

## PROJEKT BUDOWLANY

### ZAGOSPODAROWANIE TERENU DLA INWESTYCJI P.N.: „UTWORZENIE PUNKTU PRZYSTANKOWEGO TURYSTYKI ROWEROWEJ, PIESZEJ I WODNEJ Z DODATKOWĄ FUNKCJĄ PLACU INTEGRACYJNO – FESTYNOWEGO”

#### OPIS TECHNICZNY PROJEKTU BUDOWLANEGO BRANŻY KONSTRUKCYJNEJ

### SPIS ZAWARTOŚCI OPRACOWANIA

#### CZĘŚĆ OPISOWA:

1. Podstawa opracowania.
2. Zakres opracowania.
3. Badania geotechniczne.
  - 3.1. Ustalenie geotechnicznych warunków posadowienia.
  - 3.2. Zaliczenie obiektu do kategorii geotechnicznej.
  - 3.3. Wnioski i zalecenia.
4. Przyjęte obciążenia użytkowe.
5. Elementy konstrukcyjne.
  - 5.1. Prefabrykowany budynek toalet.
  - 5.2. Wiata grillowa.
6. Zastosowane materiały.
7. Wnioski i zalecenia.
8. Uwagi ogólne.

#### ZESTAWIENIE OBLICZEŃ STATYCZNYCH.

#### CZĘŚĆ GRAFICZNA:

- |   |           |
|---|-----------|
| 1. Toaleta – rzut płyty fundamentowej.                          | Rys. K-01 |
| 2. Toaleta – układ elementów konstrukcyjnych przyziemia, strop. | Rys. K-02 |
| 3. Toaleta – szczegóły konstrukcyjne.                           | Rys. K-03 |
| 4. Wiata – rzut fundamentów.                                    | Rys. K-04 |
| 5. Wiata – układ elementów konstrukcyjnych przyziemia.          | Rys. K-05 |
| 6. Wiata – zbrojenie fundamentów.                               | Rys. K-06 |

## **1. Podstawa opracowania:**

- 1.1. Projekt architektoniczny zagospodarowania terenu.
- 1.2. Opinia geotechniczna dla projektowanej inwestycji wykonana w styczniu 2017 roku przez firmę: BARG-ARTEGO z siedzibą w Szczecinie, reprezentowaną przez Pana Marka Ober.
- 1.3. Polskie normy:
  - PN-82/B-02000. Obciążenia budowli. Zasady ustalania wartości.
  - PN-82/B-02001. Obciążenia budowli. Obciążenia stałe.
  - PN-82/B-02003. Obciążenia budowli. Obciążenia zmienne technologiczne. Podstawowe obciążenia technologiczne i montażowe.
  - PN-80/B-02010/Az1:2006. Obciążenia w obliczeniach statycznych. Obciążenie śniegiem.
  - PN-77/B-02011/Az1. Obciążenia w obliczeniach statycznych. Obciążenie wiatrem.
  - PN-B-03264:2002. Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone. Obliczenia statyczne i projektowanie.
  - PN-81/B-03020. Grunty budowlane. Posadowienie bezpośrednie budowli. Obliczenia statyczne i projektowanie.
- 1.4. Aktualnie obowiązujące rozporządzenia.

## **2. Zakres opracowania:**

Opracowanie obejmuje projekt konstrukcji dla inwestycji pod nazwą *„Utworzenie punktu przystankowego turystyki rowerowej, pieszej i wodnej z dodatkową funkcją placu integracyjno – festynowego”*, zlokalizowana w Świnoujściu, na wschodnim brzegu Świny, w Ognicy przy ul. Mostowej wraz z opracowaniem rysunkowym podstawowych elementów konstrukcyjnych.

Zakres projektu konstrukcji obejmuje dobór i opracowanie następujących elementów:

- Posadowienie budynku toalet.
- Technologia wykonania budynku toalet.
- Posadowienie wiaty grillowej.
- Elementy nośne wiaty grillowej.

## **3. Badania geotechniczne.**

### **POŁOŻENIE I MORFOLOGIA TERENU BADAŃ.**

Badany teren – działki nr 27/2, 26/6, 26/20 i 34/6 obręb 0013 Świnoujście – położony jest we wschodniej, prawobrzeżnej części miasta Świnoujście, woj. zachodniopomorskie, w dzielnicy Ognica, na zachód od ul. Mostowej, na wschodnim brzegu Świny.

Pod względem geomorfologicznym jest to fragment tzw. Bramy Świny, powstałej w holocenie wskutek długotrwałej akumulacyjnej działalności prądów morskich tworzących odcinającą Zalew Szczeciński od

morza mierzeję pomiędzy pierwotnie mniejszymi wyspami Uznam i Wolin. Na przeważającej części mierzei morskie piaski zostały powierzchniowo zwydmione, jedynie na południowym jej skraju tworzą płaską równinę akumulacyjną, na ogół pokrytą utworami bagiennymi. W następnym etapie rozwoju Bramy Świny do równiny tej zaczęła przrastać od południa tzw. wsteczna delta Świny, zbudowana z osadów akumulowanych przez wody morskie wlewające się z Zatoki Pomorskiej do Zalewu Szczecińskiego podczas wezbrań sztormowych. Badany obszar zlokalizowany jest na zachodnim skraju prawobrzeżnej strefy tzw. wydmy żółtych.

Powierzchnia badanego terenu, nadbudowana gruntami nasypowymi, obniża się ku brzegowi Świny. Rzędne otworów wahają się od 1.13 – 1.19 m n.p.m. do 3.22 m n.p.m.; deniwelacja pomiędzy otworami wynosi 2.09 m.

### **OPIS BUDOWY GEOLOGICZNEJ.**

Na podstawie wykonanych otworów, oraz analizy materiałów kartograficznych stwierdzono, że w podłożu badanego terenu występują osady wieku czwartorzędowego, wykształcone jako holocenijskie utwory morskie i wydmore.

Zarówno utwory morskie, jak i wydmore to równoziarniste piaski drobne, tylko w otworze nr 1 na głębokości 1.1 – 2.3 m p.p.t. natrafiono na morskie piaski drobne na pograniczu piasku średniego o miąższości 1.2 m. Zasadniczą część mierzei budują piaski morskie, akumulowane przez morskie prądy na silnie narastającej plaży; powyżej zwierciadła wody piaski te były następnie transportowane i akumulowane przez procesy eoliczne (wydmore), co jednak wobec generalnie krótkiej drogi transportu nie spowodowało istotnych zmian ich uziarnienia i składu petrograficznego. Podział podłoża na piaski morskie i wydmore ma więc charakter orientacyjny, piaski morskie zalegają poniżej poziomu morza (tj. rzędnej 0.0 m n.p.m.). Miąższość piasków wydmy waha się od 0.3 m do 1.8 m; w otworze nr 2 całość wydmy piasków zastąpiona została nasypem. Podścielających utwory wydmy piasków morskich, których strop zalega na głębokości 1.1 – 3.2 m p.p.t., nie przewiercono do głębokości 5.0 – 6.0 m p.p.t.

Na stropie wydmy piasków zalegają nasypy niekontrolowane o miąższości 0.5 – 1.7 m, złożone z humusu piaszczystego, przemieszanego z na ogół niewielką ilością gruzu.

### **CHARAKTERYSTYKA WARUNKÓW WODNYCH.**

W wykonanych dla niniejszej opinii otworach stwierdzono występowanie wody gruntowej o zwierciadle swobodnym, stabilizującym się na głębokości 1.14 – 2.93 m p.p.t.; tj. na rzędnych od –0.01 do 0.29 m n.p.m.

Woda gruntowa w obrębie mierzei Bramy Świny zasilana jest poprzez infiltrację wód opadowych, natomiast wahania stanów wód Świny modyfikują jedynie chwilowo poziom bazowy, w stosunku do którego zachodzi zjawisko powolnego odpływu podziemnego. Maksymalny poziom wody w podłożu działki, mogący

wystąpić w okresach roztopów i długotrwałych, intensywnych opadów, przypada ok. 0.6 m powyżej poziomu stwierdzonego w otworach, na głębokości ok. 0.5 – 2.4 m p.p.t. i rzędnych ok. 0.5 – 0.8 m n.p.m.

Należy podkreślić, że całe działki nr 27/2, 26/6 i 34/6, oraz zachodni skraj działki nr 26/10, położone są poniżej absolutnego maksimum dla wodowskazu w Świnoujściu, które przypada na rzędnej 1.96 m n.p.m. Nie można w związku z tym całkowicie wykluczyć możliwości krótkotrwałego, nagłego podtopienia ww. części badanego terenu w przypadku ekstremalnie wysokiego sztormowego wezbrania wód ujściowego odcinka Odry.

## **OCENA TECHNICZNYCH WŁAŚCIWOŚCI PODŁOŻA.**

Wydzielono trzy warstwy geotechniczne podłoża:

**WARSTWA I** to wydymowe i morskie piaski drobne, podrzędnie piaski drobne na pograniczu piasku średniego, wilgotne i nawodnione, luźne o obliczeniowej wartości stopnia zagęszczenia  $ID = 27\%$ . Są to grunty o obniżonej nośności, budują w rejonie otworów nr 1, 2 i 5 stropowe partie rodzimego podłoża do głębokości 2.3 – 3.2 m p.p.t.; ponadto w otworach nr 3 i 4 tworzą głębszą strefę rozluźnienia o miąższości 0.5 – 0.9 m, sięgającą głębokości 1.5 i 3.3 m p.p.t.

**WARSTWA II** to morskie i wydymowe piaski drobne, wilgotne i nawodnione, średniozagęszczone o obliczeniowej wartości stopnia zagęszczenia  $ID = 39\%$ . Są to grunty nośne, budują płytsze partie rodzimego podłoża do głębokości 3.5 – 4.7 m p.p.t. w otworach nr 1, 3 i 4, natomiast w otworach nr 2 i 5 nie przewiercono ich do głębokości 5.0 – 6.0 m p.p.t. W obrębie gruntów warstwy II w otworach nr 3 i 4 zalega strefa luźnych piasków w-wy I; natomiast w otworze nr 2 strefa lepiej zagęszczonych piasków w-wy III.

**WARSTWA III** to morskie piaski drobne, nawodnione, średniozagęszczone o obliczeniowej wartości stopnia zagęszczenia  $ID = 48\%$ . Są to grunty nośne, w otworach nr 1, 3 i 4 budują najgłębsze partie objętej badaniami strefy, poniżej 3.5 – 4.7 m p.p.t., natomiast w profilu otworu nr 2 zalegają w obrębie gruntów warstwy II.

Powyższy geotechniczny podział podłoża pominął całość humusowych nasypów niekontrolowanych. Nasypy te – poza zwiększoną zawartością części organicznych, nie przekraczającą jednak ok. 3% – są gruntami o zagęszczeniu i innych parametrach zbliżonych do luźnych rodzimych piasków warstwy I.

## **WNIOSKI.**

- I. W podłożu projektowanego punktu przystankowego turystyki rowerowej, pieszej i wodnej na działkach nr 27/2, 26/2, 26/10 i 34/6 przy ul. Mostowej w Świnoujściu – Ognicy występują wydymowe i morskie piaski drobne, przykryte nasypami niekontrolowanymi z humusu piaszczystego o miąższości do 1.7 m.

- II. Woda gruntowa o zwierciadle swobodnym występuje na głębokości 1.14 – 2.93 m p.p.t.; tj. na rzędnych od –0.01 do 0.29 m n.p.m.
- III. Maksymalny poziom wody w podłożu działki, mogący wystąpić w okresach roztopów i długotrwałych, intensywnych opadów, przypada ok. 0.6 m powyżej poziomu stwierdzonego w otworach, na głębokości ok. 0.5 – 2.4 m p.p.t. i rzędnych ok. 0.5 – 0.8 m n.p.m. 7
- IV. Należy podkreślić, że całe działki nr 27/2, 26/6 i 34/6, oraz zachodni skraj działki nr 26/10, położone są poniżej absolutnego maksimum wód Świny. Nie można w związku z tym całkowicie wykluczyć możliwości krótkotrwałego, nagłego podtopienia ww. części badanego terenu w przypadku ekstremalnie wysokiego sztormowego wezbrania wód ujściowego odcinka Odry. Warunki wodne są wobec powyższego korzystne dla budowy i eksploatacji obiektów projektowanego punktu przystankowego. Warunki gruntowe także są korzystne, bowiem nawet luźne piaski w-wy I są gruntami o nośności wystarczającej dla posadowienia slipu, oraz nawierzchni drogi dojazdowej.
- V. 4. Według kryteriów określonych w rozporządzeniu MTBiGM z dnia 25 kwietnia 2012 r. w sprawie ustalania geotechnicznych warunków posadawiania obiektów budowlanych (Dz. U. z 27 kwietnia 2012 r., poz. 463) projektowany punkt przystankowy jest obiektem należącym do pierwszej kategorii geotechnicznej, a warunki gruntowe w podłożu badanego terenu są proste.

### 3.1. Ustalenie geotechnicznych warunków posadowienia.

W oparciu o ustawę Prawo budowlane oraz o §4.2. Rozporządzenia Ministra Transportu, Budownictwa i Gospodarki Morskiej z dnia 25 kwietnia 2012r. „w sprawie ustalania geotechnicznych warunków posadawiania obiektów budowlanych”, a także w oparciu o wykonane badania gruntu – istniejące warunki posadowienia zaliczamy do **prostych warunków gruntowych**.

### 3.2. Zaliczenie obiektu do kategorii geotechnicznej.

Dla projektowanej inwestycji przyjmuje się **pierwszą kategorię geotechniczną** obejmującą niewielkie obiekty budowlane o statycznie wyznaczalnym schemacie obliczeniowym, w prostych warunkach gruntowych, dla których wystarcza jakościowe określenie właściwości gruntów.

### 3.3. Wnioski i zalecenia.

Badane podłoże nadaje się do bezpośredniego posadowienia obiektu. Z uwagi na wysoki poziom wód gruntowych znajdujący się w rejonie posadowienia, projektuje się posadowienie na wwibrowywanych palach skrzynkowych z grodzic 2xGU 16-400 o długości 5,0m.

Jeśli w trakcie wykonywania prac fundamentowych w rejonie posadowienia stwierdzone zostaną inne warunki gruntowe niż założone w projekcie technicznym, konieczne może być przystosowanie projektu do warunków istniejących.

**UWAGA:** w obliczeniach nośności pali przyjęto uśrednione warunki gruntowe na poboczniczy pala, w tym warstwę gruntów słabonośnych i nienośnych w górnej części pala o miąższości 0,9m. W przypadku stwierdzenia w trakcie robót większego zasięgu warstwy gruntów słabonośnych, należy w nadzorze autorskim dostosować wymaganą nośność układu pali do warunków rzeczywistych przez zmianę ilości lub długości pali.

#### **4. Przyjęte obciążenia użytkowe:**

- ♦ Obciążenie wiatrem: II strefa
- ♦ Obciążenie śniegiem: II strefa

#### **5. Elementy konstrukcyjne.**

Dokumentację techniczną wykonuje się w aspekcie planowanej inwestycji, w zakres której wchodzi następujące prace związane z konstrukcją powstających obiektów:

- Posadowienie budynku toalet.
- Technologia wykonania budynku toalet.
- Posadowienie wiaty piknikowej.
- Elementy nośne wiaty piknikowej.

Biorąc pod uwagę istniejące gruntowo – wodne, specyfikę posadawianych obiektów oraz warunki środowiskowe i przyjętą klasę ekspozycji (XS1), elementy żelbetowe konstrukcyjne monolityczne wykonane zostaną z betonu wodoszczelnych C30/37 W8 oraz z betonu C30/37.

#### **UWAGA:**

Jeśli w trakcie wykonywania prac fundamentowych pod elementy konstrukcji stwierdzone zostaną inne od założonych w projekcie warunki gruntowe, należy przystosować projekt do warunków istniejących. Zaleca się wykonanie odbioru wykopu pod fundament przez uprawnionego geologa.

##### **5.1. Prefabrykowany budynek toalet.**

Budynek toalety zostanie wykonany w technologii prefabrykacji jako żelbetowy, w warunkach warsztatowych, gotowy do zamontowania na fundamencie żelbetowym monolitycznym. Grubość ścian wewnętrznych i zewnętrznych budynku 12,0cm, grubość stropu nad przyziemem – 15,0cm (możliwość wykonania płyty cieńszej – o grubości również 12,0cm).

Konstrukcję przekrycia budynku toalet zaprojektowano jako dach drewniany o schemacie krokwiowym. Kąt nachylenia połaci dachu to 26° i 59°. Drewno do konstrukcji dachu klasy min. C27 o wilgotności 12%.

Głównym elementem nośnym dachu są krokwie o przekroju 7,0x15,0cm w rozstawie co ok. 100,0cm oparte na murlatach o przekroju 12,0x12,0cm, ułożonych płycie prefabrykatu i mocowanych do niego śrubami M12 w rozstawie zgodnym z częścią rysunkową PW.

Wszystkie połączenia elementów drewnianych wykonać zgodnie ze sztuką ciesielską używając jako łączników gwoździ, śrub bądź łączników ciesielskich. Drewno przed zabudowaniem zabezpieczyć ciśnieniowo środkami przeciwgrzybicznymi, przeciwko owadom oraz podnoszącymi odporność ogniową.

Projektuje się posadowienie budynku pośrednie na płycie fundamentowej grubości 25cm oraz 4 wwibrowywanych palach stalowych skrzynkowych z dwóch grodzic GU 16-400, zabetonowanych po pograżeniu, o długości 5,0m. Głębokość posadowienia płyt to 0,4m poniżej poziomu  $\pm 0,00$ , na warstwie chudego betonu o gr. min. 10,0cm. Poziom  $\pm 0,00$  ustalono na rzędnej 2,84m n.p.m.

Materiał: beton C30/37 W8 oraz C30/37, stal A-I – strzemiona, A-IIIN (B500SP) – pręty główne.

Drewno do konstrukcji dachu klasy min. C27 o wilgotności 12%.

Pale – z grodzic stalowych 2x GU 16-400, długości 5,0m, zabetonowanych betonem C30/37.

## **5.2. Wiatą grillowa.**

Konstrukcję przekrycia wiaty zaprojektowano jako dach drewniany o schemacie krokwiowym. Kąt nachylenia połaci dachu to 35°. Drewno do konstrukcji dachu iglaste, klasy min. C27 o wilgotności 12%.

Głównym elementem nośnym dachu są krokwie o przekroju 10,0x18,0cm w rozstawie co ok. 145,0cm oparte na drewnianych belkach nośnych o przekroju 25,0x30,0cm. Belki nośne o długości równej 895,0cm oparte będą na ścianach i słupach murowanych z cegły pełnej klinkierowej, na siatce modularnej 2,90x4,60m, za pomocą zaprawy cementowo – wapiennej klasy M10.

Wszystkie połączenia elementów drewnianych wykonać zgodnie ze sztuką ciesielską używając jako łączników gwoździ, śrub bądź łączników ciesielskich ze stali nierdzewnej. Drewno przed zabudowaniem zabezpieczyć ciśnieniowo środkami przeciwgrzybicznymi, przeciwko owadom oraz podnoszącymi odporność ogniową.

Projektuje się posadowienie wiaty pośrednie na 9 palach skrzynkowych z dwóch grodzic GU 16-400, zabetonowanych po pograżeniu, o długości 5,0m. Pale zwieńczone zostaną belkami oczepowymi o przekroju 50,0x50,0cm. Głębokość posadowienia oczepów to 0,5m poniżej poziomu  $\pm 0,00$ , na warstwie chudego betonu o gr. min. 10,0cm. Poziom  $\pm 0,00$  ustalono na rzędnej 1,60m n.p.m.

Materiał: beton C30/37 W8, stal A-I – strzemiona, A-IIIN (B500SP) – pręty główne.

Drewno do konstrukcji dachu klasy min. C27 o wilgotności 12%.

Pale – z grodzic stalowych 2x GU 16-400, długości 5,0m, zabetonowanych betonem C30/37.

## **6. Zastosowane materiały:**

Beton C30/37 W8, C30/37 – elementy betonowe i żelbetowe.

Stal zbrojeniowa A-I (pręty rozdzielcze, strzemiona), A-IIIN (pręty główne) – np. B500SP.

Pale skrzynkowe – z grodzic stalowych 2x GU 16-400, długości 5,0m, zabetonowanych betonem C30/37.

Drewno do konstrukcji dachu klasy min. C27 o wilgotności 12%.

## **7. Wnioski i zalecenia:**

- 7.1. Jeśli w trakcie wykonywania prac fundamentowych w rejonie posadowień stwierdzone zostaną inne warunki gruntowe niż założone w projekcie technicznym, konieczne może być przystosowanie projektu do warunków istniejących.*
- 7.2. Roboty ziemne najlepiej przeprowadzić w okresie suchym, z uwzględnieniem stanu wód powierzchniowych.*
- 7.3. Zaleca się wykonanie odbioru wykopów pod fundamenty przez uprawnionego geologa.*

## **8. Uwagi ogólne:**

- 8.1. Rozpoczęcie prac budowlanych może nastąpić po uzyskaniu decyzji o pozwoleniu na budowę, a następnie po uprawomocnieniu się tej decyzji.**
- 8.2. Budowa powinna być prowadzona pod nadzorem Kierownika Budowy i ewentualnie Inspektora Nadzoru.**
- 8.3. Przy wykonywaniu robót budowlanych należy stosować wyroby budowlane o właściwościach użytkowych umożliwiających prawidłowo zaprojektowanym i wykonanym obiektom budowlanym spełnienie wymagań podstawowych, dopuszczone do obrotu i powszechnego lub jednostkowego stosowania w budownictwie.**
- 8.4. Roboty budowlane i rzemieślnicze powinny być wykonywane zgodnie z zasadami sztuki budowlanej oraz obowiązującymi przepisami i normami.**



## PROJEKT BUDOWLANY

### ZAGOSPODAROWANIE TERENU DLA INWESTYCJI P.N.: „UTWORZENIE PUNKTU PRZYSTANKOWEGO TURYSTYKI ROWEROWEJ, PIESZEJ I WODNEJ Z DODATKOWĄ FUNKCJĄ PLACU INTEGRACYJNO – FESTYNOWEGO”

#### ZESTAWIENIE OBLICZEŃ STATYCZNYCH

##### I. OBLICZENIA STATYCZNE – BUDYNEK TOALET

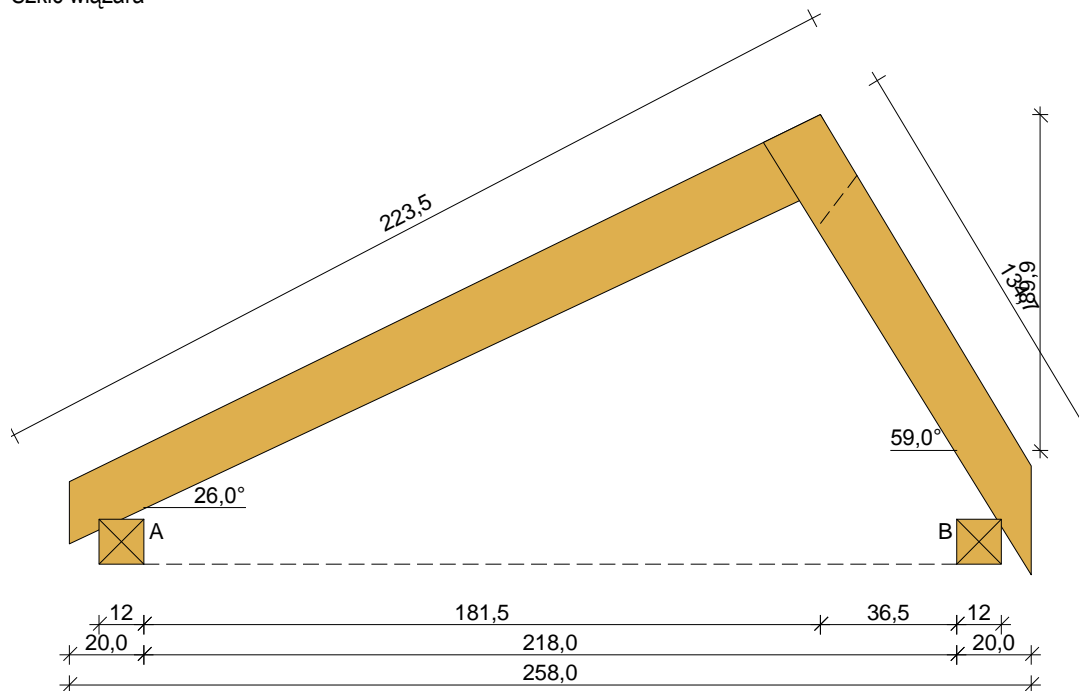
###### 1. WIĘŻBA DACHOWA .

Zestawienie obciążeń stałych na dach budynku toalet

Rodzaj obciążenia:	war. char.	wsp.	war. obl.
	kN/m <sup>2</sup>	$\gamma_f$	kN/m <sup>2</sup>
<b>Obciążenia stałe:</b>			
Okładzina drewniana z desek 145x24 mm, modrzew syberyjski	0,180	1,200	0,216
Papa termozgrzewalna	0,020	1,200	0,024
Papa podkładowa	0,020	1,200	0,024
Wodoodporne płyty OSB 18 mm	0,115	1,200	0,138
Krokiew 7,5x15 cm co 100 cm	0,085	1,100	0,094
<b>RAZEM:</b>	<b>0,420</b>	<b>1,180</b>	<b>0,496</b>

##### DANE:

Szkic więzara



### Geometria ustroju:

Kąt nachylenia lewej połaci dachowej  $\alpha = 26,0^\circ$   
Kąt nachylenia prawej połaci dachowej  $\alpha = 59,0^\circ$   
Rozstaw murałów w świetle  $l_s = 2,18 \text{ m}$   
Różnica poziomów murałów  $\Delta h = 0,00 \text{ m}$   
Wysięg lewego wspornika  $l_{wL} = 0,20 \text{ m}$   
Wysięg prawego wspornika  $l_{wP} = 0,20 \text{ m}$   
Rozstaw wiązarów  $a = 1,00 \text{ m}$   
Usztywnienia boczne krokwi - na całej długości elementu  
Rozstaw podparć murałów  $l_{mo} = 1,50 \text{ m}$

### Dane materiałowe:

- krokiew 7/15 cm (zaciosy: murlata - 3 cm) z drewna C24  
- murlata 12/12 cm z drewna C24

### Obciążenia (wartości charakterystyczne):

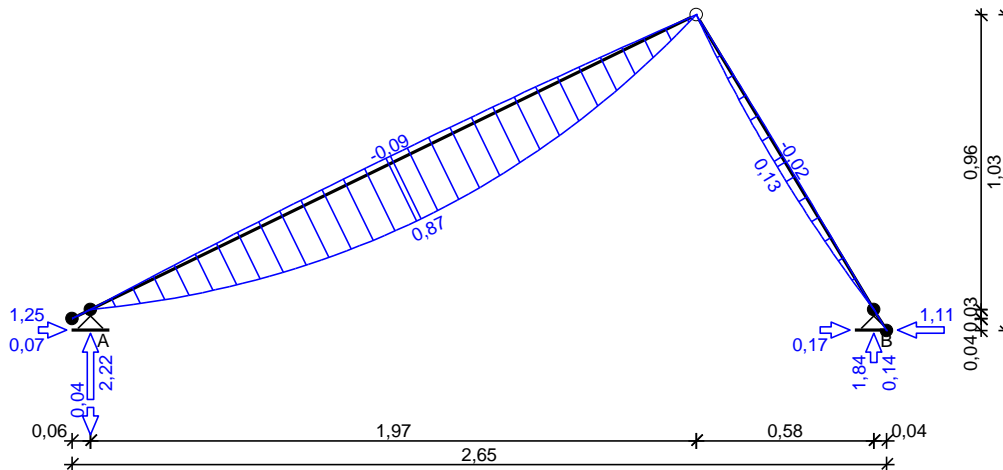
- pokrycie dachu :  $g_k = 0,42 \text{ kN/m}^2$
- obciążenie śniegiem (wg PN-80/B-02010/Az1/Z1-1: połac o nachyleniu  $26,0^\circ$  st., strefa 2):
  - na połaci lewej  $s_{kl} = 0,72 \text{ kN/m}^2$
  - na połaci prawej  $s_{kp} = 0,04 \text{ kN/m}^2$
  - obciążenie śniegiem traktuje się jako obciążenie średniotrwale
- obciążenie wiatrem połaci lewej (wg PN-B-02011:1977/Az1:2009/Z1-3: strefa II, teren A, wys. budynku  $z = 3,9 \text{ m}$ ):
  - jako nawietrznej  $p_{kl I} = -0,33 \text{ kN/m}^2$
  - jako nawietrznej  $p_{kl II} = 0,10 \text{ kN/m}^2$
  - jako zawietrznej  $p_{kp} = -0,21 \text{ kN/m}^2$
- obciążenie wiatrem połaci prawej (wg PN-B-02011:1977/Az1:2009/Z1-3: strefa II, teren A, wys. budynku  $z = 3,9 \text{ m}$ ):
  - jako nawietrznej  $p_{kl} = 0,36 \text{ kN/m}^2$
  - jako zawietrznej  $p_{kp} = -0,21 \text{ kN/m}^2$
- obciążenie ociepleniem dolnego odcinka krokwi  $g_{kk} = 0,00 \text{ kN/m}^2$

### Założenia obliczeniowe:

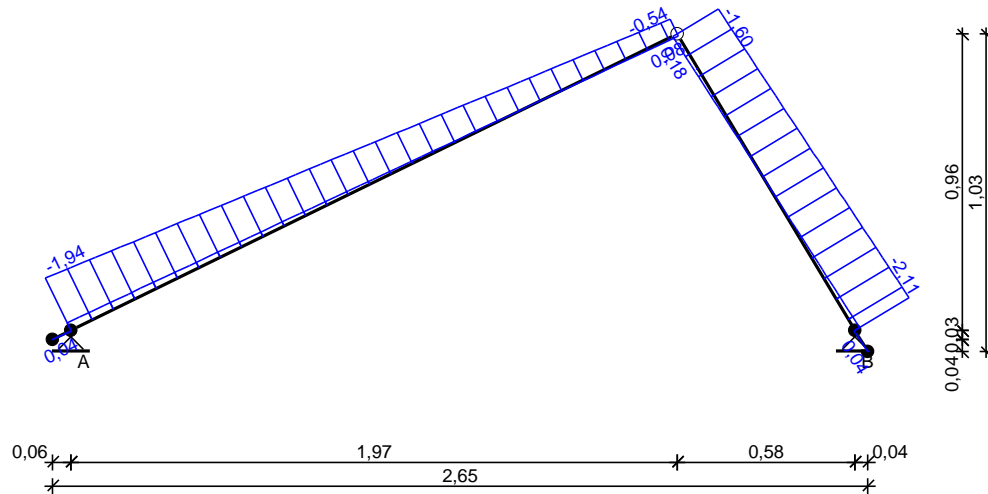
- klasa użytkowania konstrukcji: 2

### WYNIKI:

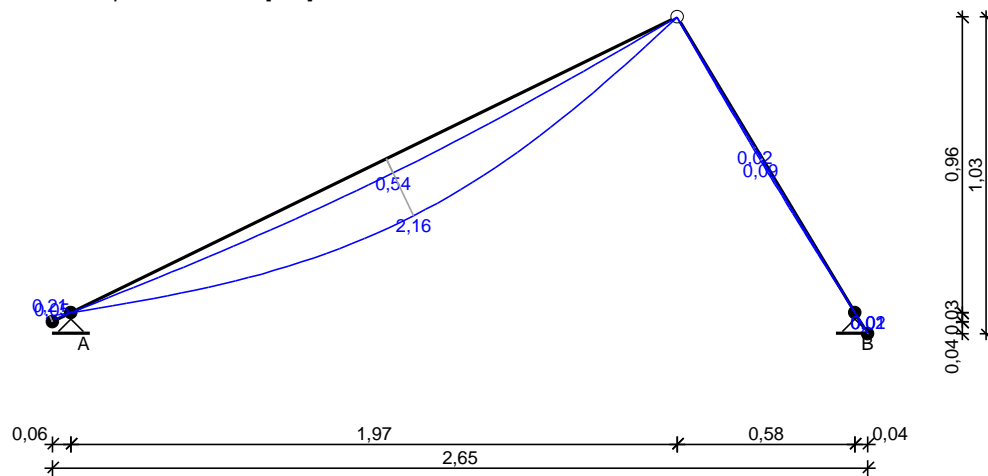
Obwiednia momentów [kNm]:



Obwiednia sił osiowych [kN]:



Obwiednia przemieszczeń [mm]:



Ekstremalne reakcje podporowe:

węzeł (podpora)	V [kN]	H [kN]	kombinacja
2 (A)	2,22 -0,04 1,96	0,69 0,34 1,25	K4: stałe-max+śnieg+0,90·wiatr z lewej-wariant II K13: stałe-min+wiatr z lewej K5: stałe-max+śnieg+0,90·wiatr z prawej
4 (B)	1,84 0,63	-1,11 0,17	K4: stałe-max+śnieg+0,90·wiatr z lewej-wariant II K15: stałe-min+wiatr z prawej

### Wymiarowanie wg PN-B-03150:2000

drewno lite iglaste wg PN-EN 338:2004, klasa wytrzymałości **C24**

→  $f_{m,k} = 24 \text{ MPa}$ ,  $f_{t,0,k} = 14 \text{ MPa}$ ,  $f_{c,0,k} = 21 \text{ MPa}$ ,  $f_{v,k} = 2,5 \text{ MPa}$ ,  $E_{0,mean} = 11 \text{ GPa}$ ,  $\rho_k = 350 \text{ kg/m}^3$

**Krokiew lewa 7/15 cm** (zaciosy: murlata - 3 cm)

Smukłość

$\lambda_y = 61,1 < 150$

$\lambda_z = 0,0 < 150$

Maksymalne siły i naprężenia w przęśle

decyduje kombinacja: **K4** stałe-max+śnieg+0,90·wiatr z lewej-wariant II

$M = 0,87 \text{ kNm}$ ,  $N = 0,84 \text{ kN}$

$f_{m,y,d} = 14,77 \text{ MPa}$ ,  $f_{c,0,d} = 12,92 \text{ MPa}$

$\sigma_{m,y,d} = 3,70 \text{ MPa}$ ,  $\sigma_{c,0,d} = 0,09 \text{ MPa}$

$$k_{c,y} = 0,699$$

$$\sigma_{c,0,d}/(k_{c,y} \cdot f_{c,0,d}) + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 0,260 < 1$$

$$(\sigma_{c,0,d}/f_{c,0,d})^2 + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 0,175 < 1$$

Maksymalne siły i naprężenia na podporze - murlacie

decyduje kombinacja: **K4** stałe-max+śnieg+0,90·wiatr z lewej-wariant II

$$M = 0,00 \text{ kNm}, \quad N = 1,55 \text{ kN}$$

$$f_{m,y,d} = 14,77 \text{ MPa}, \quad f_{c,0,d} = 12,92 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{m,y,d} = 0,02 \text{ MPa}, \quad \sigma_{c,0,d} = 0,20 \text{ MPa}$$

$$(\sigma_{c,0,d}/f_{c,0,d})^2 + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 0,002 < 1$$

Maksymalne ugięcie krokwi

decyduje kombinacja: **K2** stałe-max+śnieg

$$u_{fin} = 2,16 \text{ mm} < u_{net,fin} = l / 200 = 2189 / 200 = 10,95 \text{ mm}$$

Maksymalne ugięcie wspornika krokwi

decyduje kombinacja: **K2** stałe-max+śnieg

$$u_{fin} = 0,21 \text{ mm} < u_{net,fin} = 2 \cdot l / 200 = 2 \cdot 67 / 200 = 0,67 \text{ mm}$$

**Krokiew prawa 7/15 cm** (zaciosy: murlata - 3 cm)

Smukłość

$$\lambda_y = 61,1 < 150$$

$$\lambda_z = 0,0 < 150$$

Maksymalne siły i naprężenia w przęśle

decyduje kombinacja: **K11** stałe-max+wiatr z prawej+0,90·śnieg

$$M = 0,13 \text{ kNm}, \quad N = 1,31 \text{ kN}$$

$$f_{m,y,d} = 16,62 \text{ MPa}, \quad f_{c,0,d} = 14,54 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{m,y,d} = 0,53 \text{ MPa}, \quad \sigma_{c,0,d} = 0,14 \text{ MPa}$$

$$k_{c,y} = 0,699$$

$$\sigma_{c,0,d}/(k_{c,y} \cdot f_{c,0,d}) + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 0,046 < 1$$

$$(\sigma_{c,0,d}/f_{c,0,d})^2 + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 0,023 < 1$$

Maksymalne siły i naprężenia na podporze - murlacie

decyduje kombinacja: **K11** stałe-max+wiatr z prawej+0,90·śnieg

$$M = 0,00 \text{ kNm}, \quad N = 1,56 \text{ kN}$$

$$f_{m,y,d} = 11,08 \text{ MPa}, \quad f_{c,0,d} = 9,69 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{m,y,d} = 0,02 \text{ MPa}, \quad \sigma_{c,0,d} = 0,21 \text{ MPa}$$

$$(\sigma_{c,0,d}/f_{c,0,d})^2 + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 0,002 < 1$$

Maksymalne ugięcie krokwi

decyduje kombinacja: **K10** stałe-max+wiatr z prawej

$$u_{fin} = 0,09 \text{ mm} < u_{net,fin} = l / 200 = 1120 / 200 = 5,60 \text{ mm}$$

Maksymalne ugięcie wspornika krokwi

decyduje kombinacja: **K10** stałe-max+wiatr z prawej

$$u_{fin} = 0,02 \text{ mm} < u_{net,fin} = 2 \cdot l / 200 = 2 \cdot 80 / 200 = 0,80 \text{ mm}$$

**Murlata 12/12 cm**

Ekstremalne obciążenia obliczeniowe

$$q_{z,max} = 2,22 \text{ kN/m}, \quad q_{y,max} = 1,25 \text{ kN/m}$$

$$q_{z,min} = -0,04 \text{ kN/m} \text{ (odrywanie)}$$

Maksymalne siły i naprężenia

decyduje kombinacja: **K5** stałe-max+śnieg+0,90·wiatr z prawej

$$M_z = 0,30 \text{ kNm}$$

$$f_{m,z,d} = 14,77 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{m,z,d} = 1,047 \text{ MPa}$$

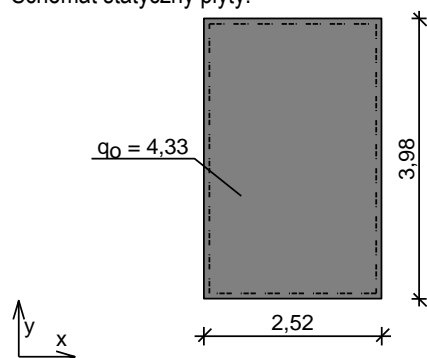
$$\sigma_{m,z,d}/f_{m,z,d} = 0,071 < 1$$

## 2. PŁYTA STROPU.

Zestawienie obciążeń rozłożonych [kN/m<sup>2</sup>]:

Lp.	Opis obciążenia	Obc.char.	$\gamma_f$	$k_d$	Obc.obl.
1.	Wełna mineralna w płytach półtwardych grub. 15 cm [1,0kN/m <sup>3</sup> ·0,15m]	0,15	1,20	--	0,18
2.	Paroizolacja	0,02	1,20	--	0,02
3.	Płyta żelbetowa grub. 15 cm	3,75	1,10	--	4,13
$\Sigma$ :		3,92	1,10		4,33

Schemat statyczny płyty:



Rozpiętość obliczeniowa płyty  $l_{eff,x} = 2,52$  m

Rozpiętość obliczeniowa płyty  $l_{eff,y} = 3,98$  m

### Wyniki obliczeń statycznych:

Kierunek x:

Moment przęsłowy obliczeniowy  $M_{Sdx} = 2,11$  kNm/m

Moment przęsłowy charakterystyczny  $M_{Skx} = 1,91$  kNm/m

Moment przęsłowy charakterystyczny długotrwały  $M_{Skx,lt} = 1,91$  kNm/m

Maksymalne oddziaływanie podporowe  $Q_{ox,max} = 5,45$  kN/m

Zastępcze oddziaływanie podporowe  $Q_{ox} = 4,53$  kN/m

Kierunek y:

Moment przęsłowy obliczeniowy  $M_{Sdy} = 0,85$  kNm/m

Moment przęsłowy charakterystyczny  $M_{Sdy} = 0,77$  kNm/m

Moment przęsłowy charakterystyczny długotrwały  $M_{Sdy,lt} = 0,77$  kNm/m

Maksymalne oddziaływanie podporowe  $Q_{oy,max} = 5,45$  kN/m

Zastępcze oddziaływanie podporowe  $Q_{oy} = 3,41$  kN/m

### Dane materiałowe :

**Grubość płyty 15,0 cm**

Klasa betonu **B37 (C30/37)** →  $f_{cd} = 20,00$  MPa,  $f_{ctd} = 1,33$  MPa,  $E_{cm} = 32,0$  GPa

Ciężar objętościowy betonu  $\rho = 25$  kN/m<sup>3</sup>

Wilgotność środowiska  $RH = 50\%$

Wiek betonu w chwili obciążenia 28 dni

Współczynnik pełzania (obliczono)  $\phi = 2,47$

Stal zbrojeniowa **A-III (34GS)** →  $f_{yk} = 410$  MPa,  $f_{yd} = 350$  MPa,  $f_{tk} = 500$  MPa

Otulinie zbrojenia przęsłowego w kierunku x  $c_{nom,x} = 45$  mm

Otulinie zbrojenia przęsłowego w kierunku y  $c_{nom,y} = 51$  mm

### Założenia obliczeniowe :

Sytuacja obliczeniowa: trwała

Graniczna szerokość rys  $w_{lim} = 0,3$  mm

Graniczne ugięcie  $a_{lim} = l_{eff}/200$  - jak dla stropów (tablica 8)

### Wymiarowanie wg PN-B-03264:2002 (metoda uproszczona):

Kierunek x:

Przęsło:

Zbrojenie potrzebne  $A_s = 1,88 \text{ cm}^2/\text{mb}$ . Przyjęto  $\phi 6$  co **15,0 cm** o  $A_s = 1,88 \text{ cm}^2/\text{mb}$  ( $\rho = 0,18\%$ )

Szerokość rys prostopadłych:  $w_{kx} = 0,000 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$

Maksymalne ugięcie:  $a_x(M_{Skx,It}) = 0,48 \text{ mm}$

Kierunek y:

Przęsło:

Zbrojenie potrzebne  $A_s = 1,77 \text{ cm}^2/\text{mb}$ . Przyjęto  $\phi 6$  co **15,0 cm** o  $A_s = 1,88 \text{ cm}^2/\text{mb}$  ( $\rho = 0,20\%$ )

Szerokość rys prostopadłych:  $w_{ky} = 0,000 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$

Maksymalne ugięcie:  $a_y(M_{Sky,It}) = 0,48 \text{ mm}$

Ugięcie całkowite płyty:

Maksymalne ugięcie od  $M_{Sk,It}$ :  $a(M_{Sk,It}) = 0,48 \text{ mm} < a_{lim} = 12,60 \text{ mm}$

### 3. DOBÓR PALI SKRZYNKOWYCH.

**Dane :**

**Pale :** rura stalowa tymczasowa  $\phi 406\text{mm}$

**rodzaj:** stalowe z profili  
**wykonanie:** wwibrowywane  
**przekrój pala:** kołowy, o średnicy 40,60 (cm)  
**długość pala:** 4,50 (m) od poziomu 0,90 (m)  
**typ głowicy:** swobodna  
**układ pali:** 4 pale w układzie prostokątnym,  
wzdłuż osi X : rzędy co 3,00 (m) powtórzone 1 raz  
wzdłuż osi Y : rzędy co 1,60 (m) powtórzone 1 raz  
**Podłoże gruntowe:** woda gruntowa poniżej poziomu 0,00 (m)  
brak warstw osiadających

Układ warstw :

Rodzaj gruntu	Ip/I <sub>L</sub>	w <sub>n</sub> [%]	z [m]	g [kN/m <sup>3</sup> ]	t [kN/m <sup>2</sup> ]	q [kN/m <sup>2</sup> ]
Nasyp niebudowlany	0,20	15,00	1,10	19,00	0,00	0,00
Piasek drobny	0,27	28,00	0,00	18,50	26,85	1373,08
Piasek drobny	0,39	24,00	-1,20	19,00	36,47	1835,29
Piasek drobny	0,48	24,00	-2,80	19,00	44,68	2113,24
Piasek drobny	0,39	24,00	-4,20	19,00	36,47	1835,29

Do obliczeń przyjęto warstwę zastępczą o poziomie stropu **z0 = 0,76 (m)**

**Nośność pojedynczego pala:**

Wytrzymałości gruntu na pobocznicy pala wciskanego

Rodzaj gruntu	z <sub>sr</sub> [m]	h [m]	S <sub>si</sub>	t <sub>j</sub> [kN/m <sup>2</sup> ]	N <sub>si</sub> [kN]
Nasyp niebudowlany	0,45	0,90	0,70	0,00	0,00
Piasek drobny	-0,60	1,20	0,70	7,28	7,02
Piasek drobny	-2,00	1,60	0,70	20,10	25,85
Piasek drobny	-3,20	0,80	0,70	35,35	22,72

Wytrzymałości gruntu pod podstawą pala :

$$q = 913,73 \text{ (kN/m}^2\text{)} / S_{pi} = 1,00/$$

Nośność pala obciążonego siłą pionową

**Nośność N<sub>t</sub>** (w gruncie nośnym)

$$162,06 \text{ (kN)} \quad (N_p = 106,46, N_s = 55,59)$$

**Nośność N<sub>w</sub>**

$$- 35,76 \text{ (kN)}$$

Nośność pala obciążonego siłą poziomą

wysokość zaczepienia siły nad poz. terenu

$$h_H = 0,25 \text{ (m)}$$

obliczeniowy poziom terenu:	$z_0 = 0,65 \text{ (m)}$
współczynnik podatności bocznej gruntu	$k_x = 16537,61 \text{ (kN/m}^2\text{)}$
zagłębienie pala w gruncie	$h = 4,25 \text{ (m)}$
zagłębienie sprężyste pala	$h_s = 3,68 \text{ (m)}$
pal sztywny ( $h \geq 1,5 \cdot h_s$ ), <b>nośność</b>	<b><math>H_r = 72,21 \text{ (kN)}</math></b>
<b>moment <math>M_{\max}</math> od siły poziomej 100 kN</b>	<b><math>172,22 \text{ (kN}\cdot\text{m)}</math></b>

#### Przemieszczenia pojedynczego pala:

<u>Parametry:</u>	moduł średni odczt. gruntu $E_0$	$= 25564,64 \text{ (kN/m}^2\text{)}$
	moduł ścisłości pala $E_t$	$= 200000000,00 \text{ (kN/m}^2\text{)}$
	moduł odczt. w podstawie $E_b$	$= 44515,71 \text{ (kN/m}^2\text{)}$
	poziom warstw nieodczt. $z_s$	$= -36,00 \text{ (m)}$
	obliczenia dla pala z warstwą mniej ścisłą w poziomie podstawy	
	$l_{ok} (h/D, K_a) = l_{ok} (8,87, 197,11)$	$= 1,61$
	$R_A$	$= 0,03$
	$R_h$	$= 0,89$

<b>osiadanie <math>s</math> dla <math>Q_n=1\ 000 \text{ kN}</math> :</b>	<b><math>15,7 \text{ (mm)}</math></b>
(bez uwzględniania tarcia negatywnego i ciężaru własnego)	
<b>przemieszczenie <math>y_0</math> dla <math>H_n = 100 \text{ kN}</math> :</b>	<b><math>6,5 \text{ (mm)}</math></b>

#### Nośność fundamentu palowego:

Liczba pali:	$n = 4$	współczynnik korekc.	$m = 0,90$
Najmniejsza odległość pali		$r = 1,60 \text{ (m)}$	
Zasięg strefy naprężeń wokół pala :			
wciskanego	$R = 0,56 \text{ (m)}$	$m_1 = 1,00$	
wyciąganego	$R_w = 0,65 \text{ (m)}$	$m_1 = 1,00$	
Nośność obliczeniowa pala (w grupie)			
wciskanego	$Q_r = 0,90 \cdot (1,00 \cdot 55,59 + 106,46) = 145,83 \text{ (kN)}$		
wyciąganego	$Q_{rw} = -0,90 \cdot 1,00 \cdot 35,76 = -32,17 \text{ (kN)}$		
Ciężar obliczeniowy pala z uwzględnieniem wyporu wody:	$G_p = 44,01 \text{ (kN)}$		

#### Dopuszczalne pionowe obciążenie obliczeniowe przekazywane na pal:

<b>wciskany</b>	<b><math>P_{\max} = 101,83 \text{ (kN)}</math></b>
<b>wyciągany</b>	<b><math>P_{\min} = -76,18 \text{ (kN)}</math></b>

#### Kombinacje obciążeń:

Nr	Typ	$Q \text{ [kN]}$	$M_x \text{ [kN}\cdot\text{m]}$	$M_y \text{ [kN}\cdot\text{m]}$
1	SGN	400,00	0,00	0,00

Punkt obciążenia układu:	$x = 1,50 \text{ (m)},$	$y = 0,80 \text{ (m)}$
Środek ciężkości układu:	$x = 1,50 \text{ (m)},$	$y = 0,80 \text{ (m)}$
Punkt sugerowany:	$x = 1,50 \text{ (m)},$	$y = 0,80 \text{ (m)}$

#### Wartości ekstremalne:

Kombinacja SGN nr 1:

$Q_{\max}$	$= 100,00 \text{ (kN)}$	(pal nr 1)
$Q_{\max}/Q_{\min}$	$= 1,00$	(pal nr 1)

Największa siła pionowa	<b><math>Q_{\max} = 100,00 \text{ (kN)}</math></b> (dopuszczalna: 101,83 (kN))
Największy stosunek	<b><math>Q_{\max}/Q_{\min} = 1,00</math></b>

Wymagana dla nośności długość pała 4,45 (m) < L = 5,0 (m)

Warunek nośności jest spełniony.

## II. OBLICZENIA STATYCZNE – WIATA

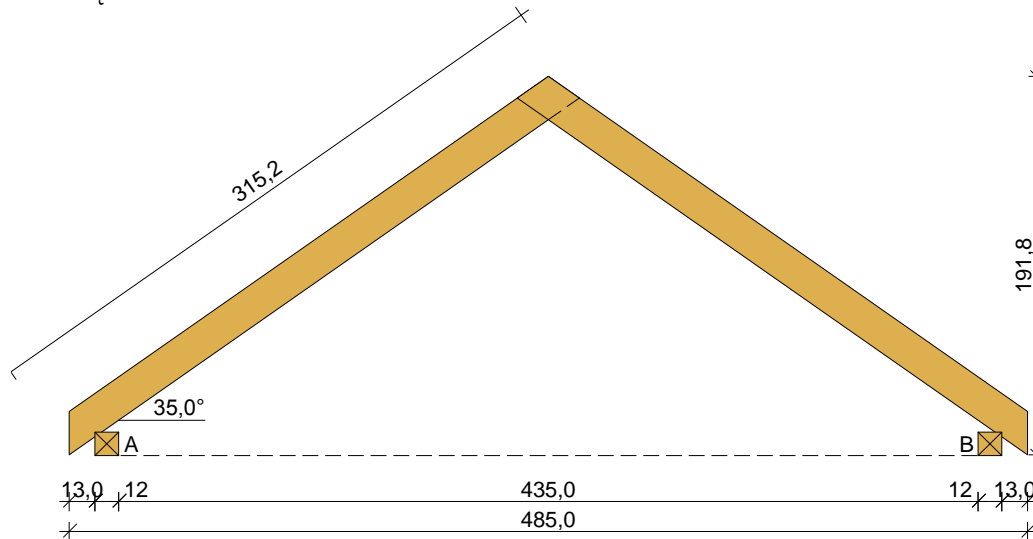
### 1. WIĘŻBA DACHOWA.

Zestawienie obciążeń stałych na dach budynku wiaty

Rodzaj obciążenia:	war. char.	wsp.	war. obl.
	kN/m <sup>2</sup>	$\gamma_f$	kN/m <sup>2</sup>
<b>Obciążenia stałe:</b>			
Okladzina drewniana z desek 145x24 mm, modrzew syberyjski	0,180	1,200	0,216
Papa termozgrzewalna	0,020	1,200	0,024
Papa podkładowa	0,020	1,200	0,024
Wodoodporne płyty OSB 18 mm	0,115	1,200	0,138
Krokiew 10x18 cm co 130 cm	0,099	1,100	0,094
Okladzina drewniana z desek 145x24 mm, modrzew syberyjski	0,180	1,200	0,216
<b>RAZEM:</b>	<b>0,614</b>	<b>1,183</b>	<b>0,726</b>

#### DANE:

Szkic więzara



#### Geometria ustroju:

Kąt nachylenia połaci dachowej  $\alpha = 35,0^\circ$

Rozpiętość więzara  $l = 4,85$  m

Rozstaw murlat w świetle  $l_s = 4,35$  m

Rozstaw wiązarów  $a = 1,45$  m

Odległość między usztywnieniami bocznymi krokwi = 0,50 m

Rozstaw podparć murlaty  $l_{mo} = 1,50$  m

#### Dane materiałowe:

- krokiew 10/18 cm (zaciosy: murlata - 3 cm) z drewna C27



**Obciążenia** (wartości charakterystyczne):

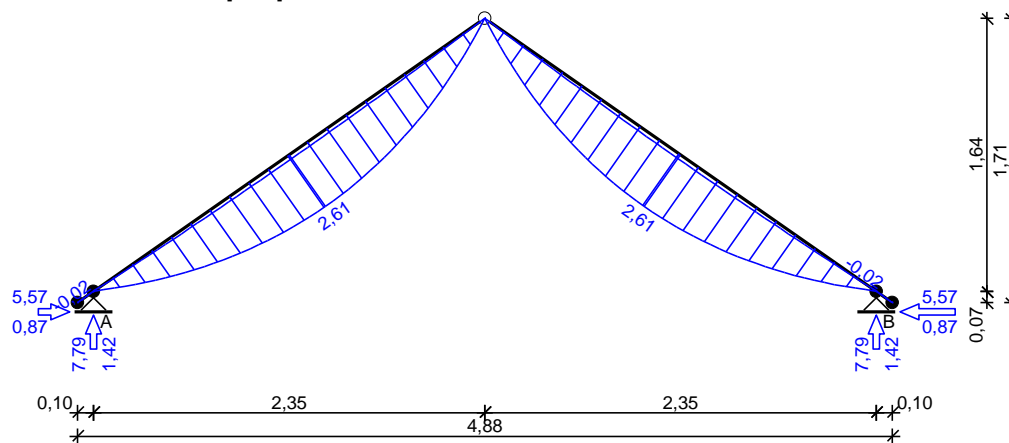
- pokrycie dachu :  $g_k = 0,62 \text{ kN/m}^2$
- obciążenie śniegiem (wg PN-80/B-02010/Az1/Z1-1: połac bardziej obciążona, strefa 2, nachylenie połaci 35,0 st.):
  - na połaci lewej  $s_{kl} = 0,90 \text{ kN/m}^2$
  - na połaci prawej  $s_{kp} = 0,60 \text{ kN/m}^2$
- obciążenie śniegiem traktuje się jako obciążenie średniotrwale
- obciążenie wiatrem (wg PN-B-02011:1977/Az1:2009/Z1-3: strefa II, teren A, wys. budynku  $z = 4,6 \text{ m}$ ):
  - na połaci nawietrznej  $p_{kl I} = -0,12 \text{ kN/m}^2$
  - na połaci nawietrznej  $p_{kl II} = 0,18 \text{ kN/m}^2$
  - na połaci zawietrznej  $p_{kp} = -0,22 \text{ kN/m}^2$
- obciążenie ociepleniem dolnego odcinka krokwi  $g_{kk} = 0,00 \text{ kN/m}^2$

**Założenia obliczeniowe:**

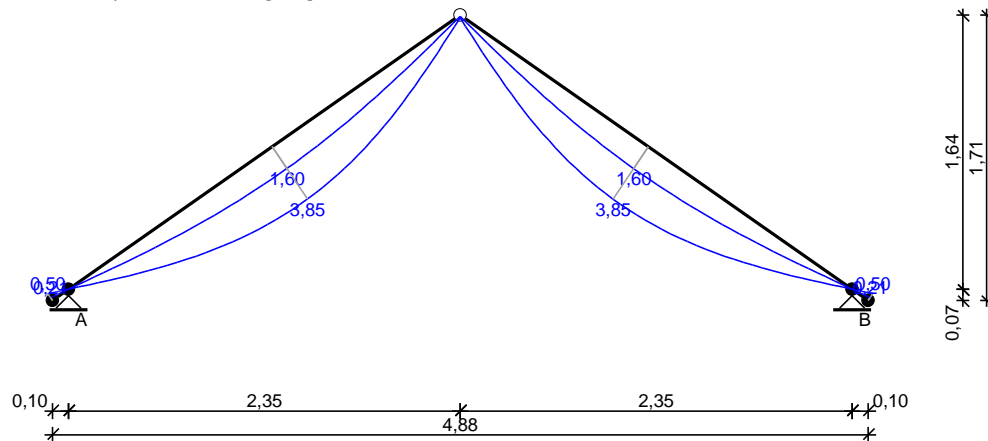
- klasa użytkowania konstrukcji: 2

**WYNIKI:**

Obwiednia momentów [kNm]:



Obwiednia przemieszczeń [mm]:



Ekstremalne reakcje podporowe:

węzeł (podpora)	V [kN]	H [kN]	kombinacja
2 (A)	7,79	4,23	K4: stale-max+śnieg+0,90-wiatr z lewej-wariant II
	7,24	5,57	K6: stale-max+śnieg+0,90-wiatr z prawej-wariant II
4 (B)	7,79	-4,23	K11: stale-max+śnieg-wariant II+0,90-wiatr z prawej-wariant II
	7,24	-5,57	K9: stale-max+śnieg-wariant II+0,90-wiatr z lewej-wariant II

**Wymiarowanie wg PN-B-03150:2000**

drewno lite iglaste wg PN-EN 338:2004, klasa wytrzymałości **C27**

→  $f_{m,k} = 27 \text{ MPa}$ ,  $f_{t,0,k} = 16 \text{ MPa}$ ,  $f_{c,0,k} = 22 \text{ MPa}$ ,  $f_{v,k} = 2,8 \text{ MPa}$ ,  $E_{0,mean} = 11,5 \text{ GPa}$ ,  $\rho_k = 370 \text{ kg/m}^3$

**Krokiew 10/18 cm** (zaciosy: murlata - 3 cm)

Smukłość

$$\lambda_y = 88,2 < 150$$

$$\lambda_z = 17,3 < 150$$

Maksymalne siły i naprężenia w prześle

decyduje kombinacja: **K22** stałe-max+wiatr z prawej-wariant II+0,90·śnieg

$$M = 2,11 \text{ kNm}, \quad N = 5,16 \text{ kN}$$

$$f_{m,y,d} = 12,46 \text{ MPa}, \quad f_{c,0,d} = 10,15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{m,y,d} = 3,90 \text{ MPa}, \quad \sigma_{c,0,d} = 0,29 \text{ MPa}$$

$$k_{c,y} = 0,388$$

$$\sigma_{c,0,d}/(k_{c,y} \cdot f_{c,0,d}) + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 0,386 < 1$$

$$(\sigma_{c,0,d}/f_{c,0,d})^2 + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 0,220 < 1$$

Maksymalne siły i naprężenia na podporze - murlacie

decyduje kombinacja: **K4** stałe-max+śnieg+0,90·wiatr z lewej-wariant II

$$M = -0,02 \text{ kNm}, \quad N = 7,75 \text{ kN}$$

$$f_{m,y,d} = 16,62 \text{ MPa}, \quad f_{c,0,d} = 13,54 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{m,y,d} = 0,05 \text{ MPa}, \quad \sigma_{c,0,d} = 0,52 \text{ MPa}$$

$$(\sigma_{c,0,d}/f_{c,0,d})^2 + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 0,004 < 1$$

Maksymalne ugięcie krokwi

decyduje kombinacja: **K2** stałe-max+śnieg

$$u_{fin} = 3,85 \text{ mm} < u_{net,fin} = l / 200 = 2865 / 200 = 14,32 \text{ mm}$$

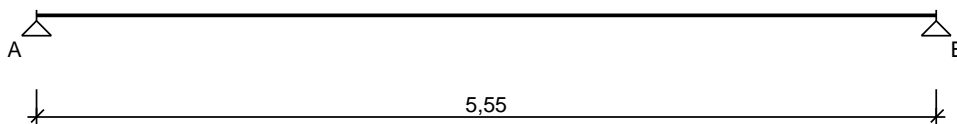
Maksymalne ugięcie wspornika krokwi

decyduje kombinacja: **K2** stałe-max+śnieg

$$u_{fin} = 0,50 \text{ mm} < u_{net,fin} = 2 \cdot l / 200 = 2 \cdot 117 / 200 = 1,17 \text{ mm}$$

## 2. BELKA DREWNIANA W OSIACH 1 I 2.

### SCHEMAT BELKI



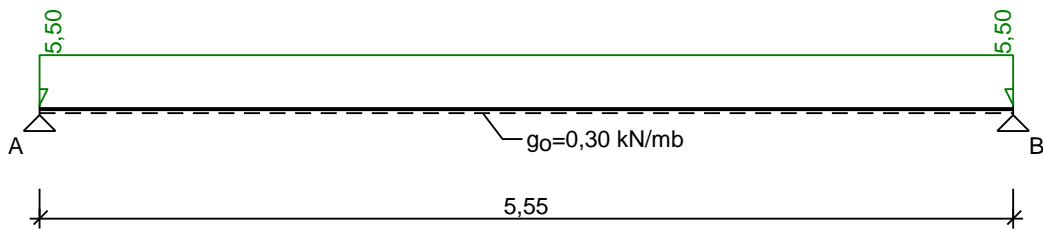
Parametry belki:

- klasa użytkowania konstrukcji - 2
- współczynnik obciążenia dla ciężaru własnego belki  $\gamma_f = 1,10$
- brak stężeń bocznych na długości belki
- stosunek  $l_d/l = 1,00$
- obciążenie przyłożone na pasie ściskanym (górnym) belki
- ugięcie graniczne  $u_{net,fin} = l_o / 300$

### OBCIĄŻENIA OBLICZENIOWE BELKI

Przypadek **P1: Przypadek 1** ( $\gamma_f = 1,15$ , klasa trwania - stałe)

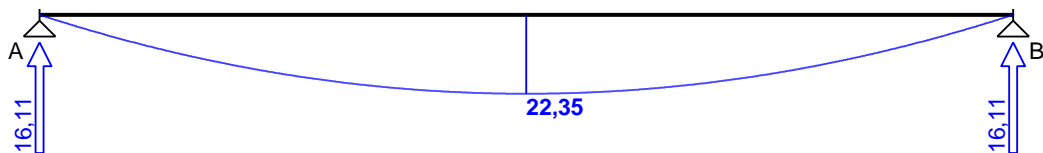
Schemat statyczny (ciężar belki uwzględniony automatycznie):



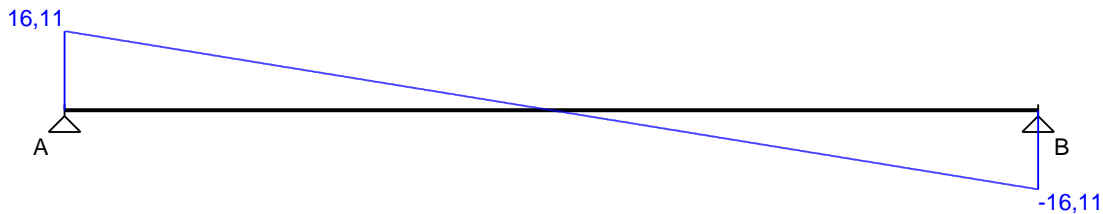
## WYKRESY SIŁ WEWNĘTRZNYCH

Przypadek **P1: Przypadek 1**

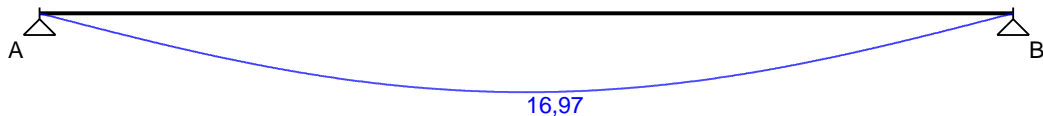
Momenty zginające [kNm]:



Siły poprzeczne [kN]:

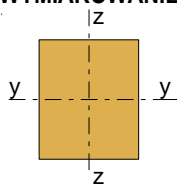


Ugięcia [mm]:



## WYNIKI OBLICZEŃ WYTRZYMAŁOŚCIOWYCH

### WYMIAROWANIE WG PN-B-03150:2000



Przekrój prostokątny **25 / 30 cm**

$$W_y = 3750 \text{ cm}^3, J_y = 56250 \text{ cm}^4, m = 27,8 \text{ kg/m}$$

drewno lite iglaste wg PN-EN 338:2004, klasa wytrzymałości **C27**

$$\rightarrow f_{m,k} = 27 \text{ MPa}, f_{t,0,k} = 16 \text{ MPa}, f_{c,0,k} = 22 \text{ MPa}, f_{v,k} = 2,8 \text{ MPa}, E_{90,\text{mean}} = 11,5 \text{ GPa}, \rho_k = 370 \text{ kg/m}^3$$

### Zginanie

Przekrój  $x = 2,77 \text{ m}$

Moment maksymalny  $M_{\text{max}} = 22,35 \text{ kNm}$

$$\sigma_{m,y,d} = 5,96 \text{ MPa}, f_{m,y,d} = 12,46 \text{ MPa}$$

Warunek nośności:

$$\sigma_{m,y,d} / f_{m,y,d} = 0,48 < 1$$

Warunek stateczności:

$$k_{\text{crit}} = 1,000$$

$$\sigma_{m,y,d} = 5,96 \text{ MPa} < k_{crit} \cdot f_{m,y,d} = 12,46 \text{ MPa}$$

#### Ścinanie

Przekrój  $x = 5,55 \text{ m}$

Maksymalna siła poprzeczna  $V_{max} = -16,11 \text{ kN}$

$$\tau_d = 0,32 \text{ MPa} < f_{v,d} = 1,29 \text{ MPa}$$

#### Docisk na podporze

Reakcja podporowa  $R_B = 16,11 \text{ kN}$

$a_p = 25,0 \text{ cm}$ ,  $k_{c,90} = 1,00$

$$\sigma_{c,90,y,d} = 0,26 \text{ MPa} < k_{c,90} \cdot f_{c,90,d} = 1,20 \text{ MPa}$$

#### Stan graniczny użytkowości

Przekrój  $x = 2,77 \text{ m}$

Ugięcie maksymalne  $u_{fin} = u_M + u_T = 17,92 \text{ mm}$

Ugięcie graniczne  $u_{net,fin} = l_o / 300 = 18,50 \text{ mm}$

$$u_{fin} = 17,92 \text{ mm} < u_{net,fin} = 18,50 \text{ mm}$$