

JEDNOSTKA PROJEKTOWA



**BIURO PROJEKTÓW
KONSTRUKCJI**

Mgr inż. Filip Rosiak
93-323 Łódź, ul. Serdeczna 3m3
e-mail: biuro@bmfconstruction.pl
tel: 793603340

TEMAT OPRACOWANIA

**ZADASZENIE TARASU - WIATA PRZY BUDYNKU
OSP WOLA BUCZKOWSKA.**

Wola Buczkowska 17c,
dz. nr 505/1 i 506

INWESTOR

Ochotnicza Straż Pożarna w Woli Buczkowskiej
Wola Buczkowska 17c
98-113 Buczek

**PROJEKT TECHNICZNY KONSTRUKCJI
OPIS TECHNICZNY**

AUTOR OPRACOWANIA

Mgr inż. Filip Rosiak
Uprawnienia: LOD/1617/PWOK/11

Podpis

Marzec 2023

Spis treści

1 OŚWIADCZENIE PROJEKTANTA.....	3
2 UPRAWNIENIA.....	4
3 DANE OGÓLNE.....	7
4 CEL I ZAKRES OPRACOWANIA.....	7
5 ZASTOSOWANE NORMY.....	7
6 ZAŁOŻENIA PROJEKTOWE.....	8
7 PODSTAWOWE MATERIAŁY KONSTRUKCYJNE.....	8
8 OPINIA GEOTECHNICZNA.....	8
9 WPŁYW PROJEKTOWANEJ INWESTYCJI NA BUDYNEK ISTNIEJĄCY.....	9
10 OPIS PROJEKTOWANYCH ELEMENTÓW KONSTRUKCJI.....	10
10.1 FUNDAMENTY.....	10
10.2 SŁUPY ŻELBETOWE.....	10
10.3 PODCIĄGI.....	11
10.4 WIĘŻBA DACHOWA.....	11
11 ZESTAWIENIE RYSUNKÓW.....	12
12 INFORMACJA DOTYCZĄCA BEZPIECZEŃSTWA I OCHRONY ZDROWIA NA PLACU BUDOWY.....	20
13 ZAŁĄCZNIK OBLICZENIOWY.....	23
13.1 ZESTAWIENIE OBCIĄŻEŃ.....	23
13.2 WIĘŻBA DACHOWA.....	24
13.3 PODCIĄGI ŻELBETOWE.....	27
13.4 FUNDAMENTY.....	29

1 OŚWIADCZENIE PROJEKTANTA

Łódź, 27 marca 2023

OŚWIADCZENIE PROJEKTANTA KONSTRUKCJI

Zgodnie z art.34, pkt. 3d, Ustawy z dnia 7 lipca 1994 r. - Prawo budowlane Dz.U. z 2020 poz. 1333 z późniejszymi zmianami oświadczam, że projekt techniczny wykonania zadaszenia tarasu – wiaty przy budynku OSP WOLA BUCZKOWASKA, zlokalizowanego pod adresem Wola Buczkowska 17c, dz. nr 505/1 i 506 został sporządzony zgodnie z obowiązującymi normami, przepisami oraz zasadami wiedzy technicznej.

Jestem świadomy odpowiedzialności karnej za złożenie fałszywego oświadczenia.

Mgr inż. Filip Rosiak
upr nr LOD/1617/PWOK/11

2 UPRAWNIENIA

Lódzka Okręgowa
Izba Inżynierów Budownictwa
91-425 Łódź, ul. Północna 39
tel. (0-42) 632-87-38, fax (0-42) 630-56-59
NIP 125-184-94-050, REGON 1470043820

Łódź, dnia 10 czerwca 2011 r.

Łódzka Okręgowa Izba Inżynierów Budownictwa
Okręgowa Komisja Kwalifikacyjna

OKK/3202/1031/11
sygn. akt. KK/D/7131-2/1617/11

D E C Y Z J A

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.*) i art. 12 ust. 1 pkt 1, 2, 3, 4 i 5, art. 13 ust. 1 pkt 1 i 2 i ust. 3 i 4, art. 14 ust. 1 pkt 2 i ust. 3 pkt 1 i 5 Ustawy z dnia 7 lipca 1994 r. Prawo budowlane (*tekst jedn. Dz. U. z 2010 r., Nr 243, poz. 1623 z późn. zm.*), oraz § 11 ust. 1 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*), oraz art. 104 Ustawy z dnia 14 czerwca 1960 r. Kodeks postępowania administracyjnego (*tekst jedn. Dz. U. z 2000 r., Nr 98, poz. 1071 z późn. zm.*),

Okręgowa Komisja Kwalifikacyjna
Łódzkiej Okręgowej Izby Inżynierów Budownictwa
n a d a j e

Panu Filipowi Bernardowi Rosiakowi
magistrowi inżynierowi
kierunek budownictwo
urodzonemu dnia 23 grudnia 1980 r. w Piotrkowie Trybunalskim

UPRAWNIENIA BUDOWLANE
numer ewidencyjny LOD/1617/PWOK/11
do projektowania i kierowania robotami budowlanymi bez ograniczeń
w specjalności konstrukcyjno-budowlanej
szczegółowy zakres uprawnień jest określony na odwrocie niniejszej decyzji

U Z A S A D N I E N I E

Okręgowa Komisja Kwalifikacyjna Łódzkiej Okręgowej Izby Inżynierów Budownictwa w Łodzi po ustaleniu na podstawie dokumentów złożonych w dniu 26 stycznia 2011 r. stwierdziła, że spełnione zostały warunki w zakresie przygotowania zawodowego oraz na podstawie protokołów z postępowania kwalifikacyjnego oraz z przeprowadzonego egzaminu stwierdziła, że Pan Filip Rosiak posiada wymagane prawem wykształcenie i praktykę zawodową konieczną do uzyskania uprawnień budowlanych w ww. specjalności i uzyskał pozytywny wynik egzaminu na uprawnienia budowlane.

Mając powyższe na uwadze, Okręgowa Komisja Kwalifikacyjna Łódzkiej Okręgowej Izby Inżynierów Budownictwa w Łodzi orzekła jak w sentencji.

Ponczenie

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

Skład Orzekający Okręgowej Komisji Kwalifikacyjnej
Łódzkiej Okręgowej Izby Inżynierów Budownictwa:

Przewodniczący Składu Orzekającego OKK LOIB
mgr inż. Zbigniew Cichoński

Członek Składu Orzekającego OKK LOIB
mgr inż. Jan Gałązka

Członek Składu Orzekającego OKK LOIB
mgr inż. Tomasz Kluska

1 z 2

Pan Filip Rosiak jest upoważniony do:

- 1) projektowania, sprawdzania projektów architektoniczno-budowlanych i sprawowania nadzoru autorskiego w odniesieniu do konstrukcji obiektu, zgodnie z art. 14 ust. 3 pkt 1 Prawa budowlanego i § 17 ust. 1 pkt 1 Rozporządzenia MTiB;
- 2) kierowania budową lub innymi robotami budowlanymi w odniesieniu do konstrukcji obiektu, zgodnie z art. 14 ust. 3 pkt 3 Prawa budowlanego i § 17 ust. 1 pkt 2 Rozporządzenia MTiB;
- 3) kierowania budową lub innymi robotami budowlanymi w odniesieniu do architektury obiektu, zgodnie z § 17 ust. 1 pkt 2 Rozporządzenia MTiB;
- 4) sporządzania projektu zagospodarowania działki lub terenu, zgodnie z § 15 Rozporządzenia MTiB;
- 5) kierowania wytwarzaniem konstrukcyjnych elementów budowlanych oraz nadzorowania i kontroli technicznej wytwarzania tych elementów oraz do wykonywania nadzoru inwestorskiego, zgodnie z art. 13 ust. 3 Prawa budowlanego;
- 6) sprawowania kontroli technicznej utrzymania obiektów budowlanych, zgodnie z art. 13 ust. 4 Prawa budowlanego.

Skład Orzekający Okręgowej Komisji Kwalifikacyjnej
Łódzkiej Okręgowej Izby Inżynierów Budownictwa:

Przewodniczący Składu Orzekającego OKK ŁOIIB
mgr inż. Zbigniew Cichonński

Członek Składu Orzekającego OKK ŁOIIB
mgr inż. Jan Gałazka

Członek Składu Orzekającego OKK ŁOIIB
mgr inż. Tomasz Kluska



Otrzymują:

1. Filip Rosiak
ul. Serdeczna 3 m. 3
93-323 Łódź;
2. Rada Łódzkiej Okręgowej Izby Inżynierów Budownictwa;
3. Główny Inspektor Nadzoru Budowlanego;
4. a/a.

**Zaświadczenie**

o numerze weryfikacyjnym:

ŁOD-SD9-FQG-VD6 *

Pan Filip ROSIAK o numerze ewidencyjnym ŁOD/BO/9339/11

adres zamieszkania ul. Serdeczna 3 m. 3, 93-323 Łódź

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

Niniejsze zaświadczenie jest ważne od 2022-08-01 do 2023-07-31.

Zaświadczenie zostało wygenerowane elektronicznie i opatrzone bezpiecznym podpisem elektronicznym weryfikowanym przy pomocy ważnego kwalifikowanego certyfikatu w dniu 2022-08-11 roku przez:

Jacek Szer, Przewodniczący Rady Łódzkiej Okręgowej Izby Inżynierów Budownictwa.

Zgodnie z art. 78¹ K.c.

§ 1. Do zachowania elektronicznej formy czynności prawnej wystarczy złożenie oświadczenia woli w postaci elektronicznej i opatrzenie go kwalifikowanym podpisem elektronicznym.

§ 2. Oświadczenie woli złożone w formie elektronicznej jest równoważne z oświadczeniem woli złożonym w formie pisemnej.

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

3 DANE OGÓLNE

Przedmiotem opracowania jest wykonanie projektu technicznego wykonania zadaszenia tarasu – wiaty przy budynku OSP WOLA BUCZKOWSKA, zlokalizowanego pod adresem Wola Buczkowska 17c, dz. nr 505/1 i 506

Przedmiot opracowania to budynek wiaty – zadaszenia tarasu, zaprojektowany w konstrukcji tradycyjnej. Konstrukcję nośną stanowi układ słupów drewnianych i żelbetowych oraz belek drewnianych i żelbetowych. Słupy posadowione na siatce stóp fundamentowych. Całość przekryta zadaszeniem o konstrukcji krokwiowo – płatwiowej.

Budynek zlokalizowany przy istniejącym budynku OSP, jednakże jest w pełni od niego oddylatowany. Konstrukcja projektowanego zadaszenia nie wpływa w sposób negatywny na budynek istniejący. Dach nie wywołuje powstania worków śnieżnych, a poziom fundamentów należy dopasować do poziomu istniejących fundamentów (z zachowaniem strefy przemarzania min. 1,0m.p.p.t.)

4 CEL I ZAKRES OPRACOWANIA

Celem opracowania jest określenie projektowanych elementów konstrukcji w zakresie projektu technicznego, tj. z podaniem schematów konstrukcyjnych projektowanych elementów, opracowaniem dokumentacji obliczeniowej oraz przedstawieniem szczegółowych rozwiązań konstrukcyjnych w formie rysunkowej.

5 ZASTOSOWANE NORMY

PN-EN 1990:2004	Eurokod: Podstawy projektowania konstrukcji
PN-EN 1991-1-1:2004	Eurokod 1: Oddziaływania na konstrukcje - Część 1-1: Oddziaływania ogólne - Ciężar objętościowy, ciężar własny, obciążenia użytkowe w budynkach
PN-EN 1991-1-3:2005	Eurokod 1: Oddziaływania na konstrukcje - Część 1-3: Oddziaływania ogólne - Obciążenie śniegiem
PN-EN 1991-1-4:2008	Eurokod 1: Oddziaływania na konstrukcje - Część 1-4: Oddziaływania ogólne - Oddziaływania wiatru
PN-EN 1992-1-1:2008	Eurokod 2: Projektowanie konstrukcji z betonu -- Część 1-1: Reguły ogólne i reguły dla budynków
PN-EN 1993-1-1:2006	Eurokod 3: Projektowanie konstrukcji stalowych -- Część 1-1: Reguły ogólne i reguły dla budynków
PN-EN 1993-1-8:2006	Eurokod 3: Projektowanie konstrukcji stalowych -- Część 1-8: Projektowanie węzłów

PN-EN 1995-1-1:2010	Eurokod 5: Projektowanie konstrukcji drewnianych -- Część 1-1: Postanowienia ogólne -- Reguły ogólne i reguły dotyczące budynków
PN-EN1996-1-1+A1:2013-05	Eurokod 6: Projektowanie konstrukcji murowych -- Część 1-1: Reguły ogólne dla zbrojonych i niezbrojonych konstrukcji murowych
PN-EN 1997-1:2008	Eurokod 7: Projektowanie geotechniczne – Część 1: Zasady ogólne i reguły dla budynków

6 ZAŁOŻENIA PROJEKTOWE

- Obciążenie śniegiem – II strefa
- Obciążenie wiatrem – I strefa
- Głębokość przemarzania – $h_z=1,00\text{m}$

7 PODSTAWOWE MATERIAŁY KONSTRUKCYJNE

- Stal zbrojeniowa A-IIIN (B500SP)
- Beton C25/30 (fundamenty), C20/25 (elementy konstrukcyjne), C8/10 („chudy beton”)
- Drewno klasy C24

8 OPINIA GEOTECHNICZNA

Na potrzeby inwestycji nie wykonano badań geotechnicznych, w związku z czym obliczenia fundamentów wykonano przyjmując naprężenia dopuszczalne na grunt w poziomie posadowienia $q_{fn.dop}=150\text{kPa}$ (gliny o stopniu plastyczności $I_L=0,3$) Założono również, że poziom wód gruntowych znajduje się poniżej poziomu posadowienia fundamentów budynku.

Z racji przyjętych warunków gruntowych po zdjęciu warstwy gruntu do poziomu posadowienia fundamentów warunki gruntowe powinny zostać poddane oględzinom w obecności uprawnionego geologa celem weryfikacji przyjętych założeń.

W przypadku wysokiego poziomu wód gruntowych należy wykonać tymczasowe odwodnienie, żeby nastąpiło prawidłowe odprowadzanie wód powierzchniowych i gruntowych bez pogarszania stanu gruntu przyjętego w obliczeniach statycznych fundamentów. Jako odwodnienie powierzchniowe zaleca się stosowanie rowów

opaskowych lub ciągów drenarskich. Przy pompowaniu wody z wykopów należy sprawdzić, czy ciśnienie spływowe nie naruszy stateczności skarpy i dna wykopu. W przypadku wystąpienia w poziomie posadowienia gruntów nienośnych bądź uplastycznionych należy je bezwzględnie usunąć i zastąpić chudym betonem. Ubytków nie należy uzupełniać piaskiem gdyż mogą nasiąkać wodą i powodować następnie uplastycznianie gruntów (w przypadku ich wystąpienia).

Jeżeli w przypadku wystąpienia gruntów nienośnych istnieje możliwość wykonania zasypki zaleca się by wskaźnik zagęszczenia nasypu był $IS > 0.95$. Materiał zasypowy należy zastosować z gruntów mineralnych, rodzimych niespoistych o dobrych właściwościach drenujących, nieagresywnych. Prace fundamentowe należy prowadzić wyłącznie w porze suchej w ustabilizowanych warunkach pogodowych. Roboty ziemne należy prowadzić tak, by nie nastąpiło rozluźnienie lub pogorszenie stanu gruntu zalegającego na dnie wykopy fundamentowego. Prace sprzętu mechanicznego należy zorganizować w taki sposób, aby jego praca nie powodowała pogorszenia stanu występowania gruntów podłoża fundamentowego.

Bezpośrednią ochronę przed rozmakaniem gruntów na dnie wykopów należy wykonać poprzez jak najszybsze pokrycie dna wykopu warstwą chudego betonu grubości klasy C8/10 o grubości min. 10 cm. Chudy beton należy układać na całej powierzchni wykopu, nie pozostawiając miejsc wolnych, którymi woda mogłaby wnikać w grunty podłoża

Warunki gruntowe w poziomie posadowienia budynku przyjęte do obliczeń sklasyfikowano jako proste, a budynek zaliczono do pierwszej kategorii geotechnicznej.

W przypadku zaistnienia gorszych parametrów gruntowych niż zostały przyjęte w obliczeniach statycznych fundamenty należy bezwzględnie ponownie przeprojektować.

9 WPŁYW PROJEKTOWANEJ INWESTYCJI NA BUDYNEK ISTNIEJĄCY

Projektowany budynek nie wpływa swą geometrią oraz konstrukcją na budynek zlokalizowany na działce sąsiadującej.

Układ projektowanego dachu nie powoduje wytworzenia worka śnieżnego na

budynku istniejącym. Projektowane fundamenty założono na poziomie fundamentów istniejących. Przed przystąpieniem do prac należy dokonać odkrywki fundamentów celem określenia głębokości ich posadowienia. Fundamenty projektowane na styku z budynkiem istniejącym pozadawać na głębokości fundamentów istniejących, jednak nie płycej niż 1,0 m p.p.t.. Pozostałym fundamenty posadowić zgodnie z projektem.

10 OPIS PROJEKTOWANYCH ELEMENTÓW KONSTRUKCJI

10.1 FUNDAMENTY

Projektowane słupy żelbetowe i drewniane posadowiono na żelbetowych stopach fundamentowych Poz.1.1 o przekroju 120x120x40cm (posadowienie słupów żelbetowych) oraz Poz.1.2 o przekroju 75x75x40cm z kominkiem 25x25cm (posadowienie słupów drewnianych)

Fundamenty zostały zaprojektowane z betonu klasy C25/30, ze zbrojeniem ze stali klasy AIII-N (B500SP). Pod całością przewidziano wykonanie warstwy wyrównującej z betonu klasy C8/10 grubości min. 10cm.

Fundamenty posadowiono na głębokości -1,10m w stosunku do rzędnej zera posadzki parteru (rzędna zera parteru $\pm 0,00 = 186,65\text{m n.p.m.}$).

Fundamenty należy posadowić na gruntach nośnych. W przypadku stwierdzenia występowania w poziomie posadowienia gruntów nienośnych należy dokonać ich wymiany zgodnie z pkt.8.

Zbrojenie fundamentów wykonać zgodnie z dokumentacją rysunkową.

10.2 SŁUPY ŻELBETOWE

W ścianach stanowiących podpory dla podciągów żelbetowych Poz.3.1 zaprojektowano słupy żelbetowe Poz.2.1 o przekroju 25x25cm.

Wszystkie słupy żelbetowe należy wykonać z betonu klasy C20/25, ze zbrojeniem ze stali A-IIIN (B500SP). Zbrojenie słupów żelbetowych wykonać zgodnie z dokumentacją rysunkową.

10.3 PODCIĄGI

Jako oparcie dla więźby dachowej zaprojektowano podciągi żelbetowe Poz.3.1 o przekroju 25x55cm. Podciągi te pełnią rolę płatwi pośrednich konstrukcji zadaszenia.

Celem przejęcia sił rozporowych od więźby dachowej zaprojektowano podciągi Poz.3.2 oraz Poz.3.3 o przekroju 25x55cm

Wszystkie podciągi żelbetowe należy wykonać z betonu klasy C20/25, ze zbrojeniem ze stali A-IIIIN (B500SP). Zbrojenie słupów żelbetowych wykonać zgodnie z dokumentacją rysunkową.

10.4 WIĘŻBA DACHOWA

Zadaszenie zaprojektowano jako drewniane dwuspadowe o kącie nachylenia połaci dachowej 13°.c Więżba dachowa drewniana w układzie krokwiowo – płatwiowym. Głównym elementem są drewniane krokwie o przekroju 11,5x22,5 zaprojektowane w rozstawie nie przekraczającym 90cm. Krokwie oparte na żelbetowych podciągach (pełniących rolę płatwi pośrednich) za pośrednictwem belki namurnicowej o przekroju 14x14cm. Belka namurnikowa kotwiona do podciągu za pośrednictwem pręta gwintowanego Ø16 w rozstawie nie przekraczającym 90cm. Krokwie kotwione do belki namurnicowej za pośrednictwem łącznika do więźby rozporowej będącego w stanie przenieść siłę rozporową o wartości obliczeniowej 9,74kN (np SFH z gwoździowaniem pełnym CNA 4,0x40). Jako podpory skrajne dla krokwi zaprojektowano belkę namurnikową o przekroju 16x20cm opartą na słupach o przekroju 16x16cm. Połączenie słupa z belką dodatkowo usztywnione mieczami o przekroju 14x14cm. Słupy oparte na kominku stopy fundamentowej za pośrednictwem łącznika podstawy słupa Simpson Strong Tie PISB 160G-B.

Mgr inż. Filip Rosiak
upr nr LOD/1617/PWOK/11

11 ZESTAWIENIE RYSUNKÓW

- K-01 SCHEMAT FUNDAMENTÓW – SKALA 1:50
- K-02 SCHEMAT PRZYZIEMIA – SKALA 1:50
- K-03 SCHEMAT WIĘŻBY DACHOWEJ – SKALA 1:50
- K-04 ZBROJENIE FUNDAMENTÓW – SKALA 1:25
- K-05 ZBROJENIE RDZENI ŻELBETOWYCH – SKALA 1:25
- K-06 ZBROJENIE PODCIĄGÓW ŻELBETOWYCH – SKALA 1:25
- K-07 ZBROJENIE PODCIĄGÓW ŻELBETOWYCH – SKALA 1:25

12 INFORMACJA DOTYCZĄCA BEZPIECZEŃSTWA I OCHRONY ZDROWIA NA PLACU BUDOWY

Zakres robót dla całego zamierzenia budowlanego oraz kolejność realizacji poszczególnych obiektów.

Inwestycja polega na budowie zadaszenia tarasu.

Zakres prac budowlanych na terenie działki sprowadza się do:

- 1) Roboty przygotowawcze.
- 2) Wykonanie robót żelbetowych fundamentów, słupów i podciągów żelbetowych
- 3) Wykonanie więźby dachowej.
- 4) Wykonanie wykopów pod projektowane fundamenty schodów zewnętrznych.
- 5) Roboty wykończeniowe, instalacyjne.

Wskazanie elementów zagospodarowania działki lub terenu, które mogą stwarzać zagrożenie bezpieczeństwa i zdrowia ludzi.

Na działce zlokalizowane będą:

- plac magazynowania stali zbrojeniowej przygotowanej do zamontowania na stanowisku zbrojarskim na placu budowy,
- plac magazynowania elementów drobnowymiarowych,
- drogi dla samochodów ciężarowych zawierać się będą w komunikacji na działce.

Informacje dotyczące przewidywanych zagrożeń występujących podczas realizacji robót budowlanych, określające skalę i rodzaje zagrożeń oraz miejsce i czas ich występowania.

Roboty budowlane wykonywane podczas wznoszenia budynku nie stwarzają szczególnie dużych zagrożeń dla bezpieczeństwa. Roboty fundamentowe w wykopach głębszych niż 1m muszą być oznakowane. Roboty zbrojarskie wykonywane będą zgodnie z warunkami BHP. Do realizacji prac na wysokości należy używać systemowych rusztowań stalowych zgodnie z instrukcjami użytkowymi producenta. Informacje o wydzieleniu i oznakowaniu miejsca prowadzenia robót budowlanych, stosownie do rodzaju zagrożenia. Zagrożenia występujące przy wykonywaniu robót montażowych: upadek pracownika z wysokości (brak zabezpieczenia krawędzi swobodnych, brak ochrony

indywidualnej u pracownika), przygniecenie pracownika elementem prefabrykowanym wielkowymiarowym.

Wydzielone będą:

- Cały plac budowy
- Plac magazynowy
- Miejsca, gdzie wykonywane będą prace na wysokościach. Miejsca te stwarzają zagrożenie dla pracowników, dlatego każdy pracownik musi być okresowo przeszkolony z zasad BHP oraz dodatkowo odbywają się przeszkolenia na określonych stanowiskach roboczych. Konieczność stosowania przez pracowników środków ochrony indywidualnej, zabezpieczających przed skutkami zagrożeń. Każdy pracownik wyposażony jest w niezbędny sprzęt zabezpieczający przed skutkami zagrożeń (kaski, okulary, odpowiednie obuwie itp.)

Wskazanie środków technicznych i organizacyjnych, zapobiegających niebezpieczeństwom wynikającym z wykonywania robót budowlanych w strefach szczególnego zagrożenia zdrowia lub w ich sąsiedztwie, w tym zapewniających bezpieczną i sprawną komunikację, umożliwiającą szybką ewakuację na wypadek pożaru, awarii i innych zagrożeń

Na wypadek pożaru zostanie powiadomiona odpowiednia jednostka Straży Pożarnej oraz wszyscy pracownicy zostaną pouczeni, gdzie muszą się ewakuować oraz gdzie znajduje się podręczny sprzęt gaśniczy.

Wskazanie miejsca przechowywania dokumentacji budowy oraz dokumentów niezbędnych do prawidłowej eksploatacji maszyn i innych urządzeń technicznych

Dokumentacja budowy w czasie wykonywania prac będzie znajdowała się na terenie budowy w pomieszczeniu Kierownika.

Przepisy związane

- Rozporządzenie Ministra Pracy i Polityki Socjalnej z 28.05.1996 w sprawie rodzajów prac wymagających szczególnej sprawności psychofizycznej (Dz.U. nr 62 poz.287)
- Rozporządzenie Ministra Pracy i Polityki Socjalnej z 28.05.1996 w sprawie rodzajów prac, które powinny być wykonywane przez co najmniej dwie osoby (Dz.U. nr 62 poz.288)

- Rozporządzenie Ministra Zdrowia i Opieki Społecznej z 30.05.1996 w sprawie przeprowadzania badań lekarskich pracowników, zakresu profilaktycznej opieki zdrowotnej nad pracownikami oraz orzeczeń lekarskich wydawanych do celów przewidzianych w Kodeksie Pracy (Dz.U. nr 69 poz.332 z późniejszymi zmianami)
- Rozporządzenie Rady Ministrów z 02.09.1997 w sprawie służby bezpieczeństwa i higieny pracy (Dz.U. nr 109 poz.704)
- Rozporządzenie Ministra Pracy i Polityki Socjalnej z 28.05.1996 w sprawie szczegółowych zasad szkolenia w dziedzinie bezpieczeństwa i higieny pracy (Dz.U. nr62 poz.285)
- Ustawa – Prawo budowlane z 07.07.1994 (Dz.U. nr 89 poz.414 z późniejszymi zmianami)
- Rozporządzenie Ministra Pracy i Polityki Socjalnej z 26.09.1997 w sprawie ogólnych przepisów bezpieczeństwa i higieny pracy (Dz.U. nr 129 poz.844 z późniejszymi zmianami)
- Rozporządzenie Ministra Gospodarki z 20.09.2001 w sprawie bezpieczeństwa i higieny pracy podczas eksploatacji maszyn i urządzeń technicznych do robót ziemnych, budowlanych i drogowych (Dz.U. nr 118 poz.1263)
- Ustawa z dnia 24.08.1991 o ochronie przeciwpożarowej (Dz.U. z 2002 nr 147 poz.1229 z późniejszymi zmianami)
- Rozporządzenie MSWiA z 16.06.2003 w sprawie przeciwpożarowego zaopatrzenia w wodę oraz dróg pożarowych (Dz.U. z 2003 nr 121 poz.1139)
- Rozporządzenie MSW z 21.04.2006.w sprawie ochrony przeciwpożarowej budynków, innych obiektów budowlanych i terenów (Dz.U. z 2006 nr 80 poz. 563)

Projektant

Mgr inż. Filip Rosiak

LOD/1617/PWOK/11

13 ZAŁĄCZNIK OBLICZENIOWY

13.1 ZESTAWIENIE OBCIĄŻEŃ

Obciążenia stałe

Lp	Opis obciążenia	Obc. char. kN/m ²	γ_f	k_d	Obc. obl. kN/m ²
1.	Blacha faldowa stalowa o wysokości fałdy 55 (T-55) gr. 1,25 mm [0,151kN/m ²]	0,15	1,35	--	0,20
2.	Sklejka grub.2,5 cm [7,0kN/m ² ·0,025m]	0,18	1,35	--	0,24
Σ :		0,33	1,35	--	0,45

Obciążenie zmienne - śnieg

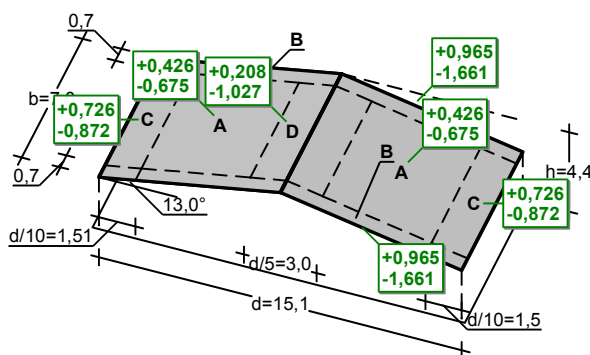
Lp	Opis obciążenia	Obc. char. kN/m ²	γ_f	k_d	Obc. obl. kN/m ²
1.	Maksymalne obciążenie dachu niższego wg PN-80/B-02010/Az1/Z1-4 (strefa 2 → Q _k =0,9 kN/m ² , C ₄ =2,500) [2,250kN/m ²]	2,25	1,50	0,00	3,38
Σ :		2,25	1,50	--	3,38

Obciążenie wiatrem wg PN-EN 1991-1-4 / Wiaty dwuspadowe (p.7.3)

- Wiaty dwuspadowe o wymiarach: b = 15,1 m, d = 7,0 m, kąt nachylenia połaci $\alpha = 13,0^\circ$
- Obiekt o wysokości h = 4,4 m
- Współczynnik blokowania $\phi = 1,00$
- Wartość podstawowa bazowej prędkości wiatru (wg Załącznika krajowego NA):
 - strefa obciążenia wiatrem 1; A = 259 m n.p.m. → $v_{b,0} = 22$ m/s
- Współczynnik kierunkowy: $c_{dir} = 1,0$
- Współczynnik sezonowy: $c_{season} = 1,00$
- Bazowa prędkość wiatru: $v_b = c_{dir} \cdot c_{season} \cdot v_{b,0} = 22,00$ m/s
- Wysokość odniesienia: $z_e = h = 4,40$ m
- Kategoria terenu III → współczynnik chropowatości: $c_r(z_e) = 0,8 \cdot (5,0/10)^{0,19} = 0,70$ (wg Załącznika krajowego NA.6)
- Współczynnik rzeźby terenu (orografii): $c_o(z_e) = 1,00$
- Średnia prędkość wiatru: $v_m(z_e) = c_r(z_e) \cdot c_o(z_e) \cdot v_b = 15,43$ m/s
- Intensywność turbulencji: $I_v(z_e) = 0,355$
- Gęstość powietrza: $\rho = 1,25$ kg/m³
- Wartość szczytowa ciśnienia prędkości:

$$q_p(z_e) = [1 + 7 \cdot I_v(z_e)] \cdot (1/2) \cdot \rho \cdot v_m^2(z_e) = 518,9 \text{ Pa} = 0,519 \text{ kPa}$$

w [kN/m²]



Połąć - pole A - parcie:

- Współczynnik ciśnienia netto $c_{p,net} = 0,820$

Charakterystyczne ciśnienie wypadkowe:

$$w = q_p(z_e) \cdot c_{p,net} = 0,519 \cdot 0,820 = \mathbf{0,426 \text{ kN/m}^2}$$

Połąć - pole B - parcie:

- Współczynnik ciśnienia netto $c_{p,net} = 1,860$

Charakterystyczne ciśnienie wypadkowe:

$$w = q_p(z_e) \cdot c_{p,net} = 0,519 \cdot 1,860 = \mathbf{0,965 \text{ kN/m}^2}$$

Połąć - pole A - ssanie:

- Współczynnik ciśnienia netto $c_{p,net} = -1,3$

Charakterystyczne ciśnienie wypadkowe:

$$w = q_p(z_e) \cdot c_{p,net} = 0,519 \cdot (-1,3) = \mathbf{-0,675 \text{ kN/m}^2}$$

Połąć - pole B - ssanie:

- Współczynnik ciśnienia netto $c_{p,net} = -3,200$

Charakterystyczne ciśnienie wypadkowe:

$$w = q_p(z_e) \cdot c_{p,net} = 0,519 \cdot (-3,200) = \mathbf{-1,661 \text{ kN/m}^2}$$

Połąć - pole C - parcie:- Współczynnik ciśnienia netto $c_{p,net} = 1,4$ Charakterystyczne ciśnienie wypadkowe:

$$w = q_p(z_e) \cdot c_{p,net} = 0,519 \cdot 1,4 = \mathbf{0,726 \text{ kN/m}^2}$$

Połąć - pole D - parcie:- Współczynnik ciśnienia netto $c_{p,net} = 0,4$ Charakterystyczne ciśnienie wypadkowe:

$$w = q_p(z_e) \cdot c_{p,net} = 0,519 \cdot 0,4 = \mathbf{0,208 \text{ kN/m}^2}$$

Połąć - pole C - ssanie:- Współczynnik ciśnienia netto $c_{p,net} = -1,680$ Charakterystyczne ciśnienie wypadkowe:

$$w = q_p(z_e) \cdot c_{p,net} = 0,519 \cdot (-1,680) = \mathbf{-0,872 \text{ kN/m}^2}$$

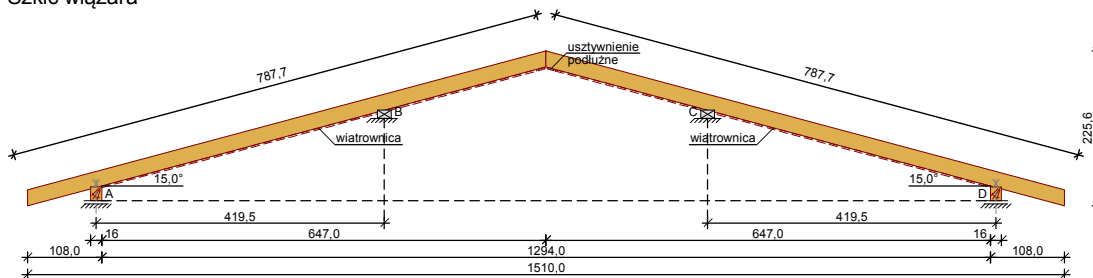
Połąć - pole D - ssanie:- Współczynnik ciśnienia netto $c_{p,net} = -1,980$ Charakterystyczne ciśnienie wypadkowe:

$$w = q_p(z_e) \cdot c_{p,net} = 0,519 \cdot (-1,980) = \mathbf{-1,027 \text{ kN/m}^2}$$

13.2 WIĘŻBA DACHOWA

DANE:

Szkic więzara

**Geometria ustroju:**Kąt nachylenia połaci dachowej $\alpha = 15,0^\circ$ Rozpiętość więzara $l = 15,10 \text{ m}$ Rozstaw murek w świetle $l_s = 12,94 \text{ m}$ Rozstaw wiązarów $a = 0,90 \text{ m}$

Usztywnienia boczne krokwi - brak

Odległość w świetle podparć murek $l_m = 1,70 \text{ m}$ Wysięg wspornika murłaty $l_{mw} = 0,50 \text{ m}$ **Dane materiałowe:**

- krokiew 11,5x22,5 cm (zaciosy: podpora - 3 cm) z drewna C24

- murłata 16x20 cm z drewna C24

Obciążenia (wartości charakterystyczne):- pokrycie dachu : $g_k = 0,40 \text{ kN/m}^2$

- uwzględniono ciężar własny więzara

- obciążenie śniegiem :

- na połaci lewej $s_{kl} = 2,65 \text{ kN/m}^2$ - na połaci prawej $s_{kp} = 2,65 \text{ kN/m}^2$

- obciążenie śniegiem traktuje się jako obciążenie średniotwałe

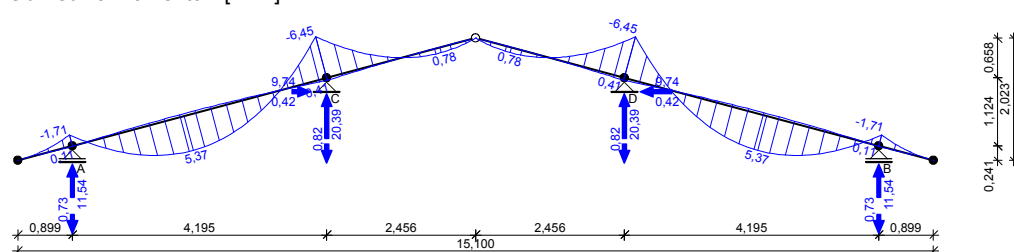
- obciążenie wiatrem (wg PN-B-02011:1977/Az1:2009/Z1-3: strefa I, teren A, wys. budynku $z = 10,0 \text{ m}$):- na połaci nawietrznej $p_{kl} = -0,49 \text{ kN/m}^2$ - na połaci zawietrznej $p_{kp} = -0,22 \text{ kN/m}^2$ - obciążenie od warstw wykończeniowych dolnych odcinków krokwi: $g_{kk} = 0,00 \text{ kN/m}^2$ **Założenia obliczeniowe:**

- klasa użytkowania konstrukcji: 3

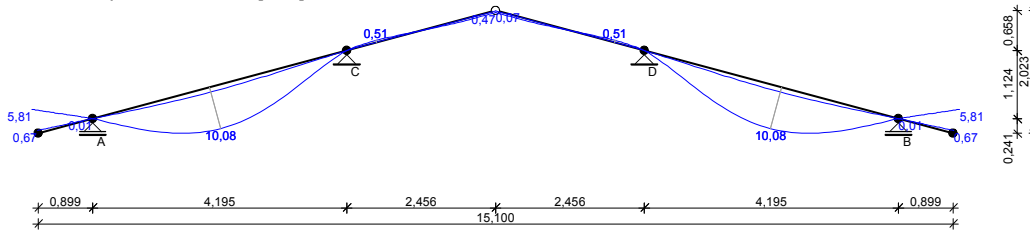
- uwzględniono wpływ sił poprzecznych na przemieszczenia konstrukcji

WYNIKI:

Obwiednia momentów [kNm]:



Obwiednia przemieszczeń [mm]:



Ekstremalne reakcje podporowe:

podpora	V [kN]	H [kN]	kombinacja SGN
A	11,54	0,00	K5: stałe-max+śnieg max. z prawej
	-0,73	0,00	K15: stałe-min+wiatr z lewej
B	11,54	0,00	K5: stałe-max+śnieg max. z prawej
	-0,73	0,00	K16: stałe-min+wiatr z prawej
C	20,39	9,58	K2: stałe-max+śnieg max. z lewej
	-0,82	1,16	K15: stałe-min+wiatr z lewej
	17,77	9,74	K6: stałe-max+śnieg max. z prawej+0,90-wiatr z lewej
D	20,39	-9,58	K2: stałe-max+śnieg max. z lewej
	-0,82	-1,16	K16: stałe-min+wiatr z prawej
	17,77	-9,74	K7: stałe-max+śnieg max. z prawej+0,90-wiatr z prawej

WYMIAROWANIE wg PN-B-03150:2000

Drewno lite iglaste C24 wg PN-EN 338:2016-06

→ $f_{t,0,k} = 14,5$ MPa, $f_{c,0,k} = 21$ MPa, $f_{m,k} = 24$ MPa, $f_{v,k} = 4$ MPa, $E_{0,mean} = 11$ GPa, $\rho_k = 350$ kg/m³, $\rho_{mean} = 420$ kg/m³

Krokiew 11,5x22,5 cm (zaciosy: murlata - 3 cm)

→ $A = 259$ cm², $W_y = 970$ cm³, $W_z = 496$ cm³, $J_y = 10916$ cm⁴, $J_z = 2852$ cm⁴, $J_{tor} = 7754$ cm⁴, $m = 10,9$ kg/m

Smukłość

$\lambda_y = 66,9 < 150$

$\lambda_z = 130,8 < 150$

Maksymalne siły i naprężenia w prześle

decyduje kombinacja: K2 stałe-max+śnieg max. z lewej

$M = -6,45$ kNm, $N = 11,95$ kN

$k_{mod} = 0,65$, $f_{m,y,d} = 12,00$ MPa, $f_{c,0,d} = 10,50$ MPa

$\sigma_{m,y,d} = 6,65$ MPa, $\sigma_{c,0,d} = 0,46$ MPa

$k_{c,y} = 0,618$, $k_{c,z} = 0,187$

$\sigma_{c,0,d}/(k_{c,y} \cdot f_{c,0,d}) + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 0,625 < 1$

$\sigma_{c,0,d}/(k_{c,z} \cdot f_{c,0,d}) + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 0,789 < 1$

Maksymalne siły i naprężenia na dodatkowej podporze

decyduje kombinacja: K2 stałe-max+śnieg max. z lewej

$M = -6,45$ kNm, $N = 11,95$ kN

$k_{mod} = 0,65$, $f_{m,y,d} = 12,00$ MPa, $f_{c,0,d} = 10,50$ MPa

$\sigma_{m,y,d} = 8,85$ MPa, $\sigma_{c,0,d} = 0,53$ MPa

$(\sigma_{c,0,d}/f_{c,0,d})^2 + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 0,740 < 1$

Maksymalne ugięcie krokwi (pomiędzy murlatą a jętką)

decyduje kombinacja: K2 stałe-max+śnieg max. z lewej

$u_{fin} = 10,08$ mm < $u_{net,fin} = l / 200 = 4343 / 200 = 21,71$ mm (46,4%)

Maksymalne ugięcie wspornika krokwi

decyduje kombinacja: K2 stałe-max+śnieg max. z lewej

$u_{fin} = 5,81$ mm < $u_{net,fin} = 2 \cdot l / 200 = 2 \cdot 930 / 200 = 9,30$ mm (62,4%)

Murlata 16x20 cm

→ $A = 320$ cm², $W_y = 1067$ cm³, $W_z = 853$ cm³, $J_y = 10667$ cm⁴, $J_z = 6827$ cm⁴, $J_{tor} = 14009$ cm⁴, $m = 13,4$ kg/m

Część murlaty oparta na podporach

Ekstremalne obciążenia obliczeniowe

$q_{z,max} = 12,82$ kN/m, $q_{y,max} = 0,00$ kN/m

$q_{z,min} = -0,81$ kN/m (odrywanie)

Maksymalne siły i naprężenia (murlata prawa)

decyduje kombinacja: K2 stałe-max+śnieg max. z lewej

$M_y = 4,63$ kNm, $M_z = 0,00$ kNm

$k_{mod} = 0,65$, $f_{m,y,d} = 12,00$ MPa, $f_{m,z,d} = 12,00$ MPa

$\sigma_{m,y,d} = 4,34$ MPa, $\sigma_{m,z,d} = 0,00$ MPa

$k_m = 0,7$

$\sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} + k_m \cdot \sigma_{m,z,d}/f_{m,z,d} = 0,362 < 1$

$k_m \cdot \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} + \sigma_{m,z,d}/f_{m,z,d} = 0,362 < 1$

Maksymalne ugięcie:

decyduje kombinacja: K2 stałe-max+śnieg max. z lewej

$$u_{fin} = 1,58 \text{ mm} < u_{net,fin} = l / 200 = 1700 / 200 = 8,50 \text{ mm} \quad (18,6\%)$$

Część wspornikowa murlaty

Ekstremalne obciążenia obliczeniowe

$$q_{z,max} = 12,82 \text{ kN/m}, \quad q_{y,max} = 0,00 \text{ kN/m}$$

Maksymalne siły i naprężenia (murlata prawa)

decyduje kombinacja: **K2** stałe-max+śnieg max. z lewej

$$M_y = 1,60 \text{ kNm}, \quad M_z = 0,00 \text{ kNm}$$

$$k_{mod} = 0,65, \quad f_{m,y,d} = 12,00 \text{ MPa}, \quad f_{m,z,d} = 12,00 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{m,y,d} = 1,50 \text{ MPa}, \quad \sigma_{m,z,d} = 0,00 \text{ MPa}$$

$$k_m = 0,7$$

$$\sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} + k_m \cdot \sigma_{m,z,d}/f_{m,z,d} = 0,125 < 1$$

$$k_m \cdot \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} + \sigma_{m,z,d}/f_{m,z,d} = 0,125 < 1$$

Maksymalne ugięcie:

decyduje kombinacja: **K2** stałe-max+śnieg max. z lewej

$$u_{fin} = 0,11 \text{ mm} < u_{net,fin} = 2 \cdot l / 200 = 2 \cdot 500 / 200 = 5,00 \text{ mm} \quad (2,3\%)$$

Murlata skrajna**DANE:**

Wymiary przekroju: przekrój prostokątny

$$\text{Szerokość} \quad b = 16,0 \text{ cm}$$

$$\text{Wysokość} \quad h = 20,0 \text{ cm}$$

Drewno:

Drewno lite iglaste **C24** wg PN-EN 338:2016-06

$$\rightarrow f_{t,0,k} = 14,5 \text{ MPa}, \quad f_{c,0,k} = 21 \text{ MPa}, \quad f_{m,k} = 24 \text{ MPa}, \quad f_{v,k} = 4 \text{ MPa}, \quad E_{0,mean} = 11 \text{ GPa}, \quad \rho_k = 350 \text{ kg/m}^3, \quad \rho_{mean} = 420 \text{ kg/m}^3$$

Klasa użytkowania konstrukcji: klasa 3

Geometria:

Płatów podparta obustronnie mieczami

Rozstaw słupów $l = 2,90 \text{ m}$ Odległość podparcia płatwi mieczem $a_m = 0,60 \text{ m}$

Obciążenia płatwi:

- obciążenie stałe $[0,400 \cdot (1,08 + 0,5 \cdot 4,20) / \cos 13,0^\circ]$

$$G_k = 1,305 \text{ kN/m}; \quad \gamma_f = 1,35$$

- uwzględniono dodatkowo ciężar własny płatwi

- obciążenie śniegiem $[2,250 \cdot (1,08 + 0,5 \cdot 4,20)]$

$$S_k = 7,155 \text{ kN/m}; \quad \gamma_f = 1,50$$

- obciążenie wiatrem - wariant I (pionowe) $[(0,576 \cdot (1,08 + 0,5 \cdot 4,20) / \cos 13,0^\circ) \cdot \cos 13,0^\circ]$

$$W_{k,z} = 1,832 \text{ kN/m}; \quad \gamma_f = 1,50$$

- obciążenie wiatrem - wariant I (poziome) $[(0,576 \cdot (1,08 + 0,5 \cdot 4,20) / \cos 13,0^\circ) \cdot \sin 13,0^\circ]$

$$W_{k,y} = 0,423 \text{ kN/m}; \quad \gamma_f = 1,50$$

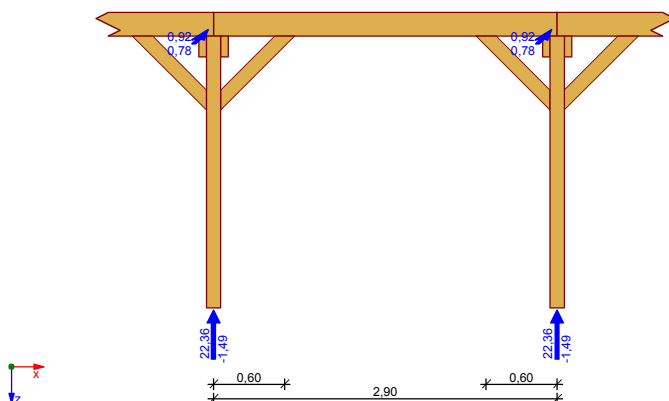
- obciążenie wiatrem - wariant II (pionowe) $[(-0,486 \cdot (1,08 + 0,5 \cdot 4,20) / \cos 13,0^\circ) \cdot \cos 13,0^\circ]$

$$W_{k,z} = -1,545 \text{ kN/m}; \quad \gamma_f = 1,50$$

- obciążenie wiatrem - wariant II (poziome) $[(-0,486 \cdot (1,08 + 0,5 \cdot 4,20) / \cos 13,0^\circ) \cdot \sin 13,0^\circ]$

$$W_{k,y} = -0,357 \text{ kN/m}; \quad \gamma_f = 1,50$$

WYNIKI:

$$\begin{matrix} \text{---} R_z \text{ [kN]} \\ \text{---} R_y \text{ [kN]} \end{matrix} \text{ dla jednego odcinka (prześla)}$$


Wytrzymałości obliczeniowe drewna:

$$f_{m,k} = 24,00 \text{ MPa}$$

$$\gamma_M = 1,3; \quad k_{mod} = 0,65$$

$$f_{m,y,d} = k_{mod} \cdot f_{m,k} / \gamma_M = 12,00 \text{ MPa}$$

Zginanie:

decyduje kombinacja A (obc.stale max.+śnieg+wiatr-wariant I)

Momenty obliczeniowe

$$M_{y,max} = 5,47 \text{ kNm}; \quad M_{z,max} = 0,67 \text{ kNm}$$

Warunek nośności:

$$\sigma_{m,y,d} = 5,13 \text{ MPa}, \quad \sigma_{m,z,d} = 0,78 \text{ MPa}$$

$$k_m = 0,7$$

$$k_m \cdot \sigma_{m,y,d} / f_{m,y,d} + \sigma_{m,z,d} / f_{m,z,d} = 0,364 < 1$$

$$\sigma_{m,y,d} / f_{m,y,d} + k_m \cdot \sigma_{m,z,d} / f_{m,z,d} = 0,473 < 1$$

Ugięcie:

decyduje kombinacja B (obc.stale+śnieg)

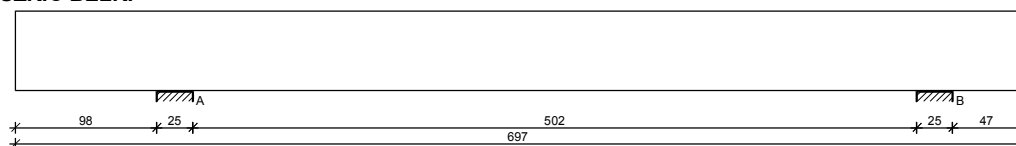
$$u_{fin,z} = 1,97 \text{ mm}; \quad u_{fin,y} = 0,00 \text{ mm}$$

$$u_{fin} = (u_{fin,z}^2 + u_{fin,y}^2)^{0,5} = 1,97 \text{ mm} < u_{net,fin} = 8,50 \text{ mm} \quad (23,2\%)$$

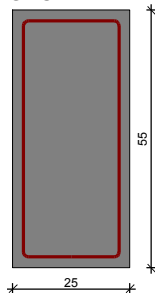
13.3 PODCIĄGI ŻELBETOWE

Poz.3.1

SZKIC BELKI



GEOMETRIA BELKI

Wymiary przekroju:

Typ przekroju: prostokątny

Szerokość przekroju $b_w = 25,0 \text{ cm}$ Wysokość przekroju $h = 55,0 \text{ cm}$

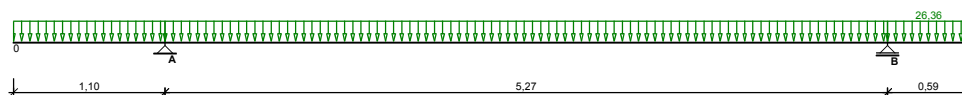
Rodzaj belki: monolityczna

OBCIĄŻENIA NA BELCE

Zestawienie obciążeń rozłożonych [kN/m]:

Lp.	Opis obciążenia	Obc.char.	γ_f	k_d	Obc.obl.	Zasięg [m]
1.	Obciążenie od więźby dachowej	22,58	1,00	--	22,58	cała belka
2.	Ciężar własny belki $[0,25m \cdot 0,55m \cdot 25,0kN/m^3]$	3,44	1,10	--	3,78	cała belka
Σ :		26,02	1,01		26,36	

Schemat statyczny belki



DANE MATERIAŁOWE

Parametry betonu:Klasa betonu: **C20/25** $\rightarrow f_{cd} = 13,33 \text{ MPa}, f_{ctd} = 1,00 \text{ MPa}, E_{cm} = 30,0 \text{ GPa}$ Ciężar objętościowy $\rho = 25,0 \text{ kN/m}^3$ Maksymalny rozmiar kruszywa $d_g = 8 \text{ mm}$ Wilgotność środowiska $RH = 50\%$

Wiek betonu w chwili obciążenia 28 dni

Współczynnik pełzania (obliczono) $\phi = 2,00$ Zbrojenie główne:Gatunek stali B500SP \rightarrow klasa A-III, $f_{yk} = 500 \text{ MPa}, f_{yd} = 435 \text{ MPa}$ Średnica prętów górnych $\varnothing_g = 16 \text{ mm}$

Średnica prętów dolnych $\varnothing_d = 16 \text{ mm}$

Strzemiona:

Gatunek stali B500SP → klasa A-III, $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$, $f_{yd} = 435 \text{ MPa}$
 Średnica strzemion $\varnothing_s = 6 \text{ mm}$

Zbrojenie montażowe:

Gatunek stali B500SP → klasa A-III, $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$, $f_{yd} = 435 \text{ MPa}$
 Średnica prętów $\varnothing = 12 \text{ mm}$

Otulinie:

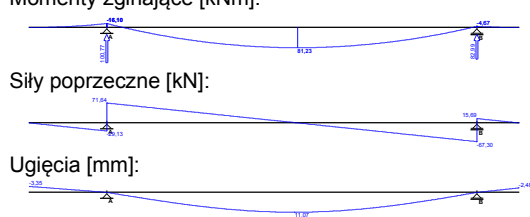
Klasa środowiska: XC1
 Wartość dopuszczalnej odchyłki $\Delta c = 5 \text{ mm}$
 → nominalna grubość otulenia $c_{nom} = 20 \text{ mm}$

ZALOŻENIA

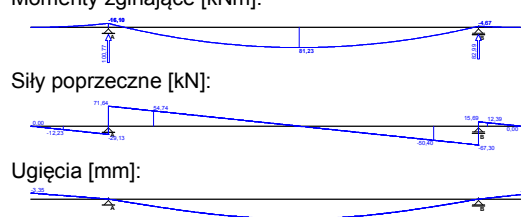
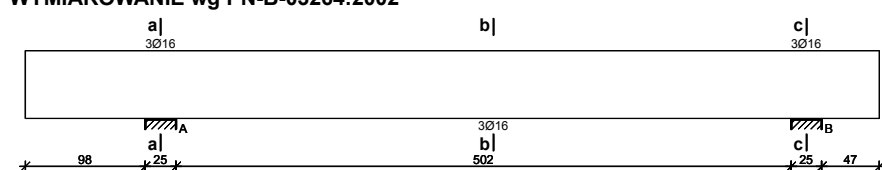
Sytuacja obliczeniowa: trwała
 Cotangens kąta nachylenia ścisk. krzyżulców bet. $\cot \theta = 2,00$
 Graniczna szerokość rys $w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$
 Graniczne ugięcie w przęsłach $a_{lim} = \text{jak dla belek i płyt (wg tablicy 8)}$
 Graniczne ugięcie na wspornikach $a_{lim} = l_{eff}/150$

WYKRESY SIŁ WEWNĘTRZNYCH

Momenty zginające [kNm]:

**Obwiednia sił wewnętrznych**

Momenty zginające [kNm]:

**WYMIAROWANIE wg PN-B-03264:2002****Lewy wspornik:**

Zginanie: (przekrój a-a)

Moment podporowy obliczeniowy $M_{Sd} = (-)16,10 \text{ kNm}$
 Przyjęto indywidualnie górą **3Ø16** o $A_s = 6,03 \text{ cm}^2$ ($\rho = 0,47\%$)
 Warunek nośności na zginanie: $M_{Sd} = (-)16,10 \text{ kNm} < M_{Rd} = 125,01 \text{ kNm}$ (12,9%)

Ścinanie:

Miarodajna wartość obliczeniowa siły poprzecznej $V_{Sd} = (-) 12,23 \text{ kN}$
 Zbrojenie konstrukcyjne strzemionami dwuciętymi Ø6 co 100 mm na całej długości przęsła
 Warunek nośności na ścinanie: $V_{Sd} = (-) 12,23 \text{ kN} < V_{Rd1} = 67,89 \text{ kN}$ (18,0%)

SGU:

Moment podporowy charakterystyczny $M_{Sk} = (-)15,89 \text{ kNm}$
 Moment podporowy charakterystyczny długotrwały $M_{Sk,lt} = (-)15,89 \text{ kNm}$
 Szerokość rys prostopadłych: rysy nie wyznaczono ($M_{cr} > M_{Sk}$)
 Maksymalne ugięcie od $M_{Sk,lt}$: $a(M_{Sk,lt}) = (-) 3,35 \text{ mm} < a_{lim} = 1105/150 = 7,37 \text{ mm}$ (45,5%)

Miarodajna wartość charakterystyczna siły poprzecznej $V_{Sk,lt} = 25,50 \text{ kN}$
 Szerokość rys ukośnych: rysy nie wyznaczono

Przęsło A - B:

Zginanie: (przekrój b-b)

Moment przęsłowy obliczeniowy $M_{Sd} = 81,23 \text{ kNm}$
 Przyjęto indywidualnie dołem **3Ø16** o $A_s = 6,03 \text{ cm}^2$ ($\rho = 0,47\%$)
 Warunek nośności na zginanie: $M_{Sd} = 81,23 \text{ kNm} < M_{Rd} = 125,01 \text{ kNm}$ (65,0%)

Ścinanie:

Miarodajna wartość obliczeniowa siły poprzecznej $V_{Sd} = 54,74 \text{ kN}$
 Zbrojenie konstrukcyjne strzemionami dwuciętymi Ø6 co 150 mm na całej długości przęsła
 Warunek nośności na ścinanie: $V_{Sd} = 54,74 \text{ kN} < V_{Rd1} = 67,89 \text{ kN}$ (80,6%)

SGU:

Moment przęsłowy charakterystyczny $M_{Sk} = 80,17 \text{ kNm}$
 Moment przęsłowy charakterystyczny długotrwały $M_{Sk,lt} = 80,17 \text{ kNm}$

Szerokość rys prostopadłych: $w_k = 0,251 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$ (83,8%)
 Maksymalne ugięcie od $M_{Sk,lt}$: $a(M_{Sk,lt}) = 11,07 \text{ mm} < a_{lim} = 5270/200 = 26,35 \text{ mm}$ (42,0%)

Miarodajna wartość charakterystyczna siły poprzecznej $V_{Sk,lt} = 67,45 \text{ kN}$

Szerokość rys ukośnych: rysy nie wyznaczono

Prawy wspornik:

Zginanie: (przekrój c-c)

Moment podporowy obliczeniowy $M_{Sd} = (-)4,67 \text{ kNm}$

Przyjęto indywidualnie górą **3Ø16** o $A_s = 6,03 \text{ cm}^2$ ($\rho = 0,47\%$)

Warunek nośności na zginanie: $M_{Sd} = (-)4,67 \text{ kNm} < M_{Rd} = 125,01 \text{ kNm}$ (3,7%)

Ścinanie:

Miarodajna wartość obliczeniowa siły poprzecznej $V_{Sd} = 12,39 \text{ kN}$

Zbrojenie konstrukcyjne strzemionami dwuciętymi Ø6 co 100 mm na całej długości przęsła

Warunek nośności na ścinanie: $V_{Sd} = 12,39 \text{ kN} < V_{Rd1} = 67,89 \text{ kN}$ (18,2%)

SGU:

Moment podporowy charakterystyczny $M_{Sk} = (-)4,61 \text{ kNm}$

Moment podporowy charakterystyczny długotrwały $M_{Sk,lt} = (-)4,61 \text{ kNm}$

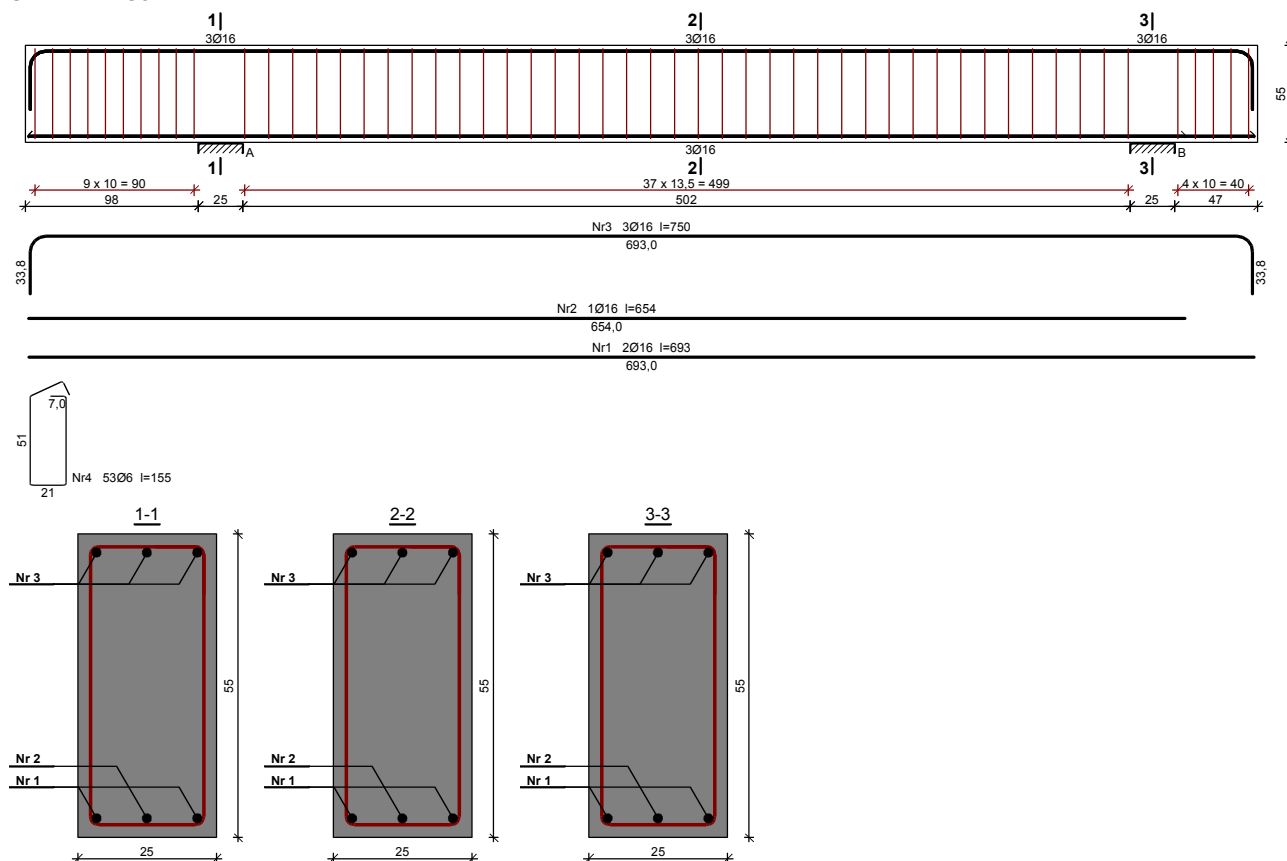
Szerokość rys prostopadłych: rysy nie wyznaczono ($M_{cr} > M_{Sk}$)

Maksymalne ugięcie od $M_{Sk,lt}$: $a(M_{Sk,lt}) = (-) 2,48 \text{ mm} < a_{lim} = 595/150 = 3,97 \text{ mm}$ (62,5%)

Miarodajna wartość charakterystyczna siły poprzecznej $V_{Sk,lt} = 12,23 \text{ kN}$

Szerokość rys ukośnych: rysy nie wyznaczono

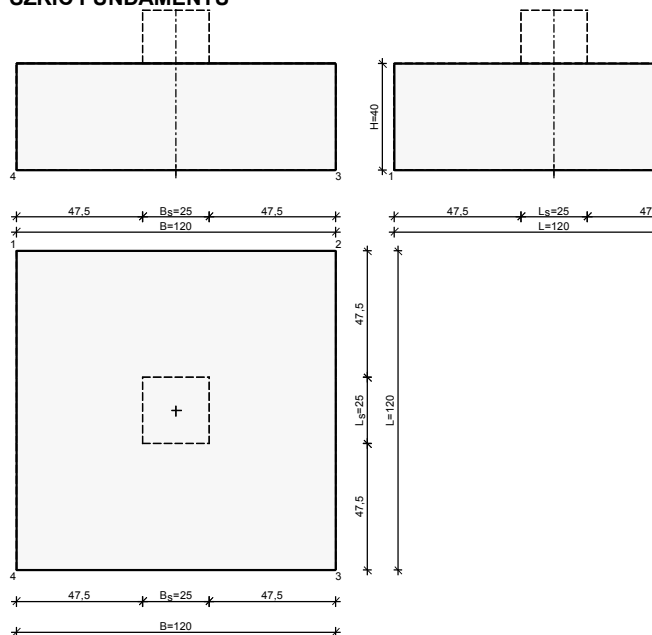
SZKIC ZBROJENIA



13.4 FUNDAMENTY

Poz.3.1

SZKIC FUNDAMENTU



GEOMETRIA FUNDAMENTU

Wymiary fundamentu :

Typ: **stopa prostopadłościenna**

B = 1,20 m L = 1,20 m

B_s = 0,25 m L_s = 0,25 me_L = 0,00 m

H = 0,40 m

e_B = 0,00 m

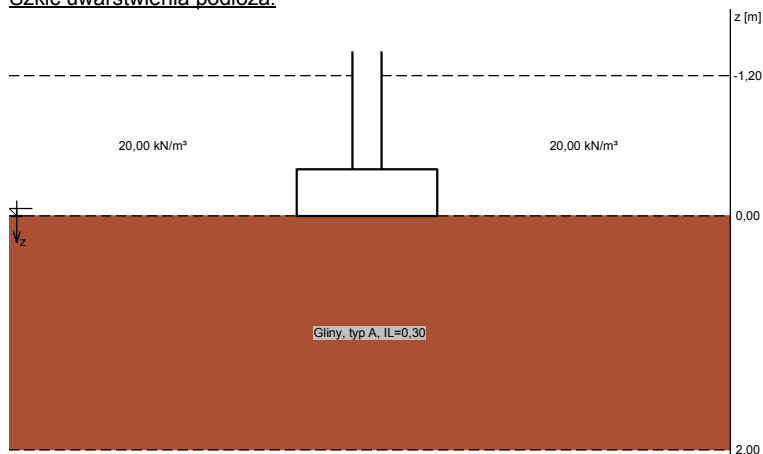
Posadowienie fundamentu:

D = 1,20 m D_{min} = 1,20 m

Brak wody gruntowej w zasypce

OPIS PODŁOŻA

Szkic uwarstwienia podłoża:



Zestawienie warstw podłoża

Nr	nazwa gruntu	h [m]	nawodnio na	$\rho_d^{(n)}$ [t/m³]	$\gamma_{f,min}$	$\gamma_{f,max}$	$\Phi_d^{(n)}$ [°]	$c_d^{(n)}$ [kPa]	$\gamma_{m,min}$	$M_d^{(n)}$ [kPa]	$M^{(n)}$ [kPa]
1	Gliny, typ A, IL=0,30	2,00	nie	2,05	0,90	1,10	19,80	35,09	0,90	36039	40039

Napężenie dopuszczalne dla podłoża σ_{Ddop} [kPa] = 150,0 kPa

OBCIĄŻENIA FUNDAMENTU

Kombinacje obciążeń obliczeniowych:

Nr	typ obc.	N [kN]	T _B [kN]	M _B [kNm]	T _L [kN]	M _L [kNm]	e [kPa]	Δe [kPa/m]
1	długotrwałe	150,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

DANE MATERIAŁOWE

Zasypka:

Ciężar objętościowy: 20,0 kN/m³

Współczynniki obciążenia: $\gamma_{f,min} = 0,90$; $\gamma_{f,max} = 1,20$

Parametry betonu:

Klasa betonu: **C20/25** → $f_{cd} = 0,00 \text{ MPa}$, $f_{ctd} = 0,00 \text{ MPa}$, $E_{cm} = 30,0 \text{ GPa}$

Ciężar objętościowy $\rho = 25,0 \text{ kN/m}^3$

Maksymalny rozmiar kruszywa $d_g = 16 \text{ mm}$

Współczynniki obciążenia: $\gamma_{f,min} = 0,90$; $\gamma_{f,max} = 1,10$

Zbrojenie:

Gatunek stali: B500SP → klasa A-III, $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$, $f_{yd} = 0 \text{ MPa}$

Średnica prętów wzdłuż boku B $\varnothing_B = 12 \text{ mm}$

Średnica prętów wzdłuż boku L $\varnothing_L = 12 \text{ mm}$

Maksymalny rozstaw prętów $= 20,0 \text{ cm}$

Otulinie:

Nominalna grubość otulenia na podstawie fundamentu $c_{nom} = 50 \text{ mm}$

Nominalna grubość otulenia na bocznych powierzchniach $c_{nom,b} = 25 \text{ mm}$

ZAŁOŻENIA

Współczynniki korekcyjne oporu granicznego podłoża:

- dla nośności pionowej $m = 0,81$

- dla stateczności fundamentu na przesunięcie $m = 0,72$

- dla stateczności na obrót $m = 0,72$

Współczynnik kształtu przy wpływie zagłębienia na nośność podłoża: $\beta = 1,50$

Współczynnik tarcia gruntu o podstawę fundamentu $f = 0,50$

Współczynniki redukcji spójności:

- przy sprawdzaniu przesunięcia $= 0,50$

Czas trwania robót: powyżej 1 roku ($\lambda = 1,00$)

Stosunek wartości obc. obliczeniowych N do wartości obc. charakterystycznych N_k $N/N_k = 1,20$

WYNIKI-PROJEKTOWANIE**WARUNKI STANÓW GRANICZNYCH PODŁOŻA wg PN-81/B-03020**Nośność pionowa podłoża:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Decyduje nośność w poziomie: **posadowienia fundamentu**

Obliczeniowy opór graniczny podłoża $Q_{fNB} = 1191,6 \text{ kN}$, $Q_{fNL} = 1191,6 \text{ kN}$

$N_r = 192,3 \text{ kN} < m \cdot Q_{fN} = 0,81 \cdot 1191,6 \text{ kN} = 965,2 \text{ kN}$ (19,9%)

Nośność (stateczność) podłoża z uwagi na przesunięcie poziome:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Decyduje nośność w poziomie: **posadowienia fundamentu**

Obliczeniowy opór graniczny podłoża $Q_{fT} = 81,5 \text{ kN}$

$T_r = 0,0 \text{ kN} < m \cdot Q_{fT} = 0,72 \cdot 81,5 \text{ kN} = 58,7 \text{ kN}$ (0,0%)

Obciążenie jednostkowe podłoża:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Napężenie maksymalne $\sigma_{max} = 133,5 \text{ kPa}$

$\sigma_{max} = 133,5 \text{ kPa} < \sigma_{dop} = 150,0 \text{ kPa}$ (89,0%)

Stateczność fundamentu na obrót:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Decyduje moment wywracający $M_{oB,2-3} = 0,00 \text{ kNm}$, moment utrzymujący $M_{uB,2-3} = 109,68 \text{ kNm}$

$M_o = 0,00 \text{ kNm} < m \cdot M_u = 0,72 \cdot 109,7 \text{ kNm} = 79,0 \text{ kNm}$ (0,0%)

Osiadanie:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Osiadanie pierwotne $s' = 0,17 \text{ cm}$, wtórne $s'' = 0,08 \text{ cm}$, całkowite $s = 0,25 \text{ cm}$

$s = 0,25 \text{ cm} < s_{dop} = 1,00 \text{ cm}$ (24,6%)

OBLICZENIA WYTRZYMAŁOŚCIOWE FUNDAMENTU wg PN-B-03264:2002Nośność na przebicie:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Pole powierzchni wielokąta $A = 0,15 \text{ m}^2$

Siła przebijająca $N_{sd} = (g+q)_{max} \cdot A = 19,4 \text{ kN}$

Nośność na przebicie $N_{Rd} = 198,7 \text{ kN}$

$N_{sd} = 19,4 \text{ kN} < N_{Rd} = 198,7 \text{ kN}$ (9,8%)

Wymiarowanie zbrojenia:

Wzdłuż boku B:

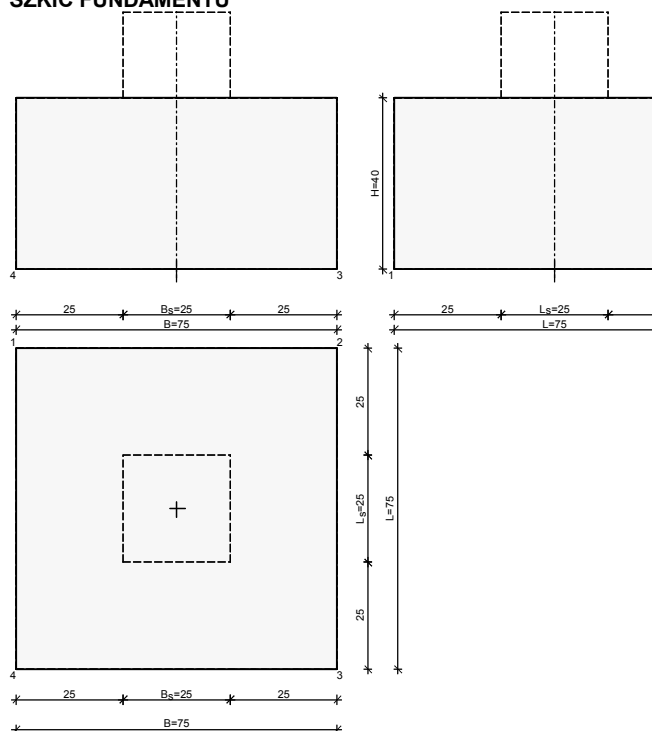
Decyduje: **kombinacja nr 1**

Zbrojenie potrzebne $A_s = 1,59 \text{ cm}^2$

Przyjęto konstrukcyjnie **7 prętów $\varnothing 12 \text{ mm}$** o $A_s = 7,92 \text{ cm}^2$

Poz.1.2

SZKIC FUNDAMENTU



GEOMETRIA FUNDAMENTU

Wymiary fundamentu :

Typ: stopa prostokątna

 $B = 0,75 \text{ m}$ $L = 0,75 \text{ m}$ $B_s = 0,25 \text{ m}$ $L_s = 0,25 \text{ m}$ $e_L = 0,00 \text{ m}$ $H = 0,40 \text{ m}$ $e_B = 0,00 \text{ m}$

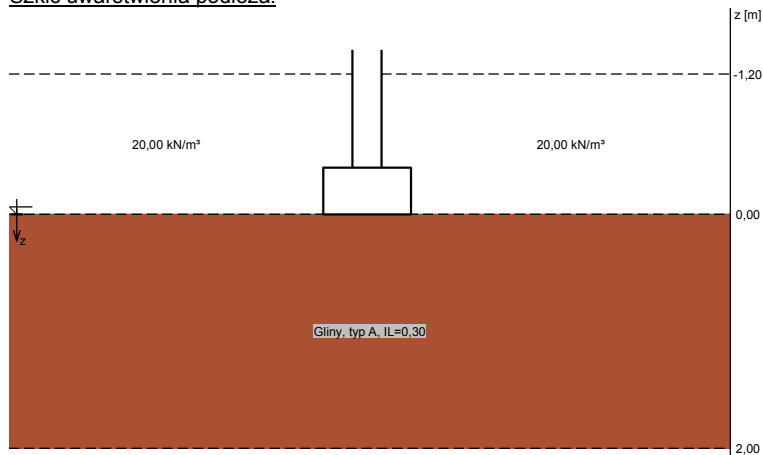
Posadowienie fundamentu:

 $D = 1,20 \text{ m}$ $D_{\min} = 1,20 \text{ m}$

Brak wody gruntowej w zasypce

OPIS PODŁOŻA

Szkic uwarstwienia podłoża:



Zestawienie warstw podłoża

Nr	nazwa gruntu	h [m]	nawodnio na	$\rho_r^{(n)}$ [t/m ³]	$\gamma_{f,\min}$	$\gamma_{f,\max}$	$\Phi_u^{(n)}$ [°]	$c_u^{(n)}$ [kPa]	$\gamma_{m,\min}$	$M_d^{(n)}$ [kPa]	$M^{(n)}$ [kPa]
1	Gliny, typ A, IL=0,30	2,00	nie	2,05	0,90	1,10	19,80	35,09	0,90	36039	40039

Napężenie dopuszczalne dla podłoża σ_{Ddop} [kPa] = 150,0 kPa

OBCIĄŻENIA FUNDAMENTU

Kombinacje obciążeń obliczeniowych:

Nr	typ obc.	N [kN]	T_B [kN]	M_B [kNm]	T_L [kN]	M_L [kNm]	e [kPa]	Δe [kPa/m]
1	długotrwałe	55,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

DANE MATERIAŁOWEZasyпка:

Ciężar objętościowy: $20,0 \text{ kN/m}^3$
 Współczynniki obciążenia: $\gamma_{f,\min} = 0,90$; $\gamma_{f,\max} = 1,20$

Parametry betonu:

Klasa betonu: **C20/25** $\rightarrow f_{cd} = 0,00 \text{ MPa}$, $f_{ctd} = 0,00 \text{ MPa}$, $E_{cm} = 30,0 \text{ GPa}$
 Ciężar objętościowy $\rho = 25,0 \text{ kN/m}^3$
 Maksymalny rozmiar kruszywa $d_g = 16 \text{ mm}$
 Współczynniki obciążenia: $\gamma_{f,\min} = 0,90$; $\gamma_{f,\max} = 1,10$

Zbrojenie:

Gatunek stali: B500SP \rightarrow klasa A-III, $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$, $f_{yd} = 0 \text{ MPa}$
 Średnica prętów wzdłuż boku B $\varnothing_B = 12 \text{ mm}$
 Średnica prętów wzdłuż boku L $\varnothing_L = 12 \text{ mm}$
 Maksymalny rozstaw prętów $= 20,0 \text{ cm}$

Otulenie:

Nominalna grubość otulenia na podstawie fundamentu $c_{nom} = 50 \text{ mm}$
 Nominalna grubość otulenia na bocznych powierzchniach $c_{nom,b} = 25 \text{ mm}$

ZAŁOŻENIA

Współczynniki korekcyjne oporu granicznego podłoża:

- dla nośności pionowej $m = 0,81$
- dla stateczności fundamentu na przesunięcie $m = 0,72$
- dla stateczności na obrót $m = 0,72$

Współczynnik kształtu przy wpływie zagłębienia na nośność podłoża: $\beta = 1,50$

Współczynnik tarcia gruntu o podstawę fundamentu $f = 0,50$

Współczynniki redukcji spójności:

- przy sprawdzaniu przesunięcia $= 0,50$

Czas trwania robót: powyżej 1 roku ($\lambda = 1,00$)

Stosunek wartości obc. obliczeniowych N do wartości obc. charakterystycznych N_k $N/N_k = 1,20$

WYNIKI-PROJEKTOWANIE**WARUNKI STANÓW GRANICZNYCH PODŁOŻA wg PN-81/B-03020**Nośność pionowa podłoża:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Decyduje nośność w poziomie: **posadowienia fundamentu**

Obliczeniowy opór graniczny podłoża $Q_{fNB} = 462,0 \text{ kN}$, $Q_{fNL} = 462,0 \text{ kN}$

$N_r = 70,8 \text{ kN} < m \cdot Q_{fN} = 0,81 \cdot 462,0 \text{ kN} = 374,2 \text{ kN}$ (18,9%)

Nośność (stateczność) podłoża z uwagi na przesunięcie poziome:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Decyduje nośność w poziomie: **posadowienia fundamentu**

Obliczeniowy opór graniczny podłoża $Q_{fT} = 30,5 \text{ kN}$

$T_r = 0,0 \text{ kN} < m \cdot Q_{fT} = 0,72 \cdot 30,5 \text{ kN} = 22,0 \text{ kN}$ (0,0%)

Obciążenie jednostkowe podłoża:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Napężenie maksymalne $\sigma_{max} = 125,8 \text{ kPa}$

$\sigma_{max} = 125,8 \text{ kPa} < \sigma_{dop} = 150,0 \text{ kPa}$ (83,9%)

Stateczność fundamentu na obrót:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Decyduje moment wywracający $M_{oB,2-3} = 0,00 \text{ kNm}$, moment utrzymujący $M_{uB,2-3} = 25,22 \text{ kNm}$

$M_o = 0,00 \text{ kNm} < m \cdot M_u = 0,72 \cdot 25,2 \text{ kNm} = 18,2 \text{ kNm}$ (0,0%)

Osiadanie:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Osiadanie pierwotne $s' = 0,10 \text{ cm}$, wtórne $s'' = 0,05 \text{ cm}$, całkowite $s = 0,15 \text{ cm}$

$s = 0,15 \text{ cm} < s_{dop} = 1,00 \text{ cm}$ (15,2%)

OBLICZENIA WYTRZYMAŁOŚCIOWE FUNDAMENTU wg PN-B-03264:2002Nośność na przebicie:

dla fundamentu o zadanych wymiarach nie trzeba sprawdzać nośności na przebicie

Wymiarowanie zbrojenia:

Wzdłuż boku B:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Zbrojenie potrzebne $A_s = 0,29 \text{ cm}^2$

Przyjęto konstrukcyjnie **5 prętów $\varnothing 12 \text{ mm}$** o $A_s = 5,65 \text{ cm}^2$

Wzdłuż boku L:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Zbrojenie potrzebne $A_s = 0,29 \text{ cm}^2$

Przyjęto konstrukcyjnie **5 prętów $\varnothing 12 \text{ mm}$** o $A_s = 5,65 \text{ cm}^2$

SZKIC ZBROJENIA

