

OPIS TECHNICZNY
BRANŻA KONSTRUKCYJNA
do projektu budowy świetlicy wiejskiej w miejscowości Marksewo

Inwestor:

Gmina Szczytno

12-100 Szczytno

ul. Łomżyńska 3

1. Przedmiot opracowania

Celem i przedmiotem opracowania jest dokumentacja projektowa, konieczna do wykonania konstrukcji obiektu w związku z budową świetlicy wiejskiej w miejscowości Marksewo. Obiekt świetlicy zlokalizowany zostanie na terenie działki nr 216/2, obręb Marksewo, gm. Szczytno.

Podstawa opracowania

Podstawą niniejszego opracowania są:

- umowa zawarta z inwestorem
- aktualne katalogi
- obowiązujące normy i przepisy, Prawo Budowlane, wytyczne wykonania i odbioru robót konstrukcyjnych
- podkłady architektoniczne projektowanego obiektu

2. Zakres opracowania

- opis rozwiązań konstrukcyjnych

3. Opis budowlany

3.1. Charakterystyka ogólna

Projektowany budynek jest obiektem parterowym, na planie prostokąta o wymiarach 7,40x16,10 m z dachem dwuspadowym o kącie nachylenia 30°. Konstrukcja obiektu murowana z betonu autoklawizowanego gr. 24 cm. Ławy żelbetowe z betonu B-20 na podbudowie z betonu chudego B-10, zbrojone stalą Rb500 i A-0. Strop żelbetowy, więźba dachowa drewniana. Dach dwuspadowy kryty blachodachówką.

CHARAKTERYSTYCZNE PARAMETRY BUDYNKU

Powierzchnia zabudowy – 119,14 m²

Powierzchnia użytkowa – 98,07 m²

Powierzchnia całkowita – 119,14 m²

Kubatura – 589,74m³

Szerokość budynku – 16,10m

Długość budynku 7,40m

Wysokość budynku do kalenicy – 6,03 m

3.2. Konstrukcja

3.2.1. Ławy fundamentowe świetlicy wiejskiej 60x40 cm – wylewane żelbetowe, beton B-20 (C16/20), stal A-0 i Rb500. Pod fundamentami podkład z chudego betonu B-10 gr. 10cm. Poziom posadowienia budynku na głębokości minimum 1,0m poniżej poziomu terenu.

3.2.2. Ściany fundamentowe świetlicy wiejskiej gr. 24cm – murowane z bloczków z betonu autoklawizowanego na klej.

3.2.3. Stopy fundamentowe świetlicy wiejskiej 80x80x40 cm – wylewane żelbetowe, beton B-20 (C16/20), stal A-0 i Rb500. Pod stopą podkład z chudego betonu B-10, gr. 10,0 cm. Poziom posadowienia stopy na głębokości minimum 1,0m poniżej poziomu terenu.

3.2.4. Posadzka parteru – warstwy konstrukcyjne zgodnie z rysunkami architektonicznymi. Podkład betonowy gr. 12cm z betonu B-15 wykonany na uprzednio wykonanej wysypce z pospółki zagęszczanej warstwami nie grubszymi niż 30cm. Wylewka cementowa gr. 6cm z zastosowaniem zbrojenia w postaci włókien rozproszonych lub siatek Ø4,5mm o oczku 15x15cm.

3.2.5. Ściany zewnętrzne budynku murowane z betonu autoklawizowanego gr. 24,0 cm na klej. Nadproża okienne i drzwiowe prefabrykowane typu „L”.

3.2.6. Dach dwuspadowy o nachyleniu połaci 30° i o konstrukcji drewnianej z drewna C-24. Deskowanie pełne. Pokrycie z blachodachówki.

3.2.7. Ściana wewnętrzna nośna z betonu autoklawizowanego gr. 24,0 cm na klej.

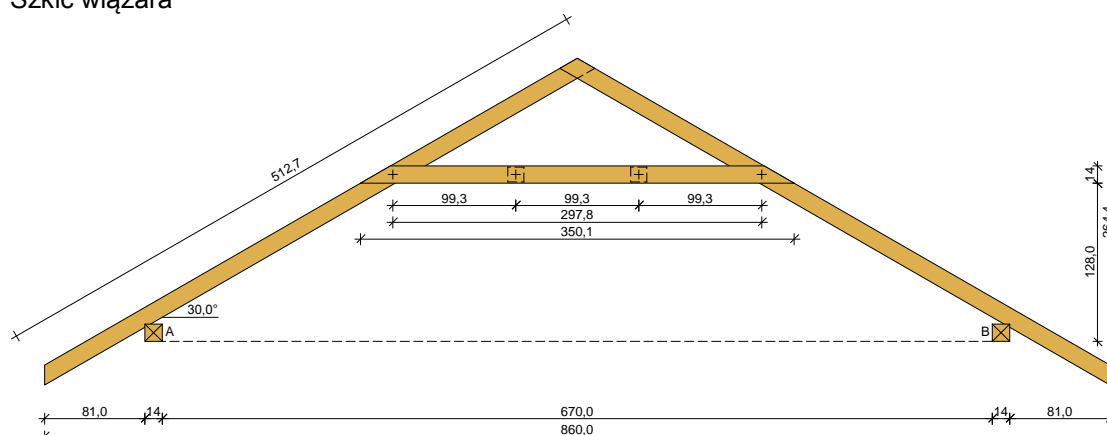
3.2.8. Ścianki działowe z betonu autoklawizowanego gr. 12,0 cm na klej. Nadproża drzwiowe prefabrykowane typu „L”.

4. Obliczenia konstrukcyjne

4.1. Konstrukcja dachu

DANE:

Szkic więzara



Geometria ustroju:

Kąt nachylenia połaci dachowej $\alpha = 30,0^\circ$

Rozpiętość więzara $l = 8,60$ m

Rozstaw murłat w świetle $l_s = 6,70$ m

Poziom jętki $h = 1,28$ m

Rozstaw wiązarów $a = 0,90$ m

Odległość między usztywnieniami bocznymi krokwi $= 0,50$ m

Odległość między usztywnieniami bocznymi jętki $= 0,40$ m

Rozstaw podparć murłaty $l_{mo} = 2,00$ m

Wysięg wspornika murłaty $l_{mw} = 0,70$ m

Dane materiałowe:

- krokiew 6/14 cm (zaciosy: murłata - 3 cm, jętka - brak) z drewna C24
- jętka 2x 3,8/14 cm z drewna C24 z przewiązkami co 99 cm,
- murłata 14/14 cm z drewna C24

Obciążenia (wartości charakterystyczne):

- pokrycie dachu (wg PN-82/B-02001:):

$$g_k = 0,35 \text{ kN/m}^2$$

- obciążenie śniegiem (wg PN-EN 1991-1-3 p.5.3.3: dach dwupołaciowy, strefa 4, nachylenie połaci $40,0$ st.):

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

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

- obciążenie śniegiem traktuje się jako obciążenie średniotrwale

- obciążenie wiatrem (wg PN-B-02011:1977/Az1:2009/Z1-3: strefa I, teren A, wys. budynku $z = 8,0$ m):

- na połaci nawietrznej $p_{kl} = 0,19 \text{ kN/m}^2$

- na połaci zawietrznej $p_{kp} = -0,19 \text{ kN/m}^2$

- obciążenie ociepleniem dolnego odcinka krokwi

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

- obciążenie stałe jętki : $q_{jk} = 0,00 \text{ kN/m}^2$

- obciążenie zmienne jętki : $p_{jk} = 0,00 \text{ kN/m}^2$

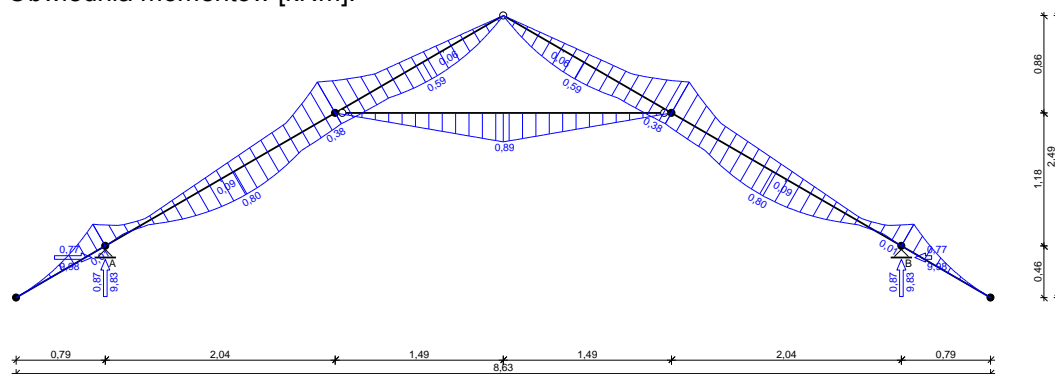
- obciążenie montażowe jętki $F_k = 1,0 \text{ kN}$

Założenia obliczeniowe:

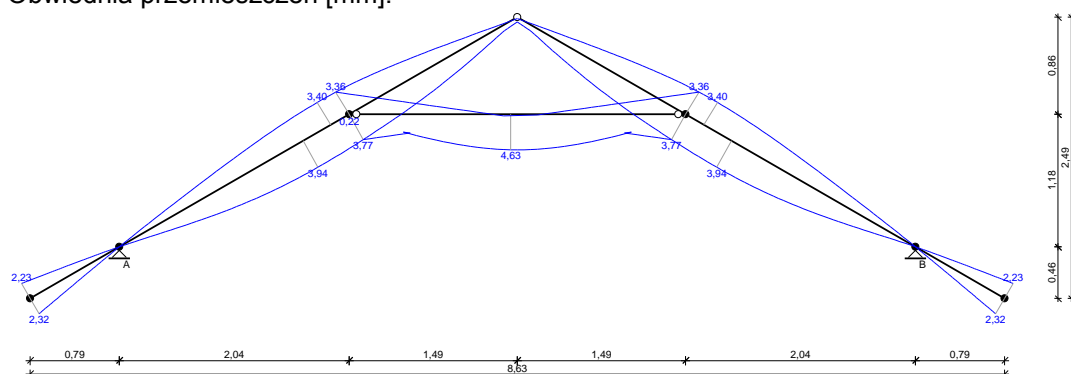
- klasa użytkowania konstrukcji: 2

WYNIKI:

Obwiednia momentów [kNm]:



Obwiednia przemieszczeń [mm]:



Ekstremalne reakcje podporowe:

węzeł (podpora)	V [kN]	H [kN]	kombinacja
2 (A)	9,83 8,85	8,80 9,98	K6: stałe-max+śnieg-wariant II+0,90·wiatr z lewej K7: stałe-max+śnieg-wariant II+0,90·wiatr z prawej
6 (B)	9,83 8,85	-8,80 -9,98	K7: stałe-max+śnieg-wariant II+0,90·wiatr z prawej K6: stałe-max+śnieg-wariant II+0,90·wiatr z lewej

Wymiarowanie wg PN-B-03150:2000

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

→ $f_{m,k} = 24 \text{ MPa}$, $f_{t,0,k} = 14 \text{ MPa}$, $f_{c,0,k} = 21 \text{ MPa}$, $f_{v,k} = 2,5 \text{ MPa}$, $E_{90,mean} = 11 \text{ GPa}$, $\rho_k = 350 \text{ kg/m}^3$

Krokiew 6/14 cm (zaciosy: murlata - 3 cm, jętka - brak)

Smukłość

$$\lambda_y = 80,6 < 150$$

$$\lambda_z = 28,9 < 150$$

Maksymalne siły i naprężenia w prześle

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

$$M = -1,10 \text{ kNm} \quad N = 10,01 \text{ kN}$$

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

$$\sigma_{m,y,d} = 5,63 \text{ MPa} \quad \sigma_{c,0,d} = 1,19 \text{ MPa}$$

$$k_{c,y} = 0,457$$

$$\sigma_{c,0,d} / (k_{c,y} \cdot f_{c,0,d}) + \sigma_{m,y,d} / f_{m,y,d} = 0,583 < 1$$

$$(\sigma_{c,0,d} / f_{c,0,d})^2 + \sigma_{m,y,d} / f_{m,y,d} = 0,275 < 1$$

Maksymalne siły i naprężenia na podporze - murlacie

decyduje kombinacja: **K3** stałe-max+śnieg+0,90·wiatr z lewej

$$M = -0,77 \text{ kNm} \quad N = 11,69 \text{ kN}$$

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

$$\sigma_{m,y,d} = 6,39 \text{ MPa} \quad \sigma_{c,0,d} = 1,77 \text{ MPa}$$

$$(\sigma_{c,0,d} / f_{c,0,d})^2 + \sigma_{m,y,d} / f_{m,y,d} = 0,452 < 1$$

Maksymalne siły i naprężenia na podporze - jętce

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

$M = -1,10 \text{ kNm}$ $N = 10,01 \text{ kN}$

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

$\sigma_{m,y,d} = 5,63 \text{ MPa}$ $\sigma_{c,0,d} = 1,19 \text{ MPa}$

$(\sigma_{c,0,d}/f_{c,0,d})^2 + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 0,390 < 1$

Maksymalne ugięcie krokwi

decyduje kombinacja: **K8** stałe-max+wiatr z lewej

$u_{fin} = 3,77 \text{ mm} < u_{net,fin} = l / 200 = 1720 / 200 = 8,60 \text{ mm}$

Maksymalne ugięcie wspornika krokwi

decyduje kombinacja: **K11** stałe-max+wiatr z prawej

$u_{fin} = 2,32 \text{ mm} < u_{net,fin} = 2 \cdot l / 200 = 2 \cdot 912 / 200 = 9,12 \text{ mm}$

Jętka 2x 3,8/14 cm z przewiązkami co 99 cm z drewna C24

Smukłość

$\lambda_y = 73,7 < 150$

$\lambda_z = 73,4 < 175$

Maksymalne siły i naprężenia

decyduje kombinacja: **K14** stałe-max+montażowe jętki

$M = 0,89 \text{ kNm}$ $N = 2,52 \text{ kN}$

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

$\sigma_{m,y,d} = 3,60 \text{ MPa}$ $\sigma_{c,0,d} = 0,24 \text{ MPa}$

$k_{c,y} = 0,531$, $k_{c,z} = 0,535$

$\sigma_{c,0,d}/(k_{c,y} \cdot f_{c,0,d}) + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 0,318 < 1$

$\sigma_{c,0,d}/(k_{c,z} \cdot f_{c,0,d}) + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 0,318 < 1$

Maksymalne ugięcie

decyduje kombinacja: **K14** stałe-max+montażowe jętki

$u_{fin} = 4,63 \text{ mm} < u_{net,fin} = l / 200 = 2978 / 200 = 14,89 \text{ mm}$

Murlata 14/14 cm

Część murlaty leżąca na ścianie

Obciążenia obliczeniowe

$q_z = 10,92 \text{ kN/m}$ $q_y = -11,09 \text{ kN/m}$

Maksymalne siły i naprężenia

decyduje kombinacja: **K3** stałe-max+śnieg+0,90·wiatr z lewej

$M_z = 4,75 \text{ kNm}$

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

$\sigma_{m,z,d} = 10,388 \text{ MPa}$

$\sigma_{m,z,d}/f_{m,z,d} = 0,703 < 1$

Część wspornikowa murlaty

Obciążenia obliczeniowe

$q_z = 10,92 \text{ kN/m}$ $q_y = -11,09 \text{ kN/m}$

Maksymalne siły i naprężenia

decyduje kombinacja: **K3** stałe-max+śnieg+0,90·wiatr z lewej

$M_y = 2,68 \text{ kNm}$ $M_z = 2,72 \text{ kNm}$

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

$\sigma_{m,y,d} = 5,85 \text{ MPa}$ $\sigma_{m,z,d} = 5,94 \text{ MPa}$

$\sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} + k_m \cdot \sigma_{m,z,d}/f_{m,z,d} = 0,678 < 1$

$k_m \cdot \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} + \sigma_{m,z,d}/f_{m,z,d} = 0,680 < 1$

Maksymalne ugięcie:

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

$u_{fin} = 1,21 \text{ mm} < u_{net,fin} = 2 \cdot l / 200 = 2 \cdot 700 / 200 = 7,00 \text{ mm}$

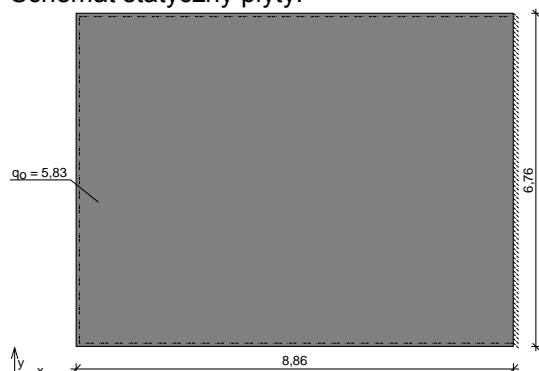
4.2. Strop S1 – nad salą spotkań

a. Strop S1- nad salą spotkań 6,6x8,7 m (wymiary w świetle ścian)

Zestawienie obciążeń rozłożonych [kN/m²]:

Lp.	Opis obciążenia	Obc.char.	γ_f	k_d	Obc.obl.
1.	Warstwa cementowo-wapienna grub. 2 cm [19,0kN/m ³ ·0,02m]	0,38	1,30	--	0,49
2.	Obciążenie zmienne (stropy poddaszy oraz stropodachów wentylowanych, w których ciężar pokrycia dachowego nie obciąża konstrukcji stropu z dostępem poprzez wyłaz rewizyjny) [0,5kN/m ²]	0,50	1,40	0,80	0,70
3.	Wełna mineralna w płytach miękkich grub. 30 cm [0,6kN/m ³ ·0,30m]	0,18	1,30	--	0,23
4.	Płyta żelbetowa grub.16 cm	4,00	1,10	--	4,40
Σ :		5,06	1,15		5,83

Schemat statyczny płyty:



Rozpiętość obliczeniowa płyty $l_{eff,x} = 8,86$ m

Rozpiętość obliczeniowa płyty $l_{eff,y} = 6,76$ m

Wyniki obliczeń statycznych:

Kierunek x:

Moment przęsłowy obliczeniowy $M_{Sdx} = 9,30$ kNm/m

Moment przęsłowy charakterystyczny $M_{Skx} = 8,08$ kNm/m

Moment przęsłowy charakterystyczny długotrwały $M_{Skx,lt} = 7,92$ kNm/m

Momenty podporowe obliczeniowy $M_{Sdx,p} = 26,23$ kNm/m

Moment podporowy charakterystyczny długotrwały $M_{Skx,lt,p} = 22,32$ kNm/m

Maksymalne oddziaływanie podporowe $Q_{ox,max} = 19,70$ kN/m

Zastępcze oddziaływanie podporowe $Q_{ox} = 12,31$ kN/m

Kierunek y:

Moment przęsłowy obliczeniowy $M_{Sdy} = 13,29$ kNm/m

Moment przęsłowy charakterystyczny $M_{Sdy} = 11,54$ kNm/m

Moment przęsłowy charakterystyczny długotrwały $M_{Sdy,lt} = 11,31$ kNm/m

Maksymalne oddziaływanie podporowe $Q_{oy,max} = 19,70$ kN/m

Zastępcze oddziaływanie podporowe $Q_{oy} = 15,06$ kN/m

Dane materiałowe :

Grubość płyty 16,0 cm

Klasa betonu **C16/20** (B20) $\rightarrow f_{cd} = 10,67$ MPa, $f_{ctd} = 0,87$ MPa, $E_{cm} = 29,0$ GPa

Ciężar objętościowy betonu $\rho = 25$ kN/m³

Wilgotność środowiska RH = 50%

Wiek betonu w chwili obciążenia 28 dni

Współczynnik pełzania (obliczono) $\phi = 3,22$

Stal zbrojeniowa A-IIIIN (**RB500**) $\rightarrow f_{yk} = 500$ MPa, $f_{yd} = 420$ MPa, $f_{tk} = 550$ MPa

Otulinie zbrojenia przęsłowego w kierunku x $c_{nom,x} = 35 \text{ mm}$
 Otulinie zbrojenia podporowego w kierunku x $c_{nom,x} = 35 \text{ mm}$
 Otulinie zbrojenia przęsłowego w kierunku y $c_{nom,y} = 25 \text{ mm}$

Założenia obliczeniowe :

Sytuacja obliczeniowa: trwała
 Graniczna szerokość rys $w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$
 Graniczne ugięcie $a_{lim} = 30 \text{ mm}$ - jak dla stropów (tablica 8)

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

Kierunek x:

Przęsło:

Zbrojenie potrzebne $A_s = 1,92 \text{ cm}^2/\text{mb}$. Przyjęto $\phi 12$ co **20,0 cm** o $A_s = 5,65 \text{ cm}^2/\text{mb}$ ($\rho = 0,48\%$)

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

Maksymalne ugięcie: $a_x(M_{Skx,lt}) = 20,70 \text{ mm}$

Podpora:

Zbrojenie potrzebne $A_s = 5,81 \text{ cm}^2/\text{mb}$. Przyjęto $\phi 12$ co **15,0 cm** o $A_{sp} = 7,54 \text{ cm}^2/\text{mb}$ ($\rho = 0,63\%$)

Szerokość rys prostokątnych: $w_{kx} = 0,247 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$

Kierunek y:

Przęsło:

Zbrojenie potrzebne $A_s = 2,55 \text{ cm}^2/\text{mb}$. Przyjęto $\phi 12$ co **15,0 cm** o $A_s = 7,54 \text{ cm}^2/\text{mb}$ ($\rho = 0,58\%$)

Szerokość rys prostokątnych: $w_{ky} = 0,090 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$

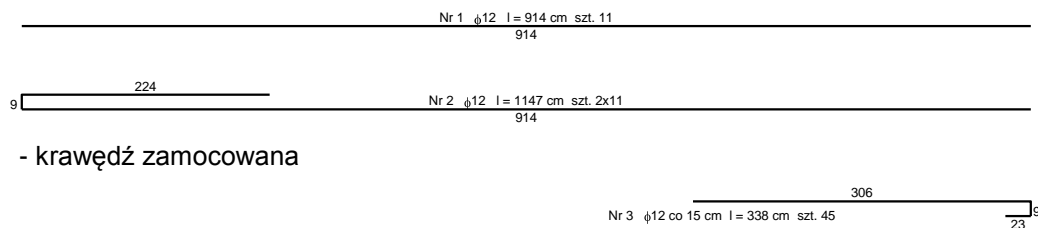
Maksymalne ugięcie: $a_y(M_{Sky,lt}) = 38,36 \text{ mm}$

Ugięcie całkowite płyty:

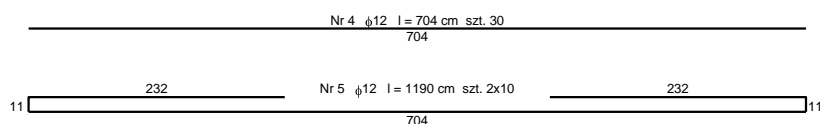
Maksymalne ugięcie od $M_{Sk,lt}$: $a(M_{Sk,lt}) = 29,53 \text{ mm} < a_{lim} = 30,00 \text{ mm}$

Szkic zbrojenia:

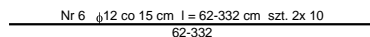
Kierunek x:



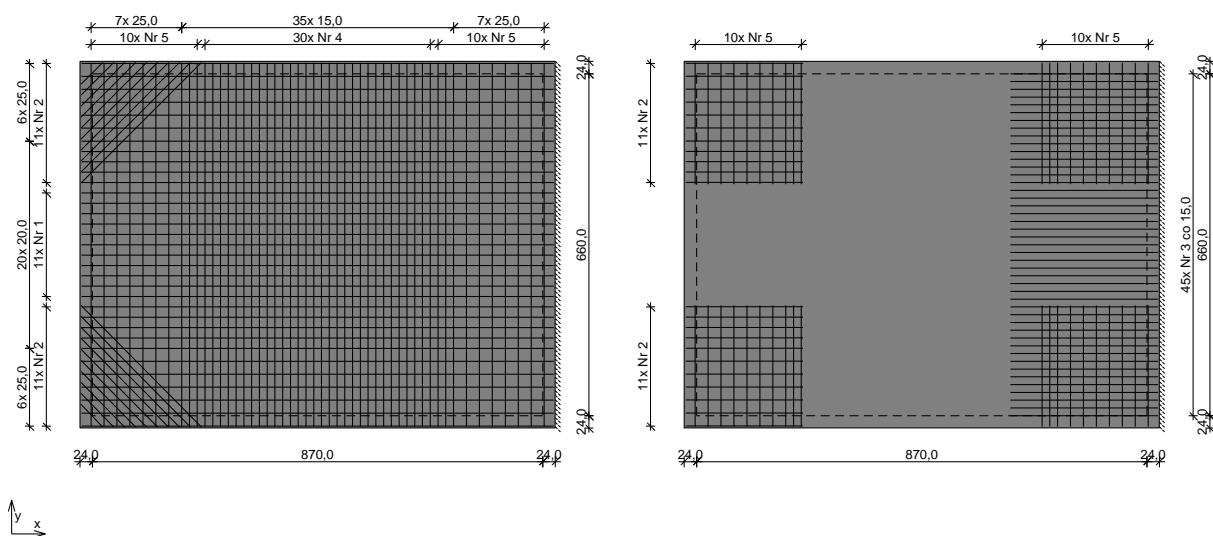
Kierunek y:



Zbrojenie naroży dołem:



Schemat rozmieszczenia prętów (dołem i góra):



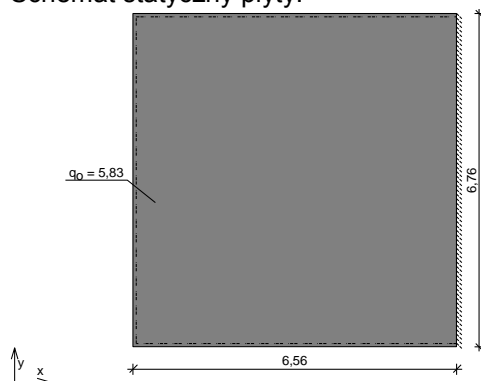
4.3. Strop S2 – nad częścią socjalną

Strop S2- nad częścią socjalną 6,6x 6,4m (wymiary w świetle ścian wewn.)

Zestawienie obciążeń rozłożonych [kN/m²]:

Lp.	Opis obciążenia	Obc.char.	γ_f	k_d	Obc.obl.
1.	Warstwa cementowo-wapienna grub. 2 cm [19,0kN/m ³ ·0,02m]	0,38	1,30	--	0,49
2.	Obciążenie zmienne (stropy poddaszy oraz stropodachów wentylowanych, w których ciężar pokrycia dachowego nie obciąża konstrukcji stropu z dostępem poprzez wyłaz rewizyjny) [0,5kN/m ²]	0,50	1,40	0,80	0,70
3.	Wełna mineralna w płytach miękkich grub. 30 cm [0,6kN/m ³ ·0,30m]	0,18	1,30	--	0,23
4.	Płyta żelbetowa grub.16 cm	4,00	1,10	--	4,40
Σ :		5,06	1,15		5,83

Schemat statyczny płyty:



Rozpiętość obliczeniowa płyty $l_{eff,x} = 6,56$ m

Rozpiętość obliczeniowa płyty $l_{eff,y} = 6,76$ m

Wyniki obliczeń statycznych:

Kierunek x:

Moment przęsłowy obliczeniowy $M_{Sdx} = 8,78 \text{ kNm/m}$
Moment przęsłowy charakterystyczny $M_{Skx} = 7,62 \text{ kNm/m}$
Moment przęsłowy charakterystyczny długotrwały $M_{Skx,lt} = 7,47 \text{ kNm/m}$
Moment podporowy obliczeniowy $M_{Sdx,p} = 23,14 \text{ kNm/m}$
Moment podporowy charakterystyczny długotrwały $M_{Skx,lt,p} = 19,69 \text{ kNm/m}$
Maksymalne oddziaływanie podporowe $Q_{ox,max} = 19,12 \text{ kN/m}$
Zastępcze oddziaływanie podporowe $Q_{ox} = 12,30 \text{ kN/m}$

Kierunek y:

Moment przęsłowy obliczeniowy $M_{Sdy} = 6,70 \text{ kNm/m}$
Moment przęsłowy charakterystyczny $M_{Sdy} = 5,81 \text{ kNm/m}$
Moment przęsłowy charakterystyczny długotrwały $M_{Sdy,lt} = 5,70 \text{ kNm/m}$
Maksymalne oddziaływanie podporowe $Q_{oy,max} = 19,12 \text{ kN/m}$
Zastępcze oddziaływanie podporowe $Q_{oy} = 11,95 \text{ kN/m}$

Dane materiałowe :

Grubość płyty 16,0 cm

Klasa betonu **C16/20** (B20) $\rightarrow f_{cd} = 10,67 \text{ MPa}$, $f_{ctd} = 0,87 \text{ MPa}$, $E_{cm} = 29,0 \text{ GPa}$

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

Wilgotność środowiska $RH = 50\%$

Wiek betonu w chwili obciążenia 28 dni

Współczynnik pełzania (obliczono) $\phi = 3,22$

Stal zbrojeniowa A-IIIIN (**RB500**) $\rightarrow f_{yk} = 500 \text{ MPa}$, $f_{yd} = 420 \text{ MPa}$, $f_{tk} = 550 \text{ MPa}$

Otulinie zbrojenia przęsłowego w kierunku x $c_{nom,x} = 35 \text{ mm}$

Otulinie zbrojenia podporowego w kierunku x $c_{nom,x} = 35 \text{ mm}$

Otulinie zbrojenia przęsłowego w kierunku y $c_{nom,y} = 25 \text{ mm}$

Założenia obliczeniowe :

Sytuacja obliczeniowa: trwała

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

Graniczne ugięcie $a_{lim} = 30 \text{ mm}$ - jak dla stropów (tablica 8)

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

Kierunek x:

Przęsło:

Zbrojenie potrzebne $A_s = 1,81 \text{ cm}^2/\text{mb}$. Przyjęto **φ12 co 20,0 cm** o $A_s = 5,65 \text{ cm}^2/\text{mb}$ ($\rho = 0,48\%$)

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

Maksymalne ugięcie: $a_x(M_{Skx,lt}) = 10,70 \text{ mm}$

Podpora:

Zbrojenie potrzebne $A_s = 5,05 \text{ cm}^2/\text{mb}$. Przyjęto **φ12 co 15,0 cm** o $A_{sp} = 7,54 \text{ cm}^2/\text{mb}$ ($\rho = 0,63\%$)

Szerokość rys prostopadłych: $w_{kx} = 0,214 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$

Kierunek y:

Przęsło:

Zbrojenie potrzebne $A_s = 1,68 \text{ cm}^2/\text{mb}$. Przyjęto **φ12 co 20,0 cm** o $A_s = 5,65 \text{ cm}^2/\text{mb}$ ($\rho = 0,44\%$)

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

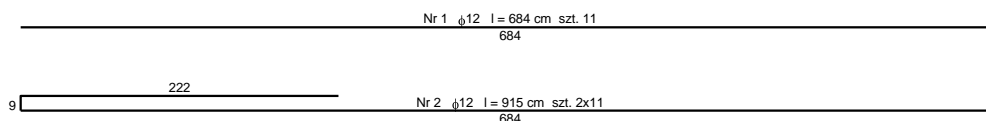
Maksymalne ugięcie: $a_y(M_{Sdy,lt}) = 10,46 \text{ mm}$

Ugięcie całkowite płyty:

Maksymalne ugięcie od $M_{Sk,lt}$: $a(M_{Sk,lt}) = 10,58 \text{ mm} < a_{lim} = 30,00 \text{ mm}$

Szkic zbrojenia:

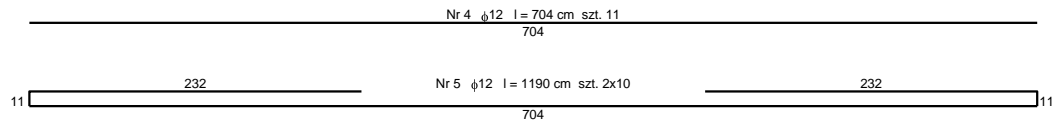
Kierunek x:



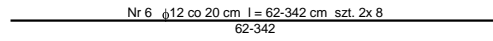
- krawędź zamocowana

Nr 3 $\phi 12$ co 15 cm $l = 255$ cm szt. 45

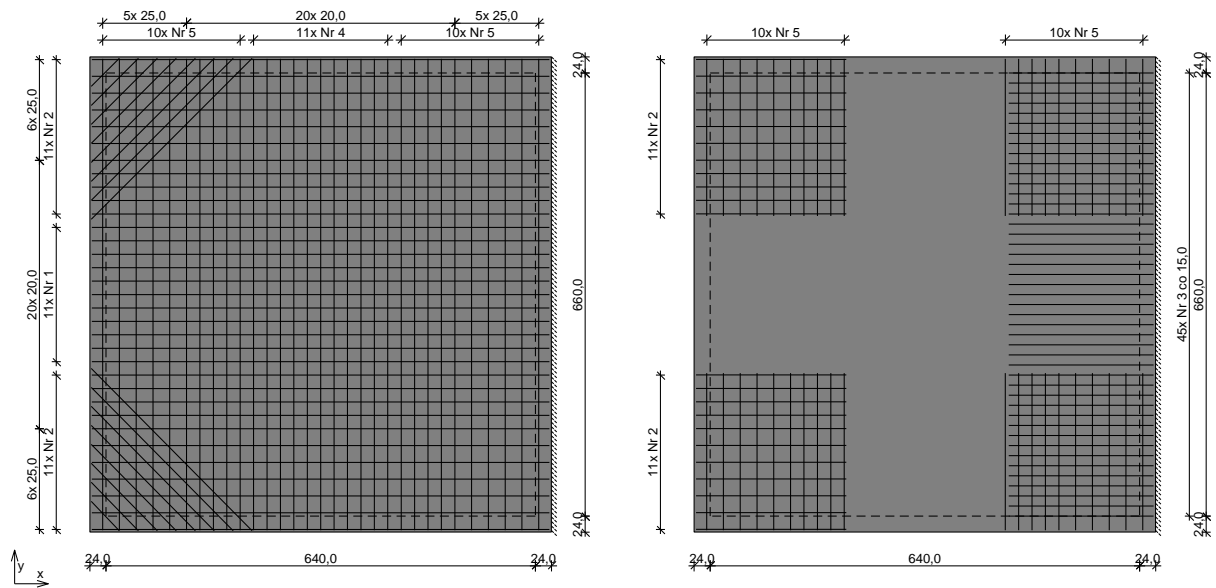
Kierunek y:



Zbrojenie naroży dołem:

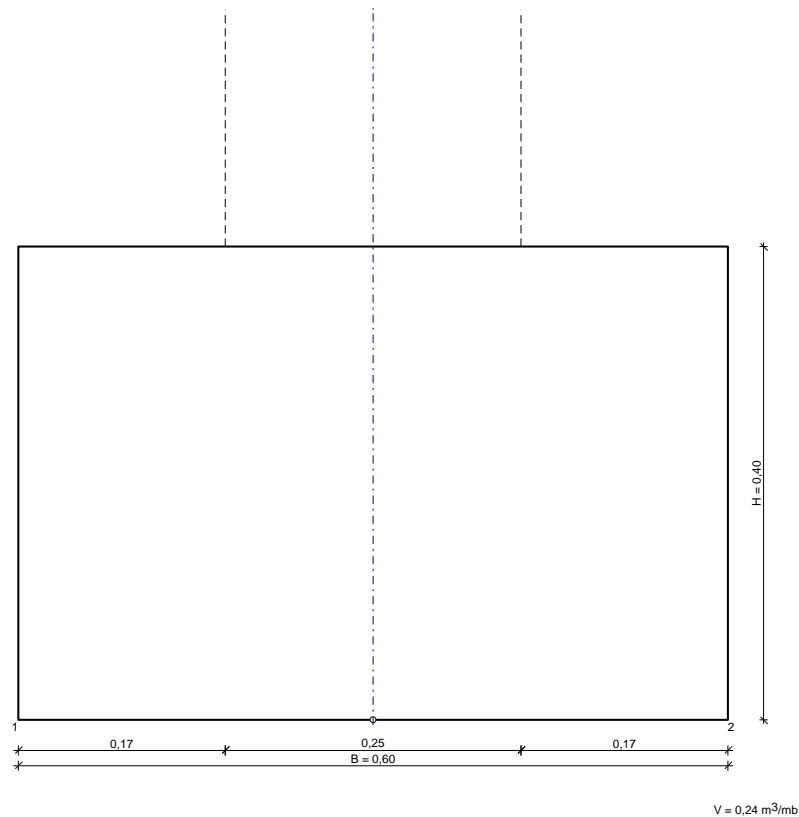


Schemat rozmieszczenia prętów (dołem i górną):



4.4. Ława fundamentowa

DANE:



Opis fundamentu :

Typ: **ława prostokątna**

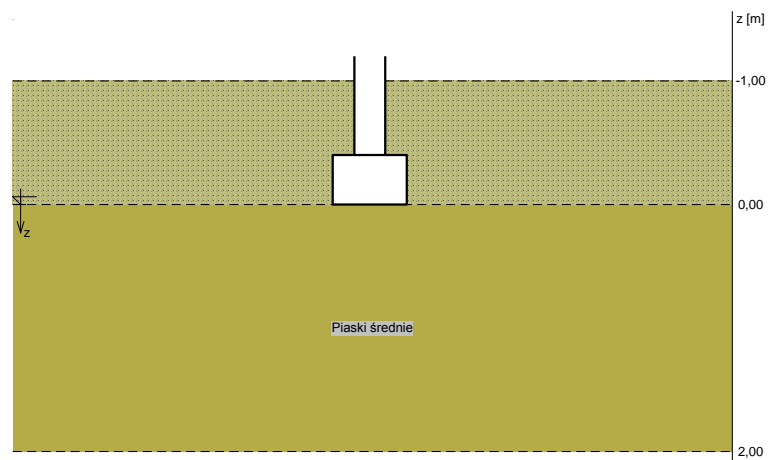
Wymiary:

$B = 0,60 \text{ m}$ $H = 0,40 \text{ m}$
 $B_s = 0,25 \text{ m}$ $e_B = 0,00 \text{ m}$

Posadowienie fundamentu:

$D = 1,00 \text{ m}$ $D_{\min} = 1,00 \text{ m}$
 brak wody gruntowej w zasypce

Opis podłoża:



N	nazwa gruntu	h [m]	nawodni ona	$\rho_o^{(n)}$ [t/m ³]	$\gamma_{f,\min}$	$\gamma_{f,\max}$	$\phi_u^{(r)}$ [°]	$c_u^{(r)}$ [kPa]	M_0 [kPa]	M [kPa]
1	Piaski średnie	2,00	nie	1,80	0,90	1,10	30,80	0,00	132188	146875

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

Kombinacje obciążeń obliczeniowych:

Nr	typ obc.	N [kN/m]	T _B [kN/m]	M _B [kNm/m]	e [kPa]	Δe [kPa/m]
1	długotrwałe	63,18	0,00	0,00	0,00	0,00

Materiały :

Zasyпка:

ciężar objętościowy: 20,00 kN/m³

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

Beton:

klasa betonu: **B20** (C16/20) → $f_{cd} = 10,67$ MPa, $f_{ctd} = 0,87$ MPa, $E_{cm} = 29,0$ GPa

ciężar objętościowy: 24,00 kN/m³

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

Zbrojenie:

klasa stali: A-0 (**St0S-b**) → $f_{yk} = 220$ MPa, $f_{yd} = 190$ MPa, $f_{tk} = 260$ MPa

otulina zbrojenia $c_{nom} = 85$ mm

Założenia obliczeniowe :

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

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

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

WYNIKI-PROJEKTOWANIE:

WARUNKI STANÓW GRANICZNYCH PODŁOŻA - wg PN-81/B-03020

Nośność pionowa podłoża:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Decyduje nośność w poziomie: **posadowienia fundamentu**

Obliczeniowy opór graniczny podłoża $Q_{fN} = 266,8$ kN

$N_r = 74,6$ kN < $m \cdot Q_{fN} = 216,1$ kN (34,51%)

Nośność (stateczność) podłoża z uwagi na przesunięcie poziome:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Decyduje nośność w poziomie: **posadowienia fundamentu**

Obliczeniowy opór graniczny podłoża $Q_{fT} = 36,1$ kN

$T_r = 0,0$ kN < $m \cdot Q_{fT} = 26,0$ kN (0,00%)

Obciążenie jednostkowe podłoża:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Napężenie maksymalne $\sigma_{max} = 124,3$ kPa

$\sigma_{max} = 124,3$ kPa < $\sigma_{dop} = 150,0$ kPa (82,84%)

Stateczność fundamentu na obrót:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Decyduje moment wywracający $M_{oB,2} = 0,00$ kNm/mb, moment utrzymujący $M_{uB,2} = 21,64$ kNm/mb

$M_o = 0,00$ kNm/mb < $m \cdot M_u = 15,6$ kNm/mb (0,00%)

Osiadanie:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Osiadanie pierwotne $s' = 0,05$ cm, wtórne $s'' = 0,01$ cm, całkowite $s = 0,06$ cm

$s = 0,06$ cm < $s_{dop} = 1,00$ cm (6,48%)

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

Opracował:

Specjalność konstrukcyjno-budowlana

Sprawdził:

Specjalność konstrukcyjno-budowlana