

Obliczenia statyczne

Poz. 1.0 Obciążenia

Poz. 1.1 Obciążenia dachu

Poz. 1.1.1 Dach - Obciążenia stałe

	kN/m ²	γ_f	kN/m ²
Blachodachówka	0,110	1,20	0,132
Łaty 4x6cm (0,04m x 0,06m x 6kN/m ³) / 0,30m	0,048	1,20	0,058
Kontrłaty 0,5x6cm (0,025m x 0,06m x 6kN/m ³) / 1,00m	0,009	1,20	0,011
Papa na deskowaniu	0,300	1,20	0,360
Belka T27 0,0192m ² x 25kN/m ³ x 1,00m / 1,20m	0,000	1,10	0,000
$q_k =$	0,467		0,560

Obciążenia obliczeniowe na 1m² rzutu poziomego dachu

$\alpha = 22,20^\circ$	$\cos\alpha = 0,926$	\Rightarrow	$q_k/\cos\alpha =$	kN/m ²	γ_f	kN/m ²
			0,504	1,20	0,605	

Poz. 1.1.2 Wiatr I strefa

Obciążenie wiatrem połaci dachu przyjęto zgodnie z normą "wiatrową" tabela Z1-3.

$$h = 7,70 \text{ m} \quad h/L = 0,51 < 2$$

$$L = 15 \text{ m}$$

$$q_k = 0,30 \text{ kN/m}^2 \quad C_e = 1,00 \quad \beta = 1,8$$

$$\alpha = 22,20^\circ \quad C_n = 0,015\alpha - 0,2 = 0,13 \quad C_z = -0,40$$

	kN/m ²	γ_f	kN/m ²
połać nawietrzna	$p_k = q_k C_e C_n \beta = 0,072$	1,50	0,108
połać zawietrzna	$p_k = q_k C_e C_z \beta = -0,216$	1,50	-0,324

Poz. 1.1.3 Śnieg IV strefa

Obliczenia wykonano zgodnie z nowelizacją normy śniegowej PN-80/B-02010/Az1:2006

$$Q_k = 1,60 \text{ kN/m}^2 \quad \alpha = 22,20^\circ \Rightarrow C = 0,8 + 0,4 \left(\frac{\alpha - 15}{15} \right) = 0,99$$

	kN/m ²	γ_f	kN/m ²
Obciążenie śniegiem	$S_k = Q_k C = 1,587$	1,50	2,381

Poz. 1.1.4 Obciążenia od paneli fotowoltaicznych

Do dalszych obliczeń przyjęto panele fotowoltaiczne o wymiarach 0,992m x 1,64m ustawione pod kątem $\alpha = 22,20^\circ \Rightarrow \cos\alpha = 0,926$

	kN/m ²	γ_f	kN/m ²
Panel fotowoltaiczny (0,20kN / (0,992m x 1,64m)) / $\cos\alpha$	0,133	1,20	0,159
Systemowa aluminiowa konstrukcja wsporcza (belki 2szt. itp)	0,050	1,20	0,060
$q_k =$	0,183	1,20	0,219

Poz. 2.0 Konstrukcja dachu

Poz. 2.1 Panele fotowoltaiczne

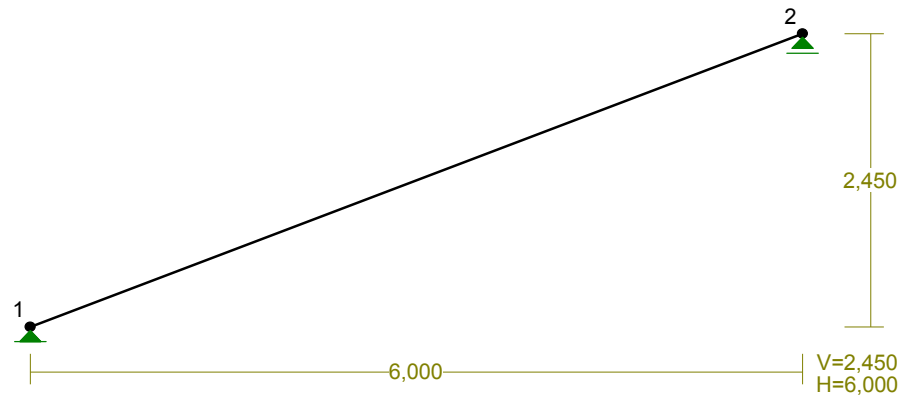
Na dachu budynku projektuje się montaż paneli fotowoltaicznych na systemowej konstrukcji wsporczej w postaci aluminiowych belek mocowanych do konstrukcji dachu. Nachylenie paneli fotowoltaicznych odpowiada nachyleniu połaci dachu. W związku z powyższym należy sprawdzić nośność elementów konstrukcyjnych dachu. Zgodnie z inwentaryzacją oraz dokumentacją fotograficzną, elementem konstrukcyjnym pokrycia dachowego są prefabrykowane żelbetowe belki stropu T27 o rozpiętości około 6,00m w rozstawie co 1,20m.

Zgodnie z dostępną literaturą "Konstrukcje żelbetowe" J. Kobiak, W. Stachurski maksymalny moment zginający, który może przenieść belka o rozpiętości 5,98m wynosi $M_{max} = 11,01 \text{ kNm}$

Na jedną belkę stropu T27 przed wykonaniem paneli fotowoltaicznych będą działać następujące obciążenia:

	q_k	γ_f	kN/m
Obciążenie od paneli Poz. 1.1.4 x 1,20m	$q_k = 0,219$	1,20	0,263
Obciążenie śniegiem Poz. 1.1.3 x 1,20m	$q_k = 1,905$	1,50	2,857
Obciążenie wiatrem Poz. 1.1.2 x 1,20m	$q_k = 0,086$	1,51	0,130
Obciążenie stałe dachu Poz. 1.1.1 x 1,20m	$q_k = 0,605$	1,20	0,726

Do dalszych obliczeń przyjęto poniższy schemat statyczny:



Dla powyższych obciążeń oraz schematu statycznego otrzymano następujący moment zginający:

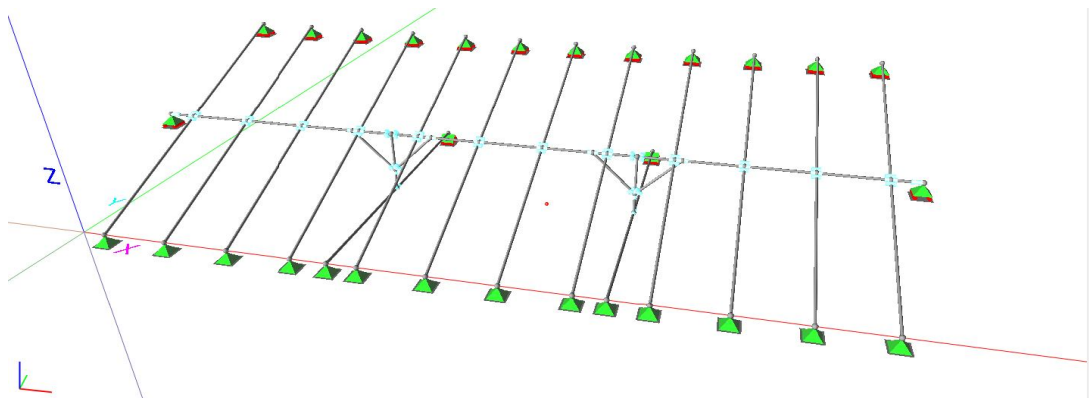
$$M = 19,904 \text{ kNm} > M_{max} = 11,0 \text{ kNm}$$

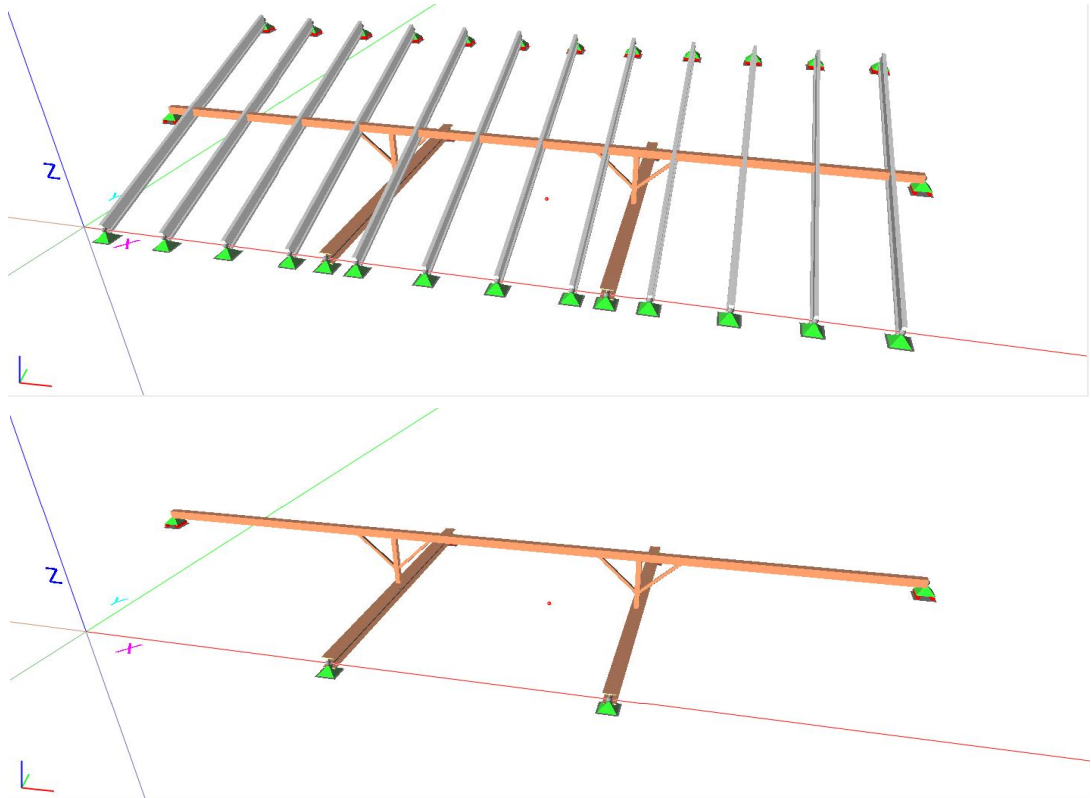
warunek nośności belki stropowej T27 nie spełniony

W związku z powyższym zachodzi konieczność wzmocnienia istniejących belek stropowych T27.

W celu wzmocnienia istniejących belek stropowych T27 projektuje się ruszt stalowy podpirający je w środku rozpiętości. Biorąc pod uwagę, iż przedmiotowe belki praktycznie nie pracują na moment podporowy (ujemny) w dalszych obliczeniach podzielono myślowo jedną belkę na dwie belki swobodnie podparte pozwalając na zarysowanie belki nad projektowaną podporą.

Projektowany ruszt stalowy będzie się składał z płatwi podpirającej bezpośrednio istniejące belki, słupków, mieczy oraz dwóch belek opartych na ścianach nośnych budynku zgodnie z poniższym schematem statycznym:





Po podparciu prefabrykowanych belek stropowych T27 stanowiących konstrukcję dachu występują w nich następujące momenty zginające:

$$M = 5,400 \text{ kNm} < M_{\max} = 11,0 \text{ kNm}$$

warunek nośności belki stropowej T27 spełniony

Dalej uznano, iż po podparciu belek T27 w środku ich rozpiętości przedmiotowe belki przeniosą obciążenia związane z ciężarem własnym pokrycia dachu, wiatrem, śniegiem i panelami fotowoltaicznym.

Poz. 2.1.1 Płatew

Projektuje się płatew rusztu z dwóch zespawanych półkami ceowników gorącowalcowanych ze stali S235.

Dla obciążeń oraz schematu statycznego jak w Poz. 2.1 uzyskano następujące maksymalne i towarzyszące im siły przekrojowe:

$M_{x,\max} = 17,84 \text{ kNm}$	$M_x = 17,84 \text{ kNm}$	$M_x = 9,93 \text{ kNm}$	$T_x = 24,23 \text{ kNm}$
$M_y = 5,23 \text{ kNm}$	$M_{y,\max} = 5,23 \text{ kNm}$	$M_y = 0,10 \text{ kNm}$	$T_y = 5,41 \text{ kNm}$
$N_{\text{ści}} = 0,01 \text{ kN}$	$N_{\text{ści}} = 0,01 \text{ kN}$	$N_{\text{roz},\max} = 45,06 \text{ kN}$	

Jako płatew przyjęto belkę stalową z dwóch zespawanych półkami ceowników gorącowalcowanych 120 ze stali S235 o następujących parametrach przekroju:

$W_x = 121,33 \text{ cm}^3$	$h = 12,00 \text{ cm}$	$\varepsilon = \sqrt{\frac{215}{f_d}} = 0,957$
$W_y = 109,73 \text{ cm}^3$	$b = 5,50 \text{ cm}$	
$A = 34,00 \text{ cm}^2$	$t_w = 0,70 \text{ cm}$	$f_d = 235 \text{ MPa}$
$i_x = 4,63 \text{ cm}$	$t_f = 0,90 \text{ cm}$	$\mu_x = \mu_y = 1$
$i_y = 4,21 \text{ cm}$	$R = 0,90 \text{ cm}$	$\beta = 1$
$L = l_0 = 4,78 \text{ m}$	$b_0 = 2b - t = 10,3 \text{ cm}$	
$i_1 = 4,78 \text{ m}$		

klasa przekroju

Środek	$\frac{h - 2t_f - 2R}{t_w} = 12,00$	$< 65\varepsilon = 62,17$	Przekrój klasy 1
Półka	$\frac{2b - 2t_w - 2R}{t_f} = 8,67$	$< 23\varepsilon = 22,00$	Przekrój klasy 1

Ostatecznie ustalono że przekrój jest klasy 1 $\alpha_p = 1$ $\psi = 1$

$$M_{Rx} = \alpha_p W_x f_d = 28,51 \text{ kNm} \quad M_{Ry} = \alpha_p W_y f_d = 25,79 \text{ kNm}$$

$$l_1 = 4,78 \text{ m} < 100 b_0 \sqrt{\frac{215}{f_d}} = 9,85 \text{ m}$$

przekrój konstrukcyjnie zabezpieczony jest przed zwichrzeniem $\varphi_L = 1,00$

$N_{Rc} = \psi A f_d = 799,0 \text{ kN}$	$N_{Rt} = A f_d = 799,0 \text{ kN}$	$\lambda_p = 84 \sqrt{\frac{215}{f_d}} = 80,35 \text{ MPa}$
$\lambda_x = \frac{\mu_x I_0}{i_x} = 103,240 \Rightarrow \bar{\lambda}_x = \frac{\lambda_x}{\lambda_p} = 1,285$	dla $n = 1,6 \Rightarrow \varphi_x = 0,481$	
$\lambda_y = \frac{\mu_y I_0}{i_y} = 113,539 \Rightarrow \bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_p} = 1,413$	dla $n = 1,6 \Rightarrow \varphi_y = 0,419$	

Sprawdzenie naprężeń dla $M_{x,max}$

$$\Delta_x = 1,25 \varphi_x \bar{\lambda}_x^{-2} \frac{M_x}{M_{Rx}} \frac{N}{N_{Rc}} = 0,00 < 0,1 \quad \Delta_y = 1,25 \varphi_y \bar{\lambda}_y^{-2} \frac{M_y}{M_{Ry}} \frac{N}{N_{Rc}} = 0,00 < 0,1$$

$$\frac{N}{\varphi_x N_{Rc}} + \frac{M_x}{\varphi_L M_{Rx}} + \frac{M_y}{M_{Ry}} + \Delta_x = 0,829 < 1 \text{ Warunek normowy spełniony}$$

$$\frac{N}{\varphi_y N_{Rc}} + \frac{M_x}{\varphi_L M_{Rx}} + \frac{M_y}{M_{Ry}} + \Delta_y = 0,829 < 1 \text{ Warunek normowy spełniony}$$

Sprawdzenie naprężeń dla $M_{y,max}$

$$\Delta_x = 1,25 \varphi_x \bar{\lambda}_x^{-2} \frac{M_x}{M_{Rx}} \frac{N}{N_{Rc}} = 0,00 < 0,1 \quad \Delta_y = 1,25 \varphi_y \bar{\lambda}_y^{-2} \frac{M_y}{M_{Ry}} \frac{N}{N_{Rc}} = 0,00 < 0,1$$

$$\frac{N}{\varphi_x N_{Rc}} + \frac{M_x}{\varphi_L M_{Rx}} + \frac{M_y}{M_{Ry}} + \Delta_x = 0,829 < 1 \text{ Warunek normowy spełniony}$$

$$\frac{N}{\varphi_y N_{Rc}} + \frac{M_x}{\varphi_L M_{Rx}} + \frac{M_y}{M_{Ry}} + \Delta_y = 0,829 < 1 \text{ Warunek normowy spełniony}$$

Sprawdzenie naprężeń dla $N_{roz,max}$

$$\frac{N}{N_{Rt}} + \frac{M_x}{\varphi_L M_{Rx}} + \frac{M_y}{M_{Ry}} = 0,409 < 1 \text{ Warunek normowy spełniony}$$

Nośność środnika na ścinanie $K = 1,00$

$$A_{Vx} = 2 h t_w = 16,800 \text{ cm}^2$$

$$A_{Vy} = 4 b t_f = 19,800 \text{ cm}^2$$

$$\bar{\lambda}_{px} = \frac{h K}{t_w 56} \sqrt{\frac{f_d}{215}} = 0,320 \Rightarrow \varphi_{pv,x} = \frac{1}{\bar{\lambda}_{px}} = 3,12 > 1$$

$$\bar{\lambda}_{py} = \frac{2b K}{t_f 56} \sqrt{\frac{f_d}{215}} = 0,456 \Rightarrow \varphi_{pv,y} = \frac{1}{\bar{\lambda}_{py}} = 2,19 > 1$$

Do dalszych obliczeń przyjęto $\varphi_{pv,x} = \varphi_{pv,y} = 1,00$

$$V_{Rx} = 0,58 \varphi_{pv,x} A_{Vx} f_d = 228,98 \text{ kN} \quad V_{Ry} = 0,58 \varphi_{pv,y} A_{Vy} f_d = 269,87 \text{ kN}$$

$$T_{x,max} = 24,23 \text{ kN} < 0,3 V_{Rx} = 68,70 \text{ kN}$$

$$T_{y,max} = 5,41 \text{ kN} < 0,3 V_{Ry} = 80,96 \text{ kN}$$

Warunek normowy spełniony nie ma konieczności uwzględniania redukcji nośności belki na zginanie z uwagi na występowanie siły poprzecznej równocześnie z momentem zginającym.

Sprawdzenie ugięć $f_x = 1,49 \text{ cm}$ $f_y = 0,62 \text{ cm}$ $f = \sqrt{f_x^2 + f_y^2} = 1,61 \text{ cm}$

$$f = 1,61 \text{ cm} < f_{gr} = \frac{L}{250} = 1,91 \text{ cm} \quad \text{warunek normowy spełniony}$$

Poz. 2.1.2 Słupki

Projektuje się stalowe słupki wykonane z profilu zamkniętego kwadratowego ze stali S235.

Dla obciążeń oraz schematu statycznego jak w Poz. 2.1 uzyskano następujące maksymalne siły przekrojowe:

$$\begin{aligned} M_x &= 2,37 \text{ kNm} & M_x &= 2,37 \text{ kNm} & T_x &= 5,58 \text{ kN} \\ M_y &= 0,02 \text{ kNm} & M_y &= 0,02 \text{ kNm} & T_y &= 0,00 \text{ kN} \\ N_{sci,max} &= 66,53 \text{ kN} & N_{roz,max} &= 17,75 \text{ kN} & & \end{aligned}$$

Jako słupki przyjęto belkę stalową z profilu kwadratowego 80x80x4mm ze stali S235 o następujących parametrach przekroju:

$$\begin{aligned} W_x &= 27,76 \text{ cm}^3 & h &= 8,00 \text{ cm} \\ W_y &= 27,76 \text{ cm}^3 & b &= 8,00 \text{ cm} \\ A &= 11,75 \text{ cm}^2 & t_w = t_f &= 0,40 \text{ cm} \\ i_x &= 3,07 \text{ cm} & b_0 = b - t &= 7,6 \text{ cm} \\ i_y &= 3,07 \text{ cm} & \mu_x = \mu_y &= 1 \\ L = l_0 &= 1,25 \text{ m} & \beta &= 1 \\ l_1 &= 1,25 \text{ m} & f_d &= 235 \text{ MPa} \end{aligned} \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{215}{f_d}} = 0,957$$

klasa przekroju

Środek	$h / t_w = 20,00$	$< 65\varepsilon = 62,17$	Przekrój klasy 1
Półka	$b / t_f = 20,00$	$< 23\varepsilon = 22,00$	Przekrój klasy 1

Ostatecznie ustalono że przekrój jest klasy 1 $\alpha_p = 1$ $\psi = 1$

$$M_{Rx} = \alpha_p W_x f_d = 6,52 \text{ kNm} \quad M_{Ry} = \alpha_p W_y f_d = 6,52 \text{ kNm}$$

$$l_1 = 1,25 \text{ m} < 100 b_0 \sqrt{\frac{215}{f_d}} = 7,27 \text{ m}$$

przekrój konstrukcyjnie zabezpieczony jest przed zwichrzeniem $\varphi_L = 1,00$

$$N_{Rc} = \psi A f_d = 276,1 \text{ kN} \quad N_{Rt} = A f_d = 276,1 \text{ kN} \quad \lambda_p = 84 \sqrt{\frac{215}{f_d}} = 80,35 \text{ MPa}$$

$$\begin{aligned} \lambda_x &= \frac{\mu_x l_0}{i_x} = 40,717 \quad \Rightarrow \bar{\lambda}_x = \frac{\lambda_x}{\lambda_p} = 0,507 \quad \text{dla } n = 1,6 \quad \Rightarrow \varphi_x = 0,935 \\ \lambda_y &= \frac{\mu_y l_0}{i_y} = 40,717 \quad \Rightarrow \bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_p} = 0,507 \quad \text{dla } n = 1,6 \quad \Rightarrow \varphi_y = 0,935 \end{aligned}$$

Przypadek dla $N_{sci,max}$

$$\begin{aligned} \Delta_x &= 1,25 \varphi_x \bar{\lambda}_x^{-2} \frac{M_x}{M_{Rx}} \frac{N}{N_{Rc}} = 0,03 < 0,1 & \Delta_y &= 1,25 \varphi_y \bar{\lambda}_y^{-2} \frac{M_y}{M_{Ry}} \frac{N}{N_{Rc}} = 0,00 < 0,1 \\ \frac{N}{\varphi_x N_{Rc}} + \frac{M_x}{\varphi_L M_{Rx}} + \frac{M_y}{M_{Ry}} + \Delta_x &= 0,650 < 1 \quad \text{Warunek normowy spełniony} \\ \frac{N}{\varphi_y N_{Rc}} + \frac{M_x}{\varphi_L M_{Rx}} + \frac{M_y}{M_{Ry}} + \Delta_y &= 0,624 < 1 \quad \text{Warunek normowy spełniony} \end{aligned}$$

Przypadek dla $N_{roz,max}$

$$\frac{N}{N_{Rt}} + \frac{M_x}{\varphi_L M_{Rx}} + \frac{M_y}{M_{Ry}} = 0,431 < 1 \quad \text{Warunek normowy spełniony}$$

Nośność środnika na ścinanie $K = 1,00$

$$A_{Vx} = 2 h t_w = 6,400 \text{ cm}^2 \qquad A_{Vy} = 2 b t_f = 6,400 \text{ cm}^2$$

$$\bar{\lambda}_{px} = \frac{2h K}{t_w 56} \sqrt{\frac{f_d}{215}} = 0,747 \quad \Rightarrow \quad \varphi_{pv,x} = \frac{1}{\bar{\lambda}_{px}} = 1,34 > 1$$

$$\bar{\lambda}_{py} = \frac{2b K}{t_f 56} \sqrt{\frac{f_d}{215}} = 0,747 \quad \Rightarrow \quad \varphi_{pv,y} = \frac{1}{\bar{\lambda}_{py}} = 1,34 > 1$$

Do dalszych obliczeń przyjęto $\varphi_{pv,x} = 1,00$ $\varphi_{pv,y} = 1,00$

$$V_{Rx} = 0,58 \varphi_{pv,x} A_{Vx} f_d = 87,23 \text{ KN} \qquad V_{Ry} = 0,58 \varphi_{pv,y} A_{Vy} f_d = 87,23 \text{ KN}$$

$$T_{x,max} = 5,58 \text{ kN} < 0,3 V_{Rx} = 26,17 \text{ kN}$$

$$T_{y,max} = 0,00 \text{ kN} < 0,3 V_{Ry} = 26,17 \text{ kN}$$

Warunek normowy spełniony nie ma konieczności uwzględniania redukcji nośności belki na zginanie z uwagi na występowanie siły poprzecznej równocześnie z momentem zginającym.

Poz. 2.1.3 Miecze

Projektuje się stalowe miecze wykonane z profilu zamkniętego kwadratowego ze stali S235.

Dla obciążeń oraz schematu statycznego jak w Poz. 2.1 uzyskano następujące maksymalne siły przekrojowe:

$$M_x = 0,21 \text{ kNm} \qquad M_y = 0,00 \text{ kNm} \qquad N_{\text{sci,max}} = 64,78 \text{ kN}$$

Jako miecze przyjęto belkę stalową z profilu kwadratowego 60x60x4mm ze stali S235 o następujących parametrach przekroju:

$$\begin{array}{ll} W_x = 14,52 \text{ cm}^3 & h = 6,00 \text{ cm} \\ W_y = 14,52 \text{ cm}^3 & b = 6,00 \text{ cm} \\ A = 8,55 \text{ cm}^2 & t_w = t_f = 0,40 \text{ cm} \\ i_x = 2,26 \text{ cm} & b_0 = b - t = 5,6 \text{ cm} \\ i_y = 2,26 \text{ cm} & \mu_x = \mu_y = 1 \\ L = l_0 = 1,15 \text{ m} & \beta = 1 \\ l_1 = 1,15 \text{ m} & f_d = 235 \text{ MPa} \end{array} \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{215}{f_d}} = 0,957$$

klasa przekroju

Środnik	$h / t_w = 15,00$	$< 65\varepsilon = 62,17$	Przekrój klasy 1
Półka	$b / t_f = 15,00$	$< 23\varepsilon = 22,00$	Przekrój klasy 1

Ostatecznie ustalono że przekrój jest klasy 1 $\alpha_p = 1$ $\psi = 1$

$$M_{Rx} = \alpha_p W_x f_d = 3,41 \text{ kNm} \qquad M_{Ry} = \alpha_p W_y f_d = 3,41 \text{ kNm}$$

$$l_1 = 1,15 \text{ m} < 100 b_0 \sqrt{\frac{215}{f_d}} = 5,36 \text{ m}$$

przekrój konstrukcyjnie zabezpieczony jest przed zwichrzeniem $\varphi_L = 1,00$

$$N_{Rc} = \psi A f_d = 200,9 \text{ kN} \qquad N_{Rt} = A f_d = 200,9 \text{ kN} \qquad \lambda_p = 84 \sqrt{\frac{215}{f_d}} = 80,35 \text{ MPa}$$

$$\lambda_x = \frac{\mu_x l_0}{i_x} = 50,885 \quad \Rightarrow \quad \bar{\lambda}_x = \frac{\lambda_x}{\lambda_p} = 0,633 \quad \text{dla } n = 1,6 \quad \Rightarrow \quad \varphi_x = 0,878$$

$$\lambda_y = \frac{\mu_y I_0}{i_y} = 50,885 \quad \Rightarrow \quad \bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_p} = 0,633 \quad \text{dla } n = 1,6 \quad \Rightarrow \quad \varphi_y = 0,878$$

Przypadek dla $N_{\text{sci,max}}$

$$\Delta_x = 1,25 \varphi_x \bar{\lambda}_x^2 \frac{M_x}{M_{R_x}} \frac{N}{N_{R_c}} = 0,01 < 0,1 \quad \Delta_y = 1,25 \varphi_y \bar{\lambda}_y^2 \frac{M_y}{M_{R_y}} \frac{N}{N_{R_c}} = 0,00 < 0,1$$

$$\frac{N}{\varphi_x N_{R_c}} + \frac{M_x}{\varphi_L M_{R_x}} + \frac{M_y}{M_{R_y}} + \Delta_x = 0,438 < 1 \quad \text{Warunek normowy spełniony}$$

$$\frac{N}{\varphi_y N_{R_c}} + \frac{M_x}{\varphi_L M_{R_x}} + \frac{M_y}{M_{R_y}} + \Delta_y = 0,429 < 1 \quad \text{Warunek normowy spełniony}$$

Poz. 2.1.4 Belki

Projektuje się stalowe belki wykonane z dwuteownika gorącowalcowanego HEB ze stali S235.

Dla obciążeń oraz schematu statycznego jak w Poz. 2.1 uzyskano następujące maksymalne siły przekrojowe:

$$M_{x,\text{max}} = 103,00 \text{ kNm} \quad T_x = 35,41 \text{ kN}$$

$$M_y = 4,19 \text{ kNm} \quad T_y = 2,79 \text{ kN}$$

$$N_{\text{sci}} = 0,01 \text{ kN}$$

Jako płatwie przyjęto belkę stalową z dwuteownika HEB 220 ze stali S235 o następujących parametrach przekroju:

$$W_x = 736,00 \text{ cm}^3 \quad h = 22,00 \text{ cm}$$

$$W_y = 258,00 \text{ cm}^3 \quad b = 22,00 \text{ cm} \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{215}{f_d}} = 0,96$$

$$A = 91,00 \text{ cm}^2 \quad t_w = 0,95 \text{ cm}$$

$$i_x = 9,43 \text{ cm} \quad t_f = 1,60 \text{ cm} \quad f_d = 235 \text{ MPa}$$

$$i_y = 5,59 \text{ cm} \quad R = 1,80 \text{ cm}$$

$$L = l_0 = 6,00 \text{ m} \quad \mu_x = \mu_y = 1$$

$$l_1 = 6,00 \text{ m} \quad \beta = 1$$

klasa przekroju

$$\text{Środek} \quad \frac{h - 2t_f - 2R}{t_w} = 16,00 < 66\varepsilon = 63,13 \quad \text{Przekrój klasy 1}$$

$$\text{Półka} \quad \frac{b - t_w - 2R}{2t_f} = 5,45 < 9\varepsilon = 8,61 \quad \text{Przekrój klasy 1}$$

Ostatecznie ustalono że przekrój jest klasy 1 $\alpha_p = 1$ $\psi = 1$

$$M_{R_x} = \alpha_p W_x f_d = 173,0 \text{ kNm}$$

$$M_{R_y} = \alpha_p W_y f_d = 60,6 \text{ kNm}$$

$$l_1 = 6,00 \text{ m} > \frac{35i_y}{\beta} \sqrt{\frac{215}{f_d}} = 1,87 \text{ m} \Rightarrow \bar{\lambda}_L = 0,045 \sqrt{\frac{I_1 h}{b t_f}} \beta \frac{f_d}{215} = 0,911$$

$$\text{dla } n = 2,5 \quad \Rightarrow \quad \varphi_L = 0,823$$

$$N_{R_c} = \psi A f_d = 2138,5 \text{ kN}$$

$$N_{R_t} = A f_d = 2138,5 \text{ kN}$$

$$\lambda_p = 84 \sqrt{\frac{215}{f_d}} = 80,35 \text{ MPa}$$

$$\lambda_x = \frac{\mu_x I_0}{i_x} = 63,627 \quad \Rightarrow \quad \bar{\lambda}_x = \frac{\lambda_x}{\lambda_p} = 0,792 \quad \text{dla } n = 2,0 \quad \Rightarrow \quad \varphi_x = 0,847$$

$$\lambda_y = \frac{\mu_y I_0}{i_y} = 107,335 \quad \Rightarrow \quad \bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_p} = 1,336 \quad \text{dla } n = 1,6 \quad \Rightarrow \quad \varphi_y = 0,455$$

Sprawdzenie naprężeń

$$\Delta_x = 1,25 \varphi_x \bar{\lambda}_x^2 \frac{M_x}{M_{R_x}} \frac{N}{N_{R_c}} = 0,00 < 0,1 \quad \Delta_y = 1,25 \varphi_y \bar{\lambda}_y^2 \frac{M_y}{M_{R_y}} \frac{N}{N_{R_c}} = 0,00 < 0,1$$

$$\frac{N}{\varphi_x N_{Rc}} + \frac{M_x}{\varphi_L M_{Rx}} + \frac{M_y}{M_{Ry}} + \Delta_x = 0,793 < 1 \quad \text{Warunek normowy spełniony}$$

$$\frac{N}{\varphi_y N_{Rc}} + \frac{M_x}{\varphi_L M_{Rx}} + \frac{M_y}{M_{Ry}} + \Delta_y = 0,793 < 1 \quad \text{Warunek normowy spełniony}$$

Nośność środnika na ścinanie $K = 1,00$

$$A_{Vx} = h t_w = 20,900 \text{ cm}^2$$

$$A_{Vy} = 2 b t_f = 70,400 \text{ cm}^2$$

$$\bar{\lambda}_{px} = \frac{h}{t_w} \frac{K}{56} \sqrt{\frac{f_d}{215}} = 0,432 \quad \Rightarrow \quad \varphi_{pv,x} = \frac{1}{\bar{\lambda}_{px}} = 2,31 > 1$$

$$\bar{\lambda}_{py} = \frac{2b}{t_f} \frac{K}{56} \sqrt{\frac{f_d}{215}} = 0,513 \quad \Rightarrow \quad \varphi_{pv,y} = \frac{1}{\bar{\lambda}_{py}} = 1,95 > 1$$

Do dalszych obliczeń przyjęto

$$\varphi_{pv,x} = 1,00$$

$$\varphi_{pv,y} = 1,00$$

$$V_{Rx} = 0,58 \varphi_{pv,x} A_{Vx} f_d = 284,87 \text{ kN}$$

$$V_{Ry} = 0,58 \varphi_{pv,y} A_{Vy} f_d = 959,55 \text{ kN}$$

$$T_{x,max} = 35,41 \text{ kN} < 0,6 V_{Rx} = 170,92 \text{ kN}$$

$$T_{y,max} = 2,79 \text{ kN} < 0,3 V_{Ry} = 287,87 \text{ kN}$$

Warunek normowy spełniony nie ma konieczności uwzględniania redukcji nośności belki na zginanie z uwagi na występowanie siły poprzecznej równocześnie z momentem zginającym.

Sprawdzenie ugięć

$$f_x = 1,42 \text{ cm}$$

$$f = \sqrt{f_x^2 + f_y^2} = 1,42 \text{ cm}$$

$$f_y = 0,08 \text{ cm}$$

$$f = 1,42 \text{ cm} < f_{gr} = \frac{L}{250} = 2,40 \text{ cm} \quad \text{warunek normowy spełniony}$$

Poz. 2.2 Przedłużenie okapu dachu - nakładki

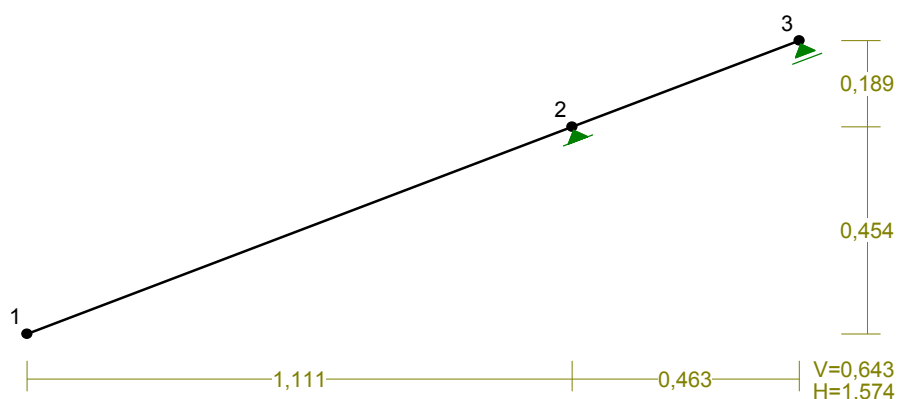
Z uwagi na projektowany okap połączy dachowej projektuje się przedłużenie istniejących prefabrykowanych żelbetonowych belek lub drewnianych krokwi poprzez przykręcenie do nich drewnianych nakładek z drewna klasy C24.

$$\begin{aligned} f_{c,0,k} &= 21 \text{ MPa} & \Rightarrow & x_d = \frac{k_{mod} x_k}{\gamma_M} & \Rightarrow & f_{c,0,d} = 11,31 \text{ MPa} \\ f_{m,y,k} &= 24 \text{ MPa} & & & & f_{m,y,d} = 12,92 \text{ MPa} \\ f_{v,k} &= 2,5 \text{ MPa} & & & & f_{v,d} = 1,346 \text{ MPa} \\ f_{t,0,k} &= 14 \text{ MPa} & & k_{mod} = 0,7 & & f_{t,0,d} = 7,538 \text{ MPa} \\ E_k = E_{0,05} &= 7,4 \text{ MPa} & & \gamma_M = 1,3 & & E_{0,mean} = 11,0 \text{ GPa} \\ & & & \gamma_{Ms} = 1,1 & & G_{mean} = 0,69 \text{ GPa} \end{aligned}$$

Na jedną belkę (nakładkę) okapu będą działać następujące obciążenia:

	kN/m	γ_f	kN/m
Obciążenie od paneli Poz. 1.1.4 x 1,20m	$q_k = 0,219$	1,20	0,263
Obciążenie śniegiem Poz. 1.1.3 x 1,20m	$q_k = 1,905$	1,50	2,857
Obciążenie wiatrem Poz. 1.1.2 x 1,20m	$q_k = 0,086$	1,51	0,130
Obciążenie stałe dachu Poz. 1.1.1 x 1,20m	$q_k = 0,605$	1,20	0,726

Do dalszych obliczeń przyjęto poniższy schemat statyczny:



Dla powyższych obciążeń oraz schematu statycznego uzyskano następujące maksymalne i towarzyszące im siły przekrojowe:

$$\begin{array}{lll}
 M_y = 2,497 \text{ kNm} & M_y = 2,497 \text{ kNm} & T_y = 5,860 \text{ kN} \\
 M_z = 0,000 \text{ kNm} & M_z = 0,000 \text{ kNm} & T_z = 0,000 \text{ kN} \\
 N_{\text{sci,max}} = 0,696 \text{ kN} & N_{\text{roz,max}} = 1,637 \text{ kN} &
 \end{array}$$

nakładki pracują jako mimośrodowo ściskane lub rozciągane. Dalsze obliczenia wykonano przy uwzględnieniu deskowania całej połaci dachowej, które w pewnym stopniu zabezpieczy nakładki przed wyboczeniem.

Do dalszych obliczeń przyjęto nakładki prostokątne o przekroju 7x14cm o następujących wielkościach przekrojowych:

$$\begin{array}{lll}
 h = 14,00 \text{ cm} & I_y = 1600,67 \text{ cm}^4 & W_y = 228,67 \text{ cm}^3 \\
 b = 7,00 \text{ cm} & I_z = 400,17 \text{ cm}^4 & W_z = 114,33 \text{ cm}^3 \\
 L = L_{dy} = 1,20 \text{ m} & A_d = 98,00 \text{ cm}^2 & \beta_c = 0,2 \\
 L_{dz} = 0,30 \text{ m} & &
 \end{array}$$

Stan graniczny nośności

$$\begin{array}{ll}
 i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A_d}} = 4,04 \text{ cm} & \lambda_y = \frac{L_{dy}}{i_y} = 29,69 \Rightarrow \sigma_{c,crit,y} = \frac{\pi^2 E_{0,05}}{\lambda_y^2} = 82,8 \text{ MPa} \\
 i_z = \sqrt{\frac{I_z}{A_d}} = 2,02 \text{ cm} & \lambda_z = \frac{L_{dz}}{i_z} = 14,85 \Rightarrow \sigma_{c,crit,z} = \frac{\pi^2 E_{0,05}}{\lambda_z^2} = 331,4 \text{ MPa} \\
 \lambda_{rel,y} = \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{\sigma_{c,crit,y}}} = 0,503 & \Rightarrow k_y = 0,5[1 + \beta_c(\lambda_{rel,y} - 0,5) + \lambda_{rel,y}^2] = 0,627 \\
 \lambda_{rel,z} = \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{\sigma_{c,crit,z}}} = 0,252 & \Rightarrow k_z = 0,5[1 + \beta_c(\lambda_{rel,z} - 0,5) + \lambda_{rel,z}^2] = 0,507 \\
 k_{c,y} = \frac{1}{k_y + \sqrt{k_y^2 - \lambda_{rel,y}^2}} = 0,999 & k_{c,z} = \frac{1}{k_z + \sqrt{k_z^2 - \lambda_{rel,z}^2}} = 1,056
 \end{array}$$

Dalej przyjęto $k_{c,y} = 0,999$ $k_{c,z} = 1,000$

Sprawdzenie naprężeń

Przypadek dla $N_{\text{sci,max}}$

$$\begin{array}{lll}
 \sigma_{c,0,d,y} = \frac{N}{k_{c,y} A_d} = 0,071 \text{ MPa} < f_{c,0,d} = 11,31 \text{ MPa} & \sigma_{m,y,d} = \frac{M_y}{W_y} = 10,9 \text{ MPa} \\
 \sigma_{c,0,d,z} = \frac{N}{k_{c,z} A_d} = 0,071 \text{ MPa} < f_{c,0,d} = 11,31 \text{ MPa} & \sigma_{m,z,d} = \frac{M_z}{W_z} = 0,0 \text{ MPa} \\
 \left(\frac{\sigma_{c,0,d,y}}{f_{c,0,d}}\right)^2 + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} = 0,845 < 1 & \left(\frac{\sigma_{c,0,d,z}}{f_{c,0,d}}\right)^2 + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} = 0,845 < 1
 \end{array}$$

$$\lambda_{rel,m} = \sqrt{\frac{I_d h f_{m,d}}{\pi b^2 E_k}} \sqrt{\frac{E_{0,mean}}{G_{mean}}} = 0,276 < 0,75 \Rightarrow k_{crit} = 1,000$$

$$\sigma_{m,y,d} = 10,92 \text{ MPa} < k_{crit} f_{m,y,d} = 12,92 \text{ MPa}$$

Warunki normowe spełnione

Przypadek dla $N_{roz,max}$

$$\sigma_{t,0,d} = \frac{N}{A_d} = 0,167 \text{ MPa} \quad \sigma_{m,y,d} = \frac{M_y}{W_y} = 10,9 \text{ MPa} \quad \sigma_{m,z,d} = \frac{M_z}{W_z} = 0,0 \text{ MPa}$$

$$\frac{\sigma_{t,0,d}}{f_{t,0,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,y,d}} = 0,867 < 1$$

$$\lambda_{rel,m} = \sqrt{\frac{I_d h f_{m,d}}{\pi b^2 E_k}} \sqrt{\frac{E_{0,mean}}{G_{mean}}} = 0,276 < 0,75 \Rightarrow k_{crit} = 1,000$$

$$\sigma_{m,y,d} = 10,92 \text{ MPa} < k_{crit} f_{m,y,d} = 12,92 \text{ MPa}$$

Warunki normowe spełnione

Wpływ siły ścinającej

$$T = \sqrt{T_y^2 + T_z^2} = 5,860 \text{ kN}$$

$$\tau_d = 1,5 \frac{T}{bh} = 0,897 \text{ MPa} < f_{v,d} = 1,35 \text{ MPa}$$

Warunek normowy spełniony

Stan graniczny użytkowania

ugięcie wspornika

$$u_{inst,y} = 0,51 \text{ cm} \quad u_{inst} = \sqrt{u_{inst,y}^2 + u_{inst,z}^2} = 0,51 \text{ cm}$$

$$u_{inst,z} = 0,00 \text{ cm} \quad k_{def} = 0,50$$

$$u_{fin} = u_{inst} (1 + k_{def}) = 0,77 \text{ cm} < u_{net,fin} = L / 150 = 0,80 \text{ cm}$$

Warunek normowy spełniony

Nakładki mocować do istniejących belek żelbetowych i krokwi drewnianych przy pomocy dwóch śrub M16 w rozstawie co 0,50m.

Rozstaw śrub dla nakładki

Dalej przyjęto śruby o średnicy $d = 16 \text{ mm}$

Rozstaw śrub: $\alpha = 90,00$

Równolegle do włókien

$$a_1 = (4 + 3 \text{ lcos}\alpha) d = 64 \text{ mm}$$

Prostopadle do włókien

$$a_2 = 4 d = 64 \text{ mm}$$

Koniec obciążony

$$a_{3t} = 7 d \text{ (lecz nie mniej niż 80mm)} = 112 \text{ mm}$$

Koniec nie obciążony

$$a_{3c} = (1 + 6 \text{ lsin}\alpha) d \text{ (lecz nie mniej niż 4 d)} = 112 \text{ mm}$$

Krawędź obciążona

$$a_{4t} = (2 + 2 \text{ sin}\alpha) d \text{ (lecz nie mniej niż 3 d)} = 64 \text{ mm}$$

Krawędź nie obciążona

$$a_{4c} = 3 d = 48 \text{ mm}$$

Poz. 3.0 Nadproża o rozpiętości 1,00m (1,20m)

W związku z koniecznością poszeżenia istniejących otworów drzwiowych projektuje się wzmocnienie nadproży poprzez montaż po obu stronach ściany belek stalowych z ceownika gorączkowanego 100. Belki łączyć ze sobą przy pomocy śrub M12 w rozstawie co 50cm.

Poz. 4.0 Obniżenie posadzki w jednym pomieszczeniu piwnicy - podbicie ław

W związku z planowanym obniżeniem poziomu posadzki w jednym z pomieszczeń piwnicy (kotłownia) należy przed przystąpieniem do robót dokonać odkrywek ław fundamentowych pod ścianami wydzielającymi to pomieszczenie w celu określenia poziomu posadowienia istniejących ław. Z doświadczenia autora niniejszego opracowania wynika, iż należy przyjąć konieczność podbicia ław fundamentowych w rejonie pomieszczenia kotłowni. Przedmiotowe podbicie ław wykonać betonem C20/25 (B-25) W-8. Dopuszczalne jest podkopanie

jednorazowo do 1/3 ław (podkopać 1,00mb ławy i pozostawić 2,00mb). Kolejność poszczególnych odcinków wykonać zgodnie z rysunkami konstrukcyjnymi.

Poz. 5.0 Ściana oporowa schodów do kotłowni

Z uwagi na obniżenie poziomu posadzki w kotłowni zachodzi konieczność wykonania nowego wejścia. W związku z powyższym projektuje się schody terenowe z kostki brukowej pomiędzy ścianą zewnętrzną budynku i projektowaną ścianą oporową.

Ścianę oporową wykonać jako monolityczną żelbetową z betonu C20/25 (B-25) W-8 zbrojoną prętami głównymi ze stali A-III N i rozdzielczymi ze stali A-0.

Pod ścianą oporową wykonać podkład z chudego betonu C8/10 (B-10) o grubości min. 10cm.

Na przedmiotową ścianę oporową będzie działać parcie gruntu obsypki oraz obciążenie naziomu. Przyjęto obciążenie naziomu $q = 10,00 \text{ kN/m}^2$

Wymiary ściany oporowej

całkowita wysokość ściany oporowej	$h_s = 4,50 \text{ m}$	$h = h_s - h_{na} - D_{min} = 2,35 \text{ m}$
grubość ściany oporowej	$b_s = 0,18 \text{ m}$	$D_{min} = 1,00 \text{ m}$
długość odsadzki zewnętrznej	$l_{sz} = 1,10 \text{ m}$	$B = b_s + l_{sz} + l_{sw} = 1,58 \text{ m}$
długość odsadzki wewnętrznej	$l_{sw} = 0,30 \text{ m}$	$L = 1,00 \text{ m}$
grubość płyty	$a_s = 0,40 \text{ m}$	
obniżenie naziomu	$h_{na} = 1,15 \text{ m}$	

Obciążenia działające na ścianę oporową:

Po wykonaniu ściany oporowej projektuje się zasypanie wykopu pospółką zagęszczoną do $I_D = 0,50$. Nie dopuszcza się wykonania obsypki w odległości mniejszej niż 2,00m od ściany oporowej (zasypania wykopów po wykonaniu ścian oporowych) gruntami rodzimymi w szczególności gruntami spoistymi.

Pospółka

$\rho^{(n)} = 1,90$	t/m^3	$\rho^{(r)} = 1,71$	t/m^3	
$\gamma^{(n)} = 19,00$	kN/m^3	$\gamma^{(r)} = 17,10$	kN/m^3	
$\Phi_u^{(n)} = 38,50$	$^\circ$	$\Phi_u^{(r)} = 34,65$	$^\circ$	$\text{tg } \Phi_u^{(r)} = 0,691$
$c_u^{(n)} = 0,00$		$c_u^{(r)} = 0,00$		

$$N_D = e^{\pi \text{tg} \Phi} \text{tg}^2(\pi/4 + \Phi/2) = 31,883 \quad \text{współczynnik materiału dla gruntu} \quad \gamma_m = 0,9$$

$$N_C = (N_D - 1) \text{ctg} \Phi = 44,684 \quad \text{współczynnik korekcyjny} \quad m = 0,81$$

$$N_B = 0,75(N_D - 1) \text{tg} \Phi = 16,009$$

Boczne parcie jednostkowe gruntu od obciążeń charakterystycznych na 1m długości ściany

$p_{n1} = q_n \text{tg}^2\left(45^\circ - \frac{\Phi^{(n)}}{2}\right) =$	kN/m^2	γ_f	kN/m^2
$2,327$		$1,20$	$2,792$
$p_{n2} = \gamma^{(n)} h \text{tg}^2\left(45^\circ - \frac{\Phi^{(n)}}{2}\right) =$	kN/m^2	γ_f	kN/m^2
$10,388$		$1,20$	$12,466$
siła pozioma $F_{n1} = p_{n1} \times (h_s - h_{na}) =$	kN/m	γ_f	kN/m
$7,794$		$1,20$	$9,353$
siła pozioma $F_{n2} = 0,5 \times p_{n2} \times h =$	kN/m	γ_f	kN/m
$12,206$		$1,20$	$14,647$
siła pozioma $F_{n3} = p_{n2} \times D_{min} =$	kN/m	γ_f	kN/m
$10,388$		$1,20$	$12,466$

Ciężar własny ściany żelbetowej - obciążenie charakterystyczne. Ścianę oporową myślowo podzielono na dwie bryły pionową i poziomą

siła pionowa $G_{n1} = (h_s - a_s) \times b_s \times 25 \text{kN/m}^3 =$	kN/m	γ_f	kN/m
$18,450$		$0,90$	$16,605$
siła pionowa $G_{n2} = (b_s + l_{sz} + l_{sw}) \times a_s \times 25 \text{kN/m}^3 =$	kN/m	γ_f	kN/m
$15,800$		$0,90$	$14,220$

Ciężar gruntu

	kN/m	γ_f	kN/m
siła pionowa $G_{n3} = l_{sw} \times (h_s - h_{na} - a_s) \times \gamma^{(n)} =$	16,815	0,80	13,452
siła pionowa $G_{n4} = l_{sz} \times (D_{min} - a_s) \times \gamma^{(n)} =$	12,540	0,80	10,032

Sprawdzenie stateczności ściany

Sprawdzenie stateczności ściany na obrót względem punktu A podstawy fundamentu.

ramie działania siły pionowej G_1 $e_1 = 1,190$ m	ramie działa. siły poziom. F_1 $z_1 = 1,675$ m
ramie działania siły pionowej G_2 $e_2 = 0,790$ m	ramie działa. siły poziom. F_2 $z_2 = 1,783$ m
ramie działania siły pionowej G_3 $e_3 = 1,430$ m	ramie działa. siły poziom. F_3 $z_3 = 0,500$ m
ramie działania siły pionowej G_4 $e_4 = 0,550$ m	

$$M_{or} = F_{r1}z_1 + F_{r2}z_2 + F_{r3}z_3 = 48,019 \text{ kNm/m}$$
$$M_{ur} = G_{r1}e_1 + G_{r2}e_2 + G_{r3}e_3 + G_{r4}e_4 = 55,748 \text{ kNm/m} \quad m_o = 0,9$$

$$M_{or} = 48,019 \text{ kNm/m} < m_o M_{ur} = 50,173 \text{ kNm/m}$$

Sprawdzenie stateczności ściany na przesunięcie.

Z uwagi na fakt, iż przedmiotowa ścian oprze się na konstrukcji budynku warunek ten pominięto.

Zbrojenie pionowe ściany $M = 48,02$ kNm/m

Parametry zastosowanych materiałów i przekroju

Beton C20/25 (B-25) $f_{cd} = 13,3$ MPa

$f_{ctd} = 1$ MPa

Stal A-III N $f_{yd} = 420$ MPa

wysokość przekroju $h = 0,18$ m

szerokość przekroju $b = 1,00$ m

średnica zbrojenia $\phi = 12$ mm

otulenie zbrojenia $c_{nom} = c_{min} + \Delta c = 35$ mm

a_1 i $a_2 = 41$ mm

użyteczna wysokość przekroju $d = 0,139$ m

Klasa ekspozycji

$c_{min} = 25$ mm

$\Delta c = 10$ mm

$$\mu_{eff} = \frac{M_{sd}}{bd^2 f_{cd}} = 0,187$$

$$\zeta_{eff} = 1 - 0,5 \zeta_{eff} = 0,896$$

$$\Rightarrow \zeta_{eff} = 1 - \sqrt{1 - 2\mu_{eff}} = 0,209$$

$$\Rightarrow A_{s1} = \frac{M_{sd}}{\zeta_{eff} df_{yd}} = 9,183 \text{ cm}^2$$

$$\text{przyjęto } \phi = 12 \text{ mm} \quad \text{co } 12 \text{ cm} \quad \text{o} \quad A_{s1,prov} = 9,425 \text{ cm}^2$$

Ostatecznie jako zbrojenie pionowe ściany oporowej przyjęto pręty $\phi 12$ ze stali A-III N w rozstawie co 12cm.

Projektował:

mgr inż. Jacek Kędziński
upr. bud. WAM/0003/POOK/05

Sprawdził:

mgr inż. Andrzej Kozłowski
upr. bud. WAM/0005/POOK/03