

## **EKSPERTYZA TECHNICZNA**

**nośności konstrukcji dachowej Szkoły Podstawowej nr 158 przy ul.  
Strąkowej 3A w Krakowie**

**ZAMAWIAJĄCY:**      **Gmina Miejska Kraków**  
**pl. Wszystkich Świętych 3-4**  
**31-004 Kraków**  
**Reprezentowana przez**  
**Klimat – Energia – Gospodarka Wodna**  
**w Krakowie**

**OPRACOWAŁ:**      **mgr inż. Czesław Hodurek**

**WSPÓŁPRACA:**      **mgr inż. Mateusz Hodurek**  
**mgr inż. Marek Leśnik**  
**mgr inż. arch. Julian Wandzilak**

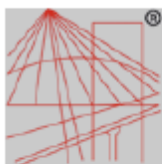
*Kraków, grudzień 2020*

## Spis treści

<b>I. CZĘŚĆ OPISOWA .....</b>	<b>3</b>
1. UPRAWNIENIA I ZAŚWIADCZENIA .....	4
2. PODSTAWY OPRACOWANIA.....	8
3. CEL I ZAKRES EKSPERTYZY .....	8
4. OPIS OGÓLNY ZABUDOWY .....	9
5. OPIS SZCZEGÓŁOWY KONSTRUKCJI DACHOWYCH .....	10
6. SPRAWDZENIE IZOLACYJNOŚCI CIEPLNEJ PRZEGRODY W ŚWIECIE OBOWIĄZUJĄCYCH WARUNKÓW TECHNICZNYCH .....	12
7. ANALIZA STATYCZNO - WYTRZYMAŁOŚCIOWA .....	17
8. WNIOSKI.....	47
9. ZALECENIA .....	48
10. INSTRUKCJA ODŚNIEŻANIA DACHU .....	48
<b>II. CZĘŚĆ FOTOGRAFICZNA .....</b>	<b>51</b>
FOT. 1÷8	
<b>III. CZĘŚĆ RYSUNKOWA.....</b>	<b>57</b>
RYS. NR 1 – INWENTARYZACJA POGLĄDOWA DACHU	
RYS. NR 2 – PLAN MOŻLIWYCH OBCIĄŻEŃ OD PANELI FOTOWOLTAICZNYCH	

## **I. CZĘŚĆ OPISOWA**

## 1. UPRAWNIENIA I ZAŚWIADCZENIA



P O L S K A  
I Z B A  
I N Ż Y N I E R Ó W  
B U D O W N I C T W A

### Zaświadczenie

o numerze weryfikacyjnym:

MAP-AVS-ITU-LC2 \*

Pan Czesław Hodurek o numerze ewidencyjnym MAP/BO/1661/01

adres zamieszkania ul. Jar 11, 30-698 Kraków

jest członkiem Małopolskiej Okręgowej Izby Inżynierów Budownictwa i posiada wymagane ubezpieczenie od odpowiedzialności cywilnej.

Niniejsze zaświadczenie jest ważne do dnia 2020-12-31.

Zaświadczenie zostało wygenerowane elektronicznie i opatrzone bezpiecznym podpisem elektronicznym weryfikowanym przy pomocy ważnego kwalifikowanego certyfikatu w dniu 2019-12-03 roku przez:

Mirosław Boryczko, Przewodniczący Rady Małopolskiej Okręgowej Izby Inżynierów Budownictwa.

(Zgodnie art. 3 ust 2 ustawy z dnia 18 września 2001 r. o podpisie elektronicznym (Dz. U. 2001 Nr 130 poz. 1430) dane w postaci elektronicznej opatrzone bezpiecznym podpisem elektronicznym weryfikowanym przy pomocy ważnego kwalifikowanego certyfikatu są równoważne pod względem skutków prawnych dokumentom opatrzonym podpisami własnoręcznymi.)

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

URZĄD MIASTA KRAKOWA  
Wydział Planowania Przestrzennego i  
Urbanistyki, Inżynierii i Kontrola Budowl.  
Nr.UA.N-Upr.405/86 tel. c. 11-20-22  
ul. Przy Rondzie 12

Kraków, dnia 17 listopada 1986r.

DECYZJA O STWIERDZENIU PRZYGOTOWANIA ZAWODOWEGO  
DO PEŁNIENIA SAMODZIELNYCH FUNKCJI TECHNICZNYCH  
W BUDOWNICTWIE

Na podstawie § 4 ust.2, § 6 ust.3, §7, § 13, ust.1, pkt.2,  
rozporządzenia Ministra Gospodarki Terenowej i Ochrony Środowisk  
z dnia 20 lutego 1975r. w sprawie samodzielnych funkcji technicz-  
nych w budownictwie /Dz.U.Nr.8, poz.46/

stwierdza się, że:

Obywatel Czesław HODUREK - magister - inżynier budownictwa,  
urodzony dnia 18 lutego 1958r. w Myślenicach, posiada przygotowa-  
nie zawodowe upoważniające do wykonywania samodzielnej funkcji:  
projektanta, w specjalności: konstrukcyjno-budowlanej.

Obywatel Czesław HODUREK, jest upoważniony do:

- 1/ sporządzania projektów w zakresie rozwiązań konstrukcyjno-  
budowlanych budynków oraz innych budowli, z wyłączeniem linii  
węzłów i stacji kolejowych, dróg oraz lotniskowych dróg  
startowych i manipulacyjnych, mostów, budowli hydrotechnicz-  
nych i melioracji wodnych.
- 2/ sporządzania w budownictwie osób fizycznych projektów w  
zakresie rozwiązań architektonicznych.
  - a/ budynków inwentarskich i gospodarczych, adaptacji projektó  
typowych i powtarzalnych innych budynków oraz sporządzanie  
planów z zagospodarowania działki związanych z realizacją  
tych budynków.
  - b/ budowli nie będących budynkami.
- 3/ w budownictwie osób fizycznych - kierowania, nadzorowania,  
i kontrolowania budowy, kierowania i kontrolowania wytwarza-  
nia konstrukcyjnych elementów budowlanych oraz oceniania  
i badania stanu technicznego obiektów budowlanych.

Otrzymują:

1. mgr inż. Czesław Hodurek
2. a/a.

Z-ca Dyrektora Wydziału

mgr Andrzej Gajda

*Ze zgodności  
z oryginałem:*

P O L S K A  
I Z B A  
INŻYNIERÓW  
BUDOWNICTWAKrajowa Komisja Kwalifikacyjna  
KK-0056-0010/09

Warszawa, dnia 31 lipca 2009 r.

## DECYZJA Nr RZE/X/ 0024/09

Na podstawie art. 36 ust.1 pkt. 3 ustawy z 15 grudnia 2000 r. o samorządach zawodowych architektów, inżynierów budownictwa oraz urbanistów (Dz. U. z 2001 r. Nr 5, poz.42 z późn. zm.) w związku z art. 15 ust. 1 i 2 ustawy z dnia 7 lipca 1994 r. Prawo budowlane (Dz. U. z 2006 r. Nr 156, poz. 1118 z późn. zm.), po rozpatrzeniu wniosku Pana mgr inż. Czesława Hodurka z dnia 26 marca 2009 r. oraz dokumentów stwierdzających wymagane wykształcenie, praktykę zawodową i uprawnienia budowlane z dnia 17 listopada 1986 r. Nr UA.N-Upr.405/86, z dnia 16 czerwca 1997 r. Nr NB.III.7342/137/97, a także znaczący dorobek praktyczny w zakresie objętym rzeczoznawstwem

**Krajowa Komisja Kwalifikacyjna Polskiej Izby Inżynierów Budownictwa**  
nada

**Panu Czesławowi Hodurkowi**  
ur. dnia 18 lutego 1958 r. w Myślenicach

**magistrowi inżynierowi budownictwa**

**tytuł**

**RZECZOZNAWCY BUDOWLANEGO**

**w specjalności konstrukcyjno – budowlanej obejmującej projektowanie w zakresie konstrukcji budowlanych.**

Pan mgr inż. Czesław Hodurek może wykonywać funkcję rzeczoznawcy budowlanego na terenie całego kraju w wyżej wymienionym zakresie.

**Uzasadnienie**

Krajowa Komisja Kwalifikacyjna Polskiej Izby Inżynierów Budownictwa na podstawie złożonych dokumentów i przeprowadzonego postępowania kwalifikacyjnego ustaliła, że Pan mgr inż. Czesław Hodurek spełnia wymagania określone w art. 15 ust. 1 ustawy z 7 lipca 1994 r. Prawo budowlane (Dz. U. z 2006 r. Nr 156, poz. 1118 z późn. zm.). W związku z powyższym Krajowa Komisja Kwalifikacyjna orzekła jak w sentencji.

**Pouczenie:**

Od niniejszej decyzji przysługuje wniosek o ponowne rozpatrzenie sprawy do Krajowej Komisji Kwalifikacyjnej Polskiej Izby Inżynierów Budownictwa, 00-048 Warszawa, ul. Mazowiecka 6/8, w terminie 14 dni od daty otrzymania decyzji.



**Skład Orzekający**  
**Krajowej Komisji Kwalifikacyjnej:**

- Prof. zw. dr hab. inż. Kazimierz Szulborski .....  
Przewodniczący Krajowej Komisji Kwalifikacyjnej  
- Mgr inż. Piotr Koczwara .....  
- Mgr inż. Wojciech Płaza .....

**Otrzymują:**

1. Pan Czesław Hodurek, ul. Jar 11, 30-698 Kraków
2. Małopolska Okręgowa Komisja Kwalifikacyjna
3. Główny Inspektor Nadzoru Budowlanego
4. a/a

Pan Czesław Hodurek uiszczył opłatę w kwocie 10 zł (dziesięć złotych) na rachunek bankowy Urzędu Dzielnicy Śródmieście m. st. Warszawy zgodnie z ustawą z dnia 16 listopada 2006 r. o opłacie skarbowej (Dz.U. Nr 225, poz. 1635 z późn. zm.).

*ze zgodności z oryginałem!*



**GŁÓWNY INSPEKTOR  
NADZORU BUDOWLANEGO**DSW/INN/601/2688/09  
MPI

Warszawa, 2009-09-14

**DECYZJA**

Na podstawie art. 88 a ust. 1 pkt 3 lit. b ustawy z dnia 7 lipca 1994 roku Prawo budowlane (Dz. U. z 2006 r. Nr 156, poz. 1118, z późn. zm.) oraz art. 104 ustawy z dnia 14 czerwca 1960 r. Kodeks postępowania administracyjnego (Dz. U. z 2000 r. Nr 98, poz. 1071, z późn. zm.),

**CZESŁAW HODUREK**  
magister inżynier budownictwa

ustanowiony na mocy decyzji

wydanej przez Krajową Komisję Kwalifikacyjną Polskiej Izby Inżynierów Budownictwa

w dniu 31.07.2009 r., znak: KK-0056-0010/09

Nr RZE/X/0024/09

Rzecznawcą Budowlanym

w specjalności konstrukcyjno-budowlanej

obejmującej projektowanie

w zakresie konstrukcji budowlanych

został wpisany

**DO CENTRALNEGO REJESTRU RZECZOZNAWCÓW BUDOWLANYCH**  
pod pozycją 24/09/R/C

Decyzja niniejsza jako uwzględniająca w całości żądania strony, zgodnie z art. 107 § 4 Kpa nie wymaga uzasadnienia.

Niniejsza decyzja jest ostateczna. W związku z powyższym, w oparciu o art. 12 ust. 7 ustawy Prawo budowlane stanowi podstawę do wykonywania samodzielnych funkcji technicznych w budownictwie.

Strona może w terminie 14 dni od daty doręczenia decyzji wystąpić, na podstawie art. 127 § 3 Kpa oraz stosownie do uchwały Naczelnego Sądu Administracyjnego z dnia 9 grudnia 1996 r., sygn. akt OPS 4/96, z wnioskiem o ponowne rozpatrzenie sprawy.

Otrzymują:

1. Pan Czesław Hodurek  
ul. Jar 11  
30-698 Kraków
2. Krajowa Komisja  
Kwalifikacyjna PIIB
3. aa

z upoważnienia  
GŁÓWNEGO INSPEKTORA NADZORU BUDOWLANEGO  
DYREKTOR DEPARTAMENTU SKARG I WNIOSKÓW

Anna Januszevska

ze zgodności  
z oryginałem

## 2. PODSTAWY OPRACOWANIA

2.1. Umowa nr KEGW/81/2020

2.2. „Szkoła podstawowa, Kraków ul. Cegielniana. Architektura” – opracowany przez Miastoprojekt, Kraków, grudzień 1988r.

2.3. „Szkoła podstawowa, Kraków ul. Cegielniana. Konstrukcja nadziemna cz. A,A1,B,B1,C,C1” – opracowanie: Spółdzielnia Pracy Usług Inwestycyjnych „INWESTOR”, grudzień 1988r.

2.4. Albumy i Katalogi elementów prefabrykowanych opracowane przez Centralny Ośrodek Badawczo – Projektowy Budownictwa Ogólnego

2.5. Album Elementów Wielkoblokowych dla typowych budynków szkolnych B-8/6/71 Część I – Elementy wielkoblokowe dla typowych budynków szkolnych opracowane przez Centralny Ośrodek Badawczo – Projektowy Budownictwa Ogólnego

2.6. Album Elementów Wielkoblokowych dla typowych budynków szkolnych B-8/6/71 Część II – węzły i połączenia opracowane przez Centralny Ośrodek Badawczo – Projektowy Budownictwa Ogólnego

2.7. „Poradnik inżyniera i technika budowlanego” T.2 – cz. II Arkady, Warszawa 1969r.

2.8. Monografia Budownictwo betonowe t.VII „Zagadnienia ogólne prefabrykacji” – wyd. Arkady, Warszawa 1969r.

2.9. J. Kobiak, W. Stachurski: „Konstrukcje żelbetowe” – t. 1, Arkady, Warszawa 1984r.

2.10. Tadeusz Krzyśpiak „Konstrukcje stalowe hal”, Arkady, Warszawa 1976r.

2.11. „System Budownictwa Przemysłowego P-70” – Arkady, Warszawa 1976r.

2.12. „System Budownictwa Mieszkaniowego o Ogólnego” Arkady, Warszawa 1974r.

2.13. Polskie Normy Budowlane, Eurokody i Literatura techniczna – związane z tematem opracowania

## 3. CEL I ZAKRES EKSPERTYZY

Celem niniejszej ekspertyzy jest ocena stanu technicznego dachów oraz rozeznanie możliwości dociążenia go instalacją fotowoltaiczną.

Zakres obejmuje:

- Oględziny ogólne i szczegółowe budynku
- Analizę istniejącej dokumentacji archiwalnej
- Dokumentację fotograficzną



- Analizę statyczno – wytrzymałościową
- Obliczenia cieplne
- Sformułowanie wniosków
- Podanie zaleceń konstrukcyjnych

#### 4. OPIS OGÓLNY ZABUDOWY

Szkoła Podstawowa nr 158 w Krakowie przy ul. Strąkowej w Krakowie powstawała sukcesywnie. Zaprojektowana została w 1988-1989r. (projekt pierwotny) z jedną salą gimnastyczną.

Budowa była realizowana w latach dziewięćdziesiątych ubiegłego wieku. Wtedy też wprowadzono zmiany projektowe (1995r.). W 2005r. zaprojektowana została druga sala gimnastyczna.

Zabudowa składa się z:

- 6 segmentów: „A”, „A1”, „B”, „B1”, „C”, „C1”, „D”, i „E”
- Dwóch sal gimnastycznych z zapleciami i łącznikami

##### **Segmenty: „A”, „A1”, „B”, „B1”, „C”, „C1”**

Są to budynki jednopiętrowe rozmieszczone w nieregularnej zabudowie. Jedynie część budynku „B” jest dwupiętrowa. W części środkowej – posiada w poziomie II piętra świetlik o szerokości 6,0m i długości 42m. Budynki te przekryte są stropodachami pogrążonymi. Pokrycie dachowe stanowi kilka warstw papy termozgrzewalnej. Świetliki w części środkowej segmentu „B” przekryte są dachem dwuspadowym z blachy fałdowej.

##### **Sale gimnastyczne: „D”, „E” wraz z zapleczem i łącznikami**

Sale gimnastyczne mają konstrukcję dachową w formie dźwigarów stalowych blachownicowych, dwuspadowych, na których oparto prefabrykowane płyty dachowe. Konstrukcja zapleczy i łączników jest żelbetowa, prefabrykowana.

Pokrycie dachowe zarówno sal gimnastycznych jak zapleczy i łączników – z kilku warstw papy termozgrzewalnej.

## 5. OPIS SZCZEGÓŁOWY KONSTRUKCJI DACHOWYCH

W ramach realizacji niniejszego zadania przeprowadzono wizję lokalną w zabudowaniach Szkoły Podstawowej nr 158 połączoną z oględzinami ogólnymi i szczegółowymi konstrukcji oraz badaniami makroskopowymi. Przeprowadzono również przegląd zachowanej dokumentacji archiwalnej.

Stwierdzono:

**Segmenty: „A”, „A1”, „B”, „B1”, „C”, C1”**

Segmenty szkoły zaprojektowano jako prefabrykowane w technologii ZSBO. Jest to szkielet żelbetowy, słupowo – ryglowy w układzie poprzecznym i podłużnym o siatce słupów 4,8x4,8m, 8,4x4,8x, 7,2x6,0 i 4,8m. Konstrukcję stropów nad I piętrem (pod stropodachem) stanowi układ rygli żelbetowych prefabrykowanych opartych na prefabrykowanych słupach żelbetowych. Zastosowano rygle o symbolu RR-2 wg katalogu ZSBO nr 2.5 z 1974r. np. dla rozpiętości 7,2m – rygiel o przekroju 30x60cm wariant obciążenia „7” tj. 60kN/mb (przy obciążeniu obliczeniowym 42,8 kN/m). Dla rozpiętości 4,8m przyjęto przekrój rygla 30x40cm – wariant obciążenia „8”, a dla rygla o rozpiętości 3,0m - przekrój rygla 30x40cm – wariant obciążenia „14”. Na ryglach typu RR-2 oparto płyty prefabrykowane, żelbetowe, kanałowe ostatniego stropu. Zastosowano płyty stropowe wg katalogu ZSBO nr 2.5 dla wariantu obciążenia 7,5 kN/m<sup>2</sup>. Na płytach stropowych oparto ścianki ażurowe, na których ułożono płyty dachowe przekrycia. Zastosowano płyty dachowe żebrowe wg Katalogu Krakowskiego Biura Projektowo – Badawczego Budownictwa Ogólnego Nr KR 84169 z 1985r. p.t. „Wprowadzenie zintegrowanego Systemu Budownictwa w Województwie Krakowskim”. W uzupełnieniu przyjęto płyty dachowe korytkowe wg KB1-31.6.1/6/-73 na obciążenie charakterystyczne 1,8kN/m<sup>2</sup> (oprócz ciężaru własnego). Należy więc uznać, że dla całego dachu dopuszczalne obciążenie charakterystyczne zewnętrzne płyt dachowych (bez ich ciężaru) wynosi co najmniej 1,8kN/m<sup>2</sup>.

Warstwy stropodachu - opis od dołu do góry:

- Tynk cementowo – wapienny – 1,5cm
- Płyta kanałowa – 24cm
- 1x papa asfaltowa
- Wełna mineralna półtwarda – 12cm
- Wylewka cementowa – 3cm

- Pustka powietrzna
- Płyta dachowa DS.-2
- Zatarcie cementowe – 0,5cm
- 3x papa na lepiku

### **Sala gimnastyczna „D” wraz z zapleczem**

Sala gimnastyczna posiada wymiary w rzucie 18x30m i wysokość 7,20m. Konstrukcję dachową stanowią dźwigary stalowe w formie dwuspadowych blachownic (o rozpiętości 18cm) – oparte na słupach i ścianach podłużnych.

Rozstaw blachownic co 6,0m. Na blachownicach spoczywają płatwie dachowe z dwuteowników gorącowalcowanych w rozstawie co 3,0m. Przekroje blachownic i płatwi dachowych podano w analizie statyczno – wytrzymałościowej. Na płatwiach ułożono płyty korytkowe zamknięte o dopuszczalnym obciążeniu charakterystycznym zawnętrznym (poza ciężarem własnym)  $p_{ch} = 1,8\text{kN/m}^2$ .

Warstwy stropodachu - opis od dołu do góry:

- Blachownice stalowe + płatwie stalowe
- Płyta korytkowa zamknięta – 10cm
- 1 x Papa asfaltowa
- Wełna mineralna – 12cm
- 1x papa smołowa
- Gładź cementowa – 3cm
- 3x Papa asfaltowa na lepiku

Zaplecze sali gimnastycznej posiada podobną konstrukcję stropodachu jak pozostałe segmenty szkoły.

### **Sala gimnastyczna „E” wraz z zapleczem i łącznikiem**

Sala ta została dobudowana do istniejącej wcześniej zabudowy – w pierwszej dekadzie obecnego wieku. Wymiary Sali gimnastycznej: 18,6x30,60m, wysokość 9,0m. Zaplecze ma wymiary: 10,13x30,60m, wysokość 4,30m. Łącznik ma wymiary w rzucie 7,40x7,15m i wysokość 4,30m.

Konstrukcję dachową stanowi układ dźwigarów w formie stalowych blachownic dwuspadowych. Na blachownicach ułożono płatwie dachowe zimnogięte, a na nich blachę

trapezową – jako poszycie.

Układ warstw stropodachu (patrząc od dołu):

- Blachownice stalowe
- Płatwie stalowe zimnogięte
- Blacha trapezowa
- Wełna mineralna
- Membrana EPDM

## 6. SPRAWDZENIE IZOLACYJNOŚCI CIEPLNEJ PRZEGRODY W ŚWIELE OBOWIĄZUJĄCYH WARUNKÓW TECHNICZNYCH

Na podstawie przeprowadzonej wizji lokalnej połączonej z analizą istniejącej dokumentacji archiwalnej stwierdzono następujące warstwy:

SP 158 - budynek szkoły

Warstwy stropodachu (po dociepleniu) - opis od dołu do góry:

- Tynk cementowo – wapienny – 1,5cm
- Płyta kanałowa – 24cm
- 1x papa asfaltowa
- Wełna mineralna półtwarda – 12cm
- Wylewka cementowa – 3cm
- Pustka powietrzna
- Płyta dachowa DS.-2
- Zatarcie cementowe – 0,5cm
- 3x papa na lepiku

SP 158- budynek Sali gimnastycznej

Warstwy stropodachu (po dociepleniu) - opis od dołu do góry:

- Blachownice stalowe + płatwie stalowe
- Płyta korytkowa zamknięta – 10cm
- 1 x Papa asfaltowa
- Wełna mineralna – 12cm

- 1x papa smołowa
- Gładź cementowa – 3cm
- 3x Papa asfaltowa na lepiku

Zgodnie z wymaganiami Rozporządzenia w sprawie warunków technicznych jakim powinny odpowiadać budynki i ich usytuowanie, Dz.U.2019.1065 t.j. – załącznik nr 2 określono wymagania dla przegród budowlanych.



## Załącznik nr 2. Wymagania izolacyjności cieplnej i inne wymagania związane z oszczędnością energii

## 1. Izolacyjność cieplna przegród

1.1. Wartości współczynnika przenikania ciepła  $U_c$  ścian, dachów, stropów i stropodachów dla wszystkich rodzajów budynków, uwzględniające poprawki ze względu na pustki powietrzne w warstwie izolacji, łączniki mechaniczne przechodzące przez warstwę izolacyjną oraz opady na dach o odwróconym układzie warstw, obliczone zgodnie z Polskimi Normami dotyczącymi obliczania oporu cieplnego i współczynnika przenikania ciepła oraz przenoszenia ciepła przez grunt, nie mogą być większe niż wartości  $U_{c(max)}$  określone w poniższej tabeli:

Lp.	Rodzaj przegrody i temperatura w pomieszczeniu	Współczynnik przenikania ciepła $U_{c(max)}$ [W/(m <sup>2</sup> · K)]	
		od 1 stycznia 2017 r.	od 31 grudnia 2020 r. <sup>a)</sup>
1	2	3	
1	Ściany zewnętrzne:		
	a) przy $t_i \geq 16^\circ\text{C}$	0,23	0,20
	b) przy $8^\circ\text{C} \leq t_i < 16^\circ\text{C}$	0,45	0,45
	c) przy $t_i < 8^\circ\text{C}$	0,90	0,90
2	Ściany wewnętrzne:		
	a) przy $\Delta t_i \geq 8^\circ\text{C}$	1,00	1,00
	b) przy $\Delta t_i < 8^\circ\text{C}$	bez wymagań	bez wymagań
	c) oddzielające pomieszczenie ogrzewane od nieogrzewanego	0,30	0,30
3	Ściany przyległe do szczelin dylatacyjnych o szerokości:		
	a) do 5 cm, trwale zamkniętych i wypełnionych izolacją cieplną na głębokości co najmniej 20 cm	1,00	1,00
	b) powyżej 5 cm, niezależnie od przyjętego sposobu zamknięcia i zaizolowania szczeliny	0,70	0,70
4	Ściany nieogrzewanych kondygnacji podziemnych	bez wymagań	bez wymagań
5	Dachy, stropodachy i stropy pod nieogrzewanymi poddaszami lub nad przejazdami:		
	a) przy $t_i \geq 16^\circ\text{C}$	0,18	0,15
	b) przy $8^\circ\text{C} \leq t_i < 16^\circ\text{C}$	0,30	0,30
	c) przy $t_i < 8^\circ\text{C}$	0,70	0,70
6	Podłogi na gruncie:		
	a) przy $t_i \geq 16^\circ\text{C}$	0,30	0,30
	b) przy $8^\circ\text{C} \leq t_i < 16^\circ\text{C}$	1,20	1,20
	c) przy $t_i < 8^\circ\text{C}$	1,50	1,50
7	Stropy nad pomieszczeniami nieogrzewanymi i zamkniętymi przestrzeniami podpodłogowymi:		
	a) przy $t_i \geq 16^\circ\text{C}$	0,25	0,25
	b) przy $8^\circ\text{C} \leq t_i < 16^\circ\text{C}$	0,30	0,30
	c) przy $t_i < 8^\circ\text{C}$	1,00	1,00

**Stan istniejący:**

<b>STZ1 Stropodach wentylowany</b>			
Grubość [m]	Nazwa Warstwy	$\lambda$ [W/(m*K)]	R[m <sup>2</sup> *K/W]
0,015	3 x Papa asfaltowa	0,180	0,033
0,03	Gładź cementowo-wapienna	0,820	0,037
0,1	Płyta dachowa	1,700	0,059
Opór warstwy stropodachu o śr. Wys h = 1m, [m <sup>2</sup> * K/W]			0,160
Suma oporów przejmowania ciepła połaci dachowej i war.powietrza, [m <sup>2</sup> * K/W]			0,000
0,015	Gładź cementowa	1,000	0,015
0,003	Papa asfaltowa	0,180	0,017
0,12	Wełna mineralna twarda	0,042	2,857
0,003	Papa asfaltowa	0,180	0,017
0,24	Strop ci 24cm		0,180
0,01	Tynk lub gładź cementowo-wapienna	0,820	0,012
Opór przejmowania wewnątrz Ri [m <sup>2</sup> *K/W]			0,100
Opór przejmowania zewnątrz Ri [m <sup>2</sup> *K/W]			0,090
Suma oporów przejmowania i przewodzenia R [m <sup>2</sup> *K/W]			3,288
Współczynnik przenikania U [W/(m <sup>2</sup> *K/W)]			0,304

<b>STZ2 Stropodach nad sala gimnastyczną</b>			
Grubość [m]	Nazwa Warstwy	$\lambda$ [W/(m*K)]	R[m <sup>2</sup> *K/W]
0,015	3 x papa asfaltowa	0,180	0,083
0,03	gładź cementowa	0,036	0,833
0,005	Papa smołowa	0,180	0,028
0,12	Wełna mineralna twarda	0,042	2,857
0,003	Papa Asfaltowa	0,180	0,017
0,1	Płyta Korytkowa	1,700	0,059
0,01	tynk lub gładź cementowo-wapienna	0,820	0,012
Opór przejmowania wewnątrz Ri [m <sup>2</sup> *K/W]			0,100
Opór przejmowania zewnątrz Ri [m <sup>2</sup> *K/W]			0,040
Suma oporów przejmowania i przewodzenia R [m <sup>2</sup> *K/W]			4,029
Współczynnik przenikania U [W/(m <sup>2</sup> *K/W)]			0,248

Zgodnie z WT 2017  $U_{c(max)} \leq 0,18 [W/m^2 \cdot K]$

Zgodnie z WT 2021  $U_{c(max)} \leq 0,15 [W/m^2 \cdot K]$

## WNIOSKI:

Dach szkoły

$$U_{dach} = 0,304 [W/m^2 \cdot K]$$

Dach Sali gimnastycznej

$$U_{sala\_gimn} = 0,248 [W/m^2 \cdot K]$$

Zgodnie z WT 2017  $U_{c(max)} \leq 0,18 [W/m^2 \cdot K]$

$$U_{dach} \geq U_{c(max)}$$

$$U_{sala\_gimn} \geq U_{c(max)}$$

Istniejące dachy nie spełniają wymagania izolacyjności cieplnej dla WT 2017 stawianym przegrodom zgodnie z Rozporządzenia w sprawie warunków technicznych jakim powinny odpowiadać budynki i ich usytuowanie, Dz.U.2019.1065 t.j. – załącznik nr 2

Zgodnie z WT 2021  $U_{c(max)} \leq 0,15 [W/m^2 \cdot K]$

$$U_{dach} \geq U_{c(max)}$$

$$U_{sala\_gimn} \geq U_{c(max)}$$

Istniejące dachy nie spełniają wymagań WT2021 stawianym przegrodom zgodnie z Rozporządzenia w sprawie warunków technicznych jakim powinny odpowiadać budynki i ich usytuowanie, Dz.U.2019.1065 t.j. – załącznik nr 2

## 7. ANALIZA STATYCZNO - WYTRZYMAŁOŚCIOWA

**WARSTWY DACHOWE - STROP NAD BUDYNKIEM SZKOŁY**  
**PŁYTY KORYTKOWE****Obciążenia stałe** na płyty korytkowe otwarte

Obciążenie	Wartość charakterystyczna [kN/m <sup>2</sup> ]
ciężar własny płyt korytkowych z zalanymi spoinami	0,96
gładź wyrównawcza - 5mm x 21kN/m <sup>3</sup>	0,11
izolacja 2xpapa termozgrzewalna na starych warstwach papy	0,20
<b>SUMA</b>	<b>1,27</b>

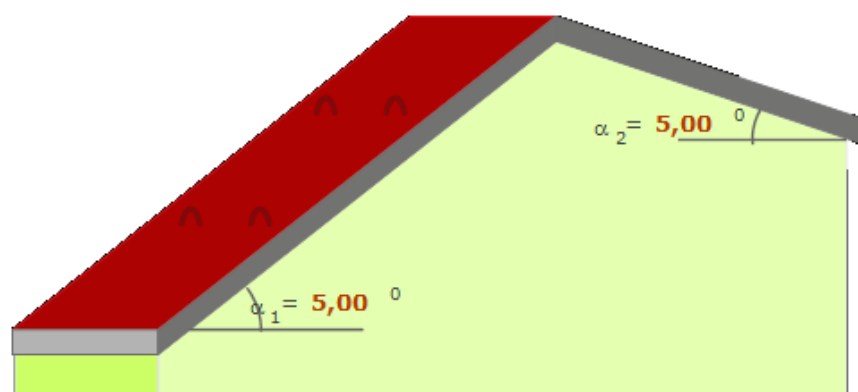
**Obciążenie śniegiem**

wg PN-EN 1991-1-3: 2005 Eurokod 1

dach dwuspadowy

Dane	Wartość	Jednostka
Rodzaj w dachu: płaski	5 lub -5	stopni
Wysokość nad poziomem morza:	250	m
TEREN	Normalny	
STREFA	III	

Obciążenie	Wartość charakterystyczna [kN/m <sup>2</sup> ]
Obciążenie S1	0,96
Obciążenie S2	0,96

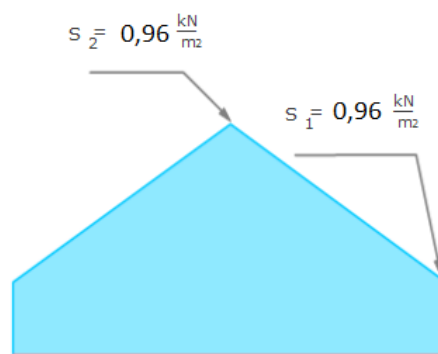
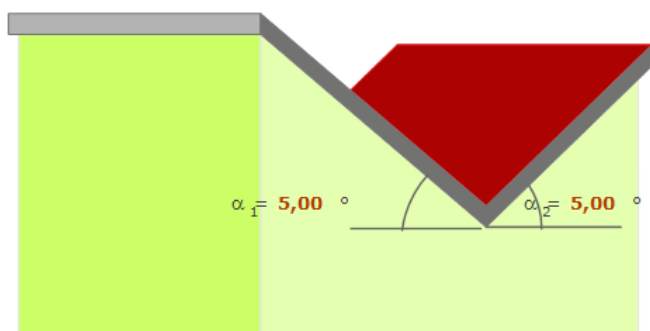


$$S_1 = 0,96 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$S_2 = 0,96 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$



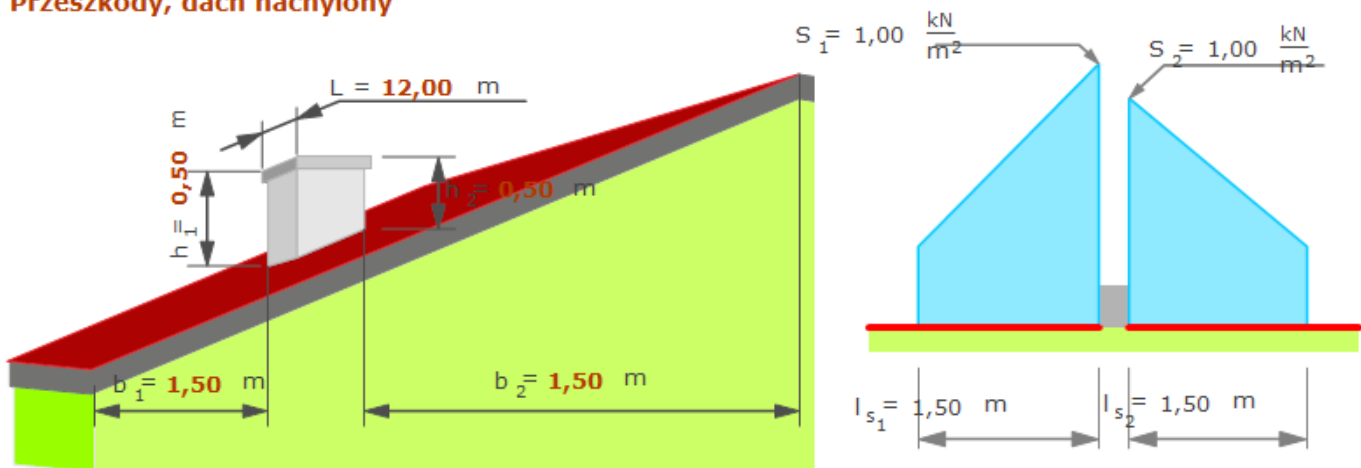
Obciążenie	Wartość charakterystyczna [kN/m2]
Obciążenie S1	0,96
Obciążenie S2	0,96



**Obciążenie śniegiem – przeszkody spowodowane ustawieniem paneli fotowoltaicznych o wysokości do 50cm**

Obciążenie	Wartość charakterystyczna [kN/m2]
Obciążenie S1	1,0
Obciążenie S2	1,0



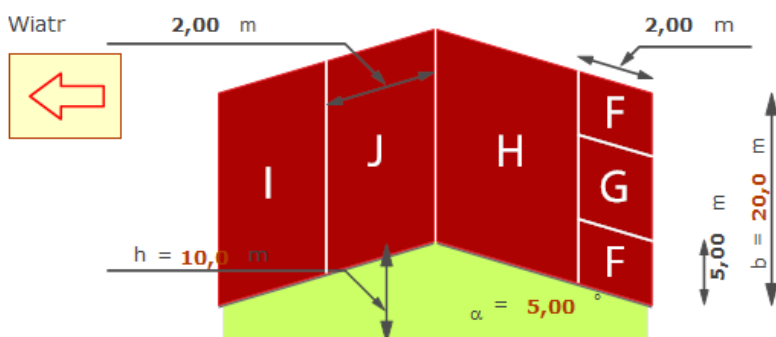
**Przeszkody, dach nachylony**

Uwaga dla przeszkody o wysokości do 50cm wpływ worków śnieżnych jest nieznaczny.

**Obciążenie wiatrem**

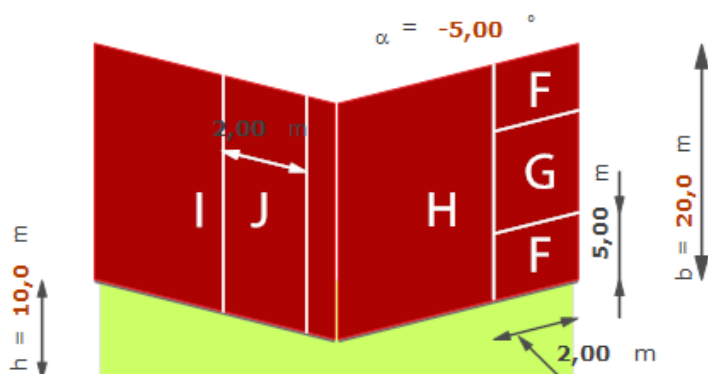
według PN-EN 1991-1-4

Dane	Wartość	Jednostka
Rodzaj w dachu: Dwuspadowy	5 lub -5	stopni
Wysokość nad poziomem morza:	250	m
Teren:	Kategoria III	



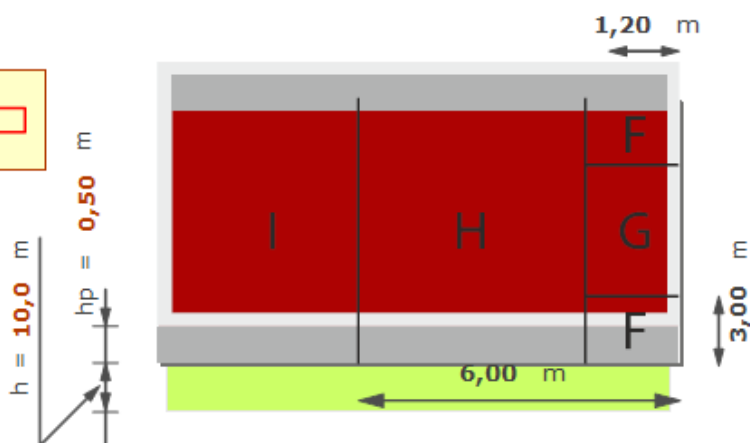
Oznaczenie pola	Wartość charakterystyczna [kN/m <sup>2</sup> ]
F	-0,77
G	-0,54
H	-0,27
I	-0,27
J	-0,28

Wiatr



Oznaczenie pola	Wartość charakterystyczna [kN/m <sup>2</sup> ]
F	-0,85
G	-0,54
H	-0,29
I	-0,22
J	-0,28

Wiatr



Oznaczenie pola	Wartość charakterystyczna [kN/m <sup>2</sup> ]
F	-0,64
G	-0,41
H	-0,29
I	-0,06

**Uwaga** w polach F nie należy ustawiać paneli fotowoltaicznych ze względu na znaczne ssanie wiatrem. W polu G występuje ssanie wiatrem przekraczające przyjęte obciążenie panelami fotowoltaicznymi z balastem wynoszące 0,3kN/m<sup>2</sup>. W polu G należy zwiększyć balast dla paneli fotowoltaicznych

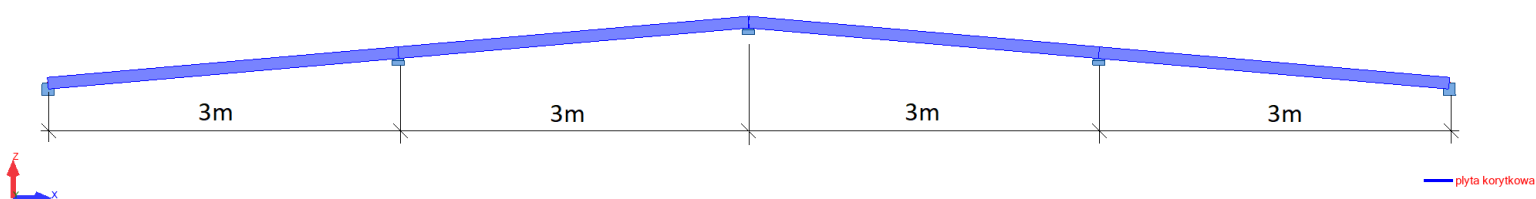
### Obciążenie od projektowanych paneli fotowoltaicznych

Obciążenie	Wartość charakterystyczna [kN/m <sup>2</sup> ]
Panele fotowoltaiczne z balastem	0,3

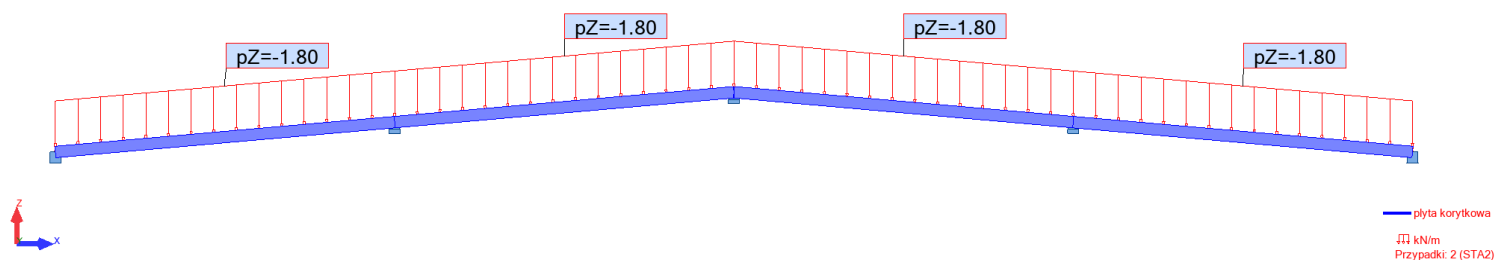
## SPRAWDZENIE NOŚNOŚCI PŁYT KORYTKOWYCH

### WYKRESY SIŁ WEWNĘTRZNYCH DLA DOPUSZCZALNEGO OBCIĄŻENIA CHARAKTERYSTYCZNEGO $1,8\text{kN/m}^2$

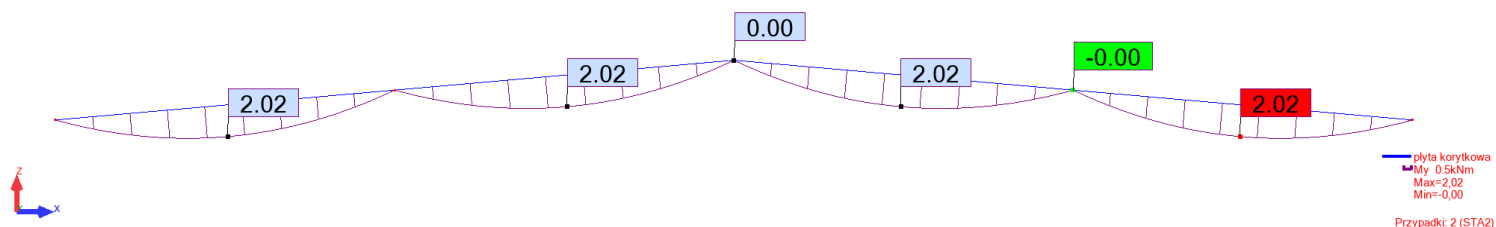
#### Przyjęty schemat



#### Przyjęte obciążenie warstwami



#### Wykres momentów zginających $M_y[\text{kNm}]$

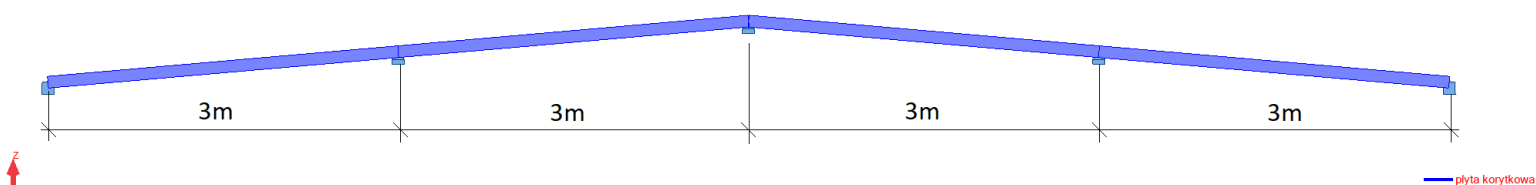


Maksymalny dopuszczalny moment zginający dla płyt korytkowych obciążonych  $1,8\text{kN/m}^2$

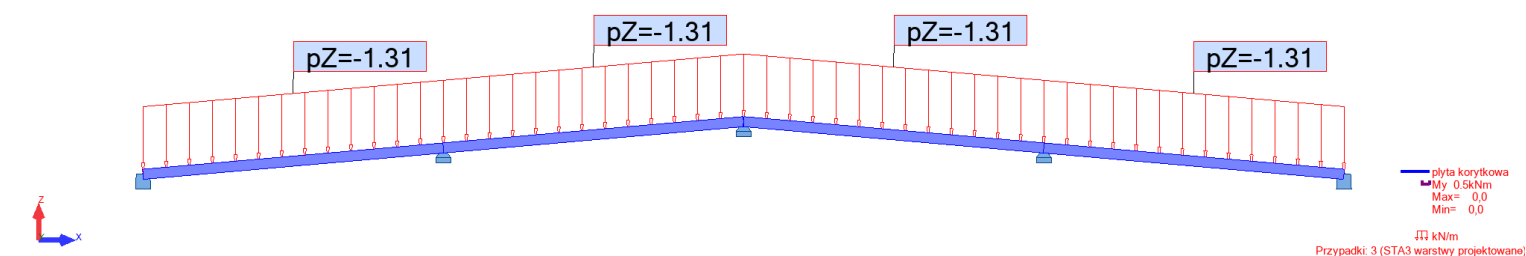
**$M_{\max} = 2,00\text{kNm}$**

## WYKRESY SIŁ WEWNĘTRZNYCH DLA PROJEKTOWANEGO OBCIĄŻENIA

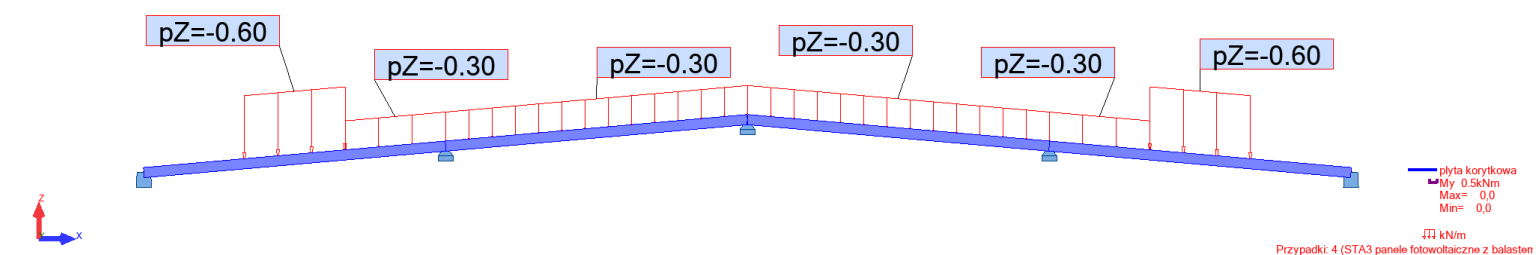
## Przyjęty schemat



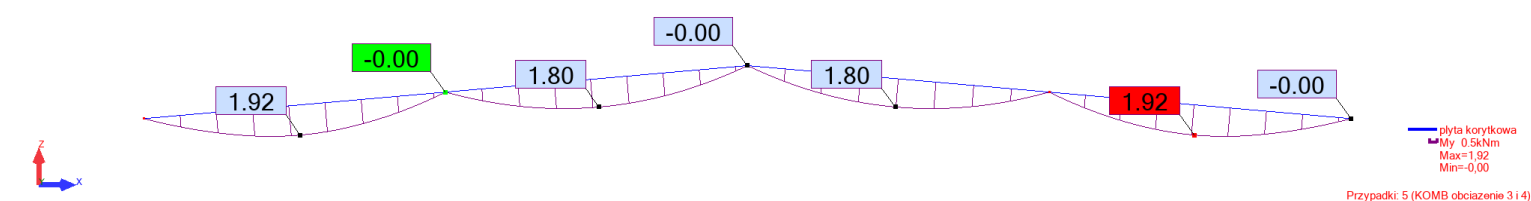
## Przyjęte obciążenie warstwami ze śniegiem (bez ciężaru własnego korytek)



## Przyjęte obciążenie panelami fotowoltaicznymi z balastem (odsunięcie 1m od krawędzi dachu – na fragmencie od 1m do 2m od krawędzi dachu przyjęto większe obciążenie ze względu na zwiększone ssanie wiatrem w tym rejonie)



## Wykres momentów zginających My[kNm]



Maksymalny dopuszczalny moment zginający

Mmax= 2,0kNm

Moment zginający dla obciążeń nowymi warstwami i panelami

M= 1,92kNm

**$M_{max} = 2,00 \text{ kNm} > M = 1,92 \text{ kNm}$  – płyty korytkowe przeniosą dodatkowe obciążenie panelami fotowoltaicznymi**

## **WARSTWY DACHOWE - STROP NAD BUDYNKIEM SZKOŁY**

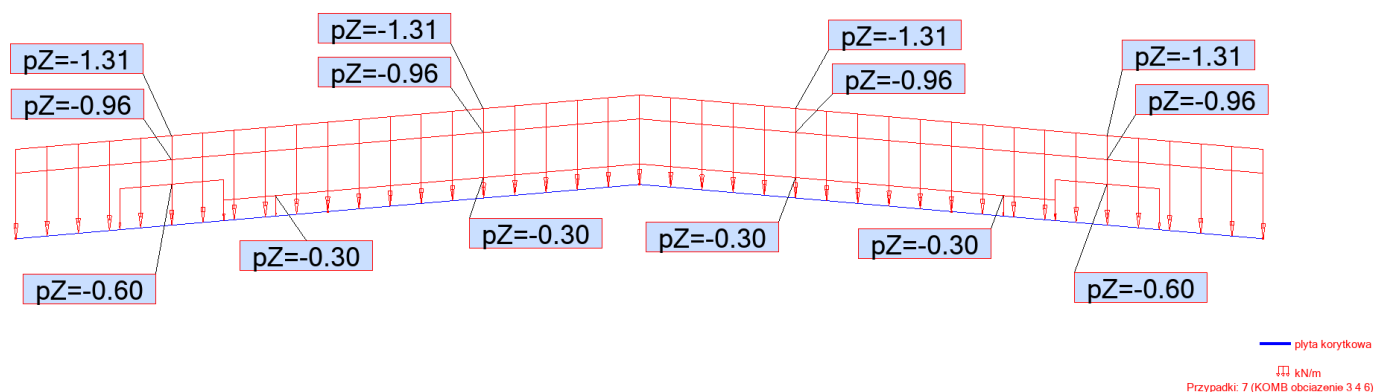
### **PŁYTY KANAŁOWE**

#### **Obciążenia stałe na płyty kanałowe warstwy**

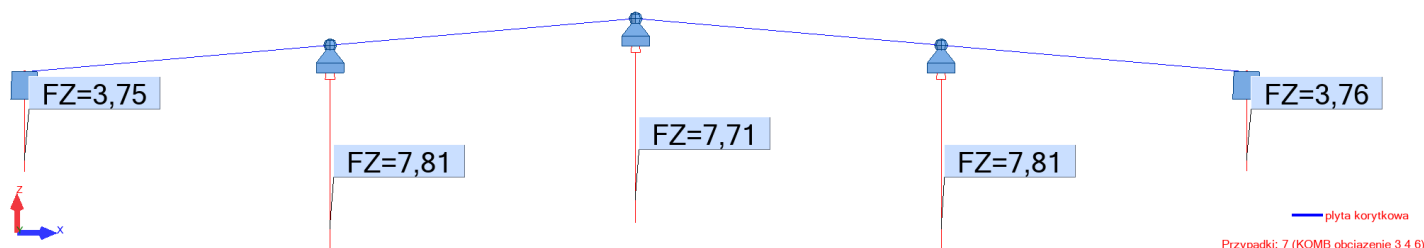
Obciążenie	Wartość charakterystyczna [kN/m <sup>2</sup> ]
tynk cementowo wapienny 1,5cm	0,32
ciężar własny płyty kanałowej	3,02
węlna zużłowa 7cm	0,10
wylewka cementowa 1,5cm	0,35
granulat celulozowy 17cm	0,09
<b>SUMA</b>	<b>3,88</b>

#### **Obciążenie linowe ze ścianki ażurowej na płyty kanałowe z uwzględnieniem projektowanych paneli fotowoltaicznych**

##### **Obciążenie dachu**



##### **Siły reakcji**



##### **Ciężar ściany ażurowej**

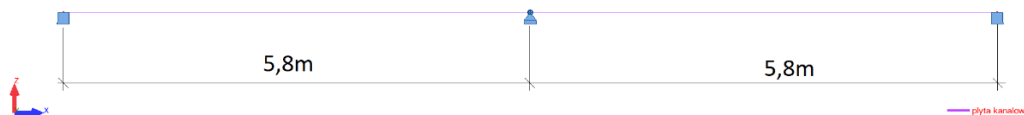


$12\text{cm} \cdot 60\text{cm} \cdot 14\text{kN/m}^3 \cdot 0,7 = 0,7\text{kN/m}$

**Ściana ażurowa i reakcja z dachu + 7,81+0,7= 8,51kN/m**

## **SPRAWDZENIE NOŚNOŚCI PŁYT KANAŁOWYCH**

### **Przyjęty schemat**



### **SPRAWDZENIE PŁYTY O SZEROKOŚCI 1,5M SIŁY WEWNĘTRZNE DLA PROJEKTOWANEGO OBCIĄŻENIA**

#### **Przyjęte obciążenie warstwami ze śniegiem**

Obciążenie ciężarem własnym z warstwami:

$$3,88\text{kN/m}^2 \cdot 1,5\text{m} = \underline{\underline{5,82\text{kN/m}}}$$

Obciążenie ścianą ażurową

$$8,51\text{kN/m} \cdot 1,5\text{m} = \underline{\underline{12,77\text{kN}}}$$

#### **momenty zginające przęsłowe $M_y$ [kNm]**

uwzględniono częściowe utwierdzenie nad podpora wewnętrzną

$$M_{przeslo} := \frac{5,82 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot (5,8 \text{ m})^2}{9} + \frac{12,77 \text{ kN} \cdot 5,75 \text{ m}}{4} = 40,1107 \text{ kN m}$$

#### **momenty zginające podporowe $-M_y$ [kNm]**

$$M_{podpora} := \frac{1}{5} \cdot M_{przeslo} = 8,0221 \text{ kN m}$$

Maksymalny dopuszczalny moment przęsłowy

**Mmax= 40,75kNm**

Maksymalny dopuszczalny moment podporowy

**Mmin = -8,60kNm**

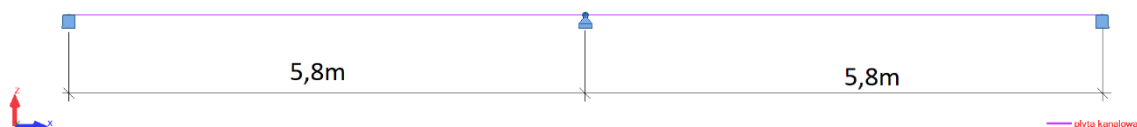
**Mmax= 40,75kNm > Mprzeslo = 40,11kNm**

**Mmin= 8,60kNm > Mpodpora= 8,02kNm**

**płyty kanałowe przeniosą dodatkowe obciążenie panelami fotowoltaicznymi**

## SPRAWDZENIE PŁYTY O SZEROKOŚCI 1,2M SIŁY WEWNĘTRZNE DLA PROJEKTOWANEGO OBCIĄŻENIA

### Przyjęty schemat



### Przyjęte obciążenie warstwami ze śniegiem

Obciążenie ciężarem własnym z warstwami:

$$3,88 \text{ kN/m}^2 \cdot 1,2 \text{ m} = \underline{\underline{4,66 \text{ kN/m}}}$$

Obciążenie ścianą ażurową

$$8,51 \text{ kN/m} \cdot 1,2 \text{ m} = \underline{\underline{10,212 \text{ kN}}}$$

### momenty zginające przęsłowe $M_y$ [kNm]

uwzględniono częściowe utwierdzenie nad podpora wewnętrzną

$$M_{przesło} := \frac{4,66 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot (5,8 \text{ m})^2}{9} + \frac{10,212 \text{ kN} \cdot 5,75 \text{ m}}{4} = 32,0978 \text{ kN m}$$

### momenty zginające podporowe $-M_y$ [kNm]

$$M_{podpora} := \frac{1}{5} \cdot M_{przesło} = 6,4196 \text{ kN m}$$

Maksymalny dopuszczalny moment przęsłowy

**Mmax= 32,20kNm**

Maksymalny dopuszczalny moment podporowy

**Mmin = 6,43kNm**

$$\underline{\underline{M_{max}= 32,20 \text{ kNm} > M_{przesło} = 32,10 \text{ kNm}}}$$

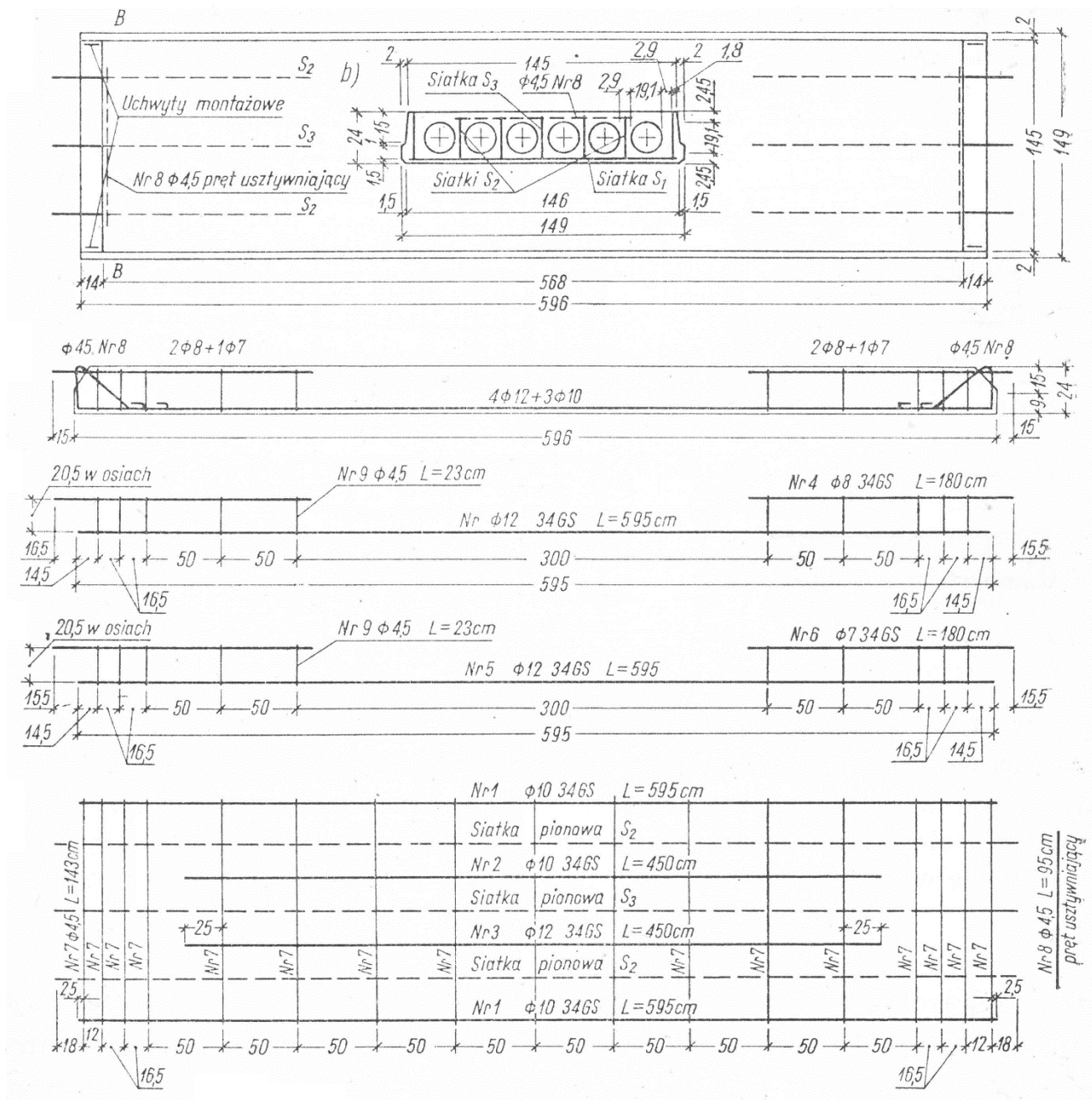
$$\underline{\underline{M_{min}= 6,43 \text{ kNm} > M_{podpora}= 6,42 \text{ kNm}}}$$

płyty kanałowe przeniosą dodatkowe obciążenie panelami fotowoltaicznymi

**WYMIAROWANIE PŁYTY KANAŁOWEJ WEDŁUG PN-EN**

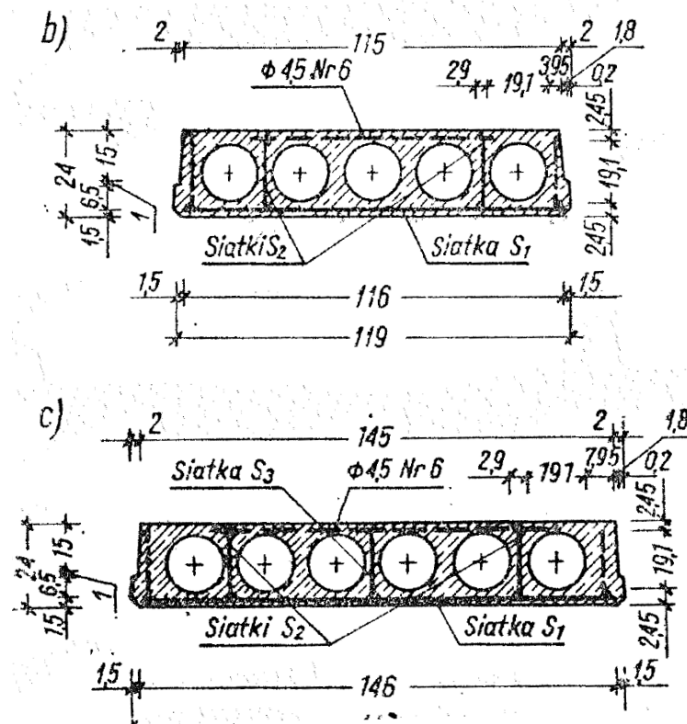
Uwzględniając współczynniki obciążeń dla obciążeń stałych 1,15 i śniegu 1,5

Przyjęte wymiary i zbrojenie płyty



**Zbrojenie płyt kanałowych szerokości 150cm to  $4\#12+3\#10 = 6,88\text{cm}^2$**

**Uśredniając zbrojenie płyt kanałowych wynosi  $\sim 4,59\text{cm}^2/\text{mb}$  płyty**



## OBLICZENIA SIŁ WEWNĘTRZNYCH

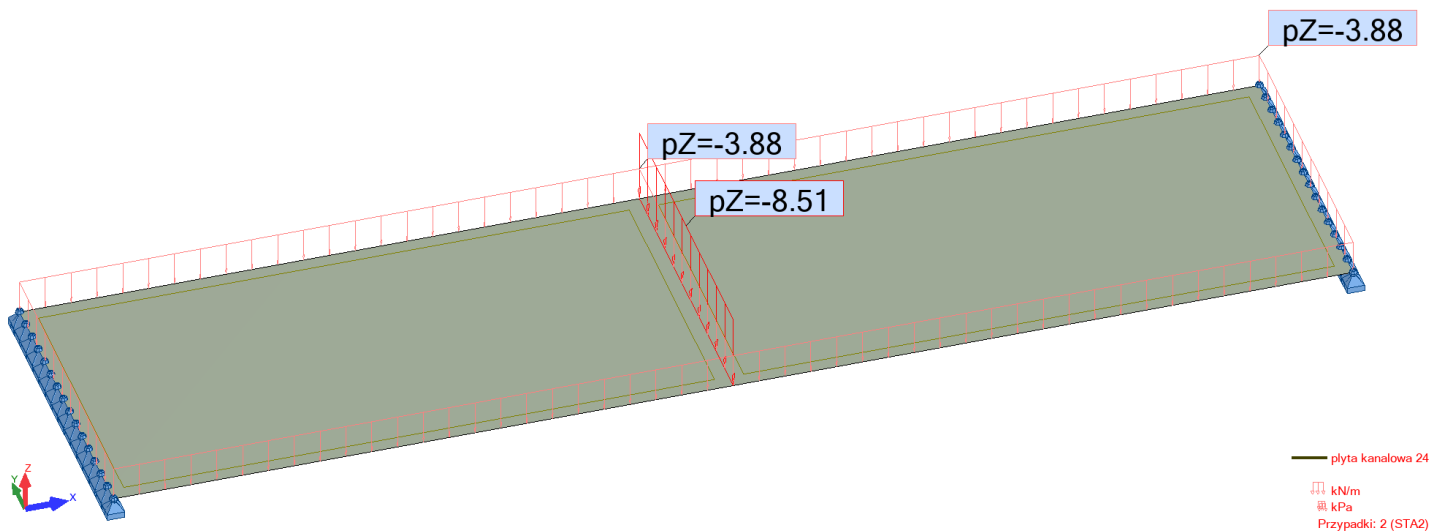
## Przyjęte obciążenie

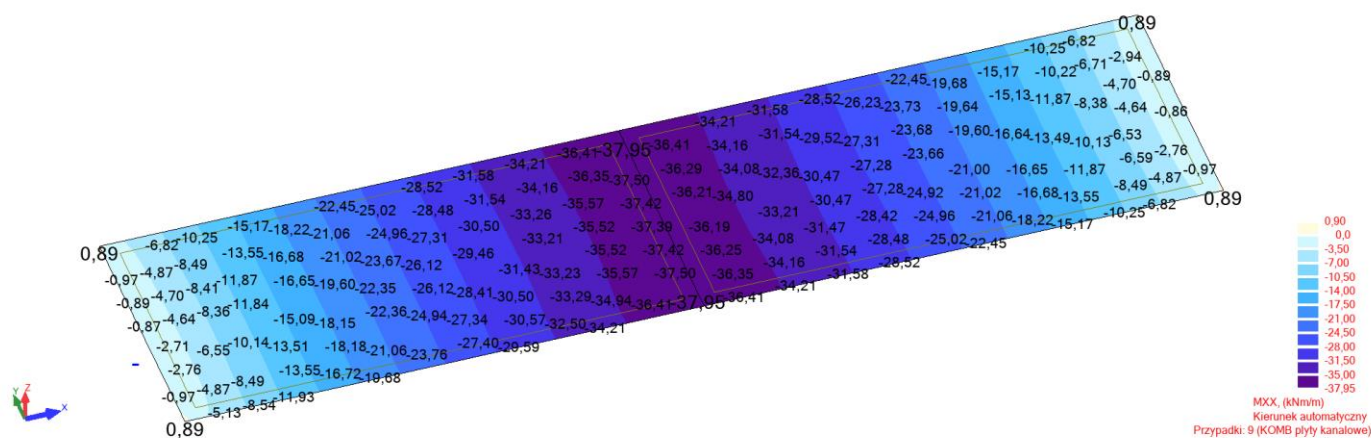
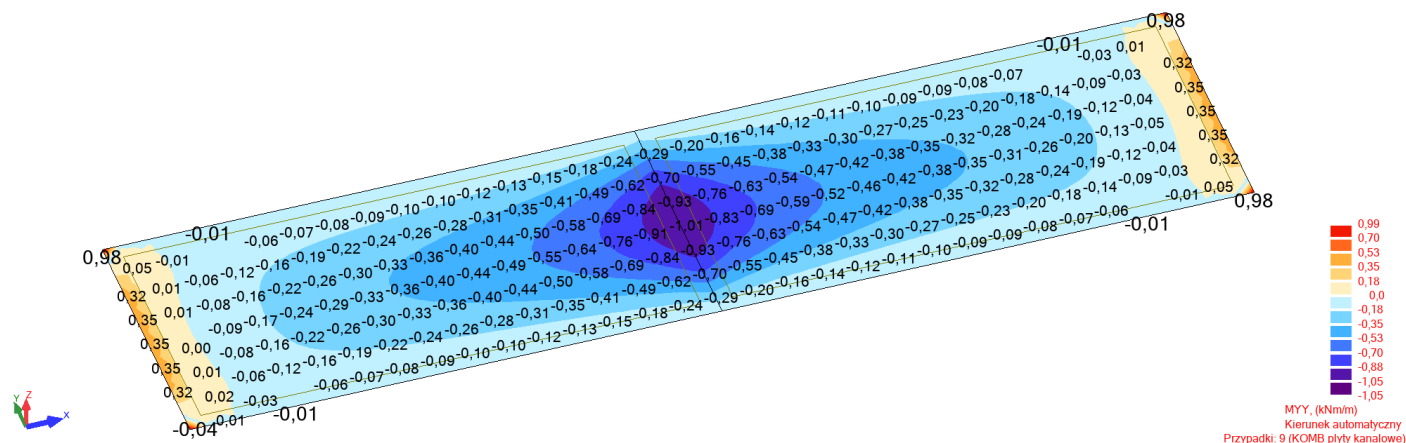
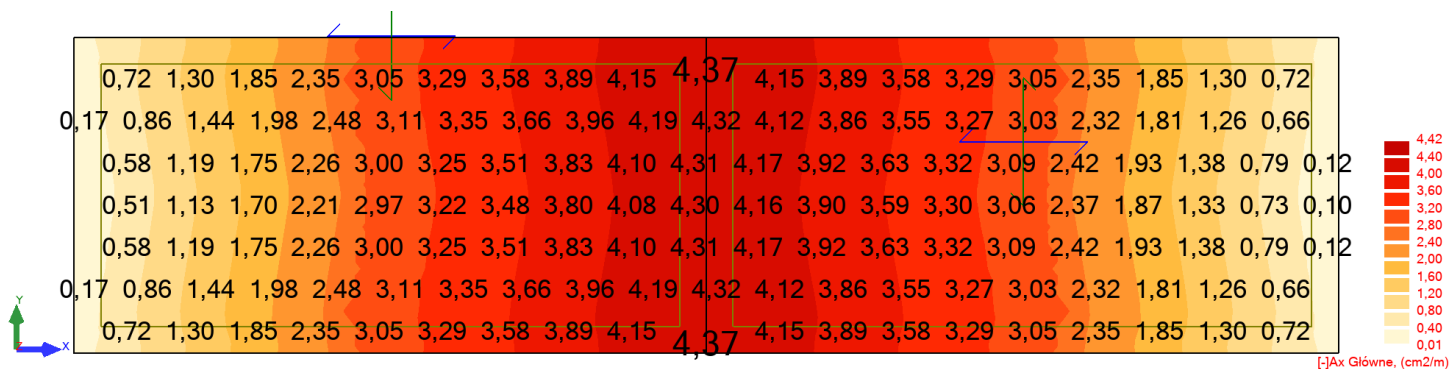
Obciążenie ciężarem własnym z warstwami:

**3,88kN/m<sup>2</sup>**

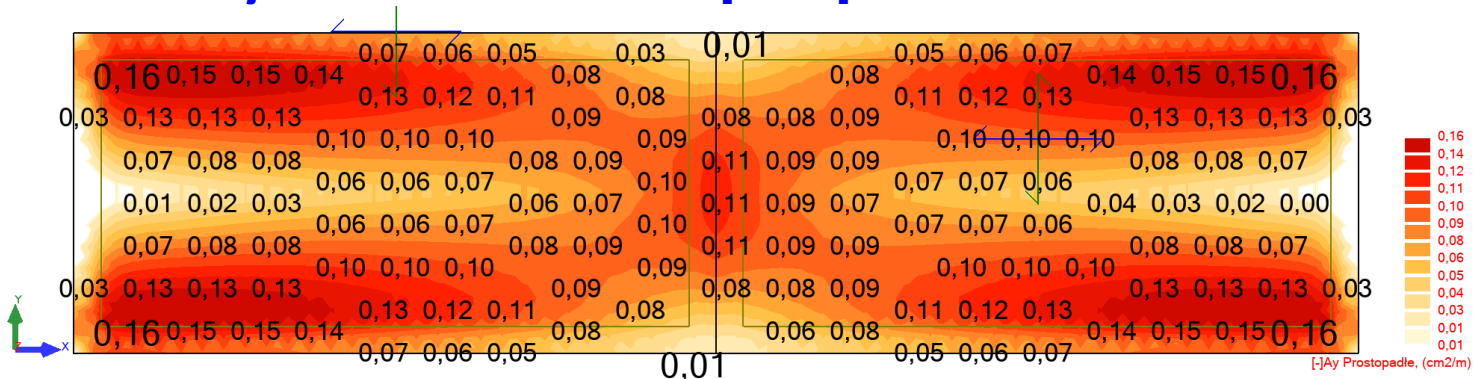
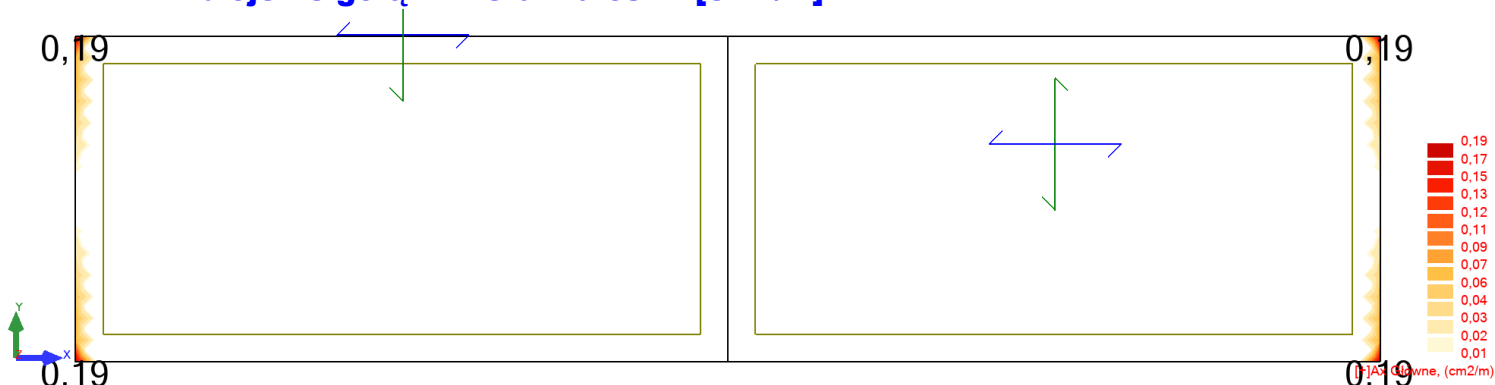
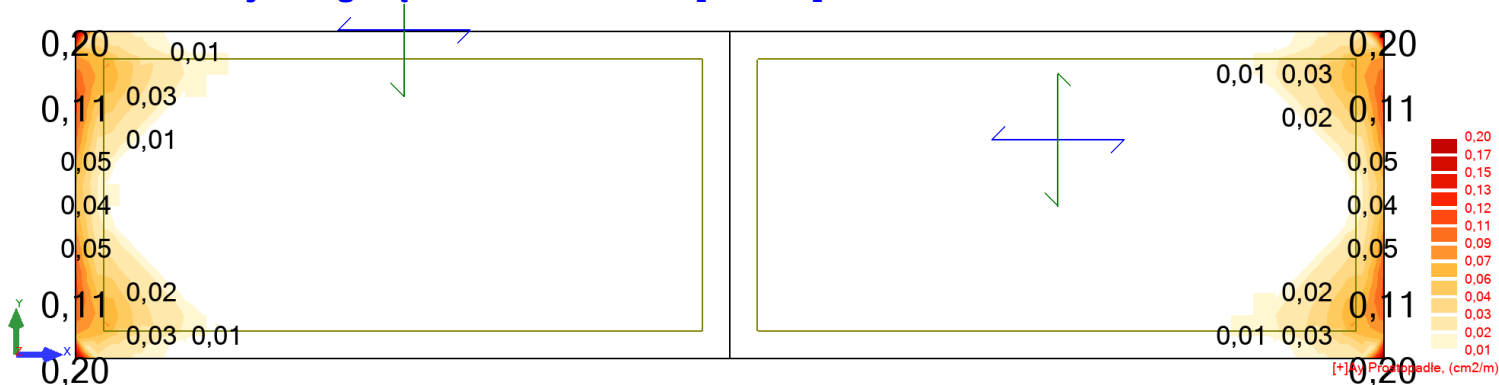
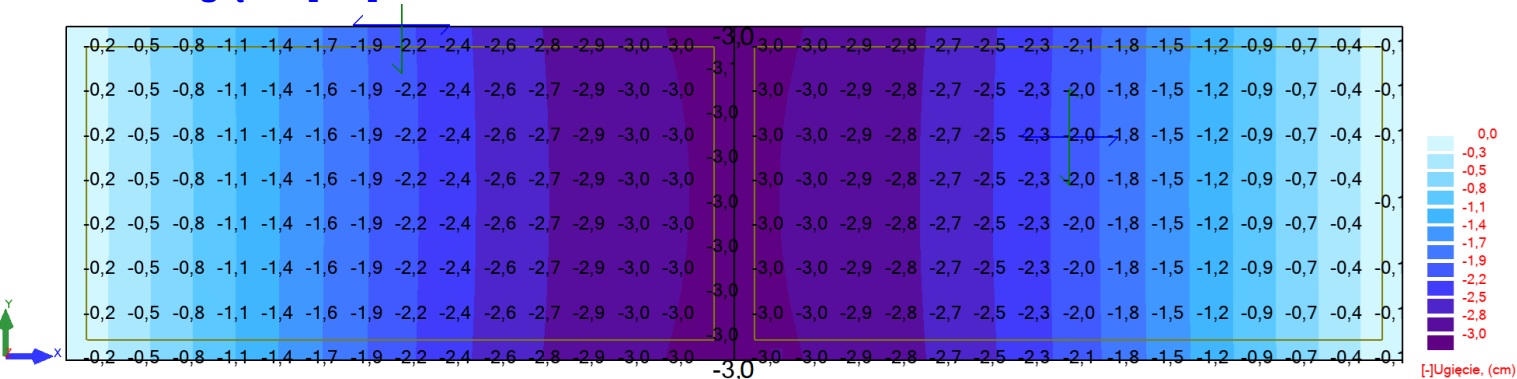
### Obciążenie ścianą ażurową

**8,51 kN/m**



mapy momentów zginających  $M_x$  [kNm]mapy momentów zginających  $M_y$  [kNm]Zbrojenie dołem w kierunku osi X [cm<sup>2</sup>/m]



**Zbrojenie dołem w kierunku osi Y [cm<sup>2</sup>/m]****Zbrojenie góra w kierunku osi X [cm<sup>2</sup>/m]****Zbrojenie góra w kierunku osi Y [cm<sup>2</sup>/m]****Ugięcie [cm]**



## **WARSTWY DACHOWE - STROP NAD SALAMI**

### **GIMNASTYCZNYMI PŁYTY KORYTKOWE**

#### **Obciążenia stałe** na płyty korytkowe zamknięte

Obciążenie	Wartość charakterystyczna [kN/m <sup>2</sup> ]
ciężar własny płyt korytkowych zamkniętych z zalanymi spoinami	1,00
gładź wyrównawcza - 5mm x 21kN/m <sup>3</sup>	0,11
wełna mineralna półtwarda 20cm	0,20
gładź wyrównawcza - 3cm x 21kN/m <sup>3</sup>	0,63
3 x papa	0,18
<b>SUMA</b>	<b>2,12</b>

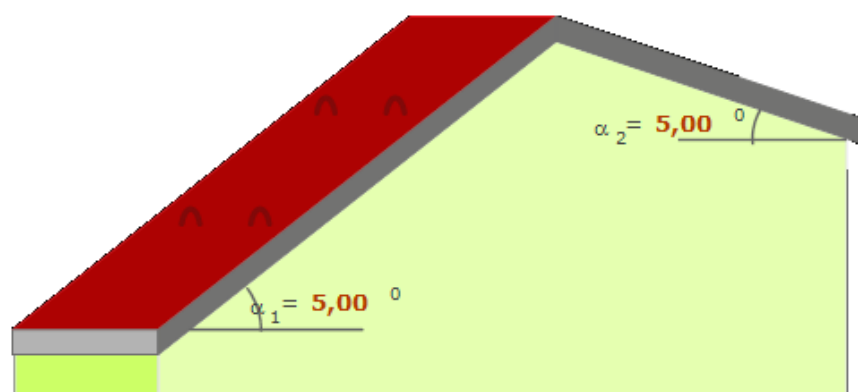
#### **Obciążenie śniegiem**

wg PN-EN 1991-1-3: 2005 Eurokod 1

*dach dwuspadowy*

Dane	Wartość	Jednostka
Rodzaj w dachu: płaski	5	stopni
Wysokość nad poziomem morza:	250	m
TEREN	Normalny	
STREFA	III	

Obciążenie	Wartość charakterystyczna [kN/m <sup>2</sup> ]
Obciążenie S1	0,96
Obciążenie S2	0,96



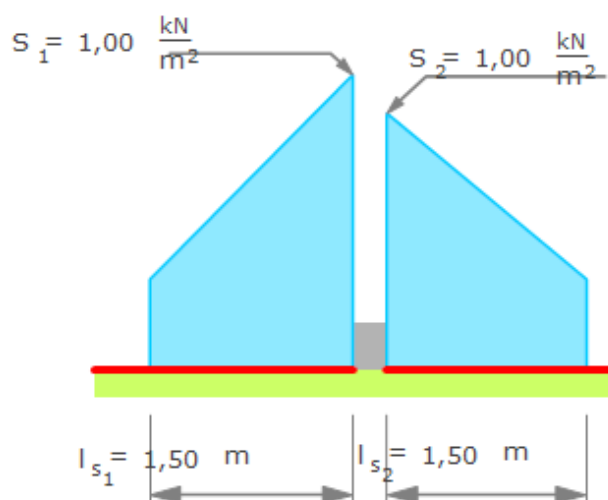
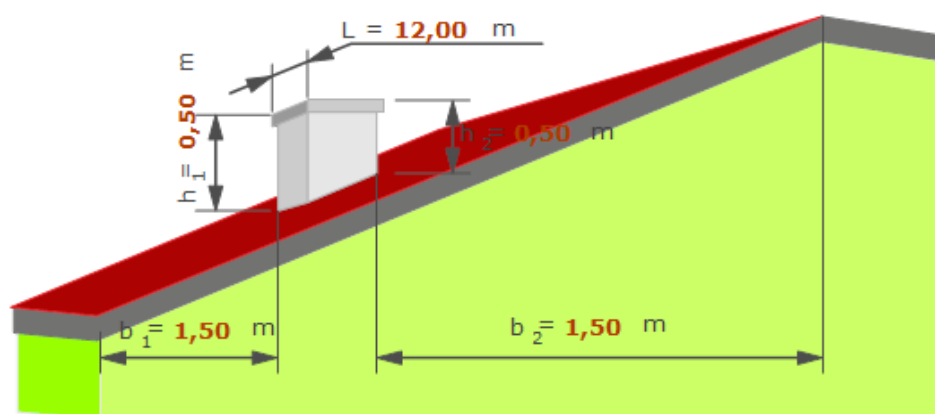
$$S_1 = 0,96 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$S_2 = 0,96 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$



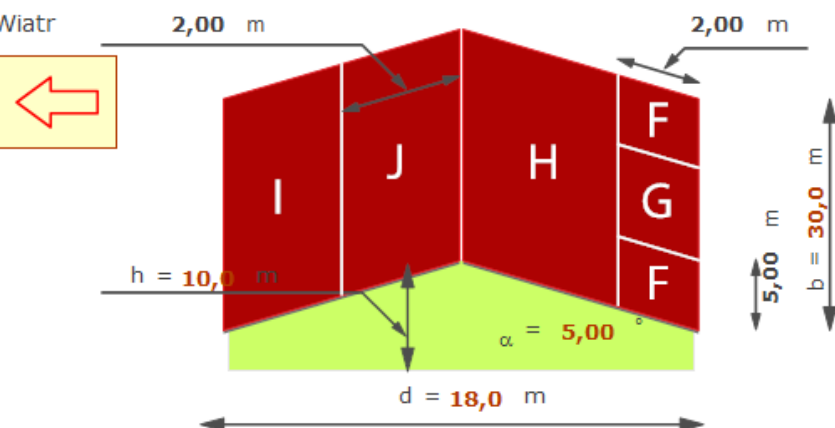
Obciążenie	Wartość charakterystyczna [kN/m <sup>2</sup> ]
Obciążenie S1	0,96
Obciążenie S2	0,96

### Przeszkody, dach nachylony



Uwaga dla przeszkody o wysokości do 50cm wpływ worków śnieżnych jest nieznaczny.

**Obciążenie wiatrem**  
według PN-EN 1991-1-4



Dane	Wartość	Jednostka
Rodzaj w dachu: Dwuspadowy	5	stopni
Wysokość nad poziomem morza:	250	m
Teren:	Kategoria III	

Oznaczenie pola	Wartość charakterystyczna [kN/m <sup>2</sup> ]
F	-0,77
G	-0,54
H	-0,27
I	-0,27
J	-0,28

**Uwaga** w polach F nie należy ustawiać paneli fotowoltaicznych ze względu na znaczne ssanie wiatrem. W polu G występuje ssanie wiatrem przekraczające przyjęte obciążenie panelami fotowoltaicznymi z balastem wynoszące  $0,3 \text{ kN/m}^2$ . W polu G należy zwiększyć balast dla paneli fotowoltaicznych

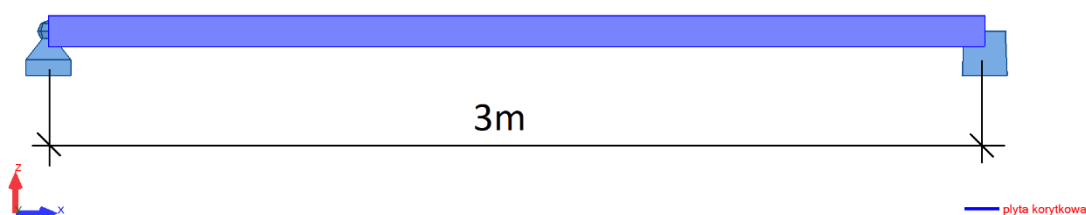
**Obciążenie od projektowanych paneli fotowoltaicznych**

Obciążenie	Wartość charakterystyczna [kN/m <sup>2</sup> ]
Panele fotowoltaiczne z balastem	0,3

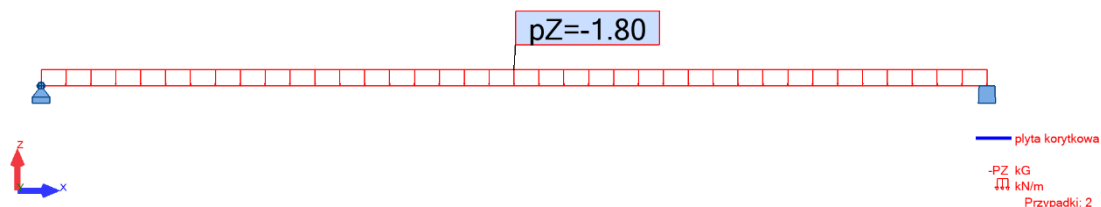
## SPRAWDZENIE NOŚNOŚCI PŁYT KORYTKOWYCH

### WYKRESY SIŁ WEWNĘTRZNYCH DLA DOPUSZCZALNEGO OBCIĄŻENIA CHARAKTERYSTYCZNEGO $1,8\text{kN/m}^2$

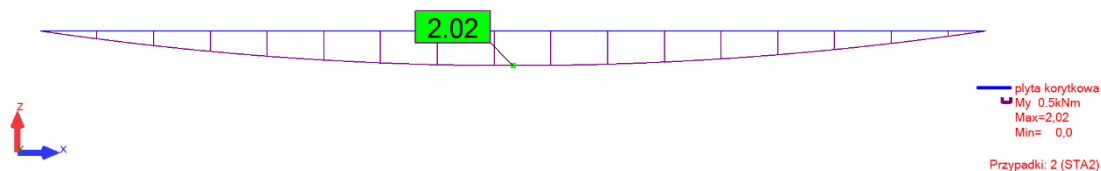
#### Przyjęty schemat



#### Przyjęte obciążenie warstwami



#### Wykres momentów zginających $M_y[\text{kNm}]$

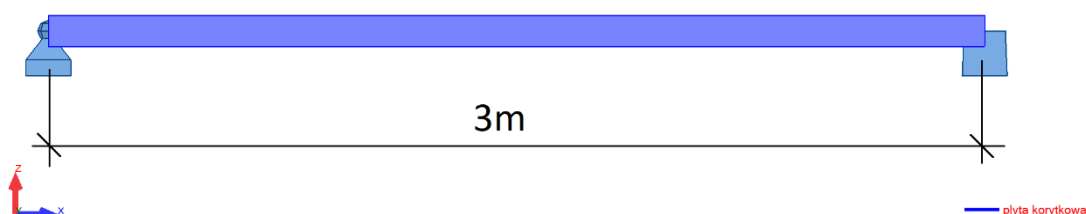


Maksymalny dopuszczalny moment zginający dla płyt korytkowych obciążonych  $1,8\text{kN/m}^2$

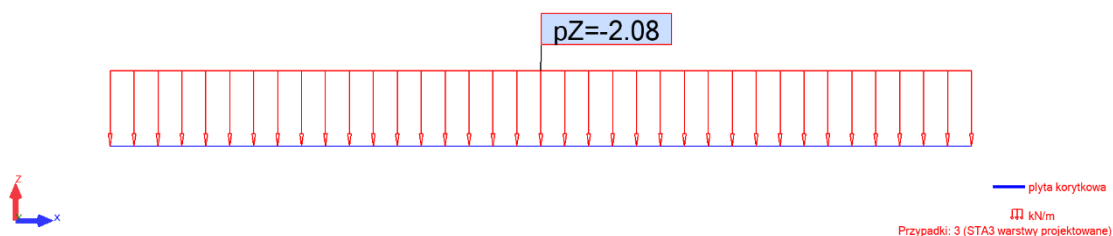
**$M_{\text{max}} = 2,00\text{kNm}$**

## WYKRESY SIŁ WEWNĘTRZNYCH DLA PROJEKTOWANEGO OBCIĄŻENIA

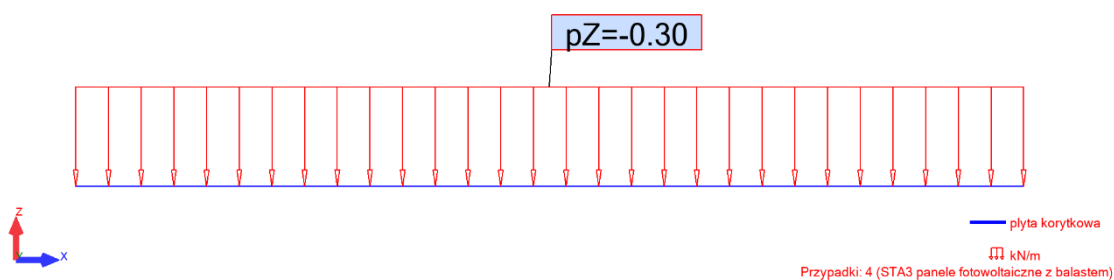
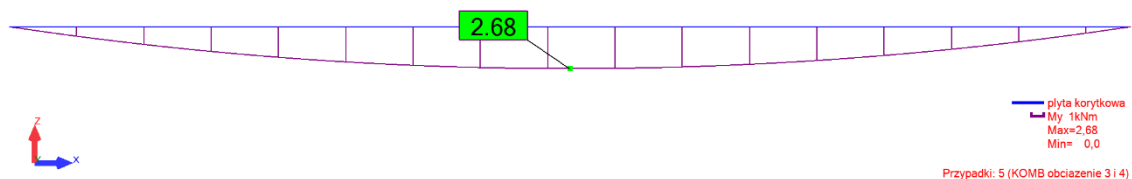
## Przyjęty schemat



## Przyjęte obciążenie warstwami ze śniegiem (bez ciężaru własnego korytek)



**Uwaga** istniejące obciążenie śniegiem i warstwami wykończeniowymi przekraczają maksymalną nośność płyt korytkowych – dach należy odśnieżać przy ekstremalnych opadach śniegu

Przyjęte obciążenie panelami fotowoltaicznymi z balastem – przyjęto jedynie płyty odsunięte o 2m od krawędzi dachu z balasem  $0,3\text{kN/m}^2$ Wykres momentów zginających  $M_y[\text{kNm}]$ 

Maksymalny dopuszczalny moment zginający

**Mmax= 2,0kNm**

Moment zginający dla obciążeń nowymi warstwami i panelami **M= 2,68kNm**

**Mmax= 2,00kNm < M= 2,68kNm – płyty korytkowe nad salami gimnastycznymi nie przeniosą dodatkowego obciążenia od paneli fotowoltaicznych**

## **STROP NAD SALĄ GIMNASTYCZNĄ BLACHOWNICE** **STALOWE**

### **ZESTAWIENIE OBCIĄŻEŃ**

Obciążenia stałe na płyty korytkowe zamknięte

Obciążenie	Wartość charakterystyczna [kN/m <sup>2</sup> ]
ciężar własny płyt korytkowych zamkniętych z zalanymi spoinami	1,00
gładź wyrównawcza - 5mm x 21kN/m <sup>3</sup>	0,11
wełna mineralna półtwarda 20cm	0,20
gładź wyrównawcza - 3cm x 21kN/m <sup>3</sup>	0,63
3 x papa	0,18
<b>SUMA</b>	<b>2,12</b>

Obciążenia śniegiem

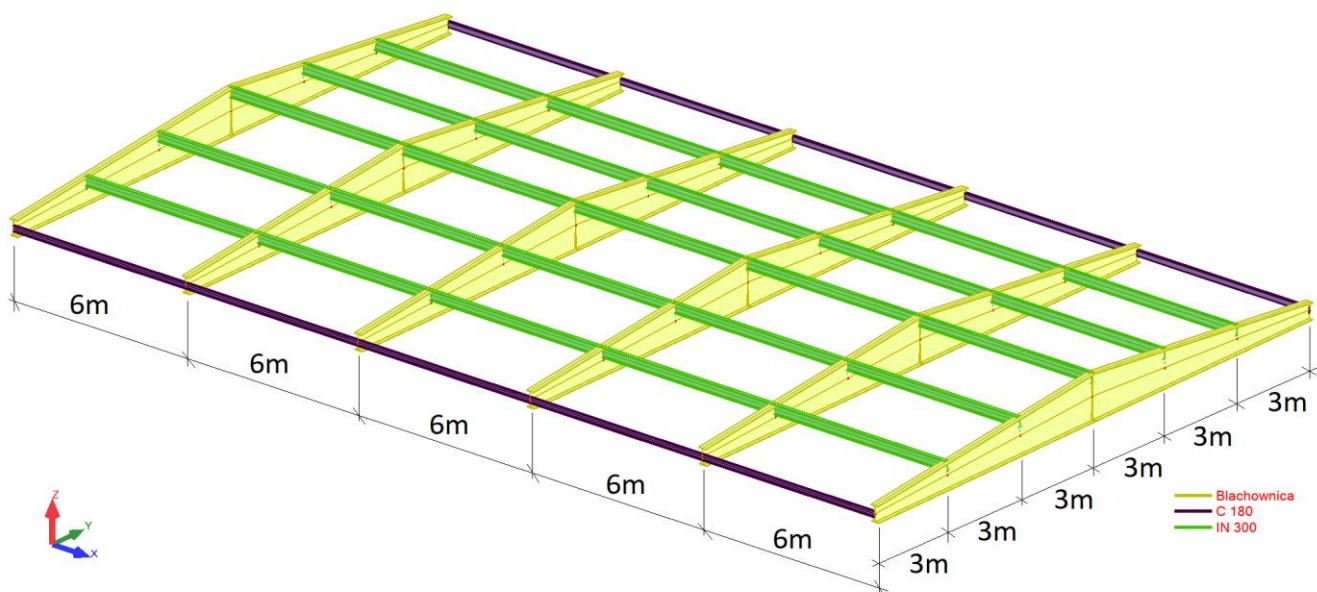
Obciążenie	Wartość charakterystyczna [kN/m <sup>2</sup> ]
Obciążenie S1	<b>0,96</b>
Obciążenie S2	<b>0,96</b>

Obciążenie od projektowanych paneli fotowoltaicznych

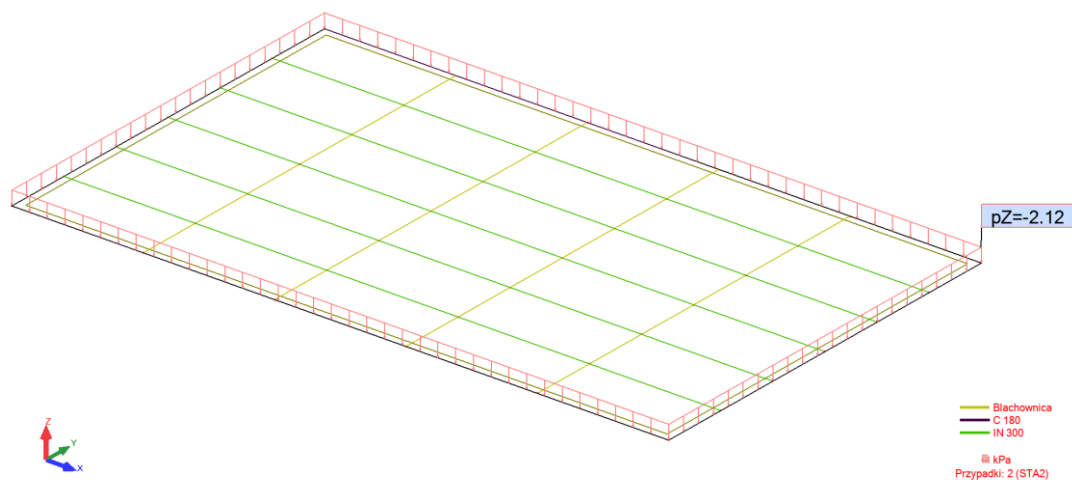
Obciążenie	Wartość charakterystyczna [kN/m <sup>2</sup> ]
Panele fotowoltaiczne z balastem	<b>0,3</b>
Panele fotowoltaiczne z balastem	<b>0,6</b>

**Przyjęty schemat**

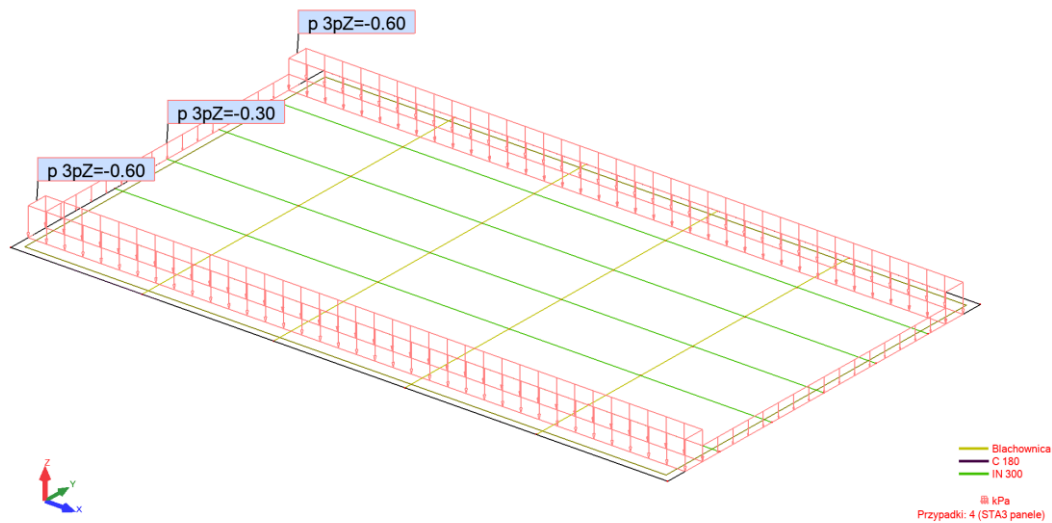




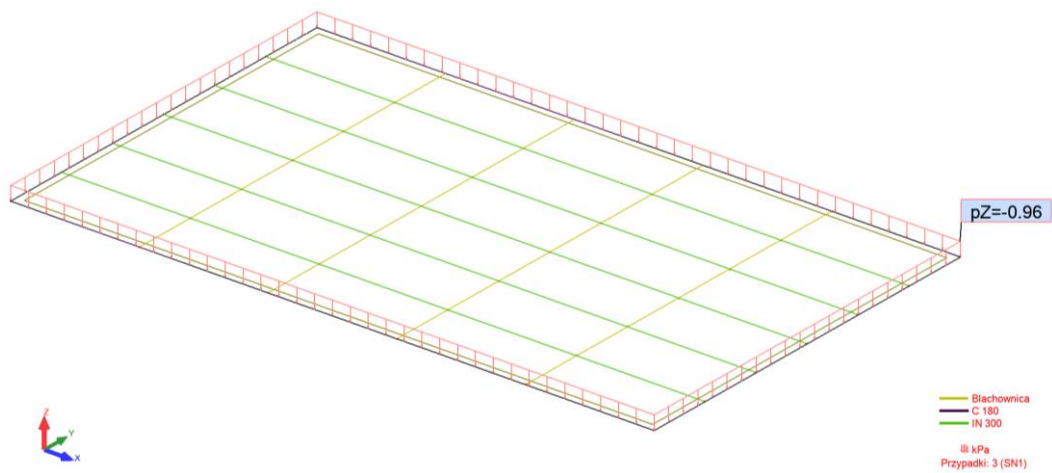
### Obciążenia warstwami



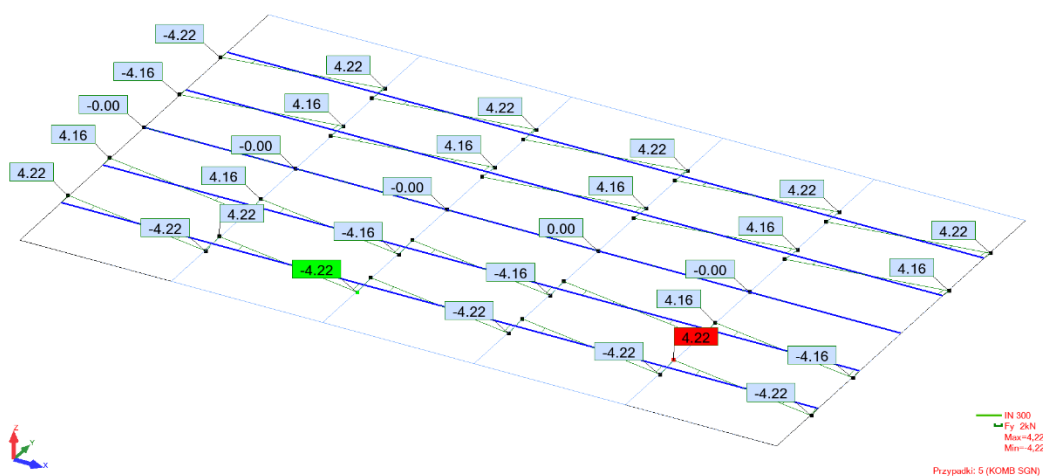
### Obciążenia panelami fotowoltaicznymi



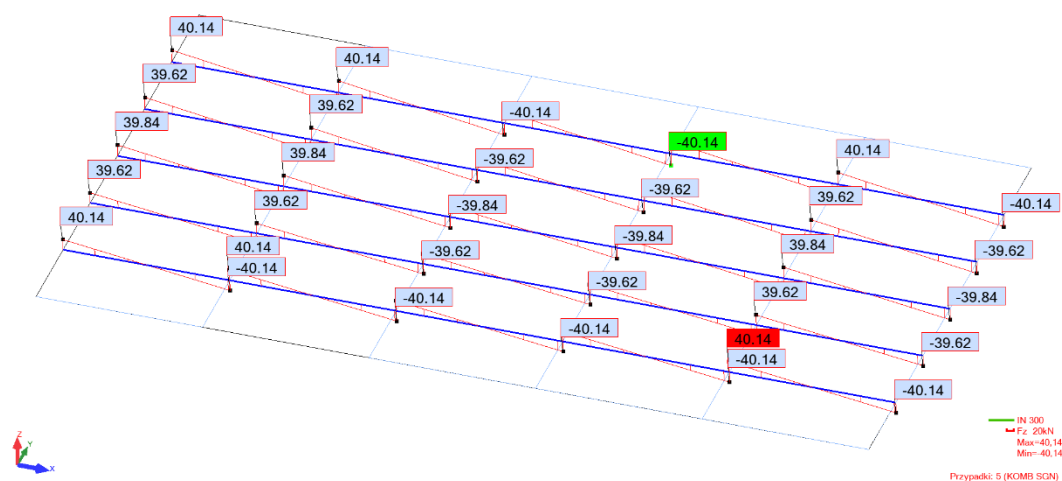
## Obciążenia śniegiem



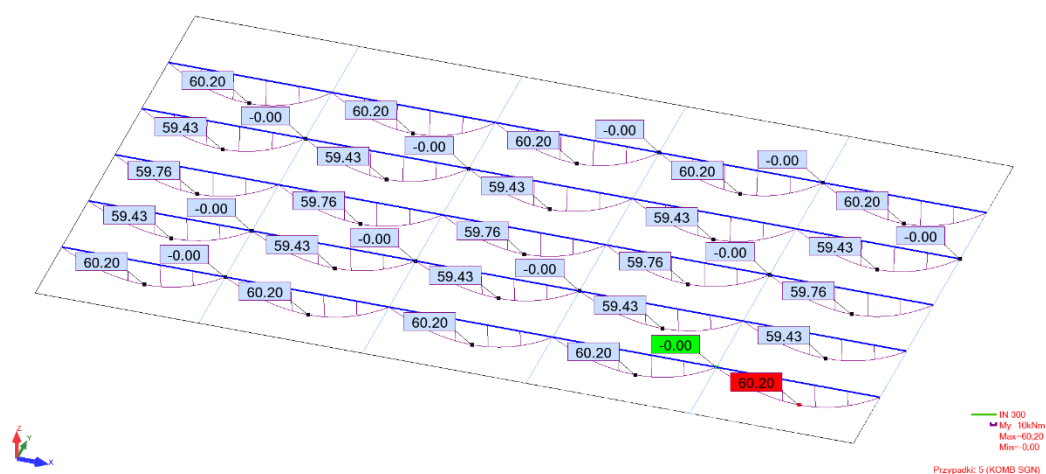
**płatwie wykres sił ścinających  $F_y$ [kN]**



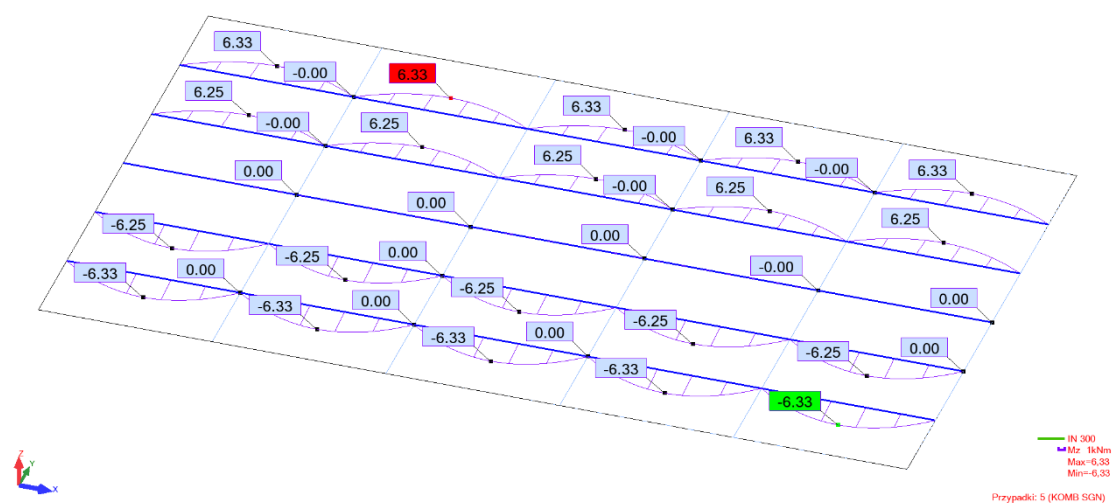
**płatwie wykres sił ścinających  $F_z$ [kN]**

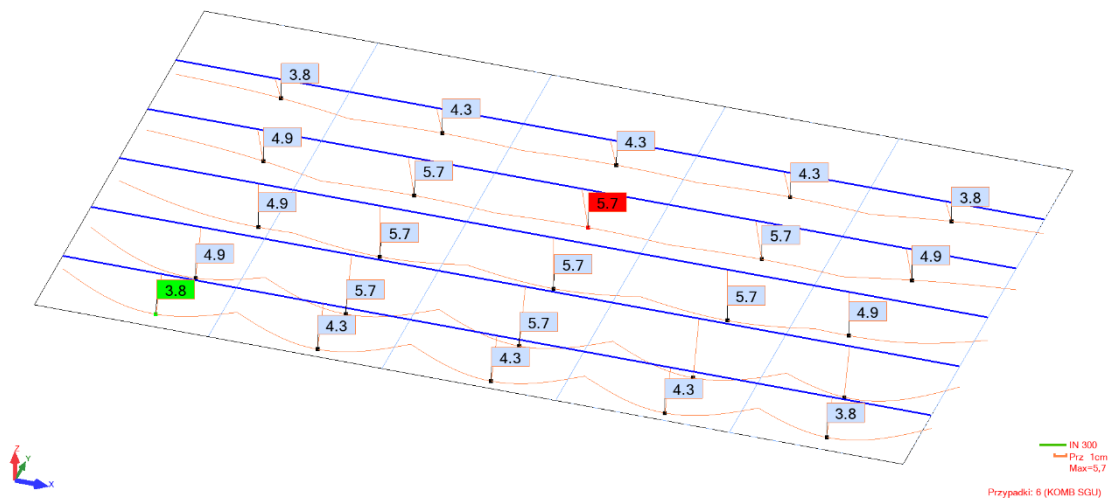
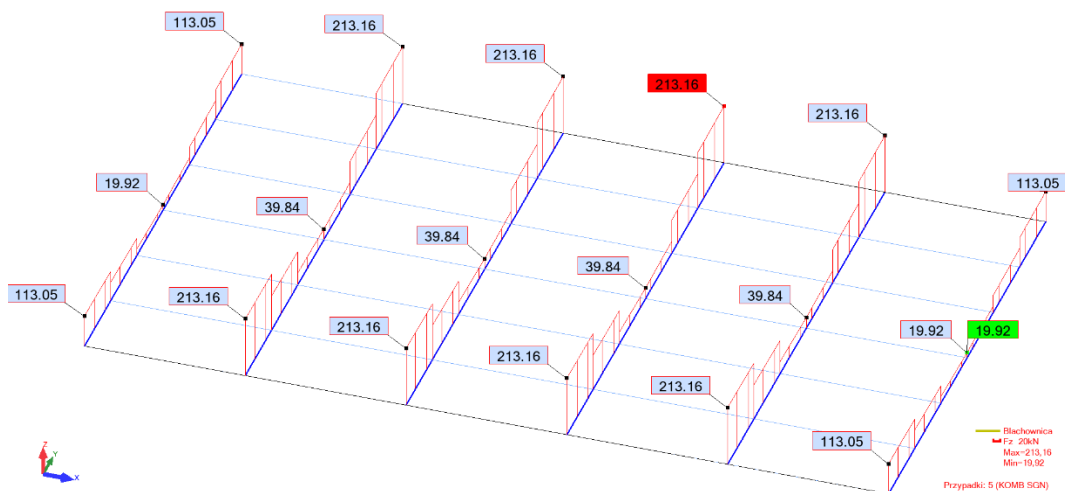
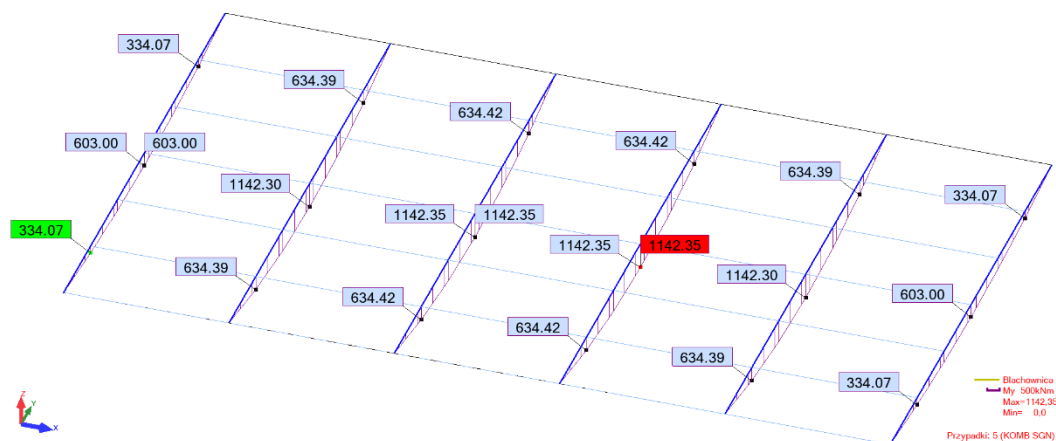


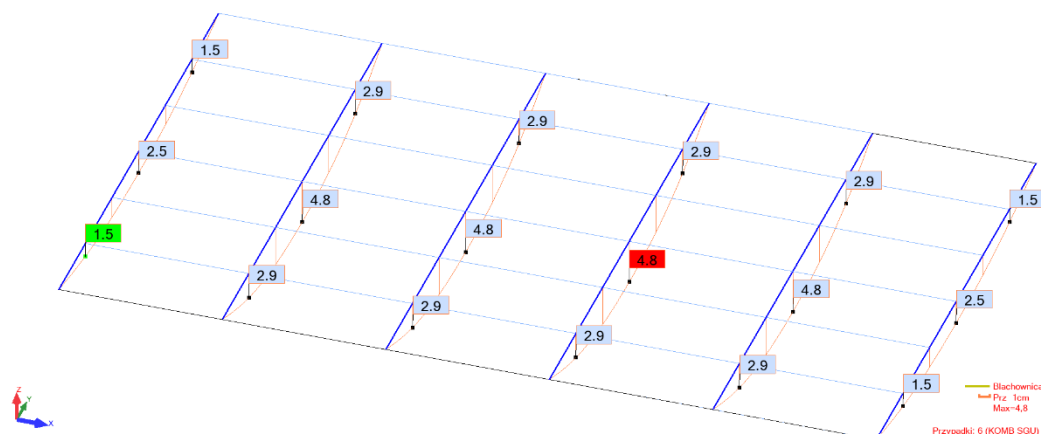
### płatwie wykres momentów zginających $M_y$ [kNm]



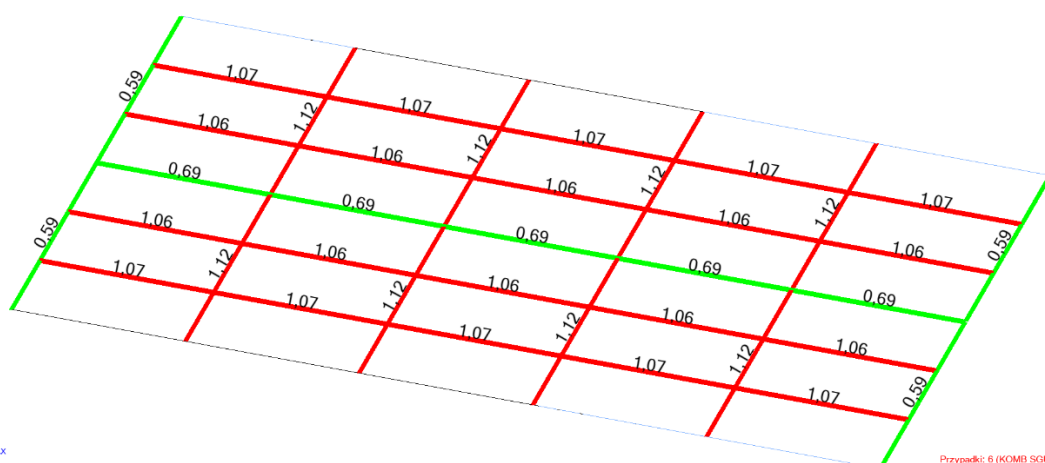
### płatwie wykres momentów zginających $M_z$ [kNm]



**płatwie ugięcia [cm]****BLACHOWNICE wykres sił ścinających Fz[kN]****BLACHOWNICE wykres momentów zginających My[kNm]****BLACHOWNICE ugięcia [cm]**



### Wyświetlenie prętów [cm]



## OBLICZENIA KONSTRUKCJI STALOWYCH BLACHOWNICA

**NORMA:** PN-EN 1993-1:2006/NA:2010/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.

**TYP ANALIZY:** Weryfikacja prętów

**GRUPA:**

**PRĘT:** 6 Blachownica\_6  
6.000000000 m

**PUNKT:** 5

**WSPÓŁRZĘDNA:**  $x = 0.67 L =$

**OBCIĄŻENIA:**

Decydujący przypadek obciążenia: 5 KOMB SGN  $(1+2+4)*1.15+3*1.50$

**MATERIAŁ:**

S 235 ( S 235 )  $f_y = 235.00 \text{ MPa}$



**PARAMETRY PRZEKROJU:** Blachownica

$h=110.0 \text{ cm}$

$gM0=1.00$

$gM1=1.00$

$b=25.0 \text{ cm}$

$A_y=70.00 \text{ cm}^2$

$A_z=107.20 \text{ cm}^2$

$A_x=177.20 \text{ cm}^2$

tw=1.0 cm

Iy=309066.17 cm<sup>4</sup>Iz=3654.77 cm<sup>4</sup>Ix=79.64 cm<sup>4</sup>

tf=1.4 cm

Wely=5619.38 cm<sup>3</sup>Welz=292.38 cm<sup>3</sup>**SIŁY WEWNĘTRZNE I NOŚNOŚCI:**

My,Ed = 1014.97 kN\*m

My,el,Rd = 1320.56 kN\*m

My,c,Rd = 1320.56 kN\*m

Vz,Ed = 124.63 kN

Vz,c,Rd = 1454.46 kN

Mb,Rd = 906.65 kN\*m

KLASA PRZEKROJU = 3

**PARAMETRY ZWICHRZENIOWE:**

z = -0.35

Mcr = 1928.86 kN\*m

Krzywa,LT - d

XLT = 0.67

Lcr,upp=2.997000000 m

Lam\_LT = 0.83

fi,LT = 0.92

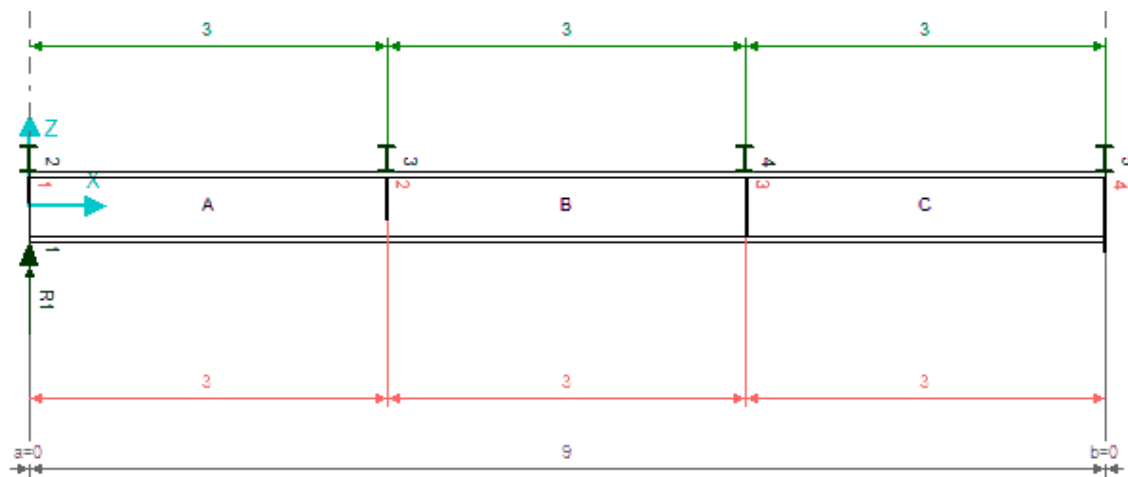
XLT,mod = 0.69

**PARAMETRY WYBOCZENIOWE:**

względem osi y:



względem osi z:

**FORMUŁY WERYFIKACYJNE:****Kontrola wytrzymałości przekroju:** $My,Ed/My,c,Rd = 0.77 < 1.00$  (6.2.5.(1)) $\sqrt{Sig_{x,Ed}^2 + 3 \cdot Tau_{z,Ed}^2} / (fy/gM0) = 0.75 < 1.00$  (6.2.1.(5)) $Vz,Ed/Vz,c,Rd = 0.09 < 1.00$  (6.2.6.(1))**Kontrola stateczności globalnej pręta:** $My,Ed/Mb,Rd = 1.12 > 1.00$  (6.3.2.1.(1))**Profil niepoprawny !!!****ANALIZA SZCZEGÓŁOWA BLACHOWNICA**  
wg normy Eurocode 3 (EN 1993-1-5:2005)

**PARAMETRY PRZEKROJU: Blachownica**

ht=110.0 cm

bf=25.0 cm

ea=1.0 cm

es=1.4 cm

Ay=70.00 cm<sup>2</sup>Iy=309066.17 cm<sup>4</sup>Wely=5619.38 cm<sup>3</sup>Az=107.20 cm<sup>2</sup>Iz=3654.77 cm<sup>4</sup>Welz=292.38 cm<sup>3</sup>Ax=177.20 cm<sup>2</sup>Ix=79.64 cm<sup>4</sup>**ŻEBRA POPRZECZNE**

pozycje żebrow: 0.00; 3.00; 6.00; 9.00

współrzędne rzeczywiste

Przesunięcie: a = 0.000000000 m; b = 0.000000000 m

Żebro 1 dwustronne ts = 0.8 cm hs = 47.0 cm

Żebro 2 dwustronne ts = 0.8 cm hs = 77.0 cm

Żebro 3 dwustronne ts = 0.8 cm hs = 107.2 cm

Żebro 4 dwustronne ts = 0.8 cm hs = 137.0 cm

**SIŁY SKUPIONE**

Pozycje sił:

współrzędne rzeczywiste

**NOŚNOŚĆ NA WYBOCZENIE LOKALNE PRZY ŚCINANIU (EC3 paragraf 5)**

Oznaczenia:

Lam\_w - smukłość względna środnika [5.2.(5)]

kT - współczynnik warunków wybooczenia lokalnego przy ścinaniu [A.3.(1)]

Xw - współczynnik wpływu na nośność przy ścinaniu (środnik) [5.3.(1)]

Xf - współczynnik wpływu na nośność przy ścinaniu (półka) [5.4.(1)]

Xv - współczynnik niestateczności przy ścinaniu [5.2.(1)]

Mf,Rd - nośność obliczeniowa półek przekroju [5.4.(1)]

VEd - maksymalna siła ścinająca w panelu [5.2.(1)]

Vb,Rd - nośność obliczeniowa na wybooczenie lokalne przy ścinaniu [5.2.(1)]

**Panel A**

Współrzędne panela A

x = (0.00 ; 0.33)

**Punkt** x = 0.000000009 m

kT = 5.85

Lam\_w = 1.18

Xw = 0.73

Xf = 0.01

Xv = 0.74

Mf,Rd = 893.28 kN\*m

VEd = 213.16 kN

Vb,Rd = 1072.04 kN

Decydujący przypadek obciążeniowy: 5 KOMB SGN (1+2+4)\*1.15+3\*1.50

Warunek sprawdzający: VEd = 213.16 kN &lt; Vb,Rd = 1072.04 kN

**OK!****Panel B**

Współrzędne panela B

x = (0.33 ; 0.67)

**Punkt** x = 3.000000009 m

kT = 5.85

Lam\_w = 1.18

Xw = 0.73

Xf = 0.01

Xv = 0.73

Mf,Rd = 893.28 kN\*m

VEd = 128.94 kN

Vb,Rd = 1064.50 kN

Decydujący przypadek obciążeniowy: 5 KOMB SGN (1+2+4)\*1.15+3\*1.50

Warunek sprawdzający: VEd = 128.94 kN &lt; Vb,Rd = 1064.50 kN

**OK!****Panel C**

Współrzędne panela C

x = (0.67 ; 1.00)

**Punkt** x = 6.000000009 m

kT = 5.85

Lam\_w = 1.18

Xw = 0.73

Xf = 0.00

Xv = 0.73

Mf,Rd = 893.28 kN\*m

VEd = 44.95 kN

Vb,Rd = 1057.09 kN

Decydujący przypadek obciążeniowy: 5 KOMB SGN (1+2+4)\*1.15+3\*1.50

Warunek sprawdzający: VEd = 44.95 kN &lt; Vb,Rd = 1057.09 kN

**OK!****STATECZNOŚĆ ŚRODNIAKA PRZY ŚCISKANIU (EC3 paragraf 5.7)***Kontrola belki nie została przeprowadzona ponieważ nie rozpoznano żadnej siły skupionej obciążającej nie użebrowany środnik.***INTERAKCJA ŚCINANIE/ZGINANIE/ŚCISKANIE (EC3 paragraf 7.1)**

Oznaczenia:



$M_{y,Ed}$	- obliczeniowy moment zginający	
$M_{z,Ed}$	- obliczeniowy moment zginający	
$N_{Ed}$	- obliczeniowa siła osiowa	
$V_{Ed}$	- obliczeniowa siła ścinająca	
$M_{f,Rd}$	- nośność plastyczna przy zginaniu przekroju złożonego z pasów	[7.1.(1)]
$M_{y,pl,Rd}$	- nośność plastyczna belki przy zginaniu	[7.1.(1)]
$V_{b,Rd}$	- nośność obliczeniowa przy ścinaniu	[5.2.(1)]

**Panel A** Współrzędne panela A  $x = (0.00 ; 0.33)$

**Punkt**  $x = 0.000000009$  m

Zgodnie z [7.1.(1)] sprawdzenie interakcji NTM nie jest konieczne ( $V_{Ed}/V_{b,Rd} < 0.5$ );

**Panel B** Współrzędne panela B  $x = (0.33 ; 0.67)$

**Punkt**  $x = 3.000000009$  m

Zgodnie z [7.1.(1)] sprawdzenie interakcji NTM nie jest konieczne ( $V_{Ed}/V_{b,Rd} < 0.5$ );

**Panel C** Współrzędne panela C  $x = (0.67 ; 1.00)$

**Punkt**  $x = 6.000000009$  m

Zgodnie z [7.1.(1)] sprawdzenie interakcji NTM nie jest konieczne ( $V_{Ed}/V_{b,Rd} < 0.5$ );

## STATECZNOŚĆ ŻEBER POPRZECZNYCH (EC3 paragraf 9)

Oznaczenia:

$b_w$	- szerokość współpracująca środnika	[9.1.(2)]
$A_{st}$	- pole powierzchni żebra	[9.1.(2)]
$I_{st}$	- moment bezwładności żebra	[9.1.(2)]
$\sigma_{cr,c}$	- naprężenie krytyczne Eulera (model słupowy)	[9.1.(5)]
$\sigma_{cr,p}$	- naprężenie krytyczne Eulera (model płytowy)	[9.1.(5)]
$u$	- współczynnik do obliczeń $I_{st,min}$	[9.1.(5)]
$\sigma_{gm}$	- naprężenie od oddziaływań bocznych	[9.1.(5)]
$I_{st,min}$	- minimalna sztywność z uwagi na oddziaływanie paneli	[9.1.(5)]
$I_p$	- biegunowy moment bezwładności żebra	[9.1.(7)]
$I_t$	- moment bezwładności żebra na skręcanie	[9.1.(7)]
$N_{st,Ed}$	- siła ściskająca żebro	[9.3.3.(3)]
$M_{st,Ed}$	- dodatkowy moment od oddziaływań bocznych paneli	[9.1.(6)]
$\lambda_{m,st}$	- smukłość względna żebra przy wyboczeniu	[9.4.(2)]
$X_{st}$	- współczynnik wyboczeniowy dla żebra	[9.4.(2)]
$N_{st,b,Rd}$	- nośność wyboczeniowa żebra	[9.1.(3)]
$e_N$	- mimośród siły ściskającej żebro jednostronne	[9.4.(3)]
$M_{st,Rd}$	- nośność żebra na zginanie w płaszczyźnie prostopadłej do środnika	[9.4.(3)]

**Żebro 1** Punkt  $x = 0.000000000$  m

Decydujący przypadek obciążeniowy: 5 KOMB SGN  $(1+2+4)*1.15+3*1.50$

Oddziaływania boczne paneli (EC3 paragraf 9.2.1.(5))

$b_w = 15.4$ cm	$A_{st} = 34.60$ cm <sup>2</sup>	$I_{st} = 1042.88$ cm <sup>4</sup>	$\sigma_{cr,c} = 2.11$ MPa
$\sigma_{cr,p} = 66.06$ MPa	$u = 3.43$	$\sigma_{gm} = 0.01$ MPa	$I_{st,lim} = 0.17$ cm <sup>4</sup>

Podatność na skręcanie (EC3 paragraf 9.2.1.(7))

$I_T = 2.05$  cm<sup>4</sup>  $I_p = 461.31$  cm<sup>4</sup>

Warunek sprawdzający: (9.3)

$((I_T/I_p)/(5.3*f_y/E) = 0.75 < 1.0$

**NIEPOPRAWNY**

Minimalna sztywność (EC3 paragraf 9.3.3.(3))

Warunek sprawdzający: (9.6)

$I_{st} = 1042.88 > 0.75*hw*tw^3 = 80.40$

**OK!**

Nośność na wyboczenie (EC3 paragraf 9.4.2)

$N_{st,Ed} = 251.62$  kN  $M_{st,Ed} = 0.00$  kN\*m  $\lambda_{m,st} = 0.00$

$X_{st} = 1.00$

$N_{st,b,Rd} = 813.10$  kN  $M_{st,Rd} = 19.61$  kN\*m  $e_N = 0.0$  cm

Warunek sprawdzający: (EN 1993-1-1 & 6.3.3)

$N_{st,Ed}/N_{st,Rd} + M_{st,Ed}/M_{st,Rd} = 0.31 < 1.0$

**OK!**



**Żebro 2****Punkt x = 3.000000000 m**

Decydujący przypadek obciążeniowy:

5 KOMB SGN (1+2+4)\*1.15+3\*1.50

**Oddziaływania boczne paneli (EC3 paragraf 9.2.1.(5))**

bw = 30.8 cm

Ast = 50.00 cm<sup>2</sup>Ist = 1044.17 cm<sup>4</sup>

Sig,cr,c = 0.53 MPa

Sig,cr,p = 395.06 MPa

u = 3.43

Sig,m = 0.00 MPa

Ist,lim = 0.01 cm<sup>4</sup>**Podatność na skręcanie (EC3 paragraf 9.2.1.(7))**IT = 2.05 cm<sup>4</sup>Ip = 461.31 cm<sup>4</sup>

Warunek sprawdzający: (9.3)

 $((IT/I_p)/(5.3*f_y/E)) = 0.75 < 1.0$ **NIEPOPRAWNY****Minimalna sztywność (EC3 paragraf 9.3.3.(3))**

Warunek sprawdzający: (9.6)

Ist = 1044.17 > 0.75\*hw\*tw<sup>3</sup> = 80.40**OK!****Nośność na wyboczenie (EC3 paragraf 9.4.2)**

Nst,Ed = 80.72 kN

Mst,Ed = 0.00 kN\*m

Lam,st = 0.00

Xst = 1.00

Nst,b,Rd = 1175.00 kN

Mst,Rd = 19.63 kN\*m

eN = 0.0 cm

Warunek sprawdzający: (EN 1993-1-1 &amp; 6.3.3)

Nst,Ed/Nst,Rd + Mst,Ed/Mst,Rd = 0.07 &lt; 1.0

**OK!****Żebro 3****Punkt x = 6.000000000 m**

Decydujący przypadek obciążeniowy:

5 KOMB SGN (1+2+4)\*1.15+3\*1.50

**Oddziaływania boczne paneli (EC3 paragraf 9.2.1.(5))**

bw = 30.8 cm

Ast = 50.00 cm<sup>2</sup>Ist = 1044.17 cm<sup>4</sup>

Sig,cr,c = 0.53 MPa

Sig,cr,p = 395.06 MPa

u = 3.43

Sig,m = 0.00 MPa

Ist,lim = 0.01 cm<sup>4</sup>**Podatność na skręcanie (EC3 paragraf 9.2.1.(7))**IT = 2.05 cm<sup>4</sup>Ip = 461.31 cm<sup>4</sup>

Warunek sprawdzający: (9.3)

 $((IT/I_p)/(5.3*f_y/E)) = 0.75 < 1.0$ **NIEPOPRAWNY****Minimalna sztywność (EC3 paragraf 9.3.3.(3))**

Warunek sprawdzający: (9.6)

Ist = 1044.17 > 0.75\*hw\*tw<sup>3</sup> = 80.40**OK!****Nośność na wyboczenie (EC3 paragraf 9.4.2)**

Nst,Ed = 79.68 kN

Mst,Ed = 0.00 kN\*m

Lam,st = 0.25

Xst = 0.97

Nst,b,Rd = 1145.23 kN

Mst,Rd = 19.63 kN\*m

eN = 0.0 cm

Warunek sprawdzający: (EN 1993-1-1 &amp; 6.3.3)

Nst,Ed/Nst,Rd + Mst,Ed/Mst,Rd = 0.07 &lt; 1.0

**OK!****Żebro 4****Punkt x = 9.000000000 m**

Decydujący przypadek obciążeniowy:

5 KOMB SGN (1+2+4)\*1.15+3\*1.50

**Oddziaływania boczne paneli (EC3 paragraf 9.2.1.(5))**

bw = 15.4 cm

Ast = 34.60 cm<sup>2</sup>Ist = 1042.88 cm<sup>4</sup>

Sig,cr,c = 2.11 MPa

Sig,cr,p = 395.06 MPa

u = 3.43

Sig,m = 0.00 MPa

Ist,lim = 0.03 cm<sup>4</sup>**Podatność na skręcanie (EC3 paragraf 9.2.1.(7))**IT = 2.05 cm<sup>4</sup>Ip = 461.31 cm<sup>4</sup>

Warunek sprawdzający: (9.3)

 $((IT/I_p)/(5.3*f_y/E)) = 0.75 < 1.0$ **NIEPOPRAWNY****Minimalna sztywność (EC3 paragraf 9.3.3.(3))**

Warunek sprawdzający: (9.6)

Ist = 1042.88 > 0.75\*hw\*tw<sup>3</sup> = 80.40**OK!****Nośność na wyboczenie (EC3 paragraf 9.4.2)**

Nst,Ed = 39.84 kN

Mst,Ed = 0.00 kN\*m

Lam,st = 0.27

Xst = 0.97

Nst,b,Rd = 785.92 kN

Mst,Rd = 19.61 kN\*m

eN = 0.0 cm

Warunek sprawdzający: (EN 1993-1-1 &amp; 6.3.3)

Nst,Ed/Nst,Rd + Mst,Ed/Mst,Rd = 0.05 &lt; 1.0

**OK!****STATECZNOŚĆ ŚCISKANEJ PÓŁKI (EC3 paragraf 8.1)****Oznaczenia:**

k - współczynnik zależny od klasy przekroju

[8.(1)]

Aw - pole powierzchni żebra

[8.(1)]

$A_{fc}$  - pole powierzchni ściskanej półki

[8.(1)]

 $k = 0.30$  $A_w = 107.20 \text{ cm}^2$  $A_{fc} = 35.00 \text{ cm}^2$ 

Warunek sprawdzający: (8.1)

 $D/t_w = 107.20 < k(E/f_y) \cdot [A_w/A_{fc}]^{0.5} = 469.18$ 

OK!

Analizowana belka nie spełnia warunków stawianych przez normę Eurocode 3

## OBLICZENIA KONSTRUKCJI STALOWYCH PŁATWIE IN300

NORMA: PN-EN 1993-1:2006/NA:2010/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.

TYP ANALIZY: Weryfikacja prętów

## OBCIĄŻENIA:

Decydujący przypadek obciążenia: 5 KOMB SGN (1+2+4)\*1.15+3\*1.50

## MATERIAŁ:

S 235 ( S 235 )  $f_y = 235.00 \text{ MPa}$ 

## PARAMETRY PRZEKROJU: IN 300

 $h = 30.0 \text{ cm}$  $gM_0 = 1.00$  $gM_1 = 1.00$  $b = 12.5 \text{ cm}$  $A_y = 42.43 \text{ cm}^2$  $A_z = 33.75 \text{ cm}^2$  $A_x = 69.00 \text{ cm}^2$  $t_w = 1.1 \text{ cm}$  $I_y = 9800.00 \text{ cm}^4$  $I_z = 451.00 \text{ cm}^4$  $I_x = 61.00 \text{ cm}^4$  $t_f = 1.6 \text{ cm}$  $W_{el,y} = 653.33 \text{ cm}^3$  $W_{el,z} = 72.16 \text{ cm}^3$ 

## SIŁY WEWNĘTRZNE I NOŚNOŚCI:

 $M_{y,Ed} = 60.20 \text{ kN}\cdot\text{m}$  $M_{z,Ed} = -6.33 \text{ kN}\cdot\text{m}$  $M_{y,el,Rd} = 153.53 \text{ kN}\cdot\text{m}$  $M_{z,el,Rd} = 16.96 \text{ kN}\cdot\text{m}$  $M_{y,c,Rd} = 153.53 \text{ kN}\cdot\text{m}$  $M_{z,c,Rd} = 16.96 \text{ kN}\cdot\text{m}$  $M_{b,Rd} = 86.34 \text{ kN}\cdot\text{m}$  $T_{t,Ed} = -0.04 \text{ kN}\cdot\text{m}$ 

KLASA PRZEKROJU = 3



## PARAMETRY ZWICHRZENIOWE:

 $z = 1.00$  $M_{cr} = 115.93 \text{ kN}\cdot\text{m}$  $Kr_{zywa,LT} - c$  $X_{LT} = 0.55$  $L_{cr,upp} = 6.000000000 \text{ m}$  $\lambda_{m,LT} = 1.15$  $f_{i,LT} = 1.18$  $X_{LT,mod} = 0.56$ 

## PARAMETRY WYBOCZENIOWE:



względem osi y:



względem osi z:

## FORMUŁY WERYFIKACYJNE:

## Kontrola wytrzymałości przekroju:

 $M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} = 0.39 < 1.00 \quad (6.2.5.(1))$  $M_{z,Ed}/M_{z,c,Rd} = 0.37 < 1.00 \quad (6.2.5.(1))$  $M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} + M_{z,Ed}/M_{z,c,Rd} = 0.77 < 1.00 \quad (6.2.1.(7))$  $\sqrt{\text{Sig}_{x,Ed}^2 + 3 \cdot (\text{Tau}_{ty,Ed})^2} / (f_y/gM_0) = 0.77 < 1.00 \quad (6.2.1.(5))$  $\text{Tau}_{ty,Ed} / (f_y/(\sqrt{3} \cdot gM_0)) = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.6)$  $\text{Tau}_{tz,Ed} / (f_y/(\sqrt{3} \cdot gM_0)) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$ 

## Kontrola stateczności globalnej pręta:

 $M_{y,Ed}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/gM_1) + M_{z,Ed}/(M_{z,Rk}/gM_1) = 1.07 > 1.00 \quad (6.3.3.(4))$

*Profil niepoprawny !!!*

## **Stalowe blachownice oraz płatwie nad salami gimnastycznymi nie przeniosą dodatkowego obciążenia od paneli fotowoltaicznych**

### 8. WNIOSKI

Na podstawie wizji lokalnych, oględzin ogólnych i szczegółowych, badań makroskopowych i badań zachowanej dokumentacji archiwalnej oraz nawiązując do celu i zakresu niniejszej ekspertyzy stwierdzam:

- 8.1. Konstrukcja stropodachu właściwej szkoły (segmenty „A”, „A1”, „B”, „B1”, „C”, „C1”) może być dociążona panelami fotowoltaicznymi. Na rysunkach podano schemat obciążeń od instalacji fotowoltaicznej.
- 8.2. Zastosowane w konstrukcji stropodachów prefabrykowane rygle żelbetowe mają odpowiednio duży zapas nośności.
- 8.3. Elementami determinującymi nośność dachu są zastosowane płyty korytkowe, które mogą przenieść obciążenia zewnętrzne (poza ciężarem własnym)  $p_{ch}=1,80 \text{ kN/m}^2$ .
- 8.4. W obliczeniach sprawdzających przyjęto obciążenie charakterystyczne równomiernie rozłożone od paneli fotowoltaicznych w pasie przyokapowym o szerokości 1,0m  $p_{ch}=0,60 \text{ kN/m}^2$ . Na pozostałym obszarze dachu przyjęto obciążenie rozłożone charakterystyczne od paneli fotowoltaicznych  $p_{ch}=0,30 \text{ kN/m}^2$ . Obciążenie na takim poziomie (panele fotowoltaiczne + balast) są wystarczające dla ochrony instalacji przed odrywaniem pod wpływem działania wiatru.
- 8.5. Na dachach przy krawędziach zewnętrznych ze względów technologicznych założono pas o szerokości 1,0m wolny od paneli fotowoltaicznych.
- 8.6. Dachy zabudowań mogą wymagać odśnieżania w razie dużych opadów śniegu. Instrukcję odśnieżania podano w pkt. 10.
- 8.7. Na płaskich stropdachach (pograżanych) konstrukcja paneli fotowoltaicznych powinna być balastowana (nie powinno się dziurawić poszycia dachowego).
- 8.8. Na stromym daszku świetlika, w środkowej części segmentu „B” panele fotowoltaiczne należy montować bezpośrednio do blachy fałdowej pokrycia.
- 8.9. Konstrukcja dachowa sal gimnastycznych nie powinna być dodatkowo obciążana

panelami fotowoltaicznymi.

- 8.10. Przegrody dachowe budynku szkoły i sali gimnastycznej nie spełniają wymagań dla warunków technicznych WT 2017  $U_{c(max)} > 0,18 [W/m^2 \cdot K]$ .

## 9. ZALECENIA

- 9.1. Zaleca się montowanie paneli fotowoltaicznych zgodnie z zaleceniami podanymi na załączonym rysunku.
- 9.2. Wykonawca instalacji fotowoltaicznej powinien zastosować się do zaleceń autora niniejszego opracowania, ze szczególnym uwzględnieniem dopuszczalnych obciążeń.
- 9.3. Montaż winien być prowadzony przez osoby posiadające doświadczenie przy realizacji tego typu montażu.
- 9.4. Panele fotowoltaiczne powinny być montowane za pomocą produktów systemowych renomowanych producentów.

## 10. INSTRUKCJA ODŚNIEŻANIA DACHU

### INSTRUKCJA ODŚNIEŻANIA DACHU – SZKOŁY PODSTAWOWEJ NR 158

Dachy przedmiotowego budynku w warunkach ekstremalnych opadów śniegu mogą wymagać odśnieżania.

Wg PN-EN 1991-1-3: 2005 EUROKOD 1 - W projekcie konstrukcyjnym przyjęto obciążenie od śniegu: = **0,96 kN/m<sup>2</sup>** (obciążenie charakterystyczne)

Orientacyjny ciężar objętościowy śniegu w zależności od jego rodzaju wynosi:

Śnieg świeży	1,0 kN/m <sup>3</sup>
Śnieg osiadły (kilka godzin lub dni po opadach)	2,0 kN/m <sup>3</sup>
Śnieg stary (kilka tygodni lub miesięcy po opadach)	2,5 – 3,5 kN/m <sup>3</sup>

Śnieg mokry	4,0 kN/m <sup>3</sup>
Śnieg zlodowaciały	6,0 – 7,0 kN/m <sup>3</sup>
Lód (z zamarzniętej wody)	9,0 kN/m <sup>3</sup>

**DOPUSZCZALNA GRUBOŚĆ WARSTWY ŚNIEGU (BEZ POTRZEBY USUWANIA):****SEGMENTY „A”, „A1”, „B”, „B1”, „C”, „C1”, ORAZ ŁĄCZNIKI I ZAPLECZA****SAL GIMNASTYCZNYCH (96 kg/m<sup>2</sup>)**

Śnieg świeży	- 96 cm
Śnieg osiadły (kilka godzin lub dni po opadach)	- 48 cm
Śnieg stary (kilka tygodni lub miesięcy po opadach)	- 28 cm
Śnieg mokry	- 24 cm
Śnieg zlodowaciały	- 15 cm
Lód (z zamarzniętej wody)	- 11 cm

**SALE GIMNASTYCZNE „D” i „E”**

Śnieg świeży	- 67 cm
Śnieg osiadły (kilka godzin lub dni po opadach)	- 34 cm
Śnieg stary (kilka tygodni lub miesięcy po opadach)	- 20 cm
Śnieg mokry	- 17 cm
Śnieg zlodowaciały	- 10,5 cm
Lód (z zamarzniętej wody)	- 8 cm

**Uwaga:**

1. W czasie długotrwałych opadów śniegu dachy powinny być monitorowane.

2. W razie wystąpienia różnych rodzajów śniegu należy przyjąć rzeczywiste grubości poszczególnych warstw. W wypadku wątpliwości można zebrać i zważyć śnieg ze znanej powierzchni i odnieść jego ciężar do  $1 \text{ m}^2$ . W handlu dostępne są specjalne cylindry do pobierania próbek śniegu o znormalizowanej powierzchni przekroju.

3. Śnieg, którego pokrywa jest grubsza niż podana powyżej winien być usuwany z dachów.

4. Prace związane z usuwaniem śniegu z dachu powinni wykonywać wyspecjalizowani pracownicy posiadający aktualne badania lekarskie, zezwalające na pracę na wysokości. Pracownicy muszą być wyposażeni w sprzęt zabezpieczający, a teren wokół budynku zabezpieczony. Szczególnie zabezpieczone powinny być strefy zrzutu, które nie mogą być wyznaczone w pobliżu wejść do budynku, wjazdu do garaży podziemnych, daszków oraz innych urządzeń, które mogłyby ulec uszkodzeniu. Dodatkowo teren zrzutu powinni zabezpieczać przeszkoleni pracownicy, aby zapobiec wtargnięciu przypadkowych osób w strefę zrzutu. Prace należy przeprowadzać z zachowaniem przepisów BHP.

5. Usuwanie śniegu i lodu powinno odbywać się przy użyciu odpowiedniego sprzętu i w taki sposób aby nie niszczyć pokrycia dachowego. Łopaty winny posiadać nakładki gumowe. Na dachach ostatnia warstwa śniegu o grubości 5cm winna być pozostawiona dla zabezpieczenia pokrycia.

6. Średnia grubość hałdowanego śniegu powinna mieścić się w granicach podanych wyżej.

Opracował

mgr inż. Czesław Hodurek

## **II. CZĘŚĆ FOTOGRAFICZNA**





Fot.1. Widok ogólny na budynek szkoły.



Fot.2. Widok na świetlik w środkowej części segmentu „B”.





Fot.3. Widok na dach segmentu „B”.



Fot.4. Sala gimnastyczna – część starsza. Widoczne blachownice.





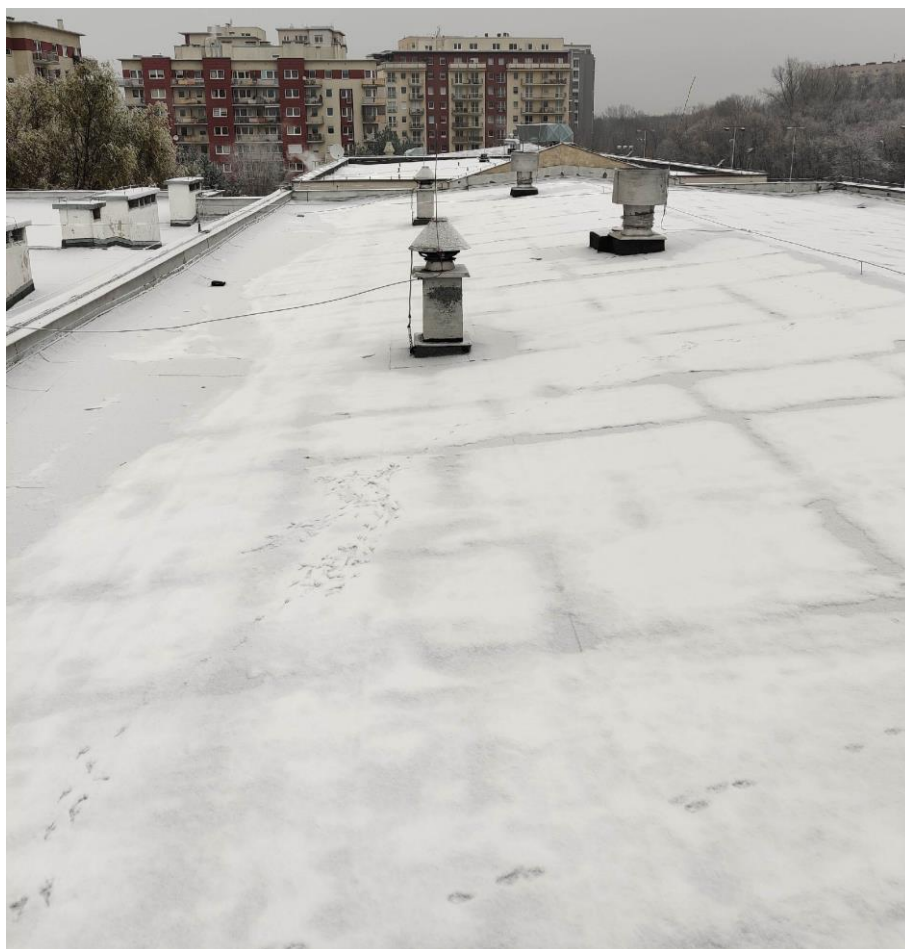
Fot.5. Sala gimnastyczna – część nowsza. Widoczne blachownice.



Fot.6. Widok ogólny na dachy.



Fot.7. Widok ogólny na dachu. Widoczne kominy i instalacja odgromowa.



Fot.8. Widok ogólny dachu hal sportowych. Widoczne kominki wentylacyjne.





### **III. CZĘŚĆ RYSUNKOWA**