciężar objętościowy = 24,0 (kN/m³)

STAL: klasa A-0, $f_{yd} = 190,00$ (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: $\lambda = 1,00$
Obrót
Poślizg
Przebicie / ścinanie
- Graniczne położenie wypadkowej obciążeń:
- długotrwałych w rdzeniu I
- całkowitych w rdzeniu II

2. Geometria



A = 2,74 (m)
B = 0,82 (m)
h = 0,33 (m)
h1 = 0,30 (m)
ex = 0,00 (m)
ey = 0,00 (m)

a = 0,74 (m)
b = 0,30 (m)

objętość betonu fundamentu: $V = 0,808$ (m³)

otulina zbrojenia: c = 0,04 (m)
poziom posadowienia: D = 1,7 (m)
minimalny poziom posadowienia: Dmin = 1,7 (m)

3. Grunt

Charakterystyczne parametry gruntu:

Projekt budowlany remontu hali byłej Elektrowozowni Warszawskiej Kolei Dojazdowej w Grodzisku Mazowieckim

Warstwa	Nazwa	Poziom	IL / ID	Symbol [m]	Typ wilgotności konsolidacji
1	Il piaszczysty	0,0	0,10	D	---
2	Gлина piaszczysta	-1,2	0,00	B	---
3	Gлина piaszczysta	-3,2	0,00	B	---

Pozostałe parametry gruntu:

Warstwa	Nazwa	Miągkość [kPa]	Spójność [kPa]	Kąt tarcia [m]	Ciężar obj. [kPa]	Mo [deg]	M [kN/m ³]
1	Il piaszczysty	1,2	53,7	11,7	21,0	30602,1	38252,6
2	Gлина piaszczysta	2,0	40,0	22,0	0,0	65501,2	87335,0
3	Gлина piaszczysta	---	40,0	22,0	0,0	65501,2	87335,0

4. Obciążenia

OBLICZENIOWE

Lp.	Nazwa	N [kN]	Mx [kN*m]	My [kN*m]	Fx [kN]	Fy [kN]	Nd/Nc
1	L1	38,60	0,00	-76,80	0,00	0,00	1,00

współczynnik zamiany obciążeń obliczeniowych na charakterystyczne = 1,20

5. Wyniki obliczeniowe

WARUNEK NOŚNOŚCI

- Rodzaj podłoża pod fundamentem: warstwowe
- Kombinacja wymiarująca: L1 (długotrwała)
N=50,00kN My=-50,00kN*m
- Wyniki obliczeń na poziomie: posadowienia fundamentu
- Obliczeniowy ciężar fundamentu i nadległego gruntu: Gr = 77,46 (kN)
- Obciążenie wymiarujące: Nr = 127,46kN Mx = 0,00kN*m My = -50,00kN*m
- Zastępcze wymiary fundamentu: A₋ = 1,96 (m) B₋ = 0,82 (m)
- Współczynniki nośności oraz wpływu nachylenia obciążenia:

$$\begin{aligned} N_B &= 1,42 & i_B &= 1,00 \\ N_C &= 14,65 & i_C &= 1,00 \\ N_D &= 6,27 & i_D &= 1,00 \end{aligned}$$

- Graniczny opór podłoża gruntowego: Qf = 1323,62 (kN)
- Współczynnik bezpieczeństwa: Qf * m / Nr = 8,41

OSIADANIE

- Rodzaj podłoża pod fundamentem: jednorodne
- Kombinacja wymiarująca: L1
 $N=41,67\text{kN}$ $M_y=-41,67\text{kN}\cdot\text{m}$
- Charakterystyczna wartość ciężaru fundamentu i nadległego gruntu: 70,42 (kN)
- Obciążenie charakterystyczne, jednostkowe od obciążeń całkowitych: $q = 50$ (kPa)
- Miąższość podłoża gruntowego aktywnie osiadającego: $z = 1,3$ (m)
- Naprężenie na poziomie z :
 - dodatkowe: $\sigma_{zd} = 7$ (kPa)
 - wywołane ciężarem gruntu: $\sigma_{\gamma} = 25$ (kPa)
- Osiadanie:
 - pierwotne: $s' = 0,03$ (cm)
 - wtórne: $s'' = 0,02$ (cm)
 - CAŁKOWITE: $S = 0,05$ (cm) < $S_{\text{dop}} = 7,00$ (cm)

OBRÓT

- Kombinacja wymiarująca: L1 (długotrwała)
 $N=50,00\text{kN}$ $M_y=-50,00\text{kN}\cdot\text{m}$
- Obliczeniowy ciężar fundamentu i nadległego gruntu: $Gr = 63,38$ (kN)
- Obciążenie wymiarujące: $N_r = 113,38\text{kN}$ $M_x = -0,00\text{kN}\cdot\text{m}$ $M_y = -50,00\text{kN}\cdot\text{m}$
- Moment zapobiegający obrotowi fundamentu:
 - $M_x(\text{stab}) = 46,48$ (kN \cdot m)
 - $M_y(\text{stab}) = 155,33$ (kN \cdot m)
- Współczynnik bezpieczeństwa: $M(\text{stab}) \cdot m / M = 2,24$

POŚLIZG

- Kombinacja wymiarująca: L1 (długotrwała)
 $N=50,00\text{kN}$ $M_y=-50,00\text{kN}\cdot\text{m}$
- Obliczeniowy ciężar fundamentu i nadległego gruntu: $Gr = 63,38$ (kN)
- Obciążenie wymiarujące: $N_r = 113,38\text{kN}$ $M_x = -0,00\text{kN}\cdot\text{m}$ $M_y = -50,00\text{kN}\cdot\text{m}$
- Zastępcze wymiary fundamentu: $A_{\text{z}} = 2,74$ (m) $B_{\text{z}} = 0,82$ (m)
- Współczynnik tarcia:
 - fundament grunt: $\mu = 0,33$
- Współczynnik redukcji spójności gruntu = 0,20
- Wartość siły poślizgu: $F = 0,00$ (kN)
- Wartość siły zapobiegającej poślizgowi fundamentu:
 - w poziomie posadowienia: $F(\text{stab}) = 53,11$ (kN)
- Współczynnik bezpieczeństwa: $F(\text{stab}) \cdot m / F = +\text{INF}$

ŚCINANIE

- Kombinacja wymiarująca: L1 (długotrwała)
 $N=50,00\text{kN}$ $M_y=-50,00\text{kN}\cdot\text{m}$
- Obciążenie wymiarujące: $N_r = 113,38\text{kN}$ $M_x = -0,00\text{kN}\cdot\text{m}$ $M_y = -50,00\text{kN}\cdot\text{m}$
- Współczynnik bezpieczeństwa: $Q / Q_r = 5,08$

stopa z uwzględnieniem obciążenia z dachu

4. Obciążenia

OBLICZENIOWE

Lp.	Nazwa	N [kN]	Mx [kN*m]	My [kN*m]	Fx [kN]	Fy [kN]	Nd/Nc
1	L1	286,00	0,00	20,00	0,00	0,00	1,00

współczynnik zamiany obciążeń obliczeniowych na charakterystyczne = 1,20

5. Wyniki obliczeniowe

WARUNEK NOŚNOŚCI

- Rodzaj podłoża pod fundamentem: warstwowe
- Kombinacja wymiarująca: L1 (długotrwała)
 $N=286,00\text{kN}$ $My=20,00\text{kN}\cdot\text{m}$
- Wyniki obliczeń na poziomie: posadowienia fundamentu
- Obliczeniowy ciężar fundamentu i nadległego gruntu: $Gr = 77,46$ (kN)
- Obciążenie wymiarujące: $Nr = 363,46\text{kN}$ $Mx = 0,00\text{kN}\cdot\text{m}$ $My = 20,00\text{kN}\cdot\text{m}$
- Zastępcze wymiary fundamentu: $A_ = 2,63$ (m) $B_ = 0,82$ (m)
- Współczynniki nośności oraz wpływu nachylenia obciążenia:

$$\begin{aligned} N_B &= 1,42 & i_B &= 1,00 \\ N_C &= 14,65 & i_C &= 1,00 \\ N_D &= 6,27 & i_D &= 1,00 \end{aligned}$$

- Graniczny opór podłoża gruntowego: $Q_f = 1693,99$ (kN)
- Współczynnik bezpieczeństwa: $Q_f \cdot m / Nr = 3,78$

OSIADANIE

- Rodzaj podłoża pod fundamentem: warstwowe
- Kombinacja wymiarująca: L1
 $N=238,33\text{kN}$ $My=16,67\text{kN}\cdot\text{m}$
- Charakterystyczna wartość ciężaru fundamentu i nadległego gruntu: 70,42 (kN)
- Obciążenie charakterystyczne, jednostkowe od obciążeń całkowitych: $q = 137$ (kPa)
- Mięszość podłoża gruntowego aktywnie osiadającego: $z = 4,0$ (m)
- Napężenie na poziomie z:
 - dodatkowe: $\sigma_{zd} = 7$ (kPa)
 - wywołane ciężarem gruntu: $\sigma_{zy} = 25$ (kPa)
- Osiadanie:
 - pierwotne: $s' = 0,18$ (cm)
 - wtórne: $s'' = 0,03$ (cm)
 - CAŁKOWITE: $S = 0,21$ (cm) $< S_{dop} = 7,00$ (cm)

OBRÓT

- Kombinacja wymiarująca: L1 (długotrwała)
 $N=286,00\text{kN}$ $My=20,00\text{kN}\cdot\text{m}$
- Obliczeniowy ciężar fundamentu i nadległego gruntu: $Gr = 63,38$ (kN)
- Obciążenie wymiarujące: $Nr = 349,38\text{kN}$ $Mx = -0,00\text{kN}\cdot\text{m}$ $My = 20,00\text{kN}\cdot\text{m}$
- Moment zapobiegający obrotowi fundamentu:
 - $Mx(\text{stab}) = 143,24$ (kN \cdot m)
 - $My(\text{stab}) = 478,65$ (kN \cdot m)
- Współczynnik bezpieczeństwa: $M(\text{stab}) \cdot m / M = 17,23$

POŚLIZG

- Kombinacja wymiarująca: L1 (długotrwała)
 $N=286,00\text{kN}$ $My=20,00\text{kN}\cdot\text{m}$
- Obliczeniowy ciężar fundamentu i nadległego gruntu: $Gr = 63,38$ (kN)
- Obciążenie wymiarujące: $Nr = 349,38\text{kN}$ $Mx = -0,00\text{kN}\cdot\text{m}$ $My = 20,00\text{kN}\cdot\text{m}$
- Zastępcze wymiary fundamentu: $A_ = 2,74$ (m) $B_ = 0,82$ (m)
- Współczynnik tarcia:
 - fundament grunt: $\mu = 0,33$
- Współczynnik redukcji spójności gruntu = 0,20
- Wartość siły poślizgu: $F = 0,00$ (kN)
- Wartość siły zapobiegającej poślizgowi fundamentu:
 - w poziomie posadowienia: $F(\text{stab}) = 130,00$ (kN)
- Współczynnik bezpieczeństwa: $F(\text{stab}) \cdot m / F = +\text{INF}$

ŚCINANIE

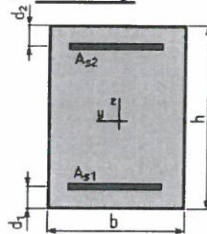
- Kombinacja wymiarująca: L1 (długotrwała)
 $N=286,00\text{kN}$ $My=20,00\text{kN}\cdot\text{m}$
- Obciążenie wymiarujące: $Nr = 349,38\text{kN}$ $Mx = -0,00\text{kN}\cdot\text{m}$ $My = 20,00\text{kN}\cdot\text{m}$
- Współczynnik bezpieczeństwa: $Q / Qr = 2,09$

Analiza nośności przekroju dla zginania prostego wspornik

1. Założenia:

- Beton klasy B25, $\alpha_{cc} = 1,00$
- Stal klasy A-0 $f_{yk} = 220,0$ (MPa)
- Brak sprawdzenia stanu granicznego rozwarcia rys
- Obliczenia zgodne z PN-B-03264:2002

2. Przekrój:



$b = 30,0$ (cm) $h = 40,0$ (cm) $d_1 = 4,0$ (cm) $d_2 = 4,0$ (cm)

3. Powierzchnia zbrojenia:

$A_{s1} = 0,0$ (cm²)

$A_{s2} = 4,0$ (cm²)

$2 \phi 16 = 4,0$ (cm²)

Stopień zbrojenia: $\mu = 0,37$ (%)

Minimalny stopień zbrojenia: $\mu_{a, min} = 0,26$ (%)

4. Dopuszczalny moment zginający:

Z uwagi na nośność przekroju:

$M_{max} = 0,00$ (kN*m) $M_{min} = -26,64$ (kN*m)

Wyniki szczegółowe dla SGN: $M_y = -26,64$ (kN*m)

Położenie osi obojętnej: $y = 2,4$ (cm)

Ramię sił wewnętrznych: $z = 35,1$ (cm)

Względna wysokość strefy ściskanej: $\xi = 0,07$

Graniczna wysokość strefy ściskanej: $\xi_{gr} = 0,79$

Naprężenia w betonie ściskanym: $\sigma_c = 13,3$ (MPa)

Naprężenia w stali zbrojeniowej:
rozciągające: $\sigma_s = 190,0$ (MPa)

Moment = reakcja z dachu*0,1= 155*0,1=15,5 kNm < 26,6 kNm

Ława fundamentowa

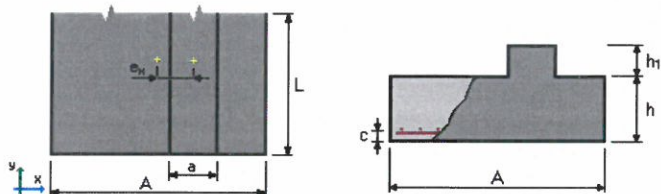
1. Założenia:

MATERIAŁ:

BETON: klasa B30, ciężar objętościowy = 24,0 (kN/m³)

ZESTAWIENIE OBCIĄŻEŃ NA ŁAWĘ FUNDAMENTOWĄ Łf1			
Obciążenie	Wartość charakterystyczna [kN/m]	Współczynnik obciążeniowy	Wartość obliczeniowa [kN/m]
Ściana oddzielenia przeciwpożarowego, murowana z pustaków ceramicznych o grubości 30cm h=9,4m*5,7kN/m	53,58	1,35	72,33
tynek cementowo-wapienny 2cm	3,57	1,35	4,82
Obciążenie ciężarem przekrycia dachu	1,73	1,35	2,33
Obciążenie zmienne - dach bez dostępu	1,00	1,50	1,50
SUMA	59,88		80,98

2. Geometria



$A = 0,50$ (m) $a = 0,30$ (m)
 $L = 15,00$ (m) $h = 0,40$ (m)
 $h_1 = 0,30$ (m)
 $e_x = 0,00$ (m) objętość betonu fundamentu: $V = 0,290$ (m³/m)
 poziom posadowienia: $D = 1,8$ (m)
 minimalny poziom posadowienia: $D_{min} = 1,8$ (m)
 poziom wody gruntowej $D_w = 1,6$ (m)

3. Grunt

Charakterystyczne parametry gruntu:

Warstwa	Nazwa	Poziom [m]	IL / ID	Symbol konsolidacji	Typ wilgotności
1	II piaszczysty	0,0	0,10	D	---
2	II pylasty	-1,9	0,00	D	---

Pozostałe parametry gruntu:

Warstwa	Nazwa	Miągkość	Spójność	Kąt tarcia	Ciężar obj.	Mo	M
	[kPa]	[kPa]					
1	II piaszczysty	1,9	53,7	11,7	21,0	30602,1	

38252,6						
2	II pylasty	---	60,0	13,0	19,0	39302,4
	49128,0					

4. Obciążenia

OBLICZENIOWE

Lp.	Nazwa	N [kN/m]	My [kN*m/m]	Fx [kN/m]	Nd/Nc
1	L1	81,00	0,00	0,00	1,00

współczynnik zamiany obciążeń obliczeniowych na charakterystyczne = 1,20

5. Wyniki obliczeniowe

WARUNEK NOŚNOŚCI

- Rodzaj podłoża pod fundamentem: warstwowe
- Kombinacja wymiarująca: L1 (długotrwała)
N=81,00kN/m
- Wyniki obliczeń na poziomie: posadowienia fundamentu
- Obliczeniowy ciężar fundamentu i nadległego gruntu: Gr = 13,24 (kN/m)
- Obciążenie wymiarujące: Nr = 94,24kN/m My = 0,00kN*m/m
- Zastępczy wymiar fundamentu: A₋ = 0,50 (m)
- Współczynniki nośności oraz wpływu nachylenia obciążenia:

$$\begin{aligned} N_B &= 0,22 & i_B &= 1,00 \\ N_C &= 8,57 & i_C &= 1,00 \\ N_D &= 2,59 & i_D &= 1,00 \end{aligned}$$

- Graniczny opór podłoża gruntowego: Qf = 249,36 (kN/m)
- Współczynnik bezpieczeństwa: Qf * m / Nr = 2,14

OSIADANIE

- Rodzaj podłoża pod fundamentem: warstwowe
- Kombinacja wymiarująca: L1
N=67,50kN/m
- Charakterystyczna wartość ciężaru fundamentu i nadległego gruntu: 12,84 (kN/m)
- Obciążenie charakterystyczne, jednostkowe od obciążeń całkowitych: q = 161 (kPa)
- Miąższość podłoża gruntowego aktywnie osiadającego: z = 1,2 (m)
- Naprężenie na poziomie z:
 - dodatkowe: $\sigma_{zd} = 18$ (kPa)
 - wywołane ciężarem gruntu: $\sigma_{z\gamma} = 61$ (kPa)
- Osiadanie:
 - pierwotne: s' = 0,16 (cm)
 - wtórne: s'' = 0,04 (cm)
 - CAŁKOWITE: S = 0,19 (cm) < S_{dop} = 7,00 (cm)
- Współczynnik bezpieczeństwa: M(stab) * m / M = +INF

WYMIAROWANIE ZBROJENIA

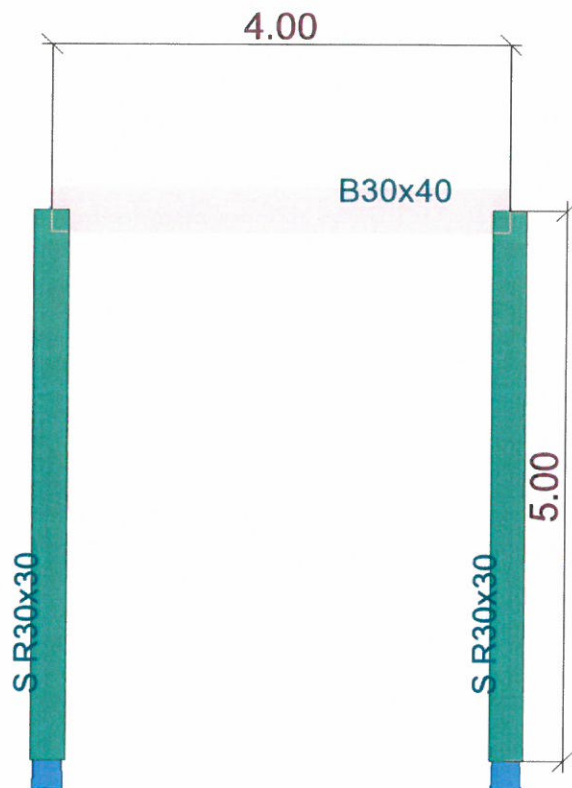
Wzdłuż boku A:

- Obciążenie wymiarujące: Nr = 94,24kN/m My = 0,00kN*m/m
- Powierzchnia zbrojenia [cm²/m]:

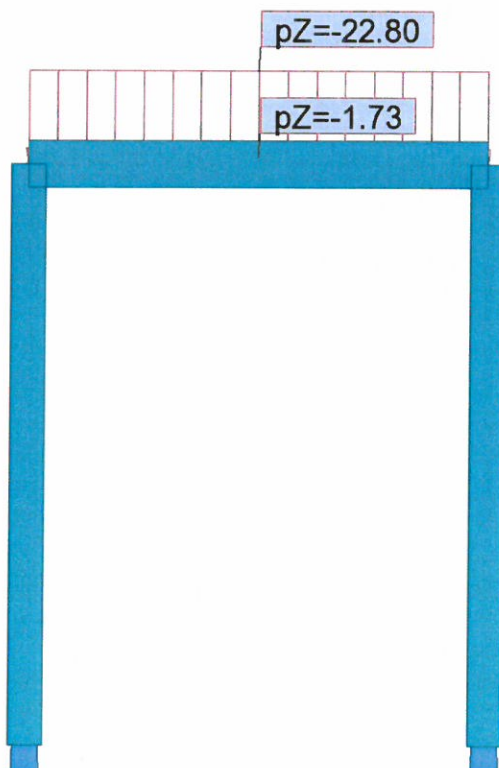
wzdłuż boku A

- minimalna: Ax = 5,28
- wyliczona: Ax = 5,28
- przyjęta: Ax = 5,39 ϕ 12 co 21 (cm)

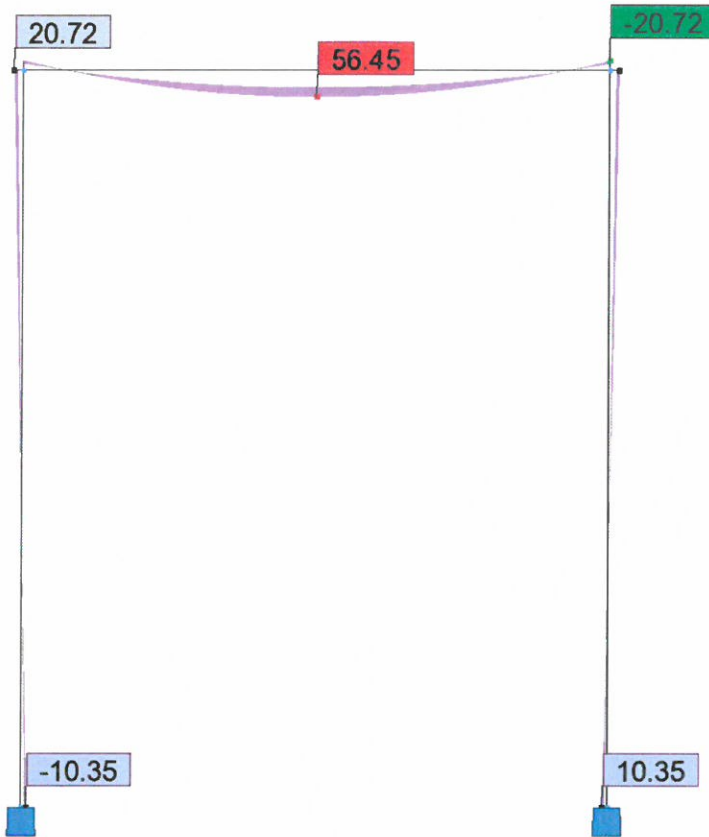
RAMA ŻELBETOWA



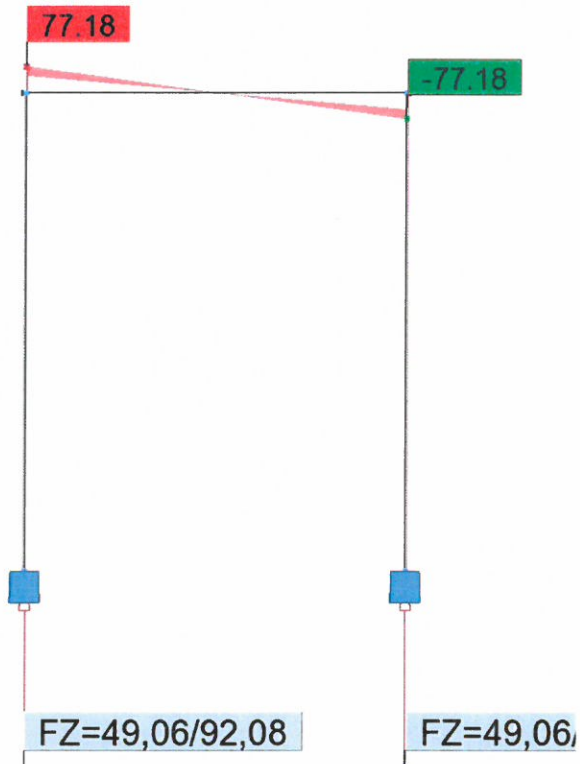
SCHEMAT STATYCZNY



OBCIĄŻENIA : (ŚCIANA H=4M NAD+DACH)

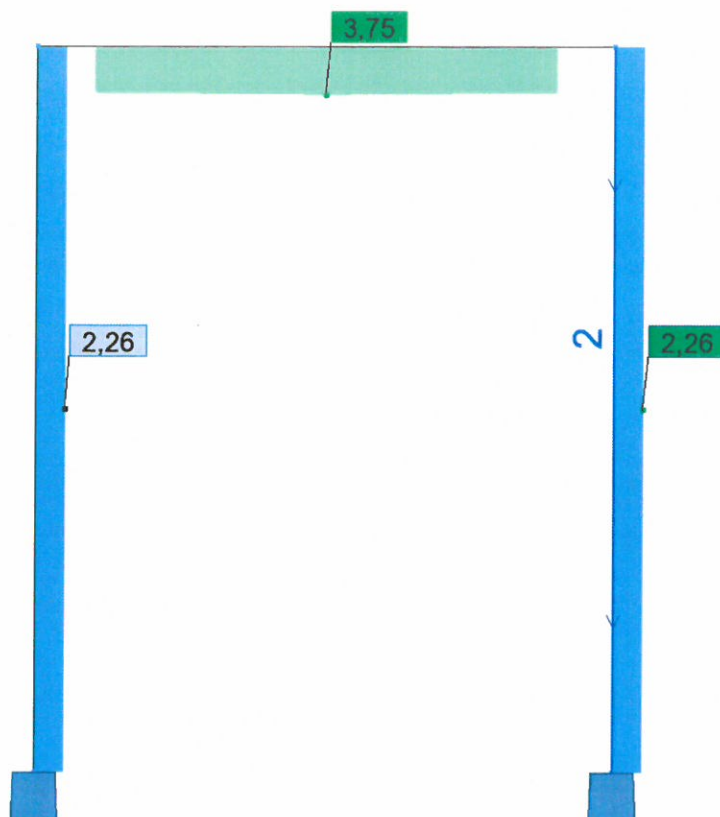


MOMENTY ZGINAJĄCE



Projekt budowlany remontu hali byłej Elektrowozowni Warszawskiej Kolei Dojazdowej w Grodzisku Mazowieckim

SIŁY POPRZECZNE, REAKCJE



ZBROJENIE WYMAGANE MINIMALNE

mgr inż. Czesław Hodurek
Uprawnienia budowlane do
projektowania, kierowania i nadzorowania
robot budowlanych bez ograniczeń w specjalności
konstrukcyjno-budowlanej
Nr UAN-Upr. 405/86, Nr RP-Upr. 81/97
oraz przy zabytkach nieruchomych
PSOZ Nr 98/96, PSOZ Nr 59/97

mgr inż. Marek Jakub Leśnik
Uprawnienia budowlane do projektowania
i kierowania robotami budowlanymi bez ograniczeń
w specjalności konstrukcyjno-budowlanej
nr ewid.: MAP/0120/PWOK/13