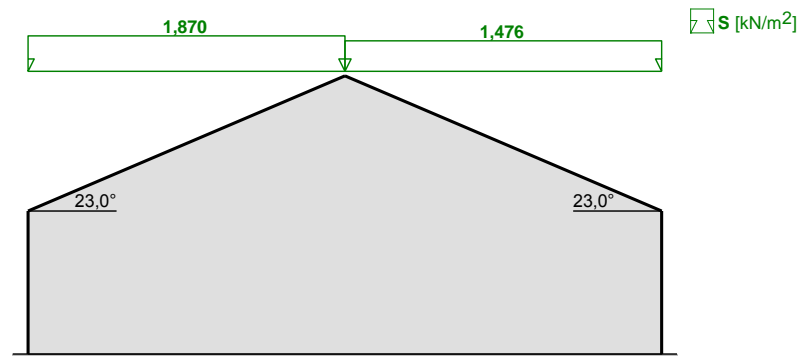


OBLICZENIA STATYCZNO WYTRZYMAŁOŚCIOWE:**Poz. 1. KONSTRUKCJA DACHU:****Poz. 1.1. Zestawienie obciążeń:**

Lp	Opis obciążenia stałego dla dachu	Obc. char. kN/m ²	γ_f	k_d	Obc. obl. kN/m ²
1.	Blacha stalowa, cynkowa lub miedziana o grubości 0,55 mm na deskowaniu z uwzględnieniem ciężaru konstrukcji nośnej dachu [0,350kN/m ²]	0,35	1,30	--	0,45
2.	Wełna mineralna w płytach półtwardych grub. 25 cm [1,0kN/m ³ ·0,25m]	0,25	1,30	--	0,33
3.	Płyta gipsowo-kartonowa grub. 2x1,2 cm [12,0kN/m ³ ·0,025m]	0,30	1,30	--	0,39
Σ :		0,90	1,30	--	1,17

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

- Dach dwuspadowy
- Obciążenie charakterystyczne śniegiem gruntu:
 - strefa obciążenia śniegiem 3; $A = 305 \text{ m n.p.m.} \rightarrow Q_k = 0,006 \cdot A - 0,6 = 1,230 \text{ kN/m}^2$

Połąć bardziej obciążona:

- Współczynnik kształtu dachu:

nachylenie połaci $\alpha = 23,0^\circ$

$$C_2 = 0,8 + 0,4 \cdot (\alpha - 15^\circ) / 15^\circ = 0,8 + 0,4 \cdot (23,0^\circ - 15^\circ) / 15^\circ = 1,013$$

Obciążenie charakterystyczne dachu:

$$S_k = Q_k \cdot C = 1,230 \cdot 1,013 = \mathbf{1,246 \text{ kN/m}^2}$$

Obciążenie obliczeniowe:

$$S = S_k \cdot \gamma_f = 1,246 \cdot 1,5 = \mathbf{1,870 \text{ kN/m}^2}$$

Połąć mniej obciążona:

- Współczynnik kształtu dachu:

nachylenie połaci $\alpha = 23,0^\circ$

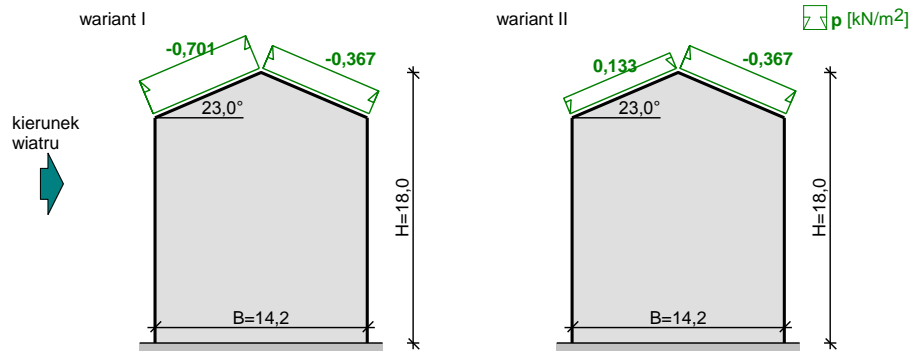
$$C_1 = 0,8$$

Obciążenie charakterystyczne dachu:

$$S_k = Q_k \cdot C = 1,230 \cdot 0,800 = \mathbf{0,984 \text{ kN/m}^2}$$

Obciążenie obliczeniowe:

$$S = S_k \cdot \gamma_f = 0,984 \cdot 1,5 = \mathbf{1,476 \text{ kN/m}^2}$$

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

- Budynek o wymiarach: $B = 14,2 \text{ m}$, $L = 27,2 \text{ m}$, $H = 18,0 \text{ m}$
- Dach dwuspadowy, kąt nachylenia połaci $\alpha = 23,0^\circ$
- Charakterystyczne ciśnienie prędkości wiatru:
 - strefa obciążenia wiatrem III; $H = 305 \text{ m n.p.m.} \rightarrow q_k = 300 \cdot [1 + 0,0006 \cdot (H - 300)]^2 \cdot [(20000 - H) / (20000 + H)] = 293 \text{ Pa}$
 - $q_k = 0,293 \text{ kN/m}^2$
- Współczynnik ekspozycji:
 - rodzaj terenu: A; $z = H = 18,0 \text{ m} \rightarrow C_e(z) = 0,8 + 0,02 \cdot 18,0 = 1,16$
- Współczynnik działania porywów wiatru:
 - $\beta = 1,80$
- Współczynnik ciśnienia wewnętrznego:
 - budynek zamknięty $\rightarrow C_w = 0$

Połać nawietrzna - wariant I:

- Współczynnik ciśnienia zewnętrznego:

$$C_z = -0,045 \cdot (40^\circ - \alpha) = -0,045 \cdot (40^\circ - 23,0^\circ) = -0,765$$
- Współczynnik aerodynamiczny C:

$$C = C_z - C_w = -0,765 - 0 = -0,765$$

Obciążenie charakterystyczne:

$$p_k = q_k \cdot C_e \cdot C \cdot \beta = 0,293 \cdot 1,16 \cdot (-0,765) \cdot 1,80 = \mathbf{-0,468 \text{ kN/m}^2}$$

Obciążenie obliczeniowe:

$$p = p_k \cdot \gamma_f = (-0,468) \cdot 1,5 = \mathbf{-0,701 \text{ kN/m}^2}$$

Połać nawietrzna - wariant II:

- Współczynnik ciśnienia zewnętrznego:

$$C_z = 0,015 \cdot \alpha - 0,2 = 0,015 \cdot 23,0^\circ - 0,2 = 0,145$$
- Współczynnik aerodynamiczny C:

$$C = C_z - C_w = 0,145 - 0 = 0,145$$

Obciążenie charakterystyczne:

$$p_k = q_k \cdot C_e \cdot C \cdot \beta = 0,293 \cdot 1,16 \cdot 0,145 \cdot 1,80 = \mathbf{0,089 \text{ kN/m}^2}$$

Obciążenie obliczeniowe:

$$p = p_k \cdot \gamma_f = 0,089 \cdot 1,5 = \mathbf{0,133 \text{ kN/m}^2}$$

Połać zawietrzna:

- Współczynnik ciśnienia zewnętrznego:

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

$$C = C_z - C_w = -0,4 - 0 = -0,4$$

Obciążenie charakterystyczne:

$$p_k = q_k \cdot C_e \cdot C \cdot \beta = 0,293 \cdot 1,16 \cdot (-0,4) \cdot 1,80 = \mathbf{-0,244 \text{ kN/m}^2}$$

Obciążenie obliczeniowe:

$$p = p_k \cdot \gamma_f = (-0,244) \cdot 1,5 = \mathbf{-0,367 \text{ kN/m}^2}$$

Obciążenia stałe dla stropu:

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/m ²]	0,44	1,30	--	0,57
2.	Warstwa cementowa grub. 6 cm [21,0kN/m ³ ·0,06m]	1,26	1,30	--	1,64
3.	Styropian grub. 5 cm [0,45kN/m ³ ·0,05m]	0,02	1,30	--	0,03
4.	Beton zwykły na kruszywie kamiennym, zbrojony, zagęszczony grub. 10 cm [25,0kN/m ³ ·0,10m]	2,50	1,30	--	3,25
Σ :		4,22	1,30	--	5,49

Obciążenia zmienne i użytkowe dla stropu:

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 do 0,5 kN/m ²) wys. 3,60 m [0,340kN/m ²]	0,34	1,20	--	0,41
2.	Obciążenie zmienne (audytoria, aule, sale zebrań i sale rekreacyjne w szkołach) [3,0kN/m ²]	3,00	1,30	0,50	3,90
Σ :		3,34	1,29	--	4,31

Poz. 2. Dach w części A:

Geometria i wartości sił wewnętrznych wg załączonych wydruków.

Poz. 2.1. Weryfikacja istniejącego przekroju krokwi w prześle:Wymiary przekroju:

Szerokość

przekrój prostokątny

Wysokość

 $b = 13,0 \text{ cm}$ $h = 14,0 \text{ cm}$ Drewno:drewno lite iglaste wg PN-EN 338:2004, klasa wytrzymałości **C14**→ $f_{m,k} = 14 \text{ MPa}$, $f_{t,0,k} = 8 \text{ MPa}$, $f_{c,0,k} = 16 \text{ MPa}$, $f_{v,k} = 1,7 \text{ MPa}$, $E_{0,mean} = 7 \text{ GPa}$, $\rho_k = 290 \text{ kg/m}^3$

Klasa użytkowania konstrukcji:

klasa 2

Obciążenia:

Siła ściskająca

 $N_c = 6,25 \text{ kN}$

Moment zginający

 $M_y = 4,84 \text{ kNm}$

Klasa trwania obciążenia:

krótkotrwałe

Zwichrzeniowa długość obliczeniowa

 $l_d = 4,22 \text{ m}$

Poziom przyłożenia obciążenia:

na górnej (ściskanej) powierzchni

Długość wyboczeniowa

 $l_{ey} = 4,22 \text{ m}$

Długość wyboczeniowa

 $l_{ez} = 0,00 \text{ m}$ **WYNIKI:**

$A = 182 \text{ cm}^2$

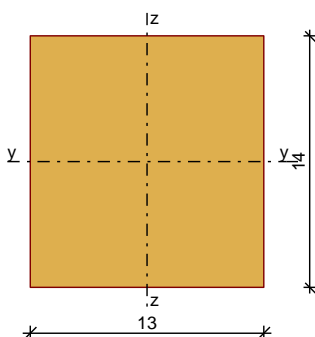
$W_y = 425 \text{ cm}^3$

$W_z = 394 \text{ cm}^3$

$J_y = 2973 \text{ cm}^4$

$J_z = 2563 \text{ cm}^4$

$m = 5,28 \text{ kg/m}$

Zginanie ze ściskaniem:

$N_c = 6,25 \text{ kN}; M_y = 4,84 \text{ kNm}$

Warunek smukłości:

$\lambda_y = 104,42 < \lambda_c = 150 \quad (69,6\%)$

$\lambda_z = 0,00 < \lambda_c = 150 \quad (0,0\%)$

Warunek nośności:

$k_{c,y} = 0,242$

$\sigma_{c,0,d} = 0,34 \text{ MPa}, f_{c,0,d} = 9,85 \text{ MPa}$

$\sigma_{m,y,d} = 11,40 \text{ MPa}, f_{m,y,d} = 8,62 \text{ MPa}$

$\sigma_{c,0,d}/(k_{c,y} \cdot f_{c,0,d}) + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 0,144 + 1,323 = 1,467 > 1$
(!!!)

Warunek stateczności:

$k_{crit,y} = 1,000$

$\sigma_{m,y,d} = 11,40 \text{ MPa} > k_{crit,y} \cdot f_{m,y,d} = 8,62 \text{ MPa} \quad (132,3\%)$
(!!!)

Weryfikacja istniejącego przekroju krokwi nad płytą:Wymiary przekroju:

Szerokość

przekrój prostokątny

 $b = 13,0 \text{ cm}$

Wysokość

 $h = 12,0 \text{ cm}$ Drewno:drewno lite iglaste wg PN-EN 338:2004, klasa wytrzymałości **C14** $\rightarrow f_{m,k} = 14 \text{ MPa}, f_{t,0,k} = 8 \text{ MPa}, f_{c,0,k} = 16 \text{ MPa}, f_{v,k} = 1,7 \text{ MPa}, E_{0,mean} = 7 \text{ GPa}, \rho_k = 290 \text{ kg/m}^3$

Klasa użytkowania konstrukcji:

klasa 2

Obciążenia:

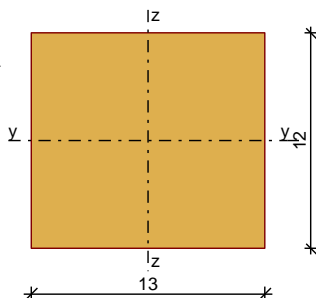
Siła ściskająca

 $N_c = 7,56 \text{ kN}$

Moment zginający

 $M_y = 4,18 \text{ kNm}$ **WYNIKI:**

$A = 156 \text{ cm}^2$
 $W_y = 312 \text{ cm}^3$
 $W_z = 338 \text{ cm}^3$
 $J_y = 1872 \text{ cm}^4$
 $J_z = 2197 \text{ cm}^4$
 $m = 4,52 \text{ kg/m}$

Zginanie ze ściskaniem: $N_c = 7,56 \text{ kN}; M_y = 4,18 \text{ kNm}$

Warunek smukłości:

 $\lambda_y = 121,82 < \lambda_c = 150 \quad (81,2\%)$ $\lambda_z = 0,00 < \lambda_c = 150 \quad (0,0\%)$

Warunek nośności:

 $k_{c,y} = 0,180$ $\sigma_{c,0,d} = 0,48 \text{ MPa}, f_{c,0,d} = 9,85 \text{ MPa}$ $\sigma_{m,y,d} = 13,40 \text{ MPa}, f_{m,y,d} = 8,62 \text{ MPa}$

$$\sigma_{c,0,d}/(k_{c,y} \cdot f_{c,0,d}) + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 0,273 + 1,555 = 1,828 > 1$$

(!!!)

Warunek stateczności:

 $k_{crit,y} = 1,000$

$$\sigma_{m,y,d} = 13,40 \text{ MPa} > k_{crit,y} \cdot f_{m,y,d} = 8,62 \text{ MPa} \quad (155,5\%)$$

(!!!)

Uwaga: nośność przekroju krokwi niewystarczająca zarówno w prześle jak i nad płytą.Konieczne wzmocnienie przekroju.**Wymagane wzmocnienie krokwi obustronną nakładką o przekroju 6/14 cm:**Wymiary przekroju:

przekrój podwójny prostokątny z przewiązkami

Szerokość

 $b = 6,0 \text{ cm}$

Wysokość

 $h = 14,0 \text{ cm}$

Grubość krokwi

 $b = 14,0 \text{ cm}$

Rozstaw połączeń skręconych

 $l_1 = 80,0 \text{ cm}$ Łączniki:

Średnica łączników

śruby

Rozpiętość przęsła

 $d = 10,0 \text{ mm}$ $l = 4,22 \text{ m}$ Drewno:drewno lite iglaste wg PN-EN 338:2004, klasa wytrzymałości **C24** $\rightarrow f_{m,k} = 24 \text{ MPa}, f_{t,0,k} = 14 \text{ MPa}, f_{c,0,k} = 21 \text{ MPa}, f_{v,k} = 2,5 \text{ MPa}, E_{0,mean} = 11 \text{ GPa}, \rho_k = 350 \text{ kg/m}^3$

Klasa użytkowania konstrukcji:

klasa 2

Obciążenia:

Siła ściskająca

 $N_c = 6,20 \text{ kN}$

Moment zginający

 $M_y = 3,42 \text{ kNm}$

Moment zginający

 $M_z = 0,00 \text{ kNm}$

Klasa trwania obciążenia:

średniotrwała

Zwichrzeniowa długość obliczeniowa

 $l_d = 4,22 \text{ m}$

Poziom przyłożenia obciążenia:

na górnej (ściskanej) powierzchni

Długość wyboczeniowa

 $l_{ey} = 4,22 \text{ m}$

Długość wyboczeniowa

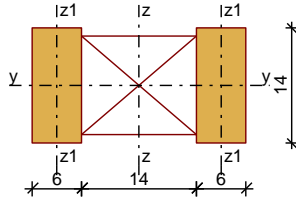
 $l_{ez} = 0,00 \text{ m}$ **WYNIKI:**

$$A = 168 \text{ cm}^2$$

$$J_y = 2744 \text{ cm}^4$$

$$J_{z,ef} = 1737 \text{ cm}^4$$

$$m = 5,88 \text{ kg/m}$$

Zginanie ze ściskaniem:

$$N_c = 6,20 \text{ kN}; \quad M_y = 3,42 \text{ kNm}$$

Warunek smukłości:

$$\lambda_y = 104,42 < \lambda_c = 150 \quad (69,6\%)$$

$$\lambda_z = 73,03 < \lambda_c = 150 \quad (48,7\%)$$

Warunek nośności:

$$k_{c,y} = 0,286; \quad k_{c,z} = 0,539$$

$$\sigma_{c,0,d} = 0,37 \text{ MPa}, \quad f_{c,0,d} = 12,92 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{m,y,d} = 8,72 \text{ MPa}, \quad f_{m,y,d} = 14,77 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{c,0,d} / (k_{c,y} \cdot f_{c,0,d}) + \sigma_{m,y,d} / f_{m,y,d} = 0,100 + 0,591 = 0,690 < 1$$

$$\sigma_{c,0,d} / (k_{c,z} \cdot f_{c,0,d}) + \sigma_{m,y,d} / f_{m,y,d} = 0,053 + 0,591 = 0,644 < 1$$

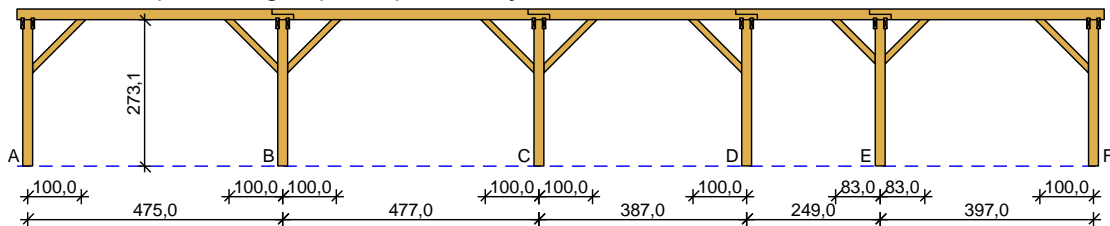
Warunek stateczności:

$$k_{crit,y} = 1,000$$

$$\sigma_{m,y,d} = 8,72 \text{ MPa} < k_{crit,y} \cdot f_{m,y,d} = 14,77 \text{ MPa} \quad (59,1\%)$$

Poz. 2.2. Weryfikacja płatwi pośredniej w układzie 1:

Szkielet układu podłużnego - płatwi pośredniej

Geometria ustroju:

Kąt nachylenia połaci dachowej

$$\alpha = 23,0^\circ$$

Rozpiętość wiazara

$$l = 13,31 \text{ m}$$

Rozstaw podpór w świetle murłat

$$l_s = 13,09 \text{ m}$$

Rozstaw osiowy płatwi

$$l_{gx} = 5,87 \text{ m}$$

Płatew pośrednia złożona z pięciu odcinków:

- odcinek A - B o rozpiętości $l = 4,75 \text{ m}$

lewy koniec odcinka oparty na słupie z mieczami, odległość podparcia mieczem $a_{mL} = 1,00 \text{ m}$

prawy koniec odcinka oparty na słupie z mieczami, odległość podparcia mieczem $a_{mP} = 1,00 \text{ m}$

- odcinek B - C o rozpiętości $l = 4,77 \text{ m}$

lewy koniec odcinka oparty na słupie z mieczami, odległość podparcia mieczem $a_{mL} = 1,00 \text{ m}$

prawy koniec odcinka oparty na słupie z mieczami, odległość podparcia mieczem $a_{mP} = 1,00 \text{ m}$

- odcinek C - D o rozpiętości $l = 3,87 \text{ m}$

lewy koniec odcinka oparty na słupie z mieczami, odległość podparcia mieczem $a_{mL} = 1,00 \text{ m}$

prawy koniec odcinka oparty na słupie z mieczami, odległość podparcia mieczem $a_{mP} = 1,00 \text{ m}$

- odcinek D - E o rozpiętości $l = 2,49 \text{ m}$

lewy koniec odcinka oparty na słupie

prawy koniec odcinka oparty na słupie z mieczami, odległość podparcia mieczem $a_{mP} = 0,83 \text{ m}$

- odcinek E - F o rozpiętości $l = 3,97 \text{ m}$

lewy koniec odcinka oparty na słupie z mieczami, odległość podparcia mieczem $a_{mL} = 0,83 \text{ m}$

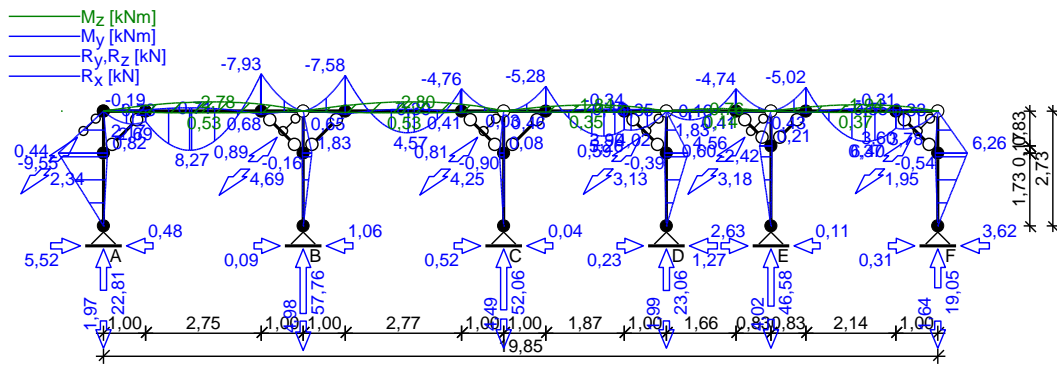
prawy koniec odcinka oparty na słupie z mieczami, odległość podparcia mieczem $a_{mP} = 1,00 \text{ m}$

Wysokość całkowita słupów pod płatew pośrednią $h_s = 2,73 \text{ m}$

Odległość pomiędzy poziomem oparcia słupa a poziomem oparcia murłaty $\Delta h = 1,28 \text{ m}$

WYNIKI

Obwiednia momentów w układzie podłużnym - płatwi pośredniej:

**WYMIAROWANIE wg PN-B-03150:2000****Platew 18/20 cm**drewno lite iglaste wg PN-EN 338:2004, klasa wytrzymałości **C14**

$$\rightarrow f_{m,k} = 14 \text{ MPa}, f_{t,0,k} = 8 \text{ MPa}, f_{c,0,k} = 16 \text{ MPa}, f_{v,k} = 1,7 \text{ MPa}, E_{0,\text{mean}} = 7 \text{ GPa}, \rho_k = 290 \text{ kg/m}^3$$

Smukłość

$$\lambda_y = 10,4 < 150$$

$$\lambda_z = 11,5 < 150$$

Ekstremalne obciążenia obliczeniowe

$$q_{z,\text{max}} = 11,15 \text{ kN/m} \quad q_{y,\text{max}} = 0,19 \text{ kN/m}$$

$$q_{z,\text{min}} = -0,96 \text{ kN/m (odrywanie)}$$

Maksymalne siły i naprężenia w płatwi (odcinek A - B)decyduje kombinacja: **K3** stałe-max+śnieg+0,90·wiatr-parcie

$$N = -26,99 \text{ kN}$$

$$M_y = -7,93 \text{ kNm},$$

$$M_z = 0,31 \text{ kNm}$$

$$f_{m,y,d} = 9,69 \text{ MPa},$$

$$f_{m,z,d} = 9,69 \text{ MPa},$$

$$f_{t,0,d} = 5,54 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{t,0,d} = 0,75 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{m,y,d} = 6,60 \text{ MPa},$$

$$\sigma_{m,z,d} = 0,29 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{t,0,d}/f_{t,0,d} + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} + k_m \cdot \sigma_{m,z,d}/f_{m,z,d} = 0,838 < 1$$

$$\sigma_{t,0,d}/f_{t,0,d} + k_m \cdot \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} + \sigma_{m,z,d}/f_{m,z,d} = 0,642 < 1$$

Maksymalne ugięcie (odcinek A - B)decyduje kombinacja: **K2** stałe-max+śnieg

$$u_{\text{fin}} = 12,16 \text{ mm} < u_{\text{net,fin}} = l / 200 = 13,75 \text{ mm} \quad (88,4\%)$$

Uwaga: konieczne odtworzenie lub wykonanie nowego miecza na słupie E podpierającego platew w przęśle EF. Po uwzględnieniu miecza zastosowany przekrój płatwi pośredniej wystarcza do bezpiecznego przeniesienia obciążeń dla SGN i SGU.

Konieczne jest uzupełnienie brakujących mieczy na słupach pośrednich:

Słup 18/18 cmdrewno lite iglaste wg PN-EN 338:2004, klasa wytrzymałości **C14**

$$\rightarrow f_{m,k} = 14 \text{ MPa}, f_{t,0,k} = 8 \text{ MPa}, f_{c,0,k} = 16 \text{ MPa}, f_{v,k} = 1,7 \text{ MPa}, E_{0,\text{mean}} = 7 \text{ GPa}, \rho_k = 290 \text{ kg/m}^3$$

Smukłość (słup E)

$$\lambda_y = 84,3 < 150$$

$$\lambda_z = 52,6 < 150$$

Maksymalne siły i naprężenia (słup A)decyduje kombinacja: **K3** stałe-max+śnieg+0,90·wiatr-parcie

$$M_y = -9,55 \text{ kNm},$$

$$N = 22,81 \text{ kN}$$

$$f_{m,y,d} = 9,69 \text{ MPa},$$

$$f_{c,0,d} = 11,08 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{m,y,d} = 9,82 \text{ MPa},$$

$$\sigma_{c,0,d} = 0,70 \text{ MPa}$$

$$k_{c,y} = 0,394, \quad k_{c,z} = 0,750$$

$$\sigma_{c,0,d}/(k_{c,y} \cdot f_{c,0,d}) + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 1,175 > 1 \quad (!!!)$$

$$\sigma_{c,0,d}/(k_{c,z} \cdot f_{c,0,d}) + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 1,098 > 1 \quad (!!!)$$

Konieczne wzmocnienie słupów pośrednich:Wymiary przekroju:

Szerokość
Wysokość
Grubość słupa
Rozstaw połączeń skręcanych

Łączniki:

Średnica łączników
Rozpiętość przęsła

Drewno:

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

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

Klasa użytkowania konstrukcji:

klasa 2

Obciążenia:

Siła ściskająca
Moment zginający
Moment zginający
Klasa trwania obciążenia:
Zwichrzeniowa długość obliczeniowa
Poziom przyłożenia obciążenia:
Długość wyboczeniowa
Długość wyboczeniowa

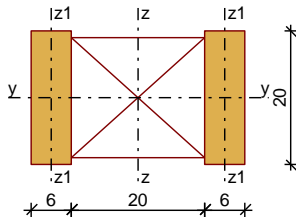
$N_c = 22,81 \text{ kN}$
 $M_y = 9,55 \text{ kNm}$
 $M_z = 0,00 \text{ kNm}$
krótkotrwałe
 $l_d = 2,73 \text{ m}$
w osi środkowej
 $l_{ey} = 2,73 \text{ m}$
 $l_{ez} = 0,80 \text{ m}$

przekrój podwójny prostokątny z przewiązkami

$b = 6,0 \text{ cm}$
 $h = 20,0 \text{ cm}$
 $b = 20,0 \text{ cm}$
 $l_1 = 80,0 \text{ cm}$
śruby
 $d = 10,0 \text{ mm}$
 $l = 4,22 \text{ m}$

WYNIKI:

$A = 240 \text{ cm}^2$
 $J_y = 8000 \text{ cm}^4$
 $J_{z,ef} = 2850 \text{ cm}^4$
 $m = 8,40 \text{ kg/m}$

Zginanie ze ściskaniem:

$N_c = 22,81 \text{ kN}$; $M_y = 9,55 \text{ kNm}$

Warunek smukłości:

$\lambda_y = 47,28 < \lambda_c = 150 \quad (31,5\%)$
 $\lambda_z = 73,28 < \lambda_c = 150 \quad (48,9\%)$

Warunek nośności:

$k_{c,y} = 0,878$; $k_{c,z} = 0,536$

$\sigma_{c,0,d} = 0,95 \text{ MPa}$, $f_{c,0,d} = 14,54 \text{ MPa}$

$\sigma_{m,y,d} = 11,94 \text{ MPa}$, $f_{m,y,d} = 16,62 \text{ MPa}$

$\sigma_{c,0,d}/(k_{c,y} \cdot f_{c,0,d}) + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 0,074 + 0,718 = 0,793 < 1$

$\sigma_{c,0,d}/(k_{c,z} \cdot f_{c,0,d}) + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 0,122 + 0,718 = 0,840 < 1$

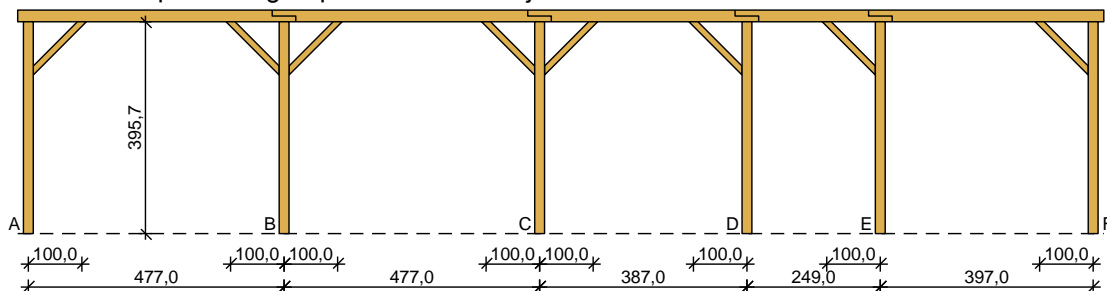
Warunek stateczności:

$k_{crit,y} = 1,000$

$\sigma_{m,y,d} = 11,94 \text{ MPa} < k_{crit,y} \cdot f_{m,y,d} = 16,62 \text{ MPa} \quad (71,8\%)$

Poz. 2.3. Płatew kalenicowa dachu – nowy element:

Szkic układu podłużnego - płatwi kalenicowej

Geometria ustroju:

Kąt nachylenia połaci dachowej
Rozpiętość wężara
Rozstaw podpór w świetle murłat
Rozstaw osiowy płatwi

$\alpha = 23,0^\circ$
 $l = 13,31 \text{ m}$
 $l_s = 13,09 \text{ m}$
 $l_{gx} = 5,87 \text{ m}$

Płatew kalenicowa złożona z pięciu odcinków:

- odcinek A - B o rozpiętości $l = 4,77 \text{ m}$

lewy koniec odcinka oparty na słupie z mieczami, odległość podparcia mieczem $a_{mL} = 1,00 \text{ m}$

prawy koniec odcinka oparty na słupie z mieczami, odległość podparcia mieczem $a_{mP} = 1,00 \text{ m}$

- odcinek B - C o rozpiętości $l = 4,77 \text{ m}$

lewy koniec odcinka oparty na słupie z mieczami, odległość podparcia mieczem $a_{mL} = 1,00 \text{ m}$

- prawy koniec odcinka oparty na słupie z mieczami, odległość podparcia mieczem $a_{mP} = 1,00$ m
 - odcinek C - D o rozpiętości $l = 3,87$ m
 - lewy koniec odcinka oparty na słupie z mieczami, odległość podparcia mieczem $a_{mL} = 1,00$ m
 - prawy koniec odcinka oparty na słupie z mieczami, odległość podparcia mieczem $a_{mP} = 1,00$ m
 - odcinek D - E o rozpiętości $l = 2,49$ m
 - lewy koniec odcinka oparty na słupie
 - prawy koniec odcinka oparty na słupie z mieczami, odległość podparcia mieczem $a_{mP} = 1,00$ m
 - odcinek E - F o rozpiętości $l = 3,97$ m
 - lewy koniec odcinka oparty na słupie
 - prawy koniec odcinka oparty na słupie z mieczami, odległość podparcia mieczem $a_{mP} = 1,00$ m
- Wysokość całkowita słupów pod płatew kalenicową $h_s = 3,96$ m
 Odległość pomiędzy poziomem oparcia słupa a poziomem oparcia murłaty $\Delta h = 1,28$ m

Dane materiałowe:

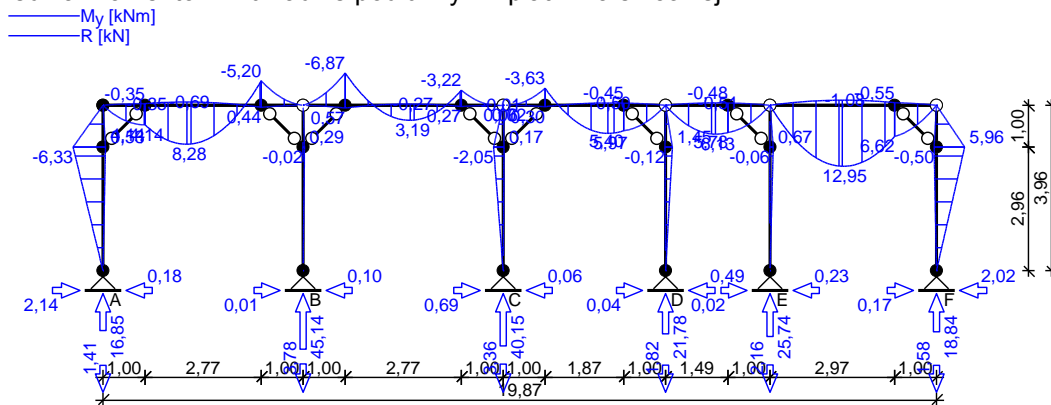
- płatew kalenicowa 18/22 cm z drewna C24
- słup kalenicowy 18/18 cm z drewna C24

Założenia obliczeniowe:

- klasa użytkowania konstrukcji: 2
- w obliczeniach statycznych krokwi uwzględniono wpływ podatności płatwi
- współczynniki długości wyboczeniowej słupa:
 - w płaszczyźnie ustroju podłużnego ustalony automatycznie
 - w płaszczyźnie wiązara $\mu_y = 1,00$

WYNIKI

Obwiednia momentów w układzie podłużnym - płatwi kalenicowej:

**WYMIAROWANIE wg PN-B-03150:2000****Płatew 18/20 cm**

drewno lite iglaste wg PN-EN 338:2004, klasa wytrzymałości **C14**

$$\rightarrow f_{m,k} = 14 \text{ MPa}, f_{t,0,k} = 8 \text{ MPa}, f_{c,0,k} = 16 \text{ MPa}, f_{v,k} = 1,7 \text{ MPa}, E_{0,mean} = 7 \text{ GPa}, \rho_k = 290 \text{ kg/m}^3$$

Smukłość

$$\lambda_y = 10,4 < 150$$

$$\lambda_z = 11,5 < 150$$

Ekstremalne obciążenia obliczeniowe

$$q_{z,max} = 11,15 \text{ kN/m} \quad q_{y,max} = 0,19 \text{ kN/m}$$

$$q_{z,min} = -0,96 \text{ kN/m (odrywanie)}$$

Maksymalne siły i naprężenia w płatwi (odcinek A - B)

decyduje kombinacja: **K3** stałe-max+śnieg+0,90-wiatr-parcie

$$N = -28,51 \text{ kN}$$

$$M_y = -8,59 \text{ kNm},$$

$$M_z = 0,32 \text{ kNm}$$

$$f_{m,y,d} = 9,69 \text{ MPa},$$

$$f_{m,z,d} = 9,69 \text{ MPa},$$

$$f_{t,0,d} = 5,54 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{t,0,d} = 0,79 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{m,y,d} = 7,16 \text{ MPa},$$

$$\sigma_{m,z,d} = 0,29 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{t,0,d}/f_{t,0,d} + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} + k_m \cdot \sigma_{m,z,d}/f_{m,z,d} = 0,903 < 1$$

$$\sigma_{t,0,d}/f_{t,0,d} + k_m \cdot \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} + \sigma_{m,z,d}/f_{m,z,d} = 0,691 < 1$$

Maksymalne ugięcie (odcinek A - B)

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

$$u_{fin} = 12,56 \text{ mm} < u_{net,fin} = l / 200 = 13,85 \text{ mm} \quad (90,7\%)$$

Płatew kalenicowa 18/22 cmdrewno lite iglaste wg PN-EN 338:2004, klasa wytrzymałości **C24**

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

Smukłość

$$\lambda_y = 9,4 < 150$$

$$\lambda_z = 11,5 < 150$$

Ekstremalne obciążenia obliczeniowe

$$q_{z,\text{max}} = 8,48 \text{ kN/m} \quad q_{z,\text{min}} = -0,71 \text{ kN/m (odrywanie)}$$

Maksymalne siły i naprężenia w płatwi (odcinek E - F)decyduje kombinacja: **K2** stałe-max+śnieg

$$N = 2,02 \text{ kN} \quad M_y = 12,95 \text{ kNm}$$

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

$$\sigma_{c,0,d} = 0,05 \text{ MPa} \quad \sigma_{m,y,d} = 8,92 \text{ MPa}$$

$$(\sigma_{c,0,d}/f_{c,0,d})^2 + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} + k_m \cdot \sigma_{m,z,d}/f_{m,z,d} = 0,537 < 1$$

$$(\sigma_{c,0,d}/f_{c,0,d})^2 + k_m \cdot \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} + \sigma_{m,z,d}/f_{m,z,d} = 0,376 < 1$$

Maksymalne ugięcie (odcinek E - F)decyduje kombinacja: **K2** stałe-max+śnieg

$$u_{\text{fin}} = 11,36 \text{ mm} < u_{\text{net,fin}} = l / 200 = 14,85 \text{ mm} \quad (76,5\%)$$

Słup kalenicowy 18/18 cmdrewno lite iglaste wg PN-EN 338:2004, klasa wytrzymałości **C24**

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

Smukłość (słup A)

$$\lambda_y = 127,3 < 150$$

$$\lambda_z = 76,1 < 150$$

Maksymalne siły i naprężenia (słup A)decyduje kombinacja: **K2** stałe-max+śnieg

$$M_y = -6,33 \text{ kNm}, \quad N = 16,85 \text{ kN}$$

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

$$\sigma_{m,y,d} = 6,51 \text{ MPa}, \quad \sigma_{c,0,d} = 0,52 \text{ MPa}$$

$$k_{c,y} = 0,197, \quad k_{c,z} = 0,504$$

$$\sigma_{c,0,d}/(k_{c,y} \cdot f_{c,0,d}) + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 0,573 < 1$$

$$\sigma_{c,0,d}/(k_{c,z} \cdot f_{c,0,d}) + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 0,463 < 1$$

Kleszcze 2x 6/20 cm o prześwicie gałęzi 13 cm, z przewiązkami co 118 cmdrewno lite iglaste wg PN-EN 338:2004, klasa wytrzymałości **C24**

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

Smukłość

$$\lambda_y = 101,7 < 150$$

$$\lambda_z = 148,6 < 175$$

Maksymalne siły i naprężeniadecyduje kombinacja: **K2** stałe-max+wiatr(rozciąganie)

$$M_y = 0,39 \text{ kNm} \quad N = -7,15 \text{ kN}$$

$$f_{m,y,d} = 11,08 \text{ MPa}, \quad f_{t,0,d} = 6,46 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{m,y,d} = 0,49 \text{ MPa}, \quad \sigma_{t,0,d} = 0,30 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{t,0,d}/f_{t,0,d} + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 0,090 < 1$$

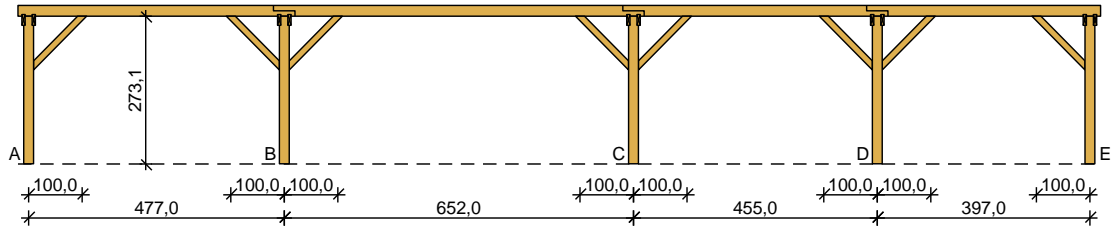
Maksymalne ugięcie:decyduje kombinacja: **K2** stałe-max

$$u_{\text{fin}} = 2,61 \text{ mm} < u_{\text{net,fin}} = l / 200 = 5870 / 200 = 29,35 \text{ mm} \quad (8,9\%)$$

Uwaga: płatew kalenicowa, słupy płatwi kalenicowej i kleszcze – nowe, dodane elementy;

Poz. 2.4. Weryfikacja płatwi pośredniej w układzie 2:

Szkic układu podłużnego - płatwi pośredniej

**Geometria ustroju:**

Kąt nachylenia połaci dachowej

$\alpha = 23,0^\circ$

Rozpiętość wazara

$l = 13,31 \text{ m}$

Rozstaw podpór w świetle murłat

$l_s = 13,09 \text{ m}$

Rozstaw osiowy płatwi

$l_{gx} = 5,87 \text{ m}$

Płatwę pośrednią złożoną z czterech odcinków:

- odcinek A - B o rozpiętości

$l = 4,77 \text{ m}$

lewy koniec odcinka oparty na słupie z mieczami, odległość podparcia mieczem $a_{mL} = 1,00 \text{ m}$ prawy koniec odcinka oparty na słupie z mieczami, odległość podparcia mieczem $a_{mP} = 1,00 \text{ m}$

- odcinek B - C o rozpiętości $l = 6,52 \text{ m}$

lewy koniec odcinka oparty na słupie z mieczami, odległość podparcia mieczem $a_{mL} = 1,00 \text{ m}$ prawy koniec odcinka oparty na słupie z mieczami, odległość podparcia mieczem $a_{mP} = 1,00 \text{ m}$

- odcinek C - D o rozpiętości $l = 4,55 \text{ m}$

lewy koniec odcinka oparty na słupie z mieczami, odległość podparcia mieczem $a_{mL} = 1,00 \text{ m}$ prawy koniec odcinka oparty na słupie z mieczami, odległość podparcia mieczem $a_{mP} = 1,00 \text{ m}$

- odcinek D - E o rozpiętości $l = 3,97 \text{ m}$

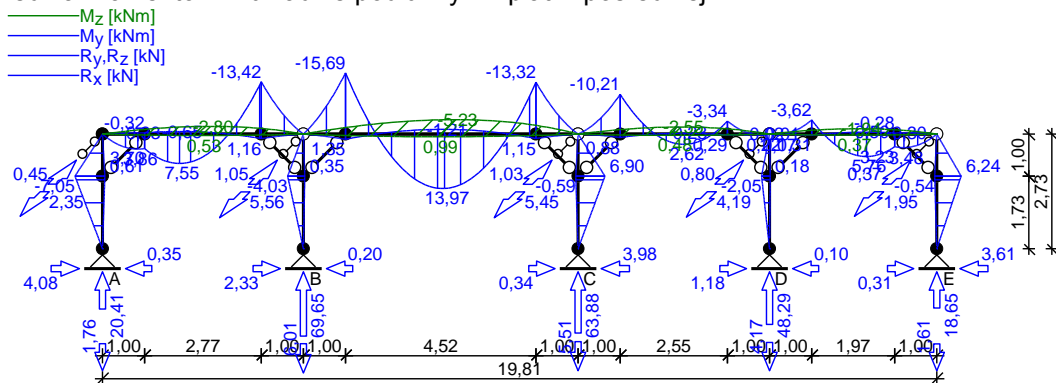
lewy koniec odcinka oparty na słupie z mieczami, odległość podparcia mieczem $a_{mL} = 1,00 \text{ m}$ prawy koniec odcinka oparty na słupie z mieczami, odległość podparcia mieczem $a_{mP} = 1,00 \text{ m}$ Wysokość całkowita słupów pod płatwą pośrednią $h_s = 2,73 \text{ m}$ Odległość pomiędzy poziomem oparcia słupa a poziomem oparcia murłaty $\Delta h = 1,28 \text{ m}$ **Dane materiałowe:**

- płatwę 18/20 cm z drewna C14

- słup 18/18 cm z drewna C14

WYNIKI

Obwiednia momentów w układzie podłużnym - płatwi pośredniej:

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

Płatwę 18/20 cm

drewno lite iglaste wg PN-EN 338:2004, klasa wytrzymałości **C14**

$$\rightarrow f_{m,k} = 14 \text{ MPa}, f_{t,0,k} = 8 \text{ MPa}, f_{c,0,k} = 16 \text{ MPa}, f_{v,k} = 1,7 \text{ MPa}, E_{0,mean} = 7 \text{ GPa}, \rho_k = 290 \text{ kg/m}^3$$

Smukłość

$\lambda_y = 10,4 < 150$

$\lambda_z = 11,5 < 150$

Ekstremalne obciążenia obliczeniowe

$q_{z,max} = 11,15 \text{ kN/m} \quad q_{y,max} = 0,19 \text{ kN/m}$

$q_{z,min} = -0,96 \text{ kN/m}$ (odrywanie)

Maksymalne siły i naprężenia w płatwi (odcinek B - C)decyduje kombinacja: **K3** stałe-max+śnieg+0,90-wiatr-parcie

$N = -40,58 \text{ kN}$
 $M_y = -15,69 \text{ kNm}$, $M_z = 0,76 \text{ kNm}$
 $f_{m,y,d} = 9,69 \text{ MPa}$, $f_{m,z,d} = 9,69 \text{ MPa}$, $f_{t,0,d} = 5,54 \text{ MPa}$
 $\sigma_{t,0,d} = 1,13 \text{ MPa}$

$\sigma_{m,y,d} = 13,07 \text{ MPa}$, $\sigma_{m,z,d} = 0,70 \text{ MPa}$
 $\sigma_{t,0,d}/f_{t,0,d} + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} + k_m \cdot \sigma_{m,z,d}/f_{m,z,d} = 1,603 > 1$ (!!!)
 $\sigma_{t,0,d}/f_{t,0,d} + k_m \cdot \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} + \sigma_{m,z,d}/f_{m,z,d} = 1,220 > 1$ (!!!)

Maksymalne ugięcie (odcinek B - C)

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

$u_{fin} = 31,27 \text{ mm} < u_{net,fin} = 1,5 \cdot l / 200 = 33,90 \text{ mm}$ (92,2%)

Słup 18/18 cm

drewno lite iglaste wg PN-EN 338:2004, klasa wytrzymałości **C14**

→ $f_{m,k} = 14 \text{ MPa}$, $f_{t,0,k} = 8 \text{ MPa}$, $f_{c,0,k} = 16 \text{ MPa}$, $f_{v,k} = 1,7 \text{ MPa}$, $E_{0,mean} = 7 \text{ GPa}$, $\rho_k = 290 \text{ kg/m}^3$

Smukłość (słup A)

$\lambda_y = 80,1 < 150$

$\lambda_z = 52,6 < 150$

Maksymalne siły i naprężenia (słup C)

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

$M_y = 6,90 \text{ kNm}$, $N = 63,88 \text{ kN}$
 $f_{m,y,d} = 9,69 \text{ MPa}$, $f_{c,0,d} = 11,08 \text{ MPa}$
 $\sigma_{m,y,d} = 7,09 \text{ MPa}$, $\sigma_{c,0,d} = 1,97 \text{ MPa}$
 $k_{c,y} = 0,394$, $k_{c,z} = 0,750$

$\sigma_{c,0,d}/(k_{c,y} \cdot f_{c,0,d}) + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 1,184 > 1$ (!!!)

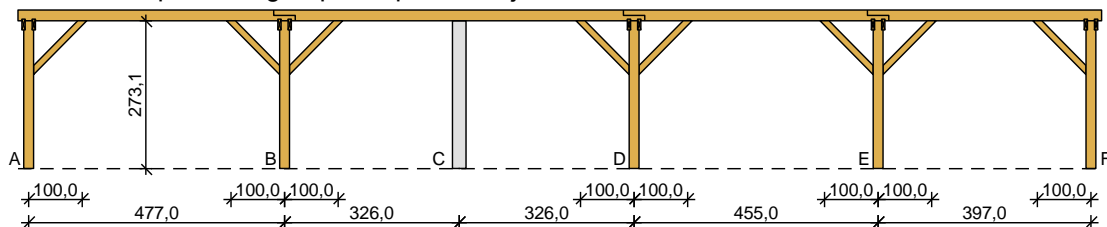
$\sigma_{c,0,d}/(k_{c,z} \cdot f_{c,0,d}) + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 0,969 < 1$

Uwaga: niewystarczająca nośność płatwi i słupów – konieczne wzmocnienie;

Propozycja wzmocnienia przez skrócenie rozpiętości najdłuższego przęsła:

Na ścianie klatki schodowej równoległej do płatwi ułożyć murlatę, na której oparta zostanie belka ze wspornikiem podpierającym istniejącą płatew pośrednią w połowie rozpiętości najdłuższego przęsła. Drugi koniec belki przepuścić do krokwi i zaprzeć pod belką dociskaną przez krokwie.

Szkic układu podłużnego - płatwi pośredniej



Geometria ustroju:

Płatew pośrednia złożona z pięciu odcinków:

- odcinek A - B o rozpiętości $l = 4,77 \text{ m}$
 lewy koniec odcinka oparty na słupie z mieczami, odległość podparcia mieczem $a_{mL} = 1,00 \text{ m}$
 prawy koniec odcinka oparty na słupie z mieczami, odległość podparcia mieczem $a_{mP} = 1,00 \text{ m}$
- odcinek B - C o rozpiętości $l = 3,26 \text{ m}$
 lewy koniec odcinka oparty na słupie z mieczami, odległość podparcia mieczem $a_{mL} = 1,00 \text{ m}$
 prawy koniec odcinka oparty na ścianie, bez składania
- odcinek C - D o rozpiętości $l = 3,26 \text{ m}$
 lewy koniec odcinka oparty na ścianie, bez składania
 prawy koniec odcinka oparty na słupie z mieczami, odległość podparcia mieczem $a_{mP} = 1,00 \text{ m}$
- odcinek D - E o rozpiętości $l = 4,55 \text{ m}$
 lewy koniec odcinka oparty na słupie z mieczami, odległość podparcia mieczem $a_{mL} = 1,00 \text{ m}$
 prawy koniec odcinka oparty na słupie z mieczami, odległość podparcia mieczem $a_{mP} = 1,00 \text{ m}$
- odcinek E - F o rozpiętości $l = 3,97 \text{ m}$
 lewy koniec odcinka oparty na słupie z mieczami, odległość podparcia mieczem $a_{mL} = 1,00 \text{ m}$
 prawy koniec odcinka oparty na słupie z mieczami, odległość podparcia mieczem $a_{mP} = 1,00 \text{ m}$

Wysokość całkowita słupów pod płatew pośrednią $h_s = 2,73 \text{ m}$

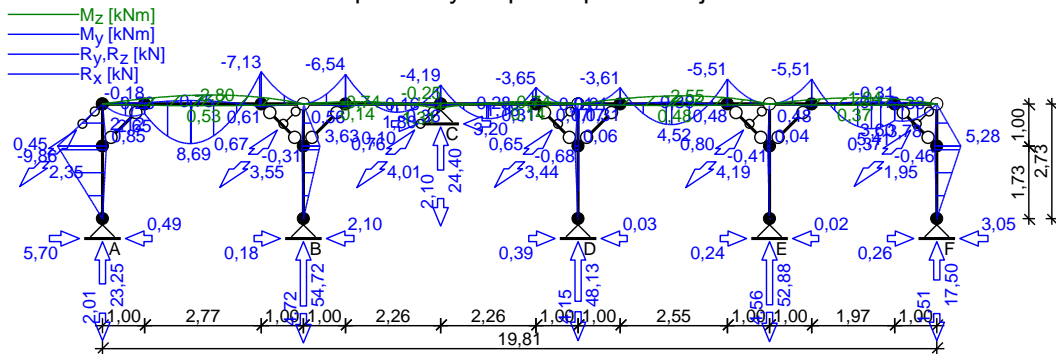
Odległość pomiędzy poziomem oparcia słupa a poziomem oparcia murlaty $\Delta h = 1,28 \text{ m}$

Dane materiałowe:

- płatew 18/20 cm z drewna C14
- słup 18/18 cm z drewna C14

WYNIKI

Obwódka momentów w układzie podłużnym - płatwi pośredniej:

**WYMIAROWANIE wg PN-B-03150:2000****Płatew 18/20 cm**

drewno lite iglaste wg PN-EN 338:2004, klasa wytrzymałości **C14**

$$\rightarrow f_{m,k} = 14 \text{ MPa}, f_{t,0,k} = 8 \text{ MPa}, f_{c,0,k} = 16 \text{ MPa}, f_{v,k} = 1,7 \text{ MPa}, E_{0,mean} = 7 \text{ GPa}, \rho_k = 290 \text{ kg/m}^3$$

Smukłość

$$\lambda_y = 10,4 < 150$$

$$\lambda_z = 11,5 < 150$$

Ekstremalne obciążenia obliczeniowe

$$q_{z,max} = 11,15 \text{ kN/m} \quad q_{y,max} = 0,19 \text{ kN/m}$$

$$q_{z,min} = -0,96 \text{ kN/m (odrywanie)}$$

Maksymalne siły i naprężenia w płatwi (odcinek A - B)

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

$$N = -25,78 \text{ kN}$$

$$M_y = -7,13 \text{ kNm},$$

$$M_z = 0,32 \text{ kNm}$$

$$f_{m,y,d} = 9,69 \text{ MPa},$$

$$f_{m,z,d} = 9,69 \text{ MPa},$$

$$f_{t,0,d} = 5,54 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{t,0,d} = 0,72 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{m,z,d} = 0,29 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{t,0,d}/f_{t,0,d} + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} + k_m \cdot \sigma_{m,z,d}/f_{m,z,d} = 0,763 < 1$$

$$\sigma_{t,0,d}/f_{t,0,d} + k_m \cdot \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} + \sigma_{m,z,d}/f_{m,z,d} = 0,588 < 1$$

Maksymalne ugięcie (odcinek A - B)

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

$$u_{fin} = 13,51 \text{ mm} < u_{net,fin} = 1,5 \cdot l / 200 = 20,77 \text{ mm} \quad (65,0\%)$$

Uwaga: przekrój płatwi po uwzględnieniu skrócenia rozpiętości najdłuższego przęsła wystarczający.

Słup 18/18 cm

drewno lite iglaste wg PN-EN 338:2004, klasa wytrzymałości **C14**

$$\rightarrow f_{m,k} = 14 \text{ MPa}, f_{t,0,k} = 8 \text{ MPa}, f_{c,0,k} = 16 \text{ MPa}, f_{v,k} = 1,7 \text{ MPa}, E_{0,mean} = 7 \text{ GPa}, \rho_k = 290 \text{ kg/m}^3$$

Smukłość (słup A)

$$\lambda_y = 80,1 < 150$$

$$\lambda_z = 52,6 < 150$$

Maksymalne siły i naprężenia (słup A)

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

$$M_y = -9,86 \text{ kNm},$$

$$N = 23,25 \text{ kN}$$

$$f_{m,y,d} = 9,69 \text{ MPa},$$

$$f_{c,0,d} = 11,08 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{m,y,d} = 10,15 \text{ MPa},$$

$$\sigma_{c,0,d} = 0,72 \text{ MPa}$$

$$k_{c,y} = 0,394, \quad k_{c,z} = 0,750$$

$$\sigma_{c,0,d}/(k_{c,y} \cdot f_{c,0,d}) + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 1,211 > 1 \quad (!!!)$$

$$\sigma_{c,0,d}/(k_{c,z} \cdot f_{c,0,d}) + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 1,133 > 1 \quad (!!!)$$

Uwaga: przekrój słupa nadal niewystarczający, propozycja wzmocnienia:

Wymiary przekroju:

Szerokość

Wysokość

Grubość słupa

Rozstaw połączeń skręcanych

Łączniki:

Średnica łączników

Rozpiętość przęsła

Drewno:drewno lite iglaste wg PN-EN 338:2004, klasa wytrzymałości **C24**→ $f_{m,k} = 24 \text{ MPa}$, $f_{t,0,k} = 14 \text{ MPa}$, $f_{c,0,k} = 21 \text{ MPa}$, $f_{v,k} = 2,5 \text{ MPa}$, $E_{0,mean} = 11 \text{ GPa}$, $\rho_k = 350 \text{ kg/m}^3$

Klasa użytkowania konstrukcji:

klasa 2

Obciążenia:

Siła ściskająca

Moment zginający

Moment zginający

Klasa trwania obciążenia:

Zwischenriemowa długość obliczeniowa

Poziom przyłożenia obciążenia:

Długość wyboczeniowa

Długość wyboczeniowa

przekrój podwójny prostokątny z nakładkami

 $b = 6,0 \text{ cm}$ $h = 20,0 \text{ cm}$ $b = 20,0 \text{ cm}$ $l_1 = 80,0 \text{ cm}$

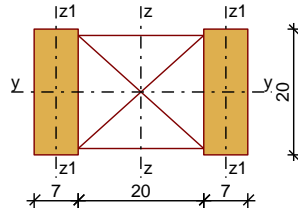
śruby

 $d = 10,0 \text{ mm}$ $l = 4,22 \text{ m}$ $N_c = 23,25 \text{ kN}$ $M_y = 9,86 \text{ kNm}$ $M_z = 0,00 \text{ kNm}$

średniotrwale

 $l_d = 2,73 \text{ m}$

w osi środkowej

 $l_{ey} = 2,73 \text{ m}$ $l_{ez} = 0,80 \text{ m}$ **WYNIKI:** $A = 280 \text{ cm}^2$ $J_y = 9333 \text{ cm}^4$ $J_{z,ef} = 3458 \text{ cm}^4$ $m = 9,80 \text{ kg/m}$ Zginanie ze ściskaniem: $N_c = 23,25 \text{ kN}$; $M_y = 9,86 \text{ kNm}$

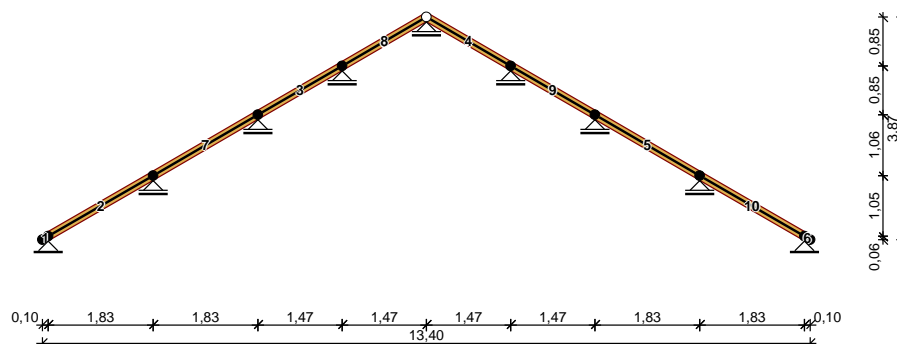
Warunek smukłości:

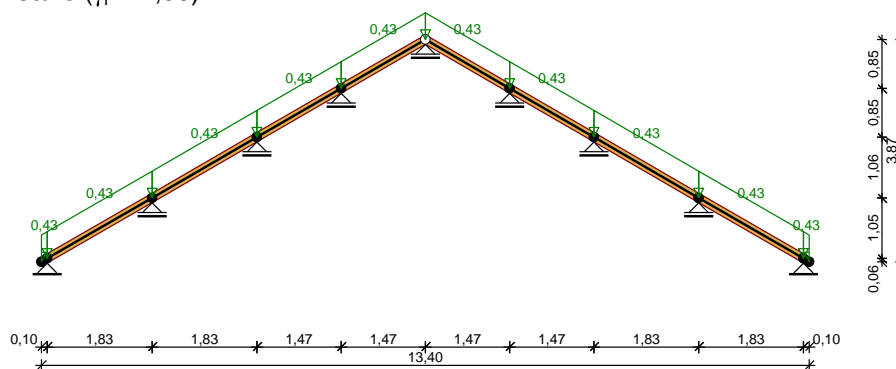
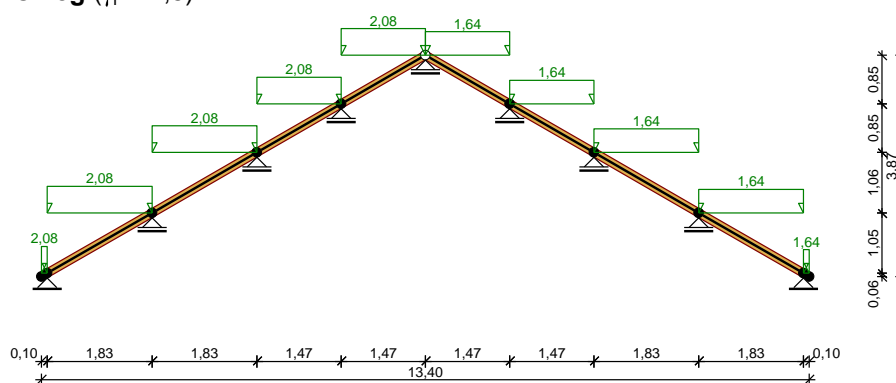
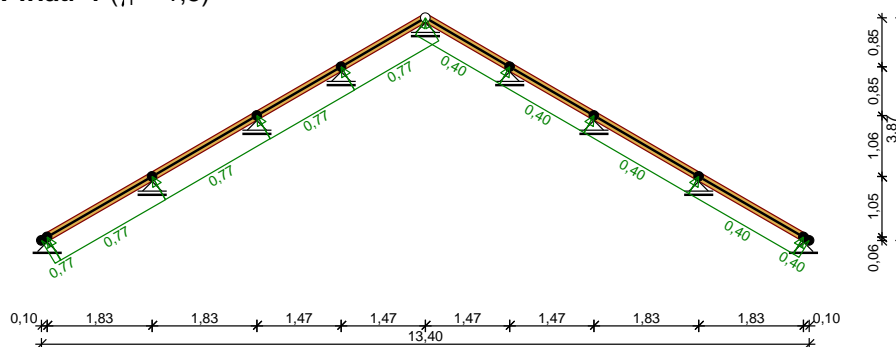
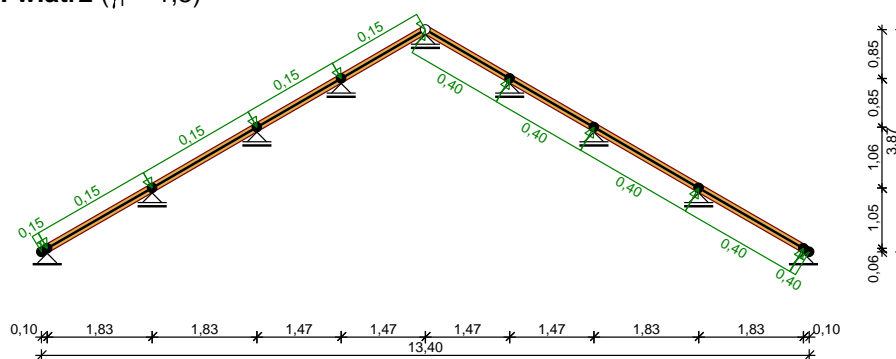
 $\lambda_y = 47,28 < \lambda_c = 150 \quad (31,5\%)$ $\lambda_z = 62,87 < \lambda_c = 150 \quad (41,9\%)$

Warunek nośności:

 $k_{c,y} = 0,878$; $k_{c,z} = 0,674$ $\sigma_{c,0,d} = 0,83 \text{ MPa}$, $f_{c,0,d} = 12,92 \text{ MPa}$ $\sigma_{m,y,d} = 10,56 \text{ MPa}$, $f_{m,y,d} = 14,77 \text{ MPa}$ $\sigma_{c,0,d}/(k_{c,y} \cdot f_{c,0,d}) + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 0,073 + 0,715 = 0,788 < 1$ $\sigma_{c,0,d}/(k_{c,z} \cdot f_{c,0,d}) + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 0,095 + 0,715 = 0,811 < 1$

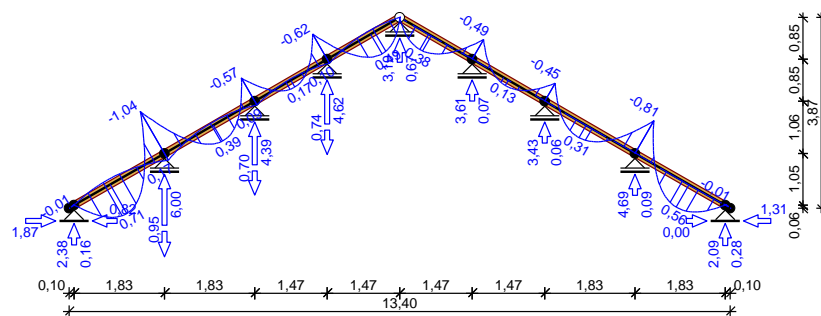
Warunek stateczności:

 $k_{crit,y} = 1,000$ $\sigma_{m,y,d} = 10,56 \text{ MPa} < k_{crit,y} \cdot f_{m,y,d} = 14,77 \text{ MPa} \quad (71,5\%)$ **Poz. 3. Dach w części B:****Poz. 3.1. Propozycja wzmocnienia: dodanie płatwi w kalenicy dachu oraz płatwi****pośrednich w połowie przęsła krokwi pomiędzy obecną płatwią pośrednią a murlatą i****nową płatwią kalenicową;****SCHEMAT RAMY**

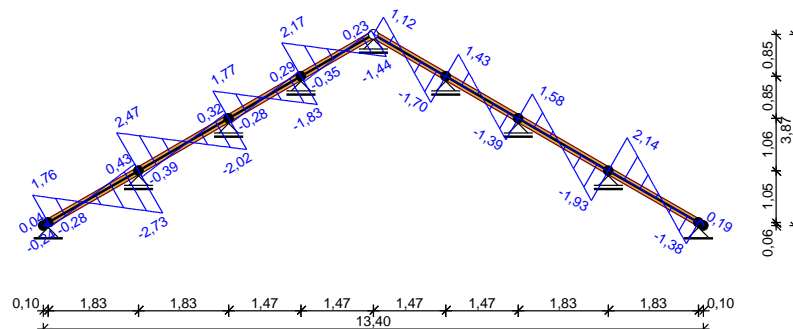
OBCIĄŻENIA: (wartości obliczeniowe)Przypadek **P1: stałe** ($\gamma_f = 1,30$)Przypadek **P2: śnieg** ($\gamma_f = 1,5$)Przypadek **P3: wiatr-1** ($\gamma_f = 1,5$)Przypadek **P4: wiatr2** ($\gamma_f = 1,5$)

WYNIKI:**Obwiednia sił wewnętrznych**

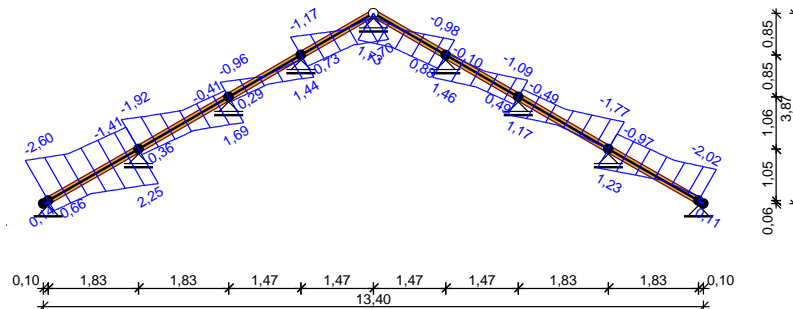
Obwiednia momentów zginających:



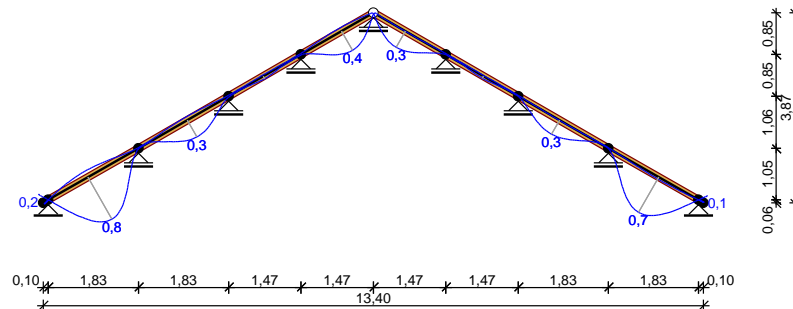
Obwiednia sił tnących:



Obwiednia sił osiowych:



Obwiednia przemieszczeń:



Ekstremalne reakcje podporowe:

węzeł (podpora)	R_y [kN]	R_x [kN]	M [kNm]	kombinacja SGN
2 (A)	2,38	1,68	--	K4: 1,0·P1+1,0·P2+0,90·P3
	0,16	-0,82	--	K6: 1,0·P1+1,0·P4
	0,70	1,87	--	K3: 1,0·P1+1,0·P3
	1,69	-0,82	--	K8: 1,0·P1+1,0·P4+0,90·P2
3 (B)	4,39	--	--	K7: 1,0·P1+1,0·P2+0,90·P4
	-0,70	--	--	K3: 1,0·P1+1,0·P3
4 (C)	3,19	--	--	K4: 1,0·P1+1,0·P2+0,90·P3
	0,67	--	--	K1: 1,0·P1
5 (D)	3,43	--	--	K2: 1,0·P1+1,0·P2
	0,06	--	--	K6: 1,0·P1+1,0·P4
6 (E)	2,09	-1,18	--	K7: 1,0·P1+1,0·P2+0,90·P4
	0,28	-0,43	--	K3: 1,0·P1+1,0·P3
	1,81	0,00	--	K2: 1,0·P1+1,0·P2
	0,79	-1,31	--	K6: 1,0·P1+1,0·P4
8 (F)	6,00	--	--	K7: 1,0·P1+1,0·P2+0,90·P4

	-0,95	--	--	K3: 1,0-P1+1,0-P3
9 (G)	4,62	--	--	K7: 1,0-P1+1,0-P2+0,90-P4
	-0,74	--	--	K3: 1,0-P1+1,0-P3
10 (H)	3,61	--	--	K2: 1,0-P1+1,0-P2
	0,07	--	--	K6: 1,0-P1+1,0-P4
11 (I)	4,69	--	--	K2: 1,0-P1+1,0-P2
	0,09	--	--	K3: 1,0-P1+1,0-P3

Ekstremalne siły wewnętrzne:

pręt	x [m]	M [kNm]	N [kN]	T [kN]	kombinacja SGN
1	0,12	0,00	0,03	0,04	K3: 1,0-P1+1,0-P3
	0,12	-0,01	0,14	-0,24	K7: 1,0-P1+1,0-P2+0,90-P4
	0,12	-0,01	0,14	-0,23	K2: 1,0-P1+1,0-P2
2	0,84	0,71	0,80	-0,04	K7: 1,0-P1+1,0-P2+0,90-P4
	2,11	-1,04	2,25	-2,73	K7: 1,0-P1+1,0-P2+0,90-P4
	0,00	-0,01	-2,60	0,88	K5: 1,0-P1+1,0-P3+0,90-P2
	0,00	-0,01	-0,17	1,76	K7: 1,0-P1+1,0-P2+0,90-P4
3	0,85	0,17	0,46	-0,03	K7: 1,0-P1+1,0-P2+0,90-P4
	1,70	-0,62	1,44	-1,83	K7: 1,0-P1+1,0-P2+0,90-P4
	0,00	-0,54	-0,96	1,66	K2: 1,0-P1+1,0-P2
	0,00	-0,57	-0,51	1,77	K7: 1,0-P1+1,0-P2+0,90-P4
4	0,68	0,38	0,00	0,00	K2: 1,0-P1+1,0-P2
	1,70	-0,49	-0,98	-1,70	K2: 1,0-P1+1,0-P2
	0,00	0,00	1,73	0,77	K5: 1,0-P1+1,0-P3+0,90-P2
	0,00	0,00	0,65	1,12	K2: 1,0-P1+1,0-P2
5	0,97	0,31	-0,02	-0,03	K2: 1,0-P1+1,0-P2
	2,11	-0,81	-1,11	-1,93	K2: 1,0-P1+1,0-P2
	2,11	-0,64	-1,77	-1,51	K7: 1,0-P1+1,0-P2+0,90-P4
	0,00	-0,35	1,17	1,24	K4: 1,0-P1+1,0-P2+0,90-P3
	0,00	-0,45	0,92	1,58	K2: 1,0-P1+1,0-P2
6	0,00	-0,01	0,11	0,19	K2: 1,0-P1+1,0-P2
7	1,14	0,39	0,57	0,04	K7: 1,0-P1+1,0-P2+0,90-P4
	0,00	-1,04	-0,75	2,47	K7: 1,0-P1+1,0-P2+0,90-P4
	0,00	-0,64	-1,92	1,50	K4: 1,0-P1+1,0-P2+0,90-P3
	2,11	-0,57	1,69	-2,02	K7: 1,0-P1+1,0-P2+0,90-P4
8	1,02	0,49	0,30	0,01	K7: 1,0-P1+1,0-P2+0,90-P4
	0,00	-0,62	-0,87	2,17	K7: 1,0-P1+1,0-P2+0,90-P4
	0,00	-0,58	-1,17	2,03	K2: 1,0-P1+1,0-P2
	1,70	0,00	1,70	-0,72	K5: 1,0-P1+1,0-P3+0,90-P2
	1,70	0,00	1,08	-1,44	K7: 1,0-P1+1,0-P2+0,90-P4
9	0,85	0,13	0,01	0,02	K2: 1,0-P1+1,0-P2
	0,00	-0,49	0,83	1,43	K2: 1,0-P1+1,0-P2
	1,70	-0,35	-1,09	-1,09	K7: 1,0-P1+1,0-P2+0,90-P4
	0,00	-0,33	1,46	0,98	K5: 1,0-P1+1,0-P3+0,90-P2
	1,70	-0,45	-0,80	-1,39	K2: 1,0-P1+1,0-P2
10	1,27	0,56	0,02	0,03	K2: 1,0-P1+1,0-P2
	0,00	-0,81	1,23	2,14	K2: 1,0-P1+1,0-P2
	2,11	-0,01	-2,02	-0,94	K8: 1,0-P1+1,0-P4+0,90-P2
	2,11	-0,01	-0,79	-1,38	K2: 1,0-P1+1,0-P2

Ekstremalne przemieszczenia:

pręt	x [m]	v _x [mm]	v _y [mm]	kombinacja SGU
1	0,00	0,0	0,2	K2: 1,0-P1+1,0-P2
	0,00	0,0	0,0	K3: 1,0-P1+1,0-P3
2	2,11	0,0	0,0	K6: 1,0-P1+1,0-P4
	2,11	0,0	0,0	K3: 1,0-P1+1,0-P3
	0,93	0,0	0,1	K3: 1,0-P1+1,0-P3
	0,93	0,0	-0,8	K2: 1,0-P1+1,0-P2
3	1,70	0,0	0,0	K6: 1,0-P1+1,0-P4
	0,31	0,0	0,0	K3: 1,0-P1+1,0-P3
	0,82	0,0	0,0	K3: 1,0-P1+1,0-P3
	0,82	0,0	0,0	K2: 1,0-P1+1,0-P2
4	1,09	0,0	0,0	K6: 1,0-P1+1,0-P4
	0,00	0,0	0,0	K3: 1,0-P1+1,0-P3
	1,70	0,0	0,0	K6: 1,0-P1+1,0-P4
	0,75	0,0	-0,3	K2: 1,0-P1+1,0-P2
5	0,00	0,0	0,0	K6: 1,0-P1+1,0-P4
	2,11	0,0	0,0	K2: 1,0-P1+1,0-P2
	0,97	0,0	-0,3	K2: 1,0-P1+1,0-P2
6	0,12	0,0	0,1	K2: 1,0-P1+1,0-P2
7	2,11	0,0	0,0	K6: 1,0-P1+1,0-P4
	2,11	0,0	0,0	K3: 1,0-P1+1,0-P3
	1,18	0,0	0,1	K3: 1,0-P1+1,0-P3
	1,14	0,0	-0,3	K2: 1,0-P1+1,0-P2
8	1,70	0,0	0,0	K6: 1,0-P1+1,0-P4

	0,00	0,0	0,0	K3: 1,0·P1+1,0·P3
	0,92	0,0	0,1	K3: 1,0·P1+1,0·P3
	0,95	0,0	-0,4	K2: 1,0·P1+1,0·P2
9	0,00	0,0	0,0	K6: 1,0·P1+1,0·P4
	0,00	0,0	0,0	K3: 1,0·P1+1,0·P3
	0,17	0,0	0,0	K6: 1,0·P1+1,0·P4
	0,88	0,0	0,0	K2: 1,0·P1+1,0·P2
10	0,00	0,0	0,0	K6: 1,0·P1+1,0·P4
	0,00	0,0	0,0	K2: 1,0·P1+1,0·P2
	1,18	0,0	-0,7	K2: 1,0·P1+1,0·P2

Weryfikacja przekroju istniejących krokwi z uwzględnieniem dodatkowych podparć dodatkowymi płatwiami;

Weryfikacja nad płatwią dla max. wartości sił wewnętrznych:

Wymiary przekroju:

Szerokość

Wysokość

Drewno:

drewno lite iglaste wg PN-EN 338:2004, klasa wytrzymałości **C14**

→ $f_{m,k} = 14 \text{ MPa}$, $f_{t,0,k} = 8 \text{ MPa}$, $f_{c,0,k} = 16 \text{ MPa}$, $f_{v,k} = 1,7 \text{ MPa}$, $E_{0,mean} = 7 \text{ GPa}$, $\rho_k = 290 \text{ kg/m}^3$

Klasa użytkowania konstrukcji:

przekrój prostokątny

$b = 13,0 \text{ cm}$

$h = 12,0 \text{ cm}$

Obciążenia:

Siła ściskająca

Moment zginający

Moment zginający

Klasa trwania obciążenia:

Zwichrzeniowa długość obliczeniowa

Poziom przyłożenia obciążenia:

Długość wyboczeniowa

Długość wyboczeniowa

$N_c = 2,25 \text{ kN}$

$M_y = 1,04 \text{ kNm}$

$M_z = 0,00 \text{ kNm}$

średniotrwale

$l_d = 2,11 \text{ m}$

na górnej (ściskanej) powierzchni

$l_{ey} = 2,11 \text{ m}$

$l_{ez} = 0,00 \text{ m}$

WYNIKI:

$A = 156 \text{ cm}^2$

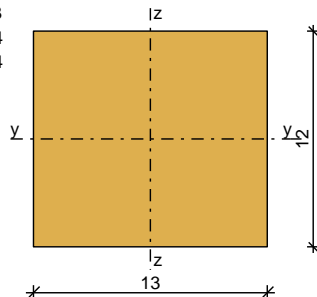
$W_y = 312 \text{ cm}^3$

$W_z = 338 \text{ cm}^3$

$J_y = 1872 \text{ cm}^4$

$J_z = 2197 \text{ cm}^4$

$m = 4,52 \text{ kg/m}$



Zginanie ze ściskaniem:

$N_c = 2,25 \text{ kN}$; $M_y = 1,04 \text{ kNm}$

Warunek smukłości:

$\lambda_y = 60,91 < \lambda_c = 150 \quad (40,6\%)$

$\lambda_z = 0,00 < \lambda_c = 150 \quad (0,0\%)$

Warunek nośności:

$k_{c,y} = 0,620$

$\sigma_{c,0,d} = 0,14 \text{ MPa}$, $f_{c,0,d} = 9,85 \text{ MPa}$

$\sigma_{m,y,d} = 3,33 \text{ MPa}$, $f_{m,y,d} = 8,62 \text{ MPa}$

$\sigma_{c,0,d}/(k_{c,y} \cdot f_{c,0,d}) + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 0,024 + 0,387 = 0,411 < 1$

Warunek stateczności:

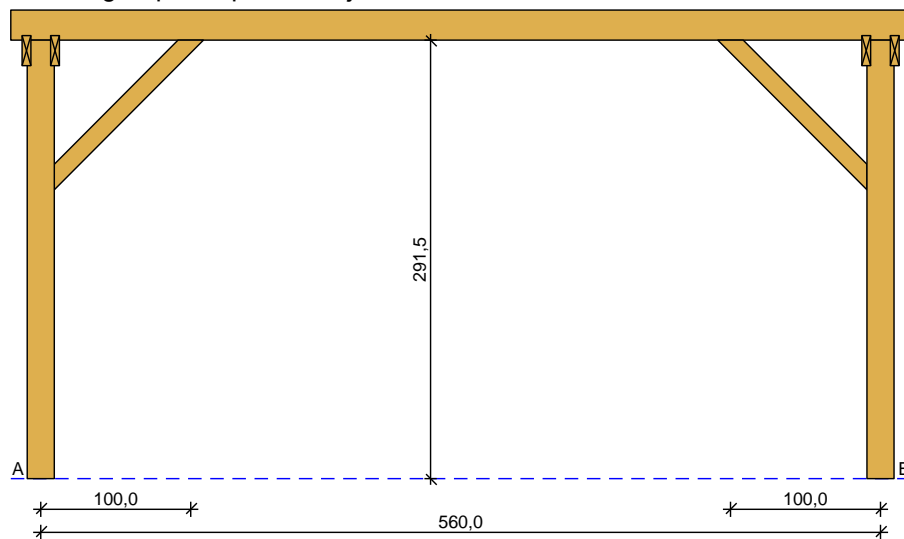
$k_{crit,y} = 1,000$

$\sigma_{m,y,d} = 3,33 \text{ MPa} < k_{crit,y} \cdot f_{m,y,d} = 8,62 \text{ MPa} \quad (38,7\%)$

Uwaga: z uwzględnieniem dodatkowych podparć (płatwi) istniejący przekrój krokwi wystarczy do bezpiecznego przeniesienia projektowanych obciążeń.

Poz. 3.2. Weryfikacja istniejących płatwi pośrednich z uwzględnieniem zmniejszenia pasa obciążenia;

Szkic układu podłużnego - płatwi pośredniej

**Geometria ustroju:**

Kąt nachylenia połaci dachowej

$\alpha = 23,0^\circ$

Rozstaw osiowy płatwi

$l_{gx} = 2,94 \text{ m}$

Rozstaw krokwi

$a = 0,95 \text{ m}$

Usztywnienia boczne krokwi - na całej długości elementu

Płatw pośrednia złożona z jednego odcinka:

- odcinek A - B o rozpiętości

$l = 5,60 \text{ m}$

lewy koniec odcinka oparty na słupie z mieczami, odległość podparcia mieczem $a_{mL} = 1,00 \text{ m}$ prawy koniec odcinka oparty na słupie z mieczami, odległość podparcia mieczem $a_{mP} = 1,00 \text{ m}$

Płatw kalenicowa złożona z jednego odcinka:

- odcinek A - B o rozpiętości

$l = 5,60 \text{ m}$

lewy koniec odcinka oparty na słupie z mieczami, odległość podparcia mieczem $a_{mL} = 1,00 \text{ m}$ prawy koniec odcinka oparty na słupie z mieczami, odległość podparcia mieczem $a_{mP} = 1,00 \text{ m}$

Wysokość całkowita słupów pod płatw pośrednią

$h_s = 2,91 \text{ m}$

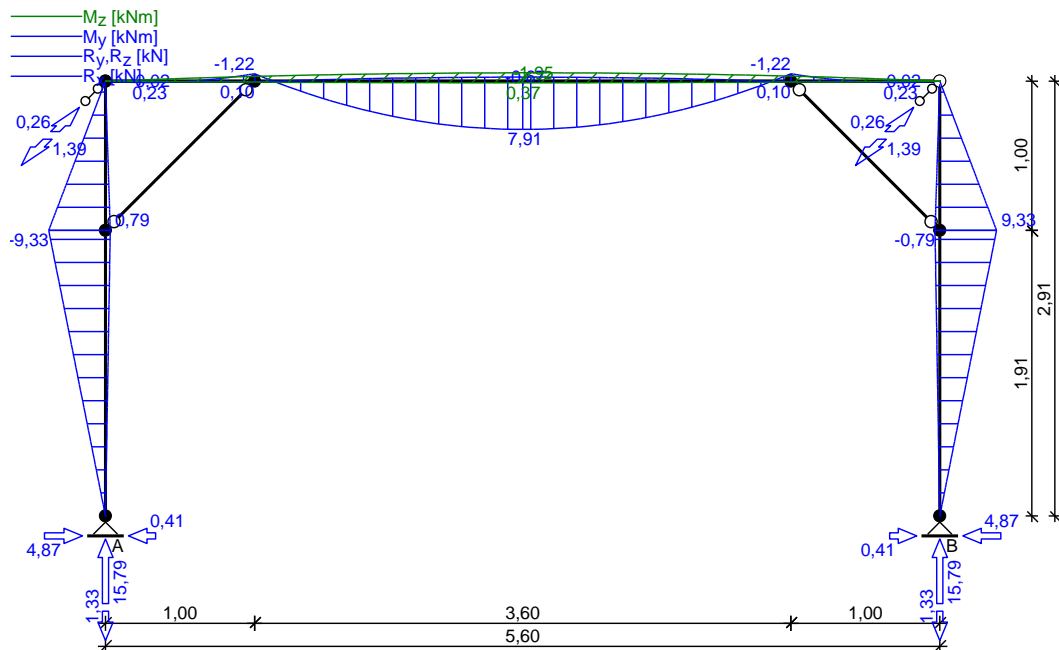
Odległość pomiędzy poziomem oparcia słupa a poziomem oparcia murłaty $\Delta h = 2,23 \text{ m}$ **Dane materiałowe:**

- płatw 18/20 cm z drewna C14

- słup 18/18 cm z drewna C14

WYNIKI

Obwiednia momentów w układzie podłużnym - płatwi pośredniej:

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

Krokiew 13/15 cm (zacios na podporach 3 cm)

drewno lite iglaste wg PN-EN 338:2004, klasa wytrzymałości **C14**

→ $f_{m,k} = 14 \text{ MPa}$, $f_{t,0,k} = 8 \text{ MPa}$, $f_{c,0,k} = 16 \text{ MPa}$, $f_{v,k} = 1,7 \text{ MPa}$, $E_{0,mean} = 7 \text{ GPa}$, $\rho_k = 290 \text{ kg/m}^3$

Smukłość

$$\lambda_y = 46,7 < 150$$

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

Maksymalne siły i naprężenia w przęśle

decyduje kombinacja: **K15** stałe-max (podatność)+śnieg (podatność)+0,90-wiatr-wariant II (podatność)

$$M_y = 3,44 \text{ kNm}, \quad N = 9,29 \text{ kN}$$

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

$$\sigma_{m,y,d} = 7,06 \text{ MPa}, \quad \sigma_{c,0,d} = 0,48 \text{ MPa}$$

$$k_{c,y} = 0,836$$

$$\sigma_{c,0,d} / (k_{c,y} \cdot f_{c,0,d}) + \sigma_{m,y,d} / f_{m,y,d} = 0,780 < 1$$

$$(\sigma_{c,0,d} / f_{c,0,d})^2 + \sigma_{m,y,d} / f_{m,y,d} = 0,512 < 1$$

Maksymalne siły i naprężenia na podporze (płatwi)

decyduje kombinacja: **K15** stałe-max (podatność)+śnieg (podatność)+0,90-wiatr-wariant II (podatność)

$$M_y = 3,22 \text{ kNm}, \quad N = 8,96 \text{ kN}$$

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

$$\sigma_{m,y,d} = 10,32 \text{ MPa}, \quad \sigma_{c,0,d} = 0,57 \text{ MPa}$$

$$(\sigma_{c,0,d} / f_{c,0,d})^2 + \sigma_{m,y,d} / f_{m,y,d} = 1,068 > 1 \quad (!!!)$$

Maksymalne ugięcie krokwi (pomiędzy murlatą a kalenicą)

decyduje kombinacja: **K13** stałe-max (podatność)+śnieg (podatność)

$$u_{fin} = 13,65 \text{ mm} < u_{net,fin} = 1,5 \cdot l / 200 = 1,5 \cdot 3618 / 200 = 27,13 \text{ mm} \quad (50,3\%)$$

Maksymalne ugięcie wspornika krokwi

decyduje kombinacja: **K13** stałe-max (podatność)+śnieg (podatność)

$$u_{fin} = 0,74 \text{ mm} < u_{net,fin} = 1,5 \cdot 2 \cdot l / 200 = 1,5 \cdot 2 \cdot 60 / 200 = 0,90 \text{ mm} \quad (83,1\%)$$

Płatew 18/20 cm

drewno lite iglaste wg PN-EN 338:2004, klasa wytrzymałości **C14**

→ $f_{m,k} = 14 \text{ MPa}$, $f_{t,0,k} = 8 \text{ MPa}$, $f_{c,0,k} = 16 \text{ MPa}$, $f_{v,k} = 1,7 \text{ MPa}$, $E_{0,mean} = 7 \text{ GPa}$, $\rho_k = 290 \text{ kg/m}^3$

Smukłość

$$\lambda_y = 16,5 < 150$$

$$\lambda_z = 18,3 < 150$$

Ekstremalne obciążenia obliczeniowe

$$q_{z,max} = 5,64 \text{ kN/m} \quad q_{y,max} = 0,09 \text{ kN/m}$$

$$q_{z,min} = -0,48 \text{ kN/m} \text{ (odrywanie)}$$

Maksymalne siły i naprężenia w płatwi

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

$N = 4,87 \text{ kN}$

$M_y = 7,91 \text{ kNm}$,

$M_z = 0,33 \text{ kNm}$

$f_{m,y,d} = 9,69 \text{ MPa}$,

$f_{m,z,d} = 9,69 \text{ MPa}$,

$f_{c,0,d} = 11,08 \text{ MPa}$

$\sigma_{c,0,d} = 0,14 \text{ MPa}$

$\sigma_{m,y,d} = 6,59 \text{ MPa}$,

$\sigma_{m,z,d} = 0,31 \text{ MPa}$

$$(\sigma_{c,0,d}/f_{c,0,d})^2 + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} + k_{m,z,d} \cdot \sigma_{m,z,d}/f_{m,z,d} = 0,703 < 1$$

$$(\sigma_{c,0,d}/f_{c,0,d})^2 + k_{m,y,d} \cdot \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} + \sigma_{m,z,d}/f_{m,z,d} = 0,508 < 1$$

Maksymalne ugięcie

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

$$u_{fin} = 20,46 \text{ mm} < u_{net,fin} = 1,5 \cdot l / 200 = 27,00 \text{ mm} \quad (75,8\%)$$

Uwaga: po zmniejszeniu szerokości pasa obciążeń istniejący przekrój płatwi wystarczający w obu stanach nośności i użytkowania.

Słup 18/18 cm

drewno lite iglaste wg PN-EN 338:2004, klasa wytrzymałości **C14**

$$\rightarrow f_{m,k} = 14 \text{ MPa}, f_{t,0,k} = 8 \text{ MPa}, f_{c,0,k} = 16 \text{ MPa}, f_{v,k} = 1,7 \text{ MPa}, E_{0,mean} = 7 \text{ GPa}, \rho_k = 290 \text{ kg/m}^3$$

Smukłość (słup A)

$$\lambda_y = 87,2 < 150$$

$$\lambda_z = 56,1 < 150$$

Maksymalne siły i naprężenia (słup A)

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

$M_y = -9,33 \text{ kNm}$,

$N = 15,79 \text{ kN}$

$f_{m,y,d} = 9,69 \text{ MPa}$,

$f_{c,0,d} = 11,08 \text{ MPa}$

$\sigma_{m,y,d} = 9,59 \text{ MPa}$,

$\sigma_{c,0,d} = 0,49 \text{ MPa}$

$k_{c,y} = 0,338$, $k_{c,z} = 0,694$

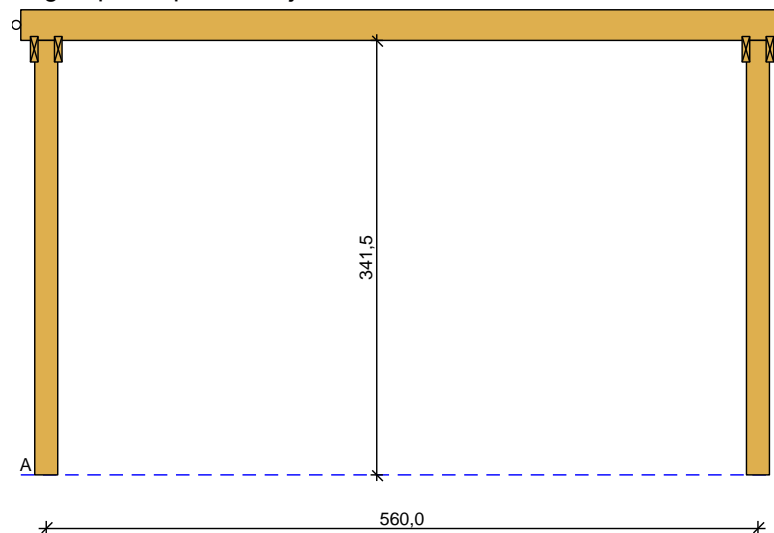
$$\sigma_{c,0,d}/(k_{c,y} \cdot f_{c,0,d}) + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 1,120 > 1 \quad (!!!)$$

$$\sigma_{c,0,d}/(k_{c,z} \cdot f_{c,0,d}) + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 1,053 > 1 \quad (!!!)$$

Uwaga: wymagane dodatkowe wzmocnienie przekroju słupów obustronnymi nakładkami jak w poz. 2.4.

Alternatywne rozwiązanie – układ płatw słup bez mieczy z usztywnieniem węzła blachami;

Szkic układu podłużnego - płatwi pośredniej



Geometria ustroju:

Kąt nachylenia połaci dachowej

$$\alpha = 23,0^\circ$$

Rozpiętość wierzara

$$l = 6,77 \text{ m}$$

Rozstaw podpór w świetle murłat

$$l_s = 6,55 \text{ m}$$

Rozstaw osiowy płatwi

$$l_{gx} = 2,94 \text{ m}$$

Rozstaw krokwi

$$a = 0,95 \text{ m}$$

Usztywnienia boczne krokwi - na całej długości elementu

Płatw pośrednia złożona z jednego odcinka:

$$l = 5,60 \text{ m}$$

- odcinek A - B o rozpiętości

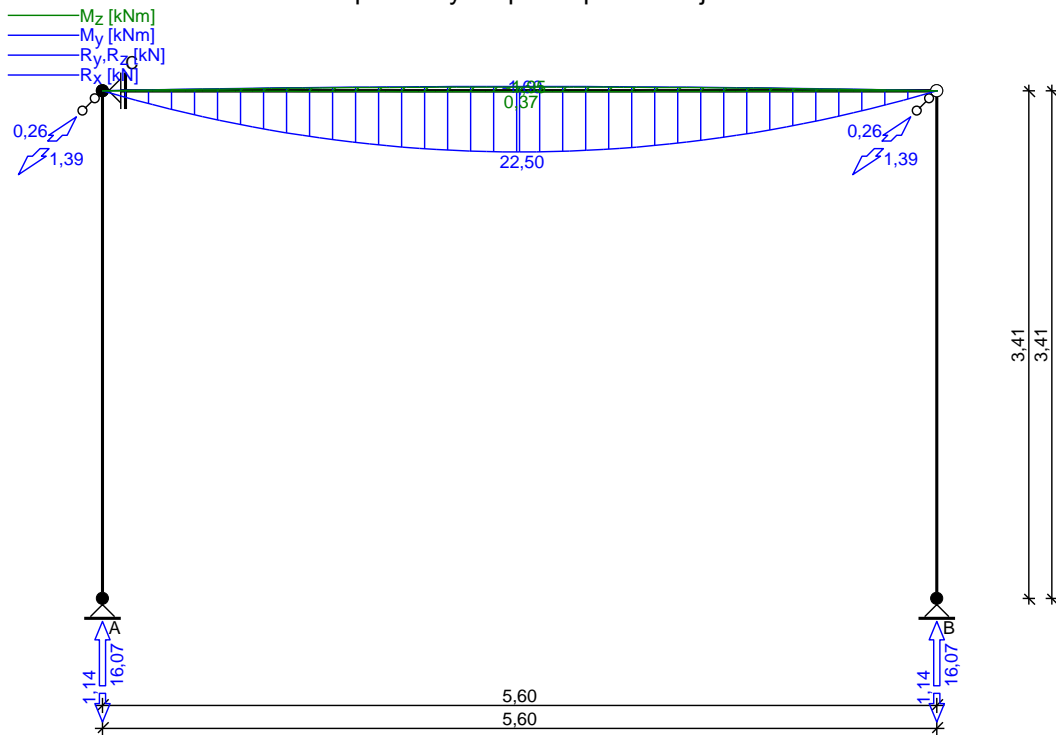
lewy koniec odcinka oparty na słupie
 prawy koniec odcinka oparty na słupie
 Płatw pośrednia dodatkowo podparta w poziomie
 Wysokość całkowita słupów pod płatw pośrednią $h_s = 3,41$ m
 Odległość pomiędzy poziomem oparcia słupa a poziomem oparcia murłaty $\Delta h = 2,77$ m

Dane materiałowe:

- płatw 18/24 cm z drewna C24
- słup 18/18 cm z drewna C24

WYNIKI

Obwiednia momentów w układzie podłużnym - płatwi pośredniej:

**WYMIAROWANIE wg PN-B-03150:2000****Płatw 18/24 cm**

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

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

Smukłość

$$\lambda_y = 13,7 < 150$$

$$\lambda_z = 18,3 < 150$$

Ekstremalne obciążenia obliczeniowe

$$q_{z,\text{max}} = 5,74 \text{ kN/m} \quad q_{y,\text{max}} = 0,09 \text{ kN/m}$$

$$q_{z,\text{min}} = -0,41 \text{ kN/m (odrywanie)}$$

Maksymalne siły i naprężenia w płatwi

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

$$M_y = 22,50 \text{ kNm}, \quad M_z = 0,33 \text{ kNm}$$

$$f_{m,y,d} = 16,62 \text{ MPa}, \quad f_{m,z,d} = 16,62 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{m,y,d} = 13,02 \text{ MPa}, \quad \sigma_{m,z,d} = 0,26 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} + k_m \cdot \sigma_{m,z,d}/f_{m,z,d} = 0,794 < 1$$

$$k_m \cdot \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} + \sigma_{m,z,d}/f_{m,z,d} = 0,564 < 1$$

Maksymalne ugięcie

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

$$u_{\text{fin}} = 29,24 \text{ mm} < u_{\text{net,fin}} = 1,5 \cdot l / 200 = 42,00 \text{ mm} \quad (69,6\%)$$

Słup 18/18 cm

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

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

Smukłość (słup A)

$$\lambda_y = 65,7 < 150$$

$$\lambda_z = 65,7 < 150$$

Maksymalne siły i naprężenia (słup A)

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

$$M_y = 0,00 \text{ kNm}, \quad N = 16,07 \text{ kN}$$

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

$$\sigma_{m,y,d} = 0,00 \text{ MPa}, \quad \sigma_{c,0,d} = 0,50 \text{ MPa}$$

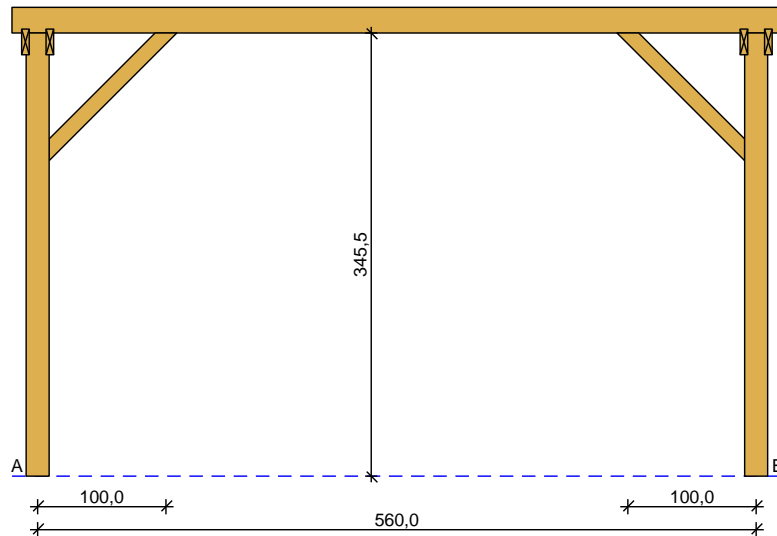
$$k_{c,y} = 0,634, \quad k_{c,z} = 0,634$$

$$\sigma_{c,0,d} / (k_{c,y} \cdot f_{c,0,d}) + \sigma_{m,y,d} / f_{m,y,d} = 0,054 < 1$$

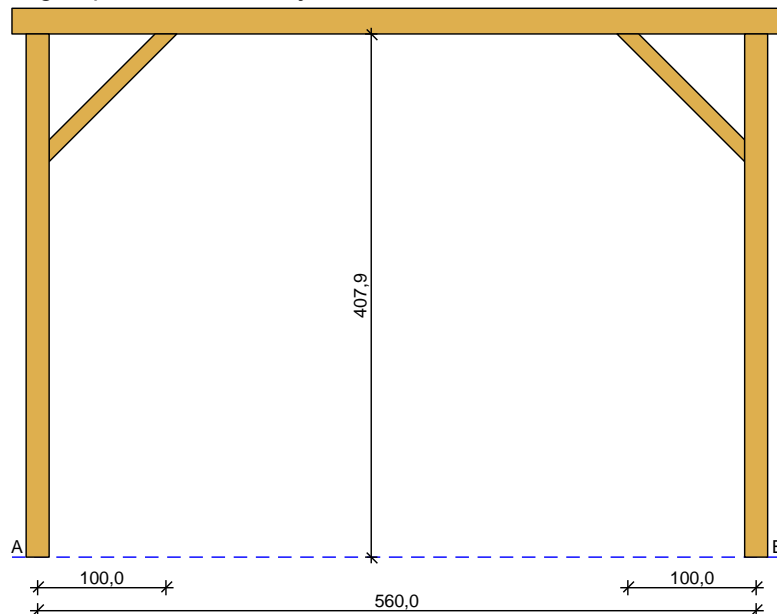
$$\sigma_{c,0,d} / (k_{c,z} \cdot f_{c,0,d}) + \sigma_{m,y,d} / f_{m,y,d} = 0,054 < 1$$

Poz. 3.3. Wymiarowanie dodatkowych (nowych) elementów płatwi kalenicowej i płatwi pośrednich;

Szkic układu podłużnego - płatwi pośredniej



Szkic układu podłużnego - płatwi kalenicowej



Geometria ustroju:

Kąt nachylenia połaci dachowej

$$\alpha = 23,0^\circ$$

Rozstaw osiowy płatwi

$$l_{gx} = 2,94 \text{ m}$$

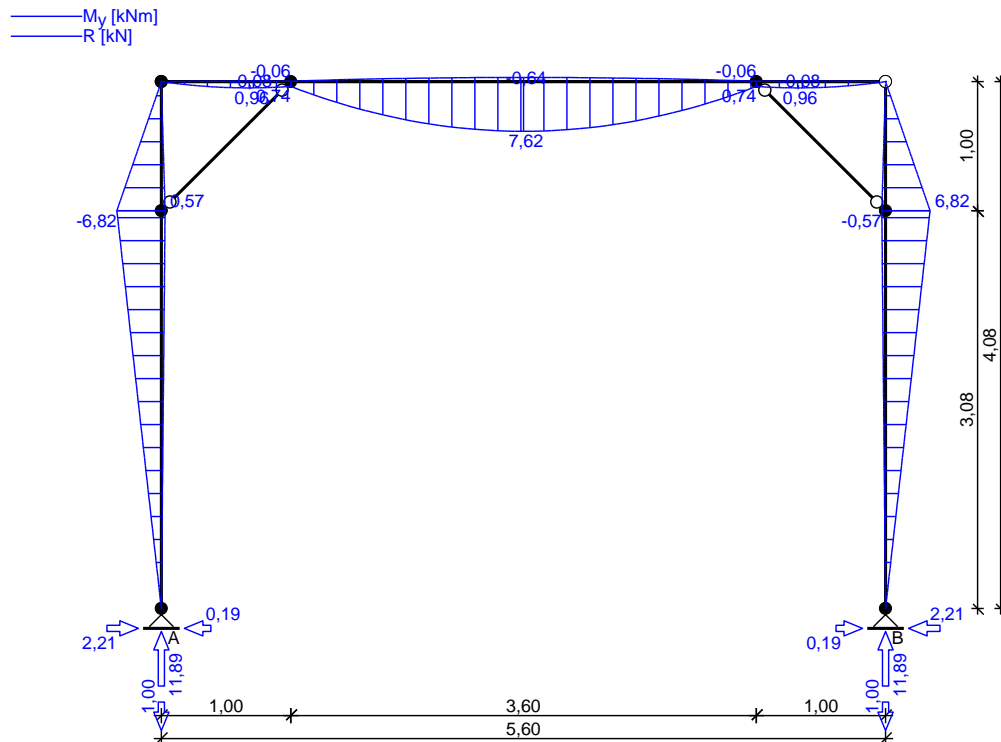
Płatew pośrednia złożona z jednego odcinka:

- odcinek A - B o rozpiętości

$$l = 5,60 \text{ m}$$

lewy koniec odcinka oparty na słupie z mieczami, odległość podparcia mieczem $a_{mL} = 1,00 \text{ m}$

prawy koniec odcinka oparty na słupie z mieczami, odległość podparcia mieczem $a_{mP} = 1,00 \text{ m}$

**WYMIAROWANIE wg PN-B-03150:2000****Płatew 18/20 cm**drewno lite iglaste wg PN-EN 338:2004, klasa wytrzymałości **C24**→ $f_{m,k} = 24 \text{ MPa}$, $f_{t,0,k} = 14 \text{ MPa}$, $f_{c,0,k} = 21 \text{ MPa}$, $f_{v,k} = 2,5 \text{ MPa}$, $E_{0,mean} = 11 \text{ GPa}$, $\rho_k = 350 \text{ kg/m}^3$ Smukłość

$$\lambda_y = 16,5 < 150$$

$$\lambda_z = 18,3 < 150$$

Ekstremalne obciążenia obliczeniowe

$$q_{z,max} = 5,70 \text{ kN/m} \quad q_{y,max} = 0,09 \text{ kN/m}$$

$$q_{z,min} = -0,43 \text{ kN/m (odrywanie)}$$

Maksymalne siły i naprężenia w płatwidecyduje kombinacja: **K3** stałe-max+śnieg+0,90·wiatr-parcie

$$N = 3,82 \text{ kN}$$

$$M_y = 9,14 \text{ kNm},$$

$$M_z = 0,00 \text{ kNm}$$

$$f_{m,y,d} = 16,62 \text{ MPa},$$

$$f_{c,0,d} = 14,54 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{c,0,d} = 0,11 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{m,y,d} = 7,62 \text{ MPa},$$

$$\sigma_{m,z,d} = 0,00 \text{ MPa}$$

$$(\sigma_{c,0,d}/f_{c,0,d})^2 + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} + k_m \cdot \sigma_{m,z,d}/f_{m,z,d} = 0,459 < 1$$

$$(\sigma_{c,0,d}/f_{c,0,d})^2 + k_m \cdot \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} + \sigma_{m,z,d}/f_{m,z,d} = 0,321 < 1$$

Maksymalne ugięciedecyduje kombinacja: **K2** stałe-max+śnieg

$$u_{fin} = 16,09 \text{ mm} < u_{net,fin} = 1,5 \cdot l / 200 = 27,00 \text{ mm} \quad (59,6\%)$$

Płatew kalenicowa 18/20 cmdrewno lite iglaste wg PN-EN 338:2004, klasa wytrzymałości **C24**→ $f_{m,k} = 24 \text{ MPa}$, $f_{t,0,k} = 14 \text{ MPa}$, $f_{c,0,k} = 21 \text{ MPa}$, $f_{v,k} = 2,5 \text{ MPa}$, $E_{0,mean} = 11 \text{ GPa}$, $\rho_k = 350 \text{ kg/m}^3$ Smukłość

$$\lambda_y = 16,5 < 150$$

$$\lambda_z = 18,3 < 150$$

Ekstremalne obciążenia obliczeniowe

$$q_{z,max} = 4,25 \text{ kN/m} \quad q_{z,min} = -0,36 \text{ kN/m (odrywanie)}$$

Maksymalne siły i naprężenia w płatwidecyduje kombinacja: **K2** stałe-max+śnieg

$$N = 2,21 \text{ kN}$$

$$M_y = 7,62 \text{ kNm}$$

$$f_{m,y,d} = 16,62 \text{ MPa},$$

$$f_{c,0,d} = 14,54 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{c,0,d} = 0,06 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{m,y,d} = 6,35 \text{ MPa}$$

$$(\sigma_{c,0,d}/f_{c,0,d})^2 + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} + k_m \cdot \sigma_{m,z,d}/f_{m,z,d} = 0,382 < 1$$

$$(\sigma_{c,0,d}/f_{c,0,d})^2 + k_m \cdot \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} + \sigma_{m,z,d}/f_{m,z,d} = 0,267 < 1$$

Maksymalne ugięciedecyduje kombinacja: **K2** stałe-max+śnieg

$$u_{fin} = 15,08 \text{ mm} < u_{net,fin} = 1,5 \cdot l / 200 = 27,00 \text{ mm} \quad (55,9\%)$$

Słup 18/18 cmdrewno lite iglaste wg PN-EN 338:2004, klasa wytrzymałości **C24**

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

Smukłość (słup A)

$$\lambda_y = 108,0 < 150$$

$$\lambda_z = 66,5 < 150$$

Maksymalne siły i naprężenia (słup A)decyduje kombinacja: **K3** stałe-max+śnieg+0,90·wiatr-parcie

$$M_y = -9,38 \text{ kNm}, \quad N = 15,96 \text{ kN}$$

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

$$\sigma_{m,y,d} = 9,65 \text{ MPa}, \quad \sigma_{c,0,d} = 0,49 \text{ MPa}$$

$$k_{c,y} = 0,269, \quad k_{c,z} = 0,623$$

$$\sigma_{c,0,d}/(k_{c,y} \cdot f_{c,0,d}) + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 0,707 < 1$$

$$\sigma_{c,0,d}/(k_{c,z} \cdot f_{c,0,d}) + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 0,635 < 1$$

Słup kalenicowy 18/18 cmdrewno lite iglaste wg PN-EN 338:2004, klasa wytrzymałości **C24**

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

Smukłość (słup A)

$$\lambda_y = 132,0 < 150$$

$$\lambda_z = 78,5 < 150$$

Maksymalne siły i naprężenia (słup A)decyduje kombinacja: **K2** stałe-max+śnieg

$$M_y = -6,82 \text{ kNm}, \quad N = 11,89 \text{ kN}$$

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

$$\sigma_{m,y,d} = 7,01 \text{ MPa}, \quad \sigma_{c,0,d} = 0,37 \text{ MPa}$$

$$k_{c,y} = 0,184, \quad k_{c,z} = 0,478$$

$$\sigma_{c,0,d}/(k_{c,y} \cdot f_{c,0,d}) + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 0,559 < 1$$

$$\sigma_{c,0,d}/(k_{c,z} \cdot f_{c,0,d}) + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 0,475 < 1$$

Kleszcze 2x 6/20 cm o prześwicie gałęzi 13 cm, z przewiązkami co 59 cmdrewno lite iglaste wg PN-EN 338:2004, klasa wytrzymałości **C24**

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

Smukłość

$$\lambda_y = 50,9 < 150$$

$$\lambda_z = 74,4 < 175$$

Maksymalne siły i naprężeniadecyduje kombinacja: **K2** stałe-max+wiatr(rozciąganie)

$$M_y = 0,10 \text{ kNm} \quad N = -2,12 \text{ kN}$$

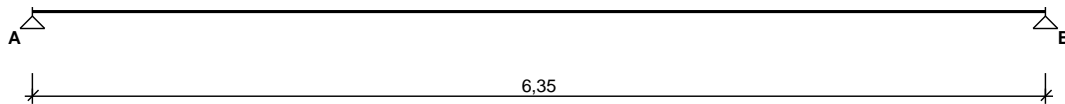
$$f_{m,y,d} = 11,08 \text{ MPa}, \quad f_{t,0,d} = 6,46 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{m,y,d} = 0,12 \text{ MPa}, \quad \sigma_{t,0,d} = 0,09 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{t,0,d}/f_{t,0,d} + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 0,025 < 1$$

Maksymalne ugięcie:decyduje kombinacja: **K2** stałe-max

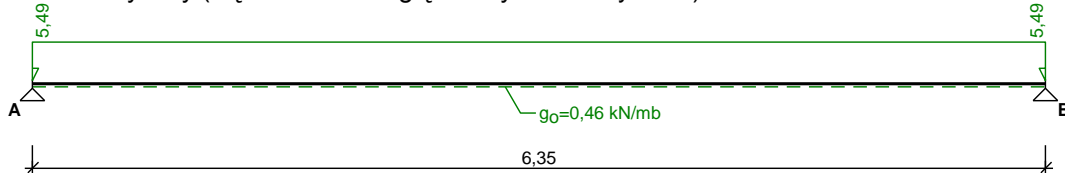
$$u_{fin} = 0,18 \text{ mm} < u_{net,fin} = 1,5 \cdot l / 200 = 1,5 \cdot 2940 / 200 = 22,05 \text{ mm} \quad (0,8\%)$$

Poz. 4. BELKI STALOWE PODŁOGI W CZĘŚCI B;**Poz. 4.1. Belki dla stropów rozpiętości $L_s=6,05$ m nie obciążone słupami wieży i belki w części B;
SCHEMAT BELKI**

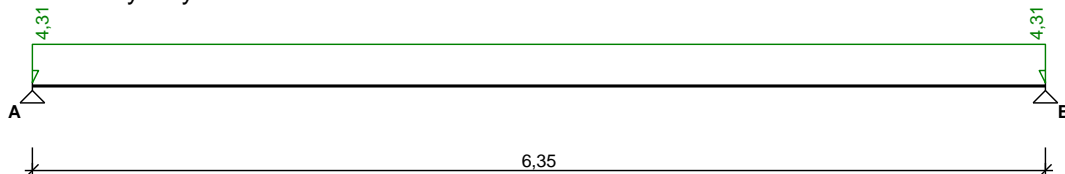
Parametry belki:

- współczynnik obciążenia dla ciężaru własnego belki $\gamma_f = 1,10$ **OBCIĄŻENIA OBLICZENIOWE BELKI**Przypadek **P1: Obciążenie stałe** ($\gamma_f = 1,30$)

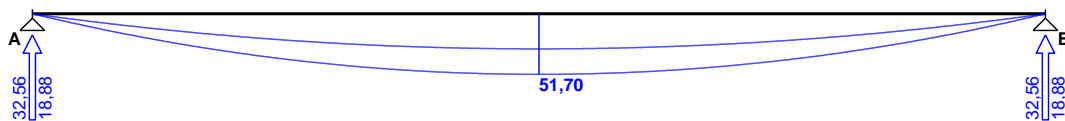
Schemat statyczny (ciężar belki uwzględniony automatycznie):

Przypadek **P2: Obciążenie użytkowe** ($\gamma_f = 1,29$)

Schemat statyczny:

**WYKRESY SIŁ WEWNĘTRZNYCH****Obwiednia sił wewnętrznych**

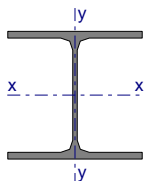
Momenty zginające [kNm]:

**ZAŁOŻENIA OBLICZENIOWE DO WYMIAROWANIA**

Wykorzystanie rezerwy plastycznej przekroju: tak;

Parametry analizy zwichrzenia:

- obciążenie przyłożone na pasie górnym belki;
- obciążenie działa w dół;
- brak stężeń bocznych na długości przęseł belki;

WYMIAROWANIE WG PN-90/B-03200Przekrój: **HE 200 A** $A_v = 12,3 \text{ cm}^2$, $m = 42,3 \text{ kg/m}$ $J_x = 3690 \text{ cm}^4$, $J_y = 1340 \text{ cm}^4$, $J_w = 108000 \text{ cm}^6$, $J_T = 21,1 \text{ cm}^4$, $W_x = 389 \text{ cm}^3$ Stal: **St3****Nośności obliczeniowe przekroju:**

- zginanie: klasa przekroju 1 ($\alpha_p = 1,053$) $M_R = 88,04 \text{ kNm}$
- ścinanie: klasa przekroju 1 $V_R = 154,00 \text{ kN}$

Nośność na zginaniePrzekrój $z = 3,17 \text{ m}$ (**K2: 1,0·P1+1,0·P2**)Współczynnik zwichrzenia $\phi_L = 0,735$ Moment maksymalny $M_{\max} = 51,70 \text{ kNm}$

$$(52) \quad M_{\max} / (\phi_L \cdot M_R) = 0,799 < 1$$

Nośność na ścinaniePrzekrój $z = 6,35 \text{ m}$ (**K2: 1,0·P1+1,0·P2**)Maksymalna siła poprzeczna $V_{\max} = -32,56 \text{ kN}$

$$(53) \quad V_{\max} / V_R = 0,211 < 1$$

Nośność na zginanie ze ścinaniem

$$V_{\max} = (-)32,56 \text{ kN} < V_o = 0,6 \cdot V_R = 92,40 \text{ kN} \rightarrow \text{warunek niemiarodajny}$$

Stan graniczny użytkowaniaPrzekrój $z = 3,17 \text{ m}$ (**K2**: $1,0 \cdot P1 + 1,0 \cdot P2$)Ugięcie maksymalne $f_{k,\max} = 22,33 \text{ mm}$ Ugięcie graniczne $f_{gr} = l_o / 250 = 6350 / 250 = 25,40 \text{ mm}$

$$f_{k,\max} = 22,33 \text{ mm} < f_{gr} = 25,40 \text{ mm} \quad (87,9\%)$$

Poz. 4.2. Belka podpierająca strop i słupy wieżby dachu nad otworem w ścianie niższego piętra, rozpiętości $L_s = 5,53 \text{ m}$ w części B;

Obciążenia:

- reakcja od obciążeń stałych ze słupów wieżby dachu:

$$P_{d \text{ st}} = 6,71 \text{ kN};$$

- reakcja od obciążeń klimatycznych ze słupów wieżby dachu:

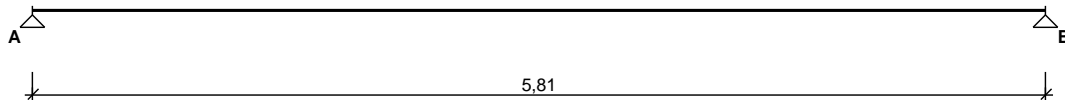
$$P_{d \text{ klim}} = 8,80 + 0,62 = 9,42 \text{ kN};$$

- reakcja od obciążeń stałych z belek stropowych:

$$P_{\text{str st}} = 18,88 \text{ kN};$$

- reakcja od obciążeń użytkowych z belek stropowych:

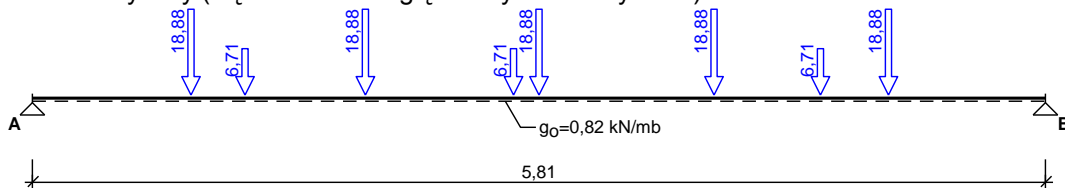
$$P_{\text{str zm}} = 13,68 \text{ kN};$$

SCHEMAT BELKI

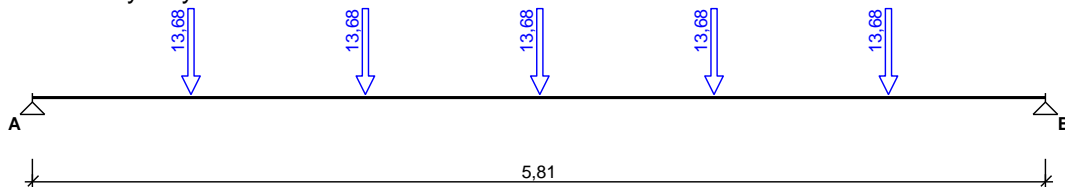
Parametry belki:

- współczynnik obciążenia dla ciężaru własnego belki $\gamma_f = 1,10$ **OBCIĄŻENIA OBLICZENIOWE BELKI**Przypadek **P1: Obciążenie stałe** ($\gamma_f = 1,20$)

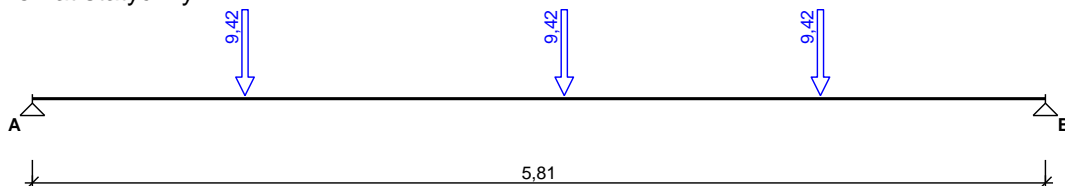
Schemat statyczny (ciężar belki uwzględniony automatycznie):

Przypadek **P2: Obciążenia użytkowe ze stropu** ($\gamma_f = 1,40$)

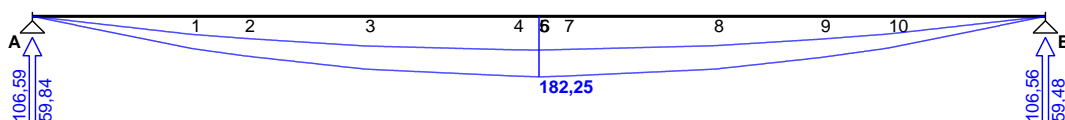
Schemat statyczny:

Przypadek **P3: Obciążenia klimatyczne** ($\gamma_f = 1,5$)

Schemat statyczny:

**WYKRESY SIŁ WEWNĘTRZNYCH****Obwiednia sił wewnętrznych**

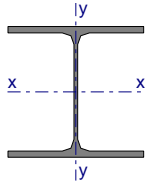
Momenty zginające [kNm]:

**ZAŁOŻENIA OBLICZENIOWE DO WYMIAROWANIA**

Wykorzystanie rezerwy plastycznej przekroju: tak;

Parametry analizy zwirzenia:

- obciążenie przyłożone na pasie górnym belki;
- obciążenie działa w dół;
- brak stężeń bocznych na długości przęsła belki;

WYMIAROWANIE WG PN-90/B-03200

Przekrój: **HE 280 A**
 $A_v = 21,6 \text{ cm}^2$, $m = 76,4 \text{ kg/m}$
 $J_x = 13670 \text{ cm}^4$, $J_y = 4760 \text{ cm}^4$, $J_\omega = 785400 \text{ cm}^6$, $J_T = 62,4 \text{ cm}^4$, $W_x = 1010 \text{ cm}^3$
 Stal: **St3**

Nośności obliczeniowe przekroju:

- zginanie: klasa przekroju 1 ($\alpha_p = 1,050$) $M_R = 228,12 \text{ kNm}$
- ścinanie: klasa przekroju 1 $V_R = 269,35 \text{ kN}$

Nośność na zginanie

Przekrój $z = 2,90 \text{ m}$ (**K4**: $1,0 \cdot P1 + 1,0 \cdot P2 + 0,90 \cdot P3$)

Współczynnik zwichrzenia $\varphi_L = 0,871$

Moment maksymalny $M_{\max} = 182,25 \text{ kNm}$

$$(52) \quad M_{\max} / (\varphi_L \cdot M_R) = 0,918 < 1$$

Nośność na ścinanie

Przekrój $z = 0,00 \text{ m}$ (**K4**: $1,0 \cdot P1 + 1,0 \cdot P2 + 0,90 \cdot P3$)

Maksymalna siła poprzeczna $V_{\max} = 106,59 \text{ kN}$

$$(53) \quad V_{\max} / V_R = 0,396 < 1$$

Nośność na zginanie ze ścinaniem

$V_{\max} = 106,59 \text{ kN} < V_o = 0,6 \cdot V_R = 161,61 \text{ kN} \rightarrow$ warunek niemiarodajny

Stan graniczny użytkowania

Przekrój $z = 2,90 \text{ m}$ (**K2**: $1,0 \cdot P1 + 1,0 \cdot P2$)

Ugięcie maksymalne $f_{k,\max} = 15,55 \text{ mm}$

Ugięcie graniczne $f_{gr} = l_o / 350 = 16,60 \text{ mm}$

$$f_{k,\max} = 15,55 \text{ mm} < f_{gr} = 16,60 \text{ mm} \quad (93,7\%)$$

Uwaga: nowy element nad otworem w ścianie niższej kondygnacji:

Poz. 5. WERYFIKACJA ŚCIAN;**Poz. 5.1. Weryfikacja filara międzyokiennego dla max obciążeń;**

Dla obciążeń max. wyznaczonych na podstawie obliczeń statyczno-wytrzymałościowych dachu i stropu w części A:

- maksymalna reakcja pionowa z belki stropowej obciążonej słupem: $P_{b,\max} = 46,70 \text{ kN};$
- obciążenie z dachu: $P_{d,\max} = 1,84 \text{ kN};$
- Razem: $P_{\max} = 48,54 \text{ kN};$

Na filar międzyokienny o minimalnych wymiarach przypada max obciążenie z trzech belek stropowych:

- $P_{b+d} = 3 \times 48,54 = 145,62 \text{ kN}$
- ciężar ściany kolankowej przypadające na filar: $g_{\text{śc.k.}} = 0,53 \times 1,53 \times 2,50 \times 18,0 \times 1,10 = 40,46 \text{ kN};$
- Razem: $P = 186,08 \text{ kN};$

Materiał:

Elementy murowe: Cegła ceramiczna pełna kl.7.5

- element ceramiczny grupy 1
- znormalizowana wytrzymałość elementu na ściskanie $f_b = 7,50 \text{ MPa}$
- kategoria wykonania elementu I

Zaprawa murarska: zwykła klasy M1, przepisana $\rightarrow f_m = 1,0 \text{ MPa}$

\rightarrow Wytrzymałość charakterystyczna muru na ściskanie $f_k = 1,84 \text{ MPa}$

Geometria:

- Ściana zewnętrzna najwyższej kondygnacji

Grubość ściany

$t = 53,0 \text{ cm}$

Szerokość ściany

$b = 142,0 \text{ cm}$

Wysokość ściany

$h = 350,0 \text{ cm}$

Szerokość wieńca górnego

$a_{w,g} = 25,0 \text{ cm}$

Szerokość wieńca dolnego

$a_{w,d} = 53,0 \text{ cm}$

Podparcie ściany:

- ściana podparta u góry i u dołu i usztywniona wzdłuż obu krawędzi pionowych
- odległość osi ścian usztywniających $l = 1400,0 \text{ cm}$

Usztywnienie przestrzenne:

- konstrukcja usztywniona przestrzennie w sposób eliminujący przesuw poziomy
- stropy inne niż z betonu z wieńcami żelbetowymi

Obciążenia:

Obciążenie obliczeniowe

$$N_{0d} = 186,08 \text{ kN}$$

→ ciężar własny ściany

$$G_s = 52,16 \text{ kN}$$

Obciążenie poziome od ssania wiatru

$$w_d = -0,642 \text{ kN/m}$$

Obciążenie poziome od parcia wiatru

$$w_d = 0,642 \text{ kN/m}$$

ZAŁOŻENIA OBLICZENIOWE:

Sytuacja obliczeniowa:

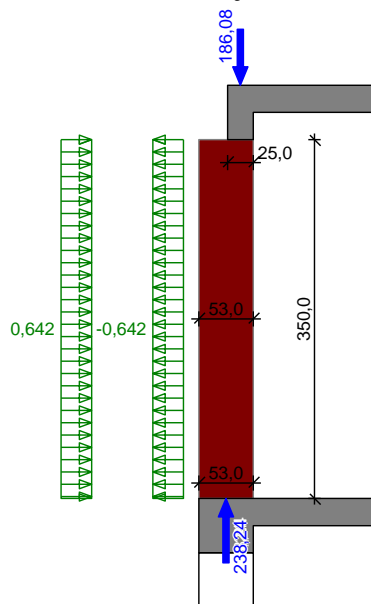
trwała

Kategoria wykonania robót:

B

→ Częściowy współczynnik bezpieczeństwa dla muru

$$\gamma_m = 2,2$$

WYNIKI - ŚCIANA OBCIĄŻONA PIONOWO - model przegubowy (wg PN-B-03002:2007):

Warunek nośności pod stropem:

$$\Phi_1 = 0,428 \quad A = 0,75 \text{ m}^2, \quad f_d = 0,84 \text{ MPa}$$

$$N_{1d} = 186,08 \text{ kN} < N_{1R,d} = \Phi_1 \cdot A \cdot f_d = 269,78 \text{ kN} \quad (69,0\%)$$

Warunek nośności w strefie środkowej:

$$\Phi_m = 0,553 \quad A = 0,75 \text{ m}^2, \quad f_d = 0,84 \text{ MPa}$$

$$N_{md} = 212,16 \text{ kN} < N_{mR,d} = \Phi_m \cdot A \cdot f_d = 348,68 \text{ kN} \quad (60,8\%)$$

Warunek nośności nad stropem:

$$\Phi_2 = 0,956 \quad A = 0,75 \text{ m}^2, \quad f_d = 0,84 \text{ MPa}$$

$$N_{2d} = 238,24 \text{ kN} < N_{2R,d} = \Phi_2 \cdot A \cdot f_d = 603,04 \text{ kN} \quad (39,5\%)$$

Uwaga: nośność istniejących ścian wystarczająca do przeniesienia projektowanych obciążeń.**Poz. 5.2. Weryfikacja docisku w ścianie pod belkami stropu WPS obciążonych słupami więźby dachu:**

Dla obciążeń max. wyznaczonych na podstawie obliczeń statyczno-wytrzymałościowych dachu i stropu w części A:

- maksymalna reakcja pionowa z belki stropowej obciążonej słupem: $P_{b \max} = 46,70 \text{ kN}$;Geometria:

Grubość ściany

$$t = 53,0 \text{ cm}$$

Szerokość ściany

$$b = 142,0 \text{ cm}$$

Wysokość ściany

$$h = 350,0 \text{ cm}$$

Obciążenia:

Obciążenie skupione

$$N_{Sd} = 46,70 \text{ kN}$$

Pole oddziaływania obciążenia skupionego

$$a_l \times a_t = 24,0 \text{ cm} \times 25,0 \text{ cm}$$

Odległość obciążenia od lewej krawędzi ściany

$$12,0 \text{ cm}$$

Poziom obciążenia skupionego poniżej górnej powierzchni ściany

$$0,0 \text{ cm}$$

ZAŁOŻENIA OBLICZENIOWE:

Sytuacja obliczeniowa:

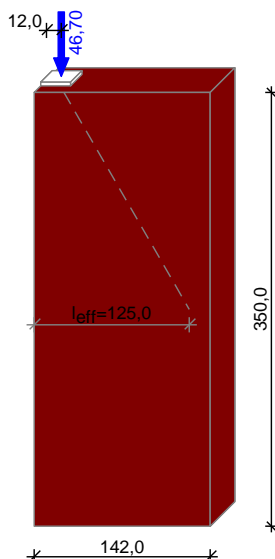
trwała

Kategoria wykonania robót:

B

→ Częściowy współczynnik bezpieczeństwa dla muru

$$\gamma_m = 2,2$$

WYNIKI - ŚCIANA OBCIĄŻONA SIŁĄ SKUPIONĄ (wg PN-B-03002:2007):

Warunek nośności:

$$\beta = 1,267 \quad A_b = 0,06 \text{ m}^2, \quad f_d = 0,84 \text{ MPa}$$

$$N_{Sd} = 46,70 \text{ kN} < N_{Rd} = \beta \cdot A_b \cdot f_d = 63,72 \text{ kN} \quad (73,3\%)$$

Uwaga: Ścianę należy dodatkowo sprawdzić jako ścianę obciążoną pionowo według modelu przegubowego lub ciągłego.

Uwaga: nośność istniejących ścian wystarczająca do przeniesienia projektowanych obciążeń.

Poz. 5.3. Weryfikacja ścian parteru dla max obciążenia pionowego:

Lp	Opis obciążenia	Obc. char. kN/m	γ_f	k_d	Obc. obl. kN/m
1.	Obciążenie z dachu [1,840kN/m]	1,84	1,00	--	1,84
2.	Obciążenie ze stropu poddasza WPS	46,70	1,00	--	46,70
3.	Mur z cegły (cegła budowlana wypalana z gliny, pełna) grub. 53 cm i szer. 1,5 cm [18,000kN/m ³ ·0,53m·0,0153m]	0,15	1,30	--	0,19
4.	Obciążenie ze stropu nad I piętrem szer. 705 cm [10,0kN/m ² ·7,05m]	70,50	1,20	0,80	84,60
5.	Mur z cegły (cegła budowlana wypalana z gliny, dziurawka) grub. 53 cm i szer. 403 cm [14,500kN/m ³ ·0,53m·4,03m]	30,97	1,30	--	40,26
6.	Obciążenie ze stropu nad 2 piętrem szer. 685 cm [10,0kN/m ² ·6,85m]	68,50	1,20	0,80	82,20
7.	Mur z cegły 1 piętra (cegła budowlana wypalana z gliny, dziurawka) grub. 66 cm i szer. 403 cm [14,500kN/m ³ ·0,66m·4,03m]	38,57	1,30	--	50,14
8.	Obciążenie ze stropu nad parterem szer. 685 cm [15,0kN/m ² ·6,85m]	102,75	1,20	0,80	123,30
9.	Mur z cegły (cegła budowlana wypalana z gliny, dziurawka) grub. 83 cm i szer. 406 cm [14,500kN/m ³ ·0,83m·4,06m]	48,86	1,30	--	63,52
Σ:		408,84	1,21	--	492,76

Materiał:

Elementy murowe: Cegła ceramiczna pełna kl. 7.5

- element ceramiczny grupy 1
- znormalizowana wytrzymałość elementu na ściskanie $f_b = 7,50 \text{ MPa}$
- kategoria wykonania elementu I

Zaprawa murarska: zwykła klasy M1, przepisana $\rightarrow f_m = 1,0 \text{ MPa}$ \rightarrow Wytrzymałość charakterystyczna muru na ściskanie $f_k = 1,84 \text{ MPa}$ **Geometria:**

- Ściana zewnętrzna najwyższej kondygnacji

Grubość ściany

 $t = 82,0 \text{ cm}$

Szerokość ściany

 $b = 100,0 \text{ cm}$

Wysokość ściany

 $h = 307,0 \text{ cm}$

Podparcie ściany:

- ściana podparta u góry i u dołu i usztywniona wzdłuż obu krawędzi pionowych
- odległość osi ścian usztywniających $l = 1400,0 \text{ cm}$

Usztywnienie przestrzenne:

- konstrukcja usztywniona przestrzennie w sposób eliminujący przesuw poziomy
- stropy inne niż z betonu z wieńcami żelbetowymi

Obciążenia:

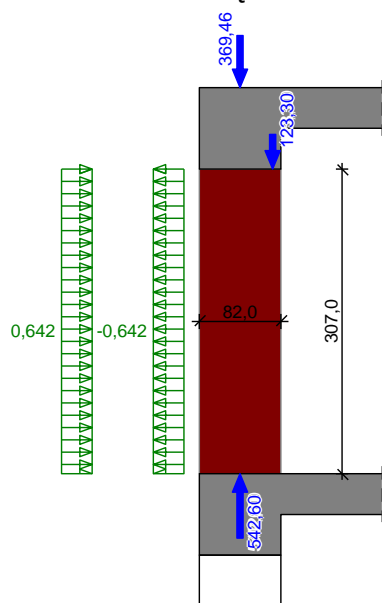
Obciążenie z wyższych kondygnacji
 Obciążenie obliczeniowe ze stropu
 Ciężar objętościowy muru
 → ciężar własny ściany
 Obciążenie poziome od ssania wiatru
 Obciążenie poziome od parcia wiatru

$N_{0d} = 369,46 \text{ kN}$
 $N_{sl,d} = 123,30 \text{ kN}$
 $\rho = 18,0 \text{ kN/m}^3$; $\gamma_f = 1,10$
 $G_s = 49,84 \text{ kN}$
 $w_d = -0,642 \text{ kN/m}$
 $w_d = 0,642 \text{ kN/m}$

ZAŁOŻENIA OBLICZENIOWE:

Sytuacja obliczeniowa:
 Kategoria wykonania robót:
 → Częściowy współczynnik bezpieczeństwa dla muru

trwała
 B
 $\gamma_m = 2,2$

WYNIKI - ŚCIANA OBCIĄŻONA PIONOWO - model przegubowy (wg PN-B-03002:2007):

Warunek nośności pod stropem:
 $\Phi_1 = 0,775$ $A = 0,82 \text{ m}^2$ $f_d = 0,84 \text{ MPa}$
 $N_{1d} = 492,76 \text{ kN} < N_{1R,d} = \Phi_1 \cdot A \cdot f_d = 532,56 \text{ kN}$
 (92,5%)

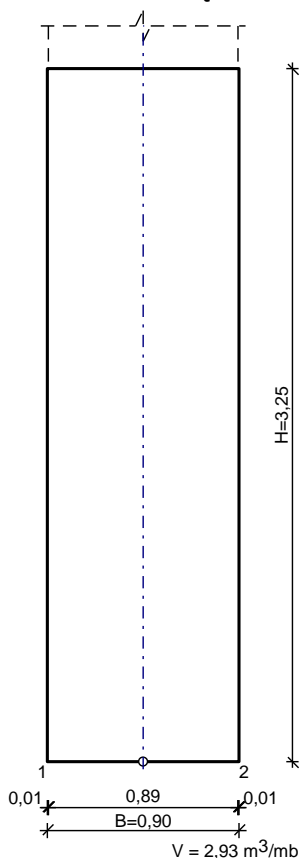
Warunek nośności w strefie środkowej:
 $\Phi_m = 0,833$ $A = 0,82 \text{ m}^2$ $f_d = 0,84 \text{ MPa}$
 $N_{md} = 517,68 \text{ kN} < N_{mR,d} = \Phi_m \cdot A \cdot f_d = 572,27 \text{ kN}$
 (90,5%)

Warunek nośności nad stropem:
 $\Phi_2 = 0,975$ $A = 0,82 \text{ m}^2$ $f_d = 0,84 \text{ MPa}$
 $N_{2d} = 542,60 \text{ kN} < N_{2R,d} = \Phi_2 \cdot A \cdot f_d = 670,15 \text{ kN}$
 (81,0%)

Uwaga: nośność istniejących ścian wystarczająca do przeniesienia projektowanych obciążeń.

Poz. 5.4. Weryfikacja fundamentu pod ścianami budynku:

Lp	Opis obciążenia	Obc. char. kN/m	γ_f	k_d	Obc. obl. kN/m
1.	Obciążenie z dachu [1,840kN/m]	1,84	1,00	--	1,84
2.	Obciążenie ze stropu poddasza WPS	46,70	1,00	--	46,70
3.	Mur z cegły (cegła budowlana wypalana z gliny, pełna) grub. 53 cm i szer.1,5 cm [18,000kN/m3·0,53m·0,0153m]	0,15	1,30	--	0,19
4.	Obciążenie ze stropu nad I piętrem szer.705 cm [10,0kN/m2·7,05m]	70,50	1,20	0,80	84,60
5.	Mur z cegły (cegła budowlana wypalana z gliny, dziurawka) grub. 53 cm i szer.403 cm [14,500kN/m3·0,53m·4,03m]	30,97	1,30	--	40,26
6.	Obciążenie ze stropu nad 2 piętrem szer.685 cm [10,0kN/m2·6,85m]	68,50	1,20	0,80	82,20
7.	Mur z cegły 1 piętra (cegła budowlana wypalana z gliny, dziurawka) grub. 66 cm i szer.403 cm [14,500kN/m3·0,66m·4,03m]	38,57	1,30	--	50,14
8.	Obciążenie ze stropu nad parterem szer.685 cm [15,0kN/m2·6,85m]	102,75	1,20	0,80	123,30
9.	Mur z cegły (cegła budowlana wypalana z gliny, dziurawka) grub. 83 cm i szer.406 cm [14,500kN/m3·0,83m·4,06m]	48,86	1,30	--	63,52
10.	Mur z ciosów (ilość zaprawy 10% objętości) (kamień: andezyt, dioryt, dolomit, łupek, zaprawa: cementowa) grub. 89 cm i szer.325 cm [27,300kN/m3·0,89m·3,25m]	78,97	1,30	--	102,66
Σ:		487,81	1,22	--	595,42

SZKIC ISTNIEJĄCEGO FUNDAMENTU**GEOMETRIA FUNDAMENTU**

Wymiary fundamentu :

Typ: **ława prostokątna**

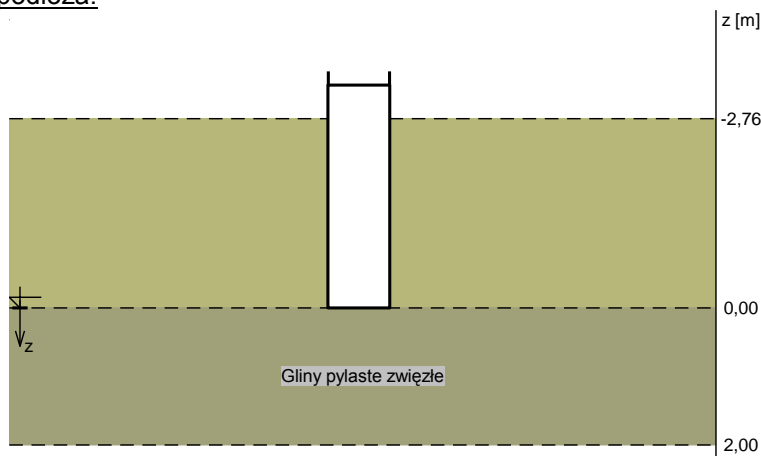
B = 0,90 m H = 3,25 m

B_s = 0,89 m e_B = 0,00 m

Posadowienie fundamentu:

D = 2,76 m D_{min} = 2,76 m

Brak wody gruntowej w zasypce

OPIS PODŁOŻASzkic uwarstwienia podłoża:Zestawienie warstw podłoża

Nr	nazwa gruntu	h [m]	nawodniona	$\rho_o^{(n)}$ [t/m ³]	$\gamma_{f,min}$	$\gamma_{f,max}$	$\phi_u^{(r)}$ [°]	$c_u^{(r)}$ [kPa]	M ₀ [kPa]	M [kPa]
1	Gliny pylaste zwięzłe	2,00	nie	2,00	0,90	1,10	20,16	37,50	51962	57730

ZAŁOŻENIA

Współczynniki korekcyjne oporu granicznego podłoża:

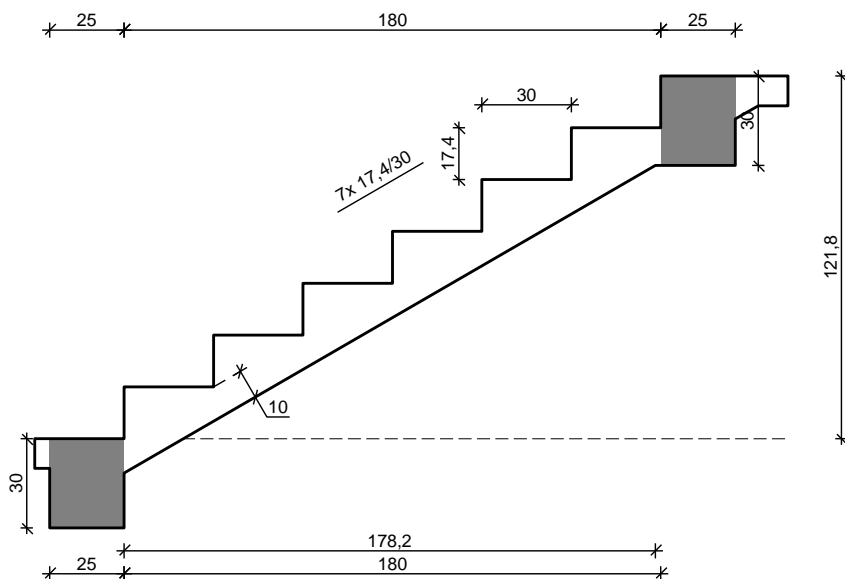
- dla nośności pionowej $m = 0,81$
- dla stateczności fundamentu na przesunięcie $m = 0,72$
- dla stateczności na obrót $m = 0,72$

Współczynnik tarcia gruntu o podstawę fundamentu: $f = 0,50$

Współczynniki redukcji spójności:

- przy sprawdzaniu przesunięcia: 0,50

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-SPRAWDZENIE**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 $Q_{fN} = 818,2 \text{ kN}$ $N_r = 595,0 \text{ kN} < m \cdot Q_{fN} = 0,81 \cdot 818,2 \text{ kN} = 662,7 \text{ kN} \quad (89,8\%)$ Osiadanie:Decyduje: **kombinacja nr 1**Osiadanie pierwotne $s' = 1,54 \text{ cm}$, wtórne $s'' = 0,15 \text{ cm}$, całkowite $s = 1,69 \text{ cm}$ $s = 1,69 \text{ cm} < s_{dop} = 7,00 \text{ cm} \quad (24,2\%)$ Uwaga: nośność istniejących fundamentów wystarczająca do przeniesienia projektowanych obciążeń.**Poz. 6. SCHODY W BUDYNKU ISTNIEJĄCEJ SZKOŁY:****Poz. 6.1. Część płyty dolnej biegu;****SZKIC SCHODÓW****GEOMETRIA SCHODÓW**Wymiary schodów :

Długość biegu

 $l_n = 1,80 \text{ m}$

Różnica poziomów spoczników

 $h = 1,22 \text{ m}$

Liczba stopni w biegu

 $n = 7 \text{ szt.}$

Grubość płyty

 $t = 10,0 \text{ cm}$ Wymiary poprzeczne:

Szerokość biegu

 $2,48 \text{ m}$

- Schody jednobiegowe

Oparcia : (szerokość / wysokość)

Belka dolna podpierająca bieg schodowy

 $b = 25,0 \text{ cm}, h = 30,0 \text{ cm}$

Belka górna podpierająca bieg schodowy

 $b = 25,0 \text{ cm}, h = 30,0 \text{ cm}$ Oparcie belek:

Długość podpory lewej

 $t_L = 12,0 \text{ cm}$

Długość podpory prawej

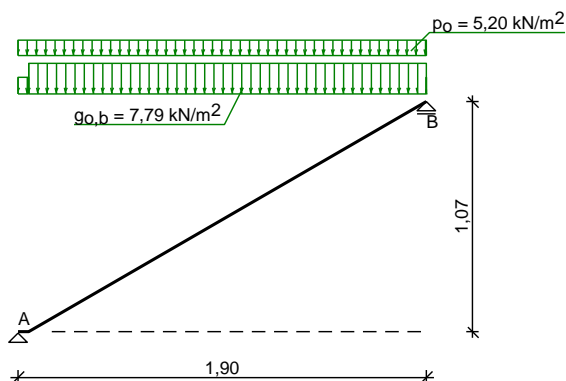
 $t_P = 12,0 \text{ cm}$ **OBCIĄŻENIA NA SCHODACH****Płyta**Obciążenia zmienne $[\text{kN/m}^2]$:

Opis obciążenia	Obc.char.	γ_f	k_d	Obc.obl.
Obciążenie zmienne (biura, szkoły, zakłady naukowe, banki, przychodnie lekarskie) $[4,0 \text{ kN/m}^2]$	4,00	1,30	0,35	5,20

Obciążenia stałe na biegu schodowym [kN/m²]:

Lp.	Opis obciążenia	Obc.char.	γ_f	Obc.obl.
1.	Okładzina górna biegu (Płytki kamionkowe grubości 14 mm na zaprawie cementowej 1:3 gr. 16-23 mm grub. 2 cm [0,640kN/m ² :0,02m]) grub.3 cm 0,57·(1+17,4/30,0)	1,52	1,20	1,82
2.	Płyta żelbetowa biegu grub.10 cm + schody 17,4/30	5,07	1,10	5,57
3.	Okładzina dolna biegu (Warstwa cementowo-wapienna [19,0kN/m ³] grub.1,5 cm	0,33	1,20	0,40
Σ :		6,91	1,13	7,79

Schemat statyczny schodów

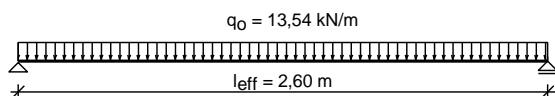


Belka A

Zestawienie obciążeń rozłożonych [kN/m]:

Lp.	Opis obciążenia	Obc.char.	γ_f	k_d	Obc.obl.	Zasięg [m]
1.	Max. reakcja podporowa z płyty schodowej	10,22	1,19	0,76	12,16	cała belka
2.	Ciężar własny belki	1,88	1,10	--	2,06	cała belka
Σ :		12,09	1,18		14,23	

Schemat statyczny belki



DANE MATERIAŁOWE

Parametry betonu:

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

Zbrojenie główne - płyta:

Klasa stali **A-IIIN (RB500)** → $f_{yk} = 500$ MPa, $f_{yd} = 420$ MPa, $f_{tk} = 550$ MPa
 $\phi = 12$ mm

Średnica prętów

Zbrojenie rozdzielcze (konstrukcyjne) - płyta:

Klasa stali **A-IIIN (RB500)** → $f_{yk} = 500$ MPa, $f_{yd} = 420$ MPa, $f_{tk} = 550$ MPa
 $\phi = 6$ mm
Maksymalny rozstaw prętów rozdzielczych 30 cm

Średnica prętów

Zbrojenie główne - belki spocznikowe:

Klasa stali **A-IIIN (RB500)** → $f_{yk} = 500$ MPa, $f_{yd} = 420$ MPa, $f_{tk} = 550$ MPa
 $\phi = 12$ mm

Średnica prętów

Stzemiona - belki spocznikowe:

Klasa stali **A-IIIN (RB500)** → $f_{yk} = 500$ MPa, $f_{yd} = 420$ MPa, $f_{tk} = 550$ MPa
 $\phi_s = 6$ mm

Średnica stzmion

Zbrojenie montażowe - belki spocznikowe:

Klasa stali **A-IIIN (RB500)** → $f_{yk} = 500$ MPa, $f_{yd} = 420$ MPa, $f_{tk} = 550$ MPa
 $\phi = 12$ mm

Średnica prętów

Otulenie:

Klasa środowiska:

XC1

Wartość dopuszczalnej odchyłki

 $\Delta c = 5$ mm

ZAŁOŻENIA

Sytuacja obliczeniowa:

trwała

Graniczna szerokość rys

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

Graniczne ugięcie w przęsłach

 $a_{lim} = \text{jak dla belek i płyt (wg tablicy 8)}$ Dodatkowe założenia obliczeniowe dla belek spocznikowych:

Cotanges kąta nachylenia ścisk. krzyżulców bet.

 $\cot \theta = 2,00$

Graniczne ugięcie

 $a_{lim} = \text{jak dla belek i płyt (wg tablicy 8)}$ **WYNIKI - PŁYTA****WYNIKI OBLICZEŃ STATYCZNYCH**

Przęsło A-B: maksymalny moment obliczeniowy

 $M_{Sd} = 5,86 \text{ kNm/mb}$

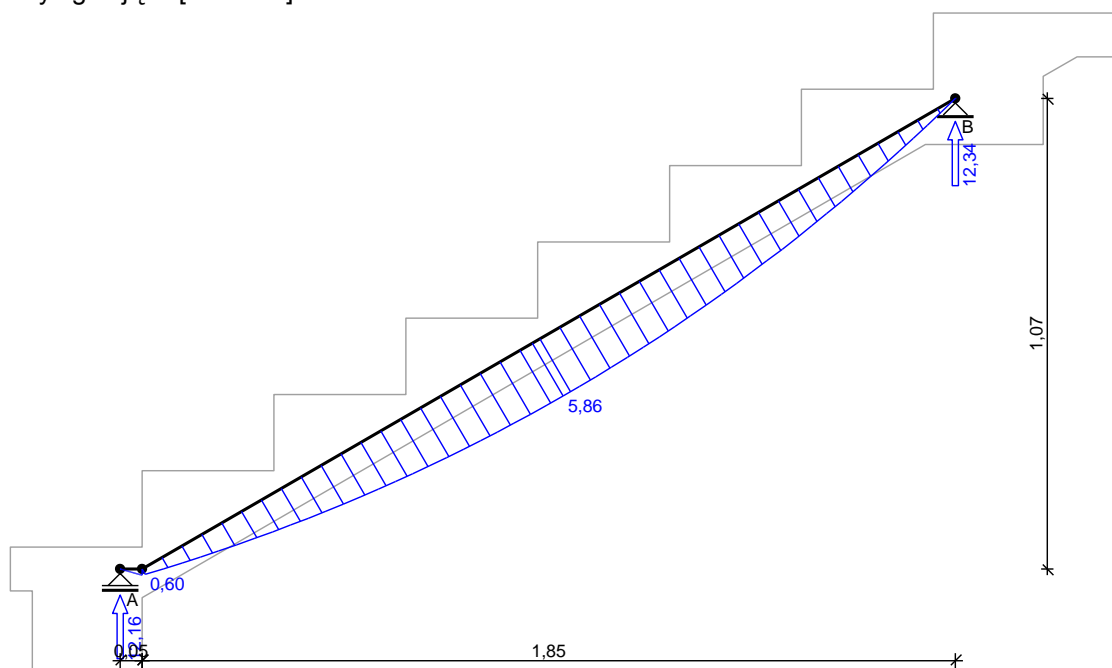
Reakcja obliczeniowa

 $R_{Sd,A} = 12,16 \text{ kN/mb}$

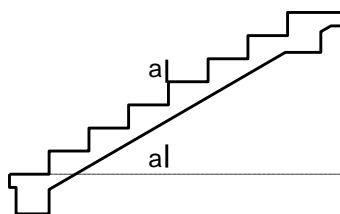
Reakcja obliczeniowa

 $R_{Sd,B} = 12,34 \text{ kN/mb}$ **WYKRESY SIŁ WEWNĘTRZNYCH****Obwiednia sił wewnętrznych:**

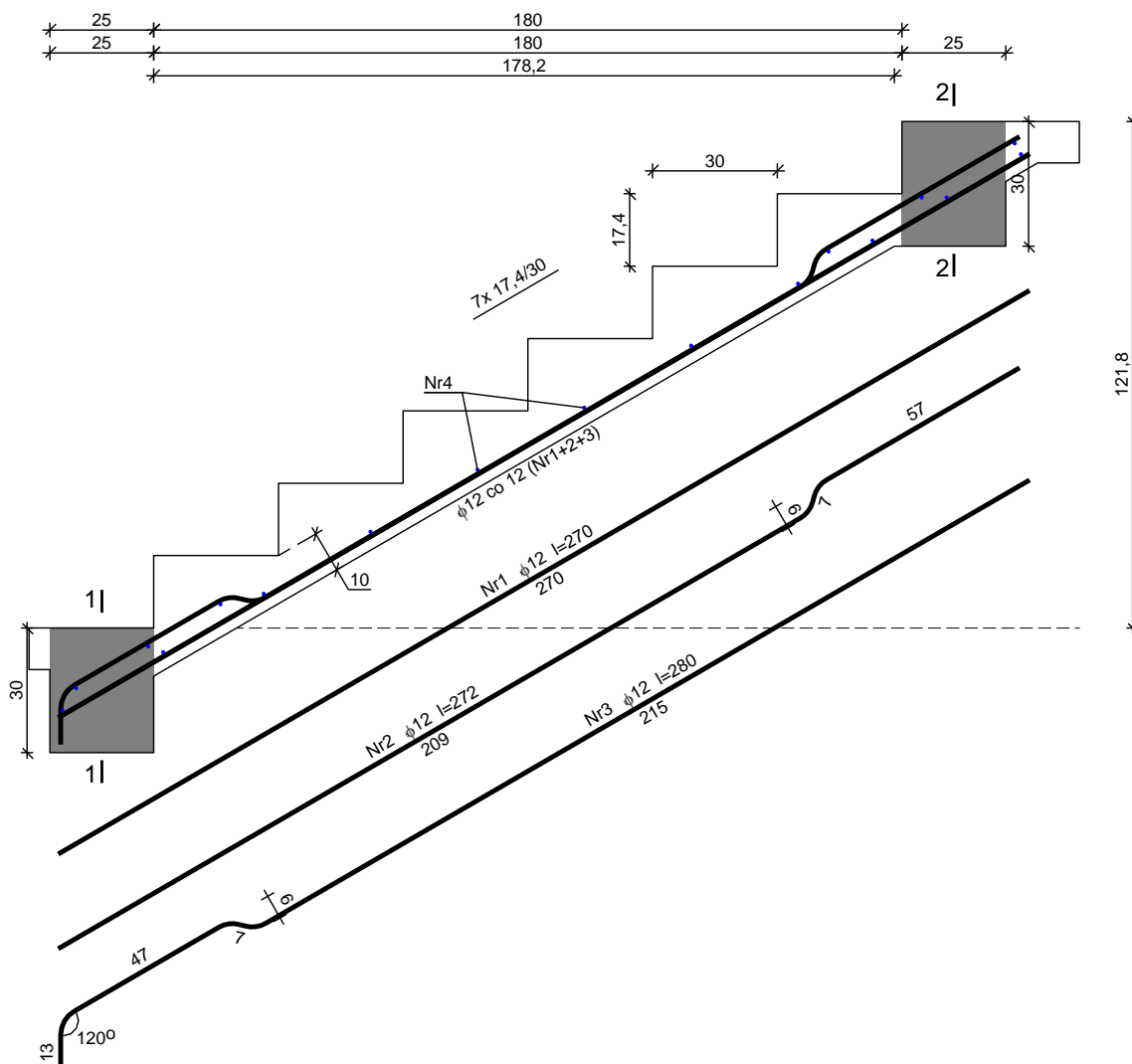
Momenty zginające [kNm/mb]:



Wymiarowanie wg PN-B-03264:2002

Zginanie: (przekrój **a-a**)Moment przęsłowy obliczeniowy $M_{Sd} = 5,86 \text{ kNm/mb}$ Zbrojenie potrzebne $A_s = 1,99 \text{ cm}^2/\text{mb}$. Przyjęto $\phi 12 \text{ co } 12,0 \text{ cm}$ o $A_s = 9,42 \text{ cm}^2/\text{mb}$ ($\rho = 1,27\%$)Warunek nośności na zginanie: $M_{Sd} = 5,86 \text{ kNm/mb} < M_{Rd} = 21,90 \text{ kNm/mb}$ (26,7%)Ścinanie:Siła poprzeczna obliczeniowa $V_{Sd} = 12,16 \text{ kN/mb}$ Warunek nośności na ścinanie: $V_{Sd} = 12,16 \text{ kN/mb} < V_{Rd1} = 54,81 \text{ kN/mb}$ (22,2%)SGU: Moment przęsłowy charakterystyczny $M_{Sk} = 4,92 \text{ kNm/mb}$ Moment przęsłowy charakterystyczny długotrwały $M_{Sk,lt} = 3,75 \text{ kNm/mb}$ Szerokość rys prostopadłych: $w_k = 0,045 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$ (14,9%)Maksymalne ugięcie od $M_{Sk,lt}$: $a(M_{Sk,lt}) = 3,40 \text{ mm} < a_{lim} = 1900/200 = 9,50 \text{ mm}$ (35,8%)

SZKIC ZBROJENIA



WYKAZ ZBROJENIA

Nr pręta	Średnica [mm]	Długość [mm]	Liczba [szt.]	Długość całkowita [m]	
				RB500	
				φ6	φ12
dla pojedynczego biegu					
1	12	2702	7		18,91
2	12	2716	7		19,01
3	12	2797	7		19,58
4	6	2440	17	41,48	
Długość całkowita wg średnic [m]				41,5	57,5
Masa 1mb pręta [kg/mb]				0,222	0,888
Masa prętów wg średnic [kg]				9,2	51,1
Masa prętów wg gatunków stali [kg]				60,3	
Masa całkowita [kg]				61	

UWAGA: Długość pręta jest długością obliczoną na podstawie wymiarów w osi pręta (metoda B wg PN-EN ISO 3766:2006)

WYNIKI - BELKA A:

Moment przęsłowy obliczeniowy

Moment przęsłowy charakterystyczny

Moment przęsłowy charakterystyczny długotrwały

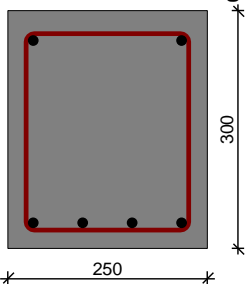
Reakcja obliczeniowa

$$M_{Sd} = 11,44 \text{ kNm}$$

$$M_{Sk} = 9,68 \text{ kNm}$$

$$M_{Sk,lt} = 7,60 \text{ kNm}$$

$$R_{Sd,A} = R_{Sd,B} = 17,60 \text{ kN}$$

SPRAWDZENIE wg PN-B-03264:2002

Przyjęte wymiary przekroju:

$b_w = 25,0 \text{ cm}$, $h = 30,0 \text{ cm}$

nominalna grubość otulenia $c_{nom} = 26 \text{ mm}$

Zginanie (metoda uproszczona):

Moment przęsłowy obliczeniowy $M_{Sd} = 11,44 \text{ kNm}$

Przekrój podwójnie zbrojony

Przyjęto górą $2\phi 12$ o $A_{s2} = 2,26 \text{ cm}^2$

Przyjęto dołem $4\phi 12$ o $A_{s1} = 4,52 \text{ cm}^2$ ($\rho = 0,68\%$)

Warunek nośności na zginanie: $M_{Sd} = 11,44 \text{ kNm} < M_{Rd} = 44,15 \text{ kNm}$ (25,9%)

Ścinanie:

Siła poprzeczna obliczeniowa $V_{Sd} = 16,79 \text{ kN}$

Zbrojenie konstrukcyjne strzemionami dwuciętymi $\phi 6$ co max. 200 mm na całej długości belki

Warunek nośności na ścinanie: $V_{Sd} = 16,79 \text{ kN} < V_{Rd1} = 39,80 \text{ kN}$ (42,2%)

SGU:

Moment przęsłowy charakterystyczny $M_{Sk} = 9,68 \text{ kNm}$

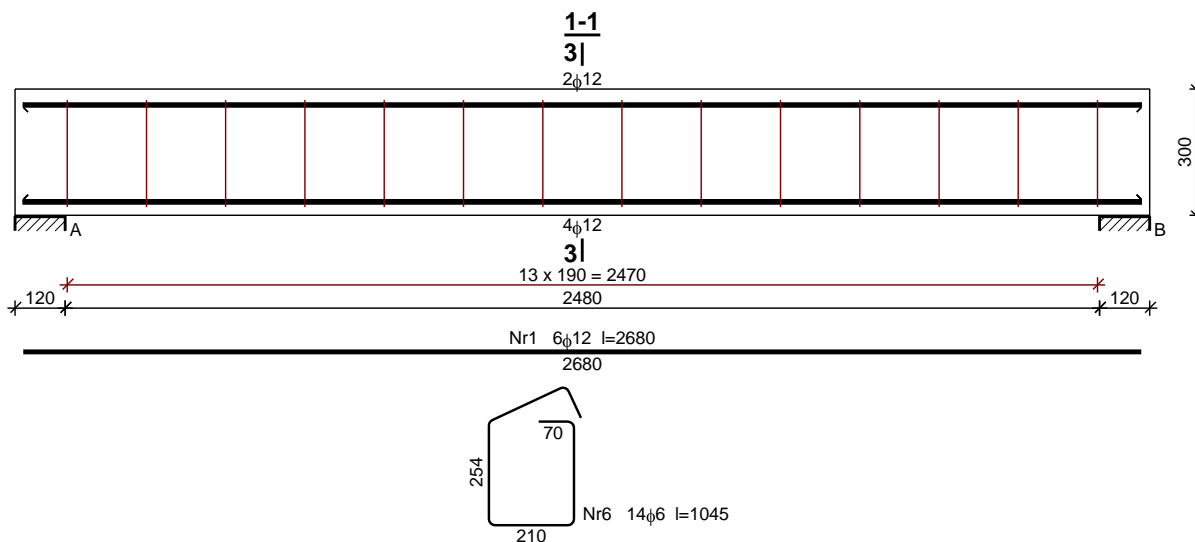
Moment przęsłowy charakterystyczny długotrwały $M_{Sk,lt} = 7,60 \text{ kNm}$

Szerokość rys prostopadłych: $w_k = 0,031 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$ (10,4%)

Siła poprzeczna charakterystyczna długotrwała $V_{Sk,lt} = 11,15 \text{ kN}$

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

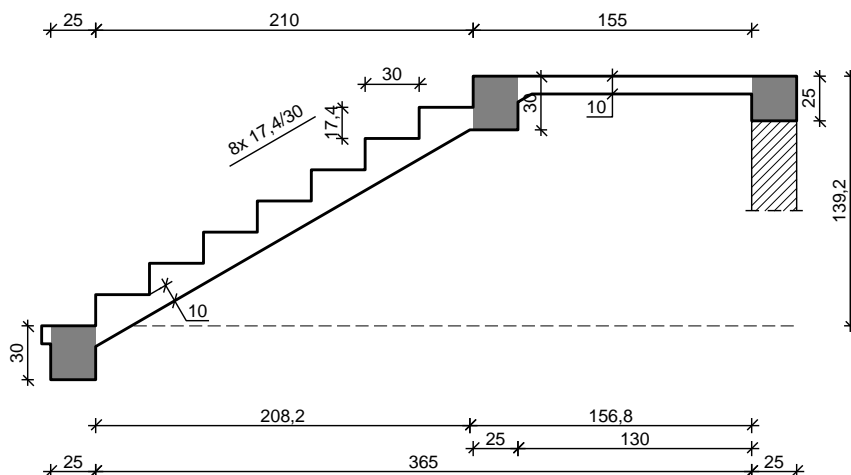
Maksymalne ugięcie od $M_{Sk,lt}$: $a(M_{Sk,lt}) = 1,35 \text{ mm} < a_{lim} = 2600/200 = 13,00 \text{ mm}$ (10,4%)

SZKIC ZBROJENIA**WYKAZ ZBROJENIA**

Nr pręta	Średnica [mm]	Długość [mm]	Liczba [szt.]	Długość całkowita [m]	
				RB500	
				φ6	φ12
dla pojedynczej belki					
5	12	2680	6		16,08
6	6	1045	14	14,63	
Długość całkowita wg średnic [m]				14,7	16,1
Masa 1mb pręta [kg/mb]				0,222	0,888
Masa prętów wg średnic [kg]				3,3	14,3
Masa prętów wg gatunków stali [kg]				17,6	
Masa całkowita [kg]				18	

UWAGA: Długość pręta jest długością obliczoną na podstawie wymiarów w osi pręta (metoda B wg PN-EN ISO 3766:2006)

**Poz. 6.2. Część płyty górnej biegu;
SZKIC SCHODÓW**



GEOMETRIA SCHODÓW

Wymiary schodów :

Długość biegu

$l_n = 2,10 \text{ m}$

Różnica poziomów spoczników

$h = 1,39 \text{ m}$

Liczba stopni w biegu

$n = 8 \text{ szt.}$

Grubość płyty

$t = 10,0 \text{ cm}$

Długość górnego spocznika

$l_{s,g} = 1,55 \text{ m}$

Wymiary poprzeczne:

Szerokość biegu

2,48 m

- Schody jednobiegowe

Oparcia : (szerokość / wysokość)

Belka dolna podpierająca bieg schodowy

$b = 25,0 \text{ cm}, h = 30,0 \text{ cm}$

Belka górna podpierająca bieg schodowy

$b = 25,0 \text{ cm}, h = 30,0 \text{ cm}$

Wieniec ściany podpierającej spocznik górny

$b = 25,0 \text{ cm}, h = 25,0 \text{ cm}$

Oparcie belek:

Długość podpory lewej

$t_L = 12,0 \text{ cm}$

Długość podpory prawej

$t_P = 12,0 \text{ cm}$

OBCIĄŻENIA NA SCHODACH

Płyta

Obciążenia zmienne $[\text{kN/m}^2]$:

Opis obciążenia	Obc.char.	γ_f	k_d	Obc.obl.
Obciążenie zmienne (biura, szkoły, zakłady naukowe, banki, przychodnie lekarskie) $[4,0\text{kN/m}^2]$	4,00	1,30	0,35	5,20

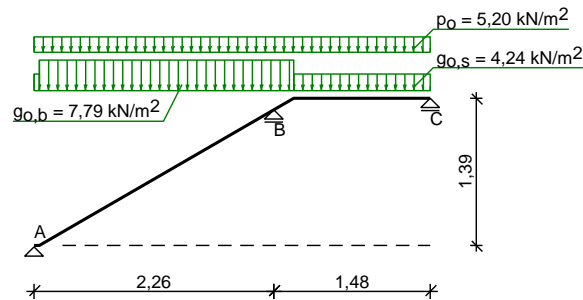
Obciążenia stałe na biegu schodowym $[\text{kN/m}^2]$:

Lp.	Opis obciążenia	Obc.char.	γ_f	Obc.obl.
1.	Okładzina górna biegu (Płytki kamionkowe grubości 14 mm na zaprawie cementowej 1:3 gr. 16-23 mm grub. 2 cm $[0,640\text{kN/m}^2:0,02\text{m}]$ grub.3 cm $0,57 \cdot (1+17,4/30,0)$)	1,52	1,20	1,82
2.	Płyta żelbetowa biegu grub.10 cm + schody 17,4/30	5,07	1,10	5,57
3.	Okładzina dolna biegu (Warstwa cementowo-wapienna $[19,0\text{kN/m}^3]$ grub.1,5 cm)	0,33	1,20	0,40
Σ :		6,91	1,13	7,79

Obciążenia stałe na spoczniku $[\text{kN/m}^2]$:

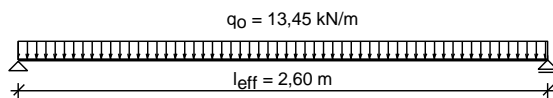
Lp.	Opis obciążenia	Obc.char.	γ_f	Obc.obl.
1.	Okładzina górna spocznika (Płytki kamionkowe grubości 14 mm na zaprawie cementowej 1:3 gr. 16-23 mm grub. 2 cm $[0,640\text{kN/m}^2:0,02\text{m}]$ grub.3 cm)	0,96	1,20	1,15
2.	Płyta żelbetowa spocznika grub.10 cm	2,50	1,10	2,75
3.	Okładzina dolna spocznika (Warstwa cementowo-wapienna $[19,0\text{kN/m}^3]$ grub.1,5 cm)	0,28	1,20	0,34
Σ :		3,75	1,13	4,24

Schemat statyczny schodów

**Belka A**Zestawienie obciążeń rozłożonych [kN/m]:

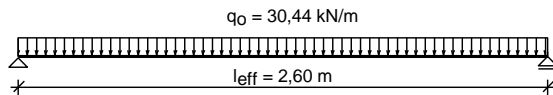
Lp.	Opis obciążenia	Obc.char.	γ_f	k_d	Obc.obl.	Zasięg [m]
1.	Max. reakcja podporowa z płyty schodowej	10,15	1,19	0,76	12,08	cała belka
2.	Ciężar własny belki	1,88	1,10	--	2,06	cała belka
Σ :		12,02	1,18		14,14	

Schemat statyczny belki

**Belka B**Zestawienie obciążeń rozłożonych [kN/m]:

Lp.	Opis obciążenia	Obc.char.	γ_f	k_d	Obc.obl.	Zasięg [m]
1.	Max. reakcja podporowa z płyty schodowej	24,42	1,19	0,76	29,06	cała belka
2.	Ciężar własny belki	1,88	1,10	--	2,06	cała belka
Σ :		26,29	1,18		31,12	

Schemat statyczny belki

**WYNIKI - PŁYTA****WYNIKI OBLICZEŃ STATYCZNYCH**

Przęsło A-B: maksymalny moment obliczeniowy

$$M_{Sd} = 5,78 \text{ kNm/mb}$$

Podpora B: moment podporowy obliczeniowy

$$M_{Sd,p} = -6,06 \text{ kNm/mb}$$

Przęsło B-C: maksymalny moment obliczeniowy

$$M_{Sd} = 0,96 \text{ kNm/mb}$$

Reakcja obliczeniowa

$$R_{Sd,A,max} = 12,08 \text{ kN/mb}, R_{Sd,A,min} = 6,84 \text{ kN/mb}$$

Reakcja obliczeniowa

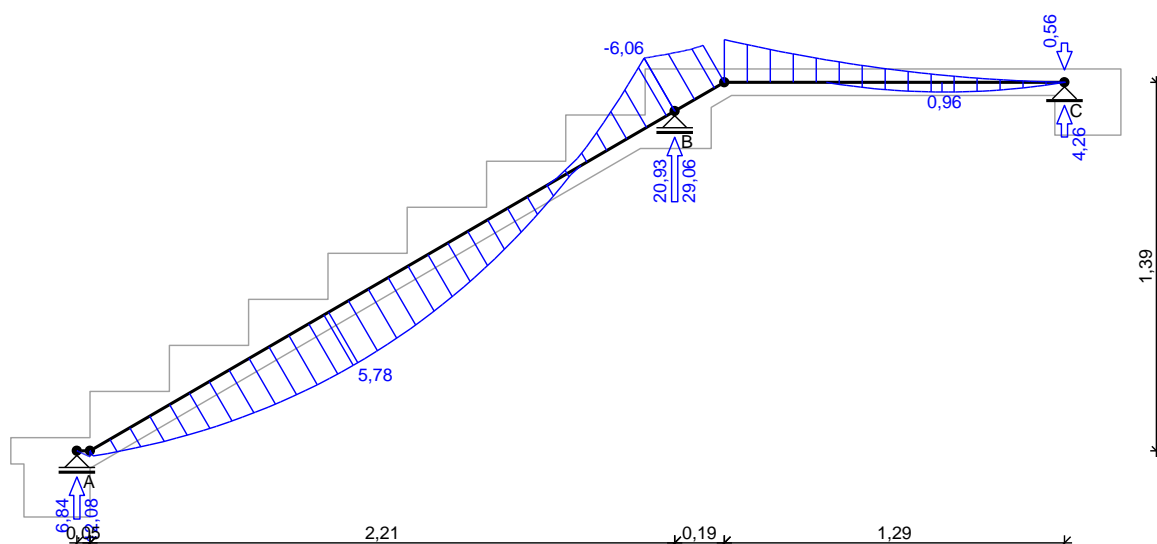
$$R_{Sd,B,max} = 29,06 \text{ kN/mb}, R_{Sd,B,min} = 20,93 \text{ kN/mb}$$

Reakcja obliczeniowa

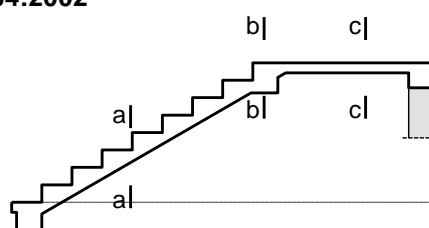
$$R_{Sd,C,max} = 4,26 \text{ kN/mb}, R_{Sd,C,min} = -0,56 \text{ kN/mb}$$

WYKRESY SIŁ WEWNĘTRZNYCH**Obwiednia sił wewnętrznych:**

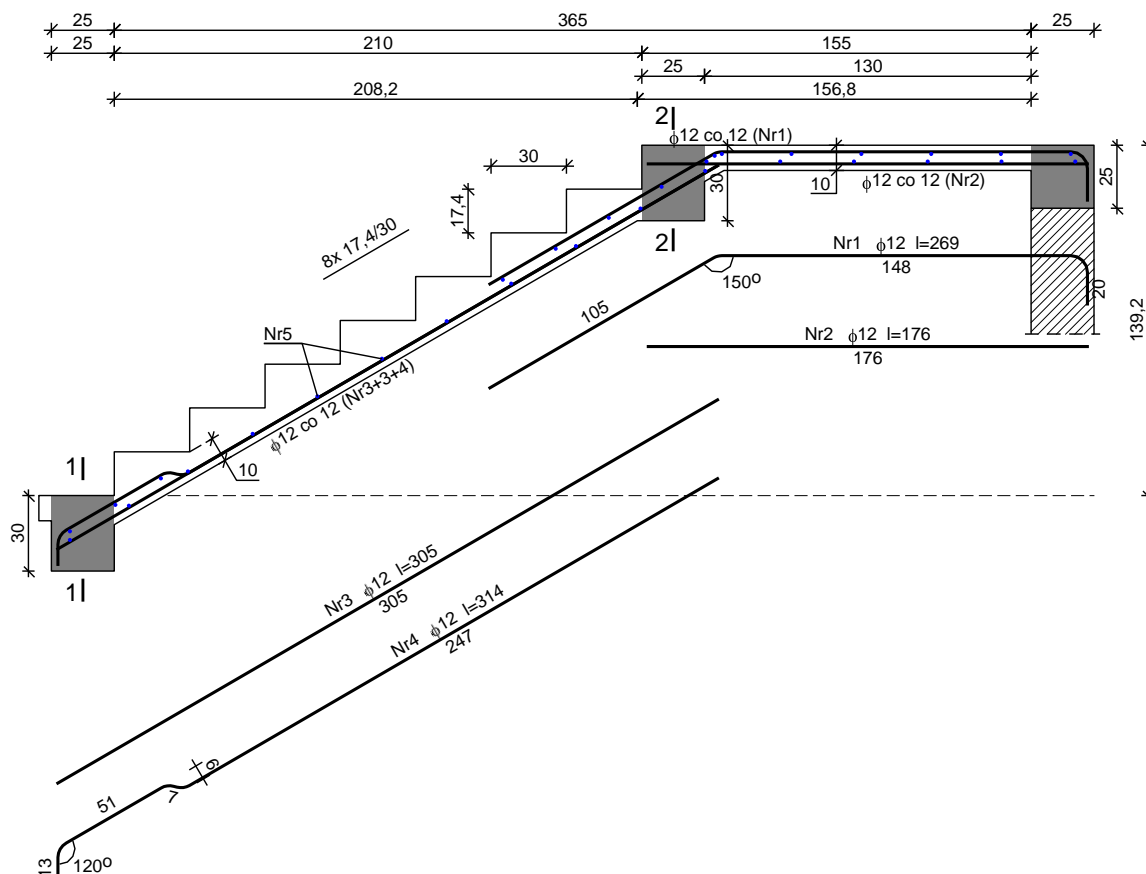
Momenty zginające [kNm/mb]:



WYMIAROWANIE wg PN-B-03264:2002

**Przęsło A-B**Zginanie: (przekrój a-a)Moment przęsłowy obliczeniowy $M_{Sd} = 5,78 \text{ kNm/mb}$ Zbrojenie potrzebne $A_s = 1,96 \text{ cm}^2/\text{mb}$. Przyjęto $\phi 12 \text{ co } 12,0 \text{ cm}$ o $A_s = 9,42 \text{ cm}^2/\text{mb}$ ($\rho = 1,27\%$)Warunek nośności na zginanie: $M_{Sd} = 5,78 \text{ kNm/mb} < M_{Rd} = 21,90 \text{ kNm/mb}$ (26,4%)Ścinanie:Siła poprzeczna obliczeniowa $V_{Sd} = 15,74 \text{ kN/mb}$ Warunek nośności na ścinanie: $V_{Sd} = 15,74 \text{ kN/mb} < V_{Rd1} = 54,81 \text{ kN/mb}$ (28,7%)SGU: Moment przęsłowy charakterystyczny $M_{Sk} = 4,85 \text{ kNm/mb}$ Moment przęsłowy charakterystyczny długotrwały $M_{Sk,lt} = 3,70 \text{ kNm/mb}$ Szerokość rys prostopadłych: $w_k = 0,043 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$ (14,5%)Maksymalne ugięcie od $M_{Sk,lt}$: $a(M_{Sk,lt}) = 4,13 \text{ mm} < a_{lim} = 2262/200 = 11,31 \text{ mm}$ (36,5%)**Podpora B**Zginanie: (przekrój b-b)Moment podporowy obliczeniowy $M_{Sd} = 6,06 \text{ kNm}$ Zbrojenie potrzebne (war. konstrukcyjny) $A_s = 1,50 \text{ cm}^2/\text{mb}$. Przyjęto górą $\phi 12 \text{ co } 12,0 \text{ cm}$ o $A_s = 9,42 \text{ cm}^2/\text{mb}$ Warunek nośności na zginanie: $M_{Sd} = (-) 6,06 \text{ kNm/mb} < M_{Rd} = 38,44 \text{ kNm/mb}$ (15,8%)SGU: Moment podporowy charakterystyczny $M_{Sk} = 5,09 \text{ kNm/m}$ Moment podporowy charakterystyczny długotrwały $M_{Sk,lt} = 3,88 \text{ kNm/mb}$ Szerokość rys prostopadłych: $w_k = 0,048 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$ (16,0%)**Przęsło B-C**Zginanie: (przekrój c-c)Moment przęsłowy obliczeniowy $M_{Sd} = 0,96 \text{ kNm/mb}$ Zbrojenie potrzebne (war. konstrukcyjny) $A_s = 0,96 \text{ cm}^2/\text{mb}$. Przyjęto $\phi 12 \text{ co } 12,0 \text{ cm}$ o $A_s = 9,42 \text{ cm}^2/\text{mb}$ ($\rho = 1,27\%$)Warunek nośności na zginanie: $M_{Sd} = 0,96 \text{ kNm/mb} < M_{Rd} = 21,90 \text{ kNm/mb}$ (4,4%)Ścinanie:Siła poprzeczna obliczeniowa $V_{Sd} = 10,07 \text{ kN/mb}$ Warunek nośności na ścinanie: $V_{Sd} = 10,07 \text{ kN/mb} < V_{Rd1} = 54,81 \text{ kN/mb}$ (18,4%)SGU: Moment przęsłowy charakterystyczny $M_{Sk} = 0,81 \text{ kNm/mb}$ Moment przęsłowy charakterystyczny długotrwały $M_{Sk,lt} = 0,62 \text{ kNm/mb}$ Szerokość rys prostopadłych: $w_k = 0,000 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$ (0,0%)Maksymalne ugięcie od $M_{Sk,lt}$: $a(M_{Sk,lt}) = (-) 0,53 \text{ mm} < a_{lim} = 1475/200 = 7,38 \text{ mm}$ (7,2%)

SZKIC ZBROJENIA



WYKAZ ZBROJENIA

Nr pręta	Średnica [mm]	Długość [mm]	Liczba [szt.]	Długość całkowita [m]	
				RB500	
				φ6	φ12
dla pojedynczego biegu					
1	12	2694	21		56,57
2	12	1760	21		36,96
3	12	3048	14		42,67
4	12	3144	7		22,01
5	6	2440	31	75,64	
Długość całkowita wg średnic [m]				75,7	158,3
Masa 1mb pręta [kg/mb]				0,222	0,888
Masa prętów wg średnic [kg]				16,8	140,6
Masa prętów wg gatunków stali [kg]				157,4	
Masa całkowita [kg]				158	

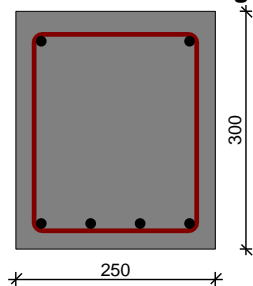
UWAGA: Długość pręta jest długością obliczoną na podstawie wymiarów w osi pręta (metoda B wg PN-EN ISO 3766:2006)

WYNIKI - BELKA A:

Moment przęsłowy obliczeniowy
 Moment przęsłowy charakterystyczny
 Moment przęsłowy charakterystyczny długotrwały
 Reakcja obliczeniowa

$M_{Sd} = 11,37 \text{ kNm}$
 $M_{Sk} = 9,62 \text{ kNm}$
 $M_{Sk,lt} = 7,51 \text{ kNm}$
 $R_{Sd,A} = R_{Sd,B} = 17,49 \text{ kN}$

SPRAWDZENIE wg PN-B-03264:2002



Klasa betonu: **B20**

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

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

Przyjęte wymiary przekroju:

$b_w = 25,0 \text{ cm}$, $h = 30,0 \text{ cm}$

nominalna grubość otulenia $c_{nom} = 26 \text{ mm}$

Zginanie (metoda uproszczona):

Moment przęsłowy obliczeniowy $M_{Sd} = 11,37 \text{ kNm}$

Przekrój podwójnie zbrojony

Przyjęto górą **2 ϕ 12** o $A_{s2} = 2,26 \text{ cm}^2$

Przyjęto dołem **4 ϕ 12** o $A_{s1} = 4,52 \text{ cm}^2$ ($\rho = 0,68\%$)

Warunek nośności na zginanie: $M_{Sd} = 11,37 \text{ kNm} < M_{Rd} = 44,15 \text{ kNm}$ (25,7%)

Ścinanie:

Siła poprzeczna obliczeniowa $V_{Sd} = 16,68 \text{ kN}$

Zbrojenie konstrukcyjne strzemionami dwuciętymi $\phi 6$ co max. 200 mm na całej długości belki

Warunek nośności na ścinanie: $V_{Sd} = 16,68 \text{ kN} < V_{Rd1} = 39,80 \text{ kN}$ (41,9%)

SGU:

Moment przęsłowy charakterystyczny $M_{Sk} = 9,62 \text{ kNm}$

Moment przęsłowy charakterystyczny długotrwały $M_{Sk,lt} = 7,51 \text{ kNm}$

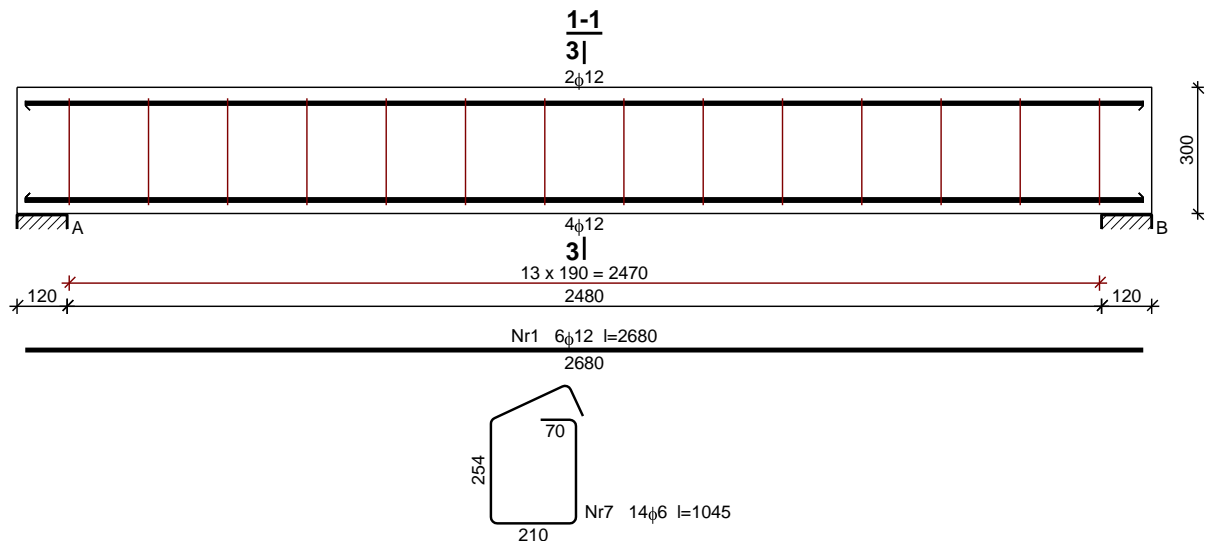
Szerokość rys prostopadłych: $w_k = 0,030 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$ (10,1%)

Siła poprzeczna charakterystyczna długotrwała $V_{Sk,lt} = 11,02 \text{ kN}$

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

Maksymalne ugięcie od $M_{Sk,lt}$: $a(M_{Sk,lt}) = 1,32 \text{ mm} < a_{lim} = 2600/200 = 13,00 \text{ mm}$ (10,2%)

SZKIC ZBROJENIA



WYKAZ ZBROJENIA

Nr pręta	Średnica [mm]	Długość [mm]	Liczba [szt.]	Długość całkowita [m]	
				RB500	
				φ6	φ12
dla pojedynczej belki					
6	12	2680	6		16,08
7	6	1045	14	14,63	
Długość całkowita wg średnic				[m]	
				14,7	16,1
Masa 1mb pręta				[kg/mb]	
				0,222	0,888
Masa prętów wg średnic				[kg]	
				3,3	14,3
Masa prętów wg gatunków stali				[kg]	
					17,6
Masa całkowita				[kg]	
					18

UWAGA: Długość pręta jest długością obliczoną na podstawie wymiarów w osi pręta (metoda B wg PN-EN ISO 3766:2006)

WYNIKI - BELKA B:

Moment przęsłowy obliczeniowy

$M_{Sd} = 25,72 \text{ kNm}$

Moment przęsłowy charakterystyczny

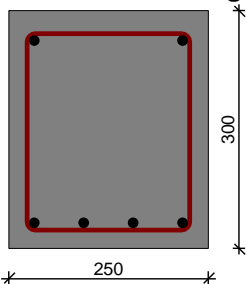
$M_{Sk} = 21,58 \text{ kNm}$

Moment przęsłowy charakterystyczny długotrwały

$M_{Sk,lt} = 16,26 \text{ kNm}$

Reakcja obliczeniowa

$R_{Sd,A} = R_{Sd,B} = 39,57 \text{ kN}$

SPRAWDZENIE wg PN-B-03264:2002

Klasa betonu: **B20**

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

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

Przyjęte wymiary przekroju:

$b_w = 25,0 \text{ cm}$, $h = 30,0 \text{ cm}$

nominalna grubość otulenia $c_{nom} = 26 \text{ mm}$

Zginanie (metoda uproszczona):

Moment przęsłowy obliczeniowy $M_{Sd} = 25,72 \text{ kNm}$

Przekrój podwójnie zbrojony

Przyjęto górą **2φ12** o $A_{s2} = 2,26 \text{ cm}^2$

Przyjęto dołem **4φ12** o $A_{s1} = 4,52 \text{ cm}^2$ ($\rho = 0,68\%$)

Warunek nośności na zginanie: $M_{Sd} = 25,72 \text{ kNm} < M_{Rd} = 44,15 \text{ kNm}$ (58,3%)

Ścinanie:

Siła poprzeczna obliczeniowa $V_{Sd} = 37,74 \text{ kN}$

Zbrojenie konstrukcyjne strzemionami dwuciętymi $\phi 6$ co max. 200 mm na całej długości belki

Warunek nośności na ścinanie: $V_{Sd} = 37,74 \text{ kN} < V_{Rd1} = 39,80 \text{ kN}$ (94,8%)

SGU:

Moment przęsłowy charakterystyczny $M_{Sk} = 21,58 \text{ kNm}$

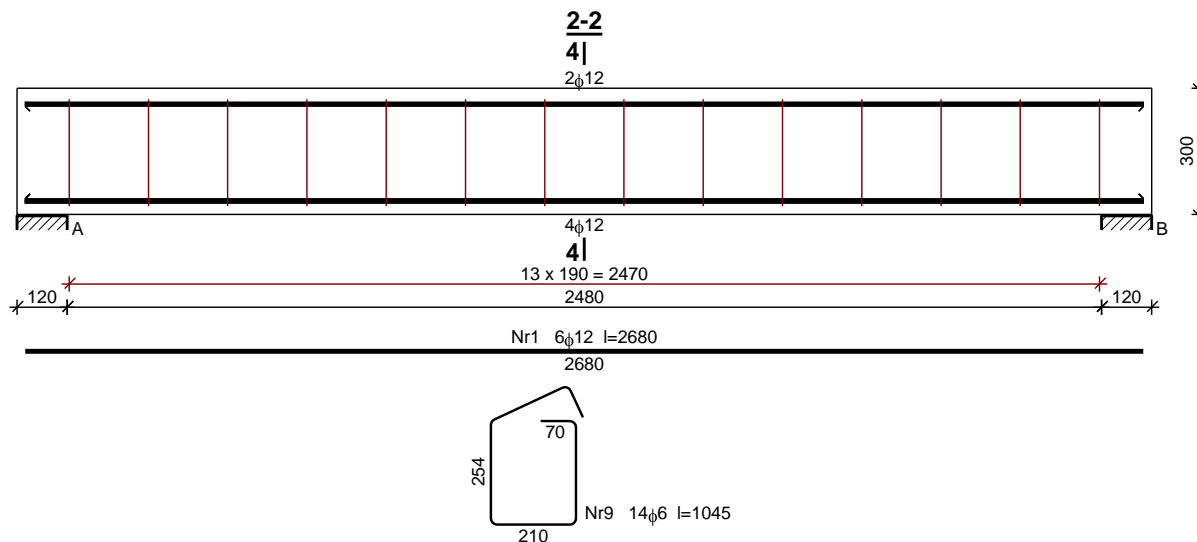
Moment przęsłowy charakterystyczny długotrwały $M_{Sk,lt} = 16,26 \text{ kNm}$

Szerokość rys prostopadłych: $w_k = 0,108 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$ (36,1%)

Siła poprzeczna charakterystyczna długotrwała $V_{sk,lt} = 23,86 \text{ kN}$

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

Maksymalne ugięcie od $M_{Sk,lt}$: $a(M_{Sk,lt}) = 3,39 \text{ mm} < a_{lim} = 2600/200 = 13,00 \text{ mm}$ (26,1%)

SZKIC ZBROJENIA

WYKAZ ZBROJENIA

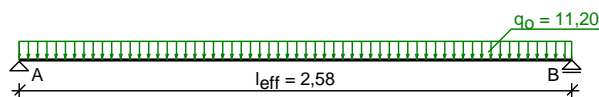
Nr pręta	Średnica [mm]	Długość [mm]	Liczba [szt.]	Długość całkowita [m]	
				RB500	
				φ6	φ12
dla pojedynczej belki					
8	12	2680	6		16,08
9	6	1045	14	14,63	
Długość całkowita wg średnic [m]				14,7	16,1
Masa 1mb pręta [kg/mb]				0,222	0,888
Masa prętów wg średnic [kg]				3,3	14,3
Masa prętów wg gatunków stali [kg]				17,6	
Masa całkowita [kg]				18	

UWAGA: Długość pręta jest długością obliczoną na podstawie wymiarów w osi pręta (metoda B wg PN-EN ISO 3766:2006)

Poz. 6.3. Płyta spocznika schodów (dołem pomiędzy belkami stalowymi):**ZESTAWIENIE OBCIĄŻEŃ**

Obciążenia powierzchniowe [kN/m²]:

Lp.	Opis obciążenia	Obc.char.	γ_f	k_d	Obc.obl.
1.	Ciężar warstw posadzkowych	2,50	1,30	--	3,25
2.	Obciążenie zmienne (biura, szkoły, zakłady naukowe, banki, przychodnie lekarskie) [4,0kN/m ²]	4,00	1,30	0,35	5,20
3.	Płyta żelbetowa grub.10 cm	2,50	1,10	--	2,75
Σ :		9,00	1,24		11,20

SCHEMAT STATYCZNY

Rozpiętość obliczeniowa płyty $l_{eff} = 2,58$ m

Grubość płyty

10,0 cm

WYNIKI OBLICZEŃ STATYCZNYCH

Moment przęsłowy obliczeniowy

$M_{Sd} = 9,32$ kNm/m

Moment przęsłowy charakterystyczny

$M_{Sk} = 7,49$ kNm/m

Moment przęsłowy charakterystyczny długotrwały

$M_{Sk,lt} = 5,33$ kNm/m

Reakcja obliczeniowa

$R_A = R_B = 14,45$ kN/m

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

Przęsło:

Zbrojenie potrzebne $A_s = 3,23$ cm²/mb. Przyjęto **φ10 co 12,0 cm** o $A_s = 6,54$ cm²/mb ($\rho = 0,87\%$)

Warunek nośności na zginanie: $M_{Sd} = 9,32$ kNm/mb $<$ $M_{Rd} = 17,07$ kNm/mb (54,6%)

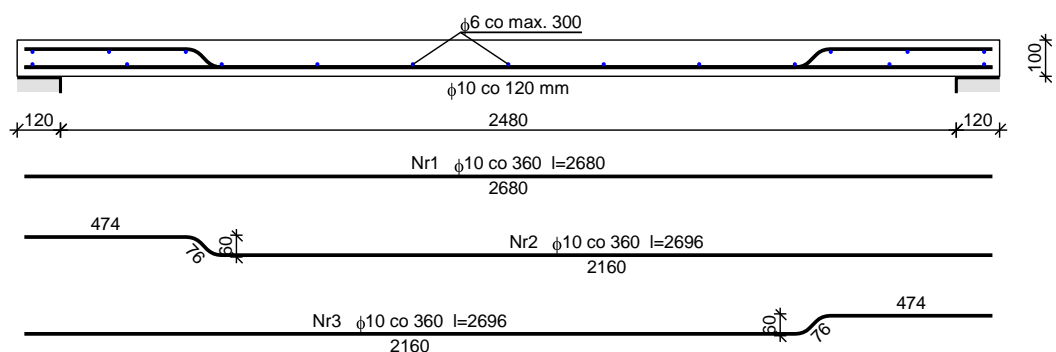
Szerokość rys prostopadłych: $w_k = 0,132$ mm $<$ $w_{lim} = 0,3$ mm (44,0%)

Maksymalne ugięcie od $M_{Sk,lt}$: $a(M_{Sk,lt}) = 11,29$ mm $<$ $a_{lim} = 12,90$ mm (87,5%)

Podpora:

Warunek nośności na ścinanie: $V_{Sd} = 14,45$ kN/mb $<$ $V_{Rd1} = 47,69$ kN/mb (30,3%)

Przyjęto zbrojenie rozdzielcze **φ6 co max.30,0 cm** o $A_s = 0,94$ cm²/mb

SZKIC ZBROJENIA

WYKAZ ZBROJENIA

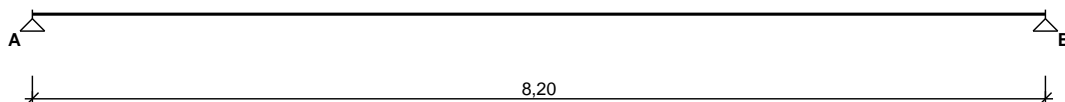
Nr pręta	Średnica [mm]	Długość [mm]	Liczba [szt.]			Długość całkowita [m]		
			prętów w 1 elemencie	elementów	całkowita prętów	RB500		
						φ6	φ10	
dla pojedynczej płyty								
1	10	2680	2,78	1	2,78		7,44	
2	10	2696	2,78	1	2,78		7,49	
3	10	2696	2,78	1	2,78		7,49	
4	6	1050	17	1	17	17,85		
Długość całkowita wg średnic						[m]	17,9	22,5
Masa 1mb pręta						[kg/mb]	0,222	0,617
Masa prętów wg średnic						[kg]	4,0	13,9
Masa prętów wg gatunków stali						[kg]	17,9	
Masa całkowita						[kg]	18	

UWAGA: Długość pręta jest długością obliczoną na podstawie wymiarów w osi pręta (metoda B wg PN-EN ISO 3766:2006)

Poz. 6.4. Belka stalowa podpierająca płytę spocznika schodów i belki poprzeczne biegu;

Obciążenia:

- reakcja z płyty spocznika wg poz. 6.3. $P_{sp}=2,17 \text{ kN/m};$
- reakcja z belki dolnej biegu poz.6.1. $P_{b\ 6.1}=17,60 \text{ kN};$
- suma reakcji z belki górnej biegu poz. 6.1 i dolnej biegu poz. 6.2. $P_{b\ 6.1+6.2}=17,82+17,04=34,86 \text{ kN};$
- reakcja z belki górnej biegu poz.6.2. $P_{b\ 6.2}=39,12 \text{ kN};$
- ciężar ściany zamykającej salę lekcyjną: $g_{sc}=0,24 \times 4,0 \times 7,50 \times 1,10=7,92 \text{ kN/m};$

SCHEMAT BELKI

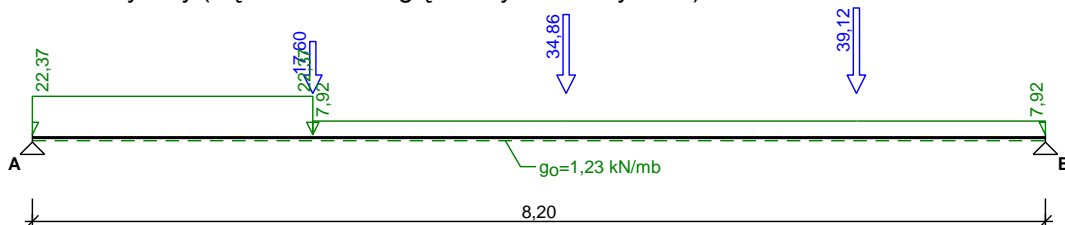
Parametry belki:

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

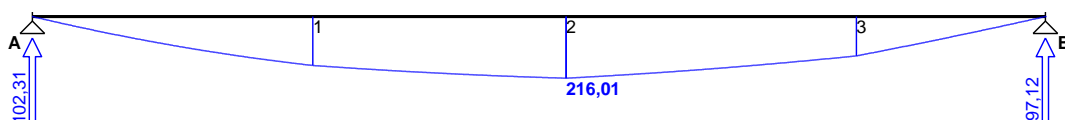
OBCIĄŻENIA OBLICZENIOWE BELKI

Przypadek **P1: Przypadek 1** ($\gamma_f = 1,24$)

Schemat statyczny (ciężar belki uwzględniony automatycznie):

**WYKRESY SIŁ WEWNĘTRZNYCH**

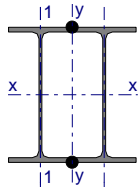
Momenty zginające [kNm]:

**ZAŁOŻENIA OBLICZENIOWE DO WYMIAROWANIA**

Wykorzystanie rezerwy plastycznej przekroju: tak;

Parametry analizy zwichrzenia:

- obciążenie przyłożone na pasie górnym belki;
- obciążenie działa w dół;
- brak stężeń bocznych na długości przęseł belki;

WYMIAROWANIE WG PN-90/B-03200

Przekrój: **2 IPE 360**, połączone spoinami ciągłymi

$A_v = 57,6 \text{ cm}^2$, $m = 114 \text{ kg/m}$

$J_x = 32540 \text{ cm}^4$, $J_y = 12585 \text{ cm}^4$, $J_{\omega} = 313600 \text{ cm}^6$, $J_T = 37,3 \text{ cm}^4$, $W_x = 1808 \text{ cm}^3$

Stal: **St3**

Nośności obliczeniowe przekroju:

- zginanie: klasa przekroju 1 ($\alpha_p = 1,064$)
- ścinanie: klasa przekroju 1

$$M_R = 413,66 \text{ kNm}$$

$$V_R = 718,27 \text{ kN}$$

Nośność na zginanie

Przekrój z = 4,32 m

Współczynnik zwichrzenia $\varphi_L = 1,000$ Moment maksymalny $M_{\max} = 216,01 \text{ kNm}$

$$(52) \quad M_{\max} / (\varphi_L \cdot M_R) = 0,522 < 1$$

Nośność na ścinanie

Przekrój z = 0,00 m

Maksymalna siła poprzeczna $V_{\max} = 102,31 \text{ kN}$

$$(53) \quad V_{\max} / V_R = 0,142 < 1$$

Nośność na zginanie ze ścinaniem

$$V_{\max} = 102,31 \text{ kN} < V_o = 0,6 \cdot V_R = 430,96 \text{ kN} \rightarrow \text{warunek niemiarodajny}$$

Stan graniczny użytkowania

Przekrój z = 4,12 m

Ugięcie maksymalne $f_{k,\max} = 17,96 \text{ mm}$ Ugięcie graniczne $f_{gr} = l_o / 350 = 8200 / 350 = 23,43 \text{ mm}$

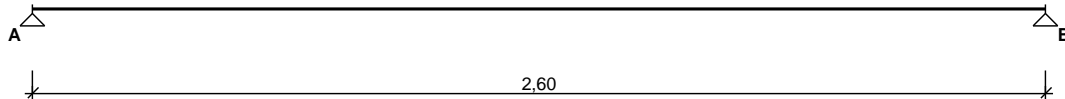
$$f_{k,\max} = 17,96 \text{ mm} < f_{gr} = 23,43 \text{ mm} \quad (76,7\%)$$

Wartość reakcji z belki stalowej jest mniejsza od wartości siły przyjętej do weryfikacji docisku w poz. 5.

Poz. 6.5. Nadproże stalowe w ścianie wewnętrznej w obecnym budynku szkoły, nad otworem na nowoprojektowane schody;

Obciążenia:

- szacowane obciążenie ze stropu klasy i klatki schodowej: $g_{sch} = 1,05 \times (8,24 + 7,70) / 2 \times 15,0 = 125,55 \text{ kN/m}$;
- ciężar ściany nad planowanym otworem: $g_{śc} = 0,7 \times 2,15 \times 18,0 \times 1,20 = 32,50 \text{ kN/m}$;

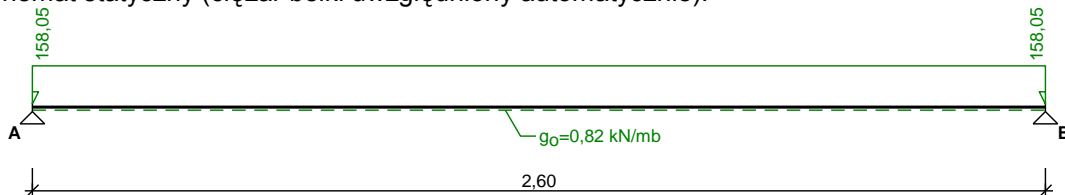
SCHEMAT BELKI

Parametry belki:

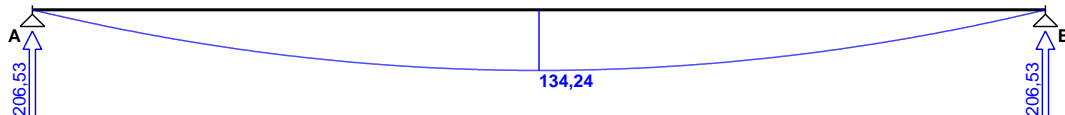
- współczynnik obciążenia dla ciężaru własnego belki $\gamma_f = 1,10$

OBCIĄŻENIA OBLICZENIOWE BELKIPrzypadek **P1: Przypadek 1** ($\gamma_f = 1,25$)

Schemat statyczny (ciężar belki uwzględniony automatycznie):

**WYKRESY SIŁ WEWNĘTRZNYCH**

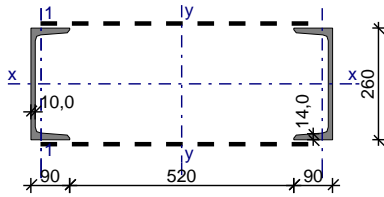
Momenty zginające [kNm]:

**ZAŁOŻENIA OBLICZENIOWE DO WYMIAROWANIA**

Wykorzystanie rezerwy plastycznej przekroju: tak;

Parametry analizy zwichrzenia:

- obciążenie przyłożone na pasie górnym belki;
- obciążenie działa w dół;
- brak stężeń bocznych na długości przęseł belki;

WYMIAROWANIE WG PN-90/B-03200**2 ceowniki zwykłe C 260** $a_p = 520$ mm, połączone przewiązkami co 400 mm (wg PN-86/H-93403)**Wymiary profilu podstawowego C 260** $h = 260$ mm, $b_f = 90$ mm $t_w = 10,0$ mm, $t_f = 14,0$ mm $r = 14,0$ mm, $r_1 = 7,0$ mm $e = 2,36$ mm, $a = 2,80$ mm**Cechy geometryczne przekroju** $A = 96,60$ cm², $A_{vy} = 52,00$ cm², $A_{vx} = 50,40$ cm² $J_x = 9640$ cm⁴, $J_y = 103549$ cm⁴ $W_x = 742,0$ cm³, $W_y = 2959$ cm³ $i_x = 9,990$ cm, $i_y = 32,74$ cm, $i_1 = 2,560$ cm $A_L = 1,666$ m²/mb, $A_G = 21,97$ m²/t $U/A = 172,4$ m⁻¹, $m = 75,80$ kg/m**Stal:** St3, $f_d = 215$ MPa, $\lambda_p = 84,0$;**Nośność obliczeniowa przy rozciąganiu** $N_{Rt} = 2077$ kN**Nośność obliczeniowa przy ściskaniu**

• wyboczenie względem osi materiałowej

 $N_{Rc,x} = 2077$ kN (klasa: 1, $\psi_x = 1,000$) $l_{ex} = 2,60$ m, $\lambda_x = 26,0$, $\bar{\lambda}_x = \lambda_x / \lambda_p = 0,310$ wg "c" $\rightarrow \varphi_x = 0,953$ $\varphi_x \cdot N_{Rc,x} = 1978$ kN

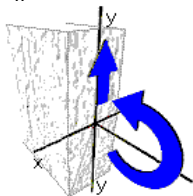
• wyboczenie pojedynczej gałęzi między przewiązkami

 $l_1 = 0,38$ m, $\lambda_v = l_1 / i_1 = 14,8$, $\bar{\lambda}_v = \lambda_v / \lambda_p = 0,177$ wg "c" $\rightarrow \varphi_1 = 0,987$

• wyboczenie względem osi niematerialowej

 $N_{Rc,y} = 2050$ kN (klasa: 4, $\psi_y = \min(\varphi_1; \varphi_p) = \min(0,987; 1,000) = 0,987$) $l_{ey} = 2,60$ m, $\lambda_y = 7,9$, $\lambda_{m,y} = 16,8$ $\bar{\lambda}_{my} = (\lambda_{m,y} / \lambda_p) \cdot \text{pierw}(\psi_y) = 0,199$ wg "b" $\rightarrow \varphi_y = 0,996$ $\varphi_y \cdot N_{Rc,y} = 2043$ kN**Nośność obliczeniowa przy zginaniu** $M_{Rx} = 175,3$ kNm (klasa: 1, $\alpha_{px} = 1,099$) $M_{Ry} = 636,1$ kNm (klasa: 1, $\alpha_{py} = 1,000$)

• ustalenie współczynnika zwichrzenia

nie uwzględniono zwichrzenia elementu, założono $\varphi_L = 1,000$ **Nośność obliczeniowa przy ścinaniu** $V_{Ry} = 648,4$ kN (klasa: 1, $\varphi_{pvy} = 1,000$) $V_{Rx} = 628,5$ kN (klasa: 1, $\varphi_{pvx} = 1,000$)**Nośność obliczeniowa przy zginaniu ze ścinaniem** $V_y = 206,4$ kN $> V_{0,y} = 0,3 \cdot V_{R,y} = 194,5$ kN $\rightarrow I_{x(v)} = 2929$ cm⁴; $M_{Rx,v} = 169,9$ kNm $V_x = 0,000$ kN $< V_{0,x} = 0,3 \cdot V_{R,x} = 188,5$ kN $\rightarrow M_{Ry,v} = M_{Ry}$ **Obciążenie elementu** $M_x = 134,2$ kNm, $V_y = 206,4$ kN**Warunki nośności elementu**(52) $M_x / (\varphi_L \cdot M_{Rx}) = 0,765 < 1$ (55) $M_x / M_{Rx,v} = 0,789 < 1$ (53) $V_y / V_{Ry} = 0,318 < 1$ **Stan graniczny użytkowania**Przekrój $z = 1,30$ mUgięcie maksymalne $f_{k,max} = 3,83$ mmUgięcie graniczne $f_{gr} = l_0 / 350 = 2600 / 350 = 7,43$ mm $f_{k,max} = 3,83$ mm $< f_{gr} = 7,43$ mm (51,5%)

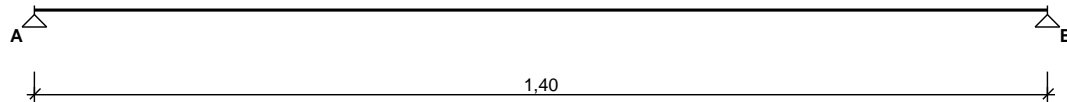
Uwaga: narożniki ścian na krawędzi wykutego otworu wzmocnić z każdej strony kątownikiem 120x120x10 i połączyć przewiązkami jak belki wyżej.

Poz. 6.6. Nadproże stalowe nad drzwiami prowadzącymi z budynku istn. szkoły na poddasze, rozpiętości $L_s=1,32$ m;

Obciążenia:

- ciężar ściany nad planowanym otworem:

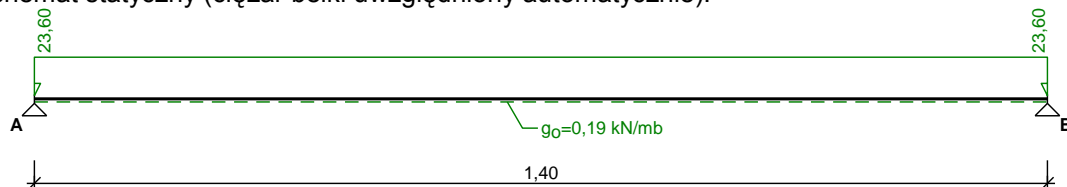
$$g_{sc}=0,95 \times 1,15 \times 18,0 \times 1,20 = 23,60 \text{ kN/m};$$

SCHEMAT BELKI

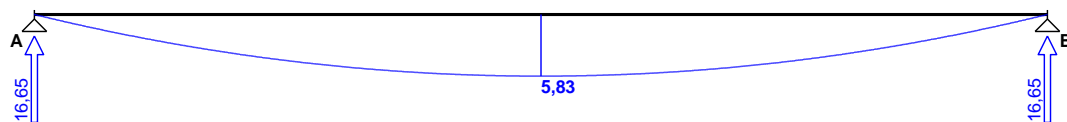
Parametry belki:

- współczynnik obciążenia dla ciężaru własnego belki $\gamma_f = 1,10$ **OBCIĄŻENIA OBLICZENIOWE BELKI**Przypadek **P1: Przypadek 1** ($\gamma_f = 1,24$)

Schemat statyczny (ciężar belki uwzględniony automatycznie):

**WYKRESY SIŁ WEWNĘTRZNYCH**

Momenty zginające [kNm]:

**ZAŁOŻENIA OBLICZENIOWE DO WYMIAROWANIA**

Wykorzystanie rezerwy plastycznej przekroju: tak;

Parametry analizy zwichrzenia:

- obciążenie przyłożone na pasie górnym belki;
- obciążenie działa w dół;
- brak stężeń bocznych na długości przęseł belki;

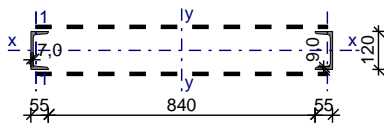
WYMIAROWANIE WG PN-90/B-032002 ceowniki zwykłe **C 120** $a_p = 840$ mm, połączone przewiązkami co 400 mm (wg PN-86/H-93403)**Wymiary profilu podstawowego C 120**

$$h = 120 \text{ mm}, \quad b_f = 55 \text{ mm}$$

$$t_w = 7,0 \text{ mm}, \quad t_f = 9,0 \text{ mm}$$

$$r = 9,0 \text{ mm}, \quad r_1 = 4,5 \text{ mm}$$

$$e = 1,60 \text{ cm}, \quad a = 1,78 \text{ cm}$$

**Cechy geometryczne przekroju**

$$A = 34,00 \text{ cm}^2, \quad A_{vy} = 16,80 \text{ cm}^2, \quad A_{vx} = 19,80 \text{ cm}^2$$

$$J_x = 728,0 \text{ cm}^4, \quad J_y = 71718 \text{ cm}^4$$

$$W_x = 121,4 \text{ cm}^3, \quad W_y = 1510 \text{ cm}^3$$

$$i_x = 4,620 \text{ cm}, \quad i_y = 45,93 \text{ cm}, \quad i_1 = 1,590 \text{ cm}$$

$$A_L = 0,858 \text{ m}^2/\text{mb}, \quad A_G = 32,02 \text{ m}^2/\text{t}$$

$$U/A = 252,4 \text{ m}^{-1}, \quad m = 26,80 \text{ kg/m}$$

Stal: St3, $f_d = 215 \text{ MPa}$, $\lambda_p = 84,0$;**Nośność obliczeniowa przy rozciąganiu**

$$N_{Rt} = 731,0 \text{ kN}$$

Nośność obliczeniowa przy ściskaniu

• wyboczenie względem osi materiałowej

$$N_{Rc,x} = 731,0 \text{ kN} \text{ (klasa: 1, } \psi_x = 1,000)$$

$$l_{ex} = 1,40 \text{ m}, \quad \lambda_x = 30,3, \quad \bar{\lambda}_x = \lambda_x / \lambda_p = 0,361 \text{ wg "c"} \rightarrow \varphi_x = 0,933$$

$$\varphi_x \cdot N_{Rc,x} = 682,1 \text{ kN}$$

• wyboczenie pojedynczej gałęzi między przewiązkami

$$l_1 = 0,38 \text{ m}, \quad \lambda_v = l_1 / i_1 = 23,9, \quad \bar{\lambda}_v = \lambda_v / \lambda_p = 0,285 \text{ wg "c"} \rightarrow \varphi_1 = 0,961$$

- wyboczenie względem osi niematerialowej

$$N_{Rc,y} = 702,5 \text{ kN} \quad (\text{klasa: 4, } \psi_y = \min(\varphi_1; \varphi_p) = \min(0,961; 1,000) = 0,961)$$

$$I_{ey} = 1,40 \text{ m}, \quad \lambda_y = 3,0, \quad \lambda_{m,y} = 24,1$$

$$\lambda_{my} = (\lambda_{m,y} / \lambda_p) \cdot \text{pierw}(\psi_y) = 0,281 \quad \text{wg "b"} \rightarrow \varphi_y = 0,989$$

$$\varphi_y \cdot N_{Rc,y} = 695,0 \text{ kN}$$

Nośność obliczeniowa przy zginaniu

$$M_{Rx} = 28,78 \text{ kNm} \quad (\text{klasa: 1, } \alpha_{px} = 1,103)$$

$$M_{Ry} = 324,6 \text{ kNm} \quad (\text{klasa: 1, } \alpha_{py} = 1,000)$$

- ustalenie współczynnika zwichrzenia

nie uwzględniono zwichrzenia elementu, założono $\varphi_L = 1,000$

Nośność obliczeniowa przy ścinaniu

$$V_{Ry} = 209,5 \text{ kN} \quad (\text{klasa: 1, } \varphi_{pvy} = 1,000)$$

$$V_{Rx} = 246,9 \text{ kN} \quad (\text{klasa: 1, } \varphi_{pvx} = 1,000)$$

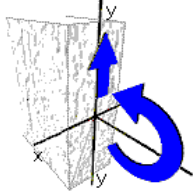
Nośność obliczeniowa przy zginaniu ze ścinaniem

$$V_y = 16,65 \text{ kN} < V_{0,y} = 0,3 \cdot V_{R,y} = 62,85 \text{ kN} \rightarrow M_{Rx,V} = M_{Rx}$$

$$V_x = 0,000 \text{ kN} < V_{0,x} = 0,3 \cdot V_{R,x} = 74,07 \text{ kN} \rightarrow M_{Ry,V} = M_{Ry}$$

Obciążenie elementu

$$M_x = 5,830 \text{ kNm}, \quad V_y = 16,65 \text{ kN}$$



Warunki nośności elementu

$$(52) \quad M_x / (\varphi_L \cdot M_{Rx}) = 0,203 < 1$$

$$(55) \quad M_x / M_{Rx,V} = 0,203 < 1$$

$$(53) \quad V_y / V_{Ry} = 0,079 < 1$$

Stan graniczny użytkowania

$$\text{Przekrój } z = 0,70 \text{ m}$$

$$\text{Ugięcie maksymalne } f_{k,max} = 2,21 \text{ mm}$$

$$\text{Ugięcie graniczne } f_{gr} = l_0 / 350 = 1400 / 350 = 4,00 \text{ mm}$$

$$f_{k,max} = 2,21 \text{ mm} < f_{gr} = 4,00 \text{ mm} \quad (55,3\%)$$

Koniec obliczeń.

Cieszyn, listopad 2019 r.