

OBLICZENIA STATYCZNE

I. WIĘŻBA DACHOWA

1.1 Obciążenia

0.1. Połacie dachowa

Charakterystyczna wartość obciążenia:

$$Q_k = 0,25 \text{ kN/m}^2.$$

Obliczeniowe wartości obciążenia:

$$Q_{o1} = 0,30 \text{ kN/m}^2, \quad \square \quad f_1 = 1,20,$$

$$Q_{o2} = 0,23 \text{ kN/m}^2, \quad \square \quad f_2 = 0,90.$$

Składniki obciążenia:

Papa zgrzewalna nawierzchniowa

$$Q_k = 0,05 = 0,05 \text{ kN/m}^2.$$

$$Q_{o1} = 0,06 \text{ kN/m}^2, \quad \square \quad f_1 = 1,20,$$

$$Q_{o2} = 0,05 \text{ kN/m}^2, \quad \square \quad f_2 = 0,90.$$

Papa podkładowa

$$Q_k = 0,05 = 0,05 \text{ kN/m}^2.$$

$$Q_{o1} = 0,06 \text{ kN/m}^2, \quad \square \quad f_1 = 1,20,$$

$$Q_{o2} = 0,05 \text{ kN/m}^2, \quad \square \quad f_2 = 0,90.$$

Deskowanie

$$Q_k = 0,025 \cdot 6 = 0,15 \text{ kN/m}^2.$$

$$Q_{o1} = 0,18 \text{ kN/m}^2, \quad \square \quad f_1 = 1,20,$$

$$Q_{o2} = 0,14 \text{ kN/m}^2, \quad \square \quad f_2 = 0,90.$$

0.1.2. Sufit podwieszony

Charakterystyczna wartość obciążenia:

$$Q_k = 0,36 \text{ kN/m}^2.$$

Obliczeniowe wartości obciążenia:

$$Q_{o1} = 0,43 \text{ kN/m}^2, \quad \square \quad f_1 = 1,20,$$

$$Q_{o2} = 0,32 \text{ kN/m}^2, \quad \square \quad f_2 = 0,90.$$

Składniki obciążenia:

Wetna mineralna

$$Q_k = 0,6 \cdot 0,25 = 0,15 \text{ kN/m}^2.$$

$$Q_{o1} = 0,18 \text{ kN/m}^2, \quad \square \quad f_1 = 1,20,$$

$$Q_{o2} = 0,14 \text{ kN/m}^2, \quad \square \quad f_2 = 0,90.$$

Folia PE

$$Q_k = 0,01 = 0,01 \text{ kN/m}^2.$$

$$Q_{o1} = 0,01 \text{ kN/m}^2, \quad \square f_1 = 1,20,$$

$$Q_{o2} = 0,01 \text{ kN/m}^2, \quad \square f_2 = 0,90.$$

Płyty GKF na ruszcie stalowym

$$Q_k = 0,20 = 0,20 \text{ kN/m}^2.$$

$$Q_{o1} = 0,24 \text{ kN/m}^2, \quad \square f_1 = 1,20,$$

$$Q_{o2} = 0,18 \text{ kN/m}^2, \quad \square f_2 = 0,90.$$

0.2. Śnieg

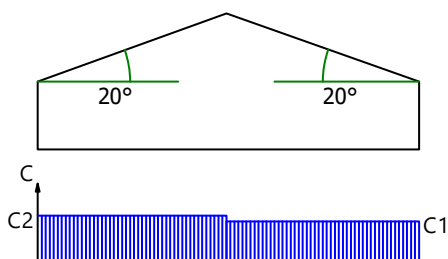
Rodzaj: śnieg

Typ: zmienne

0.2.1. Śnieg C1

Obciążenie charakterystyczne śniegiem gruntu $q_k = 1,20 \text{ kN/m}^2$ przyjęto zgodnie ze zmianą do normy Az1, jak dla strefy III ($H = 61 \text{ m n.p.m}$) i zwiększono o 20% jak dla obiektu niższego od otaczającego terenu lub otoczonego obiektami wyższymi.

Współczynnik kształtu $C = 0,80$ jak dla dachu dwuspadowego.



Charakterystyczna wartość obciążenia śniegiem:

$$Q_k = 1,2 \cdot 1,2 \text{ kN/m}^2 \cdot 0,8 = 1,15 \text{ kN/m}^2.$$

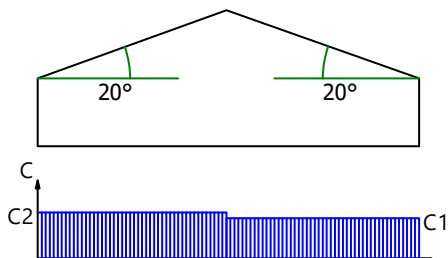
Obliczeniowa wartość obciążenia śniegiem:

$$Q_o = 1,72 \text{ kN/m}^2, \quad \square f = 1,50.$$

0.2.2. Śnieg C2

Obciążenie charakterystyczne śniegiem gruntu $q_k = 0,70 \text{ kN/m}^2$ przyjęto zgodnie ze zmianą do normy Az1, jak dla strefy I ($H = 61 \text{ m n.p.m}$) i zwiększono o 20% jak dla obiektu niższego od otaczającego terenu lub otoczonego obiektami wyższymi.

Współczynnik kształtu $C = (0,8+0,4 \cdot (20-15)/15) = 0,93$ jak dla dachu dwuspadowego.



Charakterystyczna wartość obciążenia śniegiem:

$$Q_k = 1,2 \cdot 0,7 \text{ kN/m}^2 \cdot (0,8 + 0,4 \cdot (20 - 15) / 15) = 0,78 \text{ kN/m}^2.$$

Obliczeniowa wartość obciążenia śniegiem:

$$Q_o = 1,17 \text{ kN/m}^2, \quad \alpha_f = 1,50.$$

0.3. Wiatr

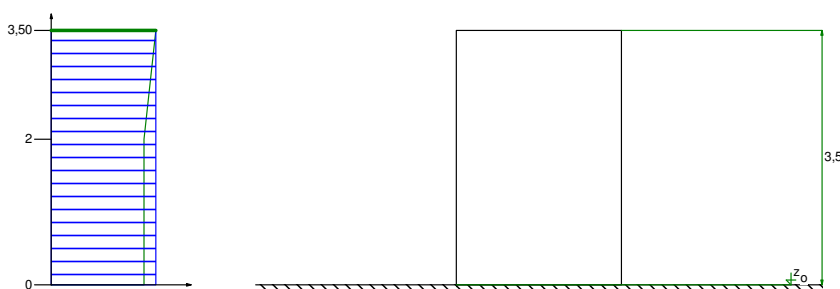
Rodzaj: wiatr

Typ: zmienne

0.3.1. Wiatr

Charakterystyczne ciśnienie prędkości wiatru $q_k = 0,30 \text{ kN/m}^2$ przyjęto jak dla strefy I.

Współczynnik ekspozycji $C_e = 0,68$ przyjęto jak dla terenu A i wysokości nad poziomem gruntu $z = 3,50 \text{ m}$. Ponieważ $H/L \leq 2$ przyjęto stały po wysokości rozkład współczynnika ekspozycji C_e o wartości jak dla punktu najwyższego.



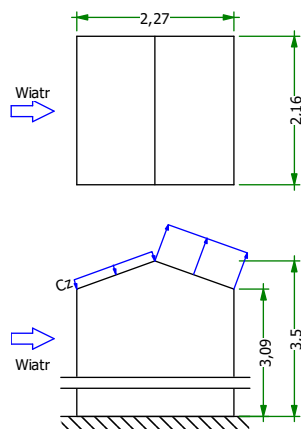
Współczynnik działania porywów wiatru $\alpha = 1,80$ przyjęto jak do obliczeń budowli niepodatnych na dynamiczne działanie wiatru (logarytmiczny dekrement tłumienia $\alpha = 0,20$; okres drgań własnych $T = 0,20 \text{ s}$).

Współczynnik aerodynamiczny C połaci nawietrznej dachu dwuspadowego ($\alpha = 20^\circ$) wg wariantu II równy jest

$$C = C_z - C_w = 0,10, \text{ gdzie:}$$

$C_z = 0,10$ jest współczynnikiem ciśnienia zewnętrznego,

$C_w = 0,00$ jest współczynnikiem ciśnienia wewnętrznego.



Charakterystyczna wartość obciążenia wiatrem:

$$Q_k = 0,3 \text{ kN/m}^2 \cdot 0,68 \cdot (0,10 - 0,00) \cdot 1,8 = 0,04 \text{ kN/m}^2.$$

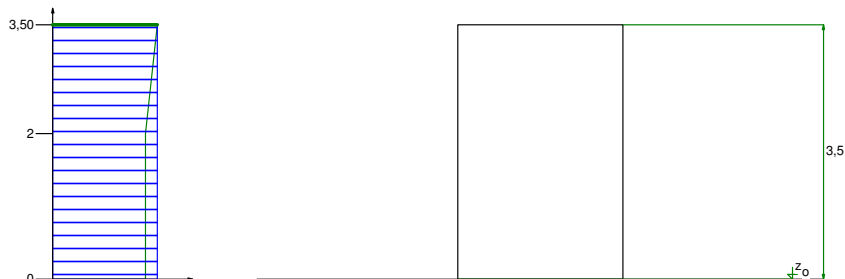
Obliczeniowa wartość obciążenia wiatrem:

$$Q_o = 0,06 \text{ kN/m}^2, \quad \alpha_f = 1,50.$$

0.3.2. Wiatr

Charakterystyczne ciśnienie prędkości wiatru $q_k = 0,30 \text{ kN/m}^2$ przyjęto jak dla strefy I .

Współczynnik ekspozycji $C_e = 0,68$ przyjęto jak dla terenu A i wysokości nad poziomem gruntu $z = 3,50 \text{ m}$.
Ponieważ $H/L \leq 2$ przyjęto stały po wysokości rozkład współczynnika ekspozycji C_e o wartości jak dla punktu najwyższego.



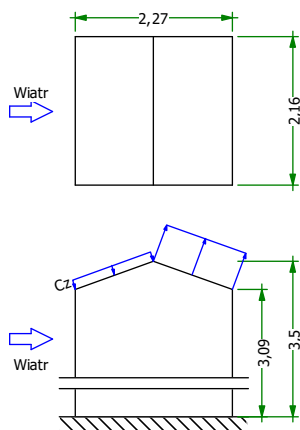
Współczynnik działania porywów wiatru $\alpha = 1,80$ przyjęto jak do obliczeń budowli niepodatnych na dynamiczne działanie wiatru (logarytmiczny dekrement tłumienia $\alpha = 0,20$; okres drgań własnych $T = 0,20 \text{ s}$).

Współczynnik aerodynamiczny C połaci zawietrznej dachu dwuspadowego ($\alpha = 20^\circ$) wg wariantu II równy jest

$C = C_z - C_w = -0,40$, gdzie:

$C_z = -0,40$ jest współczynnikiem ciśnienia zewnętrznego,

$C_w = 0,00$ jest współczynnikiem ciśnienia wewnętrznego.



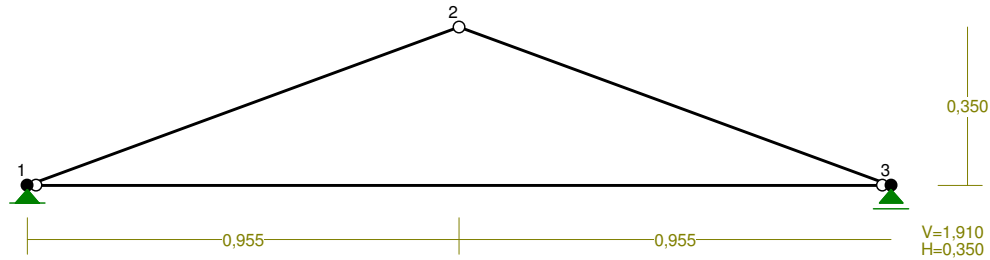
Charakterystyczna wartość obciążenia wiatrem:

$$Q_k = 0,3 \text{ kN/m}^2 \cdot 0,68 \cdot (-0,40 - 0,00) \cdot 1,8 = -0,15 \text{ kN/m}^2.$$

Obliczeniowa wartość obciążenia wiatrem:

$$Q_0 = -0,22 \text{ kN/m}^2, \quad \alpha_f = 1,50.$$

2.1. Krokwie



WĘZŁY:

Nr:	X [m]:	Y [m]:
1	0,000	0,000
2	0,955	0,350
3	1,910	0,000

PODPORY:

Podatności

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

OSIADANIA:

Węzeł:	Kąt:	Wx (Wo*) [m]:	Wy [m]:	FIo [grad]:
B r a k O s i a d a ń				

PRĘTY UKŁADU:

Typy prętów: 00 - sztyw.-sztyw.; 01 - sztyw.-przegub;
 10 - przegub-sztyw.; 11 - przegub-przegub
 22 - ciągnio

Pręt:	Typ:	A:	B:	Lx [m]:	Ly [m]:	L [m]:	Red.EJ:	Przekrój:
1	01	0	1	0,955	0,350	1,017	1,000	2 B 12,0x6,0
2	10	1	2	0,955	-0,350	1,017	1,000	2 B 12,0x6,0
3	11	0	2	1,910	0,000	1,910	1,000	1 IIIa 12x14

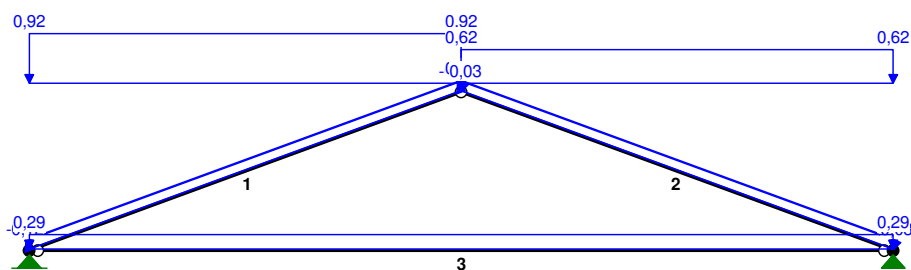
WIELKOŚCI PRZEKROJOWE:

Nr.	A[cm ²]	I _x [cm ⁴]	I _y [cm ⁴]	W _g [cm ³]	W _d [cm ³]	h[cm]	Materiał:
1	96,0	2528	1152	192	192	12,0	1,2E+2 Drewno C14
2	72,0	864	216	144	144	12,0	1,3E+2 Drewno C24

STAŁE MATERIAŁOWE:

Materiał:	Moduł E: [kN/mm ²]	Napręż.gr.: [N/mm ²]	AlfaT: [1/K]
121 Drewno C14	7	14,000	5,0E-6
126 Drewno C24	11	24,000	5,0E-6

OBCIĄŻENIA:



OBCIĄŻENIA: ([kN], [kNm], [kN/m])

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

Grupa: CW "Ciężar własny" Stałe $\gamma_f = 1,00$

Grupa:	A ""	Zmienne	$\gamma_f = 1,20$
1	Liniowe	0,0 0,22 0,22	0,00 1,02
2	Liniowe	0,0 0,22 0,22	0,00 1,02
3	Liniowe	0,0 0,29 0,29	0,00 1,91

Grupa:	B ""	Zmienne	$\gamma_f = 1,50$
1	Liniowe-Y	0,0 0,92 0,92	0,00 1,02
2	Liniowe-Y	0,0 0,62 0,62	0,00 1,02

Grupa:	C ""	Zmienne	$\gamma_f = 1,50$
1	Liniowe	20,1 -0,12 -0,12	0,00 1,02
2	Liniowe	-20,1 0,03 0,03	0,00 1,02

W Y N I K I wg PN 82/B-02000

Teoria I-go rzędu

RM_Win v. 11.50 licencja nr 27901

OBCIĄŻENIOWE WSPÓŁ. BEZPIECZ.:

Grupa:	Znaczenie:	γ_f :	ψ_d :
CW-"Ciężar własny"	Stałe	1,00	
A -""	Zmienne	1 1,20	1,00
B -""	Zmienne	1 1,50	1,00
C -""	Zmienne	1 1,50	1,00

SIŁY PRZEKROJOWE: T.I rzędu

Obciążenia obl.: CW ABC

Pręt:	x/L:	x[m]:	M[kNm]:	Q[kN]:	N[kN]:
1	0,00	0,000	0,00	0,67	-2,25
	0,50	0,509	0,17*	0,00	-1,97
	1,00	1,017	0,00	-0,67	-1,69
2	0,00	0,000	0,00	0,58	-1,72
	0,50	0,505	0,15*	0,00	-1,92
	0,50	0,513	0,15*	0,00	-1,93
	1,00	1,017	0,00	-0,58	-2,13
3	0,00	0,000	0,00	0,36	1,80
	0,50	0,955	0,17*	0,00	1,80
	1,00	1,910	0,00	-0,36	1,80

* = Wartości ekstremalne

NAPRĘŻENIA: T.I rzędu

Obciążenia obl.: CW ABC

Pręt:	x/L:	x[m]:	SigmaG:	SigmaD:	SigmaMax/Ro:
			[MPa]		

121 Drewno C14

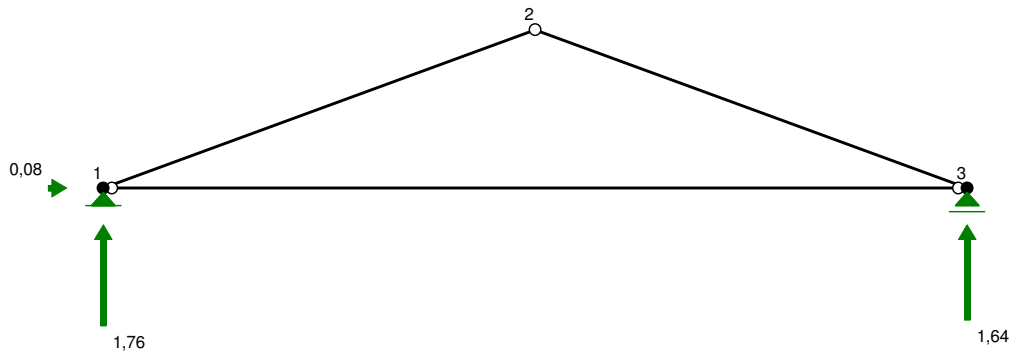
3	0,00	0,000	0,19	0,19	0,013
	0,50	0,955	-0,72	1,09	0,078*
	1,00	1,910	0,19	0,19	0,013

126 Drewno C24

1	0,00	0,000	-0,31	-0,31	0,013
	0,49	0,497	-1,45	0,90	0,061*
	1,00	1,017	-0,23	-0,23	0,010
2	0,00	0,000	-0,24	-0,24	0,010
	0,50	0,513	-1,29	0,76	0,054*
	1,00	1,017	-0,30	-0,30	0,012

* = Wartości ekstremalne

REAKCJE PODPOROWE:



REAKCJE PODPOROWE: T.I rzędu

Obciążenia obl.: CW ABC

Węzeł:	H [kN]:	V [kN]:	Wypadkowa [kN]:	M [kNm]:
1	0,08	1,76	1,77	
3	0,00	1,64	1,64	

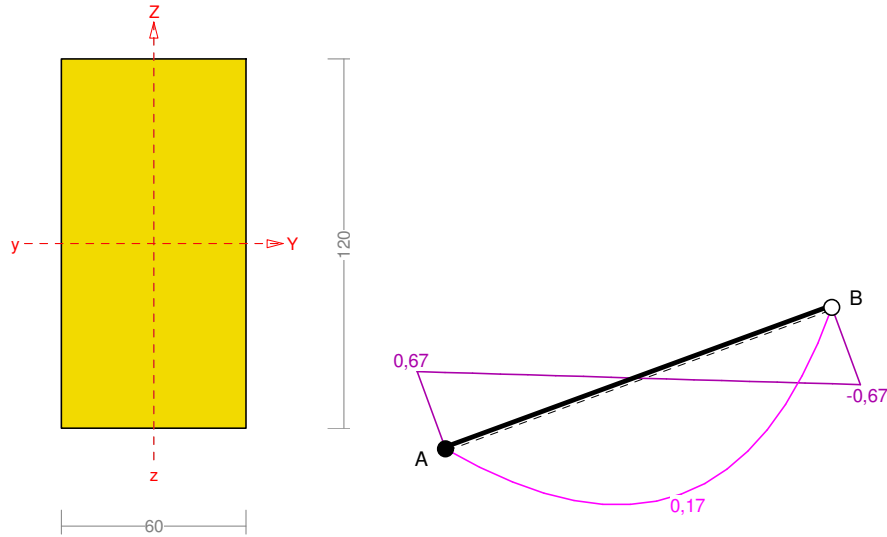
REAKCJE PODPOROWE: T.I rzędu

Obciążenia char.: CW ABC

Węzeł:	H [kN]:	V [kN]:	Wypadkowa [kN]:	M [kNm]:
1	0,05	1,30	1,30	
3	0,00	1,22	1,22	

Pręt nr 1

Zadanie: KROKIEW



Sprawdzenie nośności pręta nr 1

Nośność na ściskanie:

Wyniki dla $x_a=0,00$ m; $x_b=1,02$ m, przy obciążeniach „CW ABC”.

Nośność na ściskanie:

$$\sigma_{c,0,d} = N / A_d = 2,25 / 72,00 \times 10 = \mathbf{0,31 < 7,11} = 0,733 \times 9,69 = k_c f_{c,0,d}$$

Ściskanie ze zginaniem dla $x_a=0,50$ m; $x_b=0,52$ m, przy obciążeniach „CW ABC”:

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,y} f_{c,0,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} = \frac{0,27}{1,001 \times 9,69} + 0,7 \times \frac{0,00}{11,08} + \frac{1,18}{11,08} = \mathbf{0,135 < 1}$$

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,z} f_{c,0,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} = \frac{0,27}{0,733 \times 9,69} + \frac{0,00}{11,08} + 0,7 \times \frac{1,18}{11,08} = \mathbf{0,113 < 1}$$

Nośność na zginanie:

Wyniki dla $x_a=0,51$ m; $x_b=0,51$ m, przy obciążeniach „CW ABC”.

Warunek stateczności:

$$\sigma_{m,d} = M / W = 0,17 / 144,00 \times 10^3 = \mathbf{1,18 < 11,08} = 1,000 \times 11,08 = k_{crit} f_{m,d}$$

Nośność dla $x_a=0,51$ m; $x_b=0,51$ m, przy obciążeniach „CW ABC”:

$$\frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} = \frac{1,18}{11,08} + 0,7 \times \frac{0,00}{11,08} = \mathbf{0,106 < 1}$$

$$k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} = 0,7 \times \frac{1,18}{11,08} + \frac{0,00}{11,08} = \mathbf{0,075 < 1}$$

Nośność ze ściskaniem dla $x_a=0,51$ m; $x_b=0,51$ m, przy obciążeniach „CW ABC”:

$$\frac{\sigma_{c,0,d}^2}{f_{c,0,d}^2} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} = \frac{0,27^2}{9,69^2} + \frac{1,18}{11,08} + 0,7 \times \frac{0,00}{11,08} = \mathbf{0,107 < 1}$$

$$\frac{\sigma_{c,0,d}^2}{f_{c,0,d}^2} + k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} = \frac{0,27^2}{9,69^2} + 0,7 \times \frac{1,18}{11,08} + \frac{0,00}{11,08} = \mathbf{0,075 < 1}$$

Nośność na ścinanie:

Wyniki dla $x_a=0,00$ m; $x_b=1,02$ m, przy obciążeniach „CW ABC”.

Warunek nośności

$$\tau_d = \sqrt{\tau_{z,d}^2 + \tau_{y,d}^2} = \sqrt{0,14^2 + 0,00^2} = \mathbf{0,14 < 1,15} = 1,000 \times 1,15 = k_v f_{v,d}$$

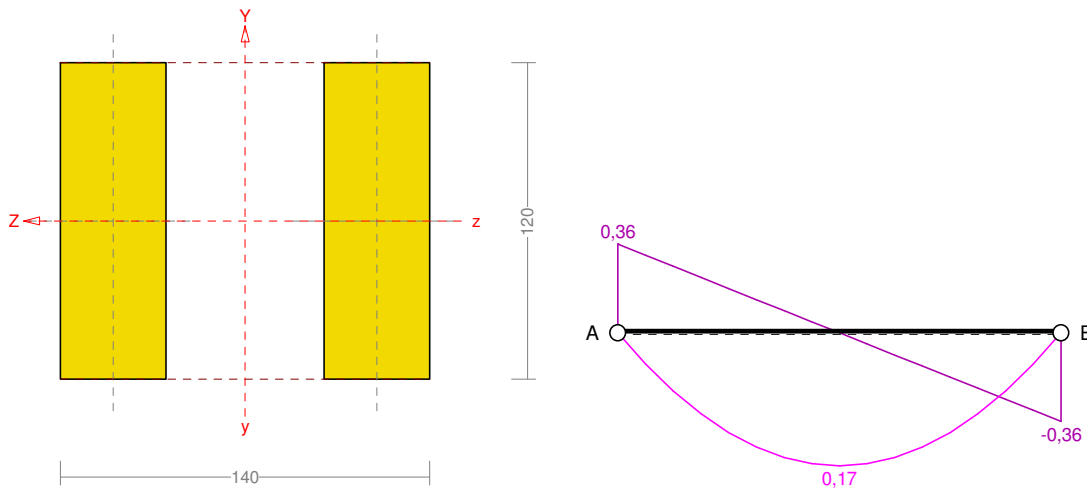
Stan graniczny użytkowania:

Wyniki dla $x_a=0,58$ m; $x_b=0,43$ m, przy obciążeniach „CW ABC”.

$$u_{z,fin} = -0,4 + 0,0 = \mathbf{0,4 < 5,1} = u_{net,fin}$$

Na podstawie obliczeń przyjęto krokwie z drewna klasy C24, o wymiarach 6×12 cm.

2.2. Jętki



Sprawdzenie nośności pręta nr 3

Nośność na rozciąganie:

Wyniki dla $x_a=0,00$ m; $x_b=1,91$ m, przy obciążeniach „CW ABC”.

Pole powierzchni przekroju netto $A_n = 96,00$ cm².

$$\sigma_{t,0,d} = N / A_n = 1,80 / 96,00 \times 10 = \mathbf{0,19 < 3,69} = f_{t,0,d}$$

Nośność na zginanie:

Wyniki dla $x_a=0,95$ m; $x_b=0,95$ m, przy obciążeniach „CW ABC”.

Największe naprężenia dla gałęzi ściskanej:

$$\sigma_i = \mathbf{0,00 < 7,38} = f_{c,0,d}$$

Największe naprężenia dla gałęzi rozciąganej:

$$\sigma_i = \mathbf{0,00 < 3,69} = f_{c,0,t}$$

Nośność dla $x_a=0,95$ m; $x_b=0,95$ m, przy obciążeniach „CW ABC”:

$$\frac{\sigma_{t,0,d}}{f_{t,0,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} = \frac{0,19}{3,69} + \frac{0,00}{6,46} + 1,0 \times \frac{0,91}{6,46} = \mathbf{0,191} < \mathbf{1}$$

Nośność na ścinanie:

Wyniki dla $x_a=0,00$ m; $x_b=1,91$ m, przy obciążeniach „CW ABC”.

$$\sqrt{\tau^2 + \tau'^2} = \sqrt{0,00^2 + 0,06^2} = \mathbf{0,06} < \mathbf{0,78} = f_{v,d}$$

Nośność przewiązek:

Wyniki dla $x_a=0,00$ m; $x_b=1,91$ m, przy obciążeniach „CW ABC”.

Do połączenia przewiązek, przyjęto łączniki mechaniczne w postaci gwoździ długości 100 mm o średnicy 4,0 mm.

$$F_1 / R_d + F_{1,x} / R_d = 0,0 / 567,2 + 0,0 / 167,7 = \mathbf{0,000} < \mathbf{1} = 1$$

Przyjęto przewiązki szerokości $l_2 = 250$ mm.

Nośność przewiązek:

$$\sigma = M_p / W = 0,00 / 1250,00 \times 10^3 = \mathbf{0,00} < \mathbf{6,46} = f_{m,d}$$

$$\tau = 1,5 V_p / A = 1,5 \times 0,00 / 300,00 \times 10 = \mathbf{0,00} < \mathbf{0,78} = f_{v,d}$$

Stan graniczny użytkowania:

Wyniki dla $x_a=0,95$ m; $x_b=0,95$ m, przy obciążeniach „CW ABC”.

$$u_{y,fin} = -1,1 + 0,0 = \mathbf{1,1} < \mathbf{9,5} = u_{net,fin}$$

Na podstawie obliczeń przyjęto jętki z drewna klasy C24, o wymiarach 2×4×12 cm.

II. NADPROŻE ŻELBETOWE N-1

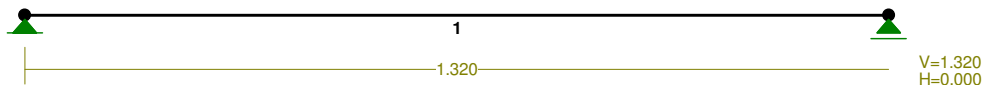
OBCIĄŻENIA:

$$q_k = 3,19 \text{ kN/m}$$

$$q_o = 3,74 \text{ kN/m}$$

Ciężar własny nadproża ujęto w programie obliczeniowym.

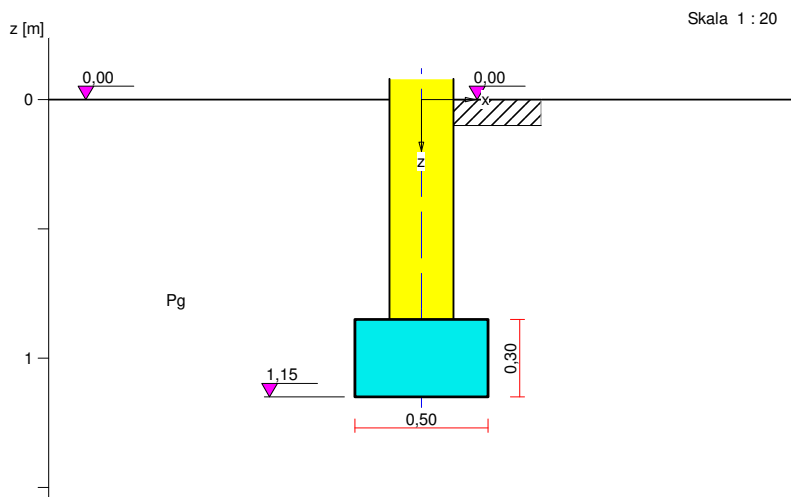
SCHEMAT STATYCZNY:



WYMIAROWANIE:

Na podstawie obliczeń przyjęto nadproże żelbetowe N-1 z betonu C20/25 o przekroju 24×35 cm, zbrojone dołem prętami 4Ø12 mm, górą prętami 2Ø12 mm, ze stali A-IIIN /RB500W/, strzemiona Ø 6 mm co 20 cm, stal A-I /St3SX/. Otulenie zbrojenia konstrukcyjnego 3,0 cm.

III. ŁAWA FUNDAMENTOWA



Warstwy gruntu

Lp.	Poziom stropu	Grubość warstwy	Nazwa gruntu	Poz. wody grunt.
	[m]	[m]		[m]
1	0,00	nieokreśl.	Piasek gliniasty	brak wody

Obciążenie od konstrukcji

Względny poziom przyłożenia obciążenia: $z_{obc} = 0,85$ m.

Lista obciążeń:

Lp	Rodzaj	N	Hx	My	γ
	obciążenia*	[kN/m]	[kN/m]	[kNm/m]	[-]
1	D	18,2	0,0	0,00	1,20

D – obciążenia stałe, zmienne długotrwałe,

D+K - obciążenia stałe, zmienne długotrwałe i krótkotrwałe.

Materiał

Rodzaj materiału: **żelbet**

Klasa betonu: B20, nazwa stali: RB 500 W,

Średnica prętów zbrojeniowych:

na kierunku x: $d_x = 12,0$ mm, na kierunku y: $d_y = 12,0$ mm,

Kierunek zbrojenia głównego: x,

Grubość otuliny: 5,0 cm.

Dopuszcza się zbrojenie strzemionami, jeżeli warunek na przebicie tego wymaga.

Wymiary fundamentu

Względny poziom posadowienia: $z_f = 1,15$ m

Kształt fundamentu: **prosty**

Wymiary podstawy: $B = 0,50$ m, $L = 2,04$ m,

Wysokość: $H = 0,30$ m, mimośród: $E = 0,00$ m.

Stan graniczny I

Zestawienie wyników analizy nośności i mimośródów

Nr obc.	Rodzaj obciążenia	Poziom [m]	Wsp. nośności	Wsp. mimośr.
* 1	D	1,15	0,08	0,00

Analiza stanu granicznego I dla obciążenia nr 1

Wymiary podstawy fundamentu rzeczywistego: $B = 0,50$ m, $L = 2,04$ m.

Względny poziom posadowienia: $H = 1,15$ m.

Rodzaj obciążenia: D,

Zestawienie obciążeń:

Obciążenia zewnętrzne od konstrukcji na jednostkę długości fundamentu:

siła pionowa: $N = 18,20$ kN/m, mimośród względem podstawy fund. $E = 0,00$ m,

siła pozioma: $H_x = 0,00$ kN/m, mimośród względem podstawy fund. $E_z = 0,30$ m,

moment: $M_y = 0,00$ kNm/m.

Ciążar własny fundamentu, gruntu, posadzek, obciążenia posadzek na jednostkę długości fundamentu:

siła pionowa: $G = 9,68$ kN/m, moment: $M_{Gy} = 0,01$ kNm/m.

Uwaga: Przy sprawdzaniu położenia wypadkowej alternatywnie brano pod uwagę obciążenia

obliczeniowe wyznaczone przy zastosowaniu dolnych współczynników obciążenia.

Sprawdzenie położenia wypadkowej obciążenia względem podstawy fundamentu

Obciążenie pionowe:

$$N_r = (N + G) \cdot L = (18,20 + 9,68 | 7,05) \cdot 2,04 = 56,88 | 51,51 \text{ kN.}$$

Moment względem środka podstawy:

$$M_r = (-N \cdot E + H_x \cdot E_z + M_y + M_{Gy}) \cdot L = (-18,20 \cdot 0,00 + 0,01 | 0,00) \cdot 2,04 = 0,02 | 0,00 \text{ kNm.}$$

Mimośród siły względem środka podstawy:

$$e_r = |M_r / N_r| = 0,02 / 56,88 = 0,00 \text{ m.}$$

$$e_r = 0,00 \text{ m} < 0,08 \text{ m.}$$

Wniosek: Warunek położenia wypadkowej jest spełniony.

Sprawdzenie warunku granicznej nośności fundamentu rzeczywistego

Zredukowane wymiary podstawy fundamentu:

$$B' = B - 2 \cdot e_r = 0,50 - 2 \cdot 0,00 = 0,50 \text{ m, } L' = L = 2,04 \text{ m.}$$

Obciążenie podłoża obok ławy (min. średnia gęstość dla pola 2):

średnia gęstość obl.: $\rho_{D(r)} = 1,92$ t/m³, min. wysokość: $D_{\min} = 1,15$ m,

obciążenie: $\rho_{D(r)} \cdot g \cdot D_{\min} = 1,92 \cdot 9,81 \cdot 1,15 = 21,69$ kPa.

Współczynniki nośności podłoża:

obliczeniowy kąt tarcia wewnętrzznego: $\Phi_{u(r)} = \Phi_{u(n)} \cdot \gamma_m = 23,30 \cdot 0,90 = 20,97^\circ$,

spójność: $c_{u(r)} = c_{u(n)} \cdot \gamma_m = 44,20 \cdot 0,90 = 39,78$ kPa,

$$N_B = 1,74 \quad N_C = 15,78, \quad N_D = 7,05.$$

Wpływ odchylenia wypadkowej obciążenia od pionu:

$$\operatorname{tg} \delta = |H_x| \cdot L / N_r = 0,00 \cdot 2,04 / 56,88 = 0,0000, \quad \operatorname{tg} \delta / \operatorname{tg} \Phi_{u(r)} = 0,0000 / 0,3833 = 0,000,$$

$$i_B = 1,00, \quad i_C = 1,00, \quad i_D = 1,00.$$

Ciężar objętościowy gruntu pod ławą fundamentową:

$$\rho_{B(r)} \cdot \gamma_m \cdot g = 2,15 \cdot 0,90 \cdot 9,81 = 18,98 \text{ kN/m}^3.$$

Współczynniki kształtu:

$$m_B = 1 - 0,25 \cdot B' / L' = 0,94, \quad m_C = 1 + 0,3 \cdot B' / L' = 1,07, \quad m_D = 1 + 1,5 \cdot B' / L' = 1,37.$$

Odpór graniczny podłoża:

$$Q_{fNB} = B' L' (m_C \cdot N_C \cdot c_{u(r)} \cdot i_C + m_D \cdot N_D \cdot \rho_{D(r)} \cdot g \cdot D_{\min} \cdot i_D + m_B \cdot N_B \cdot \rho_{B(r)} \cdot g \cdot B' \cdot i_B) = 915,49 \text{ kN}.$$

Sprawdzenie warunku obliczeniowego:

$$N_r = 56,88 \text{ kN} < m \cdot Q_{fNB} = 0,81 \cdot 915,49 = 741,55 \text{ kN}.$$

Wniosek: warunek nośności jest spełniony.

Stan graniczny II

Osiadanie fundamentu

Osiadanie całkowite:

$$\text{Osiadanie pierwotne: } s' = 0,02 \text{ cm}.$$

$$\text{Osiadanie wtórne: } s'' = 0,00 \text{ cm}.$$

$$\text{Współczynnik stopnia odprężenia podłoża: } \lambda = 0.$$

$$\text{Osiadanie: } s = s' + \lambda \cdot s'' = 0,02 + 0 \cdot 0,00 = 0,02 \text{ cm},$$

Sprawdzenie warunku osiadania:

Warunek nie jest określony.

Wymiarowanie fundamentu

Zestawienie wyników sprawdzenia ławy na przebicie

Nr obc.	Przekrój	Siła tnąca	Nośność betonu	Nośność strzemion
		V [kN/m]	V _r [kN/m]	V _s [kN/m]
* 1	1	0	212	–

Sprawdzenie ławy na przebicie dla obciążenia nr 1

Zestawienie obciążeń:

Obciążenia zewnętrzne od konstrukcji zredukowane do osi ławy:

$$\text{siła pionowa: } N_r = 18 \text{ kN/m}, \quad \text{moment: } M_r = 0,00 \text{ kNm/m}.$$

Mimośród siły względem środka podstawy:

$$e_r = |M_r / N_r| = 0,00 \text{ m}.$$

Przebicie ławy w przekroju 1:

$$\text{Siła ścinająca: } V_{Sd} = 0,5 \cdot (q_1 + q_c) \cdot c = 0,5 \cdot (36,4 + 36,4) \cdot 0,11 = 0 \text{ kN/m}.$$

$$\text{Nośność betonu na ścinanie: } V_{Rd} = f_{ctd} \cdot d = 870 \cdot 0,24 = 212 \text{ kN/m}.$$

$$V_{Sd} = 0 \text{ kN/m} < V_{Rd} = 212 \text{ kN/m}.$$

Wniosek: warunek na przebicie jest spełniony.

Zestawienie wyników sprawdzenia ławy na zginanie

Nr obc.	Przekrój	Moment zginający	Nośność betonu
		M [kNm/m]	M_r [kNm/m]
* 1	1	0	–

9.4. Sprawdzenie ławy na zginanie dla obciążenia nr 1

Zestawienie obciążeń:

Obciążenia zewnętrzne od konstrukcji zredukowane do osi ławy:

siła pionowa: $N_r = 18$ kN/m, moment: $M_r = 0,00$ kNm/m.

Mimośród siły względem środka podstawy: $e_r = |M_r/N_r| = 0,00$ m.

Zginanie ławy w przekroju 1:

Moment zginający: $M_{sd} = (2 \cdot q_1 + q_s) \cdot s^2 / 6 = (2 \cdot 36,4 + 36,4) \cdot 0,02 = 0$ kNm/m.

Konieczna powierzchnia przekroju zbrojenia: $A_s = 0,0$ cm²/m.

Wniosek: warunek na zginanie jest spełniony.

Na podstawie obliczeń przyjęto ławy fundamentowe o wymiarach 50×30 cm z betonu C16/20. Ławy zbroić prętami 4Ø12 ze stali A-IIIIN /RB500W/, strzemiona Ø 6 co 20 cm, ze stali A-I /St3SX/. Otulenie zbrojenia 5 cm. Ławy układać na podkładzie betonowym C8/10 gr. 10 cm.

.....
/OPRACOWAŁ/