

## **OPIS TECHNICZNY**

Budynek „A” (bud. trafostacji) Centrum Onkologii w Bydgoszczy - ul. I. Romanowskiej

### **1. Podstawa opracowania**

- zlecenie inwestora;
- wytyczne branży elektrycznej;
- §206 ust.2 Rozporządzenia Ministra Infrastruktury z dnia 12 kwietnia 2002r. w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać budynki i ich użytkowanie (Dz. U. 2002 Nr 75 poz. 690 + zmiany);
- wizja lokalna obiektu przeprowadzona w dniu 05.09.2023;
- dostępna, archiwalna dokumentacja projektowa;
- Polskie Normy i przepisy związane z opracowywanym tematem;
- doświadczenie indywidualne autora opracowania;

### **2. Zakres opracowania i ogólny opis budynku**

Niniejsze opracowanie dotyczy budynku „A” Centrum Onkologii im. prof. Franciszka Łukaszczyka w Bydgoszczy. Zakres obejmuje szczegółową ocenę możliwości ustawienia paneli fotowoltaicznych na dachu budynku zgodnie z wytycznymi projektu branży elektrycznej.

Projekt uwzględnia również docieplenie stropodachu (zakłada się docieplenie przestrzeni wentylowanej stropodachu dla części frontowej i połaci dachowej dla części za łącznikiem).

Obiekt w dalszym ciągu będzie wykorzystywany zgodnie z dotychczasowym przeznaczeniem.

Zakres opracowania obejmuje część budowlano-konstrukcyjną zagadnienia.

Opracowanie podzielono na następujące części:

- ustalenia stanu istniejącego budynku i warstw stropodachu
- analiza i obliczenia statyczne
- wnioski (podsumowanie wyników)

### **3. Opis budynku**

Budynek oznaczony jako „A” kompleksu zaplecza szpitala.

Budynek parterowy częściowo podpiwniczony. Układ konstrukcyjny podłużny od frontu oraz poprzeczny w części za łącznikiem. Konstrukcja nośna różna dla obu części budynku.

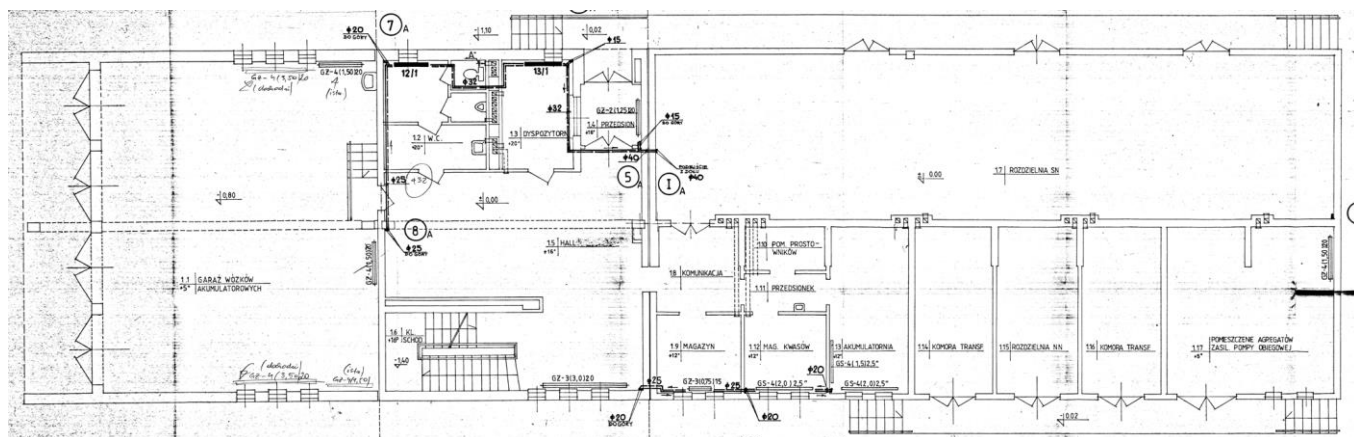
Część frontowa – konstrukcja nośna tradycyjna, murowana z elementami żelbetowymi (słupy i prefabrykowany podciąg ściany wewnętrznej). Rozpiętość stropu 6,0 m.

Stropodach wentylowany z zastosowaniem prefabrykowanych żelbetowych płyt dachowych korytkowych układanych na ściankach kolankowych. Konstrukcja nośna stropodachu z płyt prefabrykowanych - płyty stropowe kanałowe.

Część za łącznikiem – konstrukcja nośna tradycyjna, murowana ze stalowymi podciągami. Rozstaw podciągów lub ścian konstrukcji (rozpiętość stropu) 3,0 m. Stropodach pełny (niewentylowany), płyty dachowe korytkowe na ścianach konstrukcji lub belkach/podciągach.

Ławy fundamentowe i stopy żelbetowe wylewane. Fundamenty posadowiono na warstwie betonu wyrównawczego gr. 10 cm.

Ściany osłonowe i nośne z gazobetonu gr. 24 cm i cegły kratówki gr. 38 cm, ścianki działowe z cegły dziurawki gr. 12 cm. Ściany piwnic wylewane z betonu. Strop nad piwnicą prefabrykowany z płyt kanałowych wzmocnionych (płyty szkolne), częściowo płyta żelbetowa monolityczna.



**RZUT PARTERU BUDYNKU**

### *Parametry geotechniczne podłoża gruntowego*

Przyjęto na podstawie dokumentacji geologicznej dla szpitala - wyciąg z dokumentacji.

Autor opracowania mgr inż. A. Zieniuk-Hoza

Wnioski na podstawie powyższego opracowania:

- A) Teren projektowanej inwestycji zaliczono do II kategorii geotechnicznej przy prostych warunkach gruntowych i fundamentach bezpośrednich.
- B) Warunki gruntowe uznano generalnie za korzystne z uwagi na:
  - Występowanie bezpośrednio pod nasypami do głębokości 4,50m p.p.t. piasków średnich i grubych ze żwirami i pospółkami – w stanie średnio zagęszczonym.  
Piaski zalegające powyżej wody gruntowej są wilgotne poniżej zaś nawodnione.  
Grunt ten charakteryzuje się wysokimi wartościami parametrów wytrzymałościowych i umożliwia posadowienie fundamentów w sposób bezpośredni.
  - Poniżej występuje warstwa ilów sporadycznie ilów pylastych, wg PN-74/B-03020 grunt zaliczono do grupy D.
  - Stwierdzono występowanie dwóch poziomów wodonośnych:
    - 1) utrzymujący się w plejstocénskich osadach piaszczysto – żwirowych;

- 2) związany z osadami plicieńskimi wykształconymi w postaci piasków drobnych lub pylastych występujący w postaci soczewkowych przewarstwień w gruntach ilastych;

*Opis warunków gruntowo – wodnych*

Wydzielono dwie warstwy geotechniczne:

- Warstwa I - grunty sypkie w postaci piasków średnich i grubych ze żwirami i pospółkami;  
I a - piaski średnie i grube o średniej wartości stopnia zagęszczenia  $ID=0,50$ , powyżej zwierciadła wody wilgotne, poniżej nawodnione;  
I b - żwiry i pospółki zalegające pod warstwą piasków o  $ID=0,50$ ;  
Warstwa II - grunty spoiste wykształcone w postaci iłów (sporadycznie iłów plastycznych) z przewarstwieniami piasków drobnych;  
II a - grunty ilaste o konfiguracji twardoplastycznej i stopniu plastyczności  $IL=0,08$ ;  
II b - iły i iły plastyczne o konsystencji półzwałowej;

Najwyższy poziom wody gruntowej wynosi 51,50m n.p.m.

Woda nie jest agresywna w stosunku do betonu.

Wyznaczenie jednostkowego oporu obliczeniowego podłoża na podst. wzoru Z1-10.

Konstrukcja stropodachu

- część frontowa;

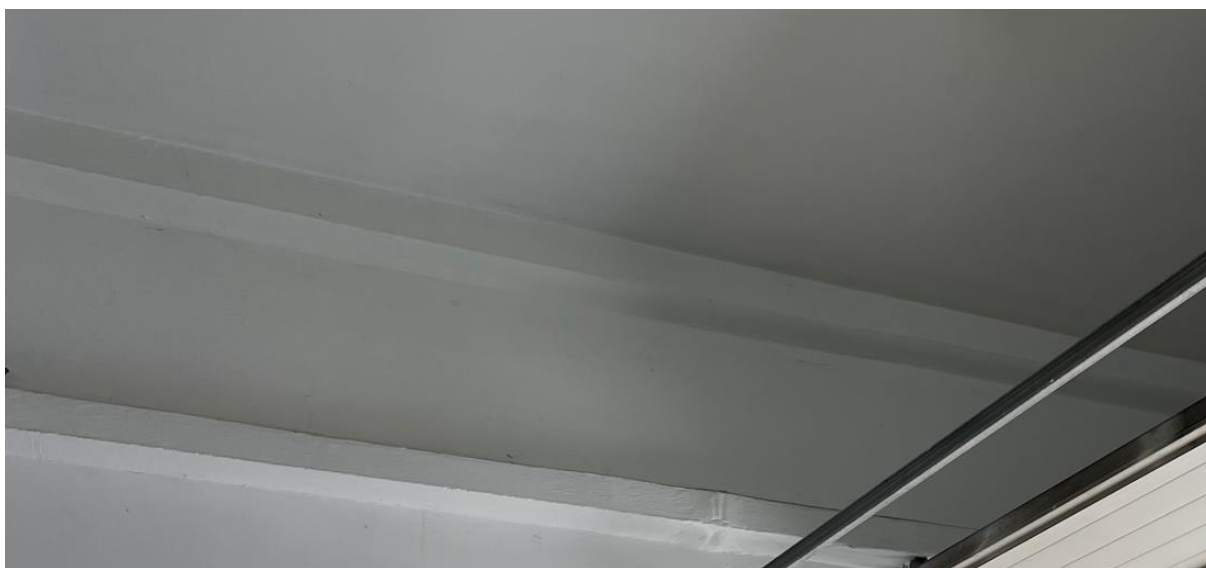
Dach płaski dwuspadowy pogrążony – spadki połąci do wewnątrz. Stropodach wentylowany.

Prefabrykowane typowe płyty korytkowe wg KB, oparte na stropie za pośrednictwem ażurowych ścianek grub. 12 cm z cegły dziurawki. Ściany attykowe o grubości 25 cm z cegły pełnej.

Strop – płyty żelbetowe, prefabrykowane, kanałowe.

Podciąg/dźwigar dachowy w linii ściany wewnętrznej, żelbetowy, strunobetonowy.

Rozpiętość podciagu 12,0 m. Przyjęto typ SB-I-80/12/I.



**PODCIĄG PREFABRYKOWANY**

- część za łącznikiem;

Dach płaski dwuspadowy pograżony – spadki pości do wewnątrz. Stropodach niewentylowany. Prefabrykowane typowe płyty korytkowe wg KB, oparte na ścianach konstrukcyjnych lub na belkach/podciągach stalowych. Ściany attykowe o grubości 25 cm z cegły pełnej.



**KONSTRUKCJA STROPODACHU**

#### **4. Ustalenia wizji lokalnej**

Wizję lokalną przeprowadzono w dniu 05.09.2023 r.

Zakres czynności obejmował :

- ocenę zgodności wykonania obiektu budowlanego z będącą do dyspozycji dokumentacją;
- ogólną ocenę stanu technicznego;

W trakcie dokonanej wizji w terenie stwierdzono zgodność stanu istniejącego z dokumentacją projektową i dokonano oceny istniejącej konstrukcji.

Nie stwierdzono głębokich spękań i zawilgocenia ścian. Nie zaobserwowano nadmiernych ugięć elementów konstrukcji. Konstrukcja budynku pod względem wytrzymałościowym jest w dobrym stanie.

## 5. Obliczenia

Obciążenia:

- Obciążenia budowli. Zasady ustalania wartości. Obciążenia stałe.  
PN-82/B-02000, PN-82/B-02001;
- Obciążenie śniegiem  
PN-EN/1991-1-3;

Wymiarowanie:

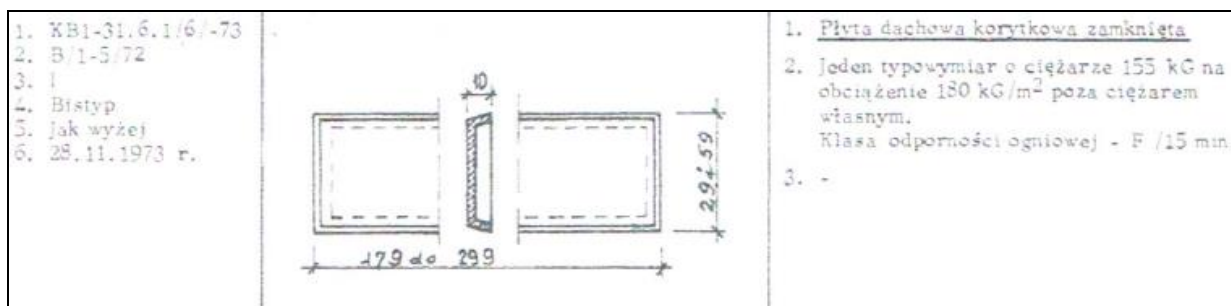
- Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone. Obliczenia statyczne i projektowanie.  
PN-B-03264:2002
- Wymiary, rozpiętości i przekroje konstrukcji stropu przyjęto na podstawie dokumentacji projektowej konstrukcji obiektu.

Obciążenie dodatkowe połaci dachu:

- wg wytycznych firmy montującej panele fotowoltaiczne obciążenie dachu 25-35 kg/m<sup>2</sup> przyjęto 0,35 kN/m<sup>2</sup>

### 5.1 Część frontowa budynku

#### 5.1.1 Płyta korytkowa



Zebranie obciążeń na płytę dachową:

- |   |  |
|---|--|
| • 3 x papa na lepiku                                      | $0,18 \cdot 1,3 = 0,23 \text{ kN/m}^2$                   |
| • zatarcie spoin przyjęto:                                | $0,20 \cdot 1,3 = 0,26 \text{ kN/m}^2$                   |
| • ciężar własny płyty                                     | $0,90 \cdot 1,1 = 0,99 \text{ kN/m}^2$                   |
| • Śnieg II strefa $S = 0,8 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 0,9$ | $0,72 \cdot 1,5 = 1,08 \text{ kN/m}^2$                   |
| • <b>Obciążenie instalacją fotowoltaiczną</b>             | <b><math>0,35 \cdot 1,2 = 0,42 \text{ kN/m}^2</math></b> |
| Razem   | $2,35 \text{ -- } 2,98 \text{ kN/m}^2$                   |

Dopuszczalne obciążenie na płytę dachową zgodnie z Katalogiem Elementów Typowych „Bistyp” KB1-31.6.1(6)-73 wynosi 1,80 kN/m<sup>2</sup> poza ciężarem własnym.

$$2,35 - 0,90 = 1,45 \text{ kN/m}^2 < q_{\text{dop}} = 1,80 \text{ kN/m}^2$$

Dla stanu istniejącego max. dodatkowe obciążenie charakterystyczne połaci dachu może zostać zwiększone o  $0,70 \text{ kN/m}^2$

Maksymalne obciążenie przekazywane na strop poprzez ściankę ażurową dla rozstawu  $l_a = 3,0 \text{ m}$

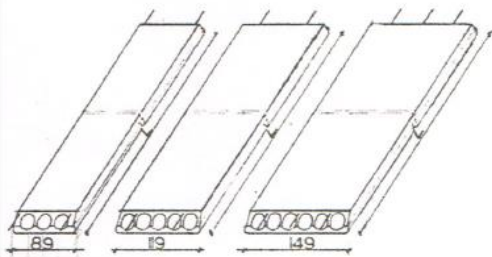
- obciążenie z połaci dachu - istniejące  $2,56 \cdot 3,0 = 7,68 \text{ kN/mb}$
- dodatkowe)  $0,42 \cdot 3,0 = 1,26 \text{ kN/mb}$
- obciążenie ścianką ażurową  
dla średniej wys. ok.  $60 \text{ cm}$   $0,12 \cdot 14,0 \cdot 0,60 \cdot 0,6 = 0,60 \cdot 1,1 = 0,67 \text{ kN/mb}$

---

Razem  $P = 9,61 \text{ kN/mb}$

### 5.1.2 Strop – płyty kanałowe

1	2	3	4
5.7.	1. KB1-31.5.1/8/-69 2. B/2-20/67/69 3. I 4. Centr. Ośr. Bad. - Proj. Bud. Ogólnego 5. Jak wyżej 6. 8.07.1969		1. Płyty stropowe z kanałami o przekroju kołowym o średnicy $19,4 \text{ cm}$
			2.
		I	Symbol elementu
		II	L w cm
		III	Ciężar w kG
		I	II/240/90
		II	II/240/120
		III	II/240/150
		I	II/300/90
		II	II/300/120
		III	II/300/150
		I	II/360/90
		II	II/360/120
		III	II/360/150
		I	II/420/90
		II	II/420/120
		III	II/420/150
		I	II/480/90
		II	II/480/120
		III	II/480/150
		I	II/540/90
		II	II/540/120
		III	II/540/150
		I	II/600/90
		II	II/600/120
		III	II/600/150
		I	II/600/120
		II	II/600/150
		III	II/600/180



Wariant I dla obciążenia zewnętrznego, równomiernie rozłożonego -  $375 \text{ kG/m}^2$ , a II -  $450 \text{ kG/m}^2$ .

Zebranie obciążeń na płytę stropu:

- warstwy izolacji i ocieplenia przyjęto  $0,26 \cdot 1,3 = 0,34 \text{ kN/m}^2$
- ciężar własny stropu  $2560 / 6,0 \cdot 1,50$   $2,85 \cdot 1,1 = 3,14 \text{ kN/m}^2$
- zatarcie grub.  $0,5 \text{ cm}$   $0,005 \cdot 19,0 = 0,10 \cdot 1,3 = 0,13 \text{ kN/m}^2$

---

Razem  $q = 3,61 \text{ kN/m}^2$



✓ Sprawdzenie płyty stropowej – I wariant zbrojenia (I/600/150)

Dopuszczalne obciążenie zewnętrzne, całkowite poza ciężarem własnym  $q_{dop} = 3,75 \text{ kN/m}^2$

Wynika z powyższego dopuszczalny moment przęsłowy dla pasma szer. 1,0m

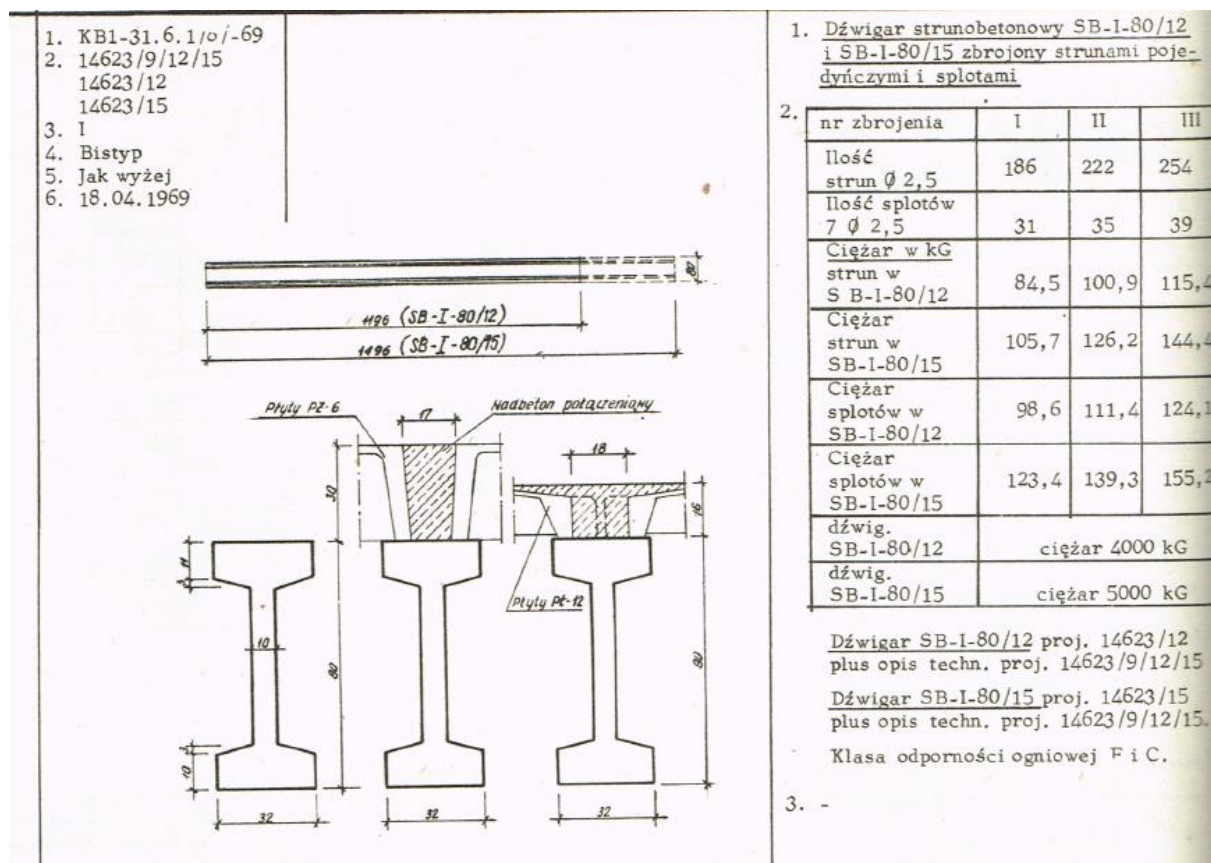
$$M_{dop} = 0,125 \cdot 3,75 \cdot 6,0^2 = 16,87 \text{ kNm}$$

Wartość momentu od obciążenia całkowitego

$$M = 0,125 \cdot (0,47) \cdot 6,0^2 + 0,25 \cdot 9,61 \cdot 6,0 = 2,12 + 14,42 = 16,54 \text{ kNm}$$

$16,87 \text{ kNm} > 16,54 \text{ kNm}$  WARUNEK ZOSTAŁ SPEŁNIONY

### 5.1.3 Strop – dźwigar strunobetonowy (SB-I-80/12/I)



Oznaczenie ele- mentu	Liczba		Ilość materiałów								Masa elementu kg	Moment, kN · m (kGm) przy pokryciu płytami		Klasa odpor- ności ognio- wej	
	strun Ø 2,5 mm	spłotów 7 × 2,5 mm	beton m³		stal zwykła, kg		stal strunowa, kg					PŻ-6	PŁS		
					StO + StOS		struny	spłoty	struny	spłoty					
SB-I- -50/9 SB-I- -50/12			L = 9 m	L = 12 m	L = 9 m	L = 12 m	L = 9 m	L = 12 m	L = 9 m	L = 12 m					
	68	12	w dźwigarze B500		bez nadbetonu		23,2	28,6	30,9	38,2	bez nadbetonu		358 (35 800)	—	C
	84	14					28,6	33,4	38,2	44,5			446 (44 600)	—	
	100	16	0,645	0,861	40,9	51,9	34,1	38,1	45,5	50,9	1650	2200	530 (53 000)	—	
	120	19	w nadbetonie B200		z nadbetonem		40,9	45,3	54,5	60,5	z nadbetonem		592 (59 200)	—	
136	21	0,287	0,384	57,9	61,2	46,3	50,1	61,8	66,8	2350	3130	630 (63 000)	—		
SB-I- -65/9 SB-I- -65/12			L = 9 m	L = 12 m	L = 9 m	L = 12 m	L = 9 m	L = 12 m	L = 9 m	L = 12 m					
	72	12	w dźwigarze B500		bez nadbetonu		24,5	28,5	32,7	38,2	bez nadbetonu		461 (46 100)	—	dźwigary zbrojone Ø 2,5 lub spłotami 2 Ø 2,5 F spłotami 7 Ø 2,5
	92	15					34,7	35,8	41,8	47,7			593 (59 300)	—	
	116	20	0,753	1,605	51,4	60,0	39,5	42,9	52,7	57,3	1900	2550	731 (73 100)	—	
	136	22	w nadbetonie B200		z nadbetonem		46,3	52,4	61,8	70,0	z nadbetonem		802 (80 200)	—	
160	26	0,297	0,784	62,9	73,2	54,5	62,0	72,7	82,7	2600	3460	818 (81 800)	—		
180	28					61,3	66,7	81,8	89,1			918 (91 800)	—		
SB-I- -80/12 SB-I- -80/15			L = 12 m	L = 15 m	L = 12 m	L = 15 m	L = 12 m	L = 15 m	L = 12 m	L = 15 m					
	186	31	w dźwigarze B500		bez nadbetonu		84,5	98,6	105,7	123,4	bez nadbetonu		1290 (129 000)	1445 (144 500)	C
	222	35	1,600	2,000	58,1	66,7	100,9	111,4	126,2	139,3	4000	5000	1470 (147 000)	1670 (167 000)	
254	39	w nadbetonie B200		z nadbetonem		115,4	124,1	144,4	155,2	z nadbetonem	4960	6200	1570 (157 000)	1820 (182 000)	
			0,390	0,480	68,5	77,1									

Zebranie obciążeń na dźwigar:

- obciążenie płyty stropowej
  - obciążenie powierzchni płyty  $3,61 \text{ kN/m}^2$
  - rozłożone obciążenie z powierzchni dachu  $2 \cdot 9,61 / 6,0 = 3,20 \text{ kN/m}^2$

---


$$6,81 \text{ kN/m}^2$$

$$6,81 \cdot 6,0 + 9,61 = 50,47 \text{ kN/m}$$

- nadbeton dźwigara  $0,13 \cdot 0,30 \cdot 25,0 \cdot 1,1 = 1,08 \text{ kN/m}$
- ciężar własny  $(40,0 / 12,0) \cdot 1,1 = 3,67 \text{ kN/m}$

---

Razem  $q = 55,22 \text{ kN/m}$

✓ Sprawdzenie dźwigara strunobetonowego

Rozpiętość dźwigara  $L=12,0 \text{ m}$

Moment eksploatacyjny  $M_e = 0,125 \cdot 55,22 \cdot 12,0^2 = 993,96 \text{ kNm}$

$$M_e = 993,96 \text{ kNm} < M = 1290 \text{ kNm} \quad \text{WARUNEK ZOSTAŁ SPEŁNIONY}$$



## 5.2 Część budynku za łącznikiem

### 5.2.1 Płyta korytkowa

Zebranie obciążeń na płytę dachową:

• 3 x papa na lepiku	$0,18 \cdot 1,3 = 0,23 \text{ kN/m}^2$
• zatarcie spoin przyjęto:	$0,20 \cdot 1,3 = 0,26 \text{ kN/m}^2$
• ciężar własny płyty	$0,90 \cdot 1,1 = 0,99 \text{ kN/m}^2$
• Śnieg II strefa $S = 0,8 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 0,9$	$0,72 \cdot 1,5 = 1,08 \text{ kN/m}^2$
• <b>Obciążenie instalacją fotowoltaiczną</b>	<b><math>0,35 \cdot 1,2 = 0,42 \text{ kN/m}^2</math></b>
• <b>warstwy izolacji i dodatkowego ocieplenia przyjęto</b>	<b><math>0,30 \cdot 1,3 = 0,39 \text{ kN/m}^2</math></b>
Razem	<hr/> 2,65 -- 3,37 kN/m <sup>2</sup>

Dopuszczalne obciążenie na płytę dachową zgodnie z Katalogiem Elementów Typowych „Bistyp” KB1-31.6.1(6)-73 wynosi 1,80 kN/m<sup>2</sup> poza ciężarem własnym.

$$2,65 - 0,90 = 1,75 \text{ kN/m}^2 < q_{\text{dop}} = 1,80 \text{ kN/m}^2$$

Dla stanu istniejącego max. dodatkowe obciążenie charakterystyczne połaci dachu może zostać zwiększone o 0,70 kN/m<sup>2</sup>

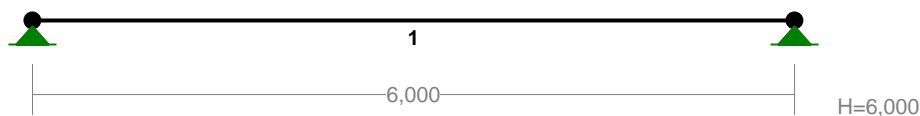
Maksymalne obciążenie przekazywane podciąg stropodachu

dla rozstawu  $l_a = 3,0 \text{ m}$

- obciążenie z połaci dachu	- istniejące	$2,56 \cdot 3,0 = 7,68 \text{ kN/mb}$
	- dodatkowe	$0,81 \cdot 3,0 = 2,43 \text{ kN/mb}$
Razem		<hr/> q = 10,11 kN/mb

### 5.2.2 Podciąg stalowy

Sprawdzenie dla maksymalnej rozpiętości belki.



#### 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	00	1	2	6,000	0,000	6,000	1,000	1 I 240

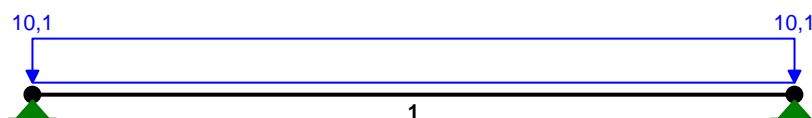
#### WIELKOŚCI PRZEKROJOWE:

Nr.	A[cm <sup>2</sup> ]	Ix[cm <sup>4</sup> ]	Iy[cm <sup>4</sup> ]	Wg[cm <sup>3</sup> ]	Wd[cm <sup>3</sup> ]	h[cm]	Materiał:
1	46,1	4250	221	354	354	24,0	1 Stal St0

#### STAŁE MATERIAŁOWE:

Materiał:	Moduł E: [N/mm <sup>2</sup> ]	Napręż.gr.: [N/mm <sup>2</sup> ]	AlfaT: [1/K]
1 Stal St0	205000	175,000	1,20E-05

#### OBCIĄŻENIA:

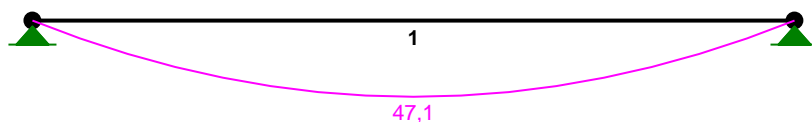


#### OBCIĄŻENIA: ([kN], [kNm], [kN/m])

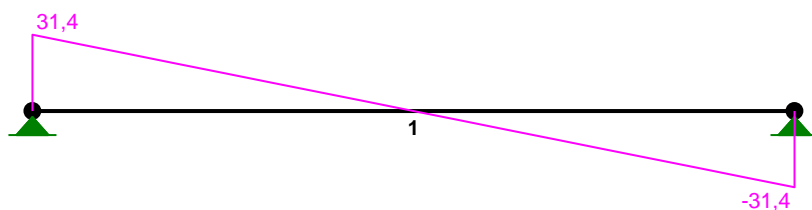
Pręt:	Rodzaj:	Kąt:	P1 (Tg):	P2 (Td):	a [m]:	b [m]:
Grupa:	A ""			Zmienne	γf= 1,00	
1	Liniowe-Y	0,0	10,11	10,11	0,00	6,00

#### W Y N I K I Teoria I-go rzędu

#### MOMENTY:



#### TNĄCE:



**SIŁY PRZEKROJOWE:** T.I rzędu  
Obciążenia obl.: Ciężar wł.+A

Pręt:	x/L:	x[m]:	M[kNm]:	Q[kN]:	N[kN]:
1	0,00	0,000	0,0	31,4	0,0
	0,50	3,000	<b>47,1*</b>	-0,0	0,0
	1,00	6,000	-0,0	-31,4	0,0

\* = Wartości ekstremalne

**NAPRĘŻENIA:** T.I rzędu  
Obciążenia obl.: Ciężar wł.+A

Pręt:	x/L:	x[m]:	SigmaG:	SigmaD:	SigmaMax/Ro:
[MPa]					
<b>1 Stal St0</b>					
1	0,00	0,000	-0,0	0,0	0,000
	0,50	3,000	-133,1	133,1	<b>0,760*</b>
	1,00	6,000	0,0	-0,0	0,000

\* = Wartości ekstremalne

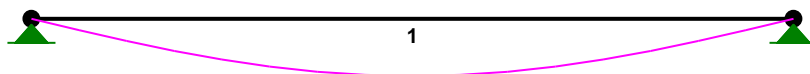
REAKCJE PODPOROWE:



**REAKCJE PODPOROWE:** T.I rzędu  
Obciążenia obl.: Ciężar wł.+A

Węzeł:	H[kN]:	V[kN]:	Wypadkowa[kN]:	M[kNm]:
1	0,0	31,4	31,4	
2	0,0	31,4	31,4	

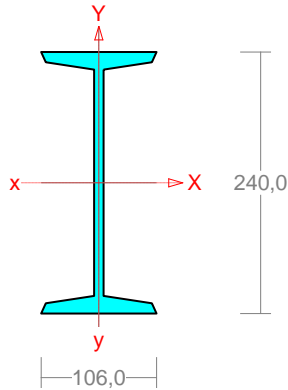
PRZEMIESZCZENIA:



**DEFORMACJE:** T.I rzędu  
Obciążenia obl.: Ciężar wł.+A

Pręt:	Wa[m]:	Wb[m]:	F1a[deg]:	F1b[deg]:	f[m]:	L/f:
1	-0,0000	0,0000	-0,620	0,620	0,0203	295,8

### Przekrój: I 240



Wymiary przekroju:

I 240 h=240,0 g=8,7 s=106,0 t=13,1 r=8,7.

Charakterystyka geometryczna przekroju:

J<sub>xg</sub>=4250,0 J<sub>y</sub>=221,0 F=46,1 J<sub>x</sub>=4250,0 J<sub>y</sub>=221,0 i<sub>1</sub>=2,20 i<sub>s</sub>=9,8 J<sub>w</sub>=28443,7 J<sub>t</sub>=24,7.

Materiał: StOS. Wytrzymałość **fd=175** MPa dla **g=13,1**.

Przekrój spełnia warunki przekroju klasy 1.

### **Siły przekrojowe:**

x<sub>a</sub> = 3,000; x<sub>b</sub> = 3,000.

Obciążenia działające w płaszczyźnie układu: **A**

**M<sub>x</sub> = -47,1 kNm, V<sub>y</sub> = -0,0 kN, N = 0,0 kN,**

Naprężenia w skrajnych włóknach: **σ<sub>t</sub> = 133,1 MPa σ<sub>c</sub> = -133,1 MPa.**

### **Długości wyboczeniowe pręta:**

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

χ<sub>1</sub> = 1,000 χ<sub>2</sub> = 1,000 węzły nieprzesuwne ⇒ μ = 1,000 dla l<sub>o</sub> = 6,000

$$l_w = 1,000 \times 6,000 = 6,000 \text{ m}$$

- przy wyboczeniu w płaszczyźnie prostopadłej do płaszczyzny układu:

χ<sub>1</sub> = 1,000 χ<sub>2</sub> = 1,000 węzły nieprzesuwne ⇒ μ = 1,000 dla l<sub>o</sub> = 0,600

$$l_w = 1,000 \times 0,600 = 0,600 \text{ m}$$

- dla wyboczenia skrętnego przyjęto współczynnik długości wyboczeniowej μ<sub>o</sub> = 1,000. Rozstaw stężeń zabezpieczających przed obrotem l<sub>o</sub> = 6,000 m. Długość wyboczeniowa l<sub>o</sub> = 6,000 m.

### **Siły krytyczne:**

$$N_x = \frac{\pi^2 EJ}{l_w^2} = \frac{3,14^2 \times 205 \times 4250,0}{6,000^2} 10^{-2} = 2388,6 \text{ kN}$$

$$N_y = \frac{\pi^2 EJ}{l_w^2} = \frac{3,14^2 \times 205 \times 221,0}{0,600^2} 10^{-2} = 12420,6 \text{ kN}$$

$$N_z = \frac{1}{i_s^2} \left( \frac{\pi^2 EJ_{\varpi}}{l_{\varpi}^2} + GJ_T \right) = \frac{1}{9,8^2} \left( \frac{3,14^2 \times 205 \times 28443,7}{6,000^2} 10^{-2} + 80 \times 24,7 \times 10^2 \right) = 2203,3 \text{ kN}$$

### **Zwichrzenie:**

Dla dwuteownika walcowanego rozstaw stężeń zabezpieczających przekrój przed obrotem l<sub>1</sub> = l<sub>o</sub> = 6000 mm:

$$\frac{35 i_y}{\beta} \sqrt{215 / f_d} = \frac{35 \times 22}{1,000} \times \sqrt{215 / 175} = 853 < 6000 = l_1$$

Pręt nie jest zabezpieczony przed zwichrzeniem.

Współrzędna punktu przyłożenia obciążenia  $a_o = 0,00$  cm. Różnica współrzędnych środka ścinania i punktu przyłożenia siły  $a_s = 0,00$  cm. Przyjęto następujące wartości parametrów zwichrzenia:  $A_1 = 0,610$ ,  $A_2 = 0,530$ ,  $B = 1,140$ .

$$A_o = A_1 b_y + A_2 a_s = 0,610 \times 0,00 + 0,530 \times 0,00 = 0,000$$

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

$$0,000 \times 12420,6 + \sqrt{(0,000 \times 12420,6)^2 + 1,140^2 \times 0,098^2 \times 12420,6 \times 2203,3} = 587,3$$

Smukłość względna dla zwichrzenia wynosi:

$$\bar{\lambda}_L = 1,15 \sqrt{M_R / M_{cr}} = 1,15 \times \sqrt{66,7 / 587,3} = 0,387$$

#### Nośność przekroju na zginanie:

$x_a = 3,000$ ;  $x_b = 3,000$ .

- względem osi X

$$M_R = \alpha_p W f_d = 1,076 \times 354,2 \times 175 \times 10^{-3} = 66,7 \text{ kNm}$$

Współczynnik zwichrzenia dla  $\lambda_L = 0,387$  wynosi  $\varphi_L = 0,997$

Warunek nośności (54):

$$\frac{M_x}{\varphi_L M_{Rx}} = \frac{47,1}{0,997 \times 66,7} = 0,709 < 1$$

#### Nośność przekroju na ścinanie:

$x_a = 6,000$ ;  $x_b = 0,000$ .

- wzdłuż osi Y

$$V_R = 0,58 A_v f_d = 0,58 \times 20,9 \times 175 \times 10^{-1} = 211,9 \text{ kN}$$

$$V_o = 0,6 V_R = 127,2 \text{ kN}$$

Warunek nośności dla ścinania wzdłuż osi Y:

$$V = 31,4 < 211,9 = V_R$$

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

$x_a = 3,000$ ;  $x_b = 3,000$ .

- dla zginania względem osi X:  $V_y = 0,0 < 127,2 = V_o$

$$M_{R,V} = M_R = 66,7 \text{ kNm}$$

Warunek nośności (55):

$$\frac{M_x}{M_{Rx, V}} = \frac{47,1}{66,7} = 0,707 < 1$$

#### Nośność środka pod obciążeniem skupionym:

$x_a = 0,000$ ;  $x_b = 6,000$ .

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

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

$$\eta_c = 1,000$$

Nośność środka na siłę skupioną:

$$P_{R,W} = c_o t_w \eta_c f_d = 26,2 \times 8,7 \times 1,000 \times 175 \times 10^{-3} = 39,9 \text{ kN}$$

Warunek nośności środka:

$$P = 0,0 < 39,9 = P_{R,W}$$

#### Stan graniczny użytkowania:

Ugięcia względem osi Y liczone od cięciwy pręta wynoszą:

$$a_{\max} = 20,3 \text{ mm}$$

$$a_{\text{gr}} = l / 250 = 6000 / 250 = 24,0 \text{ mm}$$

$$a_{\max} = 20,3 < 24,0 = a_{\text{gr}}$$



## **6. Ocena techniczna konstrukcji/podsumowanie**

- *Stopień technicznego zużycia obiektu budowlanego jako całości określono na < 20%, a stan techniczny oceniono jako zadawalający.*

Klasyfikacja stanu technicznego elementów wg procentowego zużycia:

1. Dobry → 0-15 %
2. Zadawalający → 16-30 %
3. Średni → 31-50 %
4. Lichy → 51-70 %
5. Zły → 71-100 %

- Budynek odpowiada pod względem konstrukcyjno-budowlanym wszelkim normom bezpieczeństwa i nie powoduje zagrożenia dla osób w nim przebywających.
- Konstrukcja stropodachu oraz konstrukcja nośna połaci dachu pod względem wytrzymałościowym są w dobrym stanie, nie zaobserwowano nadmiernych ugięć i degradacji poszczególnych jej elementów.
- *Nośność konstrukcji stropodachu obliczono na podstawie dostępnych materiałów oraz potwierdzeniu stanu istniejącego poszczególnych elementów konstrukcji.*  
*Sprawdzono płyty połaci dachu, płyty stropowe konstrukcji nośnej stropodachu i dźwigary dachowe budynku.*
- ***Wnioski wynikające z przeprowadzonych obliczeń statycznych i wymiarowania elementów stropodachu:***
  1. *Dla konstrukcji dachu w stanie istniejącym, istnieje możliwość dodatkowego obciążenia połaci dachu poprzez zamontowanie paneli fotowoltaicznych (zgodnie z rysunkiem ich rozmieszczenia i wytycznymi firmy Energy 5 sp. z o.o.).*
  2. *Konstrukcja stropodachu, podciągi, słupy/rdzenie żelbetowe i ściany konstrukcyjne budynku, umożliwiają dodatkowe obciążenie stropodachu panelami fotowoltaicznymi j.w.*
  3. *Fundamenty budynku są wystarczające dla zwiększonego obciążenia.*

Projektowany montaż paneli fotowoltaicznych nie spowoduje wzrostu obciążeń istniejących fundamentów powyżej 10 %. Nowe warunki eksploatacji budowli nie wpłyną na zmianę pracy podłoża i nie wystąpią żadne szkodliwe odkształcenia.

Praktyka wykazuje możliwość zwiększenia nacisków na grunty uprzednio obciążone o 20÷30% w stosunku do uprzednio istniejącego, pod warunkiem, że nowe naciski nie przekroczą o więcej niż 30% naprężeń dopuszczalnych obliczonych wg normy – co w tym przypadku na pewno zostanie spełnione.
- ***Konstrukcja stropodachu umożliwia zwiększenie obciążenia jego połaci poprzez ustawienie paneli fotowoltaicznych zgodnie z przekazanymi przez inwestora wytycznymi - ciężar paneli łącznie z konstrukcją wsporczą i balastem 35kg/m<sup>2</sup>.***

- *Przy dodatkowym obciążeniu stropodach odpowiada pod względem konstrukcyjno-budowlanym wszelkim normom bezpieczeństwa i nie powoduje zagrożenia dla eksploatacji obiektu. Nie wystąpi pogorszenie stanu bezpieczeństwa ani przydatności do użytkowania istniejącego budynku.*

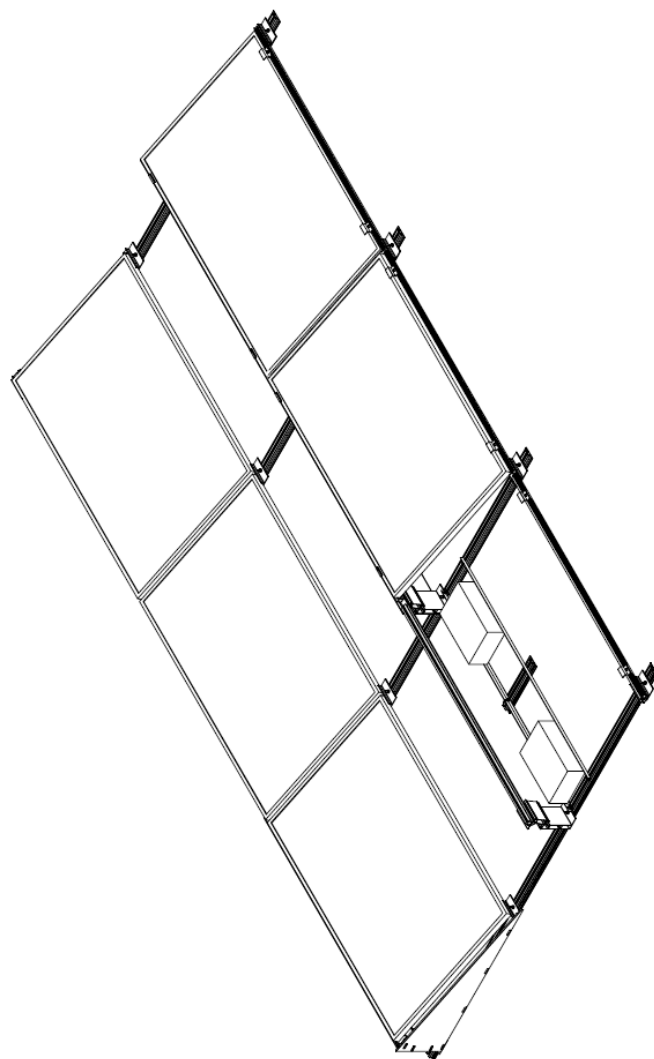
**ZALACZNIK**

**WYTYCZNE FIRMY „ENERGY 5 Sp. z o.o.”**

**RZUT DACHU – USYTUOWANIE PANELI**

Energy 5 Sp. z o.o.  
ul. Ziętkowa 5, 09-500 Gostynin  
tel: +48 (24) 362 08 48  
fax: +48 (24) 362 08 49  
biuro@energy5.pl

## DACH PŁASKI SYSTEM MOCOWANIA AERO S

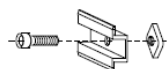
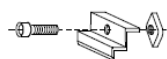


### Mocowanie bezinwazyjne - AERO S dla dużego modułu

#### Specyfikacja techniczna

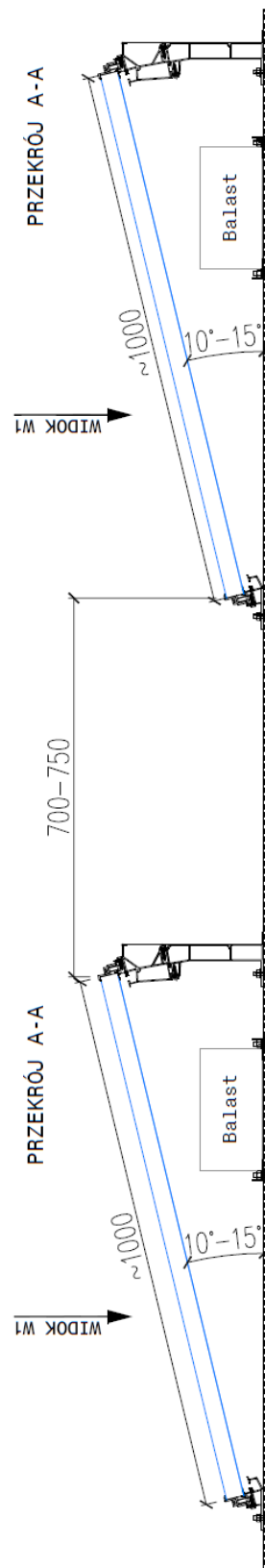
Materiał systemu	aluminium, Magnelis i stal nierdzewna
Rodzaj dachu	dach płaski
Kąt nachylenia ekierki	10°, 15°
Orientacja modułu	pozioma
System montażu	po dłuższym boku
Powierzchnia dachu dla 1 kW	15,35 m <sup>2</sup> (dla modułu 1650x992)
Obciążenie dachu wraz z modułami i balastem	25-35 kg/m <sup>2</sup> (obciążenie może różnić się w zależności od lokalizacji obiektu. Balast dobierany indywidualnie)

kłema końcowa  
śruba imbusowa  
nakrętka młotczkowa



kłema środkowa  
śruba imbusowa  
nakrętka młotczkowa

szyna montażowa trapezowa +  
EPDM



Treść zawarta w karcie produktu ma wyłącznie charakter informacyjny i nie stanowi oferty w rozumieniu przepisów prawa. Wszelkie kopiowanie i powielanie jest zabronione.

Firma Energy5 sp. z o.o. zastrzega sobie możliwość zastosowania innego materiału równoważnego niż z powłoką Magnelis. Przy czym równoważny oznacza, że Energy5 sp. z o.o. posiada własne badania materiału zamiennego / równoważnego w zakresie korozyjnym przeprowadzone przez akredytowane laboratorium. Wyniki tych badań potwierdzają parametry nie gorsze niż w przypadku powłoki Magnelis.

[www.energy5.pl](http://www.energy5.pl)

Karta produktu