

**Załącznik nr 2****Obliczenia konstrukcyjne**

## **Poz. 1. Obliczenie elementów więźby dachowej**

Więźba dachowa krokwiowa.

Drewno sosnowe klasy C24.

Rozstaw krokwi  $a = 0,90\text{--}1,00\text{ m}$ . Nachylenie połaci dachu  $\alpha = 6^\circ$ .

### **Zestawienie obciążeń**

#### **1. Obciążenie pokryciem dachu**

Rodzaj: ciężar pokrycia dachu. Typ: stałe.

##### **1.1. Ciężar pokrycia dachowego**

Charakterystyczna wartość obciążenia:

$$Q_k = 0.56 \text{ kN/m}^2.$$

Obliczeniowe wartości obciążenia:

$$Q_{o1} = 0.62 \text{ kN/m}^2, \quad \gamma_{f1} = 1.10,$$

$$Q_{o2} = 0.50 \text{ kN/m}^2, \quad \gamma_{f2} = 0.90.$$

Składniki obciążenia:

Blacha stalowa trapezowa

$$Q_k = 0.350 \text{ kN/m}^2 = 0.35 \text{ kN/m}^2.$$

$$Q_{o1} = 0.39 \text{ kN/m}^2, \quad \gamma_{f1} = 1.10,$$

$$Q_{o2} = 0.32 \text{ kN/m}^2, \quad \gamma_{f2} = 0.90.$$

Folia wierzchniego krycia

$$Q_k = 11.00 \cdot 0.003 = 0.03 \text{ kN/m}^2.$$

$$Q_{o1} = 0.03 \text{ kN/m}^2, \quad \gamma_{f1} = 1.10,$$

$$Q_{o2} = 0.03 \text{ kN/m}^2, \quad \gamma_{f2} = 0.90.$$

Łaty i kontrłaty z tarcicy sosnowej

$$Q_k = 6.0 \text{ kN/m}^3 \cdot 0.06 \text{ m} \cdot 0.5 = 0.18 \text{ kN/m}^2.$$

$$Q_{o1} = 0.20 \text{ kN/m}^2, \quad \gamma_{f1} = 1.10,$$

$$Q_{o2} = 0.16 \text{ kN/m}^2, \quad \gamma_{f2} = 0.90.$$

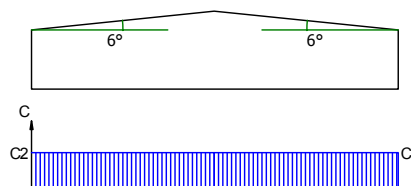
#### **2. Obciążenie śniegiem**

Rodzaj: śnieg. Typ: zmienne.

##### **2.1. Dachy dwuspadowe**

Obciążenie charakterystyczne śniegiem gruntu  $q_k = 1.20 \text{ kN/m}^2$  przyjęto zgodnie ze zmianą do normy Az1, jak dla strefy III ( $H = 254 \text{ m n.p.m.}$ ).

Współczynnik kształtu  $C = 0.80$  jak dla dachu dwuspadowego.



Charakterystyczna wartość obciążenia śniegiem:

$$Q_k = 1.2 \text{ kN/m}^2 \cdot 0.8 \cdot 1.20 = 1.15 \text{ kN/m}^2.$$

Obliczeniowa wartość obciążenia śniegiem:

$$Q_o = 1.72 \text{ kN/m}^2, \quad \gamma_f = 1.50.$$

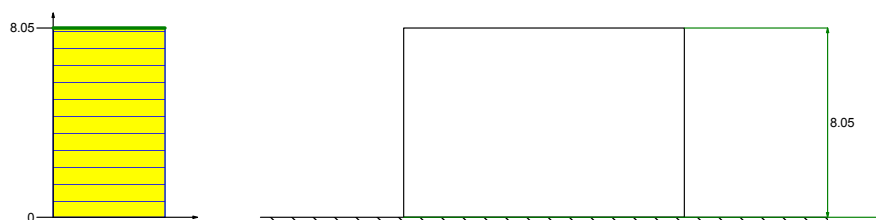
#### **3. Obciążenie wiatrem**

Rodzaj: wiatr. Typ: zmienne.

##### **3.1. Dach dwuspadowy**

Charakterystyczne ciśnienie prędkości wiatru  $q_k = 0.25 \text{ kN/m}^2$  przyjęto jak dla strefy I.

Współczynnik ekspozycji  $C_e = 0.80$  przyjęto jak dla terenu B i wysokości nad poziomem gruntu  $z = 8.05 \text{ m}$ . Ponieważ  $H/L \leq 2$  przyjęto stały po wysokości rozkład współczynnika ekspozycji  $C_e$  o wartości jak dla punktu najwyższego.



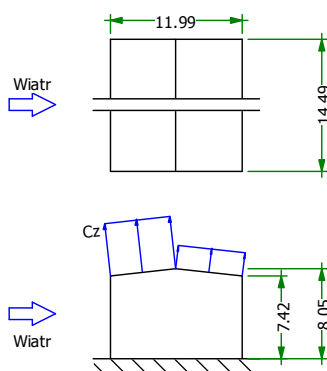
Współczynnik działania porywów wiatru  $\beta = 1.80$  przyjęto jak do obliczeń budowli niepodatnych na dynamiczne działanie wiatru (logarytmiczny dekrement tłumienia  $\Delta = 0.20$ ; okres drgań własnych  $T = 0.20$  s).

Współczynnik aerodynamiczny  $C$  połaci nawietrznej dachu dwuspadowego ( $\alpha = 6^\circ$ ) wg wariantu I równy jest

$C = C_z - C_w = -0.90$ , gdzie:

$C_z = -0.90$  jest współczynnikiem ciśnienia zewnętrznego,

$C_w = 0.00$  jest współczynnikiem ciśnienia wewnętrznego.



Charakterystyczna wartość obciążenia wiatrem:

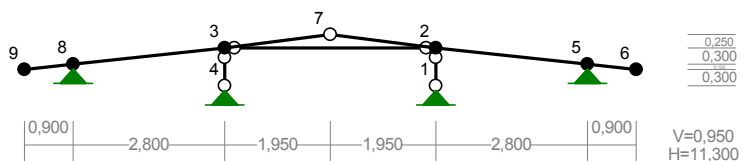
$$Q_k = 0.25 \text{ kN/m}^2 \cdot 0.80 \cdot (-0.90 - 0.00) \cdot 1.8 \cdot 1.20 = -0.39 \text{ kN/m}^2.$$

Obliczeniowa wartość obciążenia wiatrem:

$$Q_o = -0.51 \text{ kN/m}^2, \quad \gamma_f = 1.30.$$

### Analiza statyczna ustroju dachowego – układ krokwi

**WĘZŁY :**



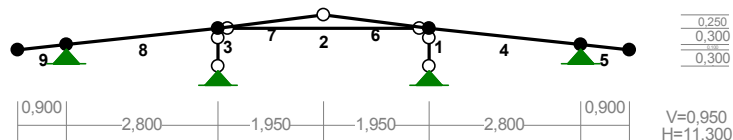
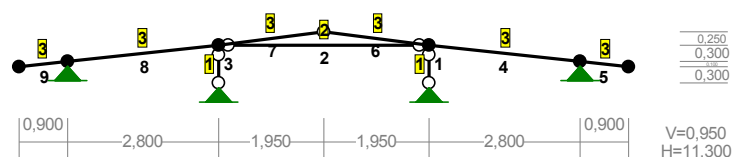
**WĘZŁY :**

Nr:	X [m]:	Y [m]:	Nr:	X [m]:	Y [m]:
1	7,600	0,000	6	11,300	0,300
2	7,600	0,700	7	5,650	0,950
3	3,700	0,700	8	0,900	0,400
4	3,700	0,000	9	0,000	0,300
5	10,400	0,400			

**PODPORY:**

## P o d a t n o ś c i

Węzeł:	Rodzaj:	Kąt:	Dx (Do*) : [ m / k N ]	Dy:	DFi: [rad/kNm]
1	stała	0,0	0,000E+00	0,000E+00	
4	stała	0,0	0,000E+00	0,000E+00	
5	stała	0,0	0,000E+00	0,000E+00	
8	stała	0,0	0,000E+00	0,000E+00	

**PRĘTY:****PRZEKROJE PRĘTÓW:****PRĘTY UKŁADU:**

Typy prętów: 00 - sztywny-sztywny, 01 - sztywny-przegub,  
10 - przegub-sztywny, 11 - przegub-przegub, 22 - ciągnio

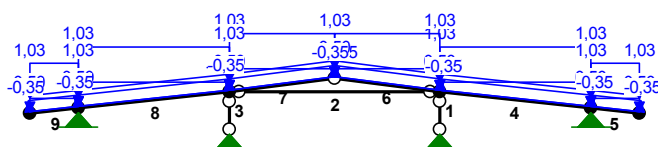
Pręt:	Typ:	A:	B:	Lx[m]:	Ly[m]:	L[m]:	Red.EJ:	Przekrój:
1	11	1	2	0,000	0,700	0,700	1,000	1 słupki
2	11	3	2	3,900	0,000	3,900	1,000	2 rozpory
3	11	4	3	0,000	0,700	0,700	1,000	1 słupki
4	00	2	5	2,800	-0,300	2,816	1,000	3 krokwie
5	00	5	6	0,900	-0,100	0,906	1,000	3 krokwie
6	10	7	2	1,950	-0,250	1,966	1,000	3 krokwie
7	01	3	7	1,950	0,250	1,966	1,000	3 krokwie
8	00	8	3	2,800	0,300	2,816	1,000	3 krokwie
9	00	9	8	0,900	0,100	0,906	1,000	3 krokwie

**WIELKOŚCI PRZEKROJOWE:**

Nr.	A[cm2]	Ix[cm4]	Iy[cm4]	Wg[cm3]	Wd[cm3]	h[cm]	Materiał:
1	196,0	3201	3201	457	457	14,0	Drewno C24
2	252,0	6804	4116	756	756	18,0	Drewno C24
3	128,0	2731	683	341	341	16,0	Drewno C24

**STAŁE MATERIAŁOWE:**

Materiał:	Moduł E: [N/mm2]	Napręż.gr.: [N/mm2]	AlfaT: [1/K]
Drewno C24	11000	24,000	5,00E-06

**OBCIĄŻENIA:****OBCIĄŻENIA:** ([kN], [kNm], [kN/m])

Pręt: Rodzaj: Kąt: P1 (Tg): P2 (Td): a [m]: b [m]:

Grupa:	C	"Ciężar pokrycia dachu"	Stałe	$\gamma_f = 1,35$		
4	Liniowe	0,0	0,50	0,50	0,00	2,82
		1.1. Ciężar pokrycia dachowego $p=0,56*0,900$				
5	Liniowe	0,0	0,50	0,50	0,00	0,91
		1.1. Ciężar pokrycia dachowego $p=0,56*0,900$				
6	Liniowe	0,0	0,50	0,50	0,00	1,97
		1.1. Ciężar pokrycia dachowego $p=0,56*0,900$				
7	Liniowe	0,0	0,50	0,50	0,00	1,97
		1.1. Ciężar pokrycia dachowego $p=0,56*0,900$				
8	Liniowe	0,0	0,50	0,50	0,00	2,82
		1.1. Ciężar pokrycia dachowego $p=0,56*0,900$				
9	Liniowe	0,0	0,50	0,50	0,00	0,91
		1.1. Ciężar pokrycia dachowego $p=0,56*0,900$				

Grupa:	S	"Obciążenie śniegiem"	Zmienne	$\gamma_f = 1,50$		
4	Liniowe-Y	0,0	1,03	1,03	0,00	2,82
		2.1. Dachy dwuspadowy $p=1,15*0,900$				
5	Liniowe-Y	0,0	1,03	1,03	0,00	0,91
		2.1. Dachy dwuspadowy $p=1,15*0,900$				
6	Liniowe-Y	0,0	1,03	1,03	0,00	1,97
		2.1. Dachy dwuspadowy $p=1,15*0,900$				
7	Liniowe-Y	0,0	1,03	1,03	0,00	1,97
		2.1. Dachy dwuspadowy $p=1,15*0,900$				
8	Liniowe-Y	0,0	1,03	1,03	0,00	2,82
		2.1. Dachy dwuspadowy $p=1,15*0,900$				
9	Liniowe-Y	0,0	1,03	1,03	0,00	0,91
		2.1. Dachy dwuspadowy $p=1,15*0,900$				

Grupa:	W	"Obciążenie wiatrem"	Zmienne	$\gamma_f = 1,50$		
4	Liniowe	-6,1	-0,35	-0,35	0,00	2,82
		3.1. Dach dwuspadowy $p=-0,39*0,900$				
5	Liniowe	-6,3	-0,35	-0,35	0,00	0,91
		3.1. Dach dwuspadowy $p=-0,39*0,900$				
6	Liniowe	-7,3	-0,35	-0,35	0,00	1,97
		3.1. Dach dwuspadowy $p=-0,39*0,900$				
7	Liniowe	7,3	-0,35	-0,35	0,00	1,97
		3.1. Dach dwuspadowy $p=-0,39*0,900$				
8	Liniowe	6,1	-0,35	-0,35	0,00	2,82
		3.1. Dach dwuspadowy $p=-0,39*0,900$				
9	Liniowe	6,3	-0,35	-0,35	0,00	0,91
		3.1. Dach dwuspadowy $p=-0,39*0,900$				

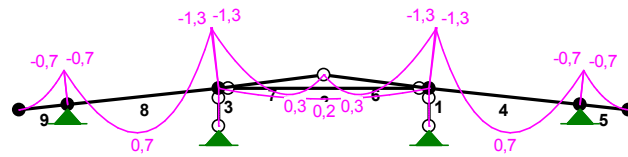
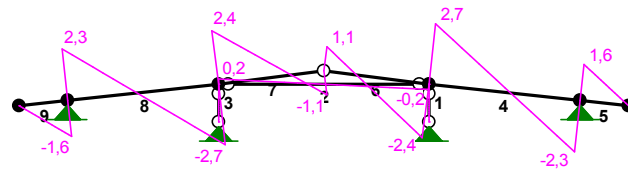
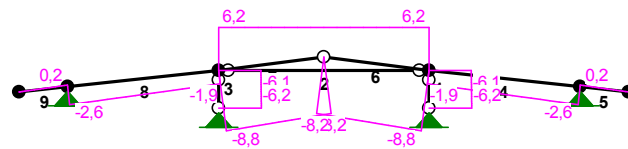
**W Y N I K I**  
**Teoria I-go rzędu**

**OBCIĄŻENIOWE WSPÓŁCZYNNIKI BEZPIECZEŃSTWA:**

Grupa:	Znaczenie:	$\psi_d$ :	$\gamma_f$ :
Ciężar własny			1,10
C -"Ciężar pokrycia dachu"	Stałe		1,35
S -"Obciążenie śniegiem"	Zmienne	1	1,00
			1,50

W - "Obciążenie wiatrem"

Zmienne 1 1,00 1,50

**MOMENTY :****TNĄCE :****NORMALNE :****SIŁY PRZEKROJOWE:** T.I rzędu

Obciążenia obliczeniowe: Ciężar własny + CSW

Pręt:	x/L:	x[m] :	M[kNm] :	Q[kN] :	N[kN] :
1	0,00	0,000	0,0	0,0	-6,2
	1,00	0,700	0,0	0,0	-6,1
2	0,00	0,000	0,0	0,2	6,2
	0,50	1,950	<b>0,2*</b>	-0,0	6,2
	1,00	3,900	-0,0	-0,2	6,2
3	0,00	0,000	0,0	0,0	-6,2
	1,00	0,700	0,0	0,0	-6,1
4	0,00	0,000	-1,3	2,7	-1,9
	0,54	1,518	<b>0,7*</b>	0,0	-2,3
	1,00	2,816	-0,7	-2,3	-2,6
5	0,00	0,000	-0,7	1,6	0,2
	1,00	0,906	0,0	-0,0	-0,0
6	0,00	0,000	0,0	1,1	-8,2
	0,31	0,607	<b>0,3*</b>	0,0	-8,4
	1,00	1,966	-1,3	-2,4	-8,8
7	0,00	0,000	-1,3	2,4	-8,8
	0,69	1,359	<b>0,3*</b>	-0,0	-8,4
	1,00	1,966	-0,0	-1,1	-8,2



**REAKCJE PODPOROWE:** T.I rzędu

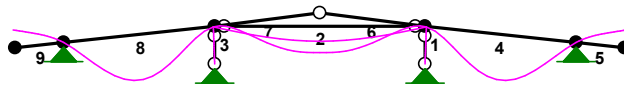
Obciążenia obliczeniowy: Ciężar własny + CSW

Węzeł:	H [kN]:	V [kN]:	Wypadkowa [kN]:	M [kNm]:
1	0,0	6,2	6,2	
4	0,0	6,2	6,2	
5	-2,4	4,1	4,8	
8	2,4	4,1	4,8	

**PRZEMIESZCZENIA WĘZŁÓW:** T.I rzędu

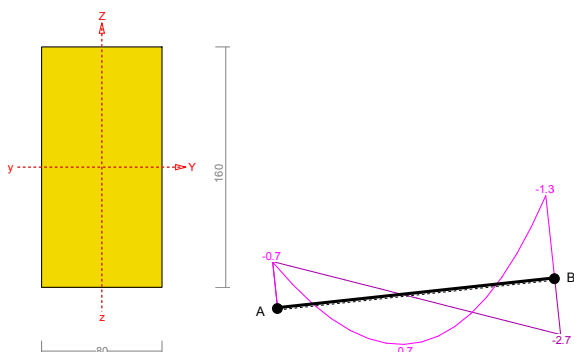
Obciążenia obliczeniowy: Ciężar własny + CSW

Węzeł:	Ux [m]:	Uy [m]:	Wypadkowe [m]:	Fi [rad] ([deg]):
1	0,00000	-0,00000	0,00000	
2	0,00004	-0,00002	0,00005	-0,00030 ( -0,017)
3	-0,00004	-0,00002	0,00005	0,00030 ( 0,017)
4	0,00000	-0,00000	0,00000	
5	0,00000	-0,00000	0,00000	0,00119 ( 0,068)
6	0,00007	0,00058	0,00059	0,00047 ( 0,027)
7	-0,00000	-0,00130	0,00130	
8	-0,00000	-0,00000	0,00000	-0,00119 ( -0,068)
9	-0,00007	0,00058	0,00059	-0,00047 ( -0,027)

**PRZEMIESZCZENIA:****DEFORMACJE:** T.I rzędu

Obciążenia obliczeniowy: Ciężar własny + CSW

Pręt:	Wa [m]:	Wb [m]:	F1a [deg]:	F1b [deg]:	f [m]:	L/f:
1	0,0000	-0,0000	-0,004	-0,004	0,0000	2,52E+16
2	-0,0000	-0,0000	-0,022	0,022	0,0005	8323,0
3	0,0000	0,0000	0,004	0,004	0,0000	2,52E+16
4	-0,0000	0,0000	-0,017	0,068	0,0015	1910,2
5	-0,0000	0,0006	0,068	0,027	0,0001	11796,8
6	-0,0013	-0,0000	0,012	-0,017	0,0002	11691,7
7	-0,0000	-0,0013	0,017	-0,012	0,0002	11691,7
8	-0,0000	-0,0000	-0,068	0,017	0,0015	1910,2
9	0,0006	-0,0000	-0,027	-0,068	0,0001	11796,8

**Obliczenie krokwi (pręt nr 8)**



**Przekrój: 3 "Krokwie"**

Wymiary przekroju:  $h=160.0$  mm  $b=80.0$  mm.

Charakterystyka geometryczna przekroju:

$$J_{yg}=2730.7; J_{zg}=682.7 \text{ cm}^4; A=128.00 \text{ cm}^2; i_y=4.6; i_z=2.3 \text{ cm}; W_y=341.3; W_z=170.7 \text{ cm}^3.$$

**Własności techniczne drewna:**

Przyjęto 1 klasę użytkowania konstrukcji (*temperatura powietrza 20° i wilgotności powyżej 65% tylko przez kilka tygodni w roku*) oraz klasę trwania obciążenia: **Średniotrwale** (1 tydzień - 6 miesięcy, np. obciążenie użytkowe).

$$K_{mod} = 0.80$$

$$\gamma_M = 1.3$$

Cechy drewna: **Drewno C24.**

$$f_{m,k} = 24.00$$

$$f_{m,d} = 14.77 \text{ MPa}$$

$$f_{t,0,k} = 14.00$$

$$f_{t,0,d} = 8.62 \text{ MPa}$$

$$f_{t,90,k} = 0.50$$

$$f_{t,90,d} = 0.31 \text{ MPa}$$

$$f_{c,0,k} = 21.00$$

$$f_{c,0,d} = 12.92 \text{ MPa}$$

$$f_{c,90,k} = 2.50$$

$$f_{c,90,d} = 1.54 \text{ MPa}$$

$$f_{v,k} = 2.50$$

$$f_{v,d} = 1.54 \text{ MPa}$$

$$E_{0,mean} = 11000 \text{ MPa}$$

$$E_{90,mean} = 370 \text{ MPa}$$

$$E_{0,05} = 7400 \text{ MPa}$$

$$G_{mean} = 690 \text{ MPa}$$

$$\rho_k = 350 \text{ kg/m}^3$$

**Sprawdzenie nośności pręta nr 8**

Sprawdzenie nośności przeprowadzono wg PN-B-03150:2000. W obliczeniach uwzględniono ekstremalne wartości wielkości statycznych.

**Nośność na ściskanie:**

Wyniki dla  $x_a=0.00$  m;  $x_b=2.82$  m, przy obciążeniach „CSW”.

- długość wyboczeniowa w płaszczyźnie układu (wyznaczona na podstawie podatności węzłów):

$$l_c = \mu l = 0.819 \times 2.816 = 2.306 \text{ m}$$

- długość wyboczeniowa w płaszczyźnie prostopadłej do płaszczyzny układu:

$$l_c = \mu l = 1.000 \times 2.816 = 2.816 \text{ m}$$

Długości wyboczeniowe dla wyboczenia w płaszczyznach prostopadłych do osi głównych przekroju, wynoszą:

$$l_{c,y} = 2.306 \text{ m};$$

$$l_{c,z} = 2.816 \text{ m}$$

Współczynniki wyboczeniowe:

$$\lambda_y = l_{c,y} / i_y = 2.306 / 0.0462 = 49.93$$

$$\lambda_z = l_{c,z} / i_z = 2.816 / 0.0231 = 121.94$$

$$\sigma_{c,crit,y} = \pi^2 E_{0,05} / \lambda_y^2 = 9,87 \times 7400 / (49.93)^2 = 29.29 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{c,crit,z} = \pi^2 E_{0,05} / \lambda_z^2 = 9,87 \times 7400 / (121.94)^2 = 4.91 \text{ MPa}$$

$$\lambda_{rel,y} = \sqrt{f_{c,0,k} / \sigma_{c,crit,y}} = \sqrt{21/29.29} = 0.847$$

$$\lambda_{rel,z} = \sqrt{f_{c,0,k} / \sigma_{c,crit,z}} = \sqrt{21/4.91} = 2.068$$

$$k_y = 0.5 [1 + \beta_c (\lambda_{rel,y} - 0.5) + \lambda_{rel,y}^2] = 0.5 [1 + 0.2 \times (0.847 - 0.5) + (0.847)^2] = 0.893$$

$$k_z = 0.5 [1 + \beta_c (\lambda_{rel,z} - 0.5) + \lambda_{rel,z}^2] = 0.5 [1 + 0.2 \times (2.068 - 0.5) + (2.068)^2] = 2.794$$

$$k_{c,y} = 1 / (k_y + \sqrt{k_y^2 - \lambda_{rel,y}^2}) = 1 / (0.893 + \sqrt{0.893^2 - 0.847^2}) = 0.849$$

$$k_{c,z} = 1 / (k_z + \sqrt{k_z^2 - \lambda_{rel,z}^2}) = 1 / (2.794 + \sqrt{2.794^2 - 2.068^2}) = 0.214$$

Powierzchnia obliczeniowa przekroju  $A_d = 128.00 \text{ cm}^2$ .

Nośność na ściskanie:

$$\sigma_{c,0,d} = N / A_d = 2.6 / 128.00 \times 10 = 0.2 < 2.76 = 0.214 \times 12.92 = k_c f_{c,0,d}$$

**Ściskanie ze zginaniem** dla  $x_a=2.82$  m;  $x_b=0.00$  m, przy obciążeniach „CSW”:

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,y} f_{c,0,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} = \frac{0.2}{0.849 \times 12.92} + 0.7 \times \frac{0.0}{14.77} + \frac{3.7}{14.77} = 0.266 < 1$$

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,z} f_{c,0,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} = \frac{0.2}{0.214 \times 12.92} + \frac{0.0}{14.77} + 0.7 \times \frac{3.7}{14.77} = 0.232 < 1$$

**Nośność na zginanie:**

Wyniki dla  $x_a=2.82$  m;  $x_b=0.00$  m, przy obciążeniach „CSW”.

Długość obliczeniowa dla *pręta swobodnie podpartego, obciążonego równomiernie lub momentami na końcach*, przy obciążeniu przyłożonym do powierzchni górnej, wynosi:

$$l_d = 1.00 \times 2816 + 160 + 160 = 3136 \text{ mm}$$

$$\lambda_{\text{rel,m}} = \sqrt{\frac{l_d h f_{m,d}}{\pi b^2 E_k}} \sqrt{\frac{E_{0,\text{mean}}}{G_{\text{mean}}}} = \sqrt{\frac{3136 \times 160 \times 14.77}{3,142 \times 80^2 \times 7400}} \times \sqrt{\frac{11000}{690}} = 0.446$$

Wartość współczynnika zwichrzenia:

$$\text{dla } \lambda_{\text{rel,m}} \leq 0,75 \quad k_{\text{crit}} = 1$$

Warunek stateczności:

$$\sigma_{m,d} = M / W = 1.3 / 341.33 \times 10^3 = \mathbf{3.7} < \mathbf{14.8} = 1.000 \times 14.77 = k_{\text{crit}} f_{m,d}$$

Nośność dla  $x_a=2.82$  m;  $x_b=0.00$  m, przy obciążeniach „CSW”:

$$\frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} = \frac{3.7}{14.77} + 0.7 \times \frac{0.0}{14.77} = \mathbf{0.3} < \mathbf{1}$$

$$k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} = 0.7 \times \frac{3.7}{14.77} + \frac{0.0}{14.77} = \mathbf{0.2} < \mathbf{1}$$

Nośność ze ściskaniem dla  $x_a=2.82$  m;  $x_b=0.00$  m, przy obciążeniach „CSW”:

$$\frac{\sigma_{c,0,d}^2}{f_{c,0,d}^2} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} = \frac{0.2^2}{12.92^2} + \frac{3.7}{14.77} + 0.7 \times \frac{0.0}{14.77} = \mathbf{0.3} < \mathbf{1}$$

$$\frac{\sigma_{c,0,d}^2}{f_{c,0,d}^2} + k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} = \frac{0.2^2}{12.92^2} + 0.7 \times \frac{3.7}{14.77} + \frac{0.0}{14.77} = \mathbf{0.2} < \mathbf{1}$$

**Nośność na ścinanie:**

Wyniki dla  $x_a=2.82$  m;  $x_b=0.00$  m, przy obciążeniach „CSW”.

Naprężenia tnące:

$$\tau_{z,d} = 1,5 V_z / A = 1,5 \times 2.7 / 128.0 \times 10 = 0.3 \text{ MPa}$$

$$\tau_{y,d} = 1,5 V_y / A = 1,5 \times 0.0 / 128.0 \times 10 = 0.0 \text{ MPa}$$

Przyjęto  $k_v = 1.000$ .

Warunek nośności

$$\tau_d = \sqrt{\tau_{z,d}^2 + \tau_{y,d}^2} = \sqrt{0.3^2 + 0.0^2} = \mathbf{0.3} < \mathbf{1.5} = 1.000 \times 1.54 = k_v f_{v,d}$$

**Stan graniczny użytkowania:**

Wyniki dla  $x_a=1.41$  m;  $x_b=1.41$  m, przy obciążeniach „CSW”.

Ugięcie graniczne

$$u_{\text{net,fin}} = l / 150 = 18.8 \text{ mm}$$

Ugięcia od obciążeń stałych (ciężar własny + „C”):

$$u_{z,\text{fin}} = u_{z,\text{inst}} [1 + 19,2 (h/L)^2] (1 + k_{\text{def}}) = -0.5 \times [1 + 19,2 \times (160.0/2816)^2] (1 + 0.60) = -0.8 \text{ mm}$$

$$u_{y,\text{fin}} = u_{y,\text{inst}} (1 + k_{\text{def}}) = 0.0 \times (1 + 0.60) = 0.0 \text{ mm}$$

Ugięcia od obciążeń zmiennych („SW”):

Klasa trwania obciążeń zmiennych: **Średniotrwale** (1 tydzień - 6 miesięcy, np. obciążenie użytkowe).

$$u_{z,\text{fin}} = u_{z,\text{inst}} [1 + 19,2 (h/L)^2] (1 + k_{\text{def}}) = -0.6 \times [1 + 19,2 \times (160.0/2816)^2] (1 + 0.25) = -0.8 \text{ mm}$$

$$u_{y,\text{fin}} = u_{y,\text{inst}} (1 + k_{\text{def}}) = 0.0 \times (1 + 0.25) = 0.0 \text{ mm}$$

Ugięcie całkowite:

$$u_{z,\text{fin}} = -0.8 + -0.8 = \mathbf{1.6} < \mathbf{18.8} = u_{\text{net,fin}}$$

## Poz. 2.1. Belka stalowa – konstrukcja wsporcza pod dach

Przyjęto belkę stalową z dwuteownika szerokostopowego HEB180. Schemat statyczny – belka jednoprzęsłowa, swobodnie podparta. Rozpiętość belki w świetle podpór  $L = 4,25$  m. Stal gatunku S235.

### WĘZŁY:



### WĘZŁY:

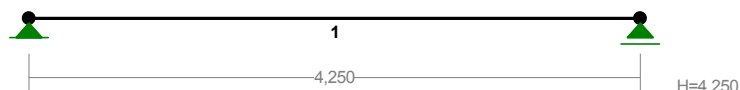
Nr:	X [m]:	Y [m]:
1	0,000	0,000
2	4,250	0,000

### PODPORY:

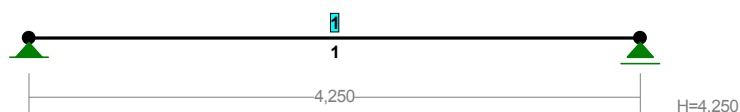
P o d a t n o ś c i

Węzeł:	Rodzaj:	Kąt:	Dx (Do*): [ m / k N ]	Dy: [ m / k N ]	DFi: [ rad/kNm ]
1	stała	0,0	0,000E+00	0,000E+00	
2	przesuwna	0,0	0,000E+00*		

### PRĘTY:



### PRZEKROJE PRĘTÓW:



### PRĘTY UKŁADU:

Typy prętów: 00 – sztywny-sztywny, 01 – sztywny-przegub,  
10 – przegub-sztywny, 11 – przegub-przegub, 22 – ciągnio

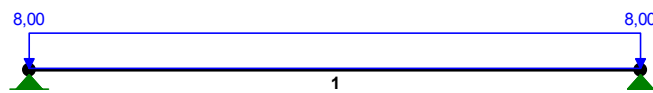
Pręt:	Typ:	A:	B:	Lx[m]:	Ly[m]:	L[m]:	Red.EJ:	Przekrój:
1	00	1	2	4,250	0,000	4,250	1,000	1 belka pod podwalinę

### WIELKOŚCI PRZEKROJOWE:

Nr.	A[cm <sup>2</sup> ]	Ix[cm <sup>4</sup> ]	Iy[cm <sup>4</sup> ]	Wg[cm <sup>3</sup> ]	Wd[cm <sup>3</sup> ]	h[cm]	Materiał:
1	65,3	3830	1360	426	426	18,0	Stal S235

**STAŁE MATERIAŁOWE:**

Material:	Moduł E: [N/mm <sup>2</sup> ]	Napręż.gr.: [N/mm <sup>2</sup> ]	AlfaT: [1/K]
Stal S235	205000	215,000	1,20E-05

**OBCIĄŻENIA:****OBCIĄŻENIA:** ([kN], [kNm], [kN/m])

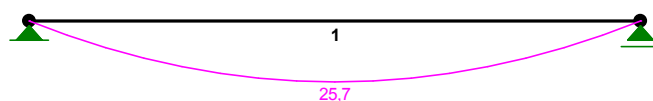
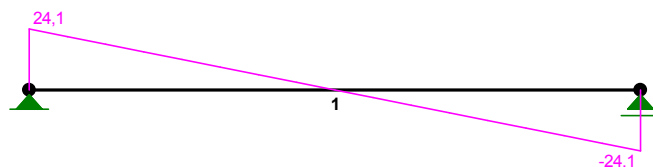
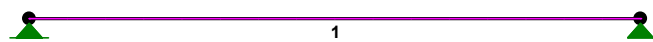
Pręt: Rodzaj: Kąt: P1 (Tg): P2 (Td): a [m]: b [m]:

Grupa: P "Obciążenie z dachu" Stałe  $\gamma_f = 1,35$   
 1 Liniowe 0,0 8,00 8,00 0,00 4,25

**W Y N I K I**  
**Teoria I-go rzędu**

**OBCIĄŻENIOWE WSPÓŁCZYNNIKI BEZPIECZEŃSTWA:**

Grupa:	Znaczenie:	$\psi_d$ :	$\gamma_f$ :
Ciężar własny			1,10
P - "Obciążenie z dachu"	Stałe		1,35

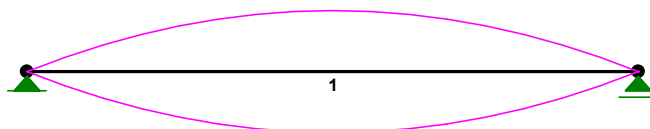
**MOMENTY:****TNĄCE:****NORMALNE:**

**SIŁY PRZEKROJOWE:** T.I rzędu

Obciążenia obliczeniowe: Ciężar własny + P

Pręt:	x/L:	x[m]:	M[kNm]:	Q[kN]:	N[kN]:
1	0,00	0,000	-0,0	24,1	0,0
	0,50	2,125	<b>25,7*</b>	0,0	0,0
	1,00	4,250	-0,0	-24,1	0,0

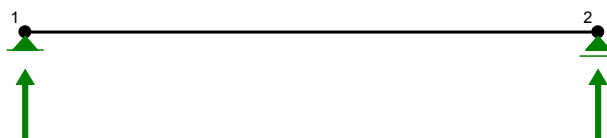
\* = Wartości ekstremalne

**NAPRĘŻENIA:****NAPRĘŻENIA:** T.I rzędu

Obciążenia obliczeniowe: Ciężar własny + P

Pręt:	x/L:	x[m]:	SigmaG:	SigmaD:	SigmaMax/Ro:
[MPa]					
<b>Stal S235</b>					
1	0,00	0,000	0,0	-0,0	0,000
	0,50	2,125	-60,3	60,3	<b>0,280*</b>
	1,00	4,250	0,0	-0,0	0,000

\* = Wartości ekstremalne

**REAKCJE PODPOROWE:****REAKCJE PODPOROWE:** T.I rzędu

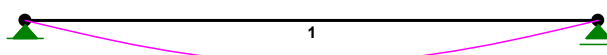
Obciążenia obliczeniowe: Ciężar własny + P

Węzeł:	H[kN]:	V[kN]:	Wypadkowa[kN]:	M[kNm]:
1	0,0	24,1	24,1	
2	0,0	24,1	24,1	

**PRZEMIESZCZENIA WĘZŁÓW:** T.I rzędu

Obciążenia obliczeniowe: Ciężar własny + P

Węzeł:	Ux[m]:	Uy[m]:	Wypadkowe[m]:	Fi[rad] ([deg]):
1	0,00000	-0,00000	0,00000	-0,00463 ( -0,265)
2	0,00000	-0,00000	0,00000	0,00463 ( 0,265)

**PRZEMIESZCZENIA:**

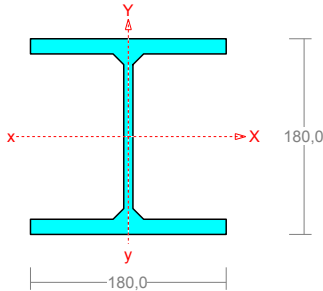
**DEFORMACJE:** T.I rzędu

Obciążenia obliczeniowe: Ciężar własny + P

Pręt:	Wa[m]:	Wb[m]:	F <sub>Ia</sub> [deg]:	F <sub>Ib</sub> [deg]:	f[m]:	L/f:
1	-0,0000	-0,0000	-0,265	0,265	0,0061	691,2

**Wymiarowanie – Pręt nr 1**

Przekrój: belka pod podwalinę



Wymiary przekroju:

I 180 HEB h=180,0 g=8,5 s=180,0 t=14,0 r=15,0.

Charakterystyka geometryczna przekroju:

J<sub>xg</sub>=3830,0 J<sub>yg</sub>=1360,0 A=65,30 i<sub>x</sub>=7,7 i<sub>y</sub>=4,6 J<sub>w</sub>=93745,5 J<sub>t</sub>=43,6 i<sub>s</sub>=8,9.

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

Wytrzymałość **f<sub>d</sub>=215 MPa** dla **g=14,0**.

Przekrój spełnia warunki przekroju klasy 1.

**Siły przekrojowe:**x<sub>a</sub> = 2,125; x<sub>b</sub> = 2,125.Obciążenia działające w płaszczyźnie układu: **P****M<sub>x</sub> = -25,7 kNm, V<sub>y</sub> = 0,0 kN, N = 0,0 kN,**Naprężenia w skrajnych włóknach: σ<sub>t</sub> = 60,3 MPa σ<sub>c</sub> = -60,3 MPa.**Naprężenia:**x<sub>a</sub> = 2,125; x<sub>b</sub> = 2,125.Naprężenia w skrajnych włóknach: σ<sub>t</sub> = 60,3 MPa σ<sub>c</sub> = -60,3 MPa.

Naprężenia:

- normalne: σ = 0,0 Δσ = 60,3 MPa ψ<sub>oc</sub> = 1,000

Warunki nośności:

$$\sigma_{ec} = \sigma / \psi_{oc} + \Delta\sigma = 0,0 / 1,000 + 60,3 = 60,3 < 215 \text{ MPa}$$

**Długości wyboczeniowe pręta:**

- przy wyboczeniu w płaszczyźnie układu przyjęto podatności węzłów ustalone wg załącznika 1 normy:

$$\chi_1 = 1,000 \chi_2 = 1,000 \text{ węzły nieprzesuwne} \Rightarrow \mu = 1,000 \text{ dla } l_0 = 4,250$$

$$l_w = 1,000 \times 4,250 = 4,250 \text{ m}$$

- przy wyboczeniu w płaszczyźnie prostopadłej do płaszczyzny układu:

$$\chi_1 = 1,000 \chi_2 = 1,000 \text{ węzły nieprzesuwne} \Rightarrow \mu = 1,000 \text{ dla } l_0 = 4,250$$

$$l_w = 1,000 \times 4,250 = 4,250 \text{ m}$$

- dla wyboczenia skrętnego przyjęto współczynnik długości wyboczeniowej μ<sub>ω</sub> = 1,000. Rozstaw stężeń zabezpieczających przed obrotem l<sub>ow</sub> = 4,250 m. Długość wyboczeniowa l<sub>ω</sub> = 4,250 m.**Siły krytyczne:**

$$N_x = \frac{\pi^2 EJ}{l_w^2} = \frac{3,14^2 \times 205 \times 3830,0}{4,250^2} 10^{-2} = 4290,2 \text{ kN}$$

$$N_y = \frac{\pi^2 EJ}{l_w^2} = \frac{3,14^2 \times 205 \times 1360,0}{4,250^2} 10^{-2} = 1523,4 \text{ kN}$$

$$N_z = \frac{1}{i_s^2} \left( \frac{\pi^2 EJ_{\omega}}{l_{\omega}^2} + GJ_T \right) = \frac{1}{8,9^2} \left( \frac{3,14^2 \times 205 \times 93745,5}{4,250^2} 10^{-2} + 80 \times 43,6 \times 10^2 \right) = 5708,9 \text{ kN}$$

**Zwicherungie:**Dla dwuteownika walcowanego rozstaw stężeń zabezpieczających przekrój przed obrotem l<sub>1</sub> = l<sub>ow</sub> = 4250 mm:

$$\frac{35 i_y}{\beta} \sqrt{215 / f_d} = \frac{35 \times 46}{0,400} \times \sqrt{215 / 215} = 3999 < 4250 = l_I$$

Pręt nie jest zabezpieczony przed zwichrzeniem.

Współrzędna punktu przyłożenia obciążenia  $a_o = 0,00$  cm. Różnica współrzędnych środka ścinania i punktu przyłożenia siły  $a_s = 0,00$  cm. Przyjęto następujące wartości parametrów zwichrzenia:  $A_1 = 0,000$ ,  $A_2 = 0,000$ ,  $B = 0,000$ .

$$A_o = A_1 b_y + A_2 a_s = 0,000 \times 0,00 + 0,000 \times 0,00 = 0,000$$

$$M_{cr} = \pm A_o N_y + \sqrt{(A_o N_y)^2 + B^2 i_s^2 N_y N_z} =$$

$$0,000 \times 1523,4 + \sqrt{(0,000 \times 1523,4)^2 + 0,000^2 \times 0,089^2 \times 1523,4 \times 5708,9} = 0,0$$

Przyjęto, że pręt jest zabezpieczony przed zwichrzeniem:  $\bar{\lambda}_L = 0$ .

#### Nośność przekroju na zginanie:

$$x_a = 2,125; \quad x_b = 2,125.$$

- względem osi X

$$M_R = \alpha_p W f_d = 1,000 \times 425,6 \times 215 \times 10^{-3} = 91,5 \text{ kNm}$$

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

Warunek nośności (54):

$$\frac{M_x}{\varphi_L M_{Rx}} = \frac{25,7}{1,000 \times 91,5} = 0,280 < 1$$

#### Nośność przekroju na ścinanie:

$$x_a = 0,000; \quad x_b = 4,250.$$

- wzdłuż osi Y

$$V_R = 0,58 A_V f_d = 0,58 \times 15,3 \times 215 \times 10^{-1} = 190,8 \text{ kN}$$

$$V_o = 0,6 V_R = 114,5 \text{ kN}$$

Warunek nośności dla ścinania wzdłuż osi Y:

$$V = 24,1 < 190,8 = V_R$$

#### Nośność przekroju zginanego, w którym działa siła poprzeczna:

$$x_a = 2,125; \quad x_b = 2,125.$$

- dla zginania względem osi X:  $V_y = 0,0 < 114,5 = V_o$

$$M_{R,V} = M_R = 91,5 \text{ kNm}$$

Warunek nośności (55):

$$\frac{M_x}{M_{Rx,V}} = \frac{25,7}{91,5} = 0,280 < 1$$

#### Nośność środka pod obciążeniem skupionym:

$$x_a = 0,000; \quad x_b = 4,250.$$

Przyjęto szerokość rozkładu obciążenia skupionego  $c = 100,0$  mm.

Naprężenia ściskające w środku wynoszą  $\sigma_c = 0,0$  MPa. Współczynnik redukcji nośności wynosi:

$$\eta_c = 1,000$$

Nośność środka na siłę skupioną:

$$P_{R,W} = c_o t_w \eta_c f_d = 245,0 \times 8,5 \times 1,000 \times 215 \times 10^{-3} = 447,7 \text{ kN}$$

Warunek nośności środka:

$$P = 0,0 < 447,7 = P_{R,W}$$

#### Stan graniczny użytkowania:

Ugięcia względem osi Y liczone od cięciwy pręta wynoszą:

$$a_{\max} = 4,6 \text{ mm}$$

$$a_{\text{gr}} = l / 350 = 4250 / 350 = 12,1 \text{ mm}$$

$$a_{\max} = 4,6 < 12,1 = a_{\text{gr}}$$

### **Poz. 2.2. Strop nad parterem i piętrem (sprawdzenie nośności stropu TERIVA-I)**

Projektowany strop gęstożebrowy TERIVA-I. Wartość charakterystyczna obciążenia użytkowego  $3,00 \text{ kN/m}^2$ . Schemat statyczny – belka swobodnie podparta. Rozpiętość stropu  $L_{\max} = 3,51 \text{ m}$ . Rozstaw belek co  $60 \text{ cm}$ . Beton klasy C16/20  $\rightarrow f_{cd} = 10,6 \text{ MPa}$ ,  $f_{ctd} = 0,87 \text{ MPa}$ . Stal klasy A-III (34GS)  $\rightarrow f_{yd} = 350 \text{ MPa}$ .

#### • zestawienie obciążeń

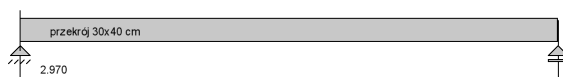
Lp.	Obciążenie	$g_k, q_k$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$\gamma_f$	$g, q$ [kN/m <sup>2</sup> ]
	<i>Obciążenia stałe</i>			
1.	Płytki terakotowe na zaprawie klejowej $0,01 \cdot 22,00 =$	0,22	1,35	0,30
2.	Jastrych cementowy $0,05 \cdot 21,00 =$	1,05	1,35	1,42
3.	Styropian EPS 100 $0,03 \cdot 0,45 =$	0,01	1,35	0,02
4.	Ciężar własny stropu TERIVA-I	2,68	1,35	3,62
5.	Tynk cem-wap. gr. 15 mm $0,015 \cdot 19,00 =$	0,29	1,35	0,38
	<b>RAZEM OBCIĄŻENIA STAŁE</b>	<b>4,25</b>	—	<b>5,74</b>
	<i>Obciążenia zmienne</i>			
6.	Obciążenie użytkowe	3,00	1,50	4,50
	<b>OGÓŁEM</b>	<b>7,25</b>	—	<b>10,24</b>

Całkowite obciążenie charakterystyczne stropu wynosi  $7,25 \text{ kN/m}^2$  i jest większe od obciążenia dopuszczalnego określonego w normach i przez producenta, które wynosi  $6,212 \text{ kN/m}^2$ . Strop Teriva-I, o wysokości całkowitej  $24 \text{ cm}$ , dobrano w celu dowiązania do poziomych stropów istniejących oraz dla uzyskania możliwie jak największej wysokości kondygnacji. Pomimo przekroczenia dopuszczalnego obciążenia charakterystycznego, decyzją projektanta, pozostawiono dobór stropu klasy Teriva-I.

### **Poz. 2.3. Belka żelbetowa monolityczna jednoprzęsłowa – Podciąg P-1**

Schemat statyczny – belka jednoprzęsłowa, swobodnie podparta. Rozpiętość belki w świetle podpór  $L = 2,97 \text{ m}$ . Wymiary przekroju  $30 \times 40 \text{ cm}$ . Szerokość podpory  $25 \text{ cm}$ . Beton klasy C16/20  $\rightarrow f_{cd} = 10,6 \text{ MPa}$ ,  $f_{ctd} = 0,87 \text{ MPa}$ . Stal klasy A-III (34GS)  $\rightarrow f_{yd} = 350 \text{ MPa}$ .

#### Geometria układu



#### **Lista przęseł**

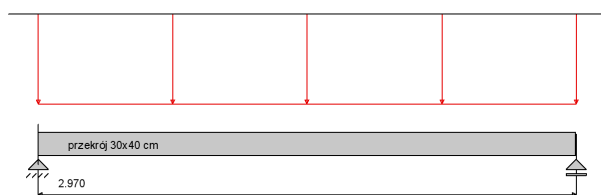
Nr. przęsła	Długość [m]	Podpora lewa	Podpora prawa
1	2.97	przegubowo nieprzesuwna	przegubowo przesuwna

#### **Lista przekrojów**

Nr. przekroju	Nr. przęsła	Długość [m]	Typ
1	1	2.97	przekrój 30x40 cm

#### **Lista obciążeń Grupa1**



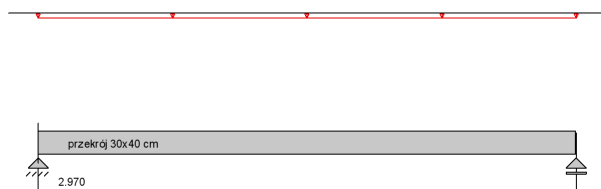


Nr	Nr przęsła	Rodzaj	$P_1$	$P_2$	a [m]	b [m]
1		równomierne	53.00	-	0.00	2.97

Maksymalny współczynnik obciążenia: 1.000

Minimalny współczynnik obciążenia: 1.000

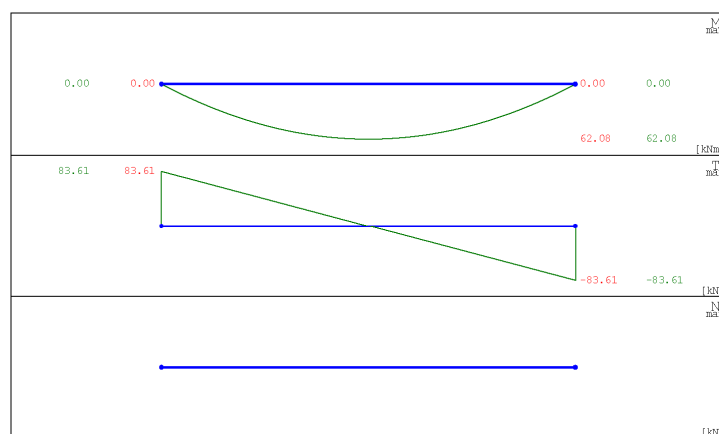
### Lista obciążeń Ciężar Własny



Nr	Nr przęsła	Rodzaj	$P_1$	$P_2$	a [m]	b [m]
2		równomierne	3.00	-	0.00	2.97

Stały współczynnik obciążenia: 1.100

### Wykresy MNT dla przęsła nr 1



### Dane do wymiarowania

Materiały		
Klasa betonu		C16/20
Wytrzymałość obliczeniowa betonu na ściskanie $f_{cd}$	[MPa]	10.60
Klasa stali na ścinanie		St0S
Obliczeniowa granica plastyczności stali $f_{yd}$	[MPa]	190.00
Klasa stali na zginanie		34GS
Obliczeniowa granica plastyczności stali $f_{yd}$	[MPa]	350.00
Zbrojenie na zginanie		

Średnica zbrojenia dolnego	[mm]	12
Średnica zbrojenia górnego	[mm]	12
Średnica zbrojenia konstrukcyjnego	[mm]	12
Zbrojenie na ścinanie : strzemiona		
Kąt nachylenia strzemion	°	90.00
Średnica strzemion	[mm]	6
Liczba cięć		2
Element		wewnętrzny
Ugięcie od obciążenia		długotrwałego
Wiek betonu w chwili obciążenia		14 dni
Dobór zbrojenia głównego ze względu na rysy prostopadłe do osi elementu		TAK
Dopuszczalne rozwarście rys	[mm]	0.3

### Wyniki dla zginania

#### **ZBROJENIE GŁÓWNE - DOŁEM:**

##### **PRZĘSŁO NR 1**

Położenie x [m]	Moment maksymalny oblicz. $M_{sdmax}$ [kNm]	Moment minimalny oblicz. $M_{sdmin}$ [kNm]	Zbrojenie wyliczone $A_{s1}$ [cm <sup>2</sup> ]	Zbrojenie przyjęte $A_{u1}$ [cm <sup>2</sup> ]	Ilość sztuk: Ø 12	Ilość sztuk: Ø 12
0.00	0.00	0.00	1.63	5.65	5	0
1.01	55.85	55.85	4.56	5.65	5	0
2.03	53.73	53.73	4.37	5.65	5	0
2.97	0.00	0.00	1.63	5.65	5	0

#### **ZBROJENIE GŁÓWNE - GÓRA:**

##### **PRZĘSŁO NR 1**

Położenie x [m]	Moment maksymalny oblicz. $M_{sdmax}$ [kNm]	Moment minimalny oblicz. $M_{sdmin}$ [kNm]	Zbrojenie wyliczone $A_{s2}$ [cm <sup>2</sup> ]	Zbrojenie przyjęte $A_{u2}$ [cm <sup>2</sup> ]	Ilość sztuk: Ø 12	Ilość sztuk: Ø 12
0.00	0.00	0.00	1.63	2.26	2	0
1.01	55.85	55.85	1.63	2.26	2	0
2.03	53.73	53.73	1.63	2.26	2	0
2.97	0.00	0.00	1.63	2.26	2	0

#### **STAN GRANICZNY UŻYTKOWANIA:**

##### **PRZĘSŁO NR 1**

Położenie x [m]	Moment maksymalny charakter. $M_{skmax}$ [kNm]	Moment minimalny charakter. $M_{skmin}$ [kNm]	Rysy dołem [mm]	Rysy góra [mm]
0.00	0.00	0.00	0.000	0.000
1.01	47.33	47.33	0.191	0.000
1.49	52.61	52.61	0.214	0.000
2.05	44.88	44.88	0.180	0.000
2.97	0.00	0.00	0.000	0.000

### Wyniki dla ścinania

#### **PODPORA LEWA PRZĘSŁA NR 1**

Odcinek ścinania  $L_c=0.446$  m      Nośność przekroju betonowego  $V_{rd1}=58.79$  kN

Długość odcinka konstrukcyjnego na ścinanie  $L_k=2.079$  m;    strzemiona Ø 6 mm

2-cięte co  $s=28.1$  cm

Maksymalny odstęp ramion strzemion w kierunku poprzecznym wynosi  $s_z=37.5$  cm

Rozstaw strzemion $\varnothing$ 6 2-cięte s [cm]	Długość odcinka $L_s$ [m]	Siła tnąca: (Wartość bezwzględna) V [kN]	Nośność krzyżulca ściskanego $V_{rd2}$ [kN]	Ilość prętów odgiętych w przekroju $\varnothing$ 14
5.1	0.45	83.61	296.95	0

**PODPORA PRAWA PRZESŁA NR 1**

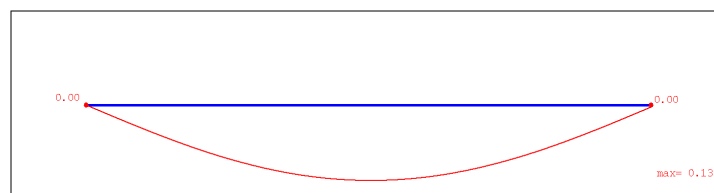
Odcinek ścinania  $L_c=0.446$  m      Nośność przekroju betonowego  $V_{rd1}=58.79$  kN

Długość odcinka konstrukcyjnego na ścinanie  $L_k=2.079$  m; strzemiona  $\varnothing$  6 mm  
2-cięte co s=28.1 cm

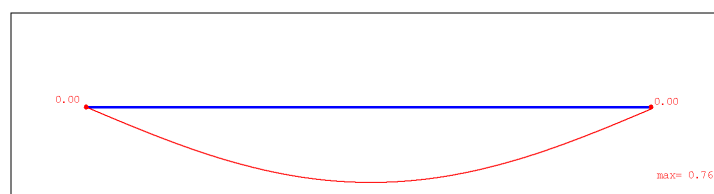
Maksymalny odstęp ramion strzemion w kierunku poprzecznym wynosi  $s_z=37.5$  cm

Rozstaw strzemion $\varnothing$ 6 2-cięte s [cm]	Długość odcinka $L_s$ [m]	Siła tnąca: (Wartość bezwzględna) V [kN]	Nośność krzyżulca ściskanego $V_{rd2}$ [kN]	Ilość prętów odgiętych w przekroju $\varnothing$ 14
5.1	0.45	83.61	296.95	0

Grupy obciążeń uwzględnione do liczenia ugięcia:
Ciężar Własny
Grup1

**Ugięcie w stanie sprężystym****Tabela ugięć sprężystych belki**

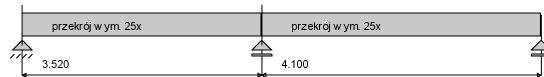
Nr podpory	Przem. podpory $y_{max}$ [cm]	Nr przęsła	Odległość x [m]	Ugięcie max $y_{max}$ [cm]
Podpora nr 1	0.000	Przęsło nr 1	1.49	0.128
Podpora nr 2	0.000	-	-	-

**Ugięcie w stanie zarysowanym****Tabela ugięć rzeczywistych belki**

Nr podpory	Przem. podpory $y_{max}$ [cm]	Nr przęsła	Odległość x [m]	Ugięcie max $y_{max}$ [cm]
Podpora nr 1	0.000	Przęsło nr 1	1.49	0.758
Podpora nr 2	0.000	-	-	-

**Poz. 2.4. Belka żelbetowa monolityczna dwuprzęsłowa – Podciąg P-2**

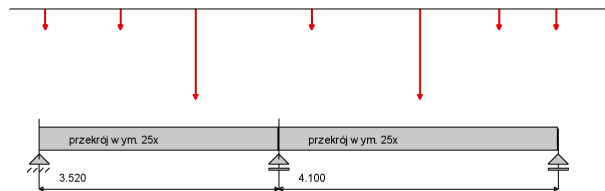
Schemat statyczny – belka dwuprzęsłowa, swobodnie podparta. Rozpiętość przęsła prawego w świetle podpór  $L = 4,10$  m, rozpiętość przęsła lewego w świetle podpór  $L = 3,52$  m. Wymiary przekroju 24x25 cm. Szerokość podpory 29 cm. Beton klasy C16/20  $\rightarrow f_{cd}=10,6$  MPa,  $f_{ctd} = 0,87$  MPa. Stal klasy A-III (34GS)  $\rightarrow f_{yd} = 350$  MPa.

**Geometria układu****Lista przęseł**

Nr. przęsła	Długość [m]	Podpora lewa	Podpora prawa
1	3.52	przegubowo nieprzesuwna	przegubowo przesuwna
2	4.10	przegubowo przesuwna	przegubowo przesuwna

**Lista przekrojów**

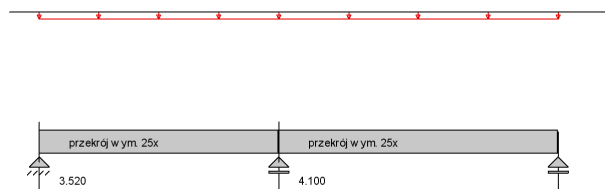
Nr. przekroju	Nr. przęsła	Długość [m]	Typ
1	1	3.52	przekrój 25x25 cm
2	2	4.10	przekrój 25x25 cm

**Lista obciążeń Grup 1**

Nr	Nr przęsła	Rodzaj	$P_1$	$P_2$	a [m]	b [m]
1		siła	4.00	-	0.10	0.00
2		siła	4.00	-	1.20	7.62
3		siła	18.00	-	2.30	7.62
4		siła	4.00	-	4.00	7.62
5		siła	18.00	-	5.60	7.62
6		siła	4.00	-	6.75	7.62
7		siła	4.00	-	7.60	7.62

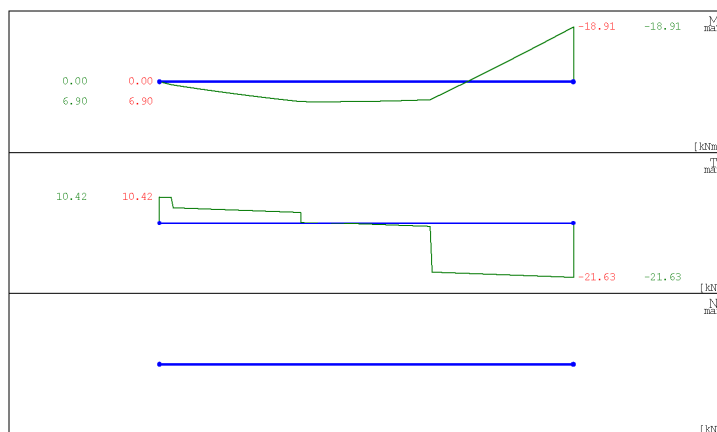
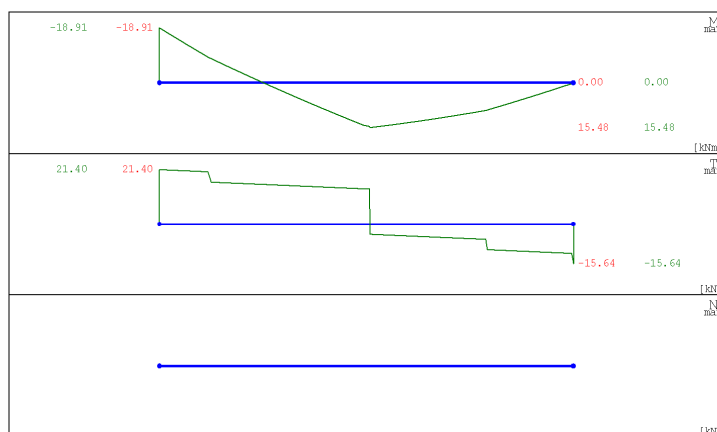
Maksymalny współczynnik obciążenia: 1.000

Minimalny współczynnik obciążenia: 1.000

**Lista obciążeń Ciężar Własny**

Nr	Nr przęsła	Rodzaj	$P_1$	$P_2$	a [m]	b [m]
7		równomierne	1.56	-	0.00	3.52
8		równomierne	1.56	-	3.52	7.62

Stały współczynnik obciążenia: 1.100

**Wykresy MNT dla przęsła nr 1****Wykresy MNT dla przęsła nr 2****Dane do wymiarowania**

Materiały		
Klasa betonu		C16/20
Wytrzymałość obliczeniowa betonu na ściskanie $f_{cd}$	[MPa]	10.60
Klasa stali na ścinanie		St0S
Obliczeniowa granica plastyczności stali $f_{yd}$	[MPa]	190.00
Klasa stali na zginanie		34GS
Obliczeniowa granica plastyczności stali $f_{yd}$	[MPa]	350.00
Zbrojenie na zginanie		
Średnica zbrojenia dolnego	[mm]	12
Średnica zbrojenia górnego	[mm]	12
Średnica zbrojenia konstrukcyjnego	[mm]	12
Zbrojenie na ścinanie : strzemiona		
Kąt nachylenia strzemion	°	90.00
Średnica strzemion	[mm]	6
Liczba cięć		2
Element		wewnętrzny
Ugięcie od obciążenia		długotrwałego
Wiek betonu w chwili obciążenia		14 dni
Dobór zbrojenia głównego ze względu na rysy prostopadłe do osi elementu		TAK
Dopuszczalne rozwarście rys	[mm]	0.3

**Wyniki dla zginania**

**ZBROJENIE GŁÓWNE - DOŁEM:**  
**PRZĘSŁO NR 1**

Położenie x [m]	Moment maksymalny oblicz. $M_{sdmax}$ [kNm]	Moment minimalny oblicz. $M_{sdmin}$ [kNm]	Zbrojenie wyliczone $A_{s1}$ [cm <sup>2</sup> ]	Zbrojenie przyjęte $A_{u1}$ [cm <sup>2</sup> ]	Ilość sztuk: Ø 12	Ilość sztuk: Ø 12
0.00	0.00	0.00	0.85	2.26	1	1
1.03	6.08	6.08	0.85	2.26	1	1
2.05	6.54	6.54	0.85	2.26	1	1
3.08	-9.55	-9.55	0.85	2.26	1	1
3.52	-18.91	-18.91	0.85	2.26	1	1

**ZBROJENIE GŁÓWNE - GÓRĄ:  
PRZESŁO NR 1**

Położenie x [m]	Moment maksymalny oblicz. $M_{sdmax}$ [kNm]	Moment minimalny oblicz. $M_{sdmin}$ [kNm]	Zbrojenie wyliczone $A_{s2}$ [cm <sup>2</sup> ]	Zbrojenie przyjęte $A_{u2}$ [cm <sup>2</sup> ]	Ilość sztuk: Ø 12	Ilość sztuk: Ø 12
0.00	0.00	0.00	0.85	2.26	0	2
1.03	6.08	6.08	0.85	2.26	0	2
2.05	6.54	6.54	0.85	2.26	0	2
3.08	-9.55	-9.55	1.26	3.39	3	0
3.52	-18.91	-18.91	2.60	3.39	3	0

**STAN GRANICZNY UŻYTKOWANIA:  
PRZESŁO NR 1**

Położenie x [m]	Moment maksymalny charakter. $M_{skmax}$ [kNm]	Moment minimalny charakter. $M_{skmin}$ [kNm]	Rysy dołem [mm]	Rysy górą [mm]
0.00	0.00	0.00	0.000	0.000
1.03	5.15	5.15	0.092	0.000
1.55	5.83	5.83	0.114	0.000
2.08	5.51	5.51	0.104	0.000
3.11	-8.62	-8.62	0.000	0.107
3.52	-16.02	-16.02	0.000	0.216

**Wyniki dla zginania**

**ZBROJENIE GŁÓWNE - DOŁEM:  
PRZESŁO NR 2**

Położenie x [m]	Moment maksymalny oblicz. $M_{sdmax}$ [kNm]	Moment minimalny oblicz. $M_{sdmin}$ [kNm]	Zbrojenie wyliczone $A_{s1}$ [cm <sup>2</sup> ]	Zbrojenie przyjęte $A_{u1}$ [cm <sup>2</sup> ]	Ilość sztuk: Ø 12	Ilość sztuk: Ø 12
0.00	-18.91	-18.91	0.85	3.39	3	0
1.03	-0.05	-0.05	0.85	3.39	3	0
2.08	15.08	15.08	2.04	3.39	3	0
3.11	10.29	10.29	1.36	3.39	3	0
4.10	0.00	0.00	0.85	3.39	3	0

**ZBROJENIE GŁÓWNE - GÓRĄ:  
PRZESŁO NR 2**

Położenie x [m]	Moment maksymalny oblicz. $M_{sdmax}$ [kNm]	Moment minimalny oblicz. $M_{sdmin}$ [kNm]	Zbrojenie wyliczone $A_{s2}$ [cm <sup>2</sup> ]	Zbrojenie przyjęte $A_{u2}$ [cm <sup>2</sup> ]	Ilość sztuk: Ø 12	Ilość sztuk: Ø 12
0.00	-18.91	-18.91	2.60	3.39	3	0
1.03	-0.05	-0.05	0.85	3.39	3	0
2.08	15.08	15.08	0.85	2.26	0	2
3.11	10.29	10.29	0.85	2.26	0	2
4.10	0.00	0.00	0.85	2.26	0	2

**STAN GRANICZNY UŻYTKOWANIA:  
PRZESŁO NR 2**

Położenie x [m]	Moment maksymalny charakter. $M_{skmax}$ [kNm]	Moment minimalny charakter. $M_{skmin}$ [kNm]	Rysy dołem [mm]	Rysy górą [mm]
0.00	-16.02	-16.02	0.000	0.216
1.03	-0.04	-0.04	0.000	0.000
2.08	12.78	12.78	0.169	0.000
2.29	12.36	12.36	0.163	0.000
3.14	8.55	8.55	0.106	0.000
4.10	0.00	0.00	0.000	0.000

**Wyniki dla ścinania**

**PODPORA LEWA PRZESŁA NR 1**

Odcinek ścinania  $L_c=0.000$  m      Nośność przekroju betonowego  $V_{rd1}=32.05$  kN  
Długość odcinka konstrukcyjnego na ścinanie  $L_k=3.520$  m; strzemiona  $\varnothing 6$  mm  
2-cięte co  $s=16.9$  cm  
Maksymalny odstęp ramion strzemion w kierunku poprzecznym wynosi  $s_z=22.5$  cm

Rozstaw strzemion $\varnothing 6$ 2-cięte s [cm]	Długość odcinka $L_s$ [m]	Siła tnąca: (Wartość bezwzględna) V [kN]	Nośność krzyżulca ściskanego $V_{rd2}$ [kN]	Ilość prętów odgiętych w przekroju $\varnothing 14$
16.9	0.00	10.42	150.68	0

**PODPORA PRAWA PRZESŁA NR 1**

Odcinek ścinania  $L_c=0.000$  m      Nośność przekroju betonowego  $V_{rd1}=33.94$  kN  
Długość odcinka konstrukcyjnego na ścinanie  $L_k=3.520$  m; strzemiona  $\varnothing 6$  mm  
2-cięte co  $s=16.9$  cm  
Maksymalny odstęp ramion strzemion w kierunku poprzecznym wynosi  $s_z=22.5$  cm

Rozstaw strzemion $\varnothing 6$ 2-cięte s [cm]	Długość odcinka $L_s$ [m]	Siła tnąca: (Wartość bezwzględna) V [kN]	Nośność krzyżulca ściskanego $V_{rd2}$ [kN]	Ilość prętów odgiętych w przekroju $\varnothing 14$
16.9	0.00	21.63	150.68	0

**Wyniki dla ścinania**

**PODPORA LEWA PRZESŁA NR 2**

Odcinek ścinania  $L_c=0.000$  m      Nośność przekroju betonowego  $V_{rd1}=33.94$  kN  
Długość odcinka konstrukcyjnego na ścinanie  $L_k=4.100$  m; strzemiona  $\varnothing 6$  mm  
2-cięte co  $s=16.9$  cm  
Maksymalny odstęp ramion strzemion w kierunku poprzecznym wynosi  $s_z=22.5$  cm

Rozstaw strzemion $\varnothing 6$ 2-cięte s [cm]	Długość odcinka $L_s$ [m]	Siła tnąca: (Wartość bezwzględna) V [kN]	Nośność krzyżulca ściskanego $V_{rd2}$ [kN]	Ilość prętów odgiętych w przekroju $\varnothing 14$
16.9	0.00	21.40	150.68	0

**PODPORA PRAWA PRZESŁA NR 2**

Odcinek ścinania  $L_c=0.000$  m      Nośność przekroju betonowego  $V_{rd1}=33.94$  kN  
Długość odcinka konstrukcyjnego na ścinanie  $L_k=4.100$  m; strzemiona  $\varnothing 6$  mm  
2-cięte co  $s=16.9$  cm  
Maksymalny odstęp ramion strzemion w kierunku poprzecznym wynosi  $s_z=22.5$  cm

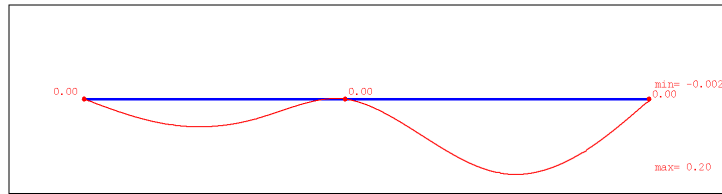
Rozstaw strzemion $\varnothing 6$ 2-cięte s [cm]	Długość odcinka $L_s$ [m]	Siła tnąca: (Wartość bezwzględna) V [kN]	Nośność krzyżulca ściskanego $V_{rd2}$ [kN]	Ilość prętów odgiętych w przekroju $\varnothing 14$
16.9	0.00	15.64	150.68	0

Grupy obciążeń uwzględnione do liczenia ugięcia:

Ciężar Własny

Grup1

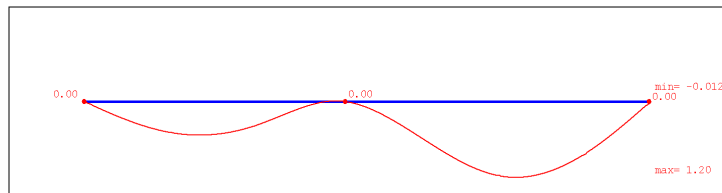
### Ugięcie w stanie sprężystym



### Tabela ugięć sprężystych belki

Nr podpory	Przem. podpory ymax [cm]	Nr przęsła	Odległość x [m]	Ugięcie max ymax [cm]
Podpora nr 1	0.000	Przęsło nr 1	1.55	0.073
Podpora nr 2	0.000	Przęsło nr 2	2.29	0.198
Podpora nr 3	0.000	-	-	-

### Ugięcie w stanie zarysowanym



### Tabela ugięć rzeczywistych belki

Nr podpory	Przem. podpory ymax [cm]	Nr przęsła	Odległość x [m]	Ugięcie max ymax [cm]
Podpora nr 1	0.000	Przęsło nr 1	1.55	0.529
Podpora nr 2	0.000	Przęsło nr 2	2.29	1.196
Podpora nr 3	0.000	-	-	-

### Poz. 3.1. Strop zastępczy typu Kleina nad parterem i piętem

Projektowany strop typu Kleina na belkach stalowych. Wartość charakterystyczna obciążenia użytkowego wynosi  $2,0 \text{ kN/m}^2$ . Schemat statyczny – belka swobodnie podparta. Rozpiętość stropu  $L_{\max} = 4,86 \text{ m}$ . Rozstaw belek co  $1,10 \text{ m}$ . Płyta ciężka z cegły ceramicznej pełnej. Belki stropowe ze stali S235 –  $f_d = 215 \text{ MPa}$ . Górne stopki belek należy obetonować betonem klasy C16/20  $\rightarrow f_{cd} = 10,6 \text{ MPa}$ ,  $f_{ctd} = 0,87 \text{ MPa}$ .



• **zestawienie obciążeń**

Lp.	Obciążenie	$g_k, q_k$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$\gamma_f$	$g, q$ [kN/m <sup>2</sup> ]
	<i>Obciążenia stałe</i>			
1.	Płytki terakotowe na zaprawie klejowej $0,015 \cdot 22,00 =$	0,33	1,35	0,45
2.	Jastrych cementowy $0,05 \cdot 21,00 =$	1,05	1,35	1,42
3.	Styropian EPS 100 $0,03 \cdot 0,45 =$	0,01	1,35	0,02
4.	Ciężar własny belek stropowych $0,219 : 1,10 =$	0,20	1,35	0,27
5.	Płyta ciężka z cegły ceramicznej gr. 12 cm $0,12 \cdot 18,00 =$	2,19	1,35	2,92
5.	Tynk cem-wap. gr. 15 mm $0,015 \cdot 19,00 =$	0,29	1,35	0,38
	<b>RAZEM OBCIĄŻENIA STAŁE</b>	<b>4,07</b>	—	<b>5,46</b>
	<i>Obciążenia zmienne</i>			
6.	Obciążenie użytkowe	2,00	1,50	3,00
	<b>OGÓŁEM</b>	<b>6,07</b>	—	<b>8,46</b>

• **obciążenie na 1 m belki stropowej**

Wartość charakterystyczna

$$q_k = 6,07 \cdot 1,10 = 6,68 \text{ kN/m}$$

Wartość obliczeniowa

$$q = 8,46 \cdot 1,10 = 9,31 \text{ kN/m}$$

Rozpiętość obliczeniowa

$$l_0 = 1,05 \cdot l_s = 1,05 \cdot 4,86 = 5,10 \text{ m}$$

• **sprawdzenie stanu granicznego nośności**

Obliczeniowy moment zginający i siła poprzeczna

$$M_{\max} = 0,125 \cdot q \cdot l_0^2 = 0,125 \cdot 9,31 \cdot 5,10^2 = 30,26 \text{ kNm} = 3\,026,91 \text{ kNcm}$$

$$V = 0,50 \cdot q \cdot l = 0,50 \cdot 9,31 \cdot 4,86 = 22,62 \text{ kN}$$

• **potrzebny wskaźnik wytrzymałości**

$$W_x = \frac{M}{f_d} = \frac{3026,91}{21,50} = 140,79 \text{ cm}^3$$

$$\text{Przyjęto belkę NP-180} \rightarrow W_x = 161,00 \text{ cm}^3, I_x = 1\,450,00 \text{ cm}^4$$

• **sprawdzenie klasy przekroju belki**

Cechy geometryczne NP-180  $\rightarrow s = 82; g = r = 6,9; t = 10,4$

$$f_d = 21,50 \text{ kN/m}^2, \text{ a więc } \varepsilon = 1$$

Warunek geometryczny środka

$$\frac{b}{t} = \frac{h - 2 \cdot (t + r)}{g} = \frac{180 - 2 \cdot (10,4 + 6,9)}{6,9} = \frac{180 - 34,60}{6,9} = 21,07 < 66\varepsilon$$

Warunek geometryczny stopki

$$\frac{b}{t} = \frac{0,50 \cdot (s - g - 2r)}{t} = \frac{0,50 \cdot (82 - 6,9 - 13,8)}{10,4} = \frac{30,65}{10,4} = 2,95 < 9\varepsilon$$

Cały przekrój jest klasy 1.

• **nośność obliczeniowa przekroju przy zginaniu**

$$M_R = \alpha_p \cdot W_x \cdot f_d = 1,07 \cdot 161,00 \cdot 21,50 = 3\,703,81 \text{ kNcm}$$

Ponieważ belka jest usztywniona poprzecznie płytą Kleina i obetonowana w części górnej, zatem można przyjąć, że jest konstrukcyjnie zabezpieczona przed zwichrzeniem czyli  $\varphi_L = 1$ .

$$\frac{M}{\varphi_L \cdot M_R} = \frac{3026,91}{1,00 \cdot 3703,81} = 0,82 < 1$$

- *sprawdzenie stanu granicznego użytkowania*

$$f_{gr} = \frac{l}{250} = \frac{486}{250} = 1,94 \text{ cm}$$

Strzałka ugięcia od wartości charakterystycznej obciążenia wynosi

$$f = \frac{5}{384} \cdot \frac{0,0607 \cdot 486^4}{20500 \cdot 1450} = 1,48 \text{ cm} < f_{gr} = 1,94 \text{ cm}$$

#### **Poz. 4.1. Schody płytowe żelbetowe monolityczne – Płyta PB-1**

Projektowane schody żelbetowe monolityczne płytowe proste dwubiegowe. Szerokość biegu 1,45 m. Warunki środowiskowe suche, wewnątrz budynku o niskiej wilgotności powietrza – klasa XC1. Wartość charakterystyczna obciążenia użytkowego wynosi 4,00 kN/m<sup>2</sup>. Grubość płyty schodów 15 cm. Beton klasy C16/20 →  $f_{cd} = 10,6 \text{ MPa}$ ,  $f_{ctd} = 0,87 \text{ MPa}$ . Stal klasy A-III (34GS) →  $f_{yd} = 350 \text{ MPa}$ .

#### **Geometria**

Typ obiektu		Budynek użyteczności publicznej
Długość schodów w świetle podpór $l$	[m]	3.90
Szerokość spocznika dolnego $l_1$	[m]	0.00
Szerokość spocznika górnego $l_2$	[m]	1.50
Różnica wysokości do pokonania $h$	[m]	1.65
Grubość płyty schodów $d$	[m]	0.15
Głębokość oparcia płyty schodów $d_p$	[m]	0.25
Szerokość biegu $b$	[m]	1.45
Liczba stopni	[szt.]	9.00
Wysokość stopnia $h_s$	[cm]	18.30
Szerokość stopnia $l_s$	[cm]	30.00
Długość biegu $l_b$	[m]	2.40

#### **Obciążenia**

Typ obiektu		Budynek użyteczności publicznej
Obciążenie charakterystyczne użytkowe $p$	[kN/m <sup>2</sup> ]	4.00
Współczynnik części długotrwałej obciążenia zmiennego		0.70
Nazwa okładziny		gres
Ciężar własny okładziny	[kN/m <sup>3</sup> ]	21.00
Grubość okładzin spoczników i biegu-pozioma $t_1$	[m]	0.020
Grubość okładzin spoczników i biegu-pionowa $t_2$	[m]	0.010
Grubość tynku	[m]	0.015

#### **Wymiarowanie**

Klasa betonu		C16/20
Klasa stali		34GS
Średnica zbrojenia na zginanie $\phi$	[mm]	14.0
Otulenie prętów $a$	[m]	0.025
Dobór zbrojenia ze względu na rysy		TAK
Dopuszczalna max. szerokość rozwarcia rysy	[mm]	0.2
Dobór zbrojenia ze względu na ugięcie		TAK
Lokalizacja schodów		wewnętrzne

**Wyniki**

		Charakter.	Oblicz.
Obciążenie spoczników	[kN/m]	12.04	14.55
Obciążenie biegu	[kN/m]	16.11	19.06
Reakcja R <sub>A</sub>	[kN]	31.33	37.19
Reakcja R <sub>B</sub>	[kN]	27.75	33.22
Moment max. M <sub>max</sub>	[kNm]	31.22	37.12
Moment od obciążenia długotrwałego charakterystycznego M <sub>dmax</sub>	[kNm]	27.57	
Potrzebne pole przekroju zbrojenia	[cm <sup>2</sup> ]	A <sub>z</sub> = 9.27	
Na szerokości b=1.45 m przyjęto dołem 11 prętów ϕ 14.0 mm co 14.0 cm	[cm <sup>2</sup> ]	A <sub>c</sub> = 16.94	
Rysa prostopadła OK:	w <sub>k</sub> =0.2 mm ≤ w <sub>lim</sub> =0.2 mm		
Ugięcie w stanie zarysowanym OK:	y=2.00 cm ≤ y <sub>dop</sub> =2.05 cm		

**Poz. 4.2. Schody płytowe żelbetowe monolityczne – Płyta PB-2**

Projektowane schody żelbetowe monolityczne płytowe proste dwubiegowe. Szerokość biegu 1,55 m. Warunki środowiskowe suche, wewnątrz budynku o niskiej wilgotności powietrza – klasa XC1. Wartość charakterystyczna obciążenia użytkowego wynosi 4,00 kN/m<sup>2</sup>. Grubość płyty schodów 15 cm. Beton klasy C16/20 →  $f_{cd}=10,6$  MPa,  $f_{ctd}=0,87$  MPa. Stal klasy A-III (34GS) →  $f_{yd}=350$  MPa.

**Geometria**

Typ obiektu		Budynek użyteczności publicznej
Długość schodów w świetle podpór $l$	[m]	4.10
Szerokość spocznika dolnego $l_1$	[m]	2.60
Szerokość spocznika górnego $l_2$	[m]	0.00
Różnica wysokości do pokonania $h$	[m]	0.90
Grubość płyty schodów $d$	[m]	0.15
Głębokość oparcia płyty schodów $d_p$	[m]	0.25
Szerokość biegu $b$	[m]	1.55
Liczba stopni	[szt.]	6.00
Wysokość stopnia $h_s$	[cm]	15.00
Szerokość stopnia $l_s$	[cm]	30.00
Długość biegu $l_b$	[m]	1.50

**Obciążenia**

Typ obiektu		Budynek użyteczności publicznej
Obciążenie charakterystyczne użytkowe $p$	[kN/m <sup>2</sup> ]	4.00
Współczynnik części długotrwałej obciążenia zmiennego		0.70
Nazwa okładziny		gres
Ciężar własny okładziny	[kN/m <sup>3</sup> ]	21.00
Grubość okładzin spoczników i biegu-pozioła $t_1$	[m]	0.020
Grubość okładzin spoczników i biegu-pionowa $t_2$	[m]	0.010
Grubość tynku	[m]	0.015

**Wymiarowanie**

Klasa betonu		C16/20
Klasa stali		34GS
Średnica zbrojenia na zginanie $\phi$	[mm]	14.0
Otulenie prętów $a$	[m]	0.025
Dobór zbrojenia ze względu na rysy		TAK
Dopuszczalna max. szerokość rozwarcia rysy	[mm]	0.2

Dobór zbrojenia ze względu na ugięcie		TAK
Lokalizacja schodów		wewnętrzne

### Wyniki

		Charakter.	Oblicz.
Obciążenie spoczników	[kN/m]	12.87	15.55
Obciążenie biegu	[kN/m]	16.30	19.35
Reakcja $R_A$	[kN]	28.73	34.61
Reakcja $R_B$	[kN]	31.84	38.05
Moment max. $M_{max}$	[kNm]	32.06	38.50
Moment od obciążenia długotrwałego charakterystycznego $M_{dmax}$	[kNm]	27.75	

Potrzebne pole przekroju zbrojenia	[cm <sup>2</sup> ]	$A_z = 9.58$
Na szerokości $b=1.55$ m przyjęto dołem 12 prętów $\phi$ 14.0 mm co 13.6 cm	[cm <sup>2</sup> ]	$A_c = 18.48$

Rysa prostopadła OK:	$w_k=0.1 \text{ mm} \leq w_{lim}=0.2 \text{ mm}$
Ugięcie w stanie zarysowanym OK:	$y=2.05 \text{ cm} \leq y_{dop}=2.15 \text{ cm}$

### Poz. 4.3. Schody płytowe żelbetowe monolityczne – Płyta PB-4

Projektowane schody żelbetowe monolityczne płytowe proste dwubiegowe. Szerokość biegu 1,55 m. Warunki środowiskowe suche, wewnątrz budynku o niskiej wilgotności powietrza – klasa XC1. Wartość charakterystyczna obciążenia użytkowego wynosi 4,00 kN/m<sup>2</sup>. Grubość płyty schodów 15 cm. Beton klasy C16/20 →  $f_{cd}=10,6$  MPa,  $f_{ctd}=0,87$  MPa. Stal klasy A-III (34GS) →  $f_{yd}=350$  MPa.

### Geometria

Typ obiektu		Budynek użyteczności publicznej
Długość schodów w świetle podpór $l$	[m]	4.10
Szerokość spocznika dolnego $l_1$	[m]	1.70
Szerokość spocznika górnego $l_2$	[m]	0.00
Różnica wysokości do pokonania $h$	[m]	1.50
Grubość płyty schodów $d$	[m]	0.15
Głębokość oparcia płyty schodów $d_p$	[m]	0.25
Szerokość biegu $b$	[m]	1.55
Liczba stopni	[szt.]	9.00
Wysokość stopnia $h_s$	[cm]	16.70
Szerokość stopnia $l_s$	[cm]	30.00
Długość biegu $l_b$	[m]	2.40

### Obciążenia

Typ obiektu		Budynek użyteczności publicznej
Obciążenie charakterystyczne użytkowe $p$	[kN/m <sup>2</sup> ]	4.00
Współczynnik części długotrwałej obciążenia zmiennego		0.70
Nazwa okładziny		gres
Ciężar własny okładziny	[kN/m <sup>3</sup> ]	21.00
Grubość okładzin spoczników i biegu-pozioma $t_1$	[m]	0.020
Grubość okładzin spoczników i biegu-pionowa $t_2$	[m]	0.010
Grubość tynku	[m]	0.015

### Wymiarowanie

Klasa betonu		C16/20
Klasa stali		34GS
Średnica zbrojenia na zginanie $\phi$	[mm]	14.0

Otulenie prętów a	[m]	0.025
Dobór zbrojenia ze względu na rysy		TAK
Dopuszczalna max. szerokość rozwarcia rysy	[mm]	0.2
Dobór zbrojenia ze względu na ugięcie		TAK
Lokalizacja schodów		wewnętrzne

### Wyniki

		Charakter.	Oblicz.
Obciążenie spoczników	[kN/m]	12.87	15.55
Obciążenie biegu	[kN/m]	16.77	19.87
Reakcja $R_A$	[kN]	30.54	36.62
Reakcja $R_B$	[kN]	34.23	40.71
Moment max. $M_{max}$	[kNm]	35.74	42.58
Moment od obciążenia długotrwałego charakterystycznego $M_{dmax}$	[kNm]	31.44	

Potrzebne pole przekroju zbrojenia	[cm <sup>2</sup> ]	$A_z = 10.71$
Na szerokości $b=1.55$ m przyjęto dołem 14 prętów $\phi$ 14.0 mm co 11.5 cm	[cm <sup>2</sup> ]	$A_c = 21.56$

Rysa prostopadła OK:	$w_k=0.1 \text{ mm} \leq w_{lim}=0.2 \text{ mm}$
Ugięcie w stanie zarysowanym OK:	$y=2.12 \text{ cm} \leq y_{dop}=2.15 \text{ cm}$

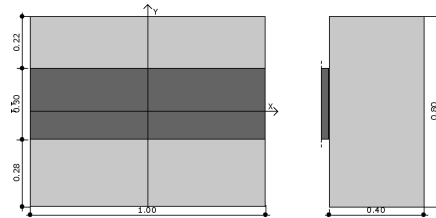
## Poz. 5.1. Obliczenie szerokości ławy fundamentowej w osi D-D

### 1. Zestawienie obciążeń dla ławy fundamentowej

Lp.	Obciążenie	N [kN/m]
1.	Obciążenie z dachu	5,00
2.	Ciężar ściany parteru i piętra z pustaków ceramicznych $[(2,72 + 2,57) \cdot 0,29 \cdot 13,00 \cdot 1,35 =$	26,92
3.	Ciężar wieńców żelbetowych $(0,28 + 0,28) \cdot 0,29 \cdot 25,00 \cdot 1,35 =$	5,48
4.	Ciężar ściany piwnic z bloczków betonowych $2,40 \cdot 0,30 \cdot 24,00 \cdot 1,35 =$	23,33
5.	Obciążenie ze stropu nad parterem $10,24 \cdot 3,51 \cdot 0,5 =$	17,97
6.	Obciążenie ze stropu nad piętrem $10,24 \cdot 3,51 \cdot 0,5 =$	17,97
7.	Ciężar izolacji termicznej ze styropianu $8,81 \cdot 0,20 \cdot 0,45 \cdot 1,35 =$	1,07
8.	Ciężar tynku na ścianach $[(8,81 - 0,32 \cdot 2) \cdot 0,015 \cdot 19,00 \cdot 1,35] \cdot 2 =$	6,29
	<b>RAZEM <math>\Sigma N</math></b>	<b>104,03</b>

### Geometria

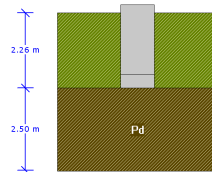
Szerokość ławy B	[m]	0.80
Długość ławy L	[m]	1.00
Wysokość ławy $H_f$	[m]	0.40
Grubość ściany b	[m]	0.30
Mimośród $e_y$	[m]	0.03



### Materiały

Klasa betonu		C16/20
Klasa stali		34GS
Otulina	[cm]	7.00
Średnica prętów	[mm]	12.00

### Warunki gruntowe



Warstwa	Nazwa gruntu	Miaższość [m]	$\rho^{(n)}$ [t/m <sup>3</sup> ]	$C_u^{(n)}$ [kPa]	$\phi_u^{(n)}$ [°]	M [kPa]	$M_o$ [kPa]
1	Piaski drobne	2.50	1.85	0.00	30.41	77385.50	61908.25

Metoda określenia parametrów geotechnicznych		B
Głębokość posadowienia	[m]	2.26
Ciężar zasypki	[kN/m <sup>3</sup> ]	21.00

### Obciążenia

Numer zestawu	N [kN]	$M_y$ [kNm]	$T_y$ [kN]	$M_x$ [kNm]	$T_x$ [kN]
1	110.00	0.00	0.00	0.00	0.00

### Stan graniczny nośności

DLA SCHEMATU NR 1

DLA WARSTWY NR 1

$$N = 142.24 \text{ kN} \leq m \cdot Q_{fNB} = 0.81 \cdot 980.08 = 793.87 \text{ kN}$$

### Naprężenia pod fundamentem

DLA SCHEMATU NR 1

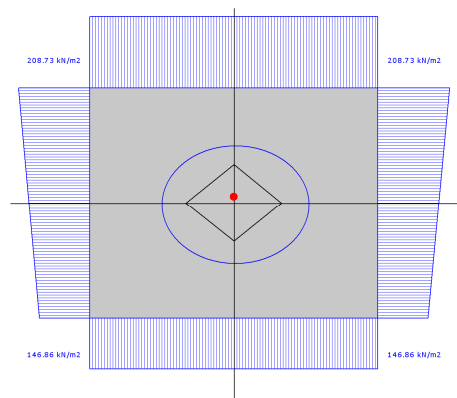
Naprężenia w narożach:

$$q_1 = 208.73 \text{ kN/m}^2$$

$$q_2 = 146.86 \text{ kN/m}^2$$

$$q_3 = 146.86 \text{ kN/m}^2$$

$$q_4 = 208.73 \text{ kN/m}^2$$

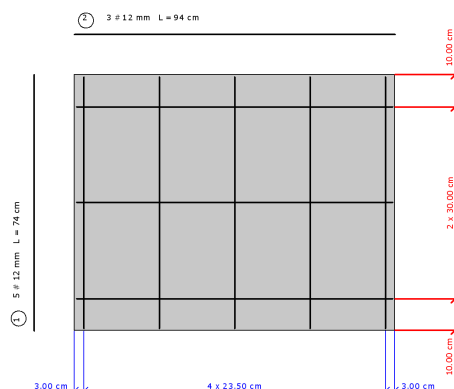


Odrywanie nie występuje.

### Wymiarowanie zbrojenia

POTRZEBNE ZBROJENIE DLA SCHEMATU NR 1

$$A_y = 0.49 \text{ cm}^2/\text{mb}$$



### Wyniki obliczeń przebiecia

DLA SCHEMATU NR 1

Przebiecie nie występuje

### Stateczność fundamentu

STATECZNOŚĆ NA OBRÓT:

DLA SCHEMATU NR 1

$$\text{Stateczność OK. } M_{\text{wyp}} = 0.0 \text{ kNm} \leq m \cdot M_{\text{otrzym}} = 0.72 \cdot 60.8 = 43.8 \text{ kNm}$$

STATECZNOŚĆ NA PRZESUW:

DLA SCHEMATU NR 1

Przesuw po warstwie 1

$$\text{Stateczność OK. } T_y = 0.0 \text{ kN} \leq m \cdot T_{uy} = 0.72 \cdot 52.3 = 37.6 \text{ kN}$$

### Osiadanie fundamentu

DLA SCHEMATU NR1

Osiadania pierwotne = 0.113 cm

Osiadania wtórne = 0.000 cm

Osiadania całkowite = 0.113 cm

Tangens kąta nachylenia względem osi X = 0.00000

Tangens kąta nachylenia względem osi Y = 0.00033

Przechyłka = 0.00033 rad

$$\text{Warunek naprężeniowy } 0.3 \cdot \sigma_{zp} = 0.3 \cdot 71.87 \text{ kN/m}^2 = 21.56 \text{ kN/m}^2 \geq \sigma_{zd} = 17.59 \text{ kN/m}^2$$

Głębokość, na której zachodzi warunek wytrzymałościowy = 3.96 m

### Rozkład naprężeń pod analizowanym fundamentem:

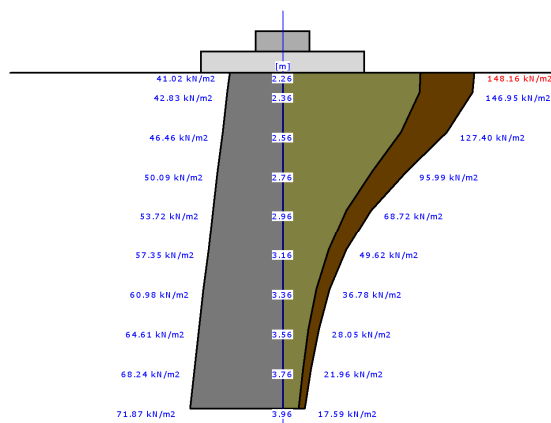


Tabela z wartościami:

Nr	H [m]	$\sigma_{ZR}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$\sigma_{ZS}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$\sigma_{ZD}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	Suma = $\sigma_{ZS} + \sigma_{ZD} + \sigma_{ZDsiła} + \sigma_{ZDfund}$
0	2.26	41.02	41.02	107.15	148.16
1	2.36	42.83	40.68	106.27	146.95
2	2.56	46.46	35.27	92.14	127.40
3	2.76	50.09	26.57	69.42	95.99
4	2.96	53.72	19.02	49.69	68.72
5	3.16	57.35	13.74	35.88	49.62
6	3.36	60.98	10.18	26.60	36.78
7	3.56	64.61	7.76	20.28	28.05
8	3.76	68.24	6.08	15.88	21.96
9	3.96	71.87	4.87	12.72	17.59

Legenda:

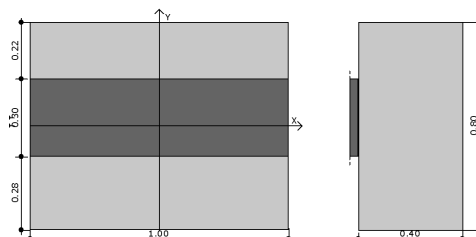
H [m]	- głębokość liczona od poziomu terenu
$\sigma_{ZR}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	- naprężenia pierwotne
$\sigma_{ZS}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	- naprężenia wtórne
$\sigma_{ZD}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	- naprężenia dodatkowe

**Poz. 5.2. Obliczenie szerokości ławy fundamentowej w osi 5-5****1. Zestawienie obciążeń dla ławy fundamentowej**

Lp.	Obciążenie	N [kN/m]
1.	Ciężar ściany parteru i piętra z pustaków ceramicznych $[(2,72 + 2,57 + 1,17) \cdot 0,29 \cdot 13,00 \cdot 1,35 =$	32,88
2.	Ciężar wieńców i nadproży żelbetowych $(0,28 + 0,28 + 0,25) \cdot 0,29 \cdot 25,00 \cdot 1,35 =$	7,93
3.	Ciężar ściany fundamentowej z bloczków betonowych $2,40 \cdot 0,30 \cdot 24,00 \cdot 1,35 =$	23,33
4.	Obciążenie z belek stalowych nad piętrem $8,00 \cdot 2,97 \cdot 0,5 =$	11,88
5.	Ciężar izolacji termicznej ze styropianu $9,72 \cdot 0,20 \cdot 0,45 \cdot 1,35 =$	1,18
6.	Ciężar tynku na ścianach $[(9,72 - 0,32 \cdot 2) \cdot 0,015 \cdot 19,00 \cdot 1,35] \cdot 2 =$	6,99
	<b>RAZEM <math>\Sigma N</math></b>	<b>84,19</b>

**Geometria**

Szerokość ławy B	[m]	0.80
Długość ławy L	[m]	1.00
Wysokość ławy $H_f$	[m]	0.40
Grubość ściany b	[m]	0.30
Mimośród $e_y$	[m]	0.03

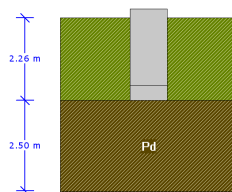
**Materiały**

Klasa betonu		C16/20
Klasa stali		34GS



Otulina	[cm]	7.00
Średnica prętów	[mm]	12.00

### Warunki gruntowe



Warstwa	Nazwa gruntu	Miaższość [m]	$\rho^{(n)}$ [t/m <sup>3</sup> ]	$C_u^{(n)}$ [kPa]	$\phi_u^{(n)}$ [°]	M [kPa]	$M_o$ [kPa]
1	Piaski drobne	2.50	1.85	0.00	30.41	77385.50	61908.25

Metoda określenia parametrów geotechnicznych		B
Głębokość posadowienia	[m]	2.26
Ciężar zasypki	[kN/m <sup>3</sup> ]	21.00

### Obciążenia

Numer zestawu	N [kN]	$M_y$ [kNm]	$T_y$ [kN]	$M_x$ [kNm]	$T_x$ [kN]
1	90.00	0.00	0.00	0.00	0.00

### Stan graniczny nośności

DLA SCHEMATU NR 1

DLA WARSTWY NR 1

$$N = 122.24 \text{ kN} \leq m \cdot Q_{fNB} = 0.81 \cdot 984.54 = 797.48 \text{ kN}$$

### Napężenia pod fundamentem

DLA SCHEMATU NR 1

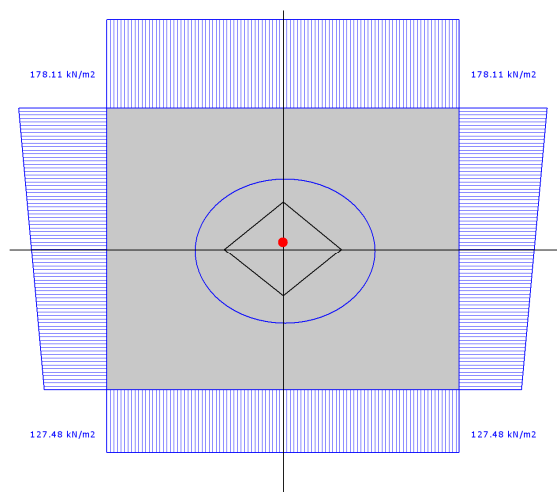
Napężenia w narożach:

$$q_1 = 178.11 \text{ kN/m}^2$$

$$q_2 = 127.48 \text{ kN/m}^2$$

$$q_3 = 127.48 \text{ kN/m}^2$$

$$q_4 = 178.11 \text{ kN/m}^2$$

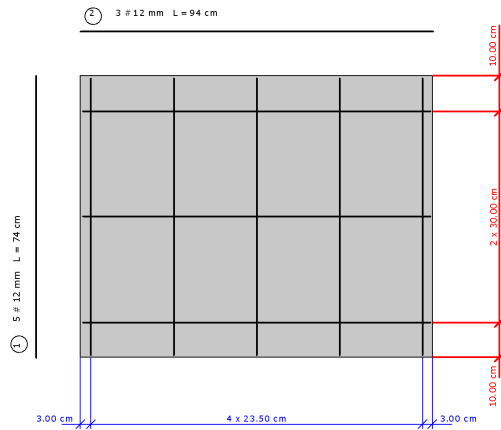


Odrywanie nie występuje.

### Wymiarowanie zbrojenia

POTRZEBNE ZBROJENIE DLA SCHEMATU NR 1

$$A_y = 0.40 \text{ cm}^2/\text{mb}$$



### Wyniki obliczeń przebiecia

DLA SCHEMATU NR 1

Przebiecie nie występuje

### Stateczność fundamentu

STATECZNOŚĆ NA OBRÓT:

DLA SCHEMATU NR 1

Stateczność OK.  $M_{\text{wyp}} = 0.0 \text{ kNm} \leq m \cdot M_{\text{otrzym}} = 0.72 \cdot 53.4 = 38.5 \text{ kNm}$

STATECZNOŚĆ NA PRZESUW:

DLA SCHEMATU NR 1

Przesuw po warstwie 1

Stateczność OK.  $T_y = 0.0 \text{ kN} \leq m \cdot T_{\text{uy}} = 0.72 \cdot 46.3 = 33.3 \text{ kN}$

### Osiadanie fundamentu

DLA SCHEMATU NR1

Osiadania pierwotne = 0.088 cm

Osiadania wtórne = 0.000 cm

Osiadania całkowite = 0.088 cm

Tangens kąta nachylenia względem osi X = 0.00000

Tangens kąta nachylenia względem osi Y = 0.00027

Przechyłka = 0.00027 rad

Warunek naprężeniowy  $0.3 \cdot \sigma_{zp} = 0.3 \cdot 68.24 \text{ kN/m}^2 = 20.47 \text{ kN/m}^2 \geq \sigma_{zd} = 18.87 \text{ kN/m}^2$

Głębokość, na której zachodzi warunek wytrzymałościowy = 3.76 m

**Rozkład naprężeń pod analizowanym fundamentem:**

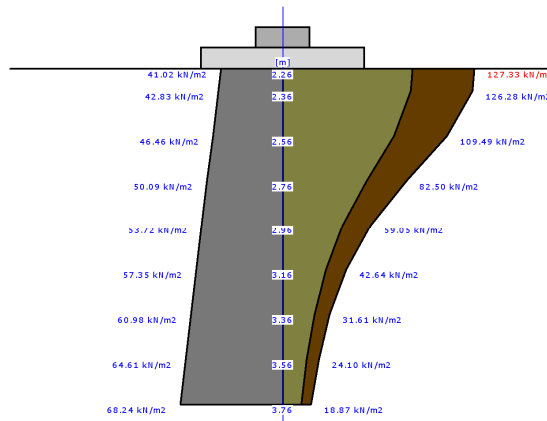


Tabela z wartościami:

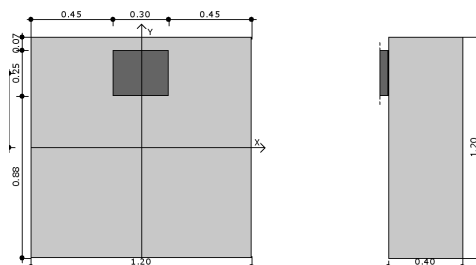
Nr	H [m]	$\sigma_{ZR}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$\sigma_{ZS}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$\sigma_{ZD}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	Suma = $\sigma_{ZS} + \sigma_{ZD} + \sigma_{ZDsila} + \sigma_{ZDfund}$
0	2.26	41.02	41.02	86.31	127.33
1	2.36	42.83	40.68	85.60	126.28
2	2.56	46.46	35.27	74.22	109.49
3	2.76	50.09	26.57	55.92	82.50
4	2.96	53.72	19.02	40.03	59.05
5	3.16	57.35	13.74	28.91	42.64
6	3.36	60.98	10.18	21.42	31.61
7	3.56	64.61	7.76	16.34	24.10
8	3.76	68.24	6.08	12.79	18.87

Legenda:

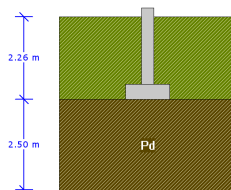
H [m]	- głębokość liczona od poziomu terenu
$\sigma_{ZR}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	- naprężenia pierwotne
$\sigma_{ZS}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	- naprężenia wtórne
$\sigma_{ZD}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	- naprężenia dodatkowe

**Poz. 5.3. Obliczenie stopy fundamentowej ST-1****Geometria**

Szerokość stopy B	[m]	1.20
Długość stopy L	[m]	1.20
Wysokość stopy H <sub>f</sub>	[m]	0.40
Szerokość przekroju słupa b	[m]	0.25
Wysokość przekroju słupa h	[m]	0.30
Mimośród e <sub>x</sub>	[m]	0.00
Mimośród e <sub>y</sub>	[m]	0.40

**Materiały**

Klasa betonu		C16/20
Klasa stali		34GS
Otulina	[cm]	7.00
Średnica prętów	[mm]	12.00

**Warunki gruntowe**

Warstwa	Nazwa gruntu	Miaższość [m]	$\rho^{(n)}$ [t/m <sup>3</sup> ]	$C^{(n)}_u$ [kPa]	$\phi^{(n)}_u$ [°]	M [kPa]	M <sub>o</sub> [kPa]
1	Piaski drobne	2.50	1.85	0.00	30.41	77385.50	61908.25

Metoda określenia parametrów geotechnicznych		B
Głębokość posadowienia	[m]	2.26
Ciężar zasypki	[kN/m <sup>3</sup> ]	21.00

### Obciążenia

Numer zestawu	N [kN]	M <sub>y</sub> [kNm]	T <sub>y</sub> [kN]	M <sub>x</sub> [kNm]	T <sub>x</sub> [kN]
1	200.00	6.00	0.00	0.00	0.00

### Stan graniczny nośności

DLA SCHEMATU NR 1

DLA WARSTWY NR 1

$$N=279.82 \text{ kN} \leq m \cdot Q_{fNB}=0.81 \cdot 907.28 = 734.90 \text{ kN}$$

$$N=279.82 \text{ kN} \leq m \cdot Q_{fNL}=0.81 \cdot 937.45 = 759.34 \text{ kN}$$

### Naprężenia pod fundamentem

DLA SCHEMATU NR 1

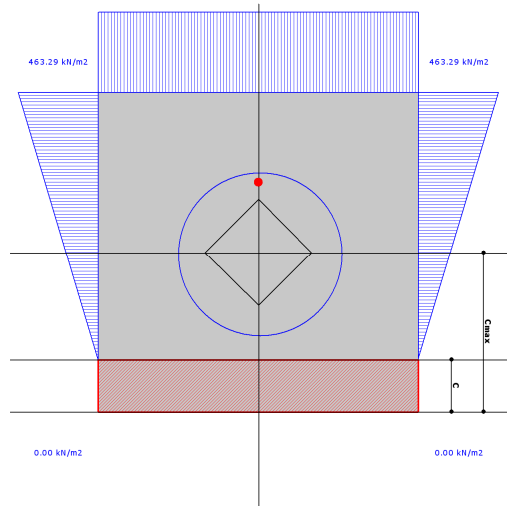
Naprężenia w narożach:

$$q_1=463.29 \text{ kN/m}^2$$

$$q_2=0.0 \text{ kN/m}^2 \text{ (wartość teoretyczna } q_2=-89.00 \text{ kN/m}^2)$$

$$q_3=0.0 \text{ kN/m}^2 \text{ (wartość teoretyczna } q_3=-89.00 \text{ kN/m}^2)$$

$$q_4=463.29 \text{ kN/m}^2$$



Warunek normowy spełniony:  $C=0.19 \text{ m} \leq 0.5 \cdot C_{\max} = 0.5 \cdot 0.60 = 0.30 \text{ m}$

### Wymiarowanie zbrojenia

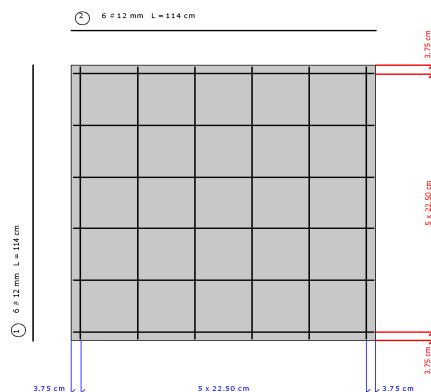
POTRZEBNE ZBROJENIE DLA SCHEMATU NR 1

$$A_y = 3.70 \text{ cm}^2/\text{mb} \quad A_x = 1.39 \text{ cm}^2/\text{mb}$$

Minimalne zbrojenie konstrukcyjne dla fundamentu wynosi:  $A_k=5.43 \text{ cm}^2/\text{mb}$

W kierunku y (B) przyjęto  $f_i=12.0 \text{ mm}$  w rozstawie  $s_1=22.8 \text{ cm}$   $A_{s1}=5.65 \text{ cm}^2/\text{mb}$

W kierunku x (L) przyjęto  $f_i=12.0 \text{ mm}$  w rozstawie  $s_2=22.8 \text{ cm}$   $A_{s2}=5.65 \text{ cm}^2/\text{mb}$



## Wyniki obliczeń przebiecia

DLA SCHEMATU NR 1

Przebiecie OK.  $N_y = 88.8 \text{ kN} \leq A_y \cdot f_{ctd} = 0.21 \cdot 870 = 180.9 \text{ kN}$

Przebiecie OK.  $N_x = 17.5 \text{ kN} \leq A_x \cdot f_{ctd} = 0.15 \cdot 870 = 129.9 \text{ kN}$

## Stateczność fundamentu

STATECZNOŚĆ NA OBRÓT:

DLA SCHEMATU NR 1

Stateczność OK.  $M_{wyp} = 6.0 \text{ kNm} \leq m \cdot M_{otrzym} = 0.72 \cdot 234.5 = 168.9 \text{ kNm}$

Stateczność OK.  $M_{wyp} = 0.0 \text{ kNm} \leq m \cdot M_{otrzym} = 0.72 \cdot 154.5 = 111.3 \text{ kNm}$

STATECZNOŚĆ NA PRZESUW:

DLA SCHEMATU NR 1

Przesuw po warstwie 1

Stateczność OK.  $T_x = 0.0 \text{ kN} \leq m \cdot T_{ux} = 0.72 \cdot 82.8 = 59.6 \text{ kN}$

Stateczność OK.  $T_y = 0.0 \text{ kN} \leq m \cdot T_{uy} = 0.72 \cdot 82.8 = 59.6 \text{ kN}$

## Osiadanie fundamentu

DLA SCHEMATU NR1

Osiadania pierwotne = 0.178 cm

Osiadania wtórne = 0.000 cm

Osiadania całkowite = 0.178 cm

Tangens kąta nachylenia względem osi X = 0.00000

Tangens kąta nachylenia względem osi Y = 0.00234

Przechyłka = 0.00234 rad

Warunek naprężeniowy  $0.3 \cdot \sigma_{zp} = 0.3 \cdot 79.13 \text{ kN/m}^2 = 23.74 \text{ kN/m}^2 \geq \sigma_{zd} = 23.44 \text{ kN/m}^2$

Głębokość, na której zachodzi warunek wytrzymałościowy = 4.36 m

**Rozkład naprężeń pod analizowanym fundamentem:**

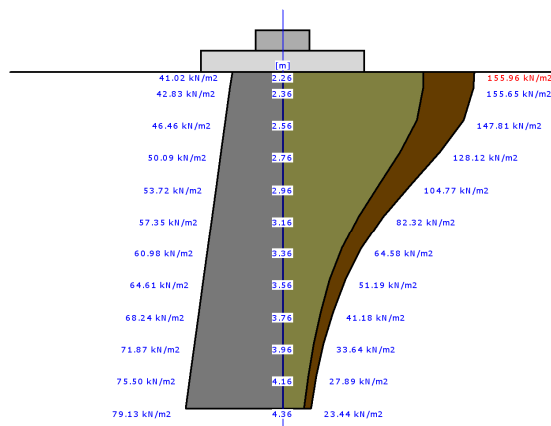


Tabela z wartościami:

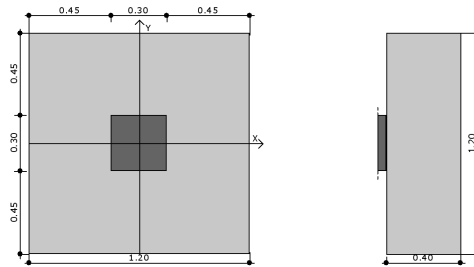
Nr	H [m]	σ <sub>ZR</sub> [kN/m²]	σ <sub>ZS</sub> [kN/m²]	σ <sub>ZD</sub> [kN/m²]	Suma = σ <sub>ZS</sub> +σ <sub>ZD</sub> +σ <sub>ZDsiła</sub> +σ <sub>ZDfund</sub>
0	2.26	41.02	41.02	114.94	155.96
1	2.36	42.83	40.88	114.76	155.65
2	2.56	46.46	38.19	109.62	147.81
3	2.76	50.09	32.42	95.70	128.12
4	2.96	53.72	25.93	78.84	104.77
5	3.16	57.35	20.19	62.13	82.32
6	3.36	60.98	15.76	48.82	64.58
7	3.56	64.61	12.45	38.75	51.19
8	3.76	68.24	9.99	31.19	41.18
9	3.96	71.87	8.15	25.50	33.64
10	4.16	75.50	6.75	21.14	27.89
11	4.36	79.13	5.67	17.77	23.44

**Legenda:**

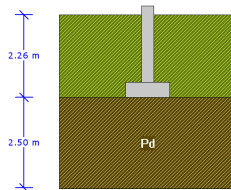
H [m]	- głębokość liczona od poziomu terenu
$\sigma_{zR}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	- naprężenia pierwotne
$\sigma_{zS}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	- naprężenia wtórne
$\sigma_{zD}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	- naprężenia dodatkowe

**Poz. 5.4. Obliczenie stopy fundamentowej ST-2****Geometria**

Szerokość stopy B	[m]	1.20
Długość stopy L	[m]	1.20
Wysokość stopy $H_f$	[m]	0.40
Szerokość przekroju słupa b	[m]	0.30
Wysokość przekroju słupa h	[m]	0.30
Mimośród $e_x$	[m]	0.00
Mimośród $e_y$	[m]	-0.00

**Materiały**

Klasa betonu		C16/20
Klasa stali		34GS
Otulina	[cm]	7.00
Średnica prętów	[mm]	12.00

**Warunki gruntowe**

Warstwa	Nazwa gruntu	Mięszość [m]	$\rho^{(n)}$ [t/m <sup>3</sup> ]	$C_u^{(n)}$ [kPa]	$\phi_u^{(n)}$ [°]	M [kPa]	$M_o$ [kPa]
1	Piaski drobne	2.50	1.85	0.00	30.41	77385.50	61908.25

Metoda określenia parametrów geotechnicznych		B
Głębokość posadowienia	[m]	2.26
Ciężar zasypki	[kN/m <sup>3</sup> ]	21.00

**Obciążenia**

Numer zestawu	N [kN]	$M_y$ [kNm]	$T_y$ [kN]	$M_x$ [kNm]	$T_x$ [kN]
1	200.00	6.00	0.00	0.00	0.00

**Stan graniczny nośności**

DLA SCHEMATU NR 1

DLA WARSTWY NR 1

$$N=279.12 \text{ kN} \leq m \cdot Q_{fNB}=0.81 \cdot 2093.50 = 1695.73 \text{ kN}$$

$$N=279.12 \text{ kN} \leq m \cdot Q_{fNL}=0.81 \cdot 2097.23 = 1698.75 \text{ kN}$$

### Napężenia pod fundamentem

DLA SCHEMATU NR 1

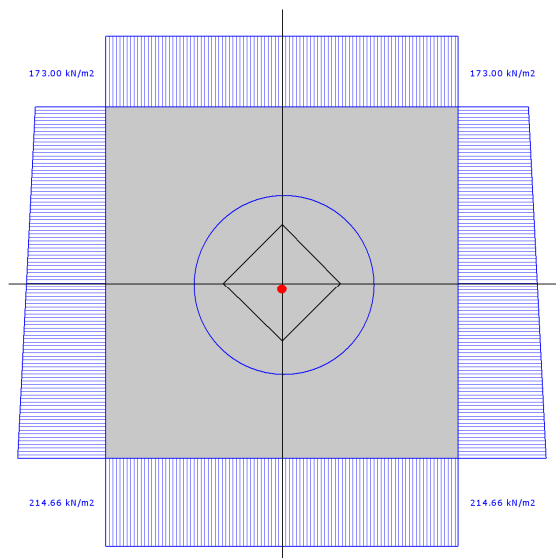
Napężenia w narożach:

$$q_1=173.00 \text{ kN/m}^2$$

$$q_2=214.66 \text{ kN/m}^2$$

$$q_3=214.66 \text{ kN/m}^2$$

$$q_4=173.00 \text{ kN/m}^2$$



Odrywanie nie występuje.

### Wymiarowanie zbrojenia

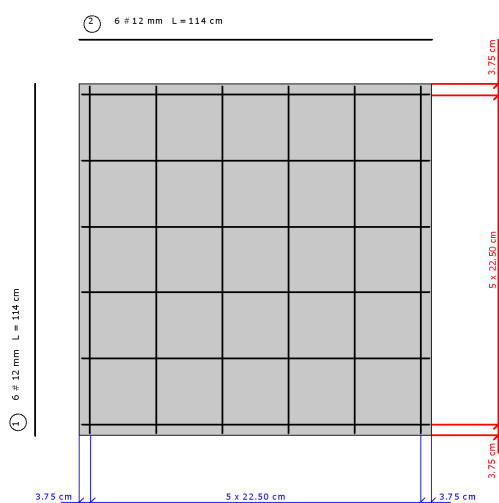
POTRZEBNE ZBROJENIE DLA SCHEMATU NR 1

$$A_y = 1.11 \text{ cm}^2/\text{mb} \quad A_x = 0.96 \text{ cm}^2/\text{mb}$$

Minimalne zbrojenie konstrukcyjne dla fundamentu wynosi:  $A_k=5.43 \text{ cm}^2/\text{mb}$

W kierunku y (B) przyjęto  $f_i=12.0 \text{ mm}$  w rozstawie  $s_1=22.8 \text{ cm}$   $A_{s1}=5.65 \text{ cm}^2/\text{mb}$

W kierunku x (L) przyjęto  $f_i=12.0 \text{ mm}$  w rozstawie  $s_2=22.8 \text{ cm}$   $A_{s2}=5.65 \text{ cm}^2/\text{mb}$



### Wyniki obliczeń przebiecia

DLA SCHEMATU NR 1

$$\text{Przebiecie OK. } N_y=20.7 \text{ kN} \leq A_y \cdot f_{ctd}=0.21 \cdot 870 = 180.9 \text{ kN}$$

$$\text{Przebiecie OK. } N_x=18.0 \text{ kN} \leq A_x \cdot f_{ctd}=0.21 \cdot 870 = 180.9 \text{ kN}$$

### Stateczność fundamentu

#### STATECZNOŚĆ NA OBRÓT:

DLA SCHEMATU NR 1

Stateczność OK.  $M_{wyp}=6.0 \text{ kNm} \leq m \cdot M_{otrzym} = 0.72 \cdot 154.3 = 111.1 \text{ kNm}$

Stateczność OK.  $M_{wyp}=0.0 \text{ kNm} \leq m \cdot M_{otrzym} = 0.72 \cdot 154.3 = 111.1 \text{ kNm}$

#### STATECZNOŚĆ NA PRZESUW:

DLA SCHEMATU NR 1

Przesuw po warstwie 1

Stateczność OK.  $T_x=0.0 \text{ kN} \leq m \cdot T_{ux} = 0.72 \cdot 82.6 = 59.5 \text{ kN}$

Stateczność OK.  $T_y=0.0 \text{ kN} \leq m \cdot T_{uy} = 0.72 \cdot 82.6 = 59.5 \text{ kN}$

### Osiadanie fundamentu

DLA SCHEMATU NR1

Osiadania pierwotne = 0.167 cm

Osiadania wtórne = 0.000 cm

Osiadania całkowite = 0.167 cm

Tangens kąta nachylenia względem osi X = 0.00000

Tangens kąta nachylenia względem osi Y = -0.00021

Przechyłka = 0.00021 rad

Warunek naprężeniowy  $0.3 \cdot \sigma_{zp} = 0.3 \cdot 79.13 \text{ kN/m}^2 = 23.74 \text{ kN/m}^2 \geq \sigma_{zd} = 22.31 \text{ kN/m}^2$

Głębokość, na której zachodzi warunek wytrzymałościowy = 4.36 m

#### Rozkład naprężeń pod analizowanym fundamentem:

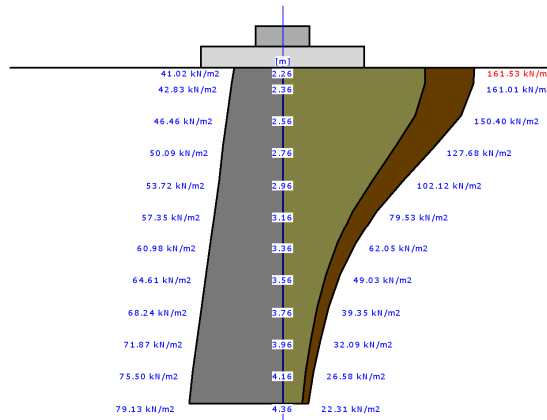


Tabela z wartościami:

Nr	H [m]	σ <sub>ZR</sub> [kN/m²]	σ <sub>ZS</sub> [kN/m²]	σ <sub>ZD</sub> [kN/m²]	Suma = σ <sub>ZS</sub> +σ <sub>ZD</sub> +σ <sub>ZSiła</sub> +σ <sub>ZDfund</sub>
0	2.26	41.02	41.02	120.51	161.53
1	2.36	42.83	40.88	120.12	161.01
2	2.56	46.46	38.19	112.21	150.40
3	2.76	50.09	32.42	95.26	127.68
4	2.96	53.72	25.93	76.19	102.12
5	3.16	57.35	20.19	59.33	79.53
6	3.36	60.98	15.76	46.30	62.05
7	3.56	64.61	12.45	36.58	49.03
8	3.76	68.24	9.99	29.36	39.35
9	3.96	71.87	8.15	23.95	32.09
10	4.16	75.50	6.75	19.83	26.58
11	4.36	79.13	5.67	16.65	22.31

Legenda:

- H [m] - głębokość liczona od poziomu terenu
- σ<sub>ZR</sub> [kN/m²] - naprężenia pierwotne
- σ<sub>ZS</sub> [kN/m²] - naprężenia wtórne
- σ<sub>ZD</sub> [kN/m²] - naprężenia dodatkowe



**Wykaz norm związanych:**

- PN-81/B-03020 *Posadowienie bezpośrednie budowli. Obliczenia statyczne i projektowanie.*
- PN-B-03264:2002 *Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone. Obliczenia statyczne i projektowanie.*
- PN-B-03002:1999 *Konstrukcje murowe niezbrojone. Projektowanie i obliczanie.*
- PN-B-03150:2000 *Konstrukcje drewniane. Obliczenia statyczne i projektowanie.*
- PN-82/B-02000 *Obciążenia budowli. Zasady ustalania wartości.*
- PN-82/B-02001 *Obciążenia budowli. Obciążenia stałe.*
- PN-82/B-02003 *Obciążenia budowli. Obciążenia zmienne technologiczne. Podstawowe obciążenia technologiczne i montażowe.*
- PN-80/B-02010 *Obciążenia w obliczeniach statycznych. Obciążenie śniegiem.*
- PN-77/B-02011 *Obciążenia w obliczeniach statycznych. Obciążenie wiatrem.*
- PN-EN 1991-1-1:2002 *Eurokod 1: Oddziaływania na konstrukcje. Część 1-1: Oddziaływania ogólne. Ciężar objętościowy, ciężar własny, obciążenia użytkowe w budynkach.*
- PN-EN 1991-1-3:2002 *Eurokod 1: Oddziaływania na konstrukcje. Część 1-3: Oddziaływania ogólne. Obciążenie śniegiem.*

**Opracował:**