

PROJEKT BUDOWLANY

BRANŻA KONSTRUKCYJNA

nazwa inwestycji:

**BUDOWA BUDYNKU ZAPLECZA SOCJALNO-SZATNIOWEGO (kat. XVII)
wraz instalacjami: elektryczną, telekomunikacyjną, gazową,
wodociągową, kanalizacji sanitarnej, centralnego ogrzewania i ciepłej wody
oraz z układem komunikacji wewnętrznej**

miejsce realizacji inwestycji:

**m. Droginia [obręb 0004], działka nr 9/14
gmina Myślenice [jednostka ewidencyjna 120903_5],**

inwestor:

**GMINA MYŚLENICE
ul. Rynek 8/9, 32-400 Myślenice**

.....
projektant:

Myślenice, maj 2018 r.

ZAWARTOŚĆ OPRACOWANIA BRANŻY KONSTRUKCYJNEJ:

- Opis techniczny str. 080
- Rysunki (schematy statyczne)
 - o K-01 Schemat więźby dachowej str. 083
 - o K-02 Schemat poddasza str. 084
 - o K-03 Schemat parteru str. 085
 - o K-04 Schemat fundamentów str. 086
 - o K-05 Zestawienie więźby dachowej str. 087
- Obliczenia statyczno-wytrzymałościowe str. 089

OPIS TECHNICZNY

Projekt niniejszego obiektu budowlanego został sporządzony na podstawie zasad i wymagań dotyczących bezpieczeństwa, użyteczności i trwałości konstrukcji budowlanych zawartych w normach europejskich PN-EN, które posiadają status Polskich Norm nadany przez Polski Komitet Normalizacyjny (PKN).

Zgodnie z założeniami PN-EN:

- ustrój konstrukcyjny został dobrany, a projekt opracowany przez osoby o odpowiednich kwalifikacjach i doświadczeniu
- do wykonania obiektów należy użyć materiałów i wyrobów o odpowiednich aprobatkach technicznych
- roboty budowlane powinny być wykonane przez osoby o odpowiednich umiejętnościach
- w trakcie wykonywania obiektu należy zapewnić odpowiedni nadzór i kontrolę jakości wykonania
- użytkowanie konstrukcji powinno być zgodne z założeniami projektu.

Ustrój konstrukcyjny został tak zaprojektowany, aby zapewnić przestrzenną sztywność budynku i bezawaryjnie przenieść wszystkie możliwe kombinacje działających na nią obciążeń (wg obowiązujących wytycznych w chwili sporządzenia niniejszej dokumentacji). Główne elementy nośne konstrukcji zostały przeanalizowane i zwymiarowane na podstawie modeli obliczeniowych, odzwierciedlających ich rzeczywisty schemat pracy w ustroju konstrukcyjnym. Wybrane sytuacje obliczeniowe zostały tak dobrane, aby uwzględnić praktycznie wszystkie warunki, które mogą wystąpić w trakcie wykonania i użytkowania konstrukcji.

Konstrukcja została zaprojektowana w taki sposób, aby w zamierzonym okresie użytkowania, z należyтым poziomem niezawodności i bez nadmiernych kosztów przejmowała wszystkie oddziaływania i wpływy, których pojawienia się można oczekiwać podczas wykonania i eksploatacji oraz aby pozostała przydatna do spełniania przewidzianych funkcji.

W celu zapewnienia odpowiedniej trwałości konstrukcji w projekcie uwzględniono:

- zamierzone lub przewidywane użytkowanie konstrukcji
- wymagane przez inwestora kryteria projektowe
- warunki środowiskowe
- skład i właściwości materiałów budowlanych
- właściwości podłoża gruntowego
- rodzaj oraz kształt ustroju i elementów konstrukcyjnych
- należyтą jakość wykonania konstrukcji
- należyte utrzymanie obiektu w projektowanym okresie użytkowania.

Rodzaj budynku: **budynek zaplecza socjalno-szatniowego**

Rodzaj konstrukcji: **konstrukcja tradycyjna murowana, wzmocniona elementami żelbetowymi z więźbą o konstrukcji drewnianej**

Projektowy okres użytkowania: **50 lat**

Projekt konstrukcji opracowany został na podstawie projektu architektonicznego oraz projektów branżowych według aktualnego stanu wiedzy i praktyki.

Normy powołane:

PN-90/B-03000	Projekty budowlane. Obliczenia statyczne.
PN-EN 1990:2004	Podstawy projektowania konstrukcji. (Eurokod)
PN-EN 1991-1-1:2004	Oddziaływania na konstrukcje. Oddziaływania ogólne. (Eurokod) Ciężar objętościowy, ciężar własny, obciążenia użytkowe w budynkach.
PN-EN 1991-1-3:2005	Oddziaływania na konstrukcje. Oddziaływania ogólne. (Eurokod) Obciążenie śniegiem.
PN-EN 1991-1-4:2005	Oddziaływania na konstrukcje. Oddziaływania ogólne. (Eurokod) Obciążenie wiatrem.
PN-88/B-02014	Obciążenia budowli. Obciążenie gruntem.
PN-B-03264	Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone. Obliczenia statyczne i projektowanie.
PN-B-03150	Konstrukcje drewniane. Obliczenia statyczne i projektowanie.
PN-B-03002	Konstrukcje murowe niezbrojone. Projektowanie i obliczanie.
PN-76/B-03001	Konstrukcje i podłoża budowli. Ogólne zasady obliczeń.
PN-81/B03020	Grunty budowlane. Posadowienie bezpośrednie budowli. Obliczenia statyczne i projektowanie.
PN-B-01040	Rysunek konstrukcyjny budowlany. Zasady ogólne.

Do obliczeń sił wewnętrznych oraz wymiarowania przekrojów elementów nośnych zastosowano następujące programy komputerowe:

- Pakiet programów biura inżynierskiego SPECBUD, 44-100 Gliwice ul. Długa 21
- RM-WIN, RM-STAL, RM-ZELB, RM-DREW - firmy CADSYS z Opola, ul. Skrajna 12,

Elementy konstrukcyjne w obiekcie należy wykonać z następujących materiałów:

- beton konstrukcyjny - C20/25 (B25),
- zbrojenie główne - Stal A-IIIN (BSt500S),
- zbrojenie na ścinanie - Stal A-0 (St0S-b),
- elementy drewniane – drewno iglaste klasy C27.
- ściany murowane - Pustak POROTHERM P+W, klasy 15MPa

Opis konstrukcji:

Projektowane przedsięwzięcie obejmuje budowę parterowego budynku zaplecza socjalno-szatniowego. Przedmiotowy budynek o wymiarach zewnętrznych 10.05 x 18.10 m i wysokości całkowitej wynoszącej 7.745 m, został zaprojektowany jako tradycyjna konstrukcja murowana wykonana z pustaków ceramicznych POROTHERM P+W klasy 15 MPa (w części nadziemnej) oraz z betonu zbrojonego (w pozostałej części), wzmocnionej elementami żelbetowymi. Zaleca się wykonanie przeciwwilgociowej izolacji poziomej w postaci papy termozgrzewalnej na zagruntowanym podłożu. Jako konstrukcję nośną dachu przyjęto więźbę drewnianą z połączeniami ciesielskimi o schemacie krokwiowo-płatwiowo-jętkowym z rozstawem wiązarów co 80-90 cm. Przestrzenną

szttywność konstrukcji dachu zapewniają wzajemnie klinujące się połączenia dachowe dachu dwuspadowego symetrycznego. Jętki więźarów drewnianych przenoszą poziome siły rozporu z konstrukcji dachowej eliminując nadmierne odkształcenia ścian podpierających konstrukcję więźby. Ściany kondygnacji parteru i poddasza zaprojektowano jako murowane z pustaków ceramicznych POROTHEM P+W o grubości 25 cm, zwieńczonych po obwodzie wieńcami żelbetowymi. Przestrzenną sztywność budynku zapewniają żelbetowe wieńce oraz żelbetowe monolityczne stropy na każdej kondygnacji. Zaleca się wykonanie drenażu opaskowego przed wykonaniem wykopów fundamentowych aby napływająca woda nie pogorszyła parametrów nośnych warstw gruntu zalegającego pod fundamentem.

Uwagi dotyczące wykonawstwa i zabezpieczenia konstrukcji:

- Elementy żelbetowe należy wykonywać w sposób tradycyjny jako wylewane na mokro. Należy zwrócić uwagę na wylanie betonu podkładowego pod ławy fundamentowe, min. klasy C12/15 (B15) o grubości minimum 7 cm.
- Elementy drewniane należy zabezpieczyć środkami ogniochronnymi do stopnia trudnozapalności oraz zabezpieczyć powłokami malarskimi, przed działaniem wilgoci i korozji biologicznej.

Uwagi dotyczące lokalizacji i posadowienia budynku:

W związku z lokalizacją, budynek zalicza się do następujących stref oddziaływań środowiskowych:

- ze względu na **głębokość przemarzania gruntu: 1.00 m p.p.t.** (wg PN-81/B03020)
- ze względu na **obciążenie śniegiem: 3 strefa** wg (PN-EN 1991-1-3:2005)
- ze względu na **obciążenie wiatrem: 3 strefa** wg (PN-EN-1991-1-4:2005)
- geotechniczna kategoria obiektu: I

Projektowane ściany nośne należy posadowić zgodnie ze schematem fundamentów na ławach fundamentowych Bezpośrednio pod fundamentem należy położyć warstwę betonu podkładowego C12/15 (B15) o grubości minimum 7 cm. Wykopy fundamentowe powinny być wykonywane bez naruszenia struktury gruntów zalegających poniżej poziomu dna wykopu. W przypadku przekopania dna wykopu, rozluźnienia lub przemarznięcia, uszkodzony grunt należy wybrać i zastąpić odpowiednio zagęszczoną podsypką. W przypadku stwierdzenia przez osobę uprawnioną gorszych warunków posadowienia niż założono w projekcie należy wzmocnić podłoże gruntowe po konsultacji z geologiem i projektantem konstrukcji. Projektowany budynek należy posadowić, zwracając uwagę na zabezpieczenie fundamentów przed infiltracją wód opadowych, w związku z czym jego posadowienie należy zabezpieczyć odpowiednim drenażem opaskowym.

.....
podpis projektanta

Myślenice, maj 2018 r.

OBLICZENIA STATYCZNE I WYMIAROWANIE

0. OBCIĄŻENIA

OBCIĄŻENIA STAŁE

A1 - dach nieocieplony

Lp	Opis obciążenia	Obc. char. kN/m ²	γ_f	k_d	Obc. obl. kN/m ²
1.	Dachówka ceramiczna + łączenie	0,60	1,15	--	0,69
2.	Folia paroprzepuszczalna	0,02	1,15	--	0,02
3.	Folia paroizolacyjna	0,02	1,15	--	0,02
	Σ:	0,64	1,15	--	0,74

A2 - dach ocieplony

Lp	Opis obciążenia	Obc. char. kN/m ²	γ_f	k_d	Obc. obl. kN/m ²
1.	Dachówka ceramiczna + łączenie	0,60	1,15	--	0,69
2.	Folia paroprzepuszczalna	0,02	1,15	--	0,02
3.	Wełna mineralna ROCKWOOL TOPROCK 0,400kN/m3 grub. 26 cm [0,400kN/m3-0,26m]	0,10	1,15	--	0,11
4.	Folia paroizolacyjna	0,02	1,15	--	0,02
5.	Płyty G-K na konstrukcji stalowej	0,25	1,15	--	0,29
	Σ:	0,99	1,15	--	1,14

B1 - strop płaski poddasza

Lp	Opis obciążenia	Obc. char. kN/m ²	γ_f	k_d	Obc. obl. kN/m ²
1.	Sklejka grub. 2 cm [7,0kN/m3-0,02m]	0,14	1,15	--	0,16
2.	Folia paroprzepuszczalna	0,02	1,15	--	0,02
3.	ROCKWOOL TOPROCK 0,400kN/m3 grub. 26 cm [0,400kN/m3-0,26m]	0,10	1,15	--	0,11
4.	Folia paroizolacyjna	0,02	1,15	--	0,02
5.	Płyty G-K na ruszcie stalowym	0,25	1,15	--	0,29
	Σ:	0,53	1,15	--	0,61

D1 - strop nad parterem

Lp	Opis obciążenia	Obc. char. kN/m ²	γ_f	k_d	Obc. obl. kN/m ²
1.	Płytki kamionkowe grubości 10 mm na zaprawie cementowej 1:3 gr. 16-23 mm [0,440kN/m2]	0,44	1,15	--	0,51
2.	Beton zwykły na kruszywie kamiennym, zbrojony, niezagęszczony grub. 6 cm [24,0kN/m3-0,06m]	1,44	1,15	--	1,66
3.	Styropian grub. 5 cm [0,45kN/m3-0,05m]	0,02	1,15	--	0,02
4.	Folia paroizol. Antivil FI 140 OBR PR gr. 0.30 mm	0,00	1,15	--	0,00
5.	Beton zwykły na kruszywie kamiennym, zbrojony, zagęszczony grub. 12 cm [25,0kN/m3-0,12m]	3,00	1,15	--	3,45
6.	Warstwa cementowo-wapienna grub. 1,5 cm [19,0kN/m3-0,015m]	0,29	1,15	--	0,33
	Σ:	5,19	1,15	--	5,97

D2 - strop nad parterem (część szatniowa)

Lp	Opis obciążenia	Obc. char. kN/m ²	γ_f	k_d	Obc. obl. kN/m ²
1.	Sklejka grub. 2 cm [7,0kN/m3-0,02m]	0,14	1,15	--	0,16
2.	Styropian grub. 20 cm [0,45kN/m3-0,20m]	0,09	1,15	--	0,10
3.	Izolacje	0,02	1,15	--	0,02
4.	Beton zwykły na kruszywie kamiennym, zbrojony, zagęszczony grub. 12 cm [25,0kN/m3-0,12m]	3,00	1,15	--	3,45
5.	Warstwa cementowo-wapienna grub. 1,5 cm [19,0kN/m3-0,015m]	0,29	1,15	--	0,33
	Σ:	3,54	1,15	--	4,07

S1 - ściana zewnętrzna parteru i poddasza

Lp	Opis obciążenia	Obc. char. kN/m ²	γ_f	k_d	Obc. obl. kN/m ²
1.	Warstwa cementowo-wapienna grub. 0,5 cm [19,0kN/m3-0,005m]	0,10	1,15	--	0,11
2.	Styropian grub. 15 cm [0,45kN/m3-0,15m]	0,07	1,15	--	0,08
3.	Mur z pustaków POROTHERM P+W gr. 25cm	2,19	1,15	--	2,52
4.	Warstwa cementowo-wapienna grub. 1,5 cm [19,0kN/m3-0,015m]	0,29	1,15	--	0,33
	Σ:	2,65	1,15	--	3,05

S2- ściana fundamentowa

Lp	Opis obciążenia	Obc. char. kN/m ²	γ_f	k_d	Obc. obl. kN/m ²
1.	Folia kubełkowa GXP Plus 20	0,01	1,15	--	0,01
2.	Styropian grub. 10 cm [0,45kN/m3-0,10m]	0,05	1,15	--	0,06
3.	Lepik, papa grub. 0,5 cm [11,0kN/m3-0,005m]	0,06	1,15	--	0,07
4.	Izolacja	0,01	1,15	--	0,01
5.	Beton zwykły na kruszywie kamiennym, zbrojony, zagęszczony grub. 25 cm [25,0kN/m3-0,25m]	6,25	1,15	--	7,19
6.	Lepik, papa grub. 0,5 cm [11,0kN/m3-0,005m]	0,06	1,15	--	0,07
	Σ :	6,44	1,15	--	7,41

S3 - ściana wewnętrzna gr. 25cm

Lp	Opis obciążenia	Obc. char. kN/m ²	γ_f	k_d	Obc. obl. kN/m ²
1.	Warstwa cementowo-wapienna grub. 1,5 cm [19,0kN/m3-0,015m]	0,29	1,15	--	0,33
2.	Mur z pustaków POROTHERM P+W gr. 25cm	2,19	1,15	--	2,52
3.	Warstwa cementowo-wapienna grub. 1,5 cm [19,0kN/m3-0,015m]	0,29	1,15	--	0,33
	Σ :	2,77	1,15	--	3,19

S4 - ściana wewnętrzna nośna gr. 18.8cm

Lp	Opis obciążenia	Obc. char. kN/m ²	γ_f	k_d	Obc. obl. kN/m ²
1.	Warstwa cementowo-wapienna grub. 1,5 cm [19,0kN/m3-0,015m]	0,29	1,15	--	0,33
2.	Mur z pustaków POROTHERM P+W gr. 18.8cm	1,64	1,15	--	1,89
3.	Warstwa cementowo-wapienna grub. 1,5 cm [19,0kN/m3-0,015m]	0,29	1,15	--	0,33
	Σ :	2,22	1,15	--	2,55

OBCIĄŻENIA ZMIENNE**Obciążenie zmienne strop nad poddaszem**

Lp	Opis obciążenia	Obc. char. kN/m ²	γ_f	k_d	Obc. obl. kN/m ²
1.	Obciążenie zmienne (stropy poddaszy oraz stropodachów wentylowanych, w których ciężar pokrycia dachowego nie obciąża konstrukcji stropu z dostępem poprzez wyłaz rewizyjny) [0,5kN/m2]	0,50	1,40	0,80	0,70
	Σ :	0,50	1,40	--	0,70

Obciążenia zmienne poddasze użytkowe

Lp	Opis obciążenia	Obc. char. kN/m ²	γ_f	k_d	Obc. obl. kN/m ²
1.	Obciążenie zmienne - pomieszczenia mieszkalne	2,00	1,50	0,50	3,00
	Σ :	2,00	1,50	--	3,00

Obciążenie zmienne - przestrzenie komunikacyjne

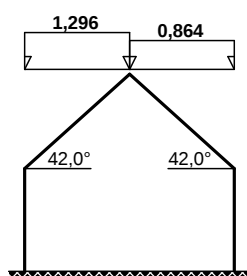
Lp	Opis obciążenia	Obc. char. kN/m ²	γ_f	k_d	Obc. obl. kN/m ²
1.	Obciążenie zmienne - przestrzenie komunikacyjne	2,00	1,50	0,80	3,00
	Σ :	2,00	1,50	--	3,00

Obciążenie zmienne - ścianki działowe

Lp	Opis obciążenia	Obc. char. kN/m ²	γ_f	k_d	Obc. obl. kN/m ²
1.	Obciążenie zastępcze od ścianek działowych (o ciężarze razem z wyprawą od 1,5 kN/m2 od 2,5 kN/m2) [1,250kN/m2]	1,25	1,20	--	1,50
	Σ :	1,25	1,20	--	1,50

OBCIĄŻENIA KLIMATYCZNE

Obciążenie śniegiem wg PN-80/B-02010/Az1 / Z1-1



$\bar{S}$ [kN/m²]

- Dach dwuspadowy
- Obciążenie charakterystyczne śniegiem gruntu:
- strefa obciążenia śniegiem 3; A = 273 m n.p.m. → $Q_k = 0,006 \cdot A - 0,6 = 1,038 \text{ kN/m}^2 < 1,2 \text{ kN/m}^2 \rightarrow Q_k = 1,2 \text{ kN/m}^2$

Połąć bardziej obciążona:

- Współczynnik kształtu dachu: nachylenie połaci $\alpha = 42,0^\circ$ $C_2 = 1,2 \cdot (60^\circ - \alpha) / 30^\circ = 1,2 \cdot (60^\circ - 42,0^\circ) / 30^\circ = 0,720$

Obciążenie charakterystyczne dachu: $S_k = Q_k \cdot C = 1,200 \cdot 0,720 = 0,864 \text{ kN/m}^2$

Obciążenie obliczeniowe: $S = S_k \cdot \gamma_f = 0,864 \cdot 1,5 = 1,296 \text{ kN/m}^2$

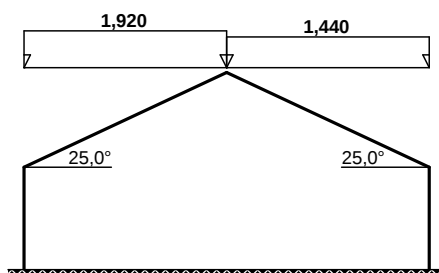
Połąć mniej obciążona:

- Współczynnik kształtu dachu: nachylenie połaci $\alpha = 42,0^\circ$ $C_1 = 0,8 \cdot (60^\circ - \alpha) / 30^\circ = 0,8 \cdot (60^\circ - 42,0^\circ) / 30^\circ = 0,480$

Obciążenie charakterystyczne dachu: $S_k = Q_k \cdot C = 1,200 \cdot 0,480 = 0,576 \text{ kN/m}^2$

Obciążenie obliczeniowe: $S = S_k \cdot \gamma_f = 0,576 \cdot 1,5 = 0,864 \text{ kN/m}^2$

Obciążenie śniegiem wg PN-80/B-02010/Az1 / Z1-1



$\bar{S}$ [kN/m²]

- Dach dwuspadowy
- Obciążenie charakterystyczne śniegiem gruntu:
- strefa obciążenia śniegiem 3; A = 273 m n.p.m. → $Q_k = 0,006 \cdot A - 0,6 = 1,038 \text{ kN/m}^2 < 1,2 \text{ kN/m}^2 \rightarrow Q_k = 1,2 \text{ kN/m}^2$

Połąć bardziej obciążona:

- Współczynnik kształtu dachu: nachylenie połaci $\alpha = 25,0^\circ$ $C_2 = 0,8 + 0,4 \cdot (\alpha - 15^\circ) / 15^\circ = 0,8 + 0,4 \cdot (25,0^\circ - 15^\circ) / 15^\circ = 1,067$

Obciążenie charakterystyczne dachu: $S_k = Q_k \cdot C = 1,200 \cdot 1,067 = 1,280 \text{ kN/m}^2$

Obciążenie obliczeniowe: $S = S_k \cdot \gamma_f = 1,280 \cdot 1,5 = 1,920 \text{ kN/m}^2$

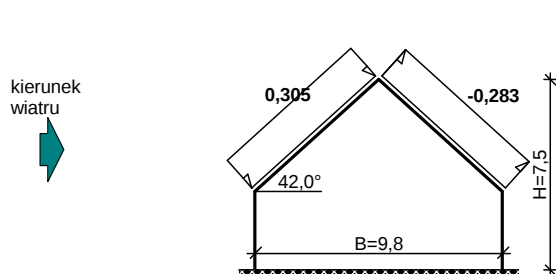
Połąć mniej obciążona:

- Współczynnik kształtu dachu: nachylenie połaci $\alpha = 25,0^\circ$ $C_1 = 0,8$

Obciążenie charakterystyczne dachu: $S_k = Q_k \cdot C = 1,200 \cdot 0,800 = 0,960 \text{ kN/m}^2$

Obciążenie obliczeniowe: $S = S_k \cdot \gamma_f = 0,960 \cdot 1,5 = 1,440 \text{ kN/m}^2$

Obciążenie wiatrem wg PN-B-02011:1977/Az1 / Z1-3



$\bar{p}$ [kN/m²]

- Budynek o wymiarach: B = 9,8 m, L = 11,8 m, H = 7,5 m
- Dach dwuspadowy, kąt nachylenia połaci $\alpha = 42,0^\circ$
- Charakterystyczne ciśnienie prędkości wiatru:
- strefa obciążenia wiatrem III; H = 273 m n.p.m. → $q_k = 300 \text{ Pa}$ $q_k = 0,300 \text{ kN/m}^2$
- Współczynnik ekspozycji: rodzaj terenu: A; z = H = 7,5 m → $C_e(z) = 0,5 + 0,05 \cdot 7,5 = 0,88$
- Współczynnik działania porywów wiatru: $\beta = 1,80$
- Współczynnik ciśnienia wewnętrznego: budynek zamknięty → $C_w = 0$

Połąć nawietrzna:

- Współczynnik ciśnienia zewnętrznego: $C_z = 0,015 \cdot \alpha - 0,2 = 0,015 \cdot 42,0^\circ - 0,2 = 0,430$

- Współczynnik aerodynamiczny C: $C = C_z - C_w = 0,430 - 0 = 0,430$

Obciążenie charakterystyczne: $p_k = q_k \cdot C_e \cdot C \cdot \beta = 0,300 \cdot 0,88 \cdot 0,430 \cdot 1,80 = 0,203 \text{ kN/m}^2$

Obciążenie obliczeniowe: $p = p_k \cdot \gamma_f = 0,203 \cdot 1,5 = 0,305 \text{ kN/m}^2$

Łańcuch zawieszony:

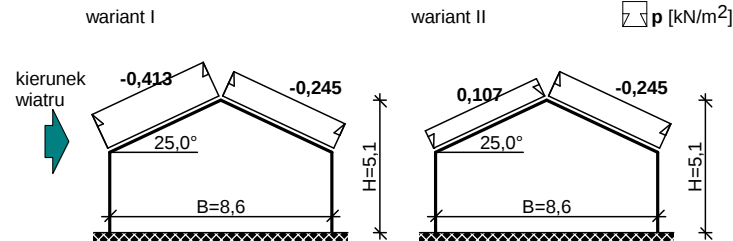
- Współczynnik ciśnienia zewnętrznego: $C_z = -0,4$

- Współczynnik aerodynamiczny C: $C = C_z - C_w = -0,4 - 0 = -0,4$

Obciążenie charakterystyczne: $p_k = q_k \cdot C_e \cdot C \cdot \beta = 0,300 \cdot 0,88 \cdot (-0,4) \cdot 1,80 = -0,189 \text{ kN/m}^2$

Obciążenie obliczeniowe: $p = p_k \cdot \gamma_f = (-0,189) \cdot 1,5 = -0,284 \text{ kN/m}^2$

Obciążenie wiatrem wg PN-B-02011:1977/Az1 / Z1-3



- Budynek o wymiarach: $B = 8,6 \text{ m}$, $L = 11,2 \text{ m}$, $H = 5,1 \text{ m}$

- Dach dwuspadowy, kąt nachylenia połaci $\alpha = 25,0^\circ$

- Charakterystyczne ciśnienie prędkości wiatru:

- strefa obciążenia wiatrem III; $H = 273 \text{ m n.p.m.} \rightarrow q_k = 300 \text{ Pa}$ $q_k = 0,300 \text{ kN/m}^2$

- Współczynnik ekspozycji: rodzaj terenu: A; $z = H = 5,1 \text{ m} \rightarrow C_e(z) = 0,5 + 0,05 \cdot 5,1 = 0,76$

- Współczynnik działania porywów wiatru: $\beta = 1,80$

- Współczynnik ciśnienia wewnętrznego: budynek zamknięty $\rightarrow C_w = 0$

Łańcuch nawierzchnia - wariant I:

- Współczynnik ciśnienia zewnętrznego: $C_z = -0,045 \cdot (40^\circ - \alpha) = -0,045 \cdot (40^\circ - 25,0^\circ) = -0,675$

- Współczynnik aerodynamiczny C: $C = C_z - C_w = -0,675 - 0 = -0,675$

Obciążenie charakterystyczne: $p_k = q_k \cdot C_e \cdot C \cdot \beta = 0,300 \cdot 0,76 \cdot (-0,675) \cdot 1,80 = -0,275 \text{ kN/m}^2$

Obciążenie obliczeniowe: $p = p_k \cdot \gamma_f = (-0,275) \cdot 1,5 = -0,413 \text{ kN/m}^2$

Łańcuch nawierzchnia - wariant II:

- Współczynnik ciśnienia zewnętrznego: $C_z = 0,015 \cdot \alpha - 0,2 = 0,015 \cdot 25,0^\circ - 0,2 = 0,175$

- Współczynnik aerodynamiczny C: $C = C_z - C_w = 0,175 - 0 = 0,175$

Obciążenie charakterystyczne: $p_k = q_k \cdot C_e \cdot C \cdot \beta = 0,300 \cdot 0,76 \cdot 0,175 \cdot 1,80 = 0,071 \text{ kN/m}^2$

Obciążenie obliczeniowe: $p = p_k \cdot \gamma_f = 0,071 \cdot 1,5 = 0,107 \text{ kN/m}^2$

Łańcuch zawieszony:

- Współczynnik ciśnienia zewnętrznego: $C_z = -0,4$

- Współczynnik aerodynamiczny C: $C = C_z - C_w = -0,4 - 0 = -0,4$

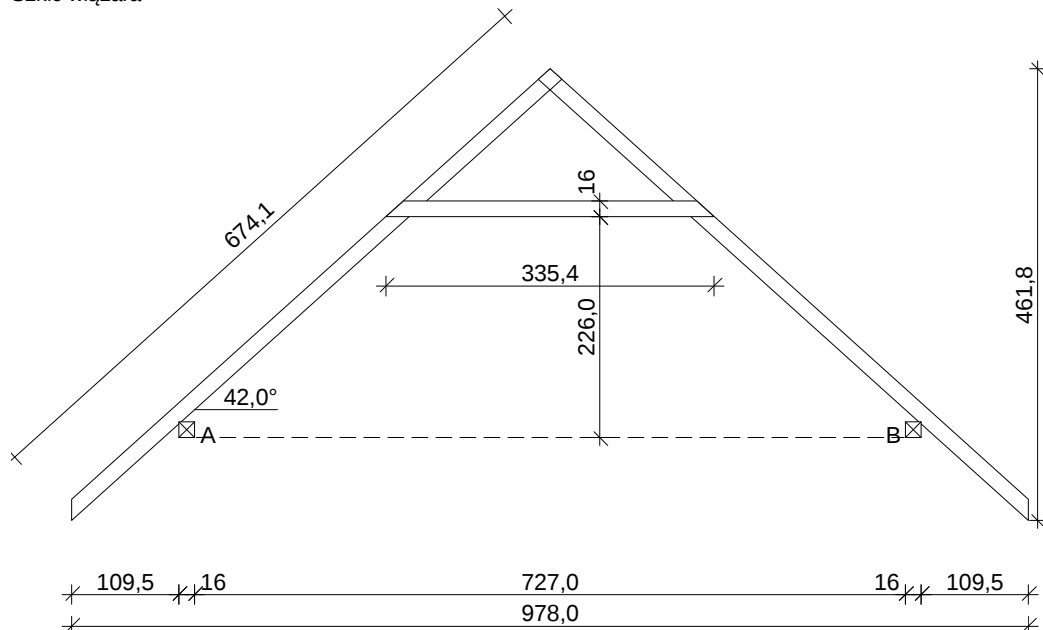
Obciążenie charakterystyczne: $p_k = q_k \cdot C_e \cdot C \cdot \beta = 0,300 \cdot 0,76 \cdot (-0,4) \cdot 1,80 = -0,163 \text{ kN/m}^2$

Obciążenie obliczeniowe: $p = p_k \cdot \gamma_f = (-0,163) \cdot 1,5 = -0,245 \text{ kN/m}^2$

1. KONSTRUKCJA DACHU

DANE:

Szkic więzara



Geometria ustroju:Kąt nachylenia połaci dachowej $\alpha = 42,0^\circ$ Rozpiętość wierzara $l = 9,78 \text{ m}$ Rozstaw murlat w świetle $l_s = 7,27 \text{ m}$ Poziom jętki $h = 2,26 \text{ m}$ Rozstaw wierzarów $a = 0,90 \text{ m}$

Usztywnienia boczne krokwi - na całej długości elementu

Usztywnienia boczne jętki - na całej długości elementu

Rozstaw podparć poziomych murlaty $l_{mo} = 1,50 \text{ m}$ Wysięg wspornika murlaty $l_{mw} = 0,80 \text{ m}$ **Dane materiałowe:**

- krokiew 8/16 cm (zaciosy: murlata - 3 cm, jętka - brak) z drewna C24

- jętka 8/16 cm z drewna C24,

- murlata 16/16 cm z drewna C24

Obciążenia (wartości charakterystyczne):- pokrycie dachu : $g_k = 0,64 \text{ kN/m}^2$ - obciążenie śniegiem (wg PN-80/B-02010/Az1/Z1-1: połac bardziej obciążona, strefa 3, $A=3 \text{ m}$ n.p.m., nachylenie połaci $42,0^\circ$ st.):- na połaci lewej $s_{kl} = 0,86 \text{ kN/m}^2$ - na połaci prawej $s_{kp} = 0,58 \text{ kN/m}^2$

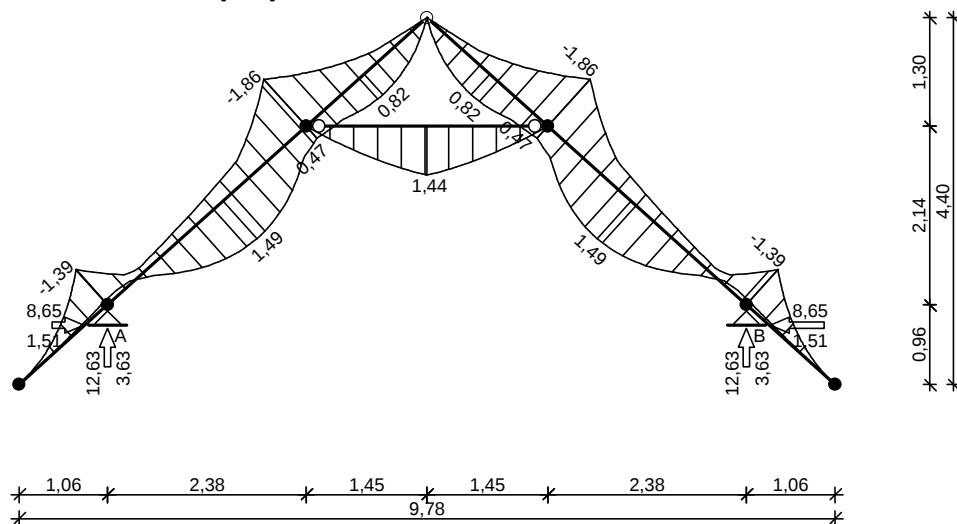
- obciążenie śniegiem traktuje się jako obciążenie średniotwałe

- obciążenie wiatrem (wg PN-B-02011:1977/Az1:2009/Z1-3: strefa III, teren A, wys. budynku $z = 7,5 \text{ m}$):- na połaci nawietrznej $p_{kl} = 0,20 \text{ kN/m}^2$ - na połaci zawietrznej $p_{kp} = -0,19 \text{ kN/m}^2$ - obciążenie ociepleniem na całej długości krokwi $g_{kk} = 0,35 \text{ kN/m}^2$ - obciążenie stałe jętki : $q_{jk} = 0,53 \text{ kN/m}^2$ - obciążenie zmienne jętki : $p_{jk} = 0,00 \text{ kN/m}^2$ - obciążenie montażowe jętki $F_k = 1,0 \text{ kN}$ **Założenia obliczeniowe:**

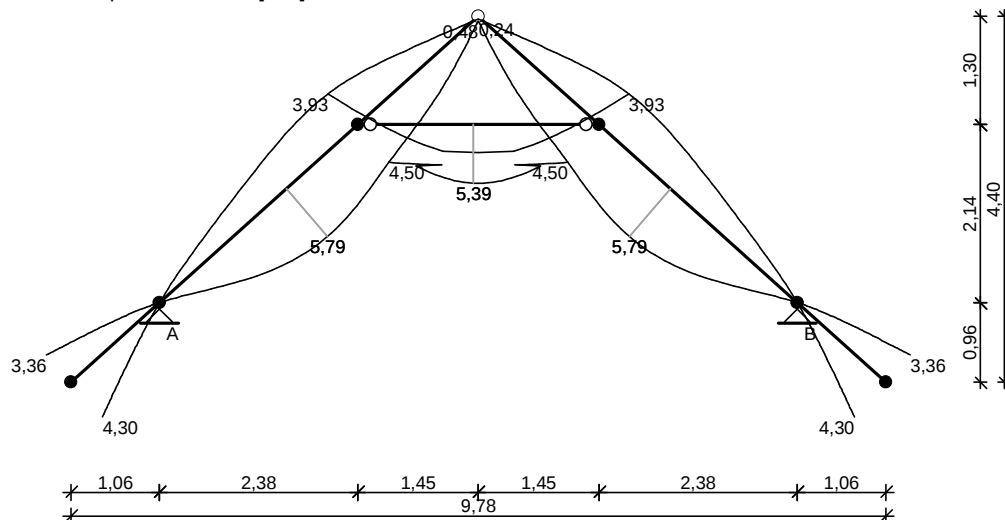
- klasa użytkowania konstrukcji: 1

WYNIKI:

Obwiednia momentów [kNm]:



Obwiednia przemieszczeń [mm]:



WYMIAROWANIE wg PN-B-03150:2000drewno lite iglaste wg PN-EN 338:2004, klasa wytrzymałości **C24**

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

Poz.1.2.a. Krokiew 8x16cm.**Krokiew 8/16 cm** (zaciosy: murlata - 3 cm, jętka - brak)Smukłość

$$\lambda_y = 89,2 < 150$$

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

Maksymalne siły i naprężenia w prześledecyduje kombinacja: **K6** stałe-max+śnieg-wariant II+0,90-wiatr z lewej

$$M = -1,17 \text{ kNm}, \quad N = 11,36 \text{ kN}$$

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

$$\sigma_{m,y,d} = 3,43 \text{ MPa}, \quad \sigma_{c,0,d} = 0,89 \text{ MPa}$$

$$k_{c,y} = 0,382$$

$$\sigma_{c,0,d}/(k_{c,y} \cdot f_{c,0,d}) + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 0,549 < 1$$

$$(\sigma_{c,0,d}/f_{c,0,d})^2 + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 0,225 < 1$$

Maksymalne siły i naprężenia na podporze - murlaciedecyduje kombinacja: **K6** stałe-max+śnieg-wariant II+0,90-wiatr z lewej

$$M = -1,17 \text{ kNm}, \quad N = 11,36 \text{ kN}$$

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

$$\sigma_{m,y,d} = 5,19 \text{ MPa}, \quad \sigma_{c,0,d} = 1,09 \text{ MPa}$$

$$(\sigma_{c,0,d}/f_{c,0,d})^2 + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 0,482 < 1$$

Maksymalne siły i naprężenia na podporze - jętcedecyduje kombinacja: **K7** stałe-max+śnieg-wariant II+0,90-wiatr z prawej

$$M = -1,85 \text{ kNm}, \quad N = 9,00 \text{ kN}$$

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

$$\sigma_{m,y,d} = 5,43 \text{ MPa}, \quad \sigma_{c,0,d} = 0,70 \text{ MPa}$$

$$(\sigma_{c,0,d}/f_{c,0,d})^2 + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 0,370 < 1$$

Maksymalne ugięcie krokwi (pomiędzy murlatą a kalenicą)decyduje kombinacja: **K8** stałe-max+wiatr z lewej

$$u_{fin} = 5,68 \text{ mm} < u_{net,fin} = l / 200 = 5152 / 200 = 25,76 \text{ mm} \quad (22,1\%)$$

Maksymalne ugięcie wspornika krokwidecyduje kombinacja: **K17** stałe-min+wiatr z prawej

$$u_{fin} = 4,30 \text{ mm} < u_{net,fin} = 2 \cdot l / 200 = 2 \cdot 1428 / 200 = 14,28 \text{ mm} \quad (30,1\%)$$

Poz.1.2.b. Jętka 8x16cm.**Jętka 8/16 cm** z drewna C24Smukłość

$$\lambda_y = 63,6 < 150$$

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

Maksymalne siły i naprężeniadecyduje kombinacja: **K14** stałe-max+montażowe jętki

$$M = 1,44 \text{ kNm}, \quad N = 4,86 \text{ kN}$$

$$f_{m,y,d} = 12,92 \text{ MPa}, \quad f_{c,0,d} = 11,31 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{m,y,d} = 4,23 \text{ MPa}, \quad \sigma_{c,0,d} = 0,38 \text{ MPa}$$

$$k_{c,y} = 0,664$$

$$\sigma_{c,0,d}/(k_{c,y} \cdot f_{c,0,d}) + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 0,378 < 1$$

$$(\sigma_{c,0,d}/f_{c,0,d})^2 + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 0,230 < 1$$

Maksymalne ugięciedecyduje kombinacja: **K14** stałe-max+montażowe jętki

$$u_{fin} = 4,96 \text{ mm} < u_{net,fin} = l / 200 = 2897 / 200 = 14,49 \text{ mm} \quad (34,2\%)$$

Poz.1.2.c. Murlata 16x16cm.**Murlata 16/16 cm****Część murlaty leżąca na ścianie**Ekstremalne obciążenia obliczeniowe

$$q_{z,max} = 14,04 \text{ kN/m}, \quad q_{y,max} = -9,62 \text{ kN/m}$$

Maksymalne siły i naprężeniadecyduje kombinacja: **K3** stałe-max+śnieg+0,90-wiatr z lewej

$$M_z = 2,32 \text{ kNm}$$

$$f_{m,z,d} = 11,08 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{m,z,d} = 3,394 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{m,z,d}/f_{m,z,d} = 0,306 < 1$$

Część wspornikowa murlatyEkstremalne obciążenia obliczeniowe

$$q_{z,max} = 14,04 \text{ kN/m}, \quad q_{y,max} = -9,62 \text{ kN/m}$$

Maksymalne siły i naprężeniadecyduje kombinacja: **K3** stałe-max+śnieg+0,90-wiatr z lewej

$$M_y = 4,49 \text{ kNm}, \quad M_z = 3,08 \text{ kNm}$$

$$f_{m,y,d} = 11,08 \text{ MPa}, \quad f_{m,z,d} = 11,08 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{m,y,d} = 6,58 \text{ MPa}, \quad \sigma_{m,z,d} = 4,51 \text{ MPa}$$

$$k_m = 0,7$$

$$\sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} + k_m \cdot \sigma_{m,z,d}/f_{m,z,d} = 0,879 < 1$$

$$k_m \cdot \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} + \sigma_{m,z,d}/f_{m,z,d} = 0,823 < 1$$

Maksymalne ugięcie:

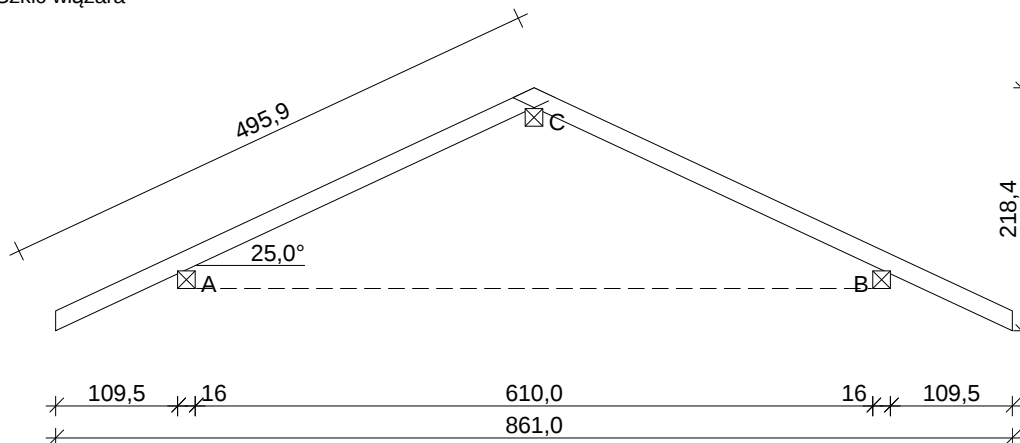
decyduje kombinacja: K2 stałe-max+śnieg

$$u_{fin} = 1,63 \text{ mm} < u_{net,fin} = 2 \cdot l / 200 = 2 \cdot 800 / 200 = 8,00 \text{ mm} \quad (20,3\%)$$

Poz.1.2.d. Krokiew 8x16cm.

DANE:

Szkic więzara



Geometria ustroju:

Kąt nachylenia połaci dachowej $\alpha = 25,0^\circ$

Rozpiętość więzara $l = 8,61 \text{ m}$

Rozstaw murłat w świetle $l_s = 6,10 \text{ m}$

Rozstaw wiązarów $a = 0,90 \text{ m}$

Usztywnienia boczne krokwi - na całej długości elementu

Rozstaw podparć poziomych murłaty $l_{m0} = 1,50 \text{ m}$

Wysięg wspornika murłaty $l_{mw} = 0,80 \text{ m}$

Dane materiałowe:

- krokiew 8/16 cm (zaciosy: murłata - 3 cm) z drewna C24

- murłata 16/16 cm z drewna C24

Obciążenia (wartości charakterystyczne):

- pokrycie dachu : $g_k = 0,64 \text{ kN/m}^2$

- obciążenie śniegiem (wg PN-80/B-02010/Az1/Z1-1: połac bardziej obciążona, strefa 3, $A=3 \text{ m}$ n.p.m., nachylenie połaci $25,0$ st.):

- na połaci lewej $s_{kl} = 1,28 \text{ kN/m}^2$

- na połaci prawej $s_{kp} = 0,96 \text{ kN/m}^2$

- obciążenie śniegiem traktuje się jako obciążenie średniotwałe

- obciążenie wiatrem (wg PN-B-02011:1977/Az1:2009/Z1-3: strefa III, teren A, wys. budynku $z = 5,1 \text{ m}$):

- na połaci nawietrznej $p_{kl I} = -0,28 \text{ kN/m}^2$

- na połaci nawietrznej $p_{kl II} = 0,07 \text{ kN/m}^2$

- na połaci zawietrznej $p_{kp} = -0,16 \text{ kN/m}^2$

- obciążenie ociepleniem na całej długości krokwi

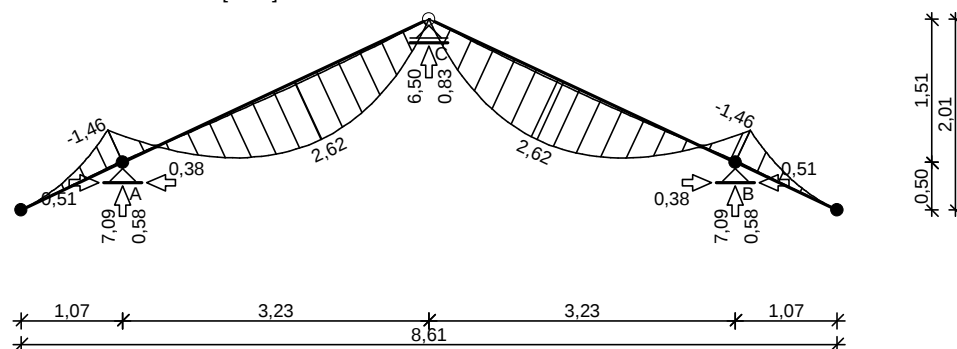
$$g_{kk} = 0,00 \text{ kN/m}^2$$

Założenia obliczeniowe:

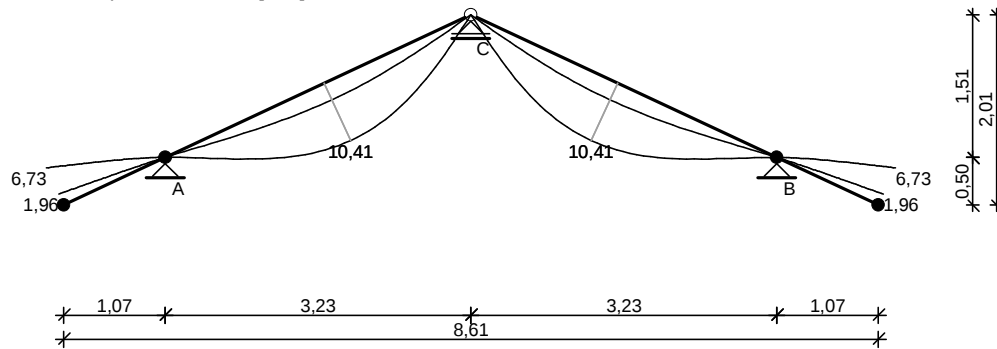
- klasa użytkowania konstrukcji: 1

WYNIKI:

Obwiednia momentów [kNm]:



Obwiednia przemieszczeń [mm]:



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 8/16 cm (zaciosy: murlata - 3 cm)

Smukłość

$\lambda_y = 77,2 < 150$

$\lambda_z = 0,0 < 150$

Maksymalne siły i naprężenia w prześle

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

$M = 2,62 \text{ kNm}$, $N = -0,29 \text{ kN}$

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

$\sigma_{m,y,d} = 7,66 \text{ MPa}$, $\sigma_{c,0,d} = -0,02 \text{ MPa}$

$\sigma_{t,0,d}/f_{t,0,d} + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 0,521 < 1$

Maksymalne siły i naprężenia na podporze - murlacie

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

$M = -1,46 \text{ kNm}$, $N = 1,57 \text{ kN}$

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

$\sigma_{m,y,d} = 6,48 \text{ MPa}$, $\sigma_{c,0,d} = 0,15 \text{ MPa}$

$(\sigma_{c,0,d}/f_{c,0,d})^2 + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 0,439 < 1$

Maksymalne ugięcie krokwi (pomiędzy murlatą a kalenicą)

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

$u_{fin} = 10,41 \text{ mm} < u_{net,fin} = l / 200 = 3565 / 200 = 17,83 \text{ mm} \quad (58,4\%)$

Maksymalne ugięcie wspornika krokwi

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

$u_{fin} = 6,73 \text{ mm} < u_{net,fin} = 2 \cdot l / 200 = 2 \cdot 1185 / 200 = 11,85 \text{ mm} \quad (56,8\%)$

Poz.1.2.e. Murlata 16x16cm.

Ze względów konstrukcyjnych przyjęto przekrój 16x16cm. Drewno iglaste klasy C27.

Poz.1.2.f. Płatew kalenicowa 16x16cm.

Ze względów konstrukcyjnych przyjęto przekrój 16x16cm. Drewno iglaste klasy C27.

Poz.1.2.g. Miecz 8x16cm.

Ze względów konstrukcyjnych przyjęto przekrój 8x16cm. Drewno iglaste klasy C24.

Poz.1.2.h. Krokiew koszowa 10x20cm.

Ze względów konstrukcyjnych przyjęto przekrój 10x20cm. Drewno iglaste klasy C24.

Poz.1.4.a. Słup 16x16cm.

Ze względów konstrukcyjnych przyjęto przekrój 16x16cm. Drewno iglaste klasy C24.

2. PODDASZE

Poz.2.2.c. Wieniec żelbetowy 25x20cm.

Przyjęto zbrojenie:

Góra: 2#12,

Dół: 2#12

Strzemiona: 2-cięte #8co20cm

Poz.2.4.a. Rdzeń żelbetowy 25x25cm.

Przyjęto zbrojenie:

W każdym narożniku: 1#12

Strzemiona: 2-cięte #8co14cm

Poz.2.6.a. Nadproże żelbetowe 25x20cm:

Przyjęto zbrojenie:

Góra: 2#10,

Dół: 2#12

Strzemiona: 2-cięte #8co12cm

Poz.2.6.b. Nadproże żelbetowe 25x20cm:

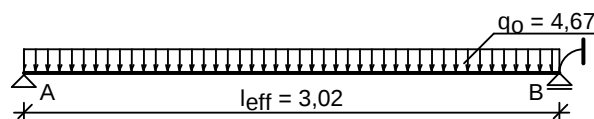
Przyjęto zbrojenie:

Góra: 2#10, Dół: 3#12

Strzemiona: 2-cięte #6co12cm

3. PARTER**Poz.3.1.a. Płyta żelbetowa gr. 12cm.****ZESTAWIENIE OBCIĄŻEŃ**Obciążenia powierzchniowe [kN/m²]:

Lp.	Opis obciążenia	Obc.char.	γ_f	k_d	Obc.obl.
1.	Obciążenie stałe	0,54	1,15	--	0,62
2.	Obciążenie zmienne	0,50	1,50	--	0,75
3.	Płyta żelbetowa grub.12 cm	3,00	1,10	--	3,30
Σ :		4,04	1,16		4,67

SCHEMAT STATYCZNYRozpiętość obliczeniowa płyty $l_{eff} = 3,02$ m**Grubość płyty 12,0 cm****WYNIKI OBLICZEŃ STATYCZNYCH**Moment przęsłowy obliczeniowy $M_{sd} = 4,98$ kNm/mMoment podporowy obliczeniowy $M_{sd,p} = 3,99$ kNm/mMoment przęsłowy charakterystyczny $M_{sk} = 4,35$ kNm/mMoment przęsłowy charakterystyczny długotrwały $M_{sk,lt} = 4,35$ kNm/mReakcja obliczeniowa $R_A = R_B = 7,05$ kN/m**DANE MATERIAŁOWE****Parametry betonu:**Klasa betonu: **B25 (C20/25)** → $f_{cd} = 13,33$ MPa, $f_{ctd} = 1,00$ MPa, $E_{cm} = 30,0$ GPaCiężar objętościowy betonu $\rho = 25$ kN/m³Wilgotność środowiska $RH = 50\%$

Wiek betonu w chwili obciążenia 28 dni

Współczynnik pełzania (obliczono) $\phi = 3,12$ **Zbrojenie główne:**Klasa stali A-IIIIN (**RB500W**) → $f_{yk} = 500$ MPa, $f_{yd} = 420$ MPa, $f_{tk} = 550$ MPaŚrednica prętów w przęsle $\phi_d = 10$ mmŚrednica prętów nad podporą $\phi_g = 10$ mm**Zbrojenie rozdzielcze (konstrukcyjne):**Klasa stali A-IIIIN (**RB500W**) → $f_{yk} = 500$ MPa, $f_{yd} = 420$ MPa, $f_{tk} = 550$ MPaŚrednica prętów $\phi = 8$ mm**Otulenie:**Nominalna grubość otulenia prętów z góry płyty $c_{nom,g} = 20$ mmNominalna grubość otulenia prętów z dołu płyty $c_{nom,d} = 20$ mm**ZAŁOŻENIA**

Sytuacja obliczeniowa: trwała

Graniczna szerokość rys $w_{lim} = 0,3$ mmGraniczne ugięcie $a_{lim} = l_{eff}/200$ - jak dla stropów (tablica 8)**WYMIAROWANIE wg PN-B-03264:2002 (metoda uproszczona)****Przęsło:**Zbrojenie potrzebne $A_s = 1,28$ cm²/mb. Przyjęto **φ10 co 14,0 cm** o $A_s = 5,61$ cm²/mb ($\rho = 0,59\%$)Warunek nośności na zginanie: $M_{sd} = 4,98$ kNm/mb < $M_{Rd} = 20,30$ kNm/mb (24,5%)Szerokość rys prostopadłych: rysy nie wyznaczono ($M_{cr} > M_{sk}$)Maksymalne ugięcie od $M_{sk,lt}$: $a(M_{sk,lt}) = 3,25$ mm < $a_{lim} = 15,10$ mm (21,5%)**Podpora:**Zbrojenie potrzebne (war. konstrukcyjny) $A_s = 1,23$ cm²/mb. Przyjęto **φ10 co 25,0 cm** o $A_s = 3,14$ cm²/mb ($\rho = 0,33\%$)

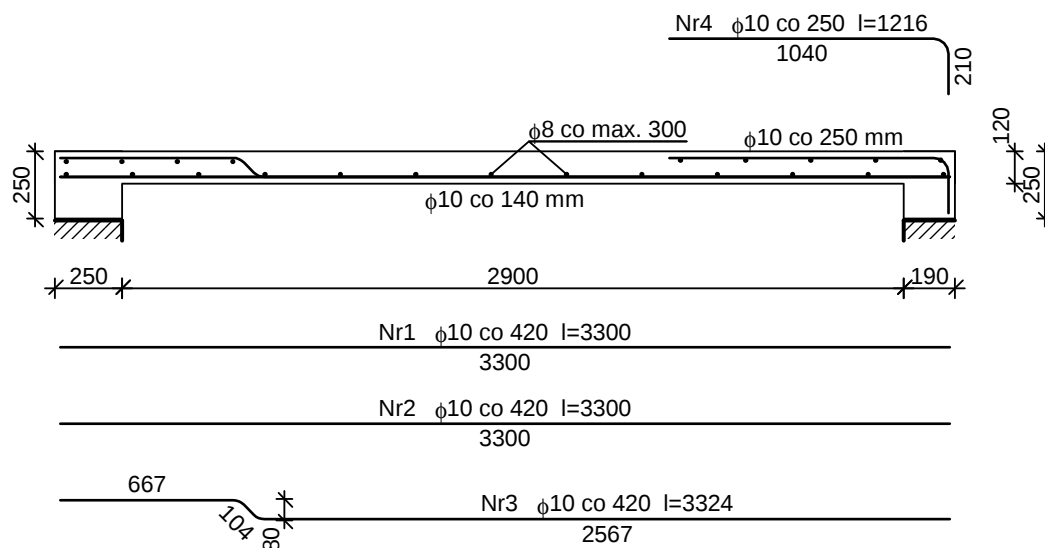
Warunek nośności na zginanie: $M_{Sd,p} = 3,99 \text{ kNm/mb} < M_{Rd,p} = 11,88 \text{ kNm/mb}$ (33,6%)

Warunek nośności na ścinanie: $V_{Sd} = 7,05 \text{ kN/mb} < V_{Rd1} = 65,96 \text{ kN/mb}$ (10,7%)

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

Przyjęto zbrojenie rozdzielcze $\phi 8 \text{ co max. } 30,0 \text{ cm}$ o $A_s = 1,68 \text{ cm}^2/\text{mb}$

SZKIC ZBROJENIA



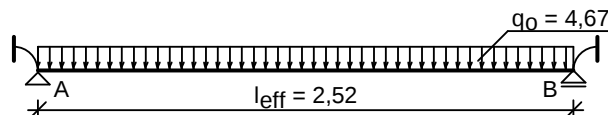
Poz.3.1.b. Płyta żelbetowa gr. 12cm.

ZESTAWIENIE OBCIĄŻEŃ

Obciażenia powierzchniowe [kN/m^2]:

Lp.	Opis obciążenia	Obc.char.	γ_f	k_d	Obc.obl.
1.	Obciążenie stałe	0,54	1,15	--	0,62
2.	Obciążenie zmienne	0,50	1,50	--	0,75
3.	Płyta żelbetowa grub.12 cm	3,00	1,10	--	3,30
Σ :		4,04	1,16		4,67

SCHEMAT STATYCZNY



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

Grubość płyty 12,0 cm

WYNIKI OBLICZEŃ STATYCZNYCH

Moment przęsłowy obliczeniowy $M_{Sd} = 3,35 \text{ kNm/m}$

Moment podporowy obliczeniowy $M_{Sd,p} = 1,85 \text{ kNm/m}$

Moment przęsłowy charakterystyczny $M_{Sk} = 2,93 \text{ kNm/m}$

Moment przęsłowy charakterystyczny długotrwały $M_{Sk,lt} = 2,93 \text{ kNm/m}$

Reakcja obliczeniowa $R_A = R_B = 5,89 \text{ kN/m}$

DANE MATERIAŁOWE

Parametry betonu:

Klasa betonu: **B25** (C20/25) $\rightarrow f_{cd} = 13,33 \text{ MPa}$, $f_{ctd} = 1,00 \text{ MPa}$, $E_{cm} = 30,0 \text{ GPa}$

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

Wilgotność środowiska $RH = 50\%$

Wiek betonu w chwili obciążenia 28 dni

Współczynnik pełzania (obliczono) $\phi = 3,12$

Zbrojenie główne:

Klasa stali A-IIIN (**RB500W**) $\rightarrow f_{yk} = 500 \text{ MPa}$, $f_{yd} = 420 \text{ MPa}$, $f_{tk} = 550 \text{ MPa}$

Średnica prętów w prześle $\phi_d = 10 \text{ mm}$

Średnica prętów nad podporą $\phi_g = 10 \text{ mm}$

Zbrojenie rozdzielcze (konstrukcyjne):

Klasa stali A-IIIN (**RB500W**) $\rightarrow f_{yk} = 500 \text{ MPa}$, $f_{yd} = 420 \text{ MPa}$, $f_{tk} = 550 \text{ MPa}$

Średnica prętów $\phi = 8 \text{ mm}$

Otulenie:

Nominalna grubość otulenia prętów z góry płyty $c_{nom,g} = 20 \text{ mm}$

Nominalna grubość otulenia prętów z dołu płyty $c_{nom,d} = 20 \text{ mm}$

ZAŁOŻENIA

Sytuacja obliczeniowa: trwała

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

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

WYMIAROWANIE wg PN-B-03264:2002 (metoda uproszczona)

Przęsło:

Zbrojenie potrzebne (war. konstrukcyjny) $A_s = 1,23 \text{ cm}^2/\text{mb}$. Przyjęto **φ10 co 14,0 cm** o $A_s = 5,61 \text{ cm}^2/\text{mb}$ ($\rho = 0,59\%$)

Warunek nośności na zginanie: $M_{Sd,p} = 3,35 \text{ kNm/mb} < M_{Rd,p} = 20,30 \text{ kNm/mb}$ (16,5%)

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

Maksymalne ugięcie od $M_{Sk,lt}$: $a(M_{Sk,lt}) = 1,47 \text{ mm} < a_{lim} = 12,60 \text{ mm}$ (11,7%)

Podpora:

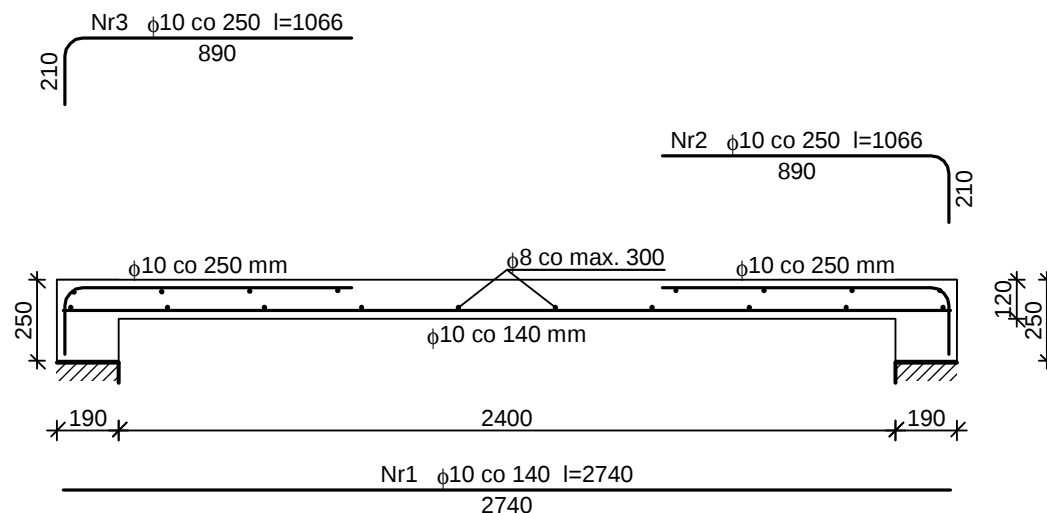
Zbrojenie potrzebne (war. konstrukcyjny) $A_s = 1,23 \text{ cm}^2/\text{mb}$. Przyjęto **φ10 co 25,0 cm** o $A_s = 3,14 \text{ cm}^2/\text{mb}$ ($\rho = 0,33\%$)

Warunek nośności na ścinanie: $V_{Sd} = 5,89 \text{ kN/mb} < V_{Rd1} = 65,96 \text{ kN/mb}$ (8,9%)

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

Przyjęto zbrojenie rozdzielcze **φ8 co max.30,0 cm** o $A_s = 1,68 \text{ cm}^2/\text{mb}$

SZKIC ZBROJENIA



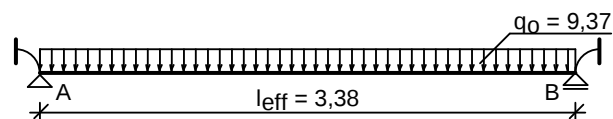
Poz.3.1.c. Płyta żelbetowa gr. 14cm.

ZESTAWIENIE OBCIĄŻEŃ

Obciążenia powierzchniowe [kN/m^2]:

Lp.	Opis obciążenia	Obc.char.	γ_f	k_d	Obc.obl.
1.	Obciążenie stałe	2,19	1,15	--	2,52
2.	Obciążenie zmienne	2,00	1,50	--	3,00
3.	Płyta żelbetowa grub.14 cm	3,50	1,10	--	3,85
Σ :		7,69	1,22		9,37

SCHEMAT STATYCZNY



Rozpiętość obliczeniowa płyty $l_{eff} = 3,38 \text{ m}$

Grubość płyty 14,0 cm

WYNIKI OBLICZEŃ STATYCZNYCH

Moment przęsłowy obliczeniowy $M_{Sd} = 10,75 \text{ kNm/m}$

Moment podporowy obliczeniowy $M_{Sd,p} = 6,69 \text{ kNm/m}$

Moment przęsłowy charakterystyczny $M_{Sk} = 8,99 \text{ kNm/m}$

Moment przęsłowy charakterystyczny długotrwały $M_{Sk,lt} = 8,99 \text{ kNm/m}$

Reakcja obliczeniowa $R_A = R_B = 15,83 \text{ kN/m}$

DANE MATERIAŁOWE

Parametry betonu:

Klasa betonu: **B25 (C20/25)** $\rightarrow f_{cd} = 13,33 \text{ MPa}$, $f_{ctd} = 1,00 \text{ MPa}$, $E_{cm} = 30,0 \text{ GPa}$

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

Wilgotność środowiska $RH = 50\%$

Wiek betonu w chwili obciążenia 28 dni

Współczynnik pełzania (obliczono) $\phi = 3,04$

Zbrojenie główne:

Klasa stali A-IIIIN (**RB500W**) $\rightarrow f_{yk} = 500 \text{ MPa}$, $f_{yd} = 420 \text{ MPa}$, $f_{tk} = 550 \text{ MPa}$

Średnica prętów w przęśle $\phi_d = 10 \text{ mm}$

Średnica prętów nad podporą $\phi_g = 10 \text{ mm}$

Zbrojenie rozdzielcze (konstrukcyjne):

Klasa stali A-IIIIN (**RB500W**) → $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$, $f_{yd} = 420 \text{ MPa}$, $f_{tk} = 550 \text{ MPa}$

Średnica prętów $\phi = 8 \text{ mm}$

Otulenie:

Nominalna grubość otulenia prętów z góry płyty $c_{nom,g} = 20 \text{ mm}$

Nominalna grubość otulenia prętów z dołu płyty $c_{nom,d} = 20 \text{ mm}$

ZAŁOŻENIA

Sytuacja obliczeniowa: trwała

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

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

WYMIAROWANIE wg PN-B-03264:2002 (metoda uproszczona)

Przeszło:

Zbrojenie potrzebne $A_s = 2,30 \text{ cm}^2/\text{mb}$. Przyjęto **$\phi 10$ co **14,0 cm**** o $A_s = 5,61 \text{ cm}^2/\text{mb}$ ($\rho = 0,49\%$)

Warunek nośności na zginanie: $M_{Sd} = 10,75 \text{ kNm/mb} < M_{Rd} = 25,01 \text{ kNm/mb}$ (43,0%)

Szerokość rys prostopadłych: $w_k = 0,098 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$ (32,8%)

Maksymalne ugięcie od $M_{Sk,lt}$: $a(M_{Sk,lt}) = 9,80 \text{ mm} < a_{lim} = 16,90 \text{ mm}$ (58,0%)

Podpora:

Zbrojenie potrzebne (war. konstrukcyjny) $A_s = 1,50 \text{ cm}^2/\text{mb}$. Przyjęto **$\phi 10$ co **18,0 cm**** o $A_s = 4,36 \text{ cm}^2/\text{mb}$ ($\rho = 0,38\%$)

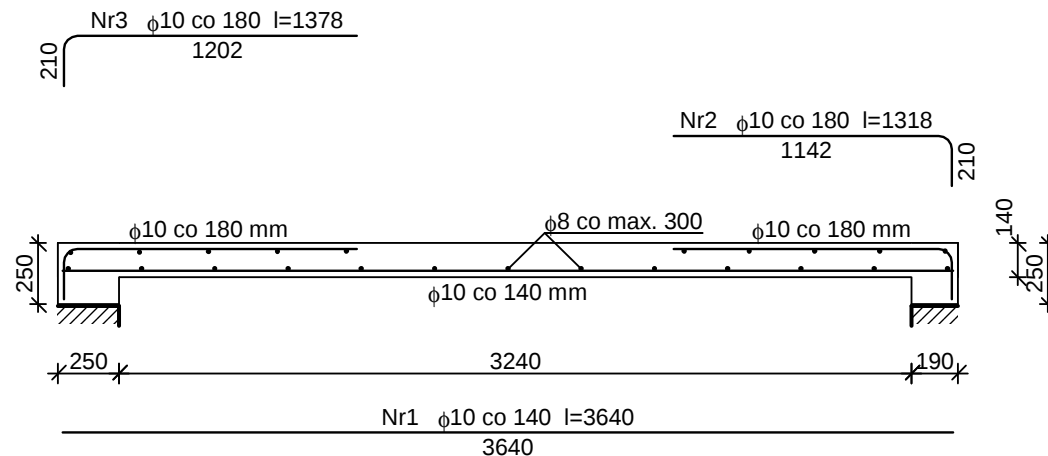
Warunek nośności na zginanie: $M_{Sd,p} = 6,69 \text{ kNm/mb} < M_{Rd,p} = 19,82 \text{ kNm/mb}$ (33,8%)

Warunek nośności na ścinanie: $V_{Sd} = 15,83 \text{ kN/mb} < V_{Rd1} = 77,56 \text{ kN/mb}$ (20,4%)

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

Przyjęto zbrojenie rozdzielcze **$\phi 8$ co max.30,0 cm** o $A_s = 1,68 \text{ cm}^2/\text{mb}$

SKIC ZBROJENIA



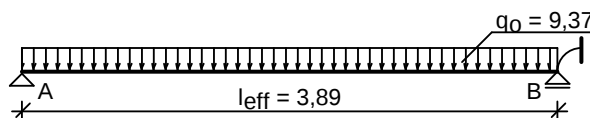
Poz.3.1.d. Płyta żelbetowa gr. 14cm.

ZESTAWIENIE OBCIĄŻEŃ

Obciążenia powierzchniowe [kN/m^2]:

Lp.	Opis obciążenia	Obc.char.	γ_f	k_d	Obc.obl.
1.	Obciążenie stałe	2,19	1,15	--	2,52
2.	Obciążenie zmienne	2,00	1,50	--	3,00
3.	Płyta żelbetowa grub.14 cm	3,50	1,10	--	3,85
Σ:		7,69	1,22		9,37

SCHEMAT STATYCZNY



Rozpiętość obliczeniowa płyty $l_{eff} = 3,89 \text{ m}$

Grubość płyty 14,0 cm

WYNIKI OBLICZEŃ STATYCZNYCH

Moment przęsłowy obliczeniowy $M_{Sd} = 15,44 \text{ kNm/m}$

Moment podporowy obliczeniowy $M_{Sd,p} = 13,29 \text{ kNm/m}$

Moment przęsłowy charakterystyczny $M_{Sk} = 12,81 \text{ kNm/m}$

Moment przęsłowy charakterystyczny długotrwały $M_{Sk,lt} = 12,81 \text{ kNm/m}$

Reakcja obliczeniowa $R_A = R_B = 18,22 \text{ kN/m}$

DANE MATERIAŁOWE

Parametry betonu:

Klasa betonu: **B25** (C20/25) → $f_{cd} = 13,33 \text{ MPa}$, $f_{ctd} = 1,00 \text{ MPa}$, $E_{cm} = 30,0 \text{ GPa}$

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

Wilgotność środowiska $RH = 50\%$

Wiek betonu w chwili obciążenia 28 dni

Współczynnik pełzania (obliczono) $\phi = 3,04$

Zbrojenie główne:

Klasa stali A-IIIN (**RB500W**) → $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$, $f_{yd} = 420 \text{ MPa}$, $f_{tk} = 550 \text{ MPa}$

Średnica prętów w przęśle $\phi_d = 12 \text{ mm}$

Średnica prętów nad podporą $\phi_g = 10 \text{ mm}$

Zbrojenie rozdzielcze (konstrukcyjne):

Klasa stali A-IIIN (**RB500W**) → $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$, $f_{yd} = 420 \text{ MPa}$, $f_{tk} = 550 \text{ MPa}$

Średnica prętów $\phi = 8 \text{ mm}$

Otulenie:

Nominalna grubość otulenia prętów z góry płyty $c_{nom,g} = 20 \text{ mm}$

Nominalna grubość otulenia prętów z dołu płyty $c_{nom,d} = 20 \text{ mm}$

ZAŁOŻENIA

Sytuacja obliczeniowa: trwała

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

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

WYMIAROWANIE wg PN-B-03264:2002 (metoda uproszczona)

Przęsło:

Zbrojenie potrzebne $A_s = 3,38 \text{ cm}^2/\text{mb}$. Przyjęto **$\phi 12$ co $14,0 \text{ cm}$** o $A_s = 8,08 \text{ cm}^2/\text{mb}$ ($\rho = 0,71\%$)

Warunek nośności na zginanie: $M_{Sd} = 15,44 \text{ kNm/mb} < M_{Rd} = 34,36 \text{ kNm/mb}$ (44,9%)

Szerokość rys prostopadłych: $w_k = 0,110 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$ (36,7%)

Maksymalne ugięcie od $M_{Sk,lt}$: $a(M_{Sk,lt}) = 17,53 \text{ mm} < a_{lim} = 19,45 \text{ mm}$ (90,1%)

Podpora:

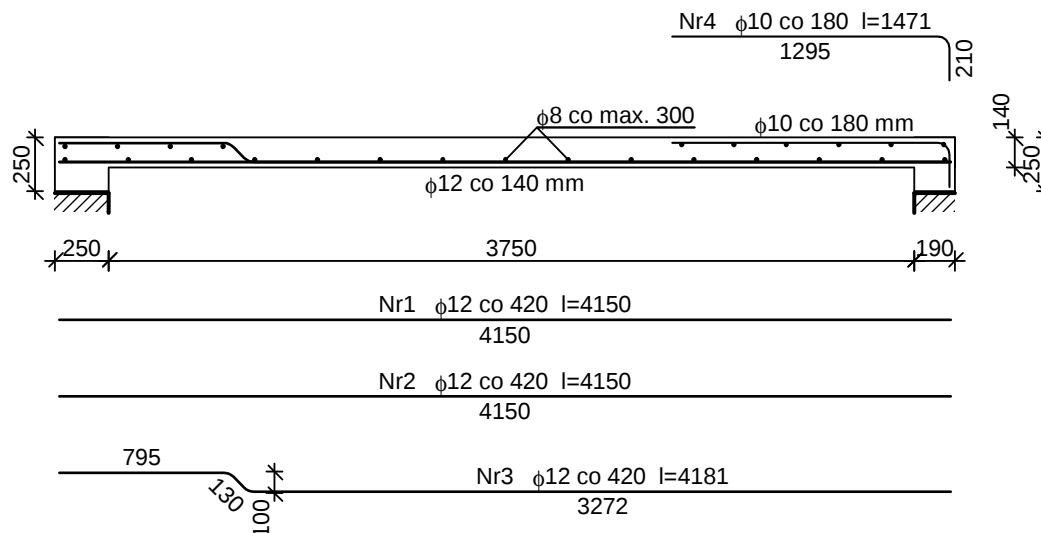
Zbrojenie potrzebne $A_s = 2,86 \text{ cm}^2/\text{mb}$. Przyjęto **$\phi 10$ co $18,0 \text{ cm}$** o $A_s = 4,36 \text{ cm}^2/\text{mb}$ ($\rho = 0,38\%$)

Warunek nośności na zginanie: $M_{Sd,p} = 13,29 \text{ kNm/mb} < M_{Rd,p} = 19,82 \text{ kNm/mb}$ (67,1%)

Warunek nośności na ścinanie: $V_{Sd} = 18,22 \text{ kN/mb} < V_{Rd1} = 79,55 \text{ kN/mb}$ (22,9%)

Szerokość rys prostopadłych: $w_k = 0,210 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$ (69,8%)

Przyjęto zbrojenie rozdzielcze **$\phi 8$ co max. $30,0 \text{ cm}$** o $A_s = 1,68 \text{ cm}^2/\text{mb}$

SZKIC ZBROJENIA**Poz.3.2.a. Wieniec żelbetowy 25x25cm.**

Przyjęto zbrojenie:

Góra: 2#12,

Dół: 2#12

Strzemiona: 2-cięte #8co20cm

Poz.3.2.b. Wieniec żelbetowy 19x25cm.

Przyjęto zbrojenie:

Góra: 2#12,

Dół: 2#12

Strzemiona: 2-cięte #8co20cm

Poz.3.6.a. Nadproże żelbetowe 25x20cm.

Przyjęto zbrojenie:

Góra: 2#10,

Dół: 2#12

Strzemiona: 2-cięte #8co12cm

Poz.3.6.b. Nadproże żelbetowe 19x20cm.

Przyjęto zbrojenie:

Góra: 2#10 ,
Dół: 2#12
Strzemiona: 2-cięte #8co12cm

Poz.3.6.c. Nadproże żelbetowe 25x56cm.

Przyjęto zbrojenie:
Góra: 2#12 - zbrojenie górne wieńca,
Dół: 2#12
Strzemiona: 2-cięte #8co20cm

4. FUNDAMENTY

Poz.4.2.a. Ława żelbetowa 60x30cm:

Tablica 1. Obciążenia dla Poz.4.2.a. -zewnątrzna

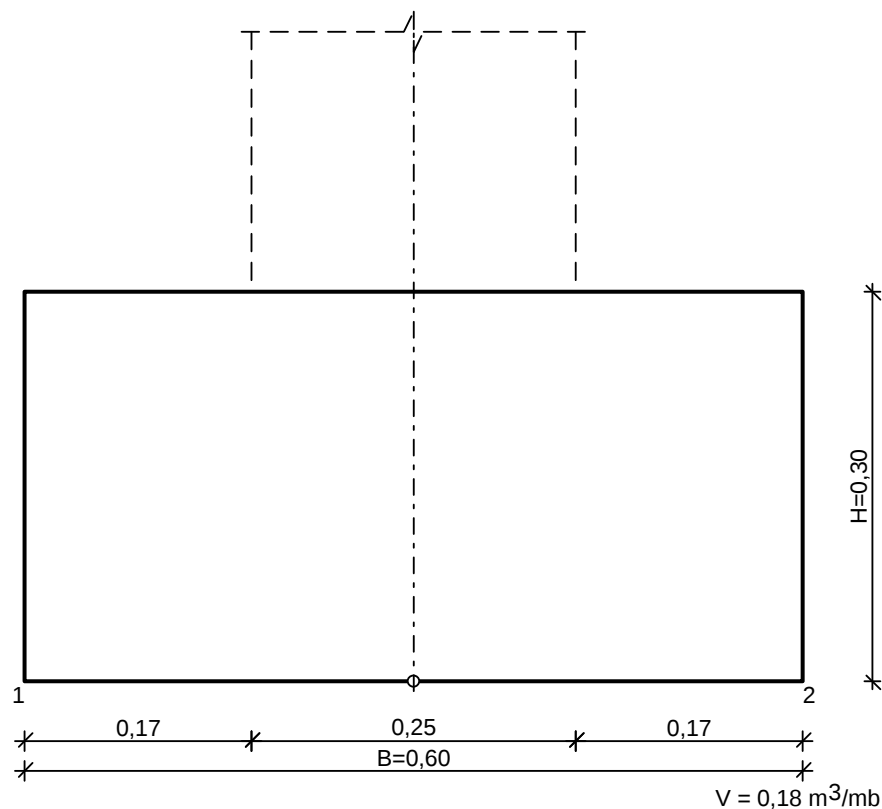
Lp	Opis obciążenia	Obc. char. kN/m	γ_f	k_d	Obc. obl. kN/m
1.	Obciążenie z dachu	9,72	1,30	--	12,64
2.	Ciężar ściany zewnętrznej 2.65kN/m ² x 3,70m	9,81	1,15	--	11,28
3.	Ciężar ściany fundamentowej 6,44kN/m ² x 0,77m	4,96	1,15	--	5,70
4.	Obciążenie stałe ze stropu nad parterem 5,19kN/m ² x 2,11m	10,95	1,15	--	12,59
5.	Obciążenie zmienne ze stropu nad parterem 3,25 kN/m ² x 2,11m	6,86	1,50	--	10,29
	Σ :	42,30	1,24	--	52,50

Tablica 2. Obciążenia dla Poz.4.2.a. - wewnątrzna

Lp	Opis obciążenia	Obc. char. kN/m	γ_f	k_d	Obc. obl. kN/m
1.	Ciężar ściany wewnętrznej 2.77kN/m ² x 3,25m	9,00	1,15	--	10,35
2.	Ciężar ściany fundamentowej 6,44kN/m ² x 0,77m	4,96	1,15	--	5,70
3.	Obciążenie stałe ze stropu nad parterem 5,19kN/m ² x 3,67m	19,05	1,15	--	21,91
4.	Obciążenie stałe ze stropu nad parterem 3,25kN/m ² x 3,67m	11,93	1,50	--	17,89
	Σ :	44,94	1,24	--	55,86

Fundament 1

SZKIC FUNDAMENTU

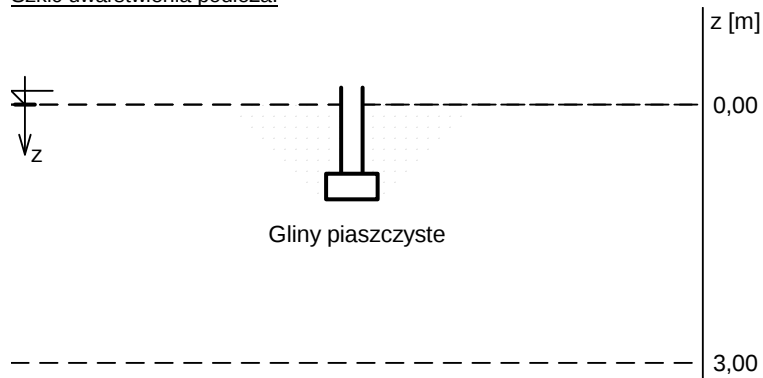


GEOMETRIA FUNDAMENTUWymiary fundamentu :Typ: **ława prostokątna**

B = 0,60 m H = 0,30 m

B_s = 0,25 m e_B = 0,00 mPosadowienie fundamentu:D = 1,10 m D_{min} = 1,10 m

Brak wody gruntowej w zasypce

OPIS PODŁOŻASzkic uwarstwienia podłoża:

Warstwy gruntu zdefiniowano mierząc 0,00 m od max. poziomu zasypki

Zestawienie warstw podłoża

N	nazwa gruntu	h [m]	nawodnion a	$\rho_o^{(m)}$ [t/m ³]	$\gamma_{f,min}$	$\gamma_{f,max}$	$\phi_u^{(r)}$ [°]	$c_u^{(r)}$ [kPa]	M_0 [kPa]	M [kPa]
1	Gliny piaszczyste	3,00	nie	2,10	0,90	1,10	11,88	12,00	23636	39402

OBCIĄŻENIA FUNDAMENTUKombinacje obciążeń obliczeniowych:

N	typ obc.	N [kN/m]	T _B [kN/m]	M _B [kNm/m]	e [kPa]	Δe [kPa/m]
1	całkowite	52,20	0,00	0,00	0,00	0,00
2	całkowite	55,86	0,00	0,00	0,00	0,00

DANE MATERIAŁOWEZasypka:Ciężar objętościowy: 20,0 kN/m³Współczynniki obciążenia: $\gamma_{f,min} = 0,90$; $\gamma_{f,max} = 1,20$ Parametry betonu:Klasa betonu: **C20/25 (B25)** → $f_{cd} = 13,33$ MPa, $f_{ctd} = 1,00$ MPa, $E_{cm} = 30,0$ GPaCiężar objętościowy $\rho = 24,0$ kN/m³Maksymalny rozmiar kruszywa $d_g = 16$ mmWspółczynniki obciążenia: $\gamma_{f,min} = 0,90$; $\gamma_{f,max} = 1,15$ Zbrojenie:Klasa stali: **A-IIIIN (RB500W)** → $f_{yk} = 500$ MPa, $f_{yd} = 420$ MPa, $f_{tk} = 550$ MPaŚrednica prętów wzdłuż boku B $\phi_B = 12$ mmMaksymalny rozstaw prętów $\phi_L = 20,0$ cmOtulenie:Nominalna grubość otulenia na podstawie fundamentu $c_{nom} = 50$ mmNominalna grubość otulenia na bocznych powierzchniach $c_{nom,b} = 25$ 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 tarcia gruntu o podstawę fundamentu: $f = 0,50$

Współczynniki redukcji spójności:

- przy sprawdzaniu przesunięcia: 0,50
- przy korekcie nachylenia wypadkowej obciążenia: 1,00

Czas trwania robót: do 1 roku ($\lambda = 0,00$)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 2**Decyduje nośność w poziomie: **posadowienia fundamentu**Obliczeniowy opór graniczny podłoża $Q_{fN} = 103,4$ kN/mb $N_f = 67,5$ kN/mb $< m \cdot Q_{fN} = 0,81 \cdot 103,4$ kN/mb = 83,7 kN/mb (80,7%)Nośność (stateczność) podłoża z uwagi na przesunięcie poziome:Decyduje: **kombinacja nr 1**Decyduje nośność w poziomie: **posadowienia fundamentu**

Obliczeniowy opór graniczny podłoża $Q_{R1} = 16,5 \text{ kN/mb}$
 $T_1 = 0,0 \text{ kN/mb} < m \cdot Q_{R1} = 0,72 \cdot 16,5 \text{ kN/mb} = 11,9 \text{ kN/mb} \text{ (0,0\%)}$

Stateczność fundamentu na obrót:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Decyduje moment wywracający $M_{oB,2} = 0,00 \text{ kNm/mb}$, moment utrzymujący $M_{uB,2} = 18,34 \text{ kNm/mb}$
 $M_o = 0,00 \text{ kNm/mb} < m \cdot M_u = 0,72 \cdot 18,3 \text{ kNm/mb} = 13,2 \text{ kNm/mb} \text{ (0,0\%)}$

Osiadanie:

Decyduje: **kombinacja nr 2**

Osiadanie pierwotne $s' = 0,23 \text{ cm}$, wtórne $s'' = 0,00 \text{ cm}$, całkowite $s = 0,23 \text{ cm}$
 $s = 0,23 \text{ cm} < s_{dop} = 1,00 \text{ cm} \text{ (23,2\%)}$

OBLICZENIA WYTRZYMAŁOŚCIOWE FUNDAMENTU wg PN-B-03264:2002

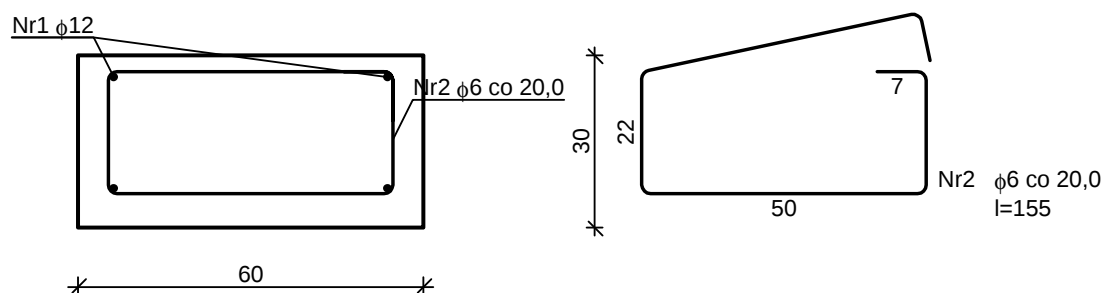
Nośność na przebicie:

dla fundamentu o zadanych wymiarach nie trzeba sprawdzać nośności na przebicie

Wymiarowanie zbrojenia:

nie zadeklarowano obliczeń zbrojenia

SZKIC ZBROJENIA



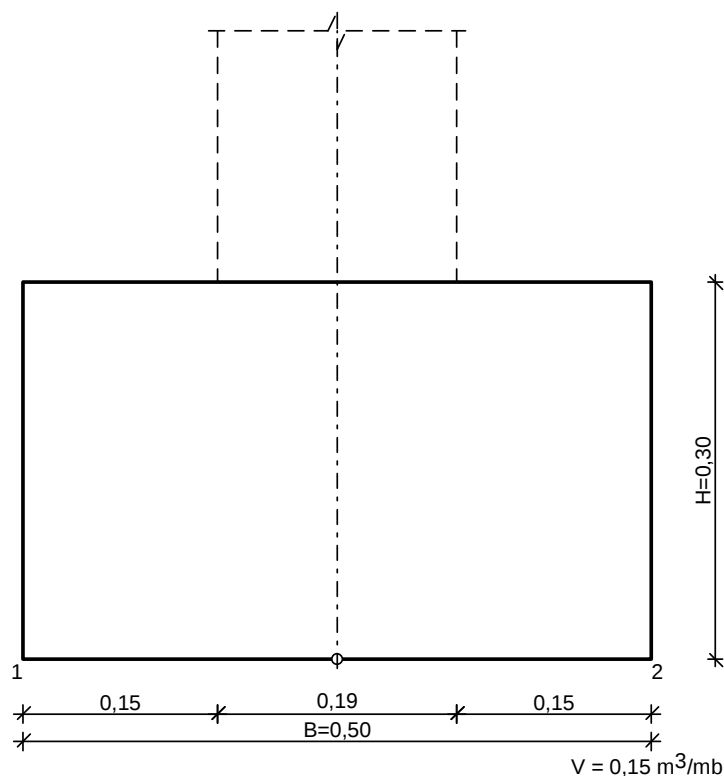
Poz.4.2.b. Ława żelbetowa 50x30cm:

Tablica 3. Obciążenia dla Poz.4.2.b. - wewnętrzna

Lp	Opis obciążenia	Obc. char. kN/m	γ_f	k_d	Obc. obl. kN/m
1.	Ciężar ściany wewnętrznej $2,22 \text{ kN/m}^2 \times 3,25 \text{ m}$	7,22	1,15	--	8,30
2.	Ciężar ściany fundamentowej $6,44 \text{ kN/m}^2 \times 0,77 \text{ m}$	4,96	1,15	--	5,70
3.	Obciążenie stałe ze stropu nad parterem $3,54 \text{ kN/m}^2 \times 2,40 \text{ m}$	8,50	1,15	--	9,77
4.	Obciążenie stałe ze stropu nad parterem $0,50 \text{ kN/m}^2 \times 2,40 \text{ m}$	1,20	1,50	--	1,80
	Σ :	21,88	1,17	--	25,58

Fundament 1

SZKIC FUNDAMENTU

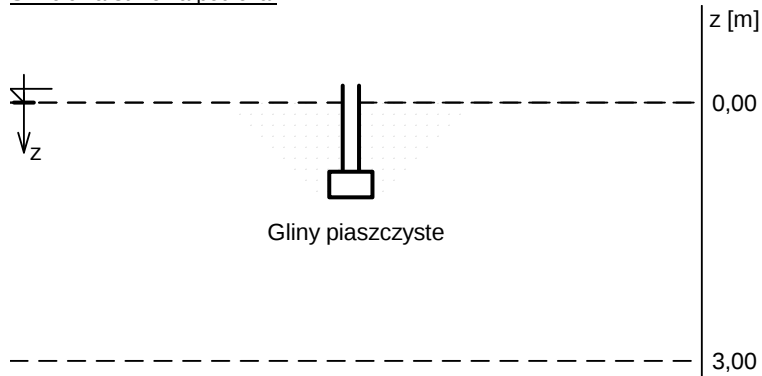


GEOMETRIA FUNDAMENTUWymiary fundamentu :Typ: **ława prostokątna**

B = 0,50 m H = 0,30 m

B_s = 0,19 m e_B = 0,00 mPosadowienie fundamentu:D = 1,10 m D_{min} = 1,10 m

Brak wody gruntowej w zasypce

OPIS PODŁOŻASzkic uwarstwienia podłoża:

Warstwy gruntu zdefiniowano mierząc 0,00 m od max. poziomu zasypki

Zestawienie warstw podłoża

N r	nazwa gruntu	h [m]	nawodnion a	$\rho_o^{(n)}$ [t/m ³]	$\gamma_{f,min}$	$\gamma_{f,max}$	$\phi_u^{(f)}$ [°]	$c_u^{(f)}$ [kPa]	M ₀ [kPa]	M [kPa]
1	Gliny piaszczyste	3,00	nie	2,10	0,90	1,10	11,88	12,00	23636	39402

OBCIĄŻENIA FUNDAMENTUKombinacje obciążeń obliczeniowych:

N r	typ obc.	N [kN/m]	T _B [kN/m]	M _B [kNm/m]	e [kPa]	Δe [kPa/m]
1	całkowite	25,58	0,00	0,00	0,00	0,00

DANE MATERIAŁOWEZasypka:Ciężar objętościowy: 20,0 kN/m³Współczynniki obciążenia: $\gamma_{f,min} = 0,90$; $\gamma_{f,max} = 1,20$ Parametry betonu:Klasa betonu: **C20/25 (B25)** → $f_{cd} = 13,33$ MPa, $f_{ctd} = 1,00$ MPa, $E_{cm} = 30,0$ GPaCiężar objętościowy $\rho = 24,0$ kN/m³Maksymalny rozmiar kruszywa $d_g = 16$ mmWspółczynniki obciążenia: $\gamma_{f,min} = 0,90$; $\gamma_{f,max} = 1,15$ Zbrojenie:Klasa stali: **A-IIIN (RB500W)** → $f_{yk} = 500$ MPa, $f_{yd} = 420$ MPa, $f_{tk} = 550$ MPaŚrednica prętów wzdłuż boku B $\phi_B = 12$ mmMaksymalny rozstaw prętów $\phi_L = 20,0$ cmOtulenie:Nominalna grubość otulenia na podstawie fundamentu $c_{nom} = 50$ mmNominalna grubość otulenia na bocznych powierzchniach $c_{nom,b} = 25$ 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 tarcia gruntu o podstawę fundamentu: $f = 0,50$

Współczynniki redukcji spójności:

- przy sprawdzaniu przesunięcia: 0,50
- przy korekcie nachylenia wypadkowej obciążenia: 1,00

Czas trwania robót: do 1 roku ($\lambda = 0,00$)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 $Q_{IN} = 85,9$ kN/mb $N_k = 35,7$ kN/mb $< m \cdot Q_{IN} = 0,81 \cdot 85,9$ kN/mb = 69,6 kN/mb

(51,3%)

Nośność (stateczność) podłoża z uwagi na przesunięcie poziome:Decyduje: **kombinacja nr 1**Decyduje nośność w poziomie: **posadowienia fundamentu**Obliczeniowy opór graniczny podłoża $Q_{IT} = 10,0$ kN/mb

$$T_r = 0,0 \text{ kN/mb} < m \cdot Q_{rT} = 0,72 \cdot 10,0 \text{ kN/mb} = 7,2 \text{ kN/mb} \quad (0,0\%)$$

Stateczność fundamentu na obrót:Decyduje: **kombinacja nr 1**Decyduje moment wywracający $M_{ob,2} = 0,00 \text{ kNm/mb}$, moment utrzymujący $M_{ub,2} = 8,32 \text{ kNm/mb}$

$$M_o = 0,00 \text{ kNm/mb} < m \cdot M_u = 0,72 \cdot 8,3 \text{ kNm/mb} = 6,0 \text{ kNm/mb} \quad (0,0\%)$$

Osiadanie:Decyduje: **kombinacja nr 1**Osiadanie pierwotne $s' = 0,09 \text{ cm}$, wtórne $s'' = 0,00 \text{ cm}$, całkowite $s = 0,09 \text{ cm}$

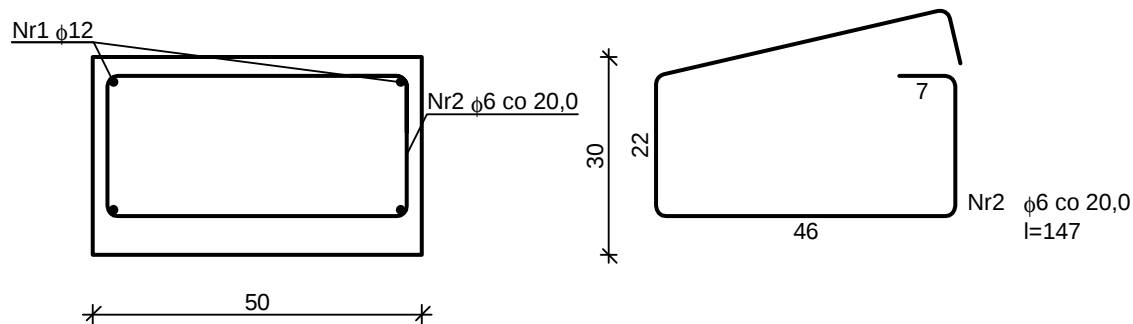
$$s = 0,09 \text{ cm} < s_{dop} = 1,00 \text{ cm} \quad (8,8\%)$$

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

dla fundamentu o zadanych wymiarach nie trzeba sprawdzać nośności na przebicie

Wymiarowanie zbrojenia:

nie zadeklarowano obliczeń zbrojenia

SZKIC ZBROJENIA**Poz.4.3.a. Ściana fundamentowa gr. 25cm:**

Przyjęto zbrojenie:

Pionowe: obustronnie #10 co 25cm

Poziomo: obustronnie #8 co 25cm

.....
podpis projektanta