

Poz. 1.0. Weranda.....	2
Poz.1.1. Wiązar.....	2
Poz.1.2. Płatew	4
Poz.1.3. Fundament.....	5
Poz.2.0.Nadproża nad wybijanymi i poszerzanymi otworami.	5
Poz.3.0. Zadaszenie wejścia do piwnicy.	5
Poz.4.0. Zejście zewnętrzne do piwnicy.....	5
Poz.5.0. Płyta odcinkowa stropu nad piwnicą.....	5

Poz. 1.0. Weranda Pokrycie

L.p.	Opis oddziaływania	Rodzaj oddziaływania	Wartość char. kN/m ²	γ_F	Wartość obl. kN/m ²
1.	Ciężar dachówki karpiówki w koronkę	stałe	0,75	1,20	0,90
2.	Łaty i kontrłaty	stałe	0,03	1,20	0,04
3.	Papa na deskowaniu	stałe	0,30	1,20	0,36
Σ :			1,08		1,30

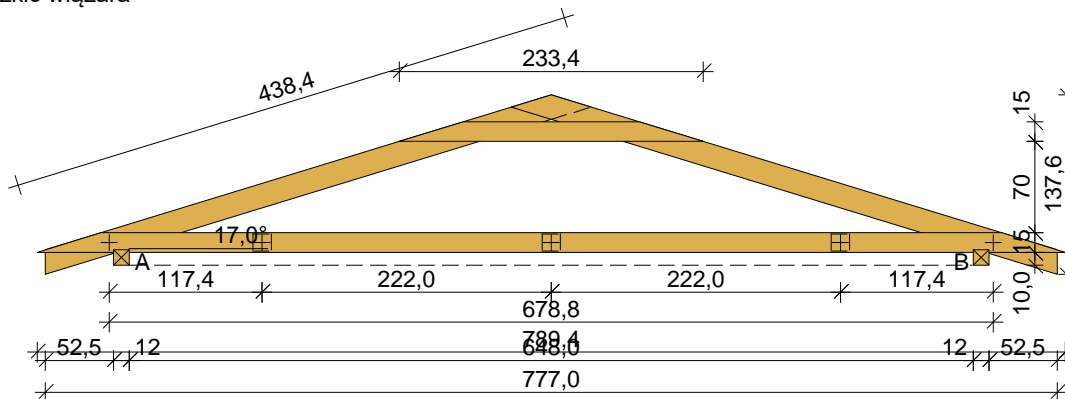
Podsufitka

L.p.	Opis oddziaływania	Rodzaj oddziaływania	Wartość char. kN/m ²	γ_F	Wartość obl. kN/m ²
1.	Wełna mineralna 0,25·0,5 [0,130kN/m ²]	stałe	0,13	1,20	0,16
2.	Płyta GK na ruszcie metalowym 0,25 [0,250kN/m ²]	stałe	0,19	1,20	0,23
Σ :			0,32		0,38

Poz.1.1. Wiązara

DANE:

Szkic wiązara



Geometria ustroju:

Kąt nachylenia połaci dachowej $\alpha = 17,0^\circ$
Rozpiętość wiązara $l = 7,77$ m
Rozstaw murał w świetle $l_s = 6,48$ m
Poziom jętki $h = 0,10$ m
Poziom grzędy $h_g = 0,70$ m
Rozstaw wiązarów $a = 0,90$ m
Usztywnienia boczne krokwi - na całej długości elementu
Dodatkowe usztywnienia boczne jętki - brak
Dodatkowe usztywnienia boczne grzędy - brak
Rozstaw podparć poziomych murał $l_{mo} = 2,50$ m
Wysięg wspornika murał $l_{mw} = 0,50$ m

Dane materiałowe:

- krokiew 6/18 cm (zaciosy: murał - 3 cm, jętka - brak, gręda - brak) z drewna C24
- jętka 2x 5/15 cm z drewna C24 z przewiązkami co 222 cm,
- gręda 5/15 cm z drewna C24,
- murał 12/12 cm z drewna C24

Obciążenia (wartości charakterystyczne):

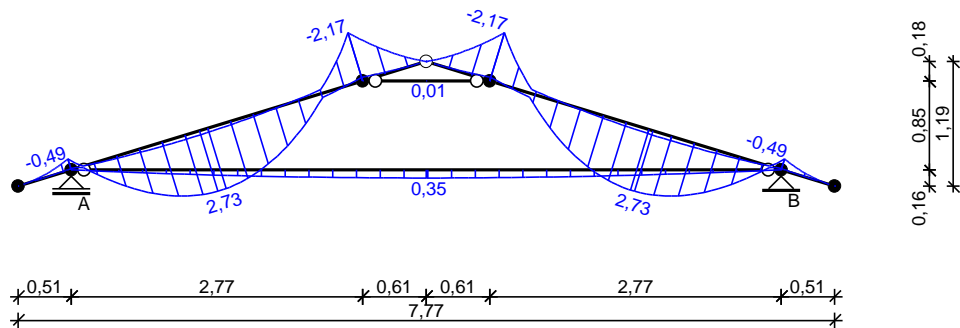
- pokrycie dachu : $g_k = 1,08$ kN/m²
- uwzględniono ciężar własny wiązara
- obciążenie śniegiem :
- na połaci lewej $s_{kl} = 1,89$ kN/m²
- na połaci prawej $s_{kp} = 1,89$ kN/m²
- obciążenie wiatrem (wg PN-B-02011:1977/Az1:2009/Z1-3: strefa I, teren A, wys. budynku $z = 5,0$ m):
- na połaci nawietrznej $p_{kl} = -0,36$ kN/m²
- na połaci zawietrznej $p_{kp} = -0,16$ kN/m²
- obciążenie ociepleniem na całej długości krokwi $g_{kk} = 0,32$ kN/m²
- obciążenie stałe jętki : $q_{jk} = 0,00$ kN/m²
- obciążenie zmienne jętki : $p_{jk} = 0,00$ kN/m²
- obciążenie stałe grzędy : $q_{gk} = 0,00$ kN/m²
- obciążenie zmienne grzędy : $p_{gk} = 0,00$ kN/m²

Założenia obliczeniowe:

- klasa użytkowania konstrukcji: 2

WYNIKI:

Obwiednia momentów [kNm]:



Ekstremalne reakcje podporowe:

węzeł (podpora)	V [kN]	H [kN]	kombinacja SGN
2 (A)	16,28	--	K2 : stałe-max+śnieg
6 (B)	16,28 2,76 13,62	0,00 0,32 -0,32	K2 : stałe-max+śnieg K15 : stałe-min+wiatr z lewej K13 : stałe-max+wiatr z prawej+0,90·śnieg-wariant II

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 6/18 cm (zaciosy: murlata - 3 cm, jętka - brak, grzędka - brak)

Smukłość

$$\lambda_y = 64,1 < 150$$

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

Maksymalne siły i naprężenia w przęśle

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

$$M = 2,73 \text{ kNm}, \quad N = 30,63 \text{ kN}$$

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

$$\sigma_{m,y,d} = 8,42 \text{ MPa}, \quad \sigma_{c,0,d} = 2,84 \text{ MPa}$$

$$k_{c,y} = 0,656$$

$$\sigma_{c,0,d}/(k_{c,y} \cdot f_{c,0,d}) + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 0,804 < 1$$

$$(\sigma_{c,0,d}/f_{c,0,d})^2 + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 0,393 < 1$$

Maksymalne siły i naprężenia na podporze - murlacie

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

$$M = -0,49 \text{ kNm}, \quad N = 32,12 \text{ kN}$$

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

$$\sigma_{m,y,d} = 2,18 \text{ MPa}, \quad \sigma_{c,0,d} = 3,57 \text{ MPa}$$

$$(\sigma_{c,0,d}/f_{c,0,d})^2 + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 0,192 < 1$$

Maksymalne siły i naprężenia na podporze - grzędzie

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

$$M = 0,00 \text{ kNm}, \quad N = -7,27 \text{ kN}$$

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

$$\sigma_{m,y,d} = 0,00 \text{ MPa}, \quad \sigma_{c,0,d} = -0,67 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{t,0,d}/f_{t,0,d} + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 0,069 < 1$$

Maksymalne ugięcie krokwi (pomiędzy murlatą a jętką)

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

$$u_{fin} = 6,54 \text{ mm} < u_{net,fin} = l / 200 = 2899 / 200 = 14,50 \text{ mm} \quad (45,1\%)$$

Maksymalne ugięcie wspornika krokwi

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

$$u_{fin} = 5,08 \text{ mm} < u_{net,fin} = 2 \cdot l / 200 = 2 \cdot 531 / 200 = 5,31 \text{ mm} \quad (95,8\%)$$

Jętka 2x 5/15 cm z przewiązkami co 222 cm z drewna C24

Maksymalne siły i naprężenia

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

$$M = 0,35 \text{ kNm}, \quad N = -29,26 \text{ kN}$$

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

$$\sigma_{m,y,d} = 0,94 \text{ MPa}, \quad \sigma_{c,0,d} = -1,95 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{t,0,d}/f_{t,0,d} + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 0,387 < 1$$

Maksymalne ugięcie

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

$$u_{fin} = 4,50 \text{ mm} < u_{net,fin} = l / 200 = 6755 / 200 = 33,78 \text{ mm} \quad (13,3\%)$$

Grzędka 5/15 cm

Smukłość

$$\lambda_y = 28,4 < 150$$

$$\lambda_z = 85,1 < 150$$

Maksymalne siły i naprężenia

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

$M = 0,01 \text{ kNm}$ $N = 36,86 \text{ kN}$

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

$\sigma_{m,y,d} = 0,03 \text{ MPa}$, $\sigma_{c,0,d} = 4,91 \text{ MPa}$

$k_{c,z} = 0,416$

$(\sigma_{c,0,d}/f_{c,0,d})^2 + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 0,116 < 1$

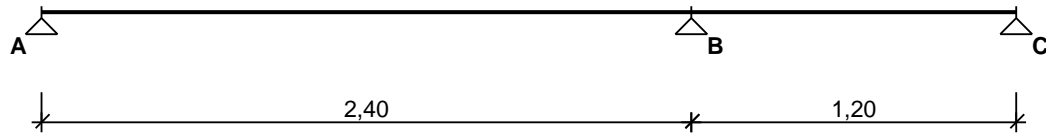
$\sigma_{c,0,d}/(k_{c,z} \cdot f_{c,0,d}) + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 0,814 < 1$

Maksymalne ugięcie

decyduje kombinacja: **K16** stałe-min+wiatr z prawej

$u_{fin} = 0,00 \text{ mm} < u_{net,fin} = l / 200 = 1210 / 200 = 6,05 \text{ mm} \quad (0,1\%)$

Poz.1.2. Płatew SCHEMAT BELKI



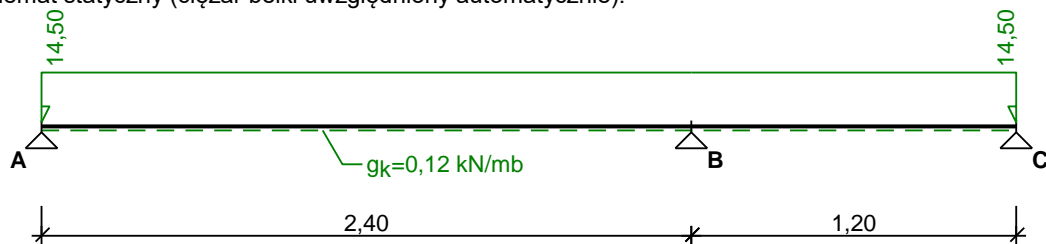
Parametry belki:

- współczynnik obciążenia dla ciężaru własnego belki $\gamma_f = 1,10$

OBCIĄŻENIA CHARAKTERYSTYCZNE BELKI

Przypadek **P1: Przypadek 1** ($\gamma_f = 1,25$, klasa trwania - stałe)

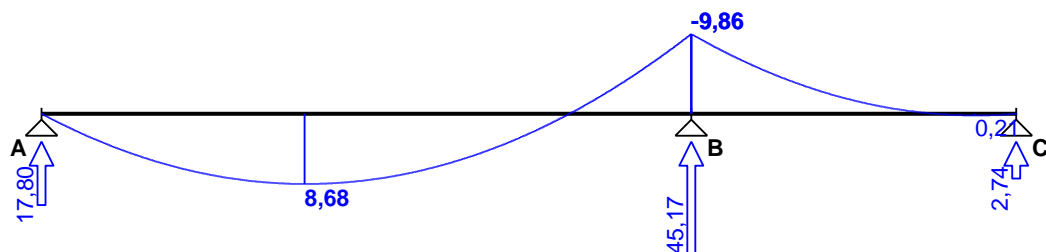
Schemat statyczny (ciężar belki uwzględniony automatycznie):



WYKRESY SIŁ WEWNĘTRZNYCH

Przypadek **P1: Przypadek 1**

Momenty zginające [kNm]:



ZAŁOŻENIA OBLICZENIOWE DO WYMIAROWANIA

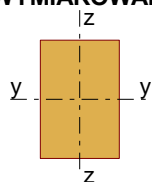
Klasa użytkowania konstrukcji - 2

Parametry analizy zwiczenia:

- brak stężeń bocznych na długości belki
 - stosunek $l_d/l = 1,00$
 - obciążenie przyłożone na pasie ściskanym (górnym) belki
- Ugięcie graniczne przęsła $u_{net,fin} = l_o / 300$

WYNIKI OBLICZEŃ WYTRZYMAŁOŚCIOWYCH

WYMIAROWANIE WG PN-B-03150:2000



Przekrój prostokątny **15 / 22,5 cm**

$W_y = 1266 \text{ cm}^3$, $J_y = 14238 \text{ cm}^4$, $m = 11,8 \text{ kg/m}$

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

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

Belka

Zginanie

Przekrój $x = 2,40 \text{ m}$

Moment maksymalny $M_{\max} = -9,86 \text{ kNm}$

$\sigma_{m,y,d} = 7,79 \text{ MPa}$, $f_{m,y,d} = 11,08 \text{ MPa}$

Warunek nośności:

$\sigma_{m,y,d} / f_{m,y,d} = 0,70 < 1$

Warunek stateczności:

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

$\sigma_{m,y,d} = 7,79 \text{ MPa} < k_{\text{crit}} \cdot f_{m,y,d} = 11,08 \text{ MPa} \quad (70,3\%)$

Ścinanie

Przekrój $x = 2,40 \text{ m}$

Maksymalna siła poprzeczna $V_{\max} = -26,01 \text{ kN}$

$\tau_d = 1,16 \text{ MPa} > f_{v,d} = 1,15 \text{ MPa} \quad (100\%)$

Docisk na podporze

Reakcja podporowa $R_B = 45,17 \text{ kN}$

(wymiarowanie na docisk pominięto)

Stan graniczny użytkowości

Przekrój $x = 1,08 \text{ m}$

Ugięcie maksymalne $u_{\text{fin}} = u_M + u_V = 4,73 \text{ mm}$

Ugięcie graniczne $u_{\text{net,fin}} = l_0 / 300 = 2400 / 300 = 8,00 \text{ mm}$

$u_{\text{fin}} = 4,73 \text{ mm} < u_{\text{net,fin}} = 8,00 \text{ mm} \quad (59,1\%)$

Poz.1.3. Fundament

Ściana drewniana

L.p.	Opis oddziaływania	Rodzaj oddziaływania	Wartość char. kN/m^2	Ψ	Wartość rep. kN/m^2	γ_F	Wartość obl. kN/m^2
1.	Oblicówka drewniana 0,02·6	stałe	0,12	--	0,12	1,20	0,14
2.	Łaty i kontrłaty	stałe	0,03	--	0,03	1,20	0,04
3.	Płyta OSB	stałe	0,12	--	0,12	1,20	0,14
4.	Wełna mineralna	stałe	0,08	--	0,08	1,20	0,10
5.	Płyta OSB	stałe	0,12	--	0,12	1,20	0,14
6.	Poszycie	stałe	0,15	--	0,15	1,20	0,18
Σ :			0,62		0,62		0,74

Ciężar ściany – $2,75 \text{ m} \times 0,74 = 2,035 \text{ kN/m}$

Ściana fundamentowa $0,6 \times 0,25 \times 24 \times 1,2 = 4,32 \text{ kN/m}$

Wieniec $0,25 \times 0,25 \times 24 \times 1,3 = 1,95 \text{ kN/m}$

Obciążenie z dachu $14,5 \text{ kN/m}$

$22,8 \text{ kN/m}$

Przyjęto odpór gruntu 150 kPa ; $s_{\text{min}} = 22,8 / 150 = 0,152 \text{ m}$

Przyjęto konstrukcyjnie przekrój ławy $40 \times 30 \text{ cm}$, zbrojenie wzdłużne $4\phi 12$, stal kl.A-III, szturemiona $\phi 6$ co 35 cm ,

Poz.2.0. Nadproża nad wybijanymi i poszerzonymi otworami.

Przyjęto konstrukcyjnie nadproża żelbetowe, prefabrykowane wstępnie sprężone typ SBN $12 \times 7,5 \text{ cm}$.

Nad otworami o szerokości $1,0 \text{ m}$ przyjęto nadproża SBN $12 \times 7,5 \text{ cm}$. Szczegóły w części rysunkowej.

Poz.3.0. Zadaszenie wejścia do piwnicy.

Przyjęto konstrukcyjnie krokwie $5 \times 10 \text{ cm}$, płatwie $10 \times 10 \text{ cm}$, słupy $10 \times 10 \text{ cm}$, miecze $10 \times 10 \text{ cm}$. Posadowieni zadaszenia na elementach żelbetowych, za pośrednictwem metalowych wsporników kotwionych podczas betonowania lub mocowanych kotwami rozporowymi. Drewno kl. C24, Szczegóły w części rysunkowej.

Poz.4.0. Zejście zewnętrzne do piwnicy.

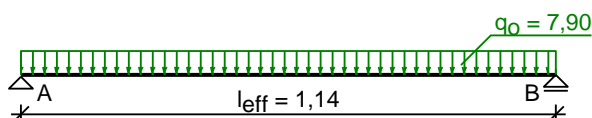
Zaprojektowano schody żelbetowe, monolityczne, posadowione na stabilizowanym podłożu. Zbrojenie płyty przyjęto konstrukcyjnie, $\phi 8$ co $11,5 \text{ cm}$ ze stali kl.A-III. W płycie schodowej zakotwione ściany fundamentowe, oporowe. Zbrojenie ścian $\phi 8$ co 15 cm i 25 cm . Beton kl. C16/20 W8.

Poz.5.0. Płyta odcinkowa stropu nad piwnicą.

Zestawienie obciążeń rozłożonych $[\text{kN/m}^2]$:

Lp.	Opis obciążenia	Obc.char.	γ_f	k_d	Obc.obl.
1.	Stałe	3,00	1,20	--	3,60
2.	Zmienne	1,50	1,40	--	2,10
3.	Płyta żelbetowa grub.8 cm	2,00	1,10	--	2,20
Σ :		6,50	1,22		7,90

Schemat statyczny płyty:



Rozpiętość obliczeniowa płyty $l_{\text{eff}} = 1,14 \text{ m}$

Wyniki obliczeń statycznych:

Moment przęsłowy obliczeniowy $M_{\text{Sd}} = 1,28 \text{ kNm/m}$

Moment przęsłowy charakterystyczny $M_{\text{Sk}} = 1,06 \text{ kNm/m}$

Moment przęsłowy charakterystyczny długotrwały $M_{\text{Sk,lt}} = 1,06 \text{ kNm/m}$

Reakcja obliczeniowa $R_A = R_B = 4,50 \text{ kN/m}$

Dane materiałowe :

Grubość płyty 8,0 cm

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

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

Otulenie zbrojenia przęsłowego $c_{\text{nom}} = 20 \text{ mm}$

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

Przęsło:

Zbrojenie potrzebne (war. konstrukcyjny) $A_s = 0,78 \text{ cm}^2/\text{mb}$. Przyjęto **$\phi 8$ co 12,0 cm** o $A_s = 4,19 \text{ cm}^2/\text{mb}$ ($\rho = 0,75\%$)

Warunek nośności na zginanie: $M_{\text{Sd}} = 1,28 \text{ kNm/mb} < M_{\text{Rd}} = 7,40 \text{ kNm/mb}$ (17,3%)

Szerokość rys prostopadłych: $w_k = 0,000 \text{ mm} < w_{\text{lim}} = 0,3 \text{ mm}$ (0,0%)

Maksymalne ugięcie od $M_{\text{Sk,lt}}$: $a(M_{\text{Sk,lt}}) = 0,46 \text{ mm} < a_{\text{lim}} = 5,70 \text{ mm}$ (8,0%)

Podpora:

Warunek nośności na ścinanie: $V_{\text{Sd}} = 4,50 \text{ kN/mb} < V_{\text{Rd1}} = 40,84 \text{ kN/mb}$ (11,0%)

projektował:
mgr inż. Marek Miętus