

# Obliczenia statyczne do projektu konstrukcji wiaty targowiska miejskiego w Olsztynku z budynkiem kubaturowym.

## Poz. 1.0 Dach wiaty

Kąt nachylenia połaci  $\alpha = 15^\circ$

Obciążenia:

a/ stałe

- pokrycie z płyt bitumicznych		0,035 kN/m <sup>2</sup>	x 1,1	= 0,0385 kN/m <sup>2</sup>
- łąty, płatwie	(0,014 + 0,002) x 5,5	= 0,088 "	x 1,1	= 0,09 "
- kratownica 100x100x5		= 0,54 "	x 1,3	= 0,702 "
-deski	0,045 x 5,5	= 0,247	x 1,1	= 0,272
		= 0,91 "	g	= 1,10 "

b/zmienne

- śnieg	s = 0,80 x 1,6=	= 1,28	x 1,5	= 1,92 kN/m <sup>2</sup>
- wiatr	P = 0,25 x 1,0 x 1,6 x 2,2	= 0,88 kN/m <sup>2</sup>	x 1,5	= 1,32 kN/m <sup>2</sup>
	Ps = 0,25 x 1,0 x 1,0 x 2,2	= - 0,55 kN/m <sup>2</sup>	x 1,5	= - 0,825 kN/m <sup>2</sup>

a/ Obciążenie prostopadłe do połaci

strona nawietrzna

$$q_{yn} = (0,91 \times 0,96 + 1,28 \times 0,96^2 + 0,88) \times 3,0 = 8,79 \text{ kN/m}$$

$$q = (1,10 \times 0,96 + 1,92 \times 0,96^2 + 1,32) \times 3,0 = 12,43 \text{ kN/m}$$

strona zawietrzna

$$q_2 = (0,91 \times 0,96 + 1,28 \times 0,96^2 - 0,55) \times 3,0 = 4,50 \text{ kN/m}$$

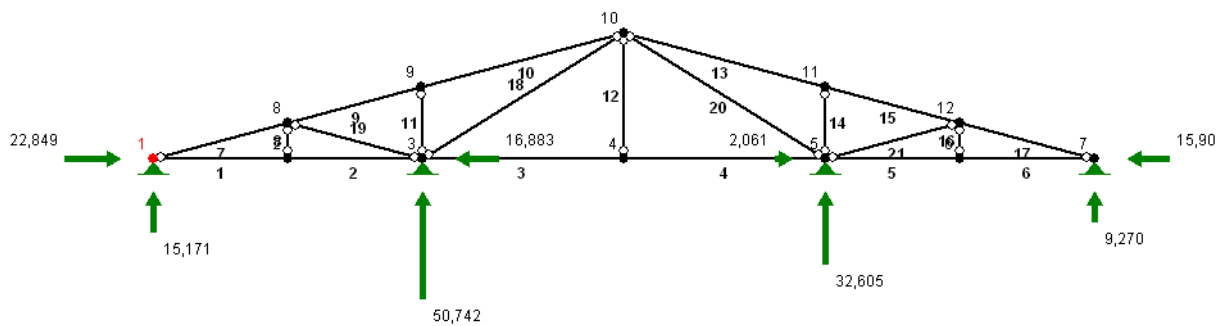
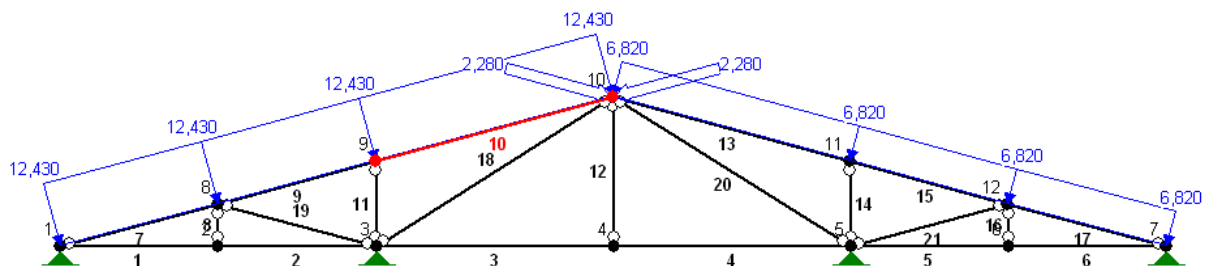
$$q_2 = (1,10 \times 0,96 + 1,92 \times 0,96^2 - 0,55) \times 3,0 = 6,82 \text{ kN/m}$$

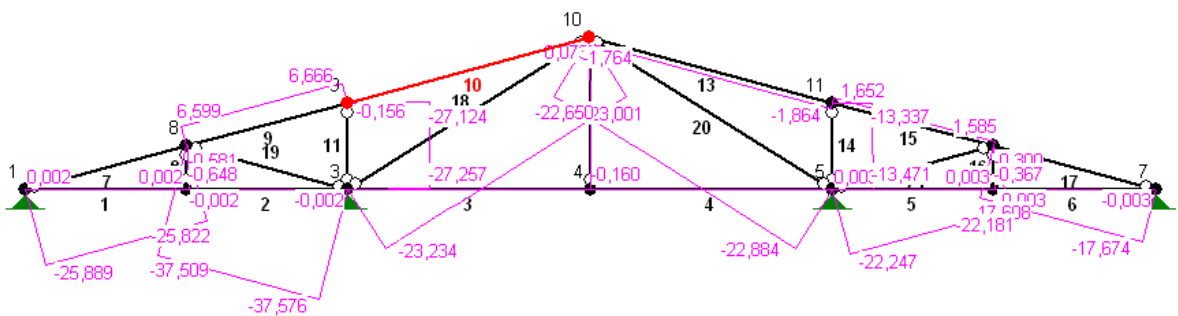
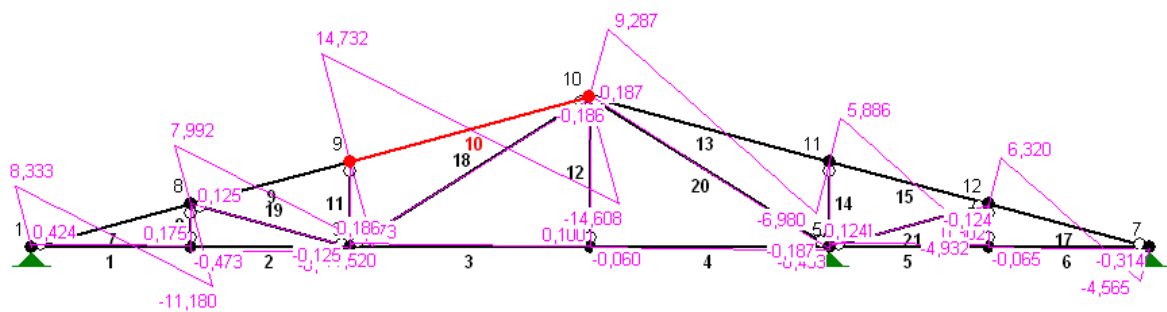
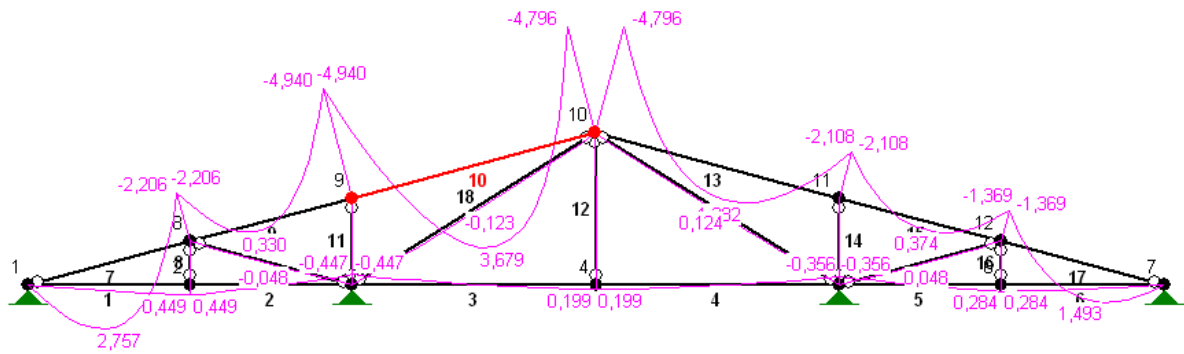
b/ Obciążenie równoległe do połaci

$$q_{yn} = (0,91 \times 0,258 + 1,28 \times 0,258 \times 0,965) \times 3,0 = 1,66 \text{ kN/m}$$

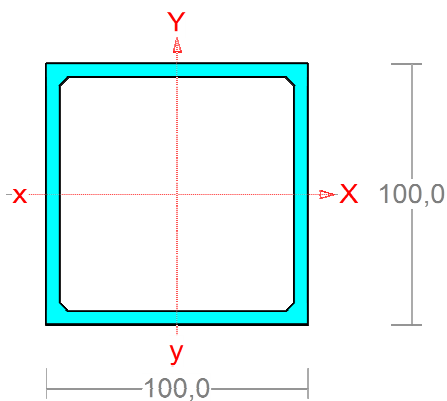
$$q_1 = (1,10 \times 0,258 + 1,92 \times 0,258 \times 0,965) \times 3,0 = 2,28 \text{ kN/m}$$

Obciążenie	Wartość charak.		Wartość obliczeniowa	
	kN/m <sup>2</sup>	kN/m <sup>2</sup>	kN/m <sup>2</sup>	kN/m <sup>2</sup>
	II	L	II	L
STAŁE	0,234	0,87	0,285	1,056
ŚNIEG	0,33	1,17	0,47	1,76
WIATR		0,88		1,32
<b>SUMA OBCIĄŻEŃ</b>	<b>0,564</b>	<b>2,92</b>	<b>0,755</b>	<b>4,136</b>





Poz. 1.1 Pas górny kratownicy stalowej.



Wymiary przekroju:

$h=100,0$   $s=100,0$   $g=5,0$   $t=5,0$   $v_x=3,3$   $v_y=3,3$   $r=5,0$ .

Charakterystyka geometryczna przekroju:

$J_x=290,8$   $J_y=290,8$   $A=19,22$   $i_x=3,9$   $i_y=3,9$ .

Materiał: St3SX, St3SY, St3S, St3V, St3W.

Wytrzymałość  $f_d=215$  MPa dla  $g=5,0$ .

Przekrój spełnia warunki przekroju klasy 1.

Nośność przekroju na zginanie:

- względem osi X

$$M_R = \alpha_p W f_d = 1,000 \times 58,2 \times 215 \times 10^{-3} = 12,504 \text{ kNm}$$

Współczynnik zwiczenia dla  $\bar{\lambda}_L = 0,000$  wynosi  $\varphi_L = 1,000$

Warunek nośności (54):

$$\frac{N}{N_{Rc}} + \frac{M_x}{\varphi_L M_{Rx}} = \frac{0,156}{413,183} + \frac{4,940}{1,000 \times 12,504} = 0,395 < 1$$

Nośność (stateczność) pręta ściskanego i zginanego:

Składnik poprawkowy:

$$M_{x \max} = 4,940 \text{ kNm} \quad \beta_x = 1,000$$

$$\Delta_x = 1,25 \varphi_x \bar{\lambda}_x^2 \frac{\beta_x M_{x \max}}{M_{Rx}} \frac{N}{N_{Rc}} = 1,25 \times 0,961 \times 0,428^2 \frac{1,000 \times 4,940}{12,504} \times \frac{0,156}{413,183} = 0,000$$

$$\Delta_x = 0,000 \quad M_{y \max} = 0 \quad \Delta_y = 0$$

Warunki nośności (58):

- dla wyboczenia względem osi X:

$$\frac{N}{\varphi_x N_{Rc}} + \frac{\beta_x M_{x \max}}{\varphi_L M_{Rx}} = \frac{0,156}{0,961 \times 413,183} + \frac{1,000 \times 4,940}{1,000 \times 12,504} = 0,395 < 1,000 = 1 - 0,000$$

- dla wyboczenia względem osi Y:

$$\frac{N}{\varphi_y N_{Rc}} + \frac{\beta_x M_{x \max}}{\varphi_L M_{Rx}} = \frac{0,156}{0,833 \times 413,183} + \frac{1,000 \times 4,940}{1,000 \times 12,504} = 0,396 < 1,000 = 1 - 0,000$$

Nośność przekroju zginanego, w którym działa siła poprzeczna:

- dla zginania względem osi X:  $V_y = 14,732 < 31,200 = V_0$

$$M_{R,V} = M_R = 12,504 \text{ kNm}$$

Warunek nośności (55):

$$\frac{N}{N_{Rc}} + \frac{M_x}{M_{R_x,V}} = \frac{0,156}{413,183} + \frac{4,940}{12,504} = 0,395 < 1$$

Nośność przekroju na ścinanie z uwzględnieniem siły osiowej:

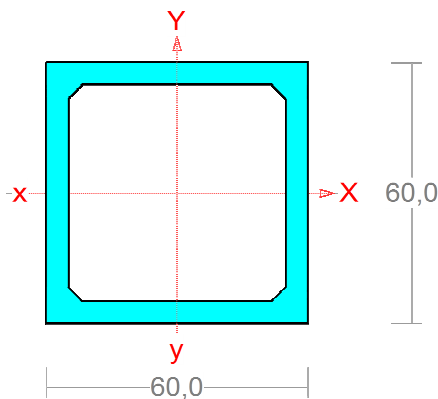
$x_a = 0,000$ ,  $x_b = 2,330$ .

- dla ścinania wzdłuż osi Y:

$$V = 14,732 < 104,000 = 104,000 \times \sqrt{1 - (0,156 / 413,183)^2}$$
$$= V_R \sqrt{1 - (N / N_{Rc})^2} = V_{R,N}$$

Przyjęto pas górny o przekroju  $h=100,0$   $s=100,0$   $g=5,0$  [mm]

## Poz. 1.2 Krzyżulec kratownicy stalowej.



Wymiary przekroju:

$$h=60,0 \quad s=60,0 \quad g=5,0 \quad t=5,0 \quad v_x=3,3 \quad v_y=3,3 \quad r=5,0.$$

Charakterystyka geometryczna przekroju:

$$J_{xg}=57,2 \quad J_{yg}=57,2 \quad A=11,22 \quad i_x=2,3 \quad i_y=2,3.$$

Materiał: St3SX, St3SY, St3S, St3V, St3W.

Wytrzymałość  $f_d=215$  MPa dla  $g=5,0$ .

Przekrój spełnia warunki przekroju klasy 1.

Nośność przekroju na zginanie:

- względem osi X

$$M_R = \alpha_p W f_d = 1,000 \times 19,1 \times 215 \times 10^{-3} = 4,097 \text{ kNm}$$

Współczynnik zwichrzenia dla  $\bar{\lambda}_L = 0,000$  wynosi  $\varphi_L = 1,000$

Warunek nośności (54):

$$\frac{N}{N_{Rc}} + \frac{M_x}{\varphi_L M_{Rx}} = \frac{19,477}{241,183} + \frac{0,072}{1,000 \times 4,097} = 0,098 < 1$$

Nośność (stateczność) pręta ściskanego i zginanego:

$$M_{x \max} = 0,072 \text{ kNm} \quad \beta_x = 1,000$$

$$\Delta_x = 1,25 \varphi_x \bar{\lambda}_x^2 \frac{\beta_x M_{x \max}}{M_{Rx}} \frac{N}{N_{Rc}} = 1,25 \times 0,426 \times 1,396^2 \frac{1,000 \times 0,072}{4,097} \times \frac{19,545}{241,183} = 0,001$$

$$\Delta_x = 0,001 \quad M_{y \max} = 0 \quad \Delta_y = 0$$

Warunki nośności (58):

- dla wyboczenia względem osi X:

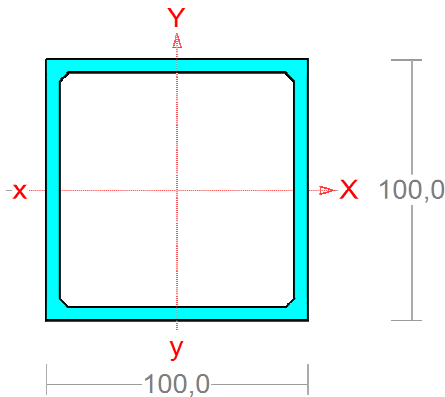
$$\frac{N}{\varphi_x N_{Rc}} + \frac{\beta_x M_{x \max}}{\varphi_L M_{Rx}} = \frac{19,545}{0,426 \times 241,183} + \frac{1,000 \times 0,072}{1,000 \times 4,097} = 0,208 < 0,999 = 1 - 0,001$$

- dla wyboczenia względem osi Y:

$$\frac{N}{\varphi_y N_{Rc}} + \frac{\beta_x M_{x \max}}{\varphi_L M_{Rx}} = \frac{19,545}{0,426 \times 241,183} + \frac{1,000 \times 0,072}{1,000 \times 4,097} = 0,208 < 1,000 = 1 - 0,000$$

Przyjęto krzyżulec o przekroju  $h=60,0 \quad s=60,0 \quad g=5,0$  [mm]

### Poz. 1.3 Pas dolny kratownicy stalowej.



Wymiary przekroju:

$h=100,0$   $s=100,0$   $g=5,0$   $t=5,0$   $v_x=3,3$   $v_y=3,3$   $r=5,0$ .

Charakterystyka geometryczna przekroju:

$J_{xg}=290,8$   $J_{yg}=290,8$   $A=19,22$   $i_x=3,9$   $i_y=3,9$ .

Materiał: St3SX, St3SY, St3S, St3V, St3W.

Wytrzymałość  $f_d=215$  MPa dla  $g=5,0$ .

Przekrój spełnia warunki przekroju klasy 1.

Nośność przekroju na zginanie:

- względem osi X

$$M_R = \alpha_p W f_d = 1,000 \times 58,2 \times 215 \times 10^{-3} = 12,504 \text{ kNm}$$

Współczynnik zwichrzenia dla  $\bar{\lambda}_L = 0,000$  wynosi  $\varphi_L = 1,000$

Warunek nośności (54):

$$\frac{N}{N_{Rt}} + \frac{M_x}{\varphi_L M_{Rx}} = \frac{0,000}{413,183} + \frac{0,490}{1,000 \times 12,504} = 0,039 < 1$$

Przyjęto pas dolny o przekroju  $h=100,0$   $s=100,0$   $g=5,0$  [mm]

### Poz. 1.4 Płatew.

Przyjęto przekrój 120 x 180 mm o  $A = 21600 \text{ mm}^2$   $W_y = 648 \times 10^3 \text{ mm}^3$ ;  $J_y = 58,32 \times 10^6 \text{ mm}^4$ ;

z krajowego drewna iglastego o wytrzymałości klasy C 30 wg PN-B-03150:2000;  $k_{mod} = 0,80$ ;  $\gamma_M = 1,3$   
 $f_{m,d} = 18,46 \text{ MPa}$ ;  $f_{c,0,d} = 14,153 \text{ MPa}$ ;  $f_{c,90,d} = 3,507 \text{ MPa}$ ;

Obciążenia z Poz. 1.0 4,136 kN/m<sup>2</sup>

Pionowe

$$q = (2,92 \times 0,9) \times 0,965 = 2,53 \text{ kN/m}$$

$$q_n = (4,136 \times 0,9) \times 0,965 = 3,72 \text{ kN/m}$$

$$L_{0max} = 3,0 \text{ m}$$

$$M = 3,72 \times 3,0^2 \times 0,125 = 4,185 \text{ kNm}$$

$$\sigma_{m,d} = \frac{4,185 \times 10^3}{648} = 6,45 \text{ MPa} < f_{m,d}$$

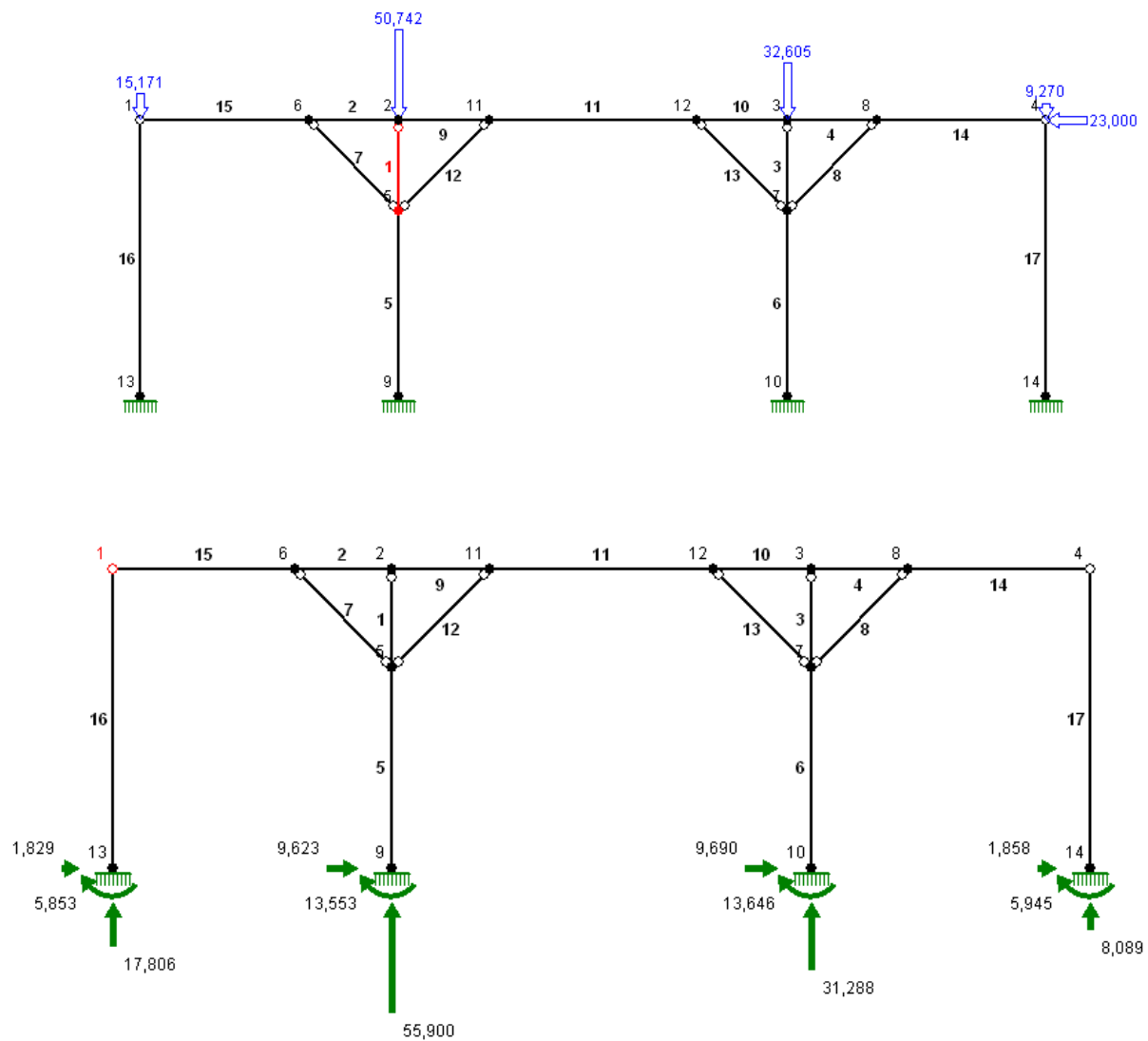
Ugięcie:  $k_{\text{mod}(g)} = 0,60$ ;  $k_{\text{mod}(p)} = 0,25$

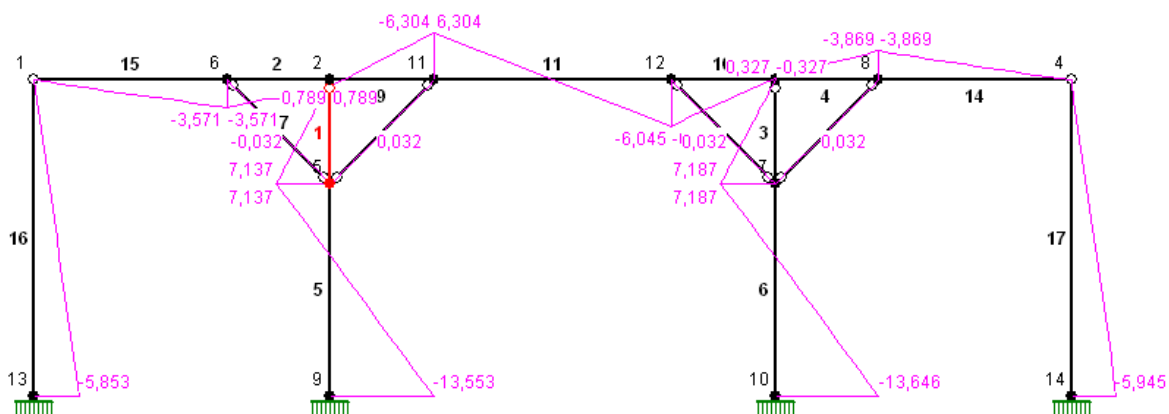
$$u = \frac{5 \times 4,185 \times 300^4}{384 \times 120000 \times 5832} = 0,63 \text{ cm} < u_{gr} = 1,5 \text{ cm}$$

Przyjęto przekrój płatwi 120 x 180 mm z krajowego drewna iglastego o wytrzymałości klasy C 30 wg PN-B-03150:2000

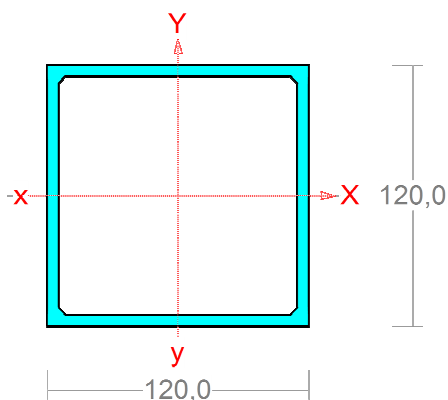
## Poz. 2.0 Słupy wiaty.

Przyjęto obciążenia z poz. 1.0





## Poz. 2.1 Słup wiaty.



Wymiary przekroju:

$h=120,0$   $s=120,0$   $g=5,0$   $t=5,0$   $v_x=3,3$   $v_y=3,3$   $r=5,0$ .

Charakterystyka geometryczna przekroju:

$J_{xg}=514,2$   $J_{yg}=514,2$   $A=23,22$   $i_x=4,7$   $i_y=4,7$ .

Materiał: St3SX, St3SY, St3S, St3V, St3W.

Wytrzymałość  $f_d=215$  MPa dla  $g=5,0$ .

Przekrój spełnia warunki przekroju klasy 1.

Nośność przekroju na ściskanie:

$$N_{RC} = A f_d = 23,2 \times 215 \times 10^{-1} = 499,183 \text{ kN}$$

Określenie współczynników wyboczeniowych:

- dla  $N_x$   $\bar{\lambda} = 1,15 \sqrt{N_{RC} / N_x} = 1,15 \times \sqrt{499,183 / 1064,678} = 0,791 \Rightarrow \text{Tab.11 b} \Rightarrow \varphi = 0,785$

- dla  $N_y$   $\bar{\lambda} = 1,15 \sqrt{N_{RC} / N_y} = 1,15 \times \sqrt{499,183 / 2250,853} = 0,544 \Rightarrow \text{Tab.11 b} \Rightarrow \varphi = 0,920$

Przyjęto:  $\varphi = \varphi_{\min} = 0,785$



Warunek nośności pręta na ściskanie (39):

$$\frac{N}{\varphi N_{Rc}} = \frac{55,900}{0,785 \times 499,183} = 0,143 < 1$$

Nośność przekroju na zginanie:

- względem osi X

$$M_R = \alpha_p W f_d = 1,000 \times 85,7 \times 215 \times 10^{-3} = 18,427 \text{ kNm}$$

Współczynnik zwiczenia dla  $\bar{\lambda}_L = 0,000$  wynosi  $\varphi_L = 1,000$

Warunek nośności (54):

$$\frac{N}{N_{Rc}} + \frac{M_x}{\varphi_L M_{Rx}} = \frac{55,900}{499,183} + \frac{13,553}{1,000 \times 18,427} = 0,847 < 1$$

Nośność (stateczność) pręta ściskanego i zginanego:

Składnik poprawkowy:

$$M_{x \max} = 13,553 \text{ kNm} \quad \beta_x = 1,000$$

$$\Delta_x = 1,25 \varphi_x \bar{\lambda}_x^2 \frac{\beta_x M_{x \max}}{M_{Rx}} \frac{N}{N_{Rc}} = 1,25 \times 0,785 \times 0,791^2 \frac{1,000 \times 13,553}{18,427} \times \frac{55,900}{499,183} = 0,051$$

$$\Delta_x = 0,051 \quad M_{y \max} = 0 \quad \Delta_y = 0$$

Warunki nośności (58):

- dla wyboczenia względem osi X:

$$\frac{N}{\varphi_x N_{Rc}} + \frac{\beta_x M_{x \max}}{\varphi_L M_{Rx}} = \frac{55,900}{0,785 \times 499,183} + \frac{1,000 \times 13,553}{1,000 \times 18,427} = 0,878 < 0,949 = 1 - 0,051$$

- dla wyboczenia względem osi Y:

$$\frac{N}{\varphi_y N_{Rc}} + \frac{\beta_x M_{x \max}}{\varphi_L M_{Rx}} = \frac{55,900}{0,920 \times 499,183} + \frac{1,000 \times 13,553}{1,000 \times 18,427} = 0,857 < 1,000 = 1 - 0,000$$

Przyjęto słupy o przekroju  $h=120,0$   $s=120,0$   $g=5,0$  [mm]

### Poz. 3.0 Fundamenty.

Według „Opinii geotechnicznej” wykonanej przez „GIGA” Janusz Damicz w maju 2012r, w podłożu projektowanego posadowienia wiaty o konstrukcji stalowej występują torfy do głębokości 3,0m. Należy wykonać wymianę gruntu pod stopami fundamentowymi do głębokości 3,0m, wypełnienie pospółką stabilizowaną cementem i zagęszczoną mechanicznie do  $I_D=0,5$ . Należy przewidzieć obniżenie miejscowe poziomu wód gruntowych na czas robót fundamentowych. Przyjęto bezpośrednie posadowienie obiektu.

### Poz. 3.1 Stopa fundamentowa pod słupami środkowymi.

Obciążenia:

- obciążenie z poz. 2.0	55,900 kN
- słup fund. 0,25 x 1,0 x 25 x 1,1	= 6,87”
- stopa fund. 0,85 x 0,3 x 25 x 1,1	= 7,1
- grunt 0,677 x 1,0 x 19 x 1,1	= <u>13,79</u>
	83,66 kN

$$M = 13,64 \text{ kNm}$$

$$B = L = 0,85$$

$$B' = 0,85 - 2 \times 0,16 = 0,35$$

$$e = M/Nr = 13,64 / 83,66 = 0,16 \text{ m}$$

$$q_{fn} = m \times [ (1 + 1,5 \times B'/L) \times N_D \times \gamma_D \times g \times D_{\min} + 1,0 - (0,25 \times B'/L) \times N_B \times \gamma_B \times g \times B' ]$$

$$1 + 1,5 \times 0,35 / 0,85 = 1,62$$

$$1 - 0,25 \times 0,35 / 0,85 = 0,90$$

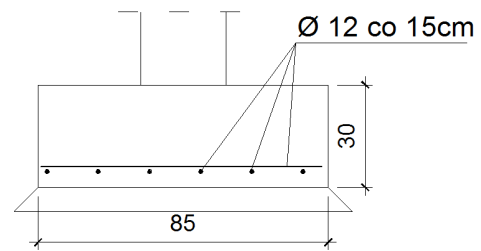
$$m = 0,9 \times 0,9 = 0,81$$

$$I_D = 0,5; \quad C_u = 0; \quad \varphi' = 30 \times 0,9^\circ = 27; \quad N_D = 13,2; \quad N_B = 4,66;$$

$$m \times q_{fn} = 0,81 \times [1,62 \times 13,2 \times 1,575 \times 9,81 \times 0,5 + 0,9 \times 4,66 \times 1,575 \times 9,81 \times 0,35] = 152,18 \text{ kPa}$$

$$q_{rs} = \frac{83,66}{0,85 \times 0,35} = 281,2 \text{ kPa} < m \times q_{fnmax}$$

$$m \times q_{fnmax} = 2 \times 152,18 = 304,36 \text{ kPa}$$



Przyjęto wymiary stopy  $L=0,85\text{m}$ ;  $B=0,85\text{m}$ ;  $h=0,3\text{m}$ ; Zbrojenie krzyżowo  $\phi 12$  co  $15\text{cm}$ ; Beton B 20  
Zbrojenie stopy krzyżowo  $\phi 12$  co  $15\text{ cm}$ , beton B 20

### Poz. 3.2 Słup fundamentowy .

Obciążenia:

- obciążenie z poz. 2.0 55,900 kN

Przyjęto przekrój słupa  $30 \times 30$

$M = 13,70 \text{ kNm}$

Wymiarowanie:

$b=0,3\text{m}$ ;  $h=0,3$ ;  $d=0,27$

$$S_c = \frac{M_{sd}}{f_{cd} \cdot b \cdot d^2}$$

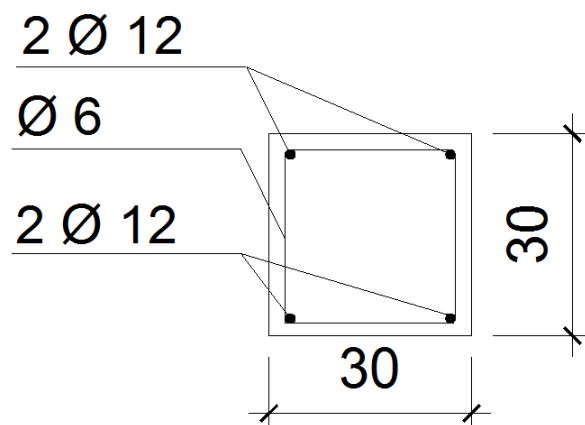
$$S_c = \frac{13,70 \times 10^3}{0,25 \times 0,27^2 \times 10,6 \times 10^6} = 0,070$$

$$\xi_{eff} = 1 - \sqrt{1 - 2S_c}$$

$$\xi_{eff} = 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,070} = 0,072$$

$$\xi = 1 - 0,5 \times 0,072 = 0,964$$

$$A_{s1} = \frac{13,70 \times 10^{-3}}{350 \times 10^6 \times 0,964 \times 0,27} = 1,50 \text{ cm}^2$$



Przyjęto 2  $\phi 12$  na każdym boku słupa, strzemiona  $\phi 6$  co  $18\text{ cm}$ , beton B 20

### Poz. 3.3 Stopa fundamentowa pod słupami skrajnymi.

Obciążenia:

- obciążenie z poz. 2.0	17,900 kN
- słup fund. 0,25 x 1,0 x 25 x 1,1	= 6,87"
- stopa fund. 0,65 x 0,3 x 25 x 1,1	= 5,36
- grunt 0,677 x 1,0 x 19 x 1,1	= <u>13,79</u>
	43,92 kN

Przyjęto wymiary stopy 0,65 x 0,65; h=0,3 m

$$M=5,94\text{kNm}$$

$$B=L = 0,65$$

$$B'=0,65-2\times 0,13=0,39$$

$$e = M/Nr = 5,94 / 43,92 = 0,13\text{m}$$

$$q_{fn} = m \times [ (1 + 1,5 \times B'/L) \times N_D \times \zeta_D \times g \times D_{\min} + 1,0 - (0,25 \times B'/L) \times N_B \times \zeta_B \times g \times B' ]$$

$$1 + 1,5 \times 0,39 / 0,65 = 1,90$$

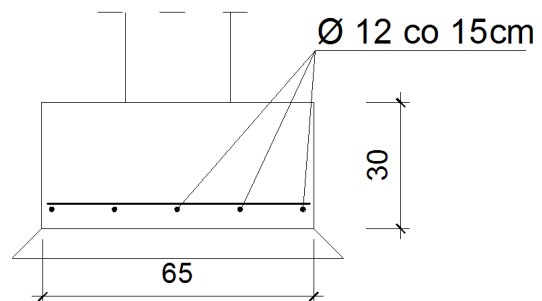
$$1 - 0,25 \times 0,39 / 0,65 = 0,85$$

$$m = 0,9 \times 0,9 = 0,81$$

$$I_D=0,5; C_u=0; \varphi^r = 30 \times 0,9^\circ = 27; N_D = 13,2; N_B = 4,66;$$

$$m \times g_{fn} = 0,81 \times [1,90 \times 13,2 \times 1,575 \times 9,81 \times 0,5 + 0,85 \times 4,66 \times 1,575 \times 9,81 \times 0,39] = 176,27 \text{ kPa}$$

$$q_{rs} = \frac{43,92}{0,65 \times 0,39} = 173,25 \text{ kPa} < m \times q_{fn}$$



Przyjęto wymiary stopy L=0,65m; B=0,65m; h=0,3m; Zbrojenie krzyżowo  $\phi$  12 co 15cm; Beton B 20

## Poz. A 1.0 Dach budynku kubaturowego.

Kąt nachylenia połaci  $\alpha = 15^\circ$

Obciążenia:

a/ stałe

- pokrycie blachodachowa, więźba  $0,75 \text{ kN/m}^2 \times 1,1 = 0,825 \text{ kN/m}^2$

- deskowanie  $0,025 \times 5,5 = 0,137 \text{ "}$   $\times 1,3 = 0,178 \text{ "}$   
 $= 0,88 \text{ "}$   $g = 1,03 \text{ "}$

b/zmienne

- śnieg  $s = 0,80 \times 1,6 = 1,28$   $\times 1,5 = 1,92 \text{ kN/m}^2$

- wiatr  $P = 0,25 \times 1,0 \times 1,6 \times 2,2 = 0,88 \text{ kN/m}^2$   $\times 1,5 = 1,32 \text{ kN/m}^2$

$P_s = 0,25 \times 1,0 \times 1,0 \times 2,2 = -0,55 \text{ kN/m}^2$   $\times 1,5 = -0,825 \text{ kN/m}^2$

a/ Obciążenie prostopadłe do połaci

strona nawietrzna

$$q_{yn} = (0,88 \times 0,96 + 1,28 \times 0,96^2 + 0,88) \times 0,9 = 2,61 \text{ kN/m}$$

$$q = (1,03 \times 0,96 + 1,92 \times 0,96^2 + 1,32) \times 0,9 = 3,67 \text{ kN/m}$$

strona zawietrzna

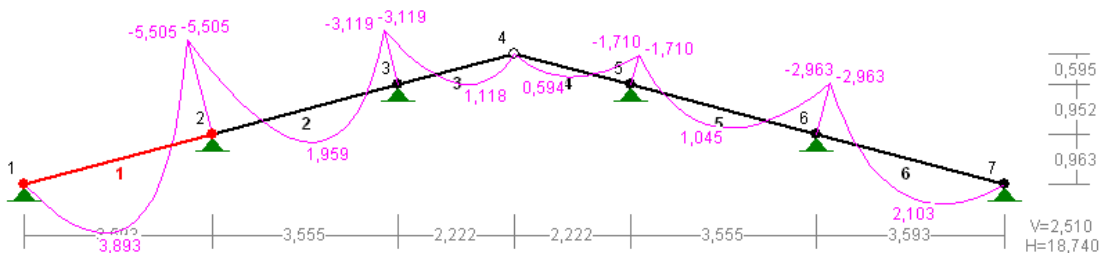
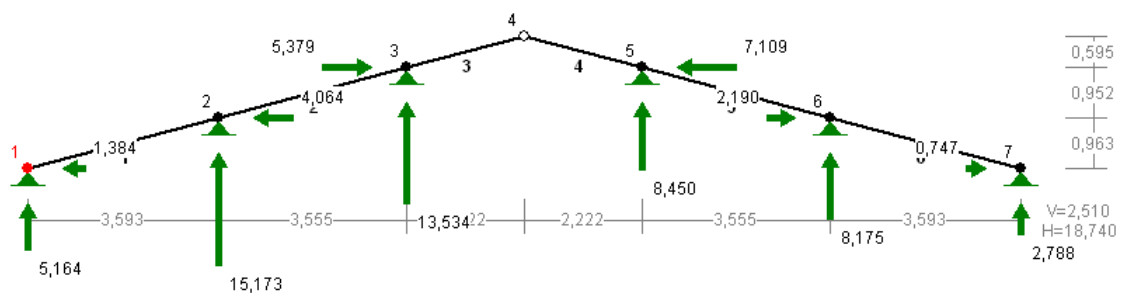
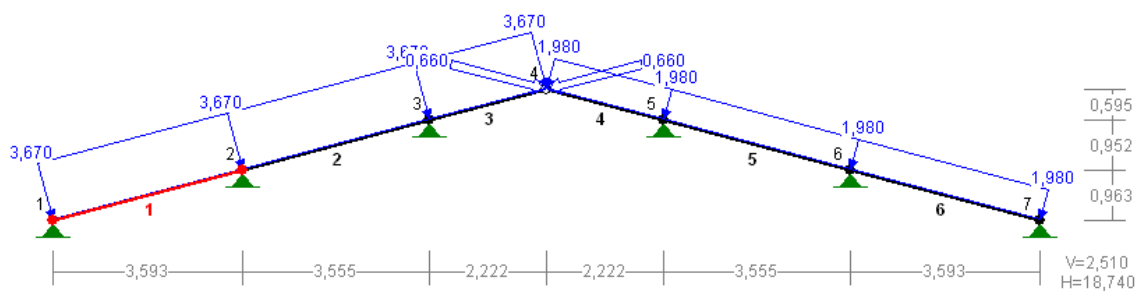
$$q_{2=} (0,88 \times 0,96 + 1,28 \times 0,96^2 - 0,55) \times 0,9 = 1,32 \text{ kN/m}$$

$$q_{2=} (1,03 \times 0,96 + 1,92 \times 0,96^2 - 0,55) \times 0,9 = 1,98 \text{ kN/m}$$

b/ Obciążenie równoległe do połaci

$$q_{yn} = (0,88 \times 0,258 + 1,28 \times 0,258 \times 0,965) \times 0,9 = 0,49 \text{ kN/m}$$

$$q_1 = (1,03 \times 0,258 + 1,92 \times 0,258 \times 0,965) \times 0,9 = 0,66 \text{ kN/m}$$



## Poz. A 1.1 Krokiew.

Przyjęto przekrój krokwi 50 x 200 mm o  $A = 10000 \text{ mm}^2$   $W_y = 333,3 \times 10^3 \text{ mm}^3$ ;  $J_y = 33,3 \times 10^6 \text{ mm}^4$ ;  $i_y = 57,7 \text{ mm}$  krajowego drewna iglastego o wytrzymałości klasy C 30 wg PN-B-03150:2000;  $k_{\text{mod}} = 0,80$ ;

$\gamma_M = 1,3$ ;  $f_{m,d} = 18,46 \text{ MPa}$ ;  $f_{c,0,d} = 14,153 \text{ MPa}$ ;  $f_{c,90,d} = 3,507 \text{ MPa}$ ;

$M_{\text{max}} = 5,51 \text{ kNm}$

$$\sigma_{m,d} = \frac{5,51 \times 10^3}{333,3} = 16,53 \text{ MPa} < f_{m,d}$$

Ugięcie:  $k_{\text{mod}(g)} = 0,60$  ;  $k_{\text{mod}(p)} = 0,25$

$$u = \frac{5 \times 2,61 \times 370^4}{384 \times 1000000 \times 3333,3} = 1,91 \text{ cm} < u_{gr} = 2,46 \text{ cm}$$

## Poz. A 1.2 Płatew kalenicowa, kratownica drewniana .

Konstrukcyjnie przyjęto przekrój płatwi kalenicowej i kratownicy 14 x 14 cm krajowego drewna iglastego o wytrzymałości klasy C 30 wg PN-B-03150:2000

## Poz. A 1.3 Murłata .

Konstrukcyjnie przyjęto przekrój murłat 12 x 12 cm krajowego drewna iglastego o wytrzymałości klasy C 30 wg PN-B-03150:2000. Mocowanie murłat za pomocą kotew gwintowanych  $\phi$  12, rozstaw wg rysunków.

## Poz. A 2.0 Strop .

Obciążenia:

- deski	$0,038 \times 5,5 = 0,209 \text{ kN/m}^2$	$\times 1,1 = 0,230 \text{ kN/m}^2$
- legary	$0,05 \times 0,25 \times 5,5 : 0,5 = 0,11 \text{ ''}$	$\times 1,1 = 0,121 \text{ ''}$
- zmienne	$p = 1,500 \text{ kN/m}^2 \times 1,4 = 2,100 \text{ kN/m}^2$	
	$q = 1,82 \text{ ''}$	$= 2,45 \text{ ''}$

## Poz. A 2.1 Belki stropowe L=3,40m

Obciążenia z poz. 2.0

$$Q = 2,45 \times 0,5 = 1,23 \text{ kN/m}$$

$$M = 0,125 \times 1,23 \times 3,40^2 = 1,77 \text{ kNm}$$

$$V = 0,5 \times 1,23 \times 3,40 = 2,09 \text{ kN}$$

Przyjęto przekrój belek stropowych 50 x 250 mm z krajowego drewna iglastego o wytrzymałości klasy C

30 wg PN-B-03150:2000 ;  $W_x = 520 \text{ cm}^3$  ;  $J_x = 6510 \text{ cm}^4$  ;  $k_{\text{mod}} = 0,80$  ;  $\gamma_M = 1,3$  ;  $f_{m,d} = 18,46 \text{ MPa}$  ;  
 $f_{c,0,d} = 14,153 \text{ MPa}$  ;  $f_{c,90,d} = 3,507 \text{ MPa}$  ;

$$\sigma_{m,d} = \frac{1,77 \times 10^3}{520,0} = 3,40 \text{ MPa} < f_{m,d}$$

Ugięcie:  $k_{\text{mod (g)}} = 0,60$  ;  $k_{\text{mod (p)}} = 0,25$

$$u = \frac{5 \times 1,23 \times 340^4}{384 \times 100000 \times 6510,0} = 0,32 \text{ cm} < u_{gr} = 1,7 \text{ cm}$$

**Przyjęto przekrój belek 50 x 250 mm klasy C 30.**

### Poz. A 3.0 Podciąg.

Obciążenia :

- z poz. A 1.0 15,18 kN/m

- z poz. A 2.0  $2,45 \times 0,5 \times 3,60 = \underline{4,41 \text{ kN/m}}$   
19,59 kN/m

$$M = 0,125 \times 19,59 \times 4,5^2 = 49,58 \text{ kNm}$$

$$V = 0,5 \times 19,59 \times 3,6 = 35,26 \text{ kN}$$

Wymiarowanie:

$b = 0,24 \text{ m}$  ;  $h = 0,35$  ;  $d = 0,32$



$$S_c = \frac{M_{sd}}{f_{cd} \cdot b \cdot d^2}$$

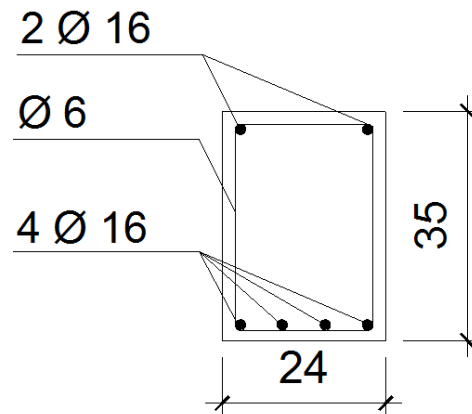
$$S_c = \frac{49,58 \times 10^3}{0,25 \times 0,32^2 \times 10,6 \times 10^6} = 0,182$$

$$\xi_{eff} = 1 - \sqrt{1 - 2S_c}$$

$$\xi_{eff} = 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,182} = 0,79$$

$$\xi = 1 - 0,5 \times 0,79 = 0,605$$

$$A_{s1} = \frac{49,58 \times 10^{-3}}{350 \times 10^6 \times 0,605 \times 0,32} = 7,31 \text{ cm}^2$$



Przyjęto dołem 4  $\phi$  16 o  $A_s = 8,03 \text{ cm}^2$ , górą 2  $\phi$  16. Strzemiona  $\phi$  6 co 12 cm, przy podporze zagęszczenie strzemion co 6 cm na odcinku  $L=0,9\text{m}$ . Beton B 20.

### Poz. A 3.1 Wieniec.

Wieniec przyjęto żelbetowe, wylwane z betonu kl. B 20 (C 16/20), Zbrojenie podłużne wieńca 4  $\phi$  12, strzemiona  $\phi$  6 co 18 cm, zbrojone stalą kl. A-III gat. 34 GS. Strzemiona ze stali kl. A-0 gat. StOS-b.

### Poz. A 3.2 Nadproże okienne $L_{\max}=2,10\text{m}$ .

Obciążenia:

- belka	0,24 x 0,25 x 25 x 1,1	= 3,17 kN/m
- ściana	0,24 x 2,45 x 18 x 1,1	= 11,64 kN/m
- ściana ostonowa	0,12 x 2,45 x 18 x 1,1	= 5,29 kN/m
- tynk	0,03 x 2,45 x 19,0 x 1,3	= 1,81 kN/m
		= 21,91 kN/m

$$M = 0,125 \times 21,91 \times 2,1^2 = 12,07 \text{ kNm}$$

$$V = 0,5 \times 21,91 \times 2,1 = 23,00 \text{ kN}$$

Wymiarowanie:

b=0,24m ; h=0,25 ; d= 0,22

$$S_c = \frac{M_{sd}}{f_{cd} \cdot b \cdot d^2}$$

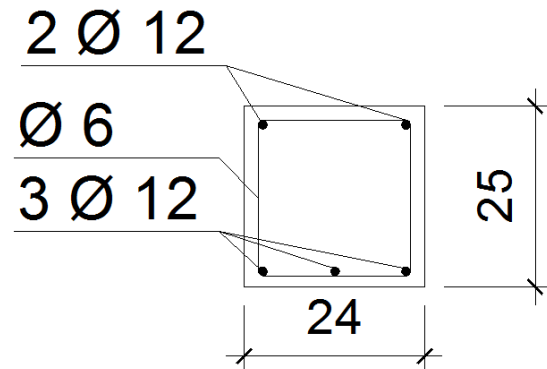
$$S_c = \frac{12,07 \times 10^3}{0,25 \times 0,22^2 \times 10,6 \times 10^6} = 0,094$$

$$\xi_{eff} = 1 - \sqrt{1 - 2S_c}$$

$$\xi_{eff} = 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,094} = 0,098$$

$$\xi = 1 - 0,5 \times 0,79 = 0,605$$

$$A_s = \frac{12,07 \times 10^{-3}}{350 \times 10^6 \times 0,605 \times 0,22} = 2,59 \text{ cm}^2$$



Przyjęto dołem 3  $\phi$  12 o  $A_s = 3,39 \text{ cm}^2$  górą 2  $\phi$  12. Strzemiona  $\phi$  6 co 18 cm, przy podporze zagęszczenie strzemion co 9 cm na odcinku L=0,52m. Beton B 20.

#### Poz. A 4.0 Fundamenty.

Według „Opinii geotechnicznej” wykonanej przez „GIGA” Janusz Damicz w maju 2012r, w podłożu projektowanego posadowienia budynku występują torfy do głębokości 3,0m. Należy wykonać wymianę gruntu pod całością budynku do głębokości 3,0m, wypełnienie pospółką stabilizowaną cementem i zagęszczoną mechanicznie do  $I_D=0,5$ . Należy przewidzieć obniżenie miejscowe poziomu wód gruntowych na czas robót fundamentowych. Przyjęto bezpośrednio posadowienie obiektu.

#### Poz. A 4.1 Ława fundamentowa .

Obciążenia:

- obciążenie z poz. A 1.0	3,67 x 11,2 x 0,5	= 20,185 kN/m
- ściana .	0,24 x 5,0 x 18 x 1,1	= 23,76
- ściana osłonowa	0,12 x 5,0 x 18 x 1,1	= 11,88
- reakcja od stropu		<u>= 2,09</u>
		57,91 kN/m

Przyjęto wymiary ławy b=0,7m ; h=0,3 m

$$l_D=0,5; \quad C_u=0; \quad \varphi^r = 30 \times 0,9^\circ = 27; \quad N_D = 13,2; \quad N_B = 4,66;$$

$$m \times q_{fn} = 0,81 \times (13,2 \times 1,575 \times 9,81 \times 0,5 + 4,66 \times 1,575 \times 9,81 \times 0,70) = 123,42 \text{ kPa}$$

$$q_{rs} = \frac{57,91}{1,0 \times 0,70} = 82,72 \text{ kPa} < m \times q_{fn}$$

przyjęto  $B=0,7 \text{ m}$ ,  $h=0,3 \text{ m}$

Zbrojenie podłużne ław 4  $\phi$  12, strzemiona  $\phi$  6 co 30 cm. Beton B 20.

Poz. B 1.0 Słup żelbetowy.

Obciążenia:

Pionowe:

- słup	$0,25 \times 0,25 \times 3,9 \times 25 \times 1,1$	= 6,7 kN
- obc. z poz. 1.0		<u>= 50,75 kN</u>
		57,45 kN

Poziome:

- z poz. 2.0	23,0 kN
--------------	---------

Zbrojenie główne:

$$A_{s1}+A_{s2}=\mathbf{24,13 \text{ cm}^2}, \quad \rho=100 (A_{s1}+A_{s2})/A_c = 100 \times 24,13/900=\mathbf{2,68 \%},$$

$$J_{sx}=\mathbf{2275 \text{ cm}^4}, \quad J_{sy}=\mathbf{2324 \text{ cm}^4},$$

Nośność zbrojenia podłużnego

Wielkości obliczeniowe:

$$N_{sd}=-57,450 \text{ kN},$$

$$M_{sd}=\sqrt{(M_{sdx}^2 + M_{sdy}^2)} = \sqrt{(43,552^2 + 0,000^2)} = 43,552 \text{ kNm}$$

$$f_{cd}=10,7 \text{ MPa}, \quad f_{yd}=350 \text{ MPa} (f_{td}=435 \text{ MPa} - \text{uwzgl. wzmocnienia}),$$

$$\text{Zbrojenie rozciągane: } A_{s1}=\mathbf{12,06 \text{ cm}^2},$$

$$\text{Zbrojenie ściskane: } A_{s2}=\mathbf{12,06 \text{ cm}^2},$$

$$A_s=A_{s1}+A_{s2}=24,13 \text{ cm}^2, \quad \rho=100 \times A_s/A_c = 100 \times 24,13/900=2,68 \%$$

Wielkości geometryczne [cm]:

$h=30,0$ ,  $d=25,0$ ,  $x=11,7$  ( $\xi=0,467$ ),  
 $a_1=5,0$ ,  $a_2=3,9$ ,  $a_c=4,3$ ,  $z_c=20,7$ ,  $A_{cc}=370 \text{ cm}^2$ ,  
 $\varepsilon_c=-0,79 \text{ ‰}$ ,  $\varepsilon_{s2}=-0,58 \text{ ‰}$ ,  $\varepsilon_{s1}=0,90 \text{ ‰}$ ,

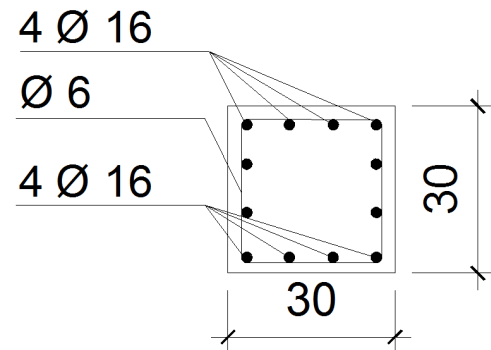
Wielkości statyczne [kN, kNm]:

$F_c = -135,637$ ,  $F_{s1} = 178,508$ ,  $F_{s2} = -100,321$ ,  
 $M_c = 14,558$ ,  $M_{s1} = 17,816$ ,  $M_{s2} = 11,177$ ,

Warunek stanu granicznego nośności:

$M_{Rd} = 101,522 \text{ kNm} > M_{Sd}$

$M_{Sd} = M_c + M_{s1} + M_{s2} = 14,558 + (17,816) + (11,177) = 43,552 \text{ kNm}$



Przyjęto zbrojenie na każdym boku słupa 4  $\phi$  16 o  $A_s = 8,03 \text{ cm}^2$ . Strzemiona  $\phi$  6 co 18 cm.  
Beton B 20.

Poz. B 2.0 Fundamenty .

Warunki gruntowe przyjęte z Poz. A 4.0

Poz. B 2.1 Ława fundamentowa ściany zamykającej.

Konstrukcyjnie przyjęto  $B= 0,7 \text{ m}$ ,  $h= 0,3 \text{ m}$ . Ława poszerzona pod słupami żelbetowymi wg rysunku ław fundamentowych.

Zbrojenie podłużne ław 4  $\phi$  12, strzemiona  $\phi$  6 co 30 cm. Beton B 20.

Projektował:

inż. Jan Gruszewski

opracowanie:

mgr inż. Kamil Ołdziejewski