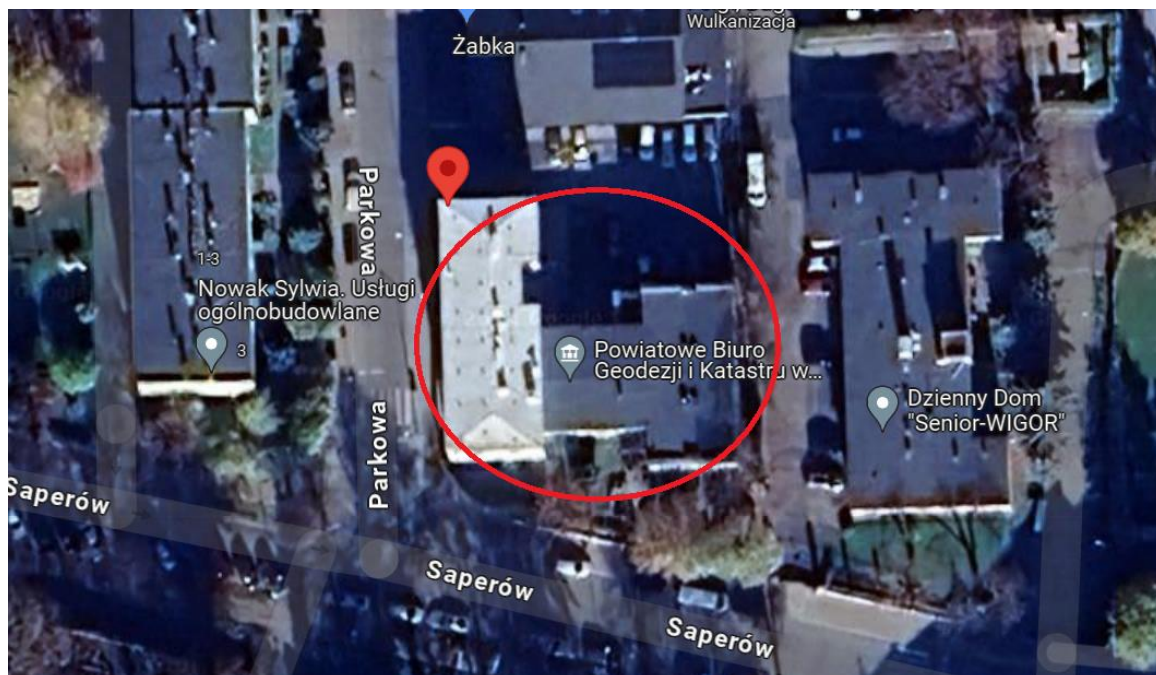


OPINIA KONSTRUKCYJNA

DOTYCZĄCA:

MOŻLIWOŚCI ZAMONTOWANIA INSTALACJI FOTOWOLTAICZNEJ PV NA
DACHU ISTNIEJĄCEGO BUDYNKU UŻYTECZNOŚCI PUBLICZNEJ W
ŚWIDNICY PRZY UL. PARKOWEJ 2



PROJEKTANT:

mgr inż. Łukasz Sekuła nr ewid.:
SWK/POOK/0027/12

Lipiec 2024

SPIS TREŚCI:

1. Podstawa opracowania
2. Przedmiot i cel opracowania
3. Opis istniejących rozwiązań konstrukcyjno budowlanych
4. Koncepcja instalacji fotowoltaicznej
5. Analiza obliczeniowa możliwości dociążenia konstrukcji dachu
6. Wnioski i zalecenia
7. Dokumenty formalno – prawne

1. PODSTAWA OPRACOWANIA

- Wizja lokalna na obiekcie
- Materiały wykorzystane w opracowaniu:
 - archiwalna dokumentacja techniczna z opracowania „AUDYT ENERGETYCZNY BUDYNKU”
 - normy i przepisy budowlane
 - literatura branżowa historycznych stropów

Wykaz norm wykorzystywanych w obliczeniach. Z uwagi na wiek budynku posłużono się Normami Polskimi oraz Europejskimi.

PN 90/B 03000 Projekty budowlane Obliczenia statyczne

PN 82/B 02000 Obciążenie budowli. Zasady ustalania wartości

PN 82/B-02001 Obciążenie budowli. Obciążenia stałe

PN 82/B-02003 Obciążenie budowli. Podstawowe obciążenia technologiczne i montażowe.

PN 80/B 02010 – Az1 Obciążenie śniegiem.

PN 77/B 02011 – Az1 Obciążenie wiatrem.

PN B 03264:2002 Konstrukcje betonowe , żelbetowe i sprężone. Obliczenia statyczne i projektowanie.

PN 81/B 03020 Posadowienie bezpośrednie budowli. Obliczenia i projektowanie.

PN B 03002:1999 Konstrukcje murowe. Obliczenia statyczne i projektowanie.

Instalację fotowoltaiczną projektować w oparciu o:

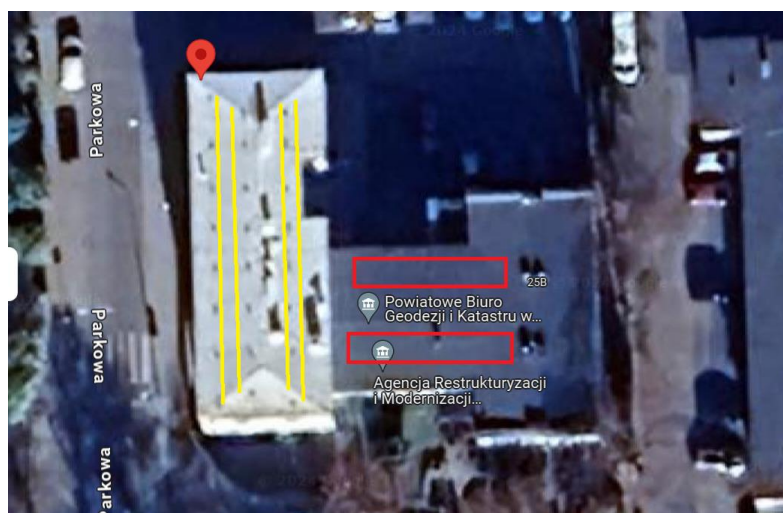
PN-EN 1991-1-1:2004 Eurokod 1: Oddziaływania na konstrukcje - Część 1-1: Oddziaływania ogólne - Ciężar objętościowy, ciężar własny, obciążenia użytkowe w budynkach.

PN-EN 1991-1-3:2005 Eurokod 1 - Oddziaływania na konstrukcje - Część 1-3: Oddziaływania ogólne - Obciążenie śniegiem.

PN-EN 1991-1-4:2008 Eurokod 1: Oddziaływania na konstrukcje - Część 1-4: Oddziaływania ogólne - Oddziaływania wiatru.

2. PRZEDMIOT I CEL OPRACOWANIA

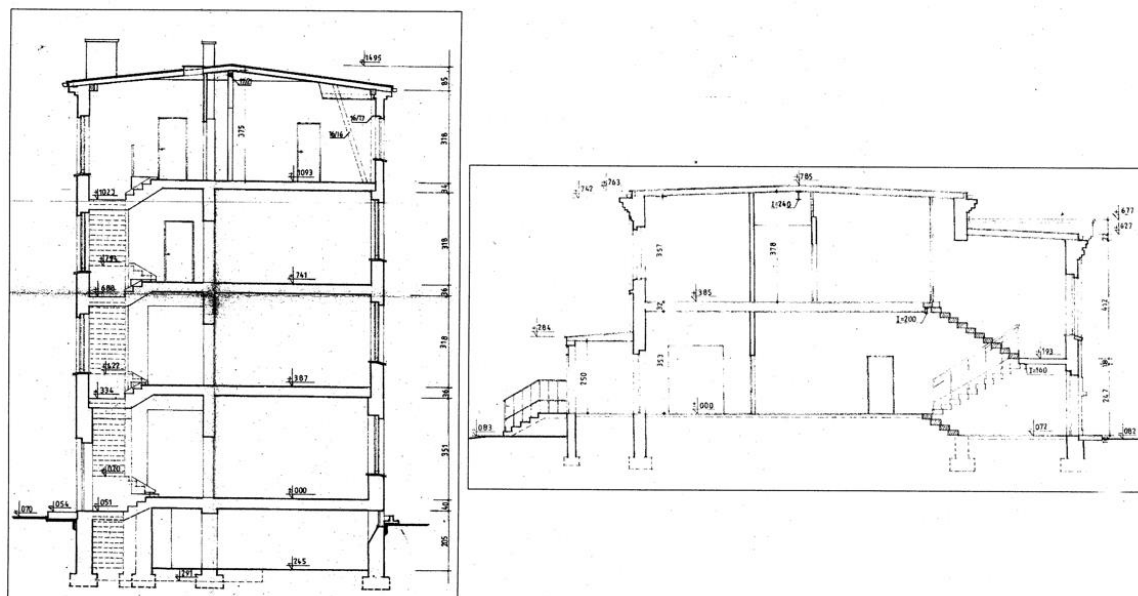
Przedmiotem opracowania jest analiza techniczna możliwości montażu na dachu budynku użyteczności publicznej zlokalizowanego przy ul. Parkowej 2 w Świdnicy instalacji fotowoltaicznej. W ramach opracowania sprawdzona zostanie konstrukcja budynku pod kątem optymalnego rozlokowania dodatkowego obciążenia od instalacji fotowoltaicznej. Widok budynku wraz z planowanym miejscem lokalizacji instalacji przedstawiono na ilustracji poniżej. Kolorem żółtym oznaczono instalację na dachu części wyższej a kolorem czerwonym na dachu części niższej.



3. OPIS ISTENIĄCYCH ROZWIĄZAŃ KONSTRUKCYJNO BUDOWLANYCH

Będący przedmiotem analizy jest obiekt budowlany składający się z dwóch budynków wyższego i niższego, oba obiekty zostały wykonane w technologii tradycyjnej. Budynek wyższy jest 3 kondygnacyjny plus poddasze użytkowe i przykryty został dachem czterospadowym o konstrukcji drewnianej z pokryciem z papy wykonanym na deskowaniu pełnym. Budynek niższy - dwukondygnacyjny przykryty stropodachem opartym na konstrukcji nośnej stropu Foerstera wspartym na zewnętrznych ścianach nośnych oraz na środkowej stalowej belce kalenicowej.

Schemat rozwiązań konstrukcyjnych określa przekrój poprzeczny:



Widok ogólny budynku:



Zdjęcia poniżej przedstawiają stan istniejący:

Dach części wyższej – pokrycie dachu po remoncie, papa uszczelniona dodatkową powłoką:



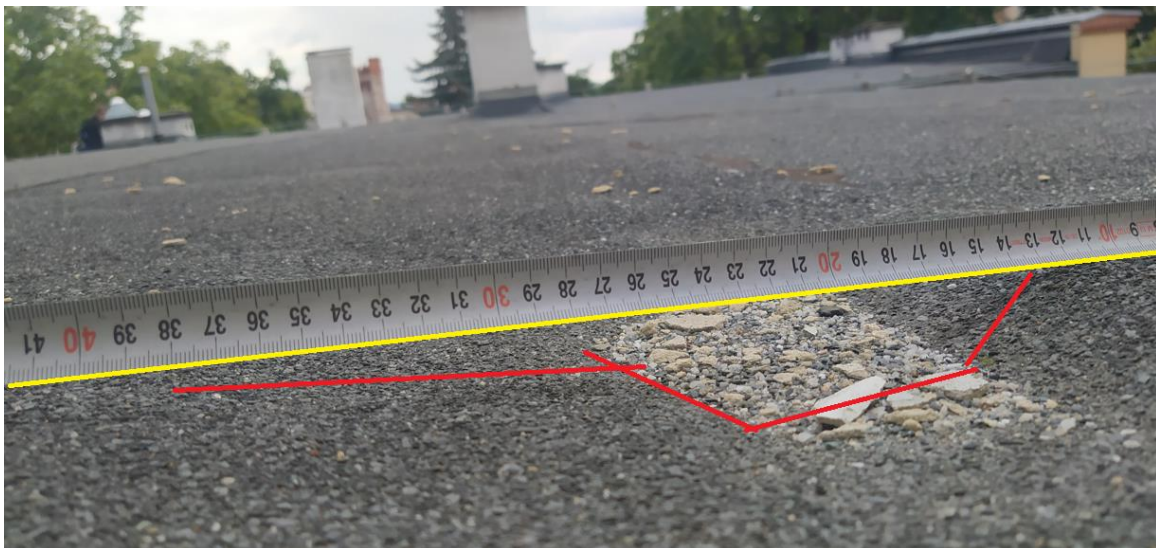
Dach części niższej:

Pokrycie z papy wykonane na warstwie wełny twardej. Pokrycie dachu lokalnie uszkodzone – lokalne zagłębienia w pokryciu z papy powodujące zastoiska wody wymagają naprawy:



Widoczne zagłębienia w pokryciu dachowym wymagające napraw:





Uszkodzone obróbki krawędziowe:



Oceniając pokrycie dachowe stwierdza się liczne jego uszkodzenia kwalifikujące dach do remontu.

4. KONCEPCJA INSTALACJI FOTOWOLTAICZNEJ

4.1 Lokalizacja na dachu

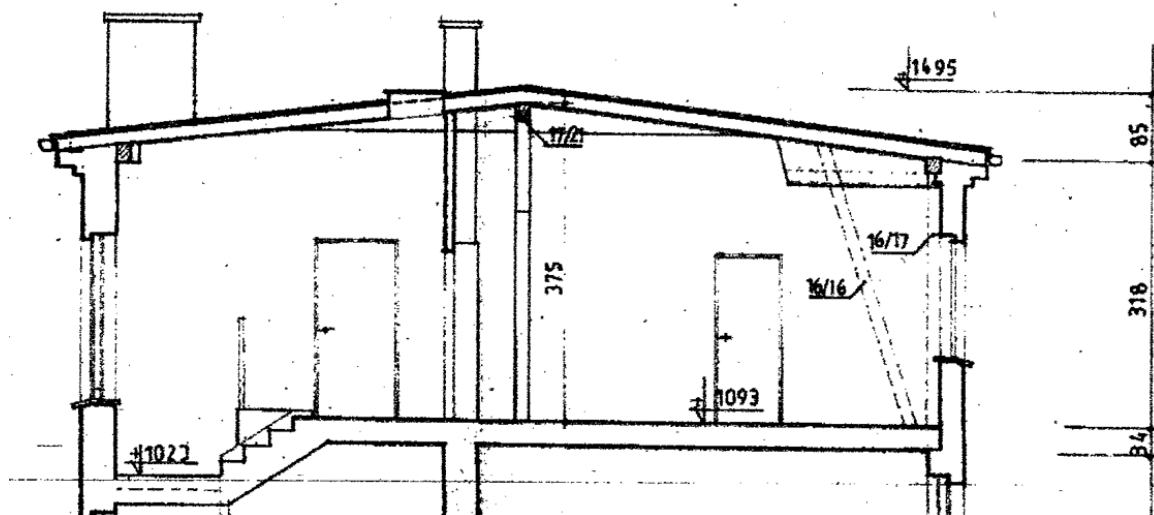
Na dachu budynku, planuje się zamontować instalację fotowoltaiczną o możliwie najłżejszej konstrukcji. Zakłada się, że moduły fotowoltaiczne montowane będą na konstrukcji inwazyjnej mocowanej mechanicznie do elementów konstrukcyjnych,

na konstrukcji wsporczej klejonej do pokrycia dachowego lub przy zastosowaniu konstrukcji wsporczej balastowej, ale tylko zoptymalizowanego balastu firmy CORAM, gdzie panele fotowoltaiczne będą tak rozłożone, aby obciążenia od instalacji, balastu i konstrukcji wsporczej nie były większe niż 20kg/m^2 . Do analizy założono, równomierne obciążenie połaci dachowych modułami fotowoltaicznymi. Konstrukcję dachu sprawdzono pod kątem oparcia na niej instalacji fotowoltaicznej, której obciążenie nie będzie większe niż 20kg/m^2 przy niezmiennym normowym obciążeniu klimatycznym związanym z oddziaływaniem śniegu i wiatru na konstrukcję.

5. ANALIZA OBLICZENIOWA MOŻLIWOŚCI DOCIĄŻENIA KONSTRUKCJI DACHU

5.1 – Konstrukcja dachu części wyższej.

Po wykonaniu odkrywek konstrukcyjnych oraz po przeanalizowaniu archiwalnej dokumentacji stwierdzono, że przedmiotem analizy jest drewniana więźba dachowa wykonana z krokwi $7 \times 14\text{cm}$ w rozstawie co 80cm , wspartych na trzech płatwiach – dwóch obwodowych dolnych oraz na płatwi kalenicowej o przekroju $17 \times 21\text{cm}$. Konstrukcja wsparta na słupach drewnianych o przekroju około $16 \times 17\text{cm}$ usztywniona na wiązarach pełnych zastrzałami zlokalizowanymi przy słupach zewnętrznych. Na płatwiach wykonano podwójne deskowanie dolnej i górnej powierzchni.



Zestawienie obciążeń stałych

I.p	Wyszczególnienie	wartość char. kN/m ²	wsp. obciążenia	wartość obliczeniowa kN/m ²
1	Pokrycie z papy na deskowaniu ułożonej podwójnie. W wartości obciążeń uwzględniono ciężar więźby dachowej	0,25	1,35	0,34
	RAZEM	0,25		0,34

I.p	Wyszczególnienie	wartość char. kN/m ²	wsp. obciążenia	wartość obliczeniowa kN/m ²
1	Sufit podwieszany	0,15	1,35	0,20
2	Wełna izolacyjna	0,05	1,35	0,07
	RAZEM	0,20		0,27

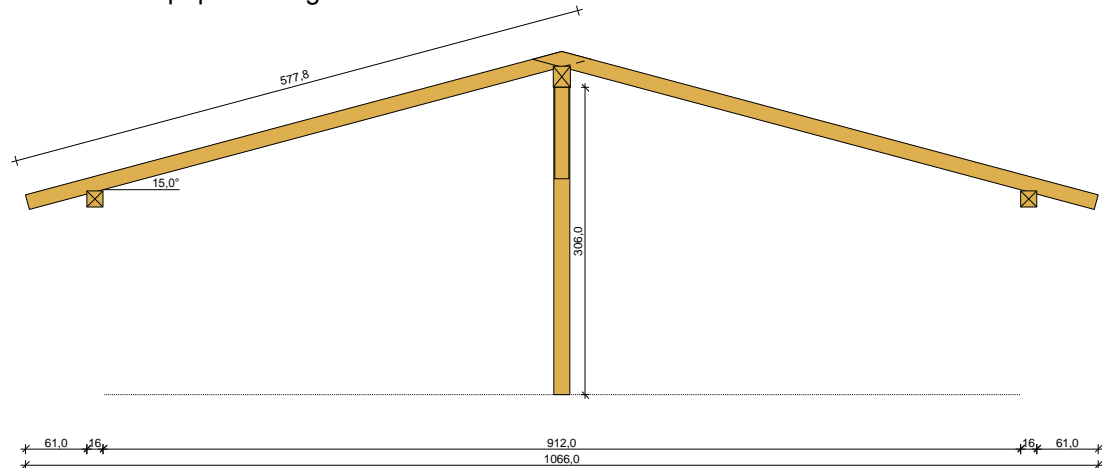
Zestawienie obciążeń od instalacji fotowoltaicznej

LP	Opis Obciążenia	Obc. char. kN/m ²	wsp	Obc. obl. kN/m ²
1	Ciężar instalacji fotowoltaicznej mocowanej mechanicznie wraz z podkonstrukcją oraz instalacji z zoptymalizowanym balastem	0,20	1,35	0,27
	suma:	0,20		0,27

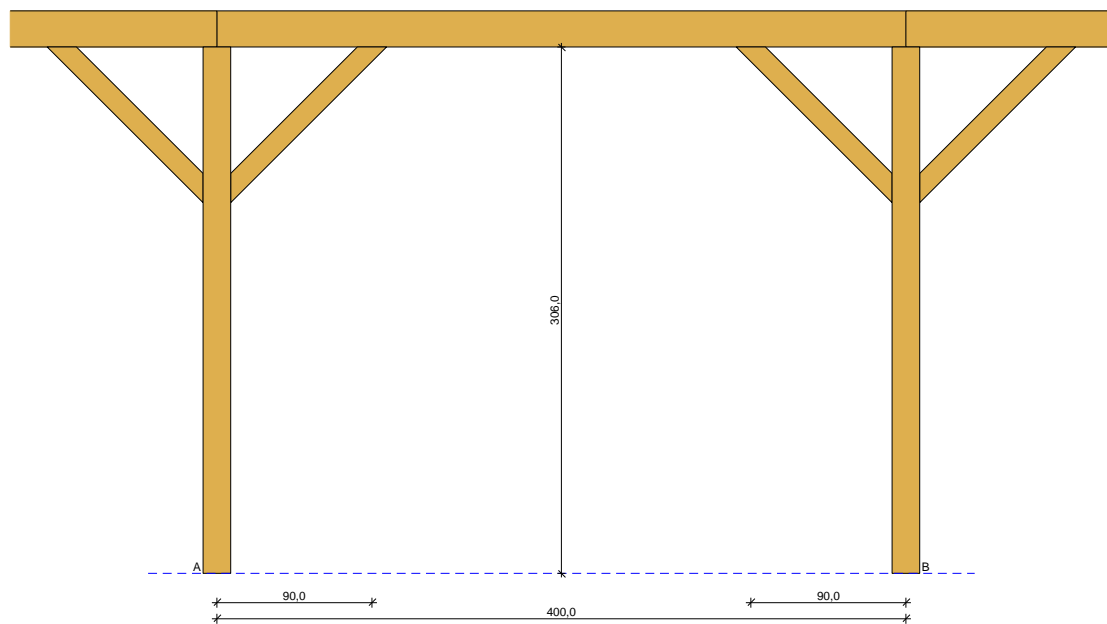
Zestawienie obciążeń zmiennych przyjęta w analizie statycznej dla 1 strefy obciążenia śniegiem i III strefy obciążenia wiatrem.

OBLICZENIOWA ANALIZA SPRAWDZAJĄCA KONSTRUKCJE DACHU

Szkic układu poprzecznego



Szkic układu podłużnego - płatwi kalenicowej



Geometria ustroju:

Kąt nachylenia połaci dachowej $\alpha = 15,0^\circ$

Rozpiętość wiaźara $l = 10,66$ m

Rozstaw podpór w świetle murlat $l_s = 9,12$ m

Rozstaw krokwi $a = 0,80$ m

Usztywnienia boczne krokwi - brak

Płatw kalenicowa o długości osiowej między słupami $l = 4,00$ m

- lewy koniec płatwi oparty na słupie z mieczami, odległość podparcia mieczami $a_{mL} = 0,90$ m

- prawy koniec płatwi oparty na słupie z mieczami, odległość podparcia mieczami $a_{mP} = 0,90$ m

Wysokość całkowita słupów pod płatw kalenicową $h_s = 3,06$ m

Rozstaw podparć poziomych murlaty $l_{mo} = 4,00$ m

Wysięg wspornika murlaty $l_{mw} = 1,00$ m

Dane materiałowe:

- krokiew 7/15cm (zacios 3 cm) z drewna C24
- płatew kalenicowa 17/21 cm z drewna C24
- słup kalenicowy 16/16 cm z drewna C24
- murlata 16/16 cm z drewna C24

Obciążenia (wartości charakterystyczne i obliczeniowe):

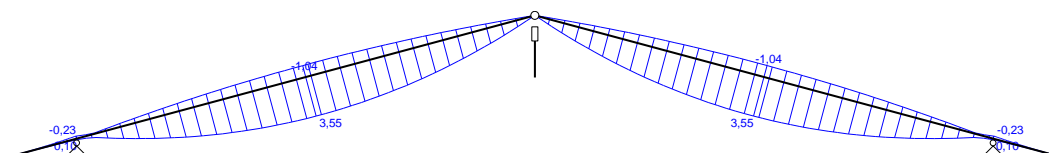
- pokrycie dachu (wg PN-82/B-02001:):
 $g_k = 0,250 \text{ kN/m}^2$, $g_o = 0,300 \text{ kN/m}^2$
- uwzględniono ciężar własny więzara
- obciążenie śniegiem :
 - na połaci lewej $s_{kl} = 0,560 \text{ kN/m}^2$, $s_{ol} = 0,840 \text{ kN/m}^2$
 - na połaci prawej $s_{kp} = 0,560 \text{ kN/m}^2$, $s_{op} = 0,840 \text{ kN/m}^2$
 - obciążenie śniegiem traktuje się jako obciążenie średniotrwale
- obciążenie wiatrem (wg PN-B-02011:1977/Az1:2009/Z1-3: strefa III, teren A, wys. budynku z = 10,0 m):
 - na połaci nawietrznej $p_{kl} = -0,486 \text{ kN/m}^2$, $p_{ol} = -0,729 \text{ kN/m}^2$
 - na stronie zawietrznej $p_{kp} = -0,216 \text{ kN/m}^2$, $p_{op} = -0,324 \text{ kN/m}^2$
- ocieplenie na całej długości krokwi $g_{kk} = 0,400 \text{ kN/m}^2$, $g_{ok} = 0,480 \text{ kN/m}^2$

Założenia obliczeniowe:

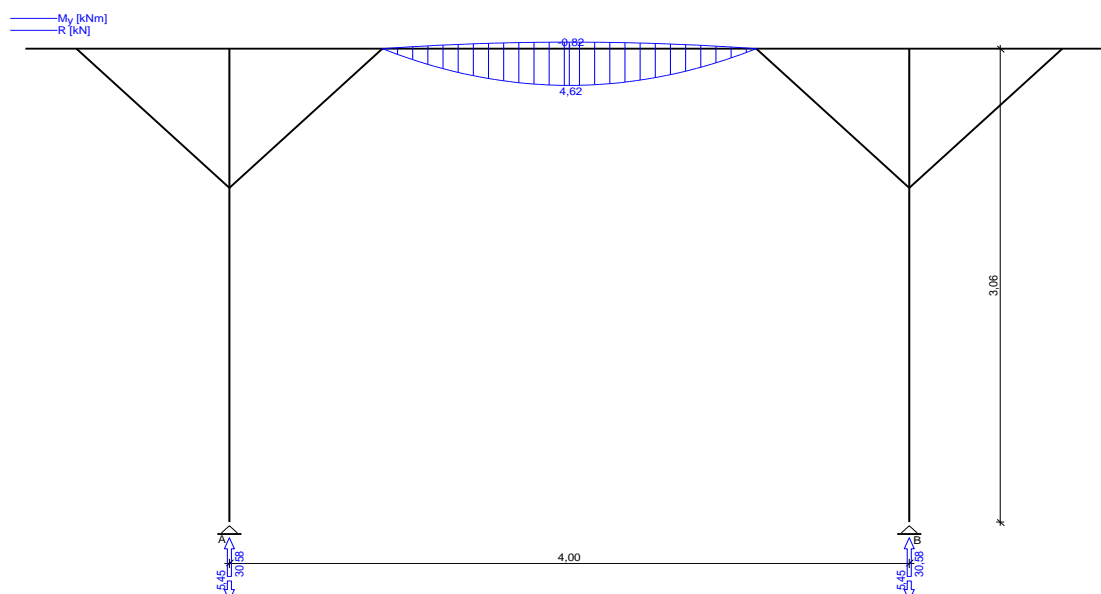
- klasa użytkowania konstrukcji: 2
- zwiększono wartości wytrzymałości na zginanie i rozciąganie wg p. 2.2.3.(3) normy
- dach w obiekcie starym, remontowanym (zwiększenie ugięć granicznych o 50%)
- w obliczeniach statycznych krokwi uwzględniono wpływ podatności płatwi

WYNIKI

Obwiednia momentów zginających w układzie poprzecznym:



Obwiednia momentów w układzie podłużnym - płatwi kalenicowej:



WYMIAROWANIE wg PN-B-03150:2000

Krokiew 7/15 cm (zacios na podporach 3 cm)

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

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

Smukłość

$\lambda_y = 110,9 < 150$

Maksymalne siły i naprężenia w przęśle

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

$M_y = 3,55 \text{ kNm}$, $N = 0,58 \text{ kN}$

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

$\sigma_{m,y,d} = 13,53 \text{ MPa}$, $\sigma_{c,0,d} = 0,06 \text{ MPa}$

$k_{c,y} = 0,256$, $k_{c,z} = 0,059$

$\sigma_{c,0,d}/(k_{c,y} \cdot f_{c,0,d}) + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 1,244 > 1$ (!!!)

$\sigma_{c,0,d}/(k_{c,z} \cdot f_{c,0,d}) + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 1,319 > 1$ (!!!)

Maksymalne siły i naprężenia na podporze (murlacie)

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

$M_y = -0,23 \text{ kNm}$, $N = 1,16 \text{ kN}$

$f_{m,y,d} = 14,77 \text{ MPa}$, $f_{c,0,d} = 12,92 \text{ MPa}$

$\sigma_{m,y,d} = 1,37 \text{ MPa}$, $\sigma_{c,0,d} = 0,14 \text{ MPa}$

$(\sigma_{c,0,d}/f_{c,0,d})^2 + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 0,093 < 1$

Maksymalne ugięcie krokwi

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

$u_{fin} = 46,09 \text{ mm} > u_{net,fin} = 1,5 \cdot l / 200 = 1,5 \cdot 4804 / 200 = 36,03 \text{ mm}$ (127,9%) (!!!)

Maksymalne ugięcie wspornika krokwi

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

$u_{fin} = 21,29 \text{ mm} > u_{net,fin} = 1,5 \cdot 2 \cdot l / 200 = 1,5 \cdot 2 \cdot 714 / 200 = 10,72 \text{ mm}$ (198,7%) (!!!)

Płatew kalenicowa 17/21 cm

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

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

Smukłość

$\lambda_y = 13,2 < 150$

$\lambda_z = 16,3 < 150$

Ekstremalne obciążenia obliczeniowe

$q_{z,max} = 7,64 \text{ kN/m}$ $q_{z,min} = -1,36 \text{ kN/m}$ (odrywanie)

Maksymalne siły i naprężenia w płatwi

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

$M_y = 4,62 \text{ kNm}$

$f_{m,y,d} = 14,77 \text{ MPa}$

$\sigma_{m,y,d} = 3,70 \text{ MPa}$

$\sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} + k_m \cdot \sigma_{m,z,d}/f_{m,z,d} = 0,251 < 1$

$k_m \cdot \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} + \sigma_{m,z,d}/f_{m,z,d} = 0,175 < 1$

Maksymalne ugięcie

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

$u_{fin} = 1,87 \text{ mm} < u_{net,fin} = 1,5 \cdot l / 200 = 16,50 \text{ mm}$ (11,4%)

Słup kalenicowy 16/16 cm

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

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

Smukłość (słup A)

$\lambda_y = 107,2 < 150$

$\lambda_z = 66,3 < 150$

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

$$M_y = 0,00 \text{ kNm}, \quad N = 30,58 \text{ kN}$$

$$f_{c,0,d} = 9,69 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{m,y,d} = 0,00 \text{ MPa}, \quad \sigma_{c,0,d} = 1,19 \text{ MPa}$$

$$k_{c,y} = 0,273, \quad k_{c,z} = 0,627$$

$$\sigma_{c,0,d}/(k_{c,y} \cdot f_{c,0,d}) + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 0,452 < 1$$

$$\sigma_{c,0,d}/(k_{c,z} \cdot f_{c,0,d}) + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 0,197 < 1$$

Murlata 16/16 cmdrewno lite iglaste wg PN-EN 338:2004, klasa wytrzymałości **C24**

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

Część murlaty leżąca na ścianieEkstremalne obciążenia obliczeniowe

$$q_{z,max} = 4,21 \text{ kN/m}, \quad q_{y,max} = 1,04 \text{ kN/m}$$

$$q_{z,min} = -1,37 \text{ kN/m (odrywanie)}$$

Maksymalne siły i naprężeniadecyduje kombinacja: **K4** stałe-max+wiatr

$$M_z = 1,78 \text{ kNm}$$

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

$$\sigma_{m,z,d} = 2,61 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{m,z,d}/f_{m,z,d} = 0,157 < 1$$

Część wspornikowa murlatyEkstremalne obciążenia obliczeniowe

$$q_{z,max} = 4,21 \text{ kN/m}, \quad q_{y,max} = 1,04 \text{ kN/m}$$

Maksymalne siły i naprężeniadecyduje kombinacja: **K2** stałe-max+śnieg

$$M_y = 2,10 \text{ kNm}, \quad M_z = 0,00 \text{ kNm}$$

$$f_{m,y,d} = 14,77 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{m,y,d} = 3,08 \text{ MPa}, \quad \sigma_{m,z,d} = 0,00 \text{ MPa}$$

$$k_m = 0,7$$

$$\sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} + k_m \cdot \sigma_{m,z,d}/f_{m,z,d} = 0,209 < 1$$

$$k_m \cdot \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} + \sigma_{m,z,d}/f_{m,z,d} = 0,146 < 1$$

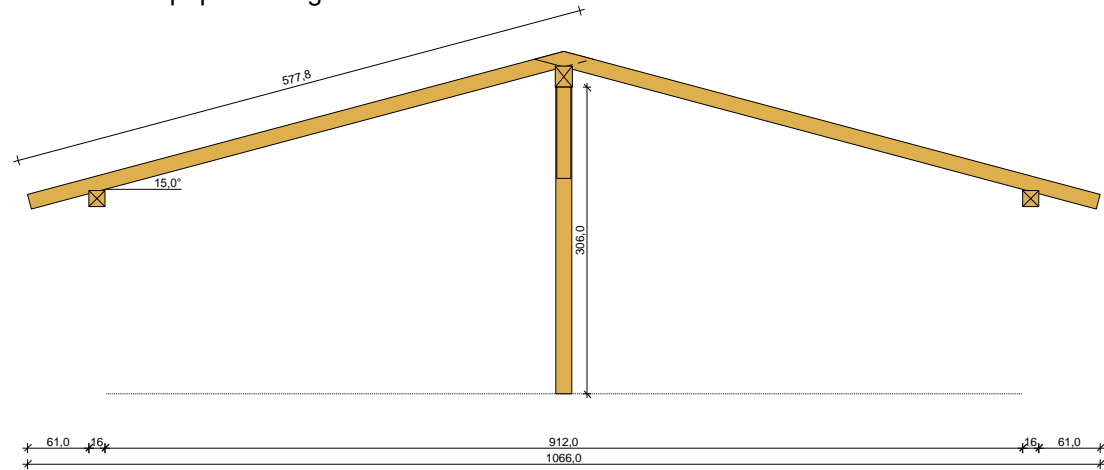
Maksymalne ugięcie:decyduje kombinacja: **K2** stałe-max+śnieg

$$u_{fin} = 1,07 \text{ mm} < u_{net,fin} = 1,5 \cdot 2 \cdot l / 200 = 1,5 \cdot 2 \cdot 1000 / 200 = 15,00 \text{ mm} \quad (7,1\%)$$

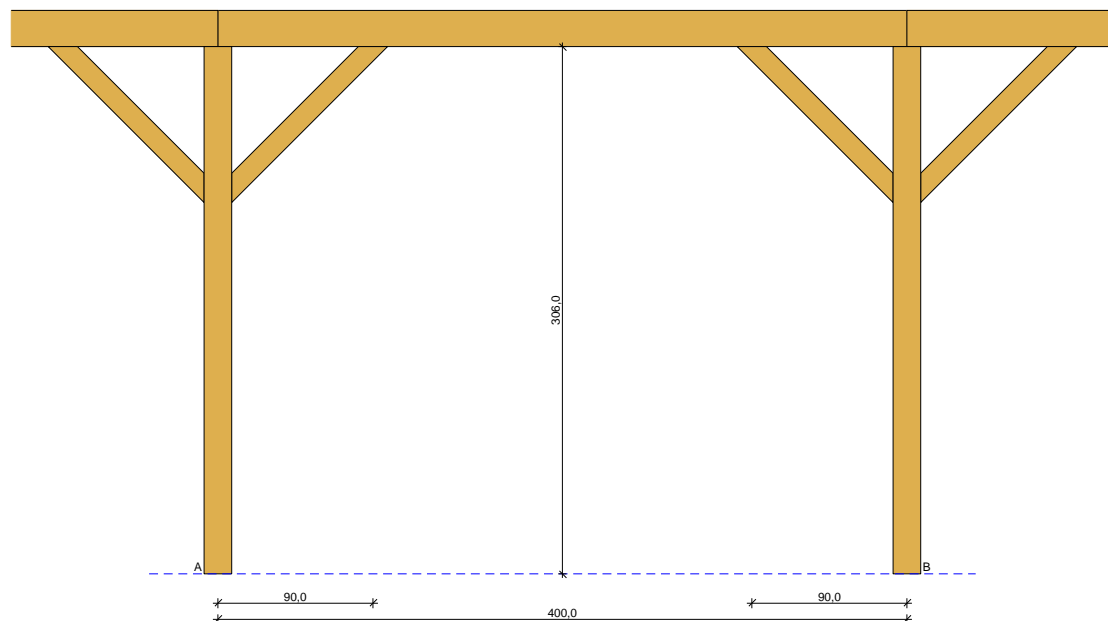
Z uwagi na przekroczenie dopuszczalnych stanów granicznych nośności i użytkowania po zwiększeniu obciążeń od instalacji fotowoltaicznej nie zalecane jest zwiększenie obciążeń na dach montując instalację fotowoltaiczną. W ramach analizy sprawdzono dodatkowo obecny zakres obciążeń i wyniki stanów granicznych nośności i użytkowania w obecnym stanie obciążeń stałych i zmiennych:

DANE – dla obecnego stanu użytkowania:

Szkic układu poprzecznego



Szkic układu podłużnego - płatwi kalenicowej



Geometria ustroju:

Kąt nachylenia połaci dachowej $\alpha = 15,0^\circ$

Rozpiętość wiaźara $l = 10,66$ m

Rozstaw podpór w świetle murlat $l_s = 9,12$ m

Rozstaw krokwi $a = 0,80$ m

Usztywnienia boczne krokwi - brak

Płatw kalenicowa o długości osiowej między słupami $l = 4,00$ m

- lewy koniec płatwi oparty na słupie z mieczami, odległość podparcia mieczami $a_{mL} = 0,90$ m

- prawy koniec płatwi oparty na słupie z mieczami, odległość podparcia mieczami $a_{mP} = 0,90$ m

Wysokość całkowita słupów pod płatw kalenicową $h_s = 3,06$ m

Rozstaw podparć poziomych murlaty $l_{mo} = 4,00$ m

Wysięg wspornika murlaty $l_{mw} = 1,00$ m

Dane materiałowe:

- krokiew 7/15cm (zacios 3 cm) z drewna C24
- płatew kalenicowa 17/21 cm z drewna C24
- słup kalenicowy 16/16 cm z drewna C24
- murłata 16/16 cm z drewna C24

Obciążenia (wartości charakterystyczne i obliczeniowe):

- pokrycie dachu (wg PN-82/B-02001:):
 $g_k = 0,250 \text{ kN/m}^2$, $g_o = 0,300 \text{ kN/m}^2$
- uwzględniono ciężar własny więzara
- obciążenie śniegiem :
 - na połaci lewej $s_{kl} = 0,560 \text{ kN/m}^2$, $s_{ol} = 0,840 \text{ kN/m}^2$
 - na połaci prawej $s_{kp} = 0,560 \text{ kN/m}^2$, $s_{op} = 0,840 \text{ kN/m}^2$
 - obciążenie śniegiem traktuje się jako obciążenie średniotrwale
- obciążenie wiatrem (wg PN-B-02011:1977/Az1:2009/Z1-3: strefa III, teren A, wys. budynku z = 10,0 m):
 - na połaci nawietrznej $p_{kl} = -0,486 \text{ kN/m}^2$, $p_{ol} = -0,729 \text{ kN/m}^2$
 - na stronie zawietrznej $p_{kp} = -0,216 \text{ kN/m}^2$, $p_{op} = -0,324 \text{ kN/m}^2$
- ocieplenie na całej długości krokwi $g_{kk} = 0,200 \text{ kN/m}^2$, $g_{ok} = 0,240 \text{ kN/m}^2$

Założenia obliczeniowe:

- klasa użytkowania konstrukcji: 2
- zwiększono wartości wytrzymałości na zginanie i rozciąganie wg p. 2.2.3.(3) normy
- dach w obiekcie starym, remontowanym (zwiększenie ugięć granicznych o 50%)
- w obliczeniach statycznych krokwi uwzględniono wpływ podatności płatwi

WYMIAROWANIE wg PN-B-03150:2000**Krokiew 7/15 cm** (zacios na podporach 3 cm)drewno lite iglaste wg PN-EN 338:2004, klasa wytrzymałości **C24**

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

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

$$\begin{aligned} M_y &= 3,02 \text{ kNm}, & N &= 0,58 \text{ kN} \\ f_{m,y,d} &= 14,77 \text{ MPa}, & f_{c,0,d} &= 12,92 \text{ MPa} \\ \sigma_{m,y,d} &= 11,50 \text{ MPa}, & \sigma_{c,0,d} &= 0,06 \text{ MPa} \\ k_{c,y} &= 0,256, & k_{c,z} &= 0,059 \end{aligned}$$

$$\sigma_{c,0,d} / (k_{c,y} \cdot f_{c,0,d}) + \sigma_{m,y,d} / f_{m,y,d} = 0,795 < 1$$

$$\sigma_{c,0,d} / (k_{c,z} \cdot f_{c,0,d}) + \sigma_{m,y,d} / f_{m,y,d} = 0,851 < 1$$

Maksymalne siły i naprężenia na podporze (murłacie)decyduje kombinacja: **K2** stałe-max+śnieg

$$\begin{aligned} M_y &= -0,23 \text{ kNm}, & N &= 1,16 \text{ kN} \\ f_{m,y,d} &= 14,77 \text{ MPa}, & f_{c,0,d} &= 12,92 \text{ MPa} \\ \sigma_{m,y,d} &= 1,37 \text{ MPa}, & \sigma_{c,0,d} &= 0,14 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$(\sigma_{c,0,d} / f_{c,0,d})^2 + \sigma_{m,y,d} / f_{m,y,d} = 0,093 < 1$$

Maksymalne ugięcie krokwidecyduje kombinacja: **K2** stałe-max+śnieg

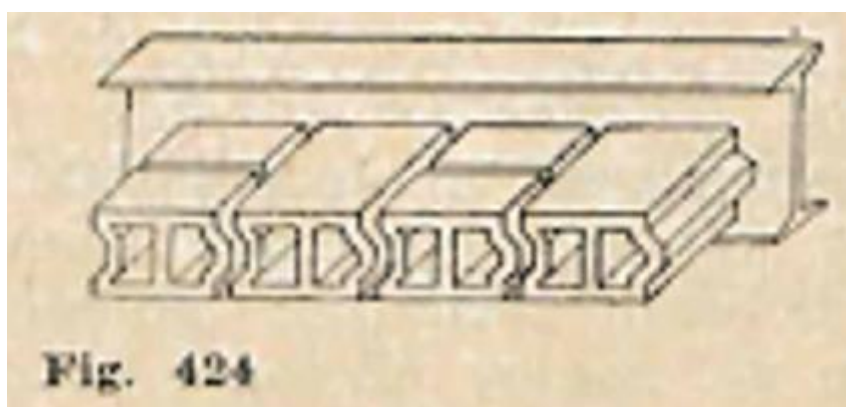
$$u_{fin} = 37,19 \text{ mm} > u_{net,fin} = 1,5 \cdot l / 200 = 1,5 \cdot 4804 / 200 = 36,03 \text{ mm} \quad (103,2\%)$$

Przekroczenie występuje tylko w stanie granicznym użytkowania o 3% (wartość akceptowalna), stany graniczne nośności są spełnione. Więźba może być bezpiecznie użytkowana w obecnym zakresie obciążeń.

5.2 – Konstrukcja dachu części niższej.

Strop części niższej wykonany został, jako strop Foerstera na belkach stalowych. Główna konstrukcja stropu wykonana została w postaci belek stalowych ustawionych w rozstawie, co około 1,5m wspartych na ścianach zewnętrznych oraz na belce kalenicowej.

Widok rozwiązania konstrukcyjnego stropu przedstawiono w oparciu o archiwalne dokumenty:



Zestawienie obciążeń stałych działających na strop

l.p	Wyszczególnienie	wartość char. kN/m ²	wsp. obciążenia	wartość obliczeniowa kN/m ²
1	Pokrycie z papy 2x	0,10	1,35	0,14
2	Wełna izolacyjna	0,20	1,35	0,27
3	Ciężar stropu Foerstera	1,80	1,35	2,43
4	Tynk cementowo wapienny	0,10	1,35	0,14
	RAZEM	2,20		2,97

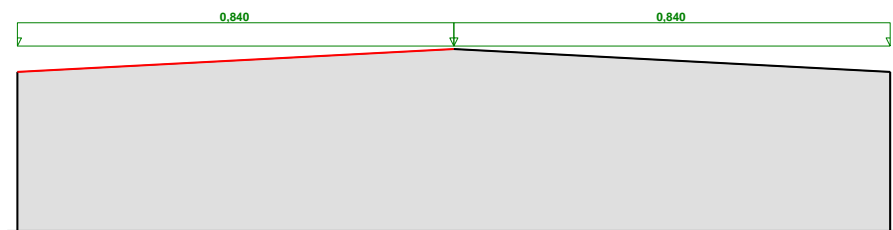
Zestawienie obciążeń od instalacji fotowoltaicznej

LP	Opis Obciążenia	Obc. char. kN/m ²	wsp	Obc. obl. kN/m ²
1	Ciężar instalacji fotowoltaicznej mocowanej mechanicznie wraz z podkonstrukcją	0,20	1,35	0,27
	suma:	0,20		0,27

Zestawienie obciążeń zmiennych przyjęta w analizie statycznej dla 1 strefy obciążenia śniegiem i III strefy obciążenia wiatrem.

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

$\sqrt{3} S$ [kN/m²]



Połąć bardziej obciążona:

- Dach dwuspadowy
- Obciążenie charakterystyczne śniegiem gruntu:
 - strefa obciążenia śniegiem 1; A = 50 m n.p.m. →
 $Q_k = 0,007 \cdot A - 1,4 = -1,050 \text{ kN/m}^2 < 0,7 \text{ kN/m}^2 \rightarrow Q_k = 0,7 \text{ kN/m}^2$
- Współczynnik kształtu dachu:
nachylenie połaci $\alpha = 3,0^\circ$
 $C_2 = 0,8$

Obciążenie charakterystyczne dachu:

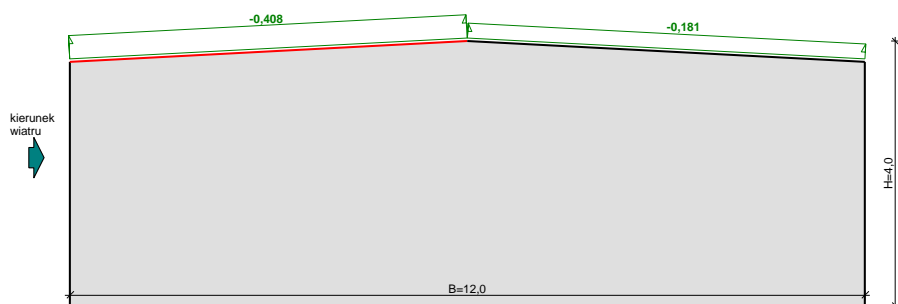
$$S_k = Q_k \cdot C = 0,700 \cdot 0,800 = \mathbf{0,560 \text{ kN/m}^2}$$

Obciążenie obliczeniowe:

$$S = S_k \cdot \gamma_f = 0,560 \cdot 1,5 = \mathbf{0,840 \text{ kN/m}^2}$$

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

$\sqrt{3} p$ [kN/m²]

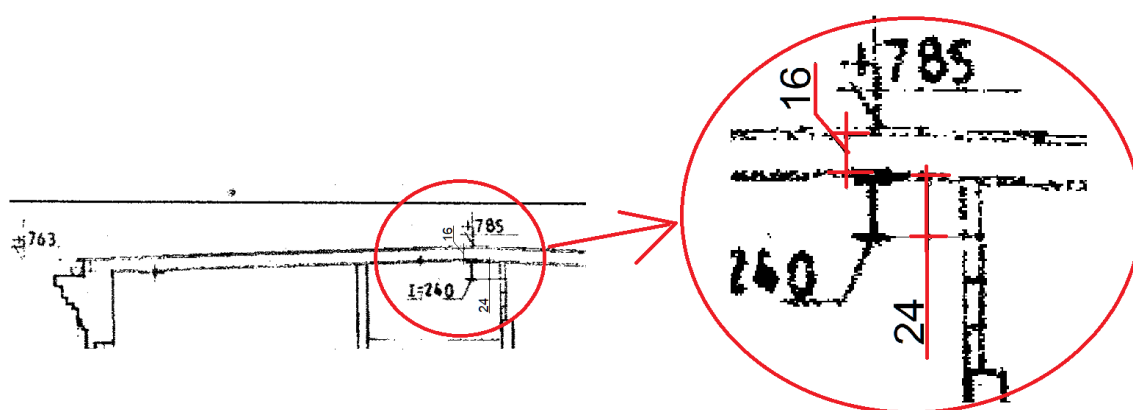


Połąć nawietrzna:

- Budynek o wymiarach: B = 12,0 m, L = 20,0 m, H = 4,0 m
- Dach dwuspadowy, kąt nachylenia połaci $\alpha = 3,0^\circ$
- Charakterystyczne ciśnienie prędkości wiatru:
 - strefa obciążenia wiatrem III; H = 50 m n.p.m. → $q_k = 300 \text{ Pa}$
 - budowla tymczasowa → zmniejszenie obciążenia q_k o 20%
 $q_k = 0,8 \cdot 0,300 = 0,240 \text{ kN/m}^2$
- Współczynnik ekspozycji:
rodzaj terenu: A; z = H = 4,0 m → $C_e(z) = 0,5 + 0,05 \cdot 4,0 = 0,70$
- Współczynnik działania porywów wiatru:

- $\beta = 1,80$
- Współczynnik ciśnienia wewnętrznego:
budynek zamknięty $\rightarrow C_w = 0$
 - Współczynnik ciśnienia zewnętrznego:
 $C_z = -0,9$
 - Współczynnik aerodynamiczny C:
 $C = C_z - C_w = -0,9 - 0 = -0,9$
- Obciążenie charakterystyczne:
 $p_k = q_k \cdot C_e \cdot C \cdot \beta = 0,240 \cdot 0,70 \cdot (-0,9) \cdot 1,80 = -0,272 \text{ kN/m}^2$
- Obciążenie obliczeniowe:
 $p = p_k \cdot \gamma_f = (-0,272) \cdot 1,5 = -0,408 \text{ kN/m}^2$

Z dokumentacji archiwalnej obiektu określono elementy konstrukcyjne:

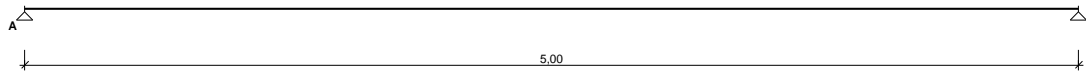


Analizując dokumenty źródłowe znaleziono, że stropy Foerстера były wykonywane jako stropy na belkach stalowych z wypełnieniem z pustaków w przeważającej części o rozstawie belek co 1,5m, rzadziej w rozstawie $>1,5\text{m}$ ale zawsze mniejszym $< 2,5\text{m}$ ale wtedy stropy te wzmacniane były płytą górną, w naszym przypadku przyjmujemy że strop wykonany jest w podstawowym wariancie o najmniejszej nośności.

Belki I160 rozstawione w rozstawie co 1,5m

l.p	wienie równomierne na żebro s	wartość char. kN/m ²	rozstaw [m]	wartość char. kN/m
1	Obciążenie stałe	2,20	1,50	3,30
2	FOTOWOLTAIKA	0,20	1,50	0,30
3	Obciążenie zmienne	0,56	1,50	0,84
	RAZEM			4,44

SCHEMAT BELKI



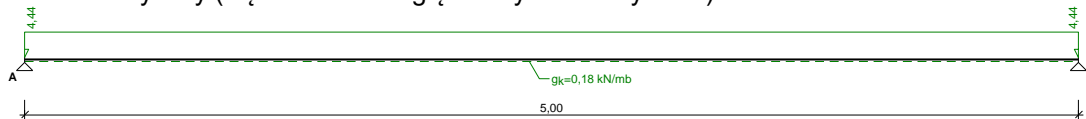
Parametry belki:

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

OBCIĄŻENIA CHARAKTERYSTYCZNE BELKI

Przypadek **P1: Przypadek 1** ($\gamma_f = 1,40$)

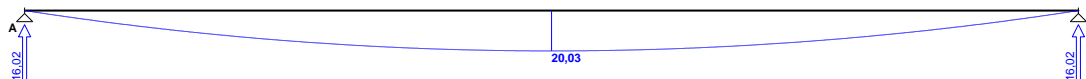
Schemat statyczny (ciężar belki uwzględniony automatycznie):



WYKRESY SIŁ WEWNĘTRZNYCH

Przypadek **P1: Przypadek 1**

Momenty zginające [kNm]:



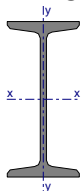
ZAŁOŻENIA OBLICZENIOWE DO WYMIAROWANIA

Wykorzystanie rezerwy plastycznej przekroju: tak;

Parametry analizy zwichrzenia:

- obciążenie przyłożone na pasie dolnym belki;
- obciążenie działa w dół;
- pas górny swobodny, ciągłe stężenie pasa dolnego;

WYMIAROWANIE WG PN-90/B-03200



Przekrój: **I 160**

$A_v = 10,1 \text{ cm}^2$, $m = 17,9 \text{ kg/m}$

$J_x = 935 \text{ cm}^4$, $J_y = 54,7 \text{ cm}^4$, $J_\omega = 3100 \text{ cm}^6$, $J_T = 7,11 \text{ cm}^4$, $W_x = 117 \text{ cm}^3$

Stal: **St3**

Nośności obliczeniowe przekroju:

- zginanie: klasa przekroju 1 ($\alpha_p = 1,080$) $M_R = 27,18 \text{ kNm}$
- ścinanie: klasa przekroju 1 $V_R = 125,70 \text{ kN}$

Nośność na zginanie

Przekrój $z = 2,50 \text{ m}$

Współczynnik zwichrzenia $\varphi_L = 0,787$

Moment maksymalny $M_{\max} = 20,03 \text{ kNm}$

(52) $M_{\max} / (\varphi_L \cdot M_R) = 0,937 < 1$

Nośność na ścinanie

Przekrój z = 0,00 m

Maksymalna siła poprzeczna $V_{\max} = 16,02 \text{ kN}$

$$(53) \quad V_{\max} / V_R = 0,127 < 1$$

Nośność na zginanie ze ścinaniem

$$V_{\max} = 16,02 \text{ kN} < V_o = 0,6 \cdot V_R = 75,42 \text{ kN} \rightarrow \text{warunek niemiernodajny}$$

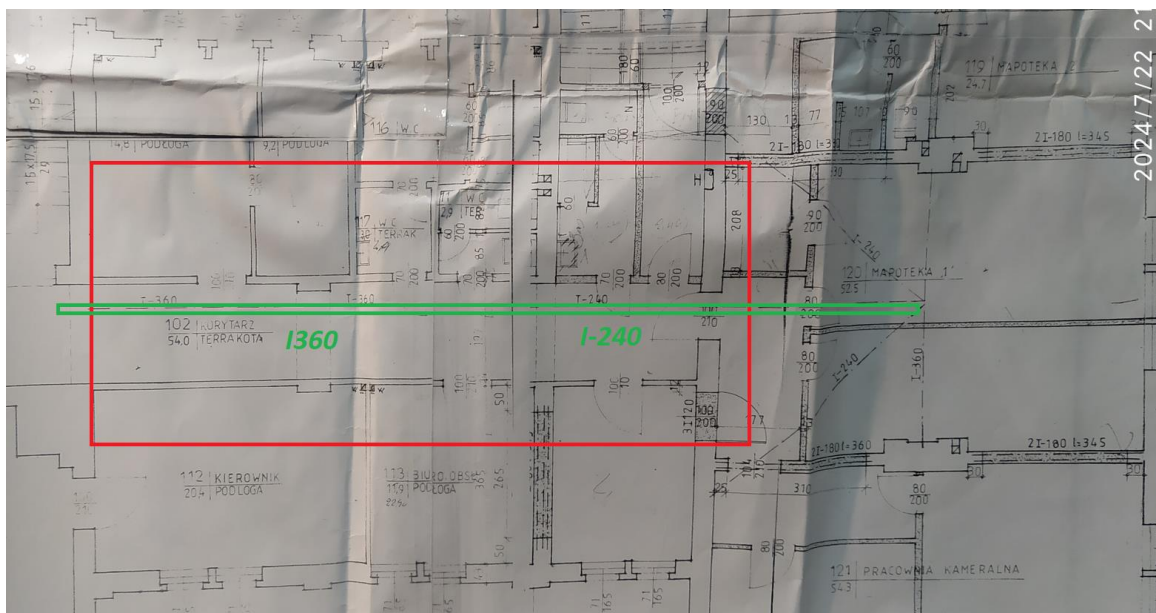
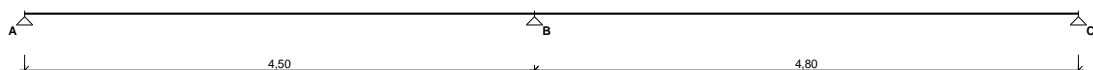
Stan graniczny użytkowania

Przekrój z = 2,50 m

Ugięcie maksymalne $f_{k,\max} = 19,60 \text{ mm}$ Ugięcie graniczne $f_{gr} = l_o / 250 = 5000 / 250 = 20,00 \text{ mm}$

$$f_{k,\max} = 19,60 \text{ mm} < f_{gr} = 20,00 \text{ mm} \quad (98,0\%)$$

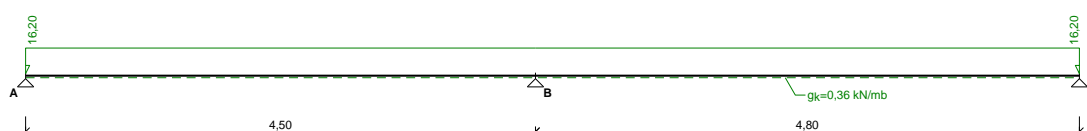
Sprawdzenie belek podciągowych, głównych belek nośnych zlokalizowanych w kalenicy obiektu dla zakresu szer. 5,5m zbierania obciążeń przedstawionego wg. rysunku poniżej (belki zaznaczono kolorem zielonym a obszar zbierania obciążeń na czerwono):

**SCHEMAT BELKI**

Parametry belki:

- współczynnik obciążenia dla ciężaru własnego belki $\gamma_f = 1,10$ **OBCIĄŻENIA CHARAKTERYSTYCZNE BELKI**Przypadek **P1: Przypadek 1** ($\gamma_f = 1,40$)

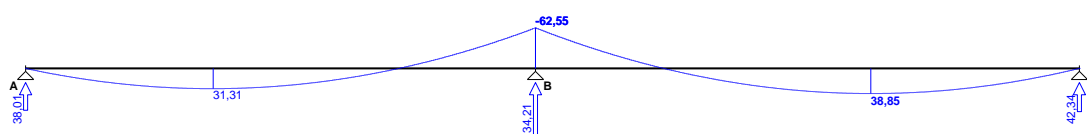
Schemat statyczny (ciężar belki uwzględniony automatycznie):



WYKRESY SIŁ WEWNĘTRZNYCH

Przypadek P1: Przypadek 1

Momenty zginające [kNm]:



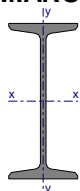
ZAŁOŻENIA OBLICZENIOWE DO WYMIAROWANIA

Wykorzystanie rezerwy plastycznej przekroju: tak;

Parametry analizy zwichrzenia:

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

WYMIAROWANIE WG PN-90/B-03200



Przekrój: **I 240**

$$A_v = 20,9 \text{ cm}^2, \quad m = 36,2 \text{ kg/m}$$

$$J_x = 4250 \text{ cm}^4, \quad J_y = 221 \text{ cm}^4, \quad J_\omega = 28500 \text{ cm}^6, \quad J_T = 27,2 \text{ cm}^4, \quad W_x = 354 \text{ cm}^3$$

Stal: **St3**

Nośności obliczeniowe przekroju:

- zginanie: klasa przekroju 1 ($\alpha_p = 1,079$) $M_R = 82,13 \text{ kNm}$
- ścinanie: klasa przekroju 1 $V_R = 260,37 \text{ kN}$

Belka

Nośność na zginanie

Przekrój $z = 4,50 \text{ m}$

Współczynnik zwichrzenia $\varphi_L = 0,807$

Moment maksymalny $M_{\max} = -62,55 \text{ kNm}$

$$(52) \quad M_{\max} / (\varphi_L \cdot M_R) = 0,943 < 1$$

Nośność na ścinanie

Przekrój $z = 4,50 \text{ m}$

Maksymalna siła poprzeczna $V_{\max} = 68,40 \text{ kN}$

$$(53) \quad V_{\max} / V_R = 0,263 < 1$$

Nośność na zginanie ze ścinaniem

$$V_{\max} = (-)65,81 \text{ kN} < V_o = 0,6 \cdot V_R = 156,22 \text{ kN} \rightarrow \text{warunek niemiernodajny}$$

Stan graniczny użytkowania

Przekrój $z = 7,24 \text{ m}$

Ugięcie maksymalne $f_{k,\max} = 5,89 \text{ mm}$

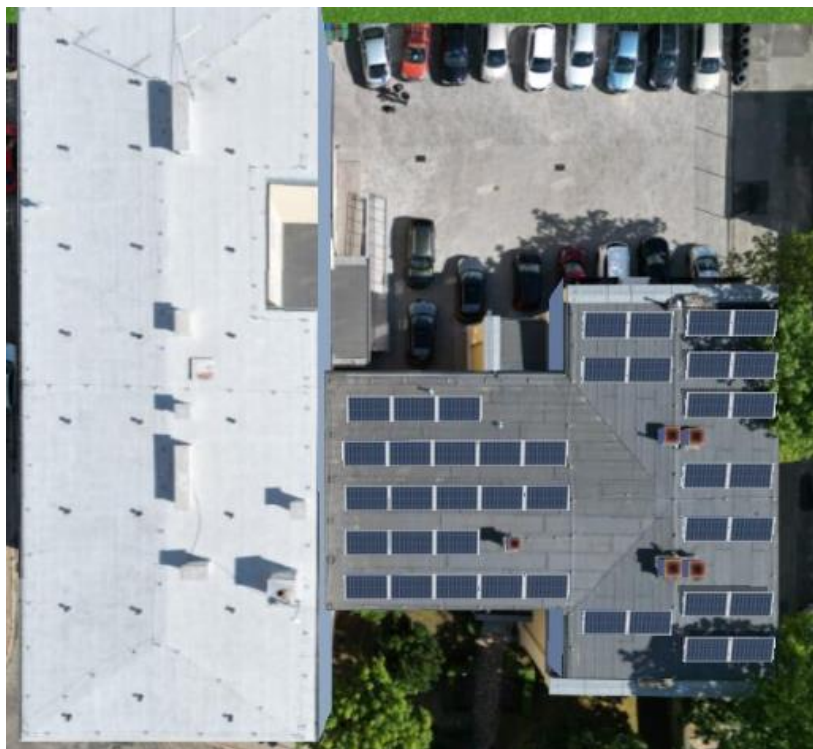
Ugięcie graniczne $f_{gr} = l_o / 350 = 4800 / 350 = 13,71 \text{ mm}$

$$f_{k,\max} = 5,89 \text{ mm} < f_{gr} = 13,71 \text{ mm} \quad (43,0\%)$$

6. WNIOSKI I ZALECENIA

Na podstawie analizy technicznej oraz przeprowadzonej wizji lokalnej stwierdza się, że:

- Stan elementów konstrukcyjnych dachu części wysokiej i stropodachu części niższej budynku użyteczności publicznej zlokalizowanego przy ul. Parkowej 2 w Świdnicy jest dobry.
- Przeprowadzona analiza obliczeniowa dotycząca możliwości zwiększenia obciążeń dachu z uwagi na planowany montaż instalacji fotowoltaicznej wykazała, że zwiększenie obciążeń jest możliwe tylko na części niższej obiektu.
- Dach drewniany wykonany nad częścią wysoką nie może być dodatkowo obciążony instalacją fotowoltaiczną.
- Stan techniczny elementów wykończenia w szczególności pokrycia dachowego części niższej jest dostateczny i kwalifikuje się do remontu z uwagi na zastoiska wody na papie oraz uszkodzenia obróbek zewnętrznych.
- Montaż paneli fotowoltaicznych wykonać po wykonaniu remontu pokrycia z papy.
- Obszar możliwej lokalizacji instalacji fotowoltaicznej na dachu części niższej z przykładowym rozmieszczeniem paneli przedstawiono na zdjęciu poniżej:



- Montaż instalacji na dachu części niższej jest możliwy po wykonaniu kompleksowego remontu pokrycia dachowego, które usunie zastoiska wody i uszkodzone fragmenty papy. Naprawy wymagają również obróbki krawędziowe. Remontując pokrycie z papy optymalnie było by dostosować pokrycie do wymogów obowiązującej normy PN-EN 13707 w szczególności wg. poniższej tabeli:

PAPA-wymagania / ROOFING FELT- requirements	PARAMETR/ PARAMETER	NORMA/ STANDARD
	Wytrzymałość na rozciąganie wzdłużnie i poprzecznie: <i>/Tensile strength:</i>	EN 12311-1
	Wytrzymałość na rozdarcie: <i>/Tear resistance:</i>	EN 12310-1
	Wytrzymałość na ścinanie na połączeniach wzdłużnie i poprzecznie: <i>/Screw durability in extensions:</i>	EN 12317-1
	Wytrzymałość na odrywanie: <i>/Tear durability in extensions:</i>	EN 12316-1
	Papa musi być zgodna z obowiązującym wydaniem normy EN EN 13707. <i>/The membrane shall conform to the current edition of EN 13707.</i>	

Powyższe wytyczne są konieczne do spełnienia przy mocowaniu konstrukcji fotowoltaicznej na systemie klejonym, będą one jednak trudne do spełnienia z uwagi, że norma wymaga również zastosowania mocowania mechanicznego. W przypadku nie dostosowania pokrycia do PN-EN 13707 Możliwe jest tylko wykonanie lekkiego balastu przy nie przekraczaniu obciążenia 0,2 kN/m²

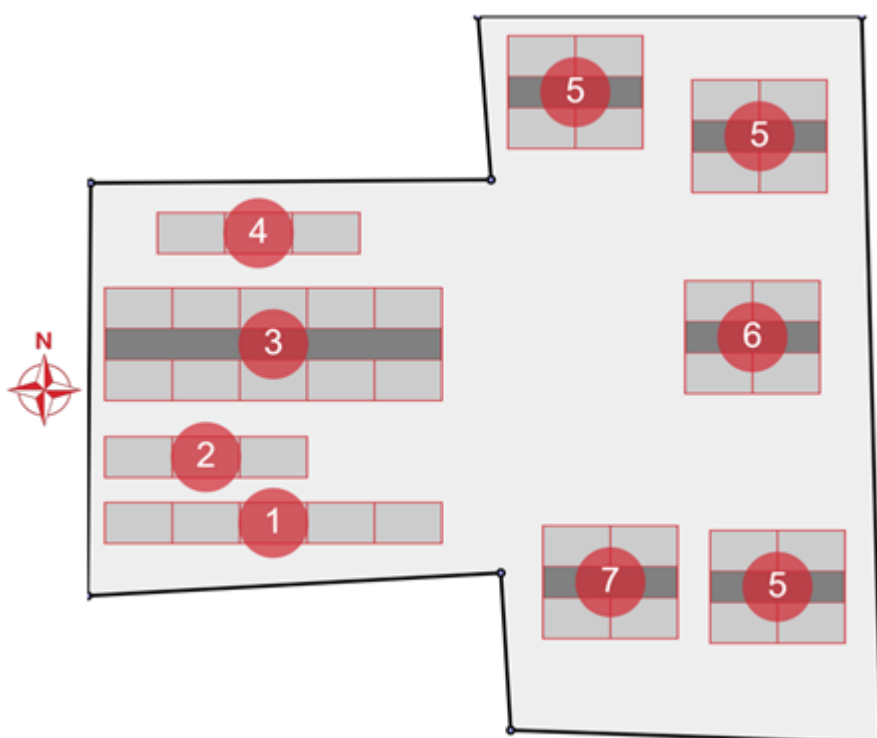
Opracował:

mgr. inż. Łukasz Sekuła
nr ewid.: SWK/POOK/0027/12

6. ANALIZA OBCIĄŻEŃ GENEROWANYCH PRZEZ KONSTRUKCJĘ WSPORCZĄ BLASTOWĄ CORAB PB-094

W ramach sprawdzenia, czy wytyczne ekspertyzy są możliwe do wykonania policzono czy zakładana dla systemu konstrukcji wsporczej balastowej wielkość balastu wraz z ciężarem instalacji jest zgodna z założeniami ($Q_{PV} < 0,2 \text{ kN/m}^2$):

W programie obliczeniowym CORAB określona została wielkość koniecznego balastu. Na obszarze wykonano symulację projektowanych obciążeń:



Największa koncentracja obciążeń związana jest z lokalizacją urządzeń w lokalizacji 1, 2, 3, 4. W miejscach tych szczegółowe obciążenie od instalacji fotowoltaicznej przedstawia się następująco

Panele fotowoltaiczne schemat nr. 1

Obszar 1 - numery paneli i ich obciążenie w kg

PODSUMOWANIE

Całkowita masa konstrukcji	314.00 kg
Ilość modułów	5
Całkowita masa balastu	162.50 kg
Waga bloczka	12.50 kg
Ilość bloczków	13
Powierzchnia obszaru	11.10 m ²
Obciążenie śniegiem	252.29 N/m ²
Obciążenie statyczne	277.55 N/m ²
Obciążenie dynamiczne	788.69 N/m ²

Panele fotowoltaiczne schemat nr. 2

Obszar 2 - numery paneli i ich obciążenie w kg

PODSUMOWANIE

Całkowita masa konstrukcji	190.90 kg
Ilość modułów	3
Całkowita masa balastu	100.00 kg
Waga bloczka	12.50 kg
Ilość bloczków	8
Powierzchnia obszaru	6.66 m ²
Obciążenie śniegiem	252.39 N/m ²
Obciążenie statyczne	281.35 N/m ²
Obciążenie dynamiczne	730.43 N/m ²

Panele fotowoltaiczne schemat nr. 3

Obszar 3 - numery paneli i ich obciążenie w kg

PODSUMOWANIE

Całkowita masa konstrukcji	628.00 kg
Ilość modułów	10
Całkowita masa balastu	325.00 kg
Waga bloczka	12.50 kg
Ilość bloczków	26
Powierzchnia obszaru	30.84 m ²
Obciążenie śniegiem	181.55 N/m ²
Obciążenie statyczne	199.73 N/m ²
Obciążenie dynamiczne	567.91 N/m ²

Panele fotowoltaiczne schemat nr. 4

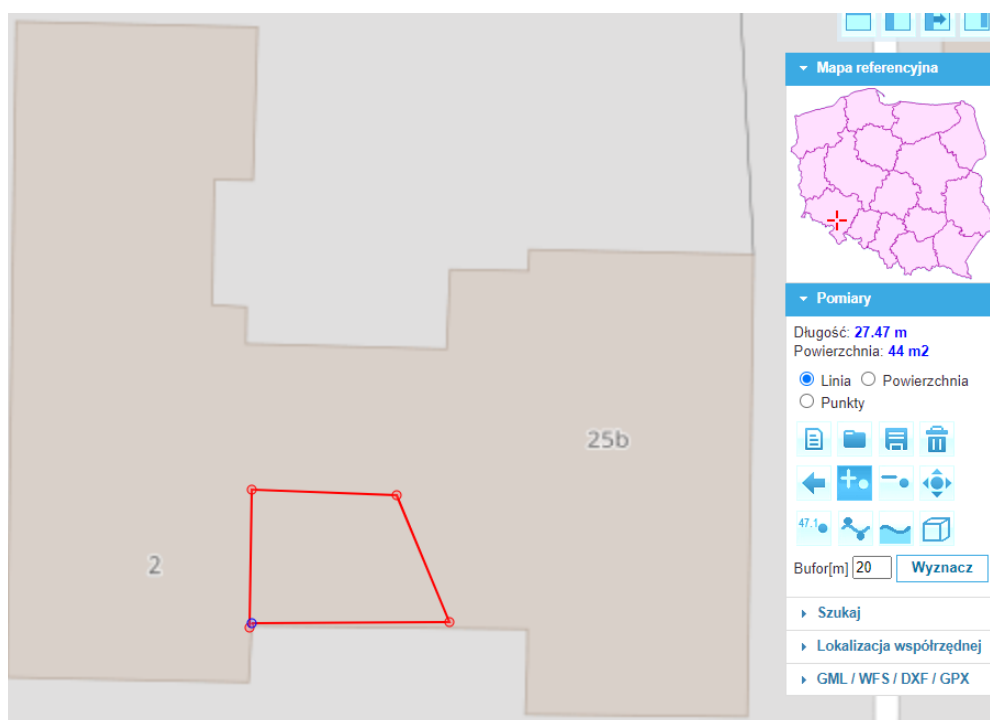
PODSUMOWANIE

Całkowita masa konstrukcji	190.90 kg
Ilość modułów	3
Całkowita masa balastu	100.00 kg
Waga bloczka	12.50 kg
Ilość bloczków	8
Powierzchnia obszaru	6.66 m ²
Obciążenie śniegiem	252.39 N/m ²
Obciążenie statyczne	281.35 N/m ²
Obciążenie dynamiczne	722.03 N/m ²

Sprawdzenie dla obszaru 1-2

Masa konstrukcji, balastu i instalacji: 314kg+191kg=505kg

Obszar, na którym instalacja zostanie rozłożona: 44m²



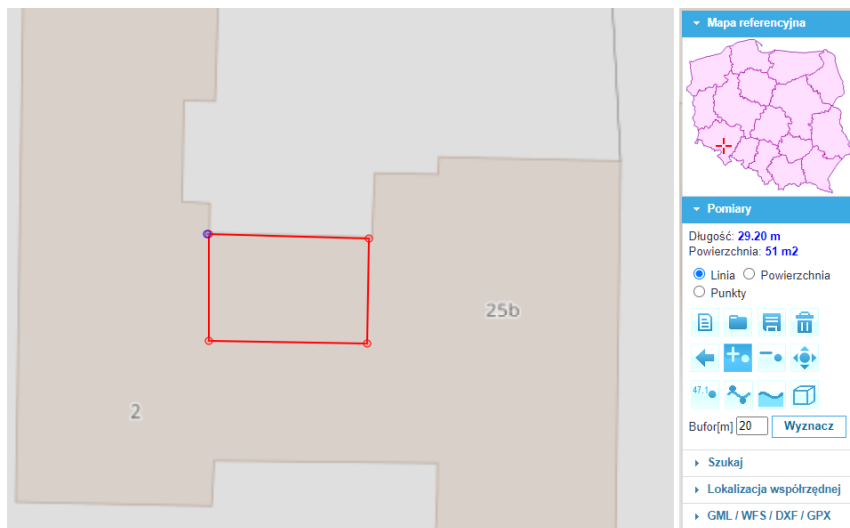
Spodziewane obciążenie od instalacji PV 505kg/44m² = 11,47kg/m²

Obciążenie mieści się w założeniach

Sprawdzenie dla obszaru 3-4

Masa konstrukcji, balastu i instalacji: $191\text{kg} + 628\text{kg} = 819\text{kg}$

Obszar, na którym instalacja zostanie rozłożona: 51m^2




Spodziewane obciążenie od instalacji PV $819\text{kg}/51\text{m}^2 = 16,38\text{kg}/\text{m}^2$

Obciążenie mieści się w założeniach

7. DOKUMENTY FORMALNO – PRAWNE

Decyzję o nadaniu uprawnień budowlanych do projektowania autorowi opracowania

 <p>ŚWIĘTOKRZYSKA OKRĘGOWA IZBA INŻYNIERÓW BUDOWNICTWA</p> <p>Okręgowa Komisja Kwalifikacyjna sygn. akt SK-0054-0013(2)/12</p>	<p>Kielce dnia 04 lipca 2012 r.</p>
<p>DECYZJA</p>	
<p>Na podstawie art. 24 ust. 1 pkt 2 ustawy z dnia 15 grudnia 2000r. o samorządach zawodowych architektów, inżynierów budownictwa oraz urbanistów (<i>Dz.U. z 2001r., Nr 5, poz. 42 z późn. zm.</i>) i art. 12 ust. 1 pkt 1 i 5, art. 12 ust. 3, art. 13 ust. 1 pkt 1 i ust. 4, art. 14 ust. 1 pkt 2 ustawy z dnia 7 lipca 1994r. Prawo budowlane (<i>tekst jednolity: Dz.U. z 2010r., Nr 243, poz. 1623 z późn. zm.</i>) oraz § 11 ust. 1 pkt 1, § 15 i § 17 ust. 1 pkt 1 rozporządzenia Ministra Transportu i Budownictwa z dnia 28 kwietnia 2006r. w sprawie samodzielnych funkcji technicznych w budownictwie (<i>Dz.U. z 2006r., Nr 83, poz. 578 z późn. zm.</i>), art. 104 ustawy z dnia 14 czerwca 1960r. Kodeks postępowania administracyjnego (<i>tekst jednolity: Dz.U. z 2000r., Nr 98, poz. 1071 z późn. zm.</i>)</p>	
<p>Okręgowa Komisja Kwalifikacyjna Świętokrzyskiej Izby Inżynierów Budownictwa nadaje Panu Łukaszowi Zbigniewowi Sekuła magistrowi inżynierowi budownictwa urodzonemu dnia 30 kwietnia 1983 roku w Busku-Zdroju</p>	
<p>UPRAWNIENIA BUDOWLANE nr ewidencyjny SWK/POOK/0027/12 do projektowania bez ograniczeń w specjalności konstrukcyjno-budowlanej</p>	
<p>1/2</p>	

Szczegółowy zakres nadanych uprawnień budowlanych

I. Na mocy art. 12 ust. 1 pkt 1 i 5, art. 13 ust. 4 ustawy - Prawo budowlane, w zakresie objętym wyżej wymienioną specjalnością, niniejsze uprawnienia stanowią podstawę do:

- projektowania, sprawdzania projektów architektoniczno-budowlanych i sprawowania nadzoru autorskiego,
- sprawowania kontroli technicznej utrzymania obiektów budowlanych.

II. Na mocy § 15 i § 17 ust. 1 pkt 1 rozporządzenia Ministra Transportu i Budownictwa w sprawie samodzielnych funkcji technicznych w budownictwie, niniejsze uprawnienia uprawniają do:

- sporządzania projektu zagospodarowania działki lub terenu, w zakresie objętym w/w specjalnością,
- sporządzania projektu architektoniczno-budowlanego obiektu budowlanego w odniesieniu do konstrukcji obiektu.

Uzasadnienie

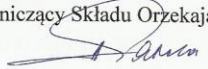
W związku z uwzględnieniem w całości żądania strony, na podstawie art. 107 § 4 K.p.a., odstępuje się od uzasadnienia decyzji.

Pouczenie

Od niniejszej decyzji służy odwołanie do Krajowej Komisji Kwalifikacyjnej Polskiej Izby Inżynierów Budownictwa w Warszawie, za pośrednictwem Okręgowej Komisji Kwalifikacyjnej Świętokrzyskiej Izby Inżynierów Budownictwa w Kielcach w terminie 14 dni od daty jej doręczenia.

Skład Orzekający
Okręgowej Komisji Kwalifikacyjnej

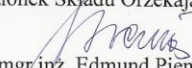
Przewodniczący Składu Orzekającego


mgr inż. Andrzej Pawelec

Członek Składu Orzekającego


dr inż. Stefan Szalkowski

Członek Składu Orzekającego


mgr inż. Edmund Pieniążek

Otrzymują:

1. Pan Łukasz Zbigniew Sekuła

Goryslawice 29
28-160 Wiślica

2. Główny Inspektor Nadzoru Budowlanego

3. Okręgowa Rada ŚOIIB

4. a/a



Zaświadczenie o przynależności Projektanta do okręgowej Izby Inżynierów Budownictwa



Zaświadczenie

o numerze weryfikacyjnym:

SWK-HFG-GCJ-R7S *

Pan Łukasz Zbigniew Sekuła o numerze ewidencyjnym SWK/BO/0123/11
adres zamieszkania ul. Goryslawice 29, 28-160 Wiślica
jest członkiem Świętokrzyskiej Okręgowej Izby Inżynierów Budownictwa i posiada wymagane
ubezpieczenie od odpowiedzialności cywilnej.
Niniejsze zaświadczenie jest ważne od 2024-07-01 do 2024-12-31.

Zaświadczenie zostało wygenerowane elektronicznie i opatrzone bezpiecznym podpisem elektronicznym
weryfikowanym przy pomocy ważnego kwalifikowanego certyfikatu w dniu 2024-06-24 roku przez:

Ewa Skiba, Przewodniczący Rady Świętokrzyskiej Okręgowej Izby Inżynierów Budownictwa.

Zgodnie z art. 78¹ K.c.

§ 1. Do zachowania elektronicznej formy czynności prawnej wystarczy złożenie oświadczenia woli w postaci elektronicznej i opatrzenie go kwalifikowanym podpisem elektronicznym.

§ 2. Oświadczenie woli złożone w formie elektronicznej jest równoważne z oświadczeniem woli złożonym w formie pisemnej.

* Weryfikację poprawności danych w niniejszym zaświadczeniu można sprawdzić za pomocą numeru weryfikacyjnego zaświadczenia na stronie Polskiej Izby Inżynierów Budownictwa www.piiib.org.pl lub kontaktując się z biurem właściwej Okręgowej Izby Inżynierów Budownictwa.

