

„ D A R T „ – s.c.
PRACOWNIA PROJEKTOWANIA I USŁUG BUDOWLANYCH
10 – 027 OLSZTYN ul. STARE MIASTO 22 ☎ + 48 89 605256764
e – mail : construction @ onet.eu

PRZEDMIOT OPRACOWANIA :

.....
PROJEKT BUDOWLANY KONSTRUKCJI BUDYNKU ZAPLECZA SOCJALNEGO
W RAMACH BUDOWY ZESPOŁU BOISK SPORTOWYCH „ ORLIK 2012 „
.....

ADRES : B I E S A L dz. nr. 42, 49/7, 59/2

.....
Inwestor : Gmina Gietrzwałd 11 – 0,36 Gietrzwałd ul. Olsztyńska 2

.....
Projektował : mgr inż. Zbigniew Wojtal ub. 213/76/OL

.....
Sprawdził : mgr inż. Zbigniew Dąbrowski ub. 62/86/OL
.....

OLSZTYN MARZEC 2011 r

AUTOR DOKUMENTACJI JEST CZŁONKIEM POLSKIEJ IZBY INŻYNIERÓW BUDOWNICTWA
NR EWID. NR WAM/BO/2968/O1

Opis konstrukcyjny

**- do projektu budowlanego konstrukcji wolnostojącego budynku zaplecza
socjalnego Zespołu Boisk Sportowych w Biesalu. (dz nr 42, 49/7, 59/2)**

1.0 Podstawa opracowania

- 1.1 Projekt architektoniczny obiektu opracowany przez mgr inż. arch. H. Brosz
- 1.2 Uzgodnienia międzybranżowe.
- 1.3 Normy i normatywy.
- 1.4 Zlecenie Inwestora.
- 1.5 Dokumentacja geotechniczna opracowana przez mgr T. Zaruckiego w marcu 2011 r.

Opis ogólny.

Projekt zawiera rozwiązania konstrukcyjne i rysunki poszczególnych elementów dla realizacji budowy wolnostojącego, parterowego budynku jednoraktowego zaplecza. Będzie to budynek parterowy bez podpiwniczenia. Dach, dwuspadowy o konstrukcji drewnianej, krokwiowej z centralną belką kalenicową pod pokrycie dachówką ceramiczną. Ściany nadziemne murowane z bloczków silikatowych ocieplone metodą lekką przez oklejenie styropianem. Posadowienie płaskie na ławach i stopach żelbetowych.

2.0 Opis szczegółowy.

2.1 Konstrukcja dachu.

Konstrukcja dachu drewniana, - krokwiowa, oparta dołem na murlatach zakotwionych w żelbetowych wieńcach, - górą na centralnej belce kalenicowej wspartej na drewnianych słupach. Dołem krokwie przewieszane dla stworzenia dużego okapu. Krokwie narożne wzmocnione. Pokrycie z dachówki ceramicznej na łątach drewnianych.

Elementy drewniane więźby łączyć należy zgodnie z normą i zasadami sztuki ciesielskiej.

Wszystkie elementy drewniane więźby przed wbudowaniem należy zaimpregnować środkami grzybobójczymi i ognioochronnymi przez kilkakrotne zanurzenie w roztworze np. Fobosu 2m, SOLTOXu lub FIRESTOPu.

W razie odstępstw od rozwiązań przyjętych w projekcie rozwiązanie zamienne uzgodnić z autorem dokumentacji.

2.2 Wieńce, podciąg i nadproża.

Na wszystkich ścianach, w poziomie posadzki na ścianach fundamentowych oraz w poziomie zwieńczenia ścian parteru pod oparcie murlaty zaprojektowano wieńce w formie żelbetowych ściągów (belek) - zbrojonych podłużnie z zachowaniem pełnych zakładów jak przy „czystym” rozciąganiu.

Zbrojenie podłużne 4 \varnothing 12 (A III) Strzemiona \varnothing 6 (STOS) co 30 cm. Łączenie prętów w różnych przekrojach $l_z = 50 \delta = 60 \text{ cm}$.

Wience ścian zewnętrznych - ocieplone przez oklejenie warstwą styropianu
Podciągi i nadproża spinające budynek, głównie w osiach nośnych ścian zaprojektowano w formie monolitycznej, wylewanej – w postaci żelbetowych belek z betonu B 20 zbrojonych stalą 34GS

Nadproża nadokienne z podwójnie zestawionych prefabrykowanych belek L – 19 o długościach dostosowanych do wielkości otworów. . Wszystkie te elementy muszą być dokładnie powiązane aby stworzyć przestrzenną sztywną siatkę konstrukcyjną.

Nadproża nad typowymi otworami drzwiowymi z belek prefabrykowanych typu L – 19 o długości i typie zbrojenia wg oznaczeń na rzutach konstrukcyjnych.

2.3 Ściany i słupy.

Ściany zewnętrzne zaprojektowano jako murowane o gr. 24 cm z bloczków wapienno – piaskowych na zaprawie wapienno cementowo-wapiennej $R_z = 30$ at.

Warstwę termoizolacyjną zaprojektowano ze styropianu lub wełny mineralnej. Dla usztywnienia nie powiązanych sztywnymi stropami ścian zewnętrznych zaprojektowano żelbetowe słupy i rdzenie.

Ściany fundamentowe , murowane, o gr. 25 cm z cegły pełnej kl. 15 na zaprawie cementowej, Alternatywnie murowane z bloczków betonowych.-

Słupki w osi środkowej zaprojektowano jako murowane o przekroju 24 x 24 cm z cegły pełnej na zaprawie cementowej zbrojone centralnie prętem # 16 (A – III) .

Słupki górą spięte żelbetowym wieńcem.

2.4 Fundamenty.

Zaprojektowano posadowienie na ławach i stopach fundamentowych

gr. 35 cm z betonu B 20 zbrojonych podłużnie 4 Ø 12 (34GS).

Strzemiona $\varnothing 6$ co 30 cm . Pod wszystkimi ławami przyjąć należy warstwę chudego betonu B 10 gr. 10 cm .

Pręty zbrojenia podłużnego łączyć w różnych przekrojach z zachowaniem zakładów jak przy rozciąganiu $l_z = 50\delta = 60$ cm .

Poziom posadowienia wg rzutu fundamentów.

Przed zabetonowaniem ław należy pamiętać:

- aby ułożyć tuleje na poziomy instalacyjne
- w oznaczonych miejscach w betonie osadzić pręty kotwiące zbrojenie rdzeni
- wyprowadzić uziomy powiązane z prętami podłużnymi zbrojenia.
- głębokość przemarzania w lokalizacji $h = 100$ cm.

3.0 Warunki posadowienia.

Przyjęto na podstawie dokumentacji geotechnicznej opracowanej dla potrzeb projektu w marcu 2011 r przez mgr T. Zaruckiego.

Na jej podstawie ustalono, że w miejscu lokalizacji budynku socjalnego na projektowanej rzędnej posadowienia tj. - 1.30 = 136,23 zalega warstwa piasków średnich o $I_d = 0,45$ stwarzając bardzo dobre warunki dla posadowienia bezpośredniego. Dla obliczeń przyjęto uśrednione wartości naprężeń dopuszczalnych $q_{\bar{m}} = 1,50$ MPa dla ław i 2.00 MPa dla stóp.

POZIOM PARTERU BUDYNKU

0.00 = 137.53 m.n.p.m

POZIOM POSADOWIENIA

- 1,30 m.p.p.p

*Minimalne zagłębienie fundamentów ze względu na głębokość przemarzania
 $h_{min} = 1,00$ m.p.p.t.
Przy braku ciągłości naturalnej warstwy nośnej nasyp budowlany do poziomu
posadowienia wykonać z gruntu żwirowego , rodzimego zagęszczonego do $I_s > 0,98$*

opracował: mgr inż. Zbigniew Wojtal.

OBLICZENIA STATYCZNE DO PROJEKTU BUDOWLANEGO

KONSTRUKCJI BUDYNKU ZAPLECZA SOCJALNEGO
ZESPOŁU BOISK SPORTOWYCH „ORLIK 2012” w Biesalu

1.0 Obciążenie stałe od pokrycia dachowego.

1.1. Ciężar

1.1.1. Obciążenie konstrukcją dachu.

Charakterystyczna wartość obciążenia:

$$Q_k = 1,66 \text{ kN/m}^2.$$

Obliczeniowe wartości obciążenia:

$$Q_{o1} = 1,98 \text{ kN/m}^2, \quad \square_{f1} = 1,19,$$

$$Q_{o2} = 1,49 \text{ kN/m}^2, \quad \square_{f2} = 0,90.$$

Składniki obciążenia:

Dachówka ceramiczna.

$$Q_k = 0,600 \text{ kN/m}^2 = 0,60 \text{ kN/m}^2.$$

$$Q_{o1} = 0,66 \text{ kN/m}^2, \quad \square_{f1} = 1,10,$$

$$Q_{o2} = 0,54 \text{ kN/m}^2, \quad \square_{f2} = 0,90.$$

Konstrukcja dachu

$$Q_k = 0,15 = 0,15 \text{ kN/m}^2.$$

$$Q_{o1} = 0,18 \text{ kN/m}^2, \quad \square_{f1} = 1,20,$$

$$Q_{o2} = 0,14 \text{ kN/m}^2, \quad \square_{f2} = 0,90.$$

deskowanie gr. 22 mm

$$Q_k = 6,0 \cdot 0,022 \cdot 2 = 0,26 \text{ kN/m}^2.$$

$$Q_{o1} = 0,31 \text{ kN/m}^2, \quad \square_{f1} = 1,20,$$

$$Q_{o2} = 0,23 \text{ kN/m}^2, \quad \square_{f2} = 0,90.$$

Papa + folia

$$Q_k = 11,0 \cdot 0,003 = 0,03 \text{ kN/m}^2.$$

$$Q_{o1} = 0,04 \text{ kN/m}^2, \quad \square_{f1} = 1,30,$$

$$Q_{o2} = 0,03 \text{ kN/m}^2, \quad \square_{f2} = 0,90.$$

Płyta GKF

$$Q_k = 16,0 \cdot 0,025 = 0,40 \text{ kN/m}^2.$$

$$Q_{o1} = 0,52 \text{ kN/m}^2, \quad \square_{f1} = 1,30,$$

$$Q_{o2} = 0,36 \text{ kN/m}^2, \quad \square_{f2} = 0,90.$$

Izolacja termiczna.

$$Q_k = 1,0 \cdot 0,22 = 0,22 \text{ kN/m}^2.$$

$$Q_{o1} = 0,26 \text{ kN/m}^2, \quad \square_{f1} = 1,20,$$

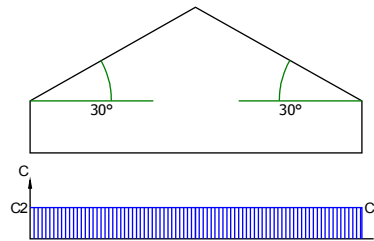
$$Q_{o2} = 0,20 \text{ kN/m}^2, \quad \square_{f2} = 0,90.$$

1.2. Śnieg.

1.2.1 Dachy dwuspadowe.

Obciążenie charakterystyczne śniegiem gruntu $q_k = 1,60 \text{ kN/m}^2$ przyjęto zgodnie ze zmianą do normy Az1, jak dla strefy IV.

Współczynnik kształtu $C = 0,8 \cdot (60-30)/30 = 0,80$ jak dla dachu dwuspadowego przy obciążeniu dla pokryć i płatwi.



Charakterystyczna wartość obciążenia śniegiem:

$$Q_k = 1,6 \text{ kN/m}^2 \cdot 0,8 \cdot (60 - 30) / 30 = 1,28 \text{ kN/m}^2.$$

Obliczeniowa wartość obciążenia śniegiem:

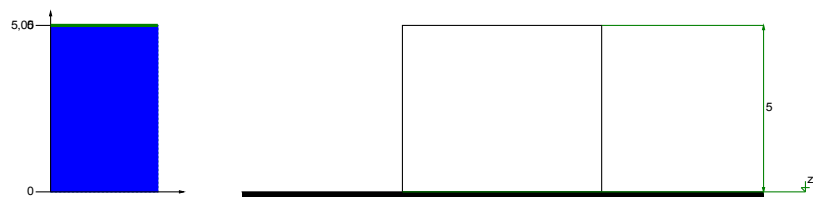
$$Q_o = 1,92 \text{ kN/m}^2, \quad \gamma_f = 1,50.$$

1.3. Wiatr

1.3.1. Dach dwuspadowy parcie .

Charakterystyczne ciśnienie prędkości wiatru $q_k = 0,25 \text{ kN/m}^2$ przyjęto jak dla strefy I .

Współczynnik ekspozycji $C_e = 1,00$ przyjęto jak dla terenu A i wysokości nad poziomem gruntu $z = 5,00 \text{ m}$. Ponieważ $H/L \square 2$ przyjęto stały po wysokości rozkład współczynnika ekspozycji C_e o wartości jak dla punktu najwyższego.

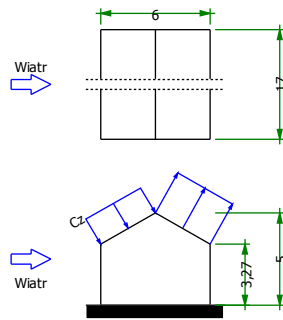


Współczynnik działania porywów wiatru $\square = 1,80$ przyjęto jak do obliczeń budowli niepodatnych na dynamiczne działanie wiatru (logarytmiczny dekrement tłumienia $\square = 0,20$; okres drgań własnych $T = 0,20 \text{ s}$).

Współczynnik aerodynamiczny C połaci zewnętrznej dachu dwuspadowego ($\square = 30^\circ$) wg wariantu II równy jest $C = C_z - C_w = 0,25$, gdzie:

$C_z = 0,25$ jest współczynnikiem ciśnienia zewnętrznego,

$C_w = 0,00$ jest współczynnikiem ciśnienia wewnętrznego.



Charakterystyczna wartość obciążenia wiatrem:

$$Q_k = 0,25 \text{ kN/m}^2 \cdot 1,00 \cdot (0,25 - 0,00) \cdot 1,8 = 0,11 \text{ kN/m}^2.$$

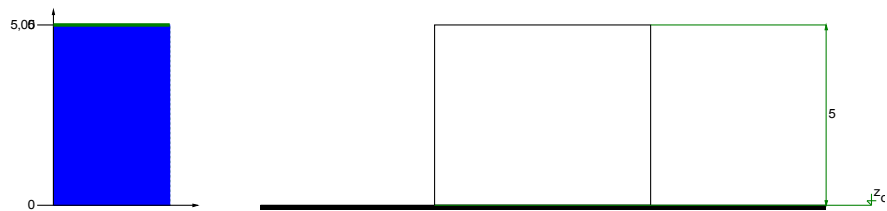
Obliczeniowa wartość obciążenia wiatrem:

$$Q_o = 0,14 \text{ kN/m}^2, \quad \gamma_f = 1,30.$$

Ssanie wiatru :

Charakterystyczne ciśnienie prędkości wiatru $q_k = 0,25 \text{ kN/m}^2$ przyjęto jak dla strefy I.

Współczynnik ekspozycji $C_e = 1,00$ przyjęto jak dla terenu A i wysokości nad poziomem gruntu $z = 5,00 \text{ m}$. Ponieważ $H/L \leq 2$ przyjęto stały po wysokości rozkład współczynnika ekspozycji C_e o wartości jak dla punktu najwyższego.

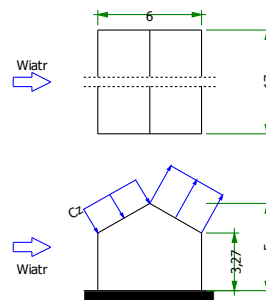


Współczynnik działania porywów wiatru $\beta = 1,80$ przyjęto jak do obliczeń budowli niepodatnych na dynamiczne działanie wiatru (logarytmiczny dekrement tłumienia $\Delta = 0,20$; okres drgań własnych $T = 0,20 \text{ s}$).

Współczynnik aerodynamiczny C połaci zawietrznej dachu dwuspadowego ($\alpha = 30^\circ$) wg wariantu II równy jest $C = C_z - C_w = -0,40$, gdzie:

$C_z = -0,40$ jest współczynnikiem ciśnienia zewnętrznego,

$C_w = 0,00$ jest współczynnikiem ciśnienia wewnętrznego.



Charakterystyczna wartość obciążenia wiatrem:

$$Q_k = 0,25 \text{ kN/m}^2 \cdot 1,00 \cdot (-0,40 - 0,00) \cdot 1,8 = -0,18 \text{ kN/m}^2.$$

Obliczeniowa wartość obciążenia wiatrem:

$$Q_o = -0,23 \text{ kN/m}^2, \quad \gamma_f = 1,30.$$

POZ. 1.4. Obliczenia (wymiarowanie) elementów konstrukcyjnych dachu – krokwie.

Obciążenie całkowite na belkę krokwi w rozstawie co 90 cm :

$$q = 0,90 * (1,19 + 1,92 + 0,14) = 0,90 * 3,25 = 2,95 \text{ kN/m}$$

$$M_{max} = 0,100 * 2,95 * 3,15^2 = 2,93 \text{ kNm}$$

- przyjęto wstępnie krokwie o przekroju 6 x 18 cm

$$W_x = (6 * 18^2) / 6 = 324 \text{ cm}^3$$

$$I_x = (6,0 * 18^3 / 12 = 2916 \text{ cm}^4$$

$$W_p = 2,93 / 324 = 90,30 < 130,00$$

Sprawdzenie ugięcia :

$$a = 5/48 * (2,93 * 10^2 * 3,15^2) / (9000 * 2916 * 1,20) = 0,96 \text{ cm} < 315/250 = 1,26 \text{ cm}$$

Przyjęty przekrój krokwi 6,0 x 18 cm jest wystarczający. (alternatywnie 7,2 / 16)
Przekrój spełnia również warunki ugięcia.

POZ. 1.4.1 Krokwie narożne..

Przyjęto konstrukcyjnie krokwie o przekroju 8 x 18 cm. (alternatywnie 8 x 16)

POZ. 1.5. Obliczenia (wymiarowanie) elementów konstrukcyjnych stropu poddasza.

Obciążenie całkowite na belkę kleszczy w rozstawie co 90 cm : (jak krokwie)

$$q = 0,90 * \{ (0,52 + 0,26) + 0,50 * 1,40 \} = 0,90 * 1,48 = 1,35 \text{ kN/m}$$

$$M_{max} = 0,125 * 1,35 * 2,70^2 = 1,23 \text{ kNm}$$

- przyjęto wstępnie krokwie o przekroju 4 x 16 cm

$$W_x = (4 * 16,0^2) / 6 = 171 \text{ cm}^3$$

$$I_x = (4,0 * 16,0^3 / 12 = 1365 \text{ cm}^4$$

$$W_p = 1,23 / 171 = 72,50 < 120,00$$

Sprawdzenie ugięcia :

$$a = 5/48 * (1,23 * 10^2 * 2,70^2) / (9000 * 1365 * 1,20) = 0,63 \text{ cm} < 270/250 = 1,08 \text{ cm}$$

POZ. 1.6. Obliczenia (wymiarowanie) elementów konstrukcyjnych dachu – belka kalenicowa.

Obciążenie całkowite na belkę kalenicową: $q = 3,25 * 3,15 * 2 * 0,50 = 10,50 \text{ kN/m}$

Rozpiętość z uwzględnieniem mieczy : $L = 2,70 - 2 * 0,60 = 1,50 \text{ m}.$

$$M_{max} = 0,100 * 10,50 * 1,50^2 = 2,65 \text{ kNm}$$

- przyjęto wstępnie belkę kalenicową o przekroju 12 x 12 cm

$$W_x = (12,0 \times 12,0^2) / 6 = 288 \text{ cm}^3$$

$$I_x = (12,0 \times 12,0^3) / 12 = 1728 \text{ cm}^4$$

$$W_p = 2,65 / 288 = 0,92 < 120,00$$

Sprawdzenie ugięcia :

$$a = 5/48 \times (2,65 \times 10^2 \times 1,50^2) / (9000 \times 1728 \times 1,20) = 0,33 \text{ cm} < 150/250 = 0,60 \text{ cm}$$

POZ. 1.6.1 Miecze

Przyjęto konstrukcyjnie z kantówki 12 x 12 cm o wysięgu $c = 60 \text{ cm}$.

POZ. 1.6.2 Słupki.

Przyjęto konstrukcyjnie z kantówki 12 x 12 cm w rozstawie $c = 270 \text{ cm}$.

Poz. 2.0 Podciągi i nadproża .

Poz. 2.1 Belki podciągów w osi słupów środkowych.

$$L = 2,70 \text{ m.}$$

Obciążenie od dolnej warstwy dachu :

$$1,48 \times 2,70 = 4,00 \text{ kN/mb}$$

Ciężar belki podciągu

$$0,25 \times 0,25 \times 25,00 \times 1,20 = 1,88 \text{ kN/mb}$$

$$M = 0,125 \times 2,70^2 \times 5,88 = 5,40 \text{ kNm}$$

$$R = 5,88 \times 2,70 \times 0,50 = 7,95 \text{ kN}$$

WYMIAROWANIE :

$b \times h = 24 \times 25 \text{ cm}$ Beton B20, Stal A-III

Otulinie obliczeniowe = 0,025 m, Maksymalny wymiar kruszywa = 0,016 m

Przyjęto konstrukcyjnie belkę ciągłą 25 x 25 cm zbrojoną jak wieniec górą i dołem po 2 # 12 (A – III) 34 GS.

Poz. 2.2 Belka nadprożowa nad wejściami drzwiowymi o $L = 1,00 \text{ m}$.

Przyjęto nadproże z dwóch belek prefabrykowanych typu L – 19. (2 L19/ 120)

Poz. 2.3 Belka nadprożowa nad wejściem do WC o $L = 1,10 \text{ m}$

Przyjęto nadproże z dwóch belek prefabrykowanych typu L – 19. (2 L19/ 150)

Poz. 2.4 Belka nadprożowa nad oknami o $L = 1.80 \text{ m}$.

Przyjęto nadproże z dwóch belek prefabrykowanych typu L – 19. (2 L19/ 210)

Poz. 2.5 Belka nadprożowa nad oknami o $L = 1,20$ m.

Przyjęto nadproże z dwóch belek prefabrykowanych typu L – 19. (2 L19/ 150)

Poz. 2.6 Belka podciągu żelbetowego w przejściu o $L = 2,45$ m.

$$L_t = 2,70 * 1,05 = 2,85 \text{ m}$$

Obciążenie od górnej warstwy dachu : $3,25 * (3,15 + 1,20) = 14,30 \text{ kN/m}$

Obciążenie od dolnej warstwy dachu : $1,48 * 2,70 * 0,50 = 2,00 \text{ kN/m}$

Ciężar belki podciągu $0,25 * 0,25 * 25,00 * 1,20 = 1,88 \text{ kN/m}$

$$M = 0,100 * 2,85^2 * 18,18 = 14,76 \text{ kNm} \quad R = 18,18 * 2,85 * 0,50 = 25,90 \text{ kN}$$

Przyjęto nadproże wylwane, żelbetowe w formie belki o przekroju 24×25 cm z betonu żwirowego B – 20 zbrojonej górą 2 # 12, dołem 3 # 12 (A – III) Strzemiona o 6 co 18 cm.

Poz. 3.0 Ściany i słupy .

Poz. 3.1 Ściany zewnętrzne.

Ściana zewnętrzna , nośna , o gr. 24 cm z bloczków silikatowych układanych na kleju lub zaprawie cementowo – wapiennej. Warstwa izolacyjna mocowana metodą lekką.

Poz. 3.2 Ściany wewnętrzne.

Ściany wewnętrzne o gr. 25 cm murowane z bloczków silikatowych.

Poz. 3.2.1 Filarki wewnętrzne . .

Murowane z cegły pełnej 25×25 cm na zaprawie cementowo-wapiennej zbrojone w środku prętem # 16 (A – III)

Poz. 3.2 Ściany fundamentowe.

Ściany fundamentowe o gr. 25 cm murowane z bloczków betonowych na zaprawie cementowej lub betonowe, wylwane z betonu B – 20

Poz. 3.3 Ścianki działowe

Ścianki murowane o gr. 12 cm z bloczków wapienno cementowych na zaprawie klejowej.

Poz. 4.0 Wieńce.

Ze względu na wysokość kondygnacji i brak sztywnego stropu wieńce w obiekcie spełniają ważną rolę. Zaprojektowano wieńce żelbetowe z betonu B – 20 o przekroju 24×25 cm zbrojone ciągle 4 # 12 (A – III) .

Poz. 4.1 Wieniec na ścianach fundamentowych w poziomie posadzki.

POZ. 5.0 Fundamentowanie

- warunki posadowienia z uwagi na kategorię konstrukcji obiektu przyjęto bez szczegółowej dokumentacji geotechnicznej. Do obliczeń przyjęto naprężenia dopuszczalne $q_{fm} = 1,50 \text{ MPa}$.

Parametry te należy potwierdzić po wykonaniu wykopu przy udziale geologa i fakt ten potwierdzić wpisem do dziennika budowy.

POZ. 5.1 ŁAWY FUNDAMENTOWE POD ŚCIANY ZEWNĘTRZNE NOŚNE .

- obciążenie ławą i naziomem $0,40 * 1,20 * 21,00 * 1,2 = 12,10 \text{ kN/mb}$
- obciążenie ścianą zewnętrzną $2,80 * 19,00 * 1,15 * 0,24 = 14,68 \text{ kN/mb}$
- obciążenie z dachu $= 14,50 \text{ kN/mb}$
- wieńce żelbetowe $0,24 * 0,25 * 25,00 * 2 * 1,1 = \frac{3,30 \text{ kN/mb}}{44,58 \text{ kN/mb}}$

szerokość fundamentu $B = 45,00 / 1,50 = 30,0 \text{ cm}$ przyjęto $B = 40,0 \text{ cm}$

Zbrojenie podłużne ciągłe 4 $\emptyset 12$ (A – III) ze strzemionami $\emptyset 6$ (A – 0) co 30 cm

POZ. 5.2 ŁAWY FUNDAMENTOWE POD ŚCIANY SZCZYTOWE .

- obciążenie ławą i naziomem $0,40 * 1,20 * 21,00 * 1,2 = 12,10 \text{ kN/mb}$
- obciążenie ścianą zewnętrzną $4,70 * 19,00 * 1,15 * 0,24 = 24,65 \text{ kN/mb}$
- obciążenie z dachu $= (28,35 + 15,90) : 5,50 = 8,05 \text{ kN/mb}$
- wieńce żelbetowe $0,24 * 0,25 * 25,00 * 2 * 1,1 = \frac{3,30 \text{ kN/mb}}{48,10 \text{ kN/mb}}$

szerokość fundamentu $B = 48,500 / 1,50 = 33,00 \text{ cm}$ przyjęto $B = 40,0 \text{ cm}$

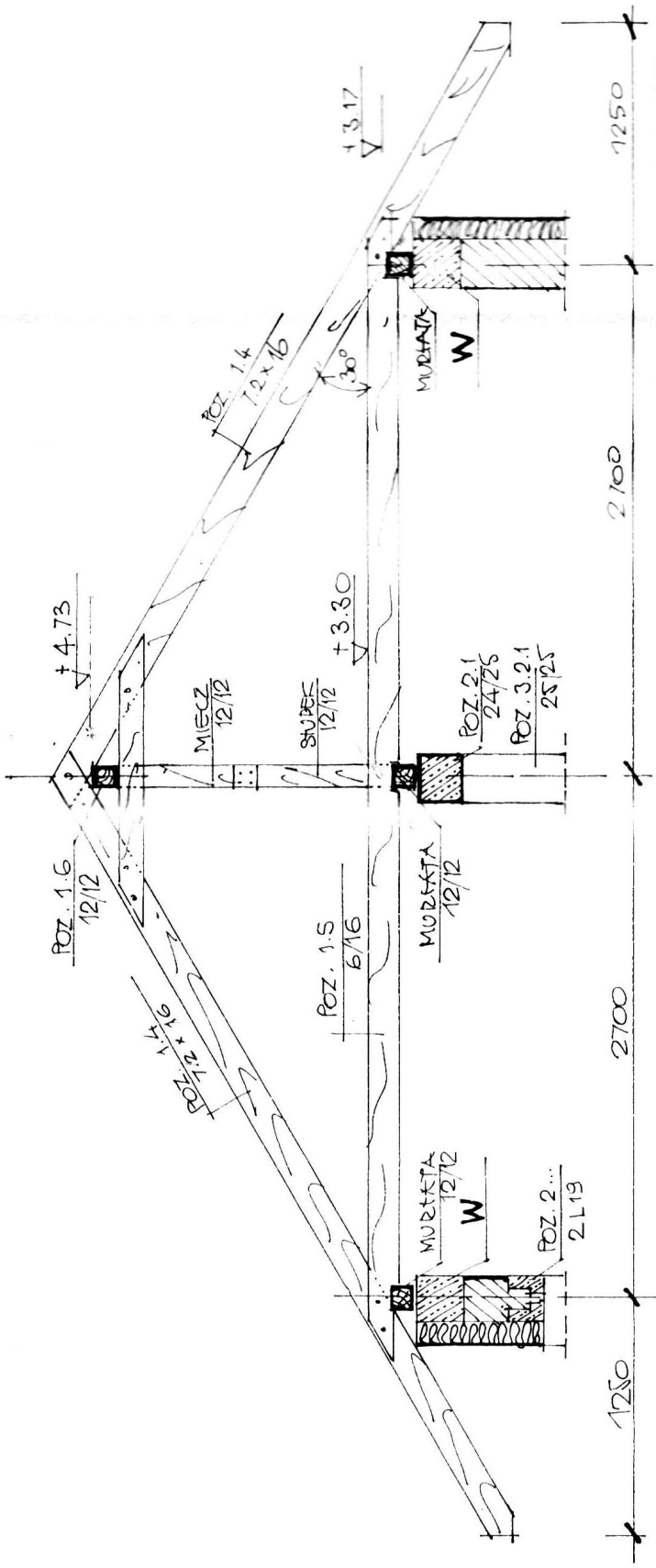
Przyjęto ławę j.w 40 x 35 z betonu B – 20 zbrojoną podłużne ciagle 4 Ø 12 (A – III)
ze strzemionami Ø 6 (A – 0) co 30 cm

POZ. 5.3 STOPY FUNDAMENTOWE POD FILARKI WEWNĘTRZNE. .

- obciążenie stopą i naziemem $0,5*0,50*21.00*1.2 = 6,30 \text{ kN}$
 - obciążenie słupem murowanym $0,25*0,25*2,80*19,0*1,20 = 4,00 \text{ kN}$
 - obciążenie z dachu $= 28,35 + 15,90 = 44,25 \text{ kN}$
- 54,55 kN**

Wymiary stopy $A = B = 55 : 1,80 = 55,0 \text{ cm}$ przyjęto stopę 55 x 55 x 35 cm

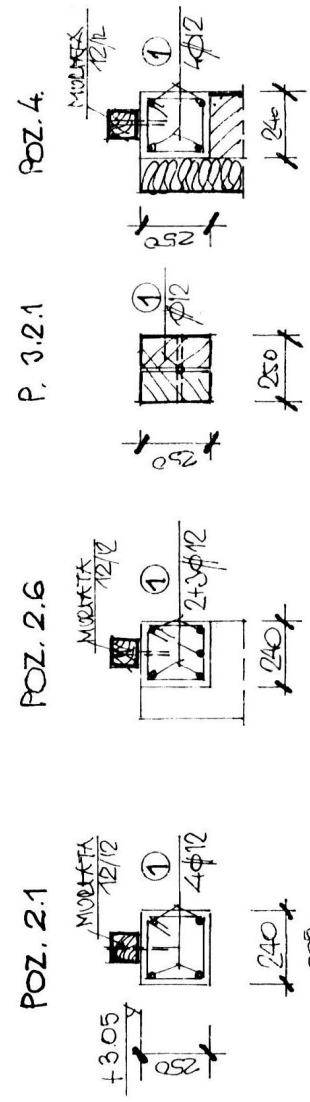
Opracował : mgr inż. Zbigniew Wojtal



DREWNO KONSTRUKCYJNE

LP	ELEMENT	rozmiar	liczba	long	obj
1	KROKIEW	7/2/16	48	44	2.43
2	KROKIEW WĄDROBIA	8/16	4	0.35	
3	MURKATA	12/12	21 = 4 + 18	0.66	
4	RĄBEŁKA	12/12	6	0.17	
5	STUPY	12/12	150	6	0.11
6	MIECZ	12/12	100	8	0.11
7	BEŁKI STROPU	6/16	600	17	0.98
8	BEŁKI SPOWA	6/16	300	6	0.18
RAZEM DREWNA (m ³)					~ 5.00 m ³

BETON B20
STAL - φ - STOS



STAL ZBROJENIOWA
 G1 = 275 KG.
 G2 = 56 KG.

① φ12 (AIII) Z = 4x4,1x700 = 308 wó
 ② φ6 (ST01) l = 0,900 w SZI 280

② φ6 ST05 w 15 = 25
 l = 500

PROJEKT
KONSTRUKCYJNY

NR BYS K-2
MIEJSCOWOŚĆ: ...

SPRACZCA: ...
DATA: ...

BIURO: ...