

Inwestor:



MIEJSKI OŚRODEK SPORTU I REKREACJI W RADOMIU SP. Z O.O.
UL. NARUTOWICZA 9, 26-600 RADOM

Inwestycja

PROJEKT ZAMIENNY TERMOMODERNIZACJI BUDYNKU MIEJSKIEGO OŚRODKA SPORTU I REKREACJI W RADOMIU PRZY UL. NARUTOWICZA 9 (DZ. NR 76/15 OBR. 90) – PROJEKT WZMOCNIENIA DACHU

Stadium: PROJEKT BUDOWLANO-WYKONAWCZY ZAMIENNY

EGZEMPLARZ NR

(2)

KATEGORIA OBIEKTU: V

Spis zawartości:

Część 1	PLAN SYTUACYJNY	STR.
Część 2	INWENTARYZACJA ORAZ EKSPERTYZA TECHNICZNA	STR.
Część 3	PROJEKT KONSTRUKCYJNY	STR.
Część 4	INFORMACJA DOTYCZĄCA BEZPIECZEŃSTWA I OCHRONY ZDROWIA	STR.

KONSTRUKCJE

PROJEKTOWAŁ	MGR INŻ. PIOTR SZLEPER - SLK/1727/PWOK/07
SPRAWDZIŁ	MGR INŻ. ŁUKASZ SZLEPER - 69/DOS/07

CZĘSTOCHOWA, MAJ 2017

Prezydent
Miasta Radomia

Załącznik do decyzji zatwierdzającej
projekt budowlany zamienny

Znak : Art. 6740.1.554.2017.jp

Nr 274/2017 z dnia 10.07.2017r.

Z up. PREZYDENTA MIASTA

Marcin Dąbrowski
Zastępca Dyrektora Wydziału Architektury



CZĘŚĆ 1 – PLAN SYTUACYJNY	4
1. PRZEDMIOT OPRACOWANIA	5
2. ISTNIEJĄCE ZAGOSPODAROWANIE TERENU	5
3. OCHRONA KONSERWATORSKA	5
4. INFORMACJE O WPŁYWIE EKSPLOATACJI GÓRNICZEJ	5
5. INFORMACJE O ISTNIEJĄCYCH I PRZEWIDYWANYCH ZAGROŻENIACH DLA ŚRODOWISKA	5
6. POSTĘPOWANIE Z ODPADAMI.....	5
7. ZAKRES ODDZIAŁYWANIA OBIEKTU	5
CZĘŚĆ 2 - INWENTARYZACJA ORAZ EKSPERTYZA TECHNICZNA.....	7
1 ISTNIEJĄCY STAN TECHNICZNY DACHU	8
1.1 Ogólny opis techniczny.	8
1.2 Dach stalowy hali.....	9
2 STAN TECHNICZNY KONSTRUKCJI DACHU.	16
3 DACH.	16
3.1. Płyty korytkowe otwarte.	16
3.2. Płatwie stalowe.	16
3.3. Dźwigar kratowy.....	17
3.4. Ruszt drewniany.	21
3.5. Belki stalowe poprzeczne rusztu w poziomie pasa dolnego dźwigara kratowego.	22
3.6. Stężenia.	23
4 EKSPERTYZA TECHNICZNA ISTNIEJĄCEGO OBIEKTU DOTYCZĄCA MOŻLIWOŚCI PRZEBUDOWY/WZMOCNIENIA DACHU	24
5 OKREŚLENIE KOMPENSACJI OBCIĄŻEŃ POPRZECZ WYKONANIE NOWEGO POSZYCIA DACHU:	26
CZĘŚĆ 3 - PROJEKT ARCHITEKTONICZNY/KONSTRUKCYJNY	28
8. PRZEDMIOT OPRACOWANIA.	29
9. PODSTAWA OPRACOWANIA:	29
10. ZAKRES OPRACOWANIA.	29
11. OGÓLNY OPIS TECHNICZNY.....	29
12. OBLICZENIA STATYCZNO-WYTRZYMAŁOŚCIOWE – DACH PRZED WZMOCNIENIEM	30
5.1. Obciążenia	30
5.1.1. Obciążenia stałe	30
5.1.2. Obciążenia eksploatacyjne.....	31
5.1.3. Obciążenie śniegiem	31
5.1.4. Obciążenie wiatrem – połąc dachowa.....	32
5.1.5. Obciążenie wiatrem – panele fotowoltaiczne	33
5.2. Przyjęty schemat statyczny.....	35
5.3. Schemat obciążenia dachu.....	38
13. OBLICZENIA STATYCZNO-WYTRZYMAŁOŚCIOWE – DACH PO WZMOCNIENIU.....	43
6.1. Dobór blachy trapezowej.....	43
6.2. Obliczenie pławii dachowej.....	44
6.3. Obliczenie wiazara dachowego.....	45
14. OPIS PRAC DO WYKOANIA.....	48
15. WARUNKI OCHRONY POŻAROWEJ OBIEKTU.....	51
16. CZĘŚĆ RYSUNKOWA.....	53
CZĘŚĆ 4 - INFORMACJA DOTYCZĄCA BEZPIECZEŃSTWA I OCHRONY ZDROWIA.....	54

OŚWIADCZENIE PROJEKTANTÓW I SPRAWDZAJĄCYCH

Niżej podpisani projektanci oświadczają, że projekt pt.:

**PROJEKT ZAMIENNY TERMOMODERNIZACJI BUDYNKU MIEJSKIEGO OŚRODKA SPORTU
I REKREACJI W RADOMIU PRZY UL. NARUTOWICZA 9 (DZ. NR 76/15 OBR. 90) – PROJEKT
WZMOCNIENIA DACHU**

został sporządzony zgodnie z obowiązującymi przepisami
oraz zasadami wiedzy technicznej.

ZESPÓŁ PROJEKTOWY:		
	IMIĘ NAZWISKO / NR UPRAWNIEŃ	PODPIS
KONSTRUKCJE		
PROJEKTOWAŁ	MGR INŻ. PIOTR SZLEPER UPR NR SLK/1727/PWOK/07	
SPRAWDZIŁ	MGR INŻ. ARCH. ŁUKASZ SZLEPER UPR. NR 69/DOS/07	
CZĘSTOCHOWA, MAJ 2017		

CZĘŚĆ 1 – PLAN SYTUACYJNY		
ZESPÓŁ PROJEKTOWY		
	IMIE NAZWISKO / NR UPRAWNIENI	PODPIS
ARCHITEKTURA		
OPRACOWAŁ	MGR INŻ. ARCH. ŁUKASZ SZLEPER UPR. NR 40/09/DOIA	
SPRAWDZIŁ	MGR INŻ. ARCH. MAREK KULA UPR. NR 57/09/SLOKK/II	
CZĘSTOCHOWA, MAJ 2017		

1. PRZEDMIOT OPRACOWANIA

Przedmiotem inwestycji jest projekt budowlano-wykonawczy wzmocnienia dachu dla potrzeb zamontowani na nim instalacji fotowoltaicznej w ramach termomodernizacji budynku Miejskiego Ośrodka Sportu i Rekreacji w Radomiu przy ul. Narutowicza 9 (Dz. Nr 76/15 Obr. 90).

Zmiany w stosunku do projektu zatwierdzonego pozwoleniem na budowę:

- wzmocnienie konstrukcji dachu,
- zmiana układu i konstrukcji wsporczych pod panele fotowoltaiczne,
- zmiana warstw termicznych dachu,
- wymiana istniejącego sufitu podwieszanego.

2. ISTNIEJĄCE ZAGOSPODAROWANIE TERENU

Na terenie objętym wnioskiem znajduje się obiekt objęty opracowaniem. Przedmiotowy obiekt zlokalizowany jest w centralnej części przedmiotowego terenu. Obiekt stanowi część kompleksu zabudowy sportowej Miejskiego ośrodka sportu i rekreacji.

3. OCHRONA KONSERWATORSKA

Teren lokalizacji inwestycji nie jest objęty ochroną konserwatorską.

4. INFORMACJE O WPŁYWIE EKSPLOATACJI GÓRNICZEJ

Teren, na którym zlokalizowany jest przedmiotowy budynek nie znajduje się w rejonie eksploatacji górniczej.

5. INFORMACJE O ISTNIEJĄCYCH I PRZEWIDYWANYCH ZAGROŻENIACH DLA ŚRODOWISKA

Zaprojektowane rozwiązania konstrukcyjne - materiałowe nie stwarzają zagrożenia dla środowiska, jak i higieny, zdrowia użytkowników.

Sposób usytuowania obiektu na przedmiotowej działce nie ogranicza zagospodarowania sąsiednich nieruchomości oraz możliwości ich zabudowy ani też nie narusza interesu prawnego osób trzecich w tym nie ogranicza dostępu do drogi publicznej, nie powoduje pozbawienia dostępu do światła dziennego pomieszczeń przeznaczonych na pobyt ludzi, nie powoduje uciążliwości oraz nie zanieczyszcza wód, powietrza i gleby.

6. POSTĘPOWANIE Z ODPADAMI

Wszystkie odpady powstałe w czasie użytkowania obiektu będą gromadzone w istniejącym na terenie objętym wnioskiem miejscu do gromadzenia odpadów stałych i regularnie wywożone przez wyspecjalizowaną firmę.

7. ZAKRES ODDZIAŁYWANIA OBIEKTU

Przedmiotowy obiekt zachowuje odległości między budynkami jak i do granicy sąsiednich nieruchomości wynikające z warunków technicznych oraz przepisów z zakresu ochrony środowiska i p.poż.

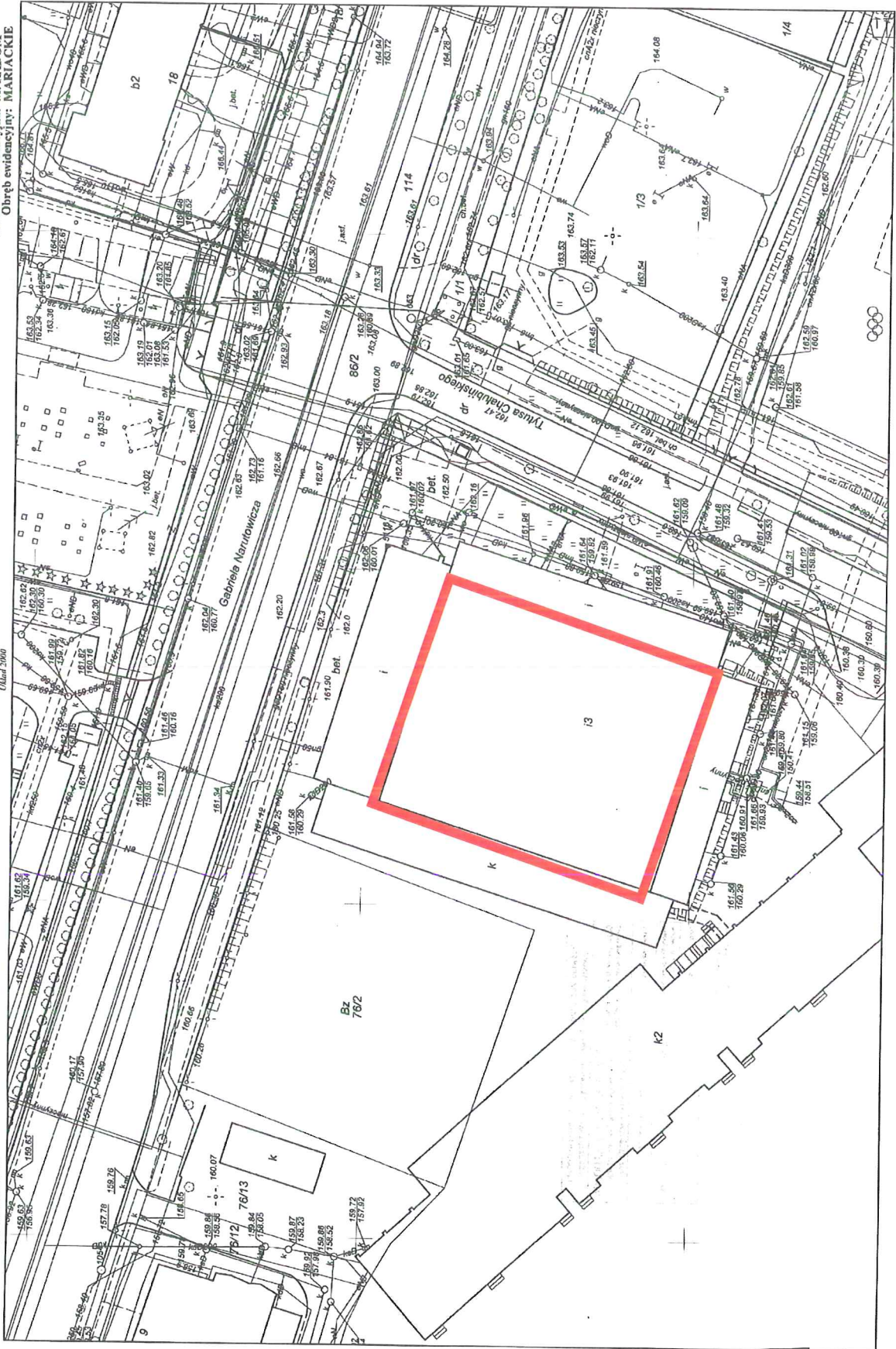
Przedmiotowa inwestycja nie wykracza poza granice terenu objętego wnioskiem i nie oddziałuje na nieruchomości sąsiednie. Zakres inwestycji pokazano na załączonym poniżej planie sytuacyjnym. Kolorem czerwonym oznaczono część dachu budynku podlegającą wzmocnieniu.

Obszar oddziaływania obiektu został określony na podstawie rozporządzenia w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać budynki i ich usytuowanie.

Województwo: mazowieckie
Jednostka terenowa: M. RADOM
Obręb ewidencyjny: NARIACIE


Kopia mapy zasadniczej
Skala 1:500
L.M. 2000

W. Kuczyński w. RADOMSKA, Radomski obszar: 18.12.2014 r.
Zmiana: 18.12.2014 r.



CZĘŚĆ 2 - INWENTARYZACJA ORAZ EKSPERTYZA TECHNICZNA

ZESPÓŁ PROJEKTOWY

IMIĘ NAZWISKO / NR UPRAWNIENÍ	PODPIS
PROJEKTANCI	
MGR INŻ. PIOTR SZLEPER	
MGR INŻ. ARCH. ŁUKASZ SZLEPER	

RZECZOZNAWCA BUDOWLANY

SPORZĄDZIŁ

EKSPERTYZA

MGR INŻ. KRZYSZTOF GÓRECKI

CZĘSTOCHOWA, MAJ 2017

RZECZOZNAWCA BUDOWLANY
w specjalności konstrukcyjno-budowlanej
obejmującej projektowanie i wykonawstwo
mgr inż. Krzysztof Górecki
upr. 5/81 § 5 ust. 1, § 6 ust. 3, 13 ust. 1 pkt 2
CRRB poz. 15.7.2017

1 Istniejący stan techniczny dachu

1.1 Ogólny opis techniczny.

Przedmiotowy obiekt zrealizowany został w technologii szkieletowej jako sala widowiskowa. Jest to obiekt wolnostojący parterowy z dobudowanymi od strony północnej i południowej częściami administracyjno-biurowymi oraz zapleczem technologicznym.

Długość - 59,31 m

Szerokość - 36,72 m

Wysokość - 12,80 m /od płyty boiska/

Konstrukcję nośną obiektu halowego tworzą dwuwspornikowe słupy żelbetowe utwierdzone w posadowieniu.

Obiekt zrealizowano na siatce modularnej 10 x 4,30 x 30,0 m.

Dach hali widowiskowej w konstrukcji stalowej kratownicowej. Dach wykonano na siatce modularnej 10 x 4,30 x 24,0 m.

Dla umożliwienia spełnienia wymogów dla organizacji imprez sportowych obiekt poddano modernizacji w latach 90 XX wieku polegającej na obniżeniu poziomu boiska o 120 cm zwiększając przez to wysokość hali do 10,10 m.



Słupy hali.

1.2 Dach stalowy hali.

Dach stalowy hali widowiskowej zrealizowany został jako dwuspadowy w technologii stalowej kratowej o rozpiętości 24,0 m. Wysokość dźwigara w kalenicy ok. 2,70 m. Spadek 10% tj. $\alpha = 5,710$. Elementami nośnymi są stalowe dźwigary kratowe wykonane w technologii spawanej zamontowane w rozstawie żelbetowych dwuwspornikowych słupów nośnych tj. ok. 4,30 m i oparte są na końcach wsporników słupów. W przestrzeni pomiędzy pokryciem i sufitem podwieszonym wykonana jest wentylacja mechaniczna hali oraz oświetlenie. Instalacja wymaga obsługi i konserwacji a zatem cyklicznych wizyt konserwatorów.

Konstrukcję przekrycia hali zrealizowano za pomocą żelbetowych płyt korytkowych otwartych o wymiarach 239 x 49 x 10 cm układanych jako elementy wolnopodparte na stalowych płatwiach wykonanych w oparciu o profile walcowane I 120. Dla zapewnienia długości oparcia płyt korytkowych płatwie pośrednie zaopatrzone w przyspawane / spoina przerywana/ do półek górnych blachy stalowe o przekroju 110 x 5 mm. Płatwie zrealizowano jako ustroje jedno i dwuprzęsłowe /na mijankę/. Nie wykonano ich uciąglenia. Rozstaw płatwi $a = 2,40$ m. Oparcie płatwi na pasie górnym dźwigarów w węzłach kratownic.



Przegubowe połączenie płatwi. Widoczne płyty korytkowe.



Płatew pośrednia z nakładką na pasie górnym z blachy.

Widoczny brak obetonowania styku płatew – płyta z płyt korytkowych i wciągnięcia do współpracy zmonolizowanej płyty i płatwi /zwichrzenie/.

Konstrukcja dachu posiada usztywnienia:

- w poziomie pasa górnego stalowe stężenie połaciowe w przedostatnich polach. Stężenia /skratowania/ wykonano z prętów złożonych dwugązgowych z 2 kątowników 45 x 45 x 5. Stężenie współpracuje z płatwami stalowymi. Połączenia na blachy węzłowe.
- Stężenia pionowe w linii podpór i jedno 2,40 m od kalenicy.
- Stężeniami pionowymi usztywniono wszystkie dźwigary kratowe. Usztywnienia nie zostały doprowadzone do ścian szczytowych stanowiących podpory skrajne dla płatwi.



Stężenie pionowe środkowe.



Stężenie pionowe w osi podpór.



*Węzeł płatew – krzyżulce – pas górny.
Braki w monolityzacji płyty żelbetowej i płatwi.*

Elementem przekazującym obciążenia z połaci dachu na płatwie stalowe są płyty korytkowe otwarte. Na podstawie dokonanej odkrywki pokrycia stwierdzono na powierzchni dachu następujące warstwy:

Warstwy nowe:

- 2 x papa termozgrzewalna podkładowa i nawierzchniowa
- Styropian gr. 18 cm

Warstwy stare:

- 1 x papa termozgrzewalna
- Gładź cementowa gr. 35 mm
- Styropian gr. 25 mm
- Papa izolacyjna
- Płyta korytkowa otwarta spoinowana.

Na wymogi odnośnie nośności istniejącej konstrukcji dachu również wpływ posiada fakt zmian dokonywanych w unormowaniu. Po katastrofie katowickiej dokonano korekty zarówno w obciążeniach śniegiem jak i wiatrem konstrukcji budowlanych. Korekty te zarówno dla obciążenia śniegiem jak i wiatrem dla strefy klimatycznej Radomia / wprowadzono w miejsce I strefy II strefę oraz dokonano przeklasyfikowania współczynnika przeciążeniowego γ / spowodowały normowy wzrost obciążeń obliczeniowych o ok. 38%.



Pobrana próbka/część stara/ – gładź, styropian, papa



Odkrywką. Widoczne nowe i stare pokrycie.

W płaszczyźnie pasa dolnego dźwigara zrealizowano sufit podwieszony. Sufit podwieszony zrealizowany został z łąt drewnianych sosnowych o przekroju 6 x 4 cm z drewna klasy C27. Rozstaw osiowy łąt drewnianych 30 x 30 cm. Mocowanie wzajemnie prostopadłych listew ze sobą za pomocą czopów drewnianych wyrabianych w listwach /osłabienia miejscowe/. Od spodu do rusztu zamocowano wytłaczana blachę powlekaną gr ok. 0,6 mm. Sufit podwieszony został do belek stalowych /ceownik walcowany 100/ zamontowanych w rozstawie $a = 1,20\text{m}$, jako element wolnopodparty jednoprzęsłowy. Ruszt podwieszono

na wieszakach stalowych w rozstawie 60 – 90 cm. Belki stalowe C100 z kolei zamontowane zostały do belek stalowych walcowanych C140 usytuowanych w węzłach dolnych dźwigarów kratowych w rozstawie $b = 4,80$ m. Ruszt stalowy poza ciężarem sufitu podwieszonego przenosi obciążenie od wyposażenia technologicznego /wentylacja/ oraz obciążeń od obsługi technicznej urządzeń.

Oświetlenie hali mocowane jest do konstrukcji dachu. Częściowo do stalowych płatwi a częściowo do prętów zbrojenia płyt korytkowych.



Ruszt drewniany sufitu podwieszonego. Widoczne odkształcenia.



Konstrukcja sufitu podwieszonego. Widoczne usytuowane w sposób ortogonalny belki stalowe i podwieszony na stalowych wieszakach ruszt drewniany. W tle wybozczone krzyżulce i słupki dźwigarów.



*Widok sufitu od strony boiska. Widoczne oświetlenie.
Na powierzchni sufitu widoczne zagniecenia blach. Efekt poruszających się w
przestrzeni poddasza ludzi.*



*Sufit podwieszony. Widoczne mocowanie lampy oświetlającej halę oraz deski służące,
jako pomosty. Ściany zamykające przestrzeń poddasza murowane.*

2 Stan techniczny konstrukcji dachu.

Podstawowymi elementami stanowiącymi o bezpieczeństwie użytkowania dachu budynku jest sama konstrukcja dachu oraz elementy ją podpierające tzn. słupy żelbetowe hali i ich rygle utrzymujące w stateczności dźwigary. Na dzień sporządzenia niniejszego opracowania / kwiecień 2017 r/ stan techniczny istniejącej konstrukcji dachu przedstawia się w sposób następujący:

3 Dach.

3.1. Płyty korytkowe otwarte.

Płyty korytkowe zamontowane na dachu budynku posiadają nietypową dla tego wyrobu szerokość 49 cm oraz klasę odporności ogniowej 15 min. Płyty te były projektowane na obciążenie charakterystyczne $p_c = 1,80 \text{ kN/m}^2$ poza ciężarem własnym wg. KB1-31.6.3./14/-74. Przy istniejącym rozwiązaniu technologicznym dachu, zastosowanych warstwach izolacyjnych i postanowień zmian wynikłych z unormowań PB-80/B-02010/Az1 zamontowane płyty korytkowe znajdują się na granicy dopuszczalnych obciążeń.

$$p_{\text{dop}} = 1,80 \text{ kN/m}^2 \leq p = 1,80 \text{ kN/m}^2$$

W związku z powyższym dalsze dociążanie płyt jest zabronione. Opieranie na nich elementów podkonstrukcji fotowoltaiki spowoduje ich przeciążenie i jest niedopuszczalne.

3.2. Płatwie stalowe.

Płatwie stalowe zrealizowane zostały z kształtowników walcowanych I120 z poszerzoną półką górną dla zapewnienia normowego oparcia na nich płyt korytkowych. Płatwie zrealizowano, jako zestawy płatwi jedno i dwuprzęsłowych zamontowanych na mijankę dla zrównoważonego obciążenia dźwigarów kratowych. Płatwie zamontowano w węzłach dźwigarów kratowych w rozstawie $a = 2,40 \text{ m}$. Płatwie mimo występujących niedoskonałości uznano za zabezpieczone przed zwichrzeniem. Stan techniczny zamontowanych płatwi obciążonych wg. stanu stwierdzonego na dzień dokonanej odkrytki przedstawia się w sposób następujący:



Oparcie płatwi w węźle dźwigara. Widoczne ugięcia płatwi.

Płatew jednoprzęsłowa.

Płatew jednoprzęsłowa pod istniejącym obciążeniem nie spełnia zarówno stanu granicznego nośności

$$\frac{M_x}{\varphi_L M_{Rx}} = \frac{20,245}{1,000 \times 13,407} = 1,510 > 1$$

Jak również stanu granicznego użytkowania

$$a_{\max} = 31,2 > 21,5 = a_{\text{gr}}$$

$$n = \frac{31,2}{21,5} = 1,45 > 1,00$$

Płatew dwuprzęsłowa.

Płatew dwuprzęsłowa nie spełnia stanu granicznego nośności

$$\frac{M_x}{M_{Rx, V}} = \frac{20,245}{13,164} = 1,538 > 1$$

Stan graniczny użytkowania natomiast jest spełniony

$$a_{\max} = 13,0 < 21,5 = a_{\text{gr}}$$

$$n = \frac{13,0}{21,5} = 0,60 < 1,00$$

3.3. Dźwigar kratowy.

Pod istniejącym obciążeniem część prętów dźwigarów kratowych wykazuje przekroczenie stanu granicznego nośności.

Pas górny

Pas górny spełnia stan graniczny nośności

$$\frac{N}{N_{Rc}} + \frac{M_y}{M_{Ry}} = \frac{604,200}{1072,528} + \frac{2,887}{18,400} = 0,720 < 1$$

Pas dolny

Pas dolny spełnia stan graniczny nośności

$$\frac{N}{N_{Rt}} + \frac{M_y}{M_{Ry, V}} = \frac{357,517}{465,723} + \frac{0,363}{5,416} = 0,835 < 1$$

Niepokojącym zjawiskiem jest fakt podwieszenia koszy do pasów dolnych dźwigarów skrajnych. Fakt ten powoduje zginanie pasa dolnego i przyrost naprężeń. Kosze są nieużytkowane i winny być zdemontowane.



Mocowanie kosza do pasa dolnego dźwigara.

Słupki.

Słupek wyższy nie spełnia stanu granicznego nośności

$$\frac{N}{\varphi N_{Rc}} = \frac{45,627}{0,188 \times 140,709} = 1,725 > 1$$

Słupek niższy również nie spełnia stanu granicznego nośności.

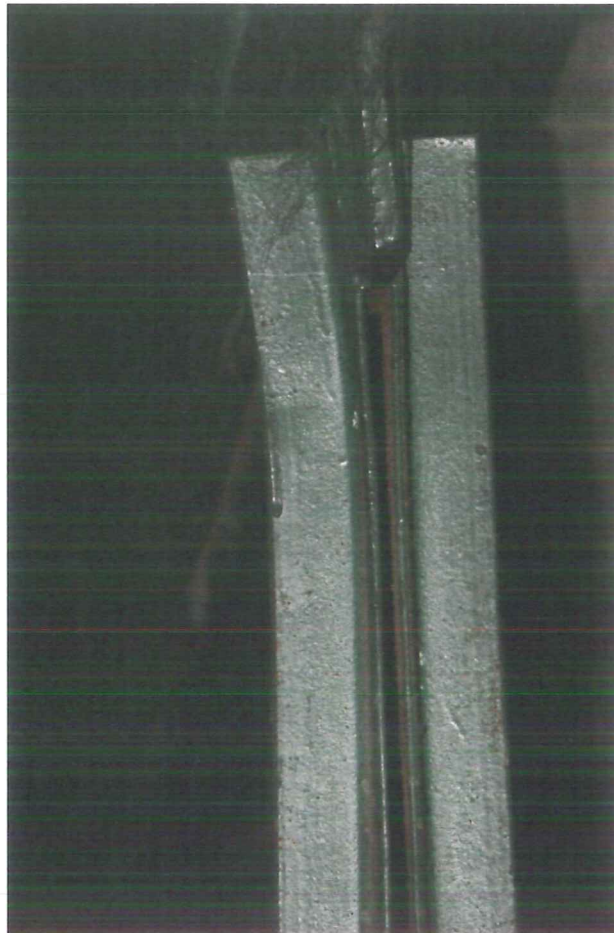
$$\frac{N}{\varphi N_{Rc}} = \frac{46,645}{0,270 \times 155,686} = 1,110 > 1$$



Wyboczony słup.



Mocowanie stężenia połaciowego do blachy węłowej. Korozja.



Zdeformowany węzeł.



Odkształcone krzyżulce oraz słupki.

Krzyżulce

Krzyżulce przypodporowe nie spełniają stanu granicznego nośności

$$\frac{N}{\varphi_y N_{Rc}} + \frac{\beta_y M_{y \max}}{M_{Ry}} = \frac{377,153}{0,355 \times 470,192} + \frac{1,000 \times 0,189}{5,416} = 2,294 > 0,974 = 1 - 0,026$$

Krzyżulce ściskane wykonane z 2 kątowników 60 x 60 x 6 również nie spełniają stanu granicznego nośności

$$\frac{N}{\varphi_y N_{Rc}} + \frac{\beta_y M_{y \max}}{M_{Ry}} = \frac{108,247}{0,192 \times 227,602} + \frac{1,000 \times 0,117}{2,275} = 2,529 > 0,973 = 1 - 0,027$$



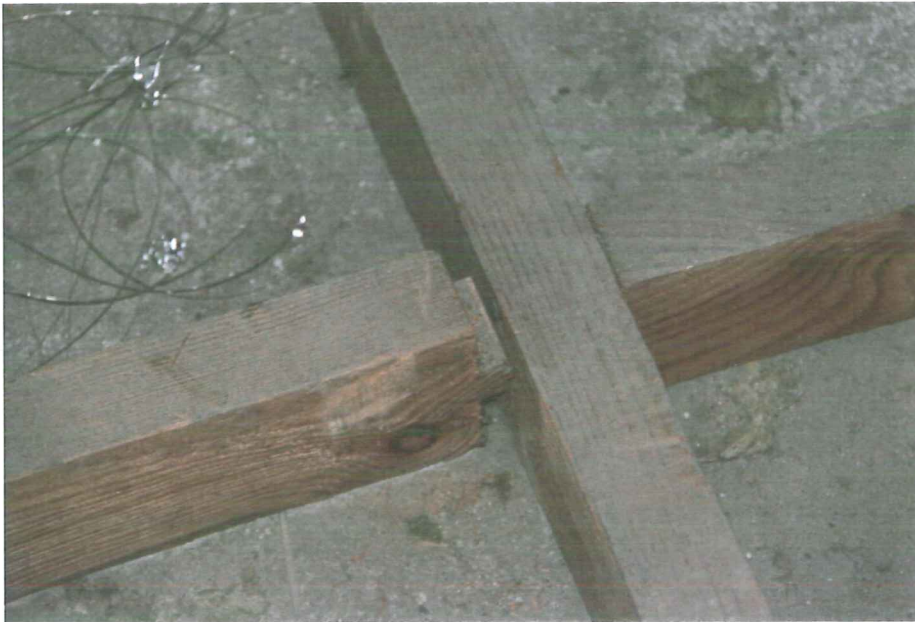
Nierówności połaci dachowej wynikające z trwałych ugięć płatwi.

3.4. Ruszt drewniany.

Ruszt drewniany stanowiący konstrukcję, do której mocowany jest wystrój /blacha profilowana/ hali sportowej w żadnym razie nie może elementem, po którym może być dopuszczony jakikolwiek ruch ludzi. Całość montowana jest z łąt drewnianych z drewna sosnowego na czopy. Taki montaż osłabia przekrój drewna.

Nawet przy pełnym przekroju łąt ruszt nie spełnia stanu granicznego nośności przy obciążeniu go człowiekiem z narzędziami.

$$\frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} = 1,462 > 1$$



Luźne połączenia elementów rusztu. Stan powyższy spowodowany jest przeciężeniem.

Stan techniczny rusztu stanowiącego element nośny sufitu podwieszonego oraz jego nośność nie zezwala na poruszanie się po nim ludzi. Poruszanie się człowieka bezpośrednio po ruszcie grozi upadkiem z dużej wysokości. Niezbędne jest wykonanie przewidzianych normowo pomostów z barierkami dla obsługi znajdujących się na poddaszu instalacji. Istniejące pomosty z luźno ułożonych desek są niewłaściwe i winny być zdemontowane. Do czasu doprowadzenia komunikacji w przestrzeni poddasza do zgodności z przepisami BHP wstęp osób winien być zabroniony.

Zgodnie z PN-80/M-49060 przestrzeń techniczna winna być wyposażona w pomosty, których szerokość w świetle nie powinna być mniejsza niż 500 mm. Zalecana szerokość pomostów 800 mm dla ruchu jednokierunkowego. 1400mm dla ruchu dwukierunkowego.

Wytrzymałość pomostu powinna być dostosowana do przewidywanego obciążenia, lecz nie niższa niż $p_c = 2,5 \text{ kN/m}^2$.

Pomost usytuowany powyżej 500 mm od podłoża powinien mieć balustradę o wysokości 1,10 m a w połowie wysokości winna być umieszczona poprzeczka. Balustrada winna przenosić obciążenie poziome $H_c = 0,5 \text{ kN}$.

Wysokość krawężników min. 70 mm.

3.5. Belki stalowe poprzeczne rusztu w poziomie pasa dolnego dźwigara kratowego.

Ruszt stalowy zrealizowany w poziomie pasa dolnego dźwigara kratowego składa się z belek głównych mocowanych do dźwigarów oraz prostopadłych do nich belek pośrednich ułożonych w rozstawie $a = 1,20 \text{ m}$. Belki główne to ceowniki walcowane 140. Belki pośrednie to ceowniki 100.

Belki pośrednie

Zrealizowane z ceownika walcowanego 100 nie są zabezpieczone przed zwichrzeniem i w związku z powyższym nawet przy obciążeniu ciężarem własnym sufitu podwieszonego i człowieka z narzędziami nie spełnia stanu granicznego nośności ze względu na zginanie

$$\frac{M_x}{\varphi_L M_{Rx}} = \frac{4,228}{0,410 \times 7,529} = 1,369 > 1$$

Stan graniczny użytkowania jest spełniony.

$$a_{\max} = 17,7 < 19,2 = a_{gr}$$

$$n = \frac{17,7}{19,2} = 0,92 < 1,00$$

Przydatność niniejszej konstrukcji uzależniona jest od rozwiązań materiałowych i geometrycznych transportu poziomego w przestrzeni poddasza oraz rozwiązań technologicznych wzmocnienia dźwigarów kratowych.

Belka główna.

Belki te spełniają zarówno stan graniczny nośności

$$\frac{M_x}{\varphi_L M_{Rx}} = \frac{11,118}{0,938 \times 15,795} = 0,750 < 1$$

Jak również stan graniczny użytkowania

$$a_{\max} = 14,3 < 17,2 = a_{gr}$$

$$n = \frac{14,3}{17,2} = 0,83 < 1,00$$

Niemniej jednak stan ten nie uwzględnia konieczności docelowego zainstalowania w przestrzeni poddasza pomostów zapewniających bezpieczną komunikację obsługi instalacji obiektu. Instalacja ta generuje dodatkowe obciążenia, które w niniejszej analizie nie zostały uwzględnione a mogą mieć wpływ na nośność wszystkich elementów konstrukcji dachu. Rozwiązanie docelowe winno być poparte stosownym kompletnym opracowaniem projektowym.

3.6. Stężenia.

Układ konstrukcyjny dachu winien mieć zapewnioną stateczność ogólną tj. zdolność do skutecznego przeciwdziałania zmianom kształtu i położenia w warunkach realizacji i eksploatacji, a także przy rozbudowie, remontach i demontażu konstrukcji.

Stateczność ogólną można zapewnić przez odpowiednie ukształtowanie konstrukcji. W naszym przypadku mamy do czynienia z układem, który nie jest samostateczny, wymaga zatem zastosowania odpowiednich systemów stężeń.

Niezmiernie istotnym warunkiem, który powinny zapewnić stężenia jest kwestia utrzymania płaskiego układu pracy konstrukcji.

Dla zapewnienia stateczności konstrukcji prętowej zastosowano stężenia połaciowe i pionowe.

Stężenia połaciowe poprzeczne zastosowano na całej szerokości dachu w dwóch przedskrajnych polach siatki podpór.

Stężeń połaciowych podłużnych nie zastosowano.

Stężenia pionowe zastosowano w linii podpór dźwigarów kratowych oraz w części środkowej 2,4 m od kalenicy. Wg. zaleceń normowych stężenia pionowe należy rozmieszczać w środku rozpiętości dźwigara lub gęściej. Rozstaw stężeń, a także odległość najbliższego stężenia od osi podpór nie powinna być większa niż 15 m > 14,4 m. Warunek normowy pod względem odległości stężeń od podpór jest spełniony. Natomiast kwestia lokalizacji stężenia w jego środku już nie.

4 EKSPERTYZA TECHNICZNA ISTNIEJĄCEGO OBIEKTU DOTYCZĄCA MOŻLIWOŚCI PRZEBUDOWY/WZMOCNIENIA DACHU

Na podstawie dokonanych oględzin obiektu oraz przeprowadzonej analizy statycznej należy stwierdzić, że:

Dach przedmiotowego budynku ze względu na przekroczenia stanu granicznego nośności i użytkowania jego głównych elementów konstrukcyjnych nie może być eksploatowany do czasu dokonania niezbędnych wzmocnień. Naprawy i wzmocnienia winny być dokonane przed nadejściem zimy skutkującej ekstremalnymi obciążeniami /wiatr, śnieg/. Dociażanie w jakikolwiek sposób istniejącej konstrukcji hali jest zabronione. Do czasu dokonania stosownych wzmocnień obiekt winien być wyłączony z użytkowania.

Uzasadnienie:

Przedmiotowy obiekt został zaprojektowany i zrealizowany w drugiej połowie XX wieku. Wszystkie rozwiązania konstrukcyjne obiektu stanowią integralną całość gwarantującą stateczność hali. Przedmiotem naszej analizy jest nośność samej konstrukcji stalowej dachu nad halą widowiskową. Nie bez znaczenia dla dalszych rozważań jest fakt sposobu oparcia i przekazania obciążeń na fundamenty budynku z konstrukcji stalowej dachu. Dach jest ustrojem prętowym, którego główne elementy nośne /dźwigary/ przekazują obciążenia na wsporniki /rygle/ słupów żelbetowych. Biorąc pod uwagę powyższy aspekt - nośność i stateczność konstrukcji obiektu, ale również konstrukcja dachu uzależniona jest od wzajemnej współpracy w/w ustrojów budowlanych. Nośność konstrukcji dachu uzależniona jest od wytrzymałości poszczególnych elementów składowych konstrukcji prętowej dachu oraz od nośności wsporników i trzonów słupów głównych hali.

Przedmiotowa konstrukcja dachu z racji jej wieku oraz zmiany unormowań zachodzących w czasie na dzień dzisiejszy wykazuje znaczne przekroczenia nośności i sztywności części jej elementów

składowych oraz niedobory w wyposażeniu, zabezpieczeniu antykorozyjnym i p.poż. Należą do nich:

- Płyty korytkowe - znajdują się na granicy przekroczenia stanu granicznego nośności.
- Płatwie stalowe - wykazują przekroczenie stanu granicznego nośności i użytkowania i wymagają wzmocnienia lub odciążenia.
- Część krzyżulców i słupków dźwigarów stalowych wykazują znaczne przekroczenia stanu granicznego nośności.
- Krzyżulce kalenicowe wykazują zbyt dużą smukłość i w przypadku zmiany znaku siły osiowej stają się niestabilne.
- Belki pośrednie rusztu stalowego w poziomie pasa dolnego dźwigarów stalowych nie posiadają stosownych zabezpieczeń przed zwichrzeniem. Nie są dostosowane pod względem wytrzymałościowym do przeniesienia obciążeń wynikających z transportu poziomego koniecznego do eksploatacji hali.
- Drewniany ruszt stanowiący konstrukcję nośną dla wystroju sufitu hali nie jest dostosowany do poruszania się po nim osób i nie jest przed takim zdarzeniem zabezpieczony. Stan obecny zagraża upadkowi z wysokości ok. 10,0 m na płytę boiska sportowego. Taki stan rzeczy wymaga natychmiastowej interwencji i profesjonalnego rozwiązania w/w kwestii. Zalecane są pomosty robocze z balustradami zgodnie z wytycznymi normowymi i przepisami BHP.
- Brak pomostów z balustradami dla obsługi poddasza. Konserwatorzy poruszają się po luźno ułożonych deskach.
- Stężenia pionowe dachu hali nie zostały zrealizowane zgodnie z wymogami normowymi.
- Elementy stalowe konstrukcji nośnej hali w zależności od sposobu ich pracy wykazują trwałe odkształcenia polegające na ich ugięciu /płatwie/ oraz wyboczeniu /elementy ściskane dźwigarów/. Zjawisku temu podlegają zarówno pręty złożone jak i ich gałęzie. Odkształcenia elementów /płatwie/ widoczne są również na powierzchni dachu /pokrycie/.
- Do pasów dolnych dźwigarów podwieszono kosze sportowe zwiększając ich wyężenie – zginanie pasów. Dotyczy to dźwigarów skrajnych dachu hali.
- Na dzień dzisiejszy nie dokonano jakichkolwiek wzmocnień konstrukcji stalowej dachu.

Powyższy stan techniczny dachu budynku należy uznać za zły z racji jak już wcześniej wspomniano przekroczenia stanów granicznych nośności i użytkowania oraz braków wyposażeniowych.

Przywrócenie obiektu do pełnej sprawności odbędzie się w następujący sposób:

1. Odciążenie istniejącej konstrukcji poprzez usunięcie z powierzchni dachu ciężkich płyt korytkowych wraz z warstwą gładzi cementowej i zastąpienie jej lekkimi ciągłymi blachami trapezowymi opartymi na ciągłych płatwiach stalowych. Blacha winna tworzyć sztywną tarczę i być połączona w sposób trwały ze stalową konstrukcją dachu /łączniki samowierne lub kołki wstrzeliwane/.

2.

5 OKREŚLENIE KOMPENSACJI OBCIĄŻEŃ POPRZEC WYKONANIE NOWEGO POSZYCIA DACHU:

Rozpiętość dźwigara dachowego – 24 m

Rozstaw dźwigarów dachowych – 4,25 m

Pole powierzchni dachu obciążający pojedynczy wspornik żelbetowy $(24/2) \cdot 4,25 = 51 \text{ m}^2$

DACH CIĘŻAR WŁASNY – układ warstw istniejący

Zestawienie obciążeń:

- 2 x papa	2 x 0,08	- 0,16 kN/m ² x 1,2	- 0,19 kN/m ²
- Styropian	0,18 x 0,45	- 0,08 kN/m ² x 1,2	- 0,10 kN/m ²
- 1 x papa		- 0,06 kN/m ² x 1,2	- 0,07 kN/m ²
- Gładź cementowa	0,035 x 21,0	- 0,74 kN/m ² x 1,3	- 0,96 kN/m ²
- Styropian	0,025 x 0,45	- 0,01 kN/m ² x 1,2	- 0,01 kN/m ²
- Papa izolacyjna		- 0,03 kN/m ² x 1,2	- 0,04 kN/m ²
- Płyty korytkowe otwarte		- 1,03 kN/m ² x 1,1	- 1,13 kN/m ²

$$g_c = 2,11 \text{ kN/m}^2 \quad g_0 = 2,50 \text{ kN/m}^2$$

Waga istniejącego poszycia dachu obciążająca wspornik żelbetowy wynosi 10761 kg

DACH CIĘŻAR WŁASNY – układ warstw zamienny

L.p.	Opis oddziaływania	Rodzaj oddziaływania	Wartość char. kN/m ²	Ψ	Wartość rep. kN/m ²	γ _f	Wartość obl. kN/m ²
1.	Membrana dachowa gr 2 mm 0,002·18 [0,040kN/m ²]	stałe	0,04	--	0,04	1,30	0,05
2.	Wełna mineralna Hardrock Max 2x13 cm 1,7·0,26 [0,440kN/m ²]	stałe	0,44	--	0,44	1,30	0,57
3.	Blacha trapezowa T150 gr 1,0 mm [0,091kN/m ²]	stałe	0,09	--	0,09	1,30	0,12
Σ:			0,57		0,57		0,74

Waga nowego poszycia dachu obciążająca wspornik żelbetowy wynosi 2907 kg

Ciężar paneli fotowoltaicznych – wariant ustawienia dwóch rzędów w jednym polu

12szt * 85 kg (35 kg panel + 50 kg podkonstrukcja) = 1020 kg

Parcie paneli fotowoltaicznych

12szt * 1,9 m * 1,3 m * 1,6 kN/m² = 4742,4 kg

W przypadku parcia wiatru na panele fotowoltaiczne główne pokrycie będzie podrywane – wartość ssania

51 m² * - 0,315 kN/m² = -1581 kg

Sumaryczne obciążeni części wysięgnikowej słupa:

10761 kg – 2907 kg – 1020 kg – 4742,4 kg + 1581 kg = 3672 kg

Przyjęcie rozwiązania w postaci zamiany poszycia dachu z typu ciężkiego na lekkie powoduje, że pozostaje 34 % rezerwa nośności dla obciążeń stałych. W związku z tym, że w trakcie oględzin nie stwierdzono uszkodzeń konstrukcji żelbetowej obiektu oraz w związku z tym, że

po wymianie poszycia cała konstrukcja zostanie odciążona stwierdza się, że budynek nadaje się do przeprowadzenia prac związanych z wzmocnieniem konstrukcji dachu i jego termomodernizacji.

mgr inż. Łukasz Szleper
ul. Róży Wiatrów 13/3, 53-023 Wrocław
tel. 0 603 950 959
Uprawnienia budowlane do projektowania i do kierowania robotami
budowlanymi bez ograniczeń w specjalności konstruktorno-budowlanej
Nr upr. 69/DOS/07

mgr inż. Piotr Jakub Szleper
ul. Ikara 128 B, 42-200 Częstochowa
tel. 34 3722 365
Uprawnienia budowlane do projektowania i do kierowania robotami
budowlanymi bez ograniczeń w specjalności konstrukcyjno-budowlanej
Nr upr. SLK/1727/PWOK/07

CZĘŚĆ 3 - PROJEKT ARCHITEKTONICZNY/KONSTRUKCYJNY

Jednostka Projektowa/Pracownia architektoniczna:



ZAKŁAD USŁUG TECHNICZNYCH ZUT PIOTR SZLEPER

42-221 Częstochowa, ul. Ikara 128B

NIP 949-177-69-95

telefon: +48 605-091-722

Adres e-mail: p.szleper@gmail.com

ZESPÓŁ PROJEKTOWY

IMIĘ NAZWISKO / NR UPRAWNIEŃ		PODPIS
KONSTRUKCJE		
PROJEKTOWAŁ	MGR INŻ. PIOTR SZLEPER UPR NR SLK/1727/PWOK/07	
SPRAWDZIŁ	MGR INŻ. ARCH. ŁUKASZ SZLEPER UPR. NR 69/DOS/07	
CZĘSTOCHOWA, MAJ 2017		

8. Przedmiot opracowania.

Przedmiotem opracowania jest projekt budowlano-wykonawczy wzmocnienia dachu dla potrzeb zamontowani na nim instalacji fotowoltaicznej w ramach termomodernizacji budynku Miejskiego Ośrodka Sportu i Rekreacji w Radomiu przy ul. Narutowicza 9 (Dz. Nr 76/15 Obr. 90).

9. Podstawa opracowania:

- **zlecenie Inwestora,**
- wizja lokalna dokonana w obecności przedstawiciela zamawiającego,
- ekspertyza techniczna dachu sporządzona przez mgr inż. Krzysztofa Góreckiego,
- dokumentacja fotograficzna,
- przepisy i normy, w tym m.in.:
- Ustawa z dnia 7 lipca 1994 r. Prawo budowlane (Tekst jednolity: Dz. U. z 2016 r. poz. 290, zmiany: Dz. U. z 2016 r. poz. 961,1250,1165,2255)
- Rozporządzenie Ministra Infrastruktury z dnia 12 kwietnia 2002 r. w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać budynki i ich usytuowanie. (Tekst jednolity: Dz. U. z 2015 r. poz. 1422)
- PN-EN 1990:2004/Ap2:2010 Eurokod - Podstawy projektowania konstrukcji (przyjęte kombinacje normowe)
- PN-EN 1991-1-1:2004/ Ap2:2011 Eurokod 1: Oddziaływania na konstrukcje – Część 1-1: Oddziaływania ogólne -Ciężar objętościowy, ciężar własny, obciążenia użytkowe w budynkach
- PN-EN 1991-1-3:2005/ NA:2010 Eurokod 1: Oddziaływania na konstrukcje - Część1-3: Oddziaływania ogólne - Obciążenie śniegiem
- PN-EN 1990:2004 Eurokod 1 „Oddziaływania na konstrukcje Część 1-4 : Oddziaływania Ogólne Oddziaływanie wiatru”
- PN-EN 1993-1-3:2008 Eurokod 3: Projektowanie konstrukcji stalowych

10. Zakres opracowania.

Projekt obejmuje:

- wzmocnienie istniejącej konstrukcji dźwigarów dachowych
- termomodernizację dachu
- przebudowę poszycia dachu

11. Ogólny opis techniczny.

Przedmiotowy obiekt zrealizowany został w technologii szkieletowej, jako sala widowiskowa. Jest to obiekt wolnostojący parterowy z dobudowanymi od strony północnej i południowej częściami administracyjno-biurowymi oraz zapleczem technologicznego.

Długość - 59,31 m

Szerokość - 36,72 m

Wysokość - 12,80 m /od płyty boiska/

Konstrukcję nośną obiektu halowego tworzą dwuwspornikowe słupy żelbetowe utwierdzone w

posadowieniu.

Obiekt zrealizowano na siatce modularnej 10 x 4,30 x 30,0 m.

Dach hali widowiskowej w konstrukcji stalowej kratownicowej. Dach wykonano na siatce modularnej 10 x 4,30 x 24,0 m.

Dla umożliwienia spełnienia wymogów dla organizacji imprez sportowych obiekt poddano modernizacji w latach 90 XX wieku polegającej na obniżeniu poziomu boiska o 120 cm zwiększając przez to wysokość hali do 10,10 m.

12. Obliczenia statyczno-wytrzymałościowe – dach przed wzmocnieniem

Obliczenia elementów konstrukcji przeprowadzono w programie komputerowym Robot Structural Analysis Professional 2018 (Licencja dla Zakład Usług Technicznych ZUT Piotr Szleper z siedzibą w Częstochowie przy ul. Ikara 128B), oraz programie Specbud (Licencja dla Zakład Usług Technicznych ZUT Piotr Szleper z siedzibą w Częstochowie przy ul. Ikara 128B),

Wszystkie obliczenia wykonano na podstawie zestawienia obciążeń przedstawionego w tym opracowaniu. Uwzględniono odpowiednie kombinacje normowe stosując jednocześnie właściwe współczynniki obliczeniowe. Kombinacje normowe sporządzono w oparciu o normę PN-EN 1990:2004.

Dobór blachy trapezowej wykonano z wykorzystaniem oprogramowania firmy Pruszyński.

Szczegółowe obliczenia statyczno-wytrzymałościowe oraz wyniki zamieszczone są w archiwum komputerowym jednostki projektowej.

5.1. Obciążenia

5.1.1. Obciążenia stałe

- Ciężar własny konstrukcji jest automatycznie uwzględniony w programie Robot Structural Analysis
- Ciężar przegród zastępczych przyjętych do obliczeń

DACH CIĘŻAR WŁASNY

L.p.	Opis oddziaływania	Rodzaj oddziaływania	Wartość char. kN/m ²	ψ	Wartość rep. kN/m ²	γ _f	Wartość obl. kN/m ²
1.	Membrana dachowa gr 2 mm 0,002·18 [0,040kN/m ²]	stałe	0,04	--	0,04	1,30	0,05
2.	Wełna mineralna Hardrock Max 2x13 cm 1,7·0,26 [0,440kN/m ²]	stałe	0,44	--	0,44	1,30	0,57
3.	Blacha trapezowa T150 gr 1,0 mm [0,091kN/m ²]	stałe	0,09	--	0,09	1,30	0,12
		Σ:	0,57		0,57		0,74

SUFIT PODWIESZONY

L.p.	Opis oddziaływania	Rodzaj oddziaływania	Wartość char. kN/m ²	ψ	Wartość rep. kN/m ²	γ _f	Wartość obl. kN/m ²
1.	Sufit podwieszony [0,400kN/m ²]	stałe	0,40	--	0,40	1,00	0,40
		Σ:	0,40		0,40		0,40

PANELE FOTOWOLTAICZNE

* MECHANICAL CHARACTERISTICS	
Solar cells	96PCS of 6" mono-crystalline
Front cover	Low iron tempered glass 4.0mm (0.157in)
Back cover	White polyester
Frame	Silver anodized aluminum alloy (40mm)
Cable and Connectors	12 AWG(4mm ²) cables with polarized weatherproof connectors, cable length 1.25m (49.21in.)
Junction box	NEMA IP67 rated; 4 internal bypass diodes
Dimensions	1960 (77.16in.) X 1308 (51.50in.) X 40mm (1.57in.)
Approximate Weight	35kg(77.16lbs)

5.1.2. Obciążenia eksploatacyjne

Przyjęto obciążenie eksploatacyjne kategorii H – obsługa serwisowa dachu bez dostępu z klatki schodowej
EKSPLLOATACYJNE

L.p.	Opis oddziaływania	Rodzaj oddziaływania	Wartość char. kN/m ²	Ψ	Wartość rep. kN/m ²	γ _f	Wartość obl. kN/m ²
1.	Równomiernie rozłożone obciążenie użytkowe - powierzchnia kategorii H (dach bez dostępu, z wyjątkiem zwykłego utrzymania i napraw) [0,40kN/m ²]	zmienne	0,40	1,00	0,40	1,50	0,60
Σ:			0,40		0,40		0,60

W ramach obciążenia użytkowego dachu zawarto obciążenie od pomostów serwisowych przestrzeni poddasza. Dla pomostów serwisowych wprowadza się ograniczenie użytkowe 500 kg. Tj 3 serwisantów + 200 kg osprzętu. Przedmiotowe obciążenie może przypadać na trzy sąsiadujące przęsła.

5.1.3. Obciążenie śniegiem



Radom znajdują się w II strefie oddziaływani śniegu

ODDZIAŁYWANIE ŚNIEGU - ZASPY

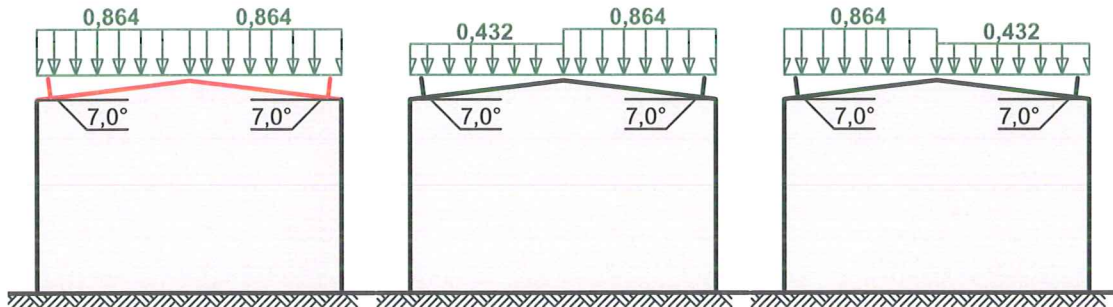
Obciążenie śniegiem wg PN-EN 1991-1-3 / Dachy dwupołaciowe (p.5.3.3)

przypadek (i)

przypadek (ii)

przypadek (iii)

 s [kN/m²]



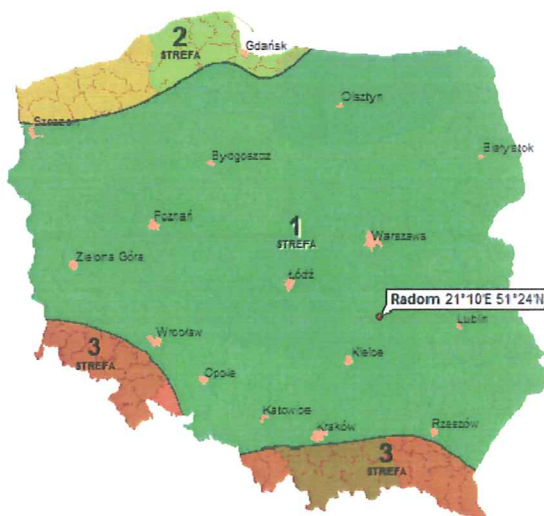
Połąć dachu obciążonego równomiernie - przypadek (i):

- Dach dwupołaciowy
- Obciążenie charakterystyczne śniegiem gruntu (wg Załącznika krajowego NA):
 - strefa obciążenia śniegiem 2 → $s_k = 0,9 \text{ kN/m}^2$
- Warunki lokalizacyjne: normalne, przypadek A (brak wyjątkowych opadów i brak wyjątkowych zamieci)
- Sytuacja obliczeniowa: trwała lub przejściowa
- Współczynnik ekspozycji:
 - teren osłonięty od wiatru → $C_e = 1,2$
- Współczynnik termiczny → $C_t = 1,0$
- Współczynnik kształtu dachu:
 - nachylenie połaci $\alpha = 7,0^\circ$
 - zabezpieczenie przed zsunieniem się śniegu z dachu
 - $\mu_1 = 0,8$

Obciążenie charakterystyczne:

$$s = \mu_1 \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k = 0,8 \cdot 1,2 \cdot 1,0 \cdot 0,900 = \mathbf{0,864 \text{ kN/m}^2}$$

5.1.4. Obciążenie wiatrem – połąć dachowa

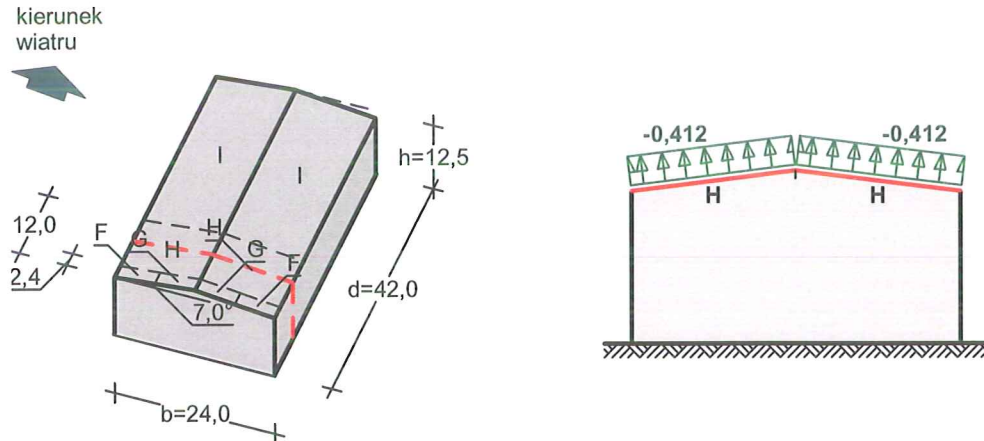


Radom znajdują się w I strefie oddziaływania wiatru

OBCIĄŻENI WIATREM POŁACI

Obciążenie wiatrem wg PN-EN 1991-1-4 / Dachy dwuspadowe (p.7.2.5)

$F_{w,e}$ [kN/m²]



Połąć w przekroju $x/d = 0,18$ - pole H:

- Dach dwuspadowy o wymiarach: $b = 24,0$ m, $d = 42,0$ m, kąt nachylenia połaci $\alpha = 7,0^\circ$
- Budynek o wysokości $h = 12,5$ m
- Wymiar $e = \min(b, 2 \cdot h) = 24,0$ m
- Wiatr wiejący na ścianę szczytową, $\theta = 90^\circ$
- Wartość podstawowa bazowej prędkości wiatru (wg Załącznika krajowego NA):
 - strefa obciążenia wiatrem 1; $A = 162$ m n.p.m. $\rightarrow v_{b,0} = 22$ m/s
- Współczynnik kierunkowy: $C_{dir} = 1,0$
- Współczynnik sezonowy: $C_{season} = 1,00$
- Bazowa prędkość wiatru: $v_b = C_{dir} \cdot C_{season} \cdot v_{b,0} = 22,00$ m/s
- Wysokość odniesienia: $z_e = h = 12,50$ m
- Kategoria terenu III \rightarrow współczynnik chropowatości: $c_r(z_e) = 0,8 \cdot (12,5/10)^{0,19} = 0,83$ (wg Załącznika krajowego NA.6)
- Współczynnik rzeźby terenu (orografii): $c_o(z_e) = 1,00$
- Średnia prędkość wiatru: $v_m(z_e) = c_r(z_e) \cdot c_o(z_e) \cdot v_b = 18,36$ m/s
- Intensywność turbulencji: $I_v(z_e) = 0,268$
- Gęstość powietrza: $\rho = 1,25$ kg/m³
- Wartość szczytowa ciśnienia prędkości:
 - $q_p(z_e) = [1 + 7 \cdot I_v(z_e)] \cdot (1/2) \cdot \rho \cdot v_m^2(z_e) = 606,2$ Pa = 0,606 kPa
- Współczynnik konstrukcyjny: $c_{sCd} = 1,000$
- Współczynnik ciśnienia zewnętrznego $c_{pe} = c_{pe,10} = -0,680$

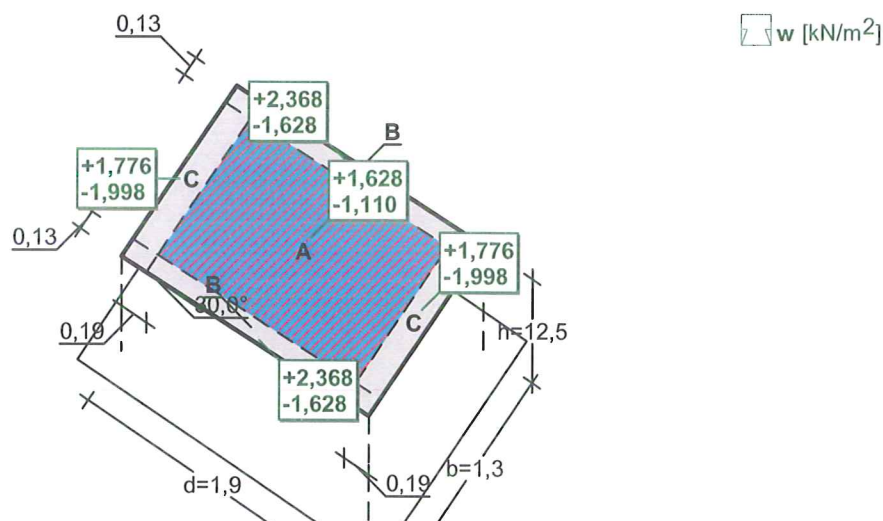
Siła oddziaływania wiatru na powierzchnię zewnętrzną:

$$F_{w,e} = c_{sCd} \cdot q_p(z_e) \cdot c_{pe} = 1,000 \cdot 0,606 \cdot (-0,680) = -0,412 \text{ kN/m}^2$$

5.1.5. Obciążenie wiatrem – panele fotowoltaiczne

OBCIĄŻENI WIATREM PANELA

Obciążenie wiatrem wg PN-EN 1991-1-4 / Wiaty jednospadowe (p.7.3)



Połąć - pole A - parcie:

- Wiatra jednospadowa o wymiarach: $b = 1,9$ m, $d = 1,3$ m, kąt nachylenia połaci $\alpha = 30,0^\circ$
- Obiekt o wysokości $h = 12,5$ m
- Współczynnik blokowania $\varphi = 1,00$
- Wartość podstawowa bazowej prędkości wiatru (wg Załącznika krajowego NA):
- strefa obciążenia wiatrem 1; A = 162 m n.p.m. $\rightarrow v_{b,0} = 22$ m/s
- Współczynnik kierunkowy: $c_{dir} = 1,0$
- Współczynnik sezonowy: $c_{season} = 1,00$
- Bazowa prędkość wiatru: $v_b = c_{dir} \cdot c_{season} \cdot v_{b,0} = 22,00$ m/s
- Wysokość odniesienia: $z_e = h = 12,50$ m
- Kategoria terenu II \rightarrow współczynnik chropowatości: $c_r(z_e) = 1,0 \cdot (12,5/10)^{0,17} = 1,04$ (wg Załącznika krajowego NA.6)
- Współczynnik rzeźby terenu (orografii): $c_o(z_e) = 1,00$
- Średnia prędkość wiatru: $v_m(z_e) = c_r(z_e) \cdot c_o(z_e) \cdot v_b = 22,85$ m/s
- Intensywność turbulencji: $I_v(z_e) = 0,181$
- Gęstość powietrza: $\rho = 1,25$ kg/m³
- Wartość szczytowa ciśnienia prędkości:
 $q_p(z_e) = [1 + 7 \cdot I_v(z_e)] \cdot (1/2) \cdot \rho \cdot v_m^2(z_e) = 740,1$ Pa = 0,740 kPa
- Współczynnik ciśnienia netto $c_{p,net} = 2,2$

Charakterystyczne ciśnienie wypadkowe:

$$w = q_p(z_e) \cdot c_{p,net} = 0,740 \cdot 2,2 = 1,628 \text{ kN/m}^2$$

Połąć - pole A - ssanie:

- Wiatra jednospadowa o wymiarach: $b = 1,9$ m, $d = 1,3$ m, kąt nachylenia połaci $\alpha = 30,0^\circ$
- Obiekt o wysokości $h = 12,5$ m
- Współczynnik blokowania $\varphi = 1,00$
- Wartość podstawowa bazowej prędkości wiatru (wg Załącznika krajowego NA):
- strefa obciążenia wiatrem 1; A = 162 m n.p.m. $\rightarrow v_{b,0} = 22$ m/s
- Współczynnik kierunkowy: $c_{dir} = 1,0$
- Współczynnik sezonowy: $c_{season} = 1,00$
- Bazowa prędkość wiatru: $v_b = c_{dir} \cdot c_{season} \cdot v_{b,0} = 22,00$ m/s
- Wysokość odniesienia: $z_e = h = 12,50$ m
- Kategoria terenu II \rightarrow współczynnik chropowatości: $c_r(z_e) = 1,0 \cdot (12,5/10)^{0,17} = 1,04$ (wg Załącznika krajowego NA.6)
- Współczynnik rzeźby terenu (orografii): $c_o(z_e) = 1,00$
- Średnia prędkość wiatru: $v_m(z_e) = c_r(z_e) \cdot c_o(z_e) \cdot v_b = 22,85$ m/s
- Intensywność turbulencji: $I_v(z_e) = 0,181$
- Gęstość powietrza: $\rho = 1,25$ kg/m³

- Wartość szczytowa ciśnienia prędkości:

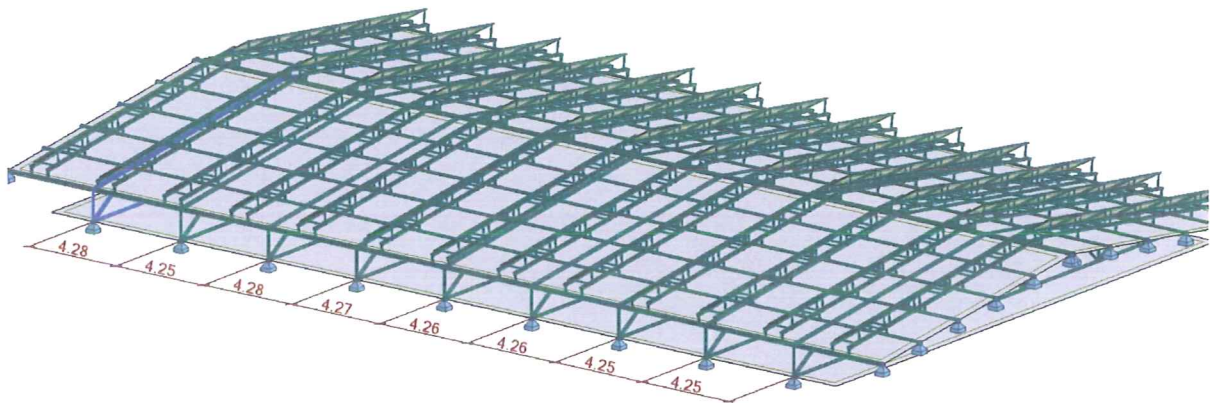
$$q_p(z_e) = [1 + 7 \cdot I_v(z_e)] \cdot (1/2) \cdot \rho \cdot v_m^2(z_e) = 740,1 \text{ Pa} = 0,740 \text{ kPa}$$

- Współczynnik ciśnienia netto $c_{p,net} = -1,5$

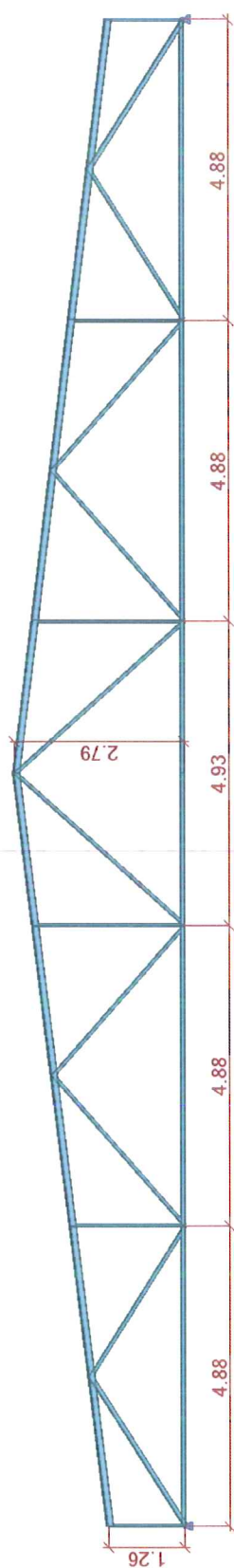
Charakterystyczne ciśnienie wypadkowe:

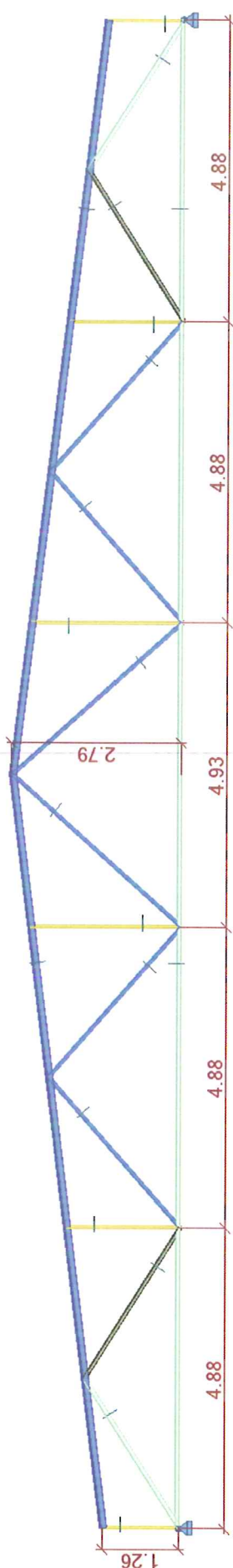
$$W = q_p(z_e) \cdot c_{p,net} = 0,740 \cdot (-1,5) = -1,110 \text{ kN/m}^2$$

5.2. Przyjęty schemat statyczny



Przyjęto, że dach wspiera się na p dźwigarach kratowych. Rozstaw przęseł wynosi ok 4,25 m. Rozpiętość dźwigara wynosi 24 m. Dźwigary oparte są przegubowo na wysięgnikach żelbetowych.

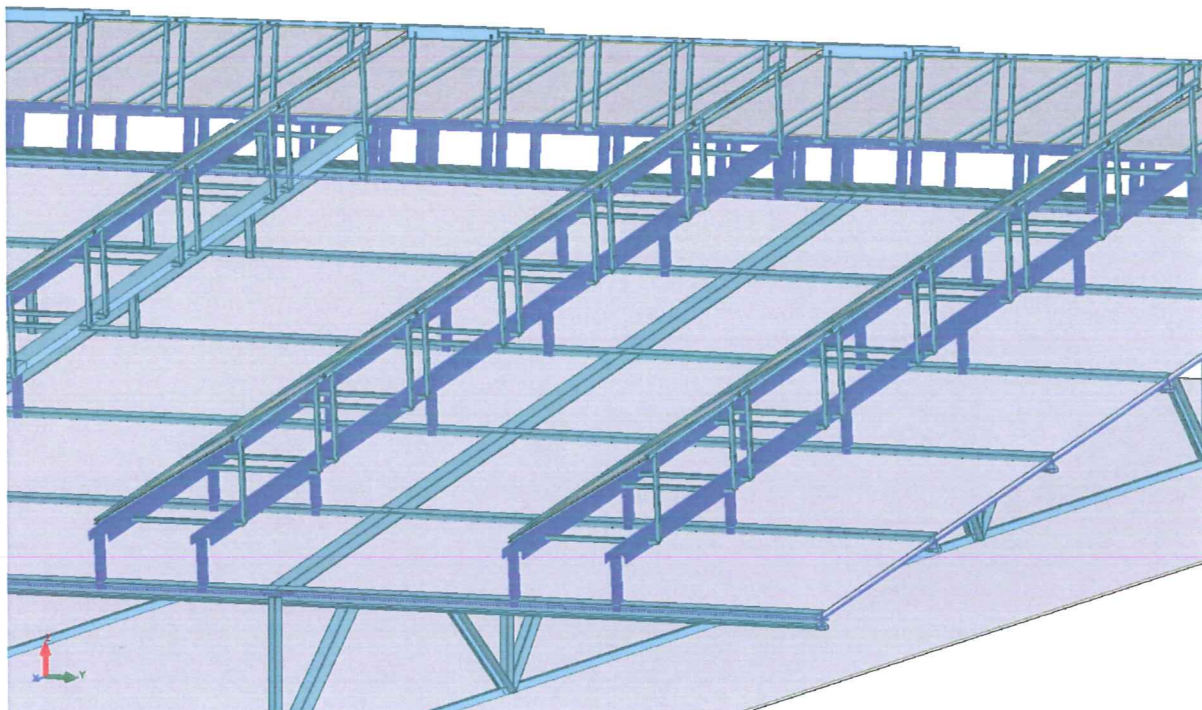




- 2 LR 120x120x12
- 2 LR 45x45x5
- 2 LR 60x60x6
- 2 LR 65x65x6
- 2 LR 80x80x8

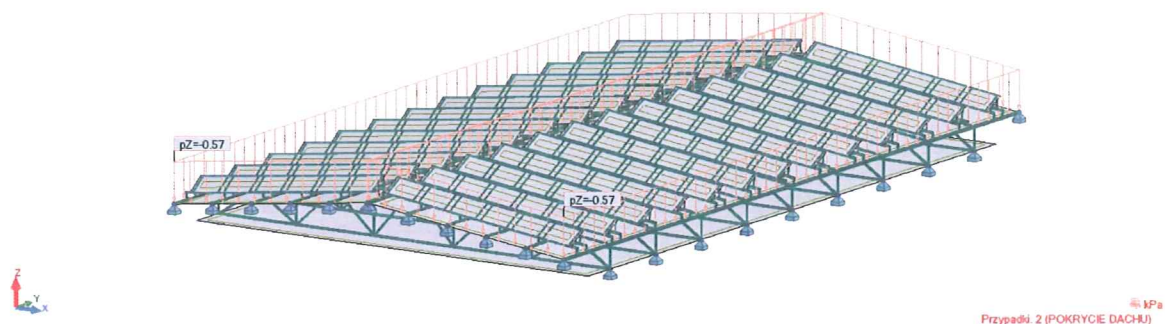


Przyjęto, że w ramach wzmocnienia dachu do wymienionych płatwii dachowych (HEA 120) przyspawane zostaną słupki wsporcze instalacji fotowoltaicznej. Do słupków z kształtownika kwadratowego RK80x5 zamontowane zostaną poprzeczne belki wsporcze CE160 celem umożliwienia montażu systemowych ram wsporczych.

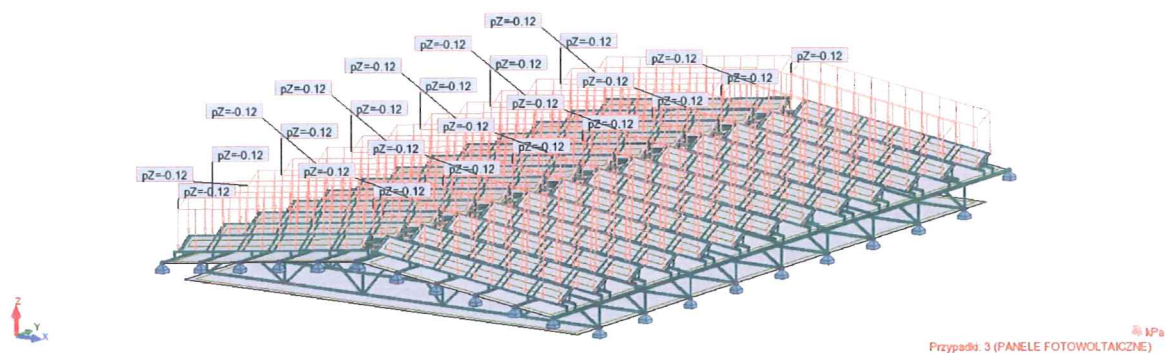


5.3. Schemat obciążenia dachu

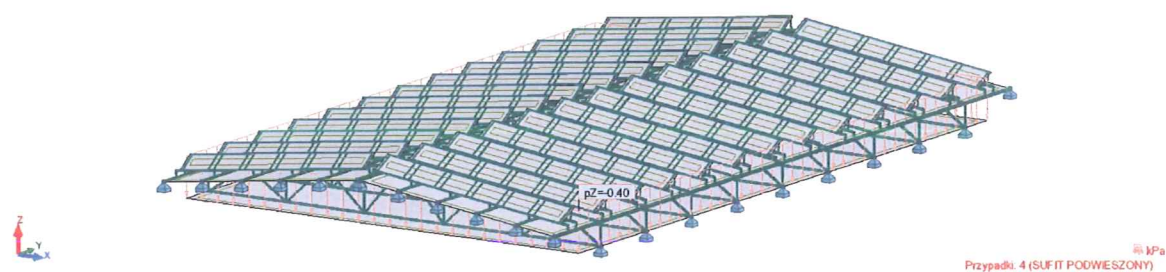
Pokrycie dachu – $0,57 \text{ kN/m}^2$



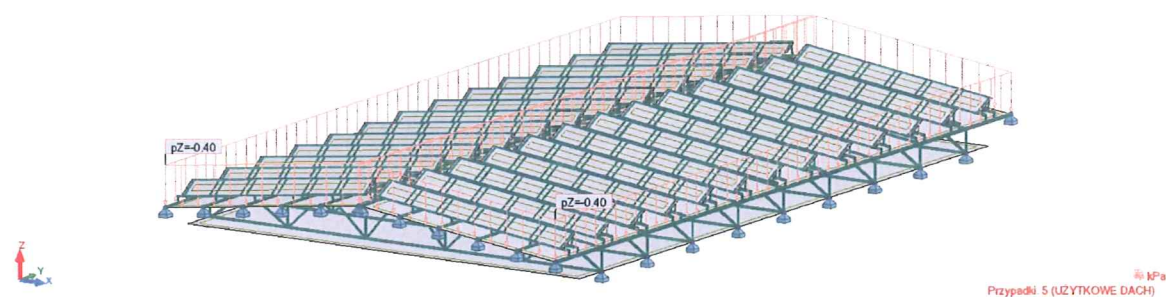
Panele fotowoltaiczne – $0,12 \text{ kN/m}^2$



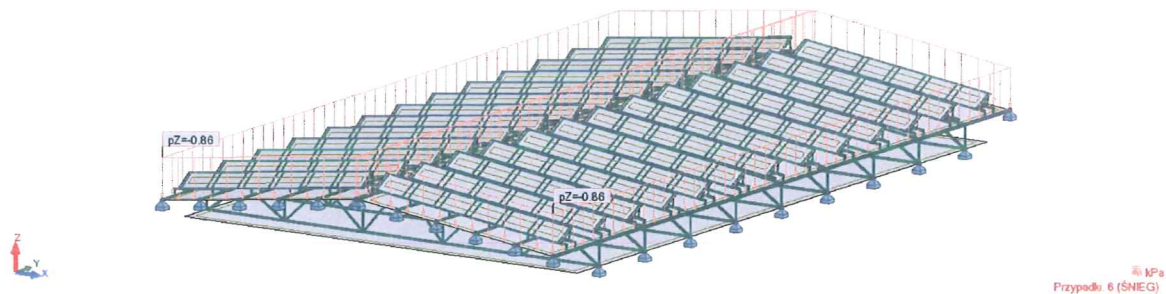
Sufit podwieszany – $0,40 \text{ kN/m}^2$



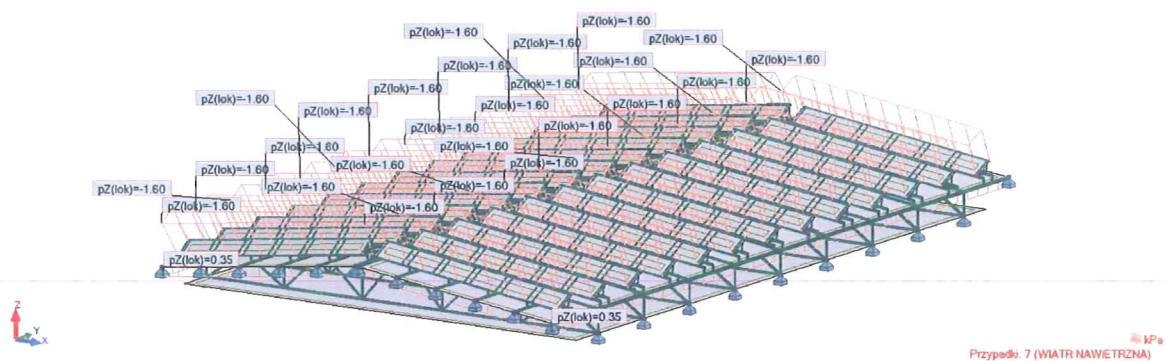
Obc. Użytkowe dach – kat H – $0,40 \text{ kN/m}^2$



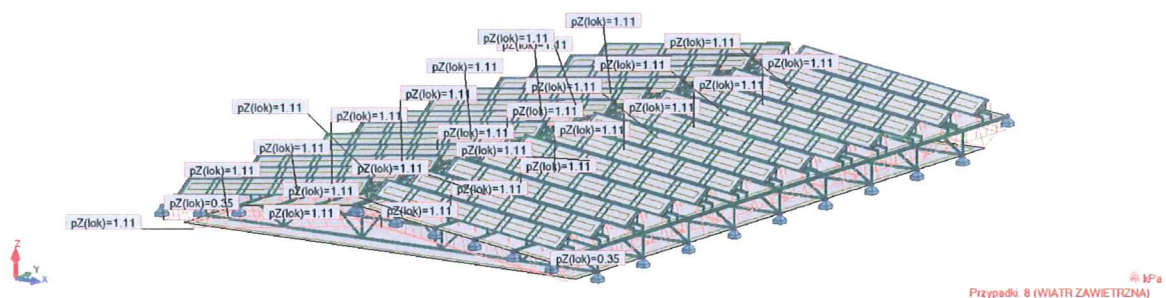
Obc. śniegiem – $0,86 \text{ kN/m}^2$



Wiatr nawietrzna – ssanie połąc $0,35 \text{ kN/m}^2$ + parcie panele $-1,60 \text{ kN/m}^2$



Wiatr zawietrzna – ssanie połąc $0,35 \text{ kN/m}^2$ + ssanie panele $1,11 \text{ kN/m}^2$



Dla konstrukcji przyjęto następujące przypadki i kombinacje obciążeń

Przypadek	Nazwa przypadku	Natura	Typ analizy
1	CIĘŻAR WŁASNY	Konstrukcyjne	Statyka liniowa
2	POKRYCIE DACHU	Konstrukcyjne	Statyka liniowa
3	PANELE FOTOWOLTAICZNE	Niekonstrukcyjne	Statyka liniowa
4	SUFIT PODWIESZONY	Niekonstrukcyjne	Statyka liniowa
5	UŻYTKOWE DACH	Kategoria H	Statyka liniowa
6	ŚNIEG	Śnieg $H < 1000$ mnpm	Statyka liniowa
7	WIATR NAWIETRZNA	wiatr	Statyka liniowa
8	WIATR ZAWIETRZNA	wiatr	Statyka liniowa
9	$SGN/1=1*1.35 + 2*1.35 + 3*1.35 + 4*1.35 + 6*0.75$	Konstrukcyjne	Kombinacja liniowa
10	$SGN/2=1*1.35 + 2*1.35 + 3*1.35 + 4*1.35$	Konstrukcyjne	Kombinacja liniowa
11	$SGN/3=1*1.35 + 2*1.35 + 3*1.35 + 4*1.35 + 7*0.90 + 6*0.75$	Konstrukcyjne	Kombinacja liniowa
12	$SGN/4=1*1.35 + 2*1.35 + 3*1.35 + 4*1.35 + 7*0.90$	Konstrukcyjne	Kombinacja liniowa
13	$SGN/5=1*1.35 + 2*1.35 + 3*1.35 + 4*1.35 + 8*0.90 + 6*0.75$	Konstrukcyjne	Kombinacja liniowa
14	$SGN/6=1*1.35 + 2*1.35 + 3*1.35 + 4*1.35 + 8*0.90$	Konstrukcyjne	Kombinacja liniowa
15	$SGN/7=1*1.00 + 2*1.00 + 3*1.00 + 4*1.00 + 6*0.75$	Konstrukcyjne	Kombinacja liniowa
16	$SGN/8=1*1.00 + 2*1.00 + 3*1.00 + 4*1.00$	Konstrukcyjne	Kombinacja liniowa
17	$SGN/9=1*1.00 + 2*1.00 + 3*1.00 + 4*1.00 + 7*0.90 + 6*0.75$	Konstrukcyjne	Kombinacja liniowa
18	$SGN/10=1*1.00 + 2*1.00 + 3*1.00 + 4*1.00 + 7*0.90$	Konstrukcyjne	Kombinacja liniowa
19	$SGN/11=1*1.00 + 2*1.00 + 3*1.00 + 4*1.00 + 8*0.90 + 6*0.75$	Konstrukcyjne	Kombinacja liniowa
20	$SGN/12=1*1.00 + 2*1.00 + 3*1.00 + 4*1.00 + 8*0.90$	Konstrukcyjne	Kombinacja liniowa
21	$SGN/13=1*1.15 + 2*1.15 + 3*1.15 + 4*1.15 + 5*1.50$	Konstrukcyjne	Kombinacja liniowa
22	$SGN/14=1*1.15 + 2*1.15 + 3*1.15 + 4*1.15$	Konstrukcyjne	Kombinacja liniowa
23	$SGN/15=1*1.00 + 2*1.00 + 3*1.00 + 4*1.00 + 5*1.50$	Konstrukcyjne	Kombinacja liniowa
24	$SGN/16=1*1.00 + 2*1.00 + 3*1.00 + 4*1.00$	Konstrukcyjne	Kombinacja liniowa
25	$SGN/17=1*1.15 + 2*1.15 + 3*1.15 + 4*1.15 + 7*1.50 + 6*0.75$	Konstrukcyjne	Kombinacja liniowa
26	$SGN/18=1*1.15 + 2*1.15 + 3*1.15 + 4*1.15 + 7*1.50$	Konstrukcyjne	Kombinacja liniowa
27	$SGN/19=1*1.15 + 2*1.15 + 3*1.15 + 4*1.15 + 8*1.50 + 6*0.75$	Konstrukcyjne	Kombinacja liniowa
28	$SGN/20=1*1.15 + 2*1.15 + 3*1.15 + 4*1.15 + 8*1.50$	Konstrukcyjne	Kombinacja liniowa
29	$SGN/21=1*1.00 + 2*1.00 + 3*1.00 + 4*1.00 + 7*1.50 + 6*0.75$	Konstrukcyjne	Kombinacja liniowa
30	$SGN/22=1*1.00 + 2*1.00 + 3*1.00 + 4*1.00 + 7*1.50$	Konstrukcyjne	Kombinacja liniowa
31	$SGN/23=1*1.00 + 2*1.00 + 3*1.00 + 4*1.00 + 8*1.50 + 6*0.75$	Konstrukcyjne	Kombinacja liniowa
32	$SGN/24=1*1.00 + 2*1.00 + 3*1.00 + 4*1.00 + 8*1.50$	Konstrukcyjne	Kombinacja liniowa
33	$SGN/25=1*1.15 + 2*1.15 + 3*1.15 + 4*1.15 + 6*1.50$	Konstrukcyjne	Kombinacja liniowa
34	$SGN/26=1*1.15 + 2*1.15 + 3*1.15 + 4*1.15 + 7*0.90 + 6*1.50$	Konstrukcyjne	Kombinacja liniowa
35	$SGN/27=1*1.15 + 2*1.15 + 3*1.15 + 4*1.15 + 8*0.90 + 6*1.50$	Konstrukcyjne	Kombinacja liniowa
36	$SGN/28=1*1.00 + 2*1.00 + 3*1.00 + 4*1.00 + 6*1.50$	Konstrukcyjne	Kombinacja liniowa

37	SGN/29=1*1.00 + 2*1.00 + 3*1.00 + 4*1.00 + 7*0.90 + 6*1.50	Konstrukcyjne	Kombinacja liniowa
38	SGN/30=1*1.00 + 2*1.00 + 3*1.00 + 4*1.00 + 8*0.90 + 6*1.50	Konstrukcyjne	Kombinacja liniowa
39	SGU:CHR/1=1*1.00 + 2*1.00 + 3*1.00 + 4*1.00 + 5*1.00	stałe	Kombinacja liniowa
40	SGU:CHR/2=1*1.00 + 2*1.00 + 3*1.00 + 4*1.00	stałe	Kombinacja liniowa
41	SGU:CHR/3=1*1.00 + 2*1.00 + 3*1.00 + 4*1.00 + 7*1.00 + 6*0.50	stałe	Kombinacja liniowa
42	SGU:CHR/4=1*1.00 + 2*1.00 + 3*1.00 + 4*1.00 + 7*1.00	stałe	Kombinacja liniowa
43	SGU:CHR/5=1*1.00 + 2*1.00 + 3*1.00 + 4*1.00 + 8*1.00 + 6*0.50	stałe	Kombinacja liniowa
44	SGU:CHR/6=1*1.00 + 2*1.00 + 3*1.00 + 4*1.00 + 8*1.00	stałe	Kombinacja liniowa
45	SGU:CHR/7=1*1.00 + 2*1.00 + 3*1.00 + 4*1.00 + 6*1.00	stałe	Kombinacja liniowa
46	SGU:CHR/8=1*1.00 + 2*1.00 + 3*1.00 + 4*1.00 + 7*0.60 + 6*1.00	stałe	Kombinacja liniowa
47	SGU:CHR/9=1*1.00 + 2*1.00 + 3*1.00 + 4*1.00 + 8*0.60 + 6*1.00	stałe	Kombinacja liniowa

Dla konstrukcji przyjęto następujący podział na podgrupy (w następujących przedziałach)

a) Dźwigary

1. Pas dolny – pręt 1...99
2. Pas górny- pręt 100...199
3. Krzyżulce - pręt 200...399

b) Płatwie

4. Płatwie – pręt 400...499

c) Belki wsporcze paneli

5. Belki wsporcze paneli – pręt 1000...1099

d) Słupki wsporcze paneli

6. Słupki wsporcze paneli – pręt 1200...1499

Pręt	Profil	Materiał	Lay	Laz	Wyteż.	Przypadek
Grupa : 1 1						
10	2 LR 80x80x8	S 235	100.95	66.75	1.18	11 SGN/3=1*1.35 + 2*1.35 + 3*1.35 + 4*1.35 + 7*0.90 + 6*0.75
Grupa : 2 2						
107	2 LR 120x120x	S 235	64.79	44.38	0.53	34 SGN/26=1*1.15 + 2*1.15 + 3*1.15 + 4*1.15 + 7*0.90 + 6*1.50
Grupa : 3 3						
266	2 LR 80x80x8	S 235	95.23	62.97	0.90	34 SGN/26=1*1.15 + 2*1.15 + 3*1.15 + 4*1.15 + 7*0.90 + 6*1.50
Grupa : 4 4						
454	IN 120	S 235	88.43	345.39	3.09	34 SGN/26=1*1.15 + 2*1.15 + 3*1.15 + 4*1.15 + 7*0.90 + 6*1.50
Grupa : 5 5						
1073	CE 160	S 235	24.91	131.33	0.36	34 SGN/26=1*1.15 + 2*1.15 + 3*1.15 + 4*1.15 + 7*0.90 + 6*1.50
Grupa : 6 6						
1420	RK 80x80x5	S 355	26.21	13.10	0.75	34 SGN/26=1*1.15 + 2*1.15 + 3*1.15 + 4*1.15 + 7*0.90 + 6*1.50

Przekroczona jest nośność pławii i pasa dolnego dźwigara. W związku z wyboczeniem się i utrwaleniem tego stanu dla krzyżulców przewiduje się ich wzmocnienie.

13. Obliczenia statyczno-wytrzymałościowe – dach po wzmocnieniu

6.1. Dobór blachy trapezowej

W związku z wymaganiami w zakresie zabezpieczenia pożarowego dachu dobór blachy trapezowej dokonano z zachowaniem warunku nośności blachy $< 60\%$

Układ dwuprzęsłowy

	29-05-17 19:29 ver.: 6.6.1
---	-------------------------------

Dane wejściowe:

Rozpiętość przęsła: 2450 mm

Obciążenie obliczeniowe: $2,510 \text{ kN/m}^2$

Obciążenie charakterystyczne: $1,740 \text{ kN/m}^2$

Układ blachy: NEGATYW

Kryterium ugięcia: $1/150$

Szerokość podpory wewnętrznej $b = 60,0 \text{ mm}$

Profil: T50P S320 $t = 1,00 \text{ mm}$

Do zadanych obciążeń dodano ciężar własny blachy ze współczynnikiem $\gamma = 1,35$



Wyniki (dwa przęsła):

Wykorzystanie nośności - warunek wytrzymałości $55,97\%$

Wykorzystanie nośności - warunek ugięcia $38,91\%$

Obliczenia zgodne z PN-EN 1993-1-3: Sierpień 2008

Układ tróiprzęsłowy

	29-05-17 19:28 ver.: 6.6.1
---	-------------------------------

Dane wejściowe:

Rozpiętość przęsła: 2450 mm

Obciążenie obliczeniowe: $2,510 \text{ kN/m}^2$

Obciążenie charakterystyczne: $1,740 \text{ kN/m}^2$

Układ blachy: NEGATYW

Kryterium ugięcia: $1/150$

Szerokość podpory wewnętrznej $b = 60,0 \text{ mm}$

Profil: T50P S320 $t = 0,88 \text{ mm}$

Do zadanych obciążeń dodano ciężar własny blachy ze współczynnikiem $\gamma = 1,35$



Wyniki (trzy przęsła):

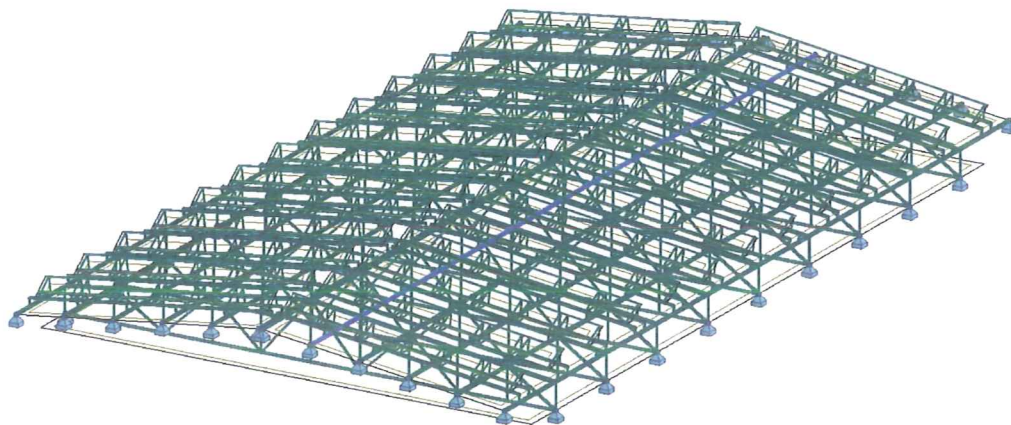
Wykorzystanie nośności - warunek wytrzymałości $56,65\%$

Wykorzystanie nośności - warunek ugięcia $39,37\%$

Obliczenia zgodne z PN-EN 1993-1-3: Sierpień 2008

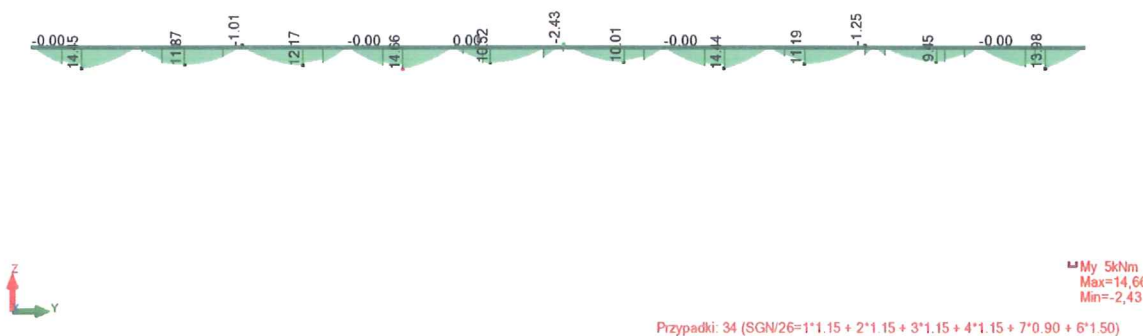
6.2. Obliczenie płatwii dachowej

Przyjęto układ płatwii jednoprzęsłowy – przedmiotowa analiza przedstawia wybrany przedostatni segment płatwii dachowej



My 5kNm
Max=12,15
Min=-2,96

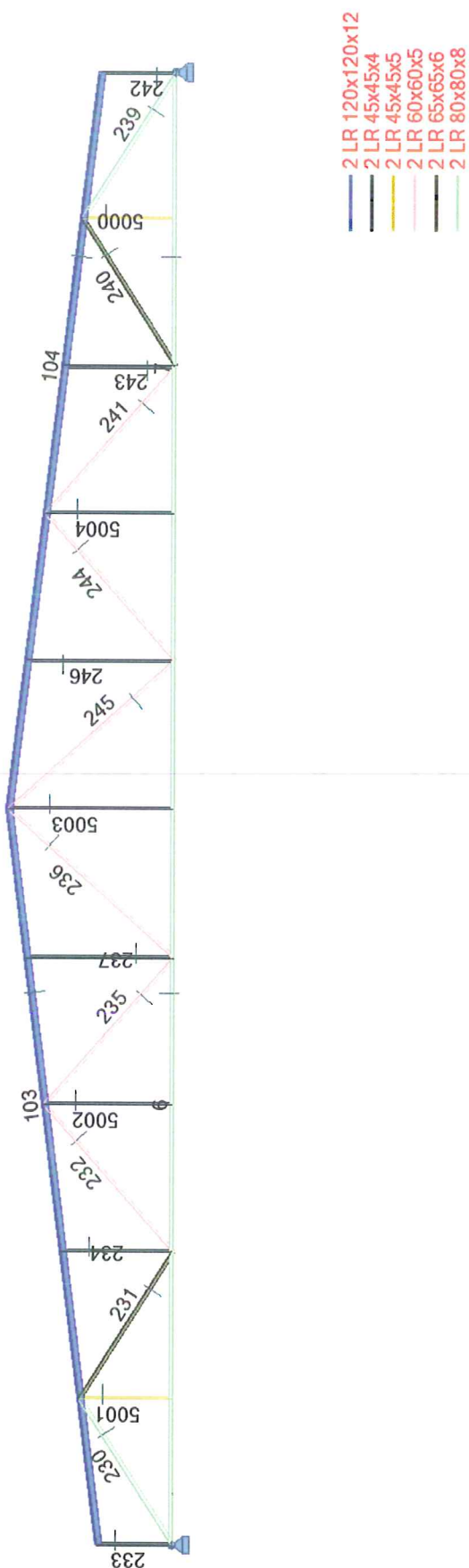
Przypadki: 33 (SGN/25=1*1.15 + 2*1.15 + 3*1.15 + 4*1.15 + 6*1.50)



Pręt	Profil	Materiał	Lay	Laz	Wyteż.	Przypadek
418	HEA 120	S 235	87.45	141.64	0.38	33 SGN/25=1*1.15 + 2*1.15 + 3*1.15 + 4*1.15 + 6*1.50
419	HEA 120	S 235	86.84	140.65	0.40	33 SGN/25=1*1.15 + 2*1.15 + 3*1.15 + 4*1.15 + 6*1.50
420	HEA 120	S 235	87.45	141.64	0.42	33 SGN/25=1*1.15 + 2*1.15 + 3*1.15 + 4*1.15 + 6*1.50
421	HEA 120	S 235	87.25	141.31	0.40	34 SGN/26=1*1.15 + 2*1.15 + 3*1.15 + 4*1.15 + 7*0.90 + 6*1.50
422	HEA 120	S 235	87.04	140.98	0.38	34 SGN/26=1*1.15 + 2*1.15 + 3*1.15 + 4*1.15 + 7*0.90 + 6*1.50
423	HEA 120	S 235	87.04	140.98	0.51	34 SGN/26=1*1.15 + 2*1.15 + 3*1.15 + 4*1.15 + 7*0.90 + 6*1.50
424	HEA 120	S 235	86.84	140.65	0.45	34 SGN/26=1*1.15 + 2*1.15 + 3*1.15 + 4*1.15 + 7*0.90 + 6*1.50
425	HEA 120	S 235	86.84	140.65	0.39	34 SGN/26=1*1.15 + 2*1.15 + 3*1.15 + 4*1.15 + 7*0.90 + 6*1.50
426	HEA 120	S 235	87.15	141.15	0.55	34 SGN/26=1*1.15 + 2*1.15 + 3*1.15 + 4*1.15 + 7*0.90 + 6*1.50
427	HEA 120	S 235	86.53	140.15	0.43	33 SGN/25=1*1.15 + 2*1.15 + 3*1.15 + 4*1.15 + 6*1.50

6.3. Obliczenie wiaźara dachowego

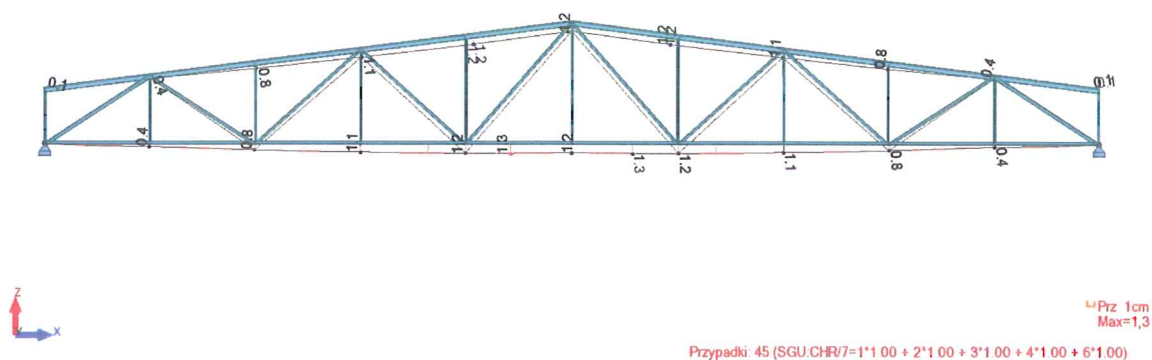
Wzmocnienie wiaźara dachowego projektuje się poprzez dospawanie słupków zmniejszając pola kratownicy. Ponadto we wszystkich pozostałych wykratowaniach projektuje się wspawanie wzmocnień z dwóch dwuteowników 60x4. Wzmocnienia należy spawać do istniejących blach węzłowych oraz bezpośrednio do półek kątownika pasa dolnego i górnego w miejscach gdzie blachy węzłowe nie występują.



Pręt	Profil	Materiał	Lay	Laz	Wyteż.	Przypadek
6	2 LR 80x80x8	S 235	100.95	66.75	0.37	34 SGN/26=1*1.15 + 2*1.15 + 3*1.15 + 4*1.15 + 7*0.90 + 6*1.50
7	2 LR 80x80x8	S 235	100.95	66.75	0.37	34 SGN/26=1*1.15 + 2*1.15 + 3*1.15 + 4*1.15 + 7*0.90 + 6*1.50
103	2 LR 120x120x12	S 235	64.79	44.38	0.46	34 SGN/26=1*1.15 + 2*1.15 + 3*1.15 + 4*1.15 + 7*0.90 + 6*1.50
104	2 LR 120x120x12	S 235	2.19	1.50	0.44	34 SGN/26=1*1.15 + 2*1.15 + 3*1.15 + 4*1.15 + 7*0.90 + 6*1.50
230	2 LR 80x80x8	S 235	95.23	62.97	0.78	34 SGN/26=1*1.15 + 2*1.15 + 3*1.15 + 4*1.15 + 7*0.90 + 6*1.50
231	2 LR 65x65x6	S 235	117.98	76.72	0.36	34 SGN/26=1*1.15 + 2*1.15 + 3*1.15 + 4*1.15 + 7*0.90 + 6*1.50
232	2 LR 60x60x5	S 235	143.32	92.91	0.64	34 SGN/26=1*1.15 + 2*1.15 + 3*1.15 + 4*1.15 + 7*0.90 + 6*1.50
233	2 LR 45x45x4	S 235	74.20	45.68	0.10	33 SGN/25=1*1.15 + 2*1.15 + 3*1.15 + 4*1.15 + 6*1.50
234	2 LR 45x45x4	S 235	110.12	67.79	0.30	34 SGN/26=1*1.15 + 2*1.15 + 3*1.15 + 4*1.15 + 7*0.90 + 6*1.50
235	2 LR 60x60x5	S 235	143.26	92.87	0.01	29 SGN/21=1*1.00 + 2*1.00 + 3*1.00 + 4*1.00 + 7*1.50 + 6*0.75
236	2 LR 60x60x5	S 235	163.26	105.84	0.14	34 SGN/26=1*1.15 + 2*1.15 + 3*1.15 + 4*1.15 + 7*0.90 + 6*1.50
237	2 LR 45x45x4	S 235	146.04	89.90	0.44	34 SGN/26=1*1.15 + 2*1.15 + 3*1.15 + 4*1.15 + 7*0.90 + 6*1.50
239	2 LR 80x80x8	S 235	95.23	62.97	0.78	34 SGN/26=1*1.15 + 2*1.15 + 3*1.15 + 4*1.15 + 7*0.90 + 6*1.50
240	2 LR 65x65x6	S 235	117.97	76.72	0.36	34 SGN/26=1*1.15 + 2*1.15 + 3*1.15 + 4*1.15 + 7*0.90 + 6*1.50
241	2 LR 60x60x5	S 235	143.32	92.91	0.64	34 SGN/26=1*1.15 + 2*1.15 + 3*1.15 + 4*1.15 + 7*0.90 + 6*1.50
242	2 LR 45x45x4	S 235	74.20	45.68	0.10	33 SGN/25=1*1.15 + 2*1.15 + 3*1.15 + 4*1.15 + 6*1.50
243	2 LR 45x45x4	S 235	110.12	67.79	0.30	34 SGN/26=1*1.15 + 2*1.15 + 3*1.15 + 4*1.15 + 7*0.90 + 6*1.50
244	2 LR 60x60x5	S 235	143.25	92.87	0.01	29 SGN/21=1*1.00 + 2*1.00 + 3*1.00 + 4*1.00 + 7*1.50 + 6*0.75
245	2 LR 60x60x5	S 235	163.26	105.84	0.14	34 SGN/26=1*1.15 + 2*1.15 + 3*1.15 + 4*1.15 + 7*0.90 + 6*1.50
246	2 LR 45x45x4	S 235	146.04	89.90	0.44	34 SGN/26=1*1.15 + 2*1.15 + 3*1.15 + 4*1.15 + 7*0.90 + 6*1.50
5000 KRZYŻULC	2 LR 45x45x5	S 235	92.71	55.98	0.13	34 SGN/26=1*1.15 + 2*1.15 + 3*1.15 + 4*1.15 + 7*0.90 + 6*1.50
5001 KRZYŻULC	2 LR 45x45x5	S 235	92.71	55.98	0.05	34 SGN/26=1*1.15 + 2*1.15 + 3*1.15 + 4*1.15 + 7*0.90 + 6*1.50
5002 KRZYŻULC	2 LR 45x45x4	S 235	128.08	78.85	0.04	11 SGN/3=1*1.35 + 2*1.35 + 3*1.35 + 4*1.35 + 7*0.90 + 6*0.75
5003 KRZYŻULC	2 LR 45x45x4	S 235	164.20	101.09	0.04	11 SGN/3=1*1.35 + 2*1.35 + 3*1.35 + 4*1.35 + 7*0.90 + 6*0.75
5004 KRZYŻULC	2 LR 45x45x4	S 235	128.08	78.85	0.04	11 SGN/3=1*1.35 + 2*1.35 + 3*1.35 + 4*1.35 + 7*0.90 + 6*0.75

Po wzmocnieniu wszystkie elementy dźwigarów zachowują warunek SGN.

Warunek SGU



Maksymalne ugięcie dźwigara wynosi 1,3 cm, ugięcie dopuszczalne 9,6 cm. Warunek spełniony

14. OPIS PRAC DO WYKOANIA

14.1. Demontaż pokrycia dachowego.

W związku z montażem paneli fotowoltaicznych należy usunąć istniejące pokrycie dachowe – wraz z demontażem płyt korytkowych i istniejących płatwi.

Przed wykonaniem prac rozbiórkowych należy wykonać zabezpieczenie trybun i parkietu w hali przed wpływem warunków atmosferycznych po rozebraniu konstrukcji poszycia. Wraz z demontażem płyt korytkowych należy usunąć osprzęt zamontowany na dachu – nakrywy wentylacyjne



Widok stanu istniejącego poszycia



Widok układu płyt korytkowych – stan istniejący

14.2. Wymiana płatwii z I120 na HEA120.

Istniejące płatwie należy zdemontować i wymienić je na profil HEA 120. Po demontażu płatwii należy przerobić węzeł na pasie górnym dźwigara tak by możliwy był montaż płatwii HEA 120 w miejsce IN120. Płatwie zabezpieczone ppoż do stopnia R30



Widok węzła podporowego płatwii

14.3. Wzmocnienie dźwigarów dachowych.

Istniejące dźwigary dachowe mają niewystarczającą nośność i są co wykazał ekspertyza w stanie awaryjnym. W związku z montażem na dachu instalacji fotowoltaicznej należy wykonać wzmocnienie dźwigarów. Wzmocnienie poprzez wspawanie dodatkowych słupków z profilu bliźniaczego 2XL50x6 oraz przyspawanie do istniejących blach węzłowych krzyżulców dodatkowego elementu z kątownika L50x6. Wzmocnienie można wykonać dopiero po odciążeniu dźwigarów tj po demontażu pokrycia oraz sufitu podwieszonego. Po wykonaniu wzmocnienia dźwigary dachowe należy zabezpieczyć ogniowo do stopnia R30 poprzez naniesienie powłoki Tecwool F. W miejscach styku profili bliźniaczych (luki pomiędzy przewiązkami) przed nałożeniem powłoki należy zgrzać siatkę metalową jako bazę do nałożenia powłoki.

14.4. Demontaż podsufitki.

Istniejący sufit podwieszony jest zabudowany na drewnianym ruszcie. Przedmiotowe rozwiązanie stwarza zagrożenie pożarowe w obiekcie. Całość podsufitki należy zdemontować i drewnianą konstrukcję sufitową zamienić na ruszt metalowy. Ruszt wykonać w oparciu o systemowe rozwiązania do zabudowy G-K.



Widok rusztu drewnianego

14.5. Wykonanie pomostów roboczych.

W przestrzeni poddasza należy zabudować pomosty robocze tak by możliwe było dozorowanie oraz przeglądy konstrukcji.

14.6. Montaż konstrukcji pod panele fotowoltaiczne.

Montaż na dachu podkonstrukcji pod panele fotowoltaiczne. Na dach stalowym podkonstrukcję spawać bezpośrednio do płatwii dachowych. Na dachach żelbetowych podkonstrukcję opierać na ścianie szczytowej oraz ścianie kolankowej hali.

14.7. Wykonanie nowego pokrycia dachowego głównej hali. Pokrycie z membrany dachowej gr 1,5 mm. Należy wyznaczać strefy komunikacyjne na dachu i w trefach tych wykonać dodatkowy pas wzmacniający membranę. Ocipelenie dachu wełną mineralną mocowana mechanicznie do płyt trapezowych. Współczynnik U przegrody = 0,15.

15. Warunki ochrony pożarowej obiektu

15.1 INFORMACJE O POWIERZCHNI, WYSOKOŚCI I LICZBIE KONDYGNACJI.

Wysokość budynku – budynek jest obiektem piętrowym o wysokości powyżej 12m, w związku, z czym kwalifikuje się go do obiektów średniowysokich (SW).

Charakterystyczne parametry obiektu:

Długość - 59,31 m

Szerokość - 36,72 m

Wysokość - 12,80 m /od płyty boiska/

Liczba kondygnacji nadziemnych: 3

Liczba kondygnacji podziemnych: 0

Ilość stref p.poż. 2 – (ZLI, ZL-III)

15.2 CHARAKTERYSTYKA ZAGROŻENIA POŻAROWEGO, W TYM PARAMETRY POŻAROWE MATERIAŁÓW NIEBEZPIECZNYCH POŻAROWO, ZAGROŻENIA WYNIKAJĄCE Z PROCESÓW TECHNOLOGICZNYCH ORAZ W ZALEŻNOŚCI OD POTRZEB CHARAKTERYSTYKĘ POŻARÓW PRZYJĘTYCH DO CELÓW PROJEKTOWYCH.

Ocena zagrożenia pożarowego obiektu wynika z jego przeznaczenia i sposobu użytkowania, wysokości, występującej gęstości obciążenia ogniowego oraz zagrożenia wybuchem. W związku z przeznaczeniem obiektu i główną funkcją użytkową, obiekt został podzielony na dwie części: część hali widowiskowej ZL-I i biurową ZL-III

15.3 OCENA ZAGROŻENIA WYBUCHEM POMIESZCZEŃ ORAZ PRZESTRZENI ZEWNĘTRZNYCH.

W omawianym obiekcie nie występują pomieszczenia zagrożone wybuchem jak również przestrzenie zagrożone wybuchem.

15.4 INFORMACJE O KLASIE ODPORNOŚCI POŻAROWEJ ORAZ KLASIE ODPORNOŚCI OGNIOWEJ I STOPNIU ROZPRZESTRZENIANIA OGNI ELEMENTÓW BUDOWLANÝCH.

Hala zakwalifikowana została do klasy odporności pożarowej „B”. Odporności ogniowe elementów budynku socjalno-biurowego określa poniższa tabela.

KLASA ODPORNOŚCI POŻAROWEJ BUDYNKU	ELEMENTY BUDYNKU	MINIMALNA ODPORNOŚĆ OGNIOWA W MINUTACH	ROZPRZESTRZENIANIE OGNI
„B”	Główna konstrukcja nośna (ściany, słupy, podciąg, ramy)	R120	NRO
	Konstrukcja dachu	R30	NRO
	Strop	REI60	NRO
	Ściana zewnętrzna	EI60 (o-i)	NRO
	Ściana wewnętrzna	EI30	NRO
	Przykrycie dachu	RE30	NRO

Oznaczenia w tabeli:

NRO – nierozprzestrzeniające ognia,

R – nośność ogniowa (w minutach), określona zgodnie z Polską Normą dotyczącą zasad ustalania klas odporności ogniowej elementów budynku,

E – szczelność ogniowa (w minutach), określona jw.,

I – izolacyjność ogniowa (w minutach), określona jw.,

Odporność ogniowa poszczególnych elementów budowlanych nie dotyczy ścian i stropów oddzieleń przeciwpożarowych.

Obiekt spełnia w/w wymagania przeciwpożarowe i techniczne w aspekcie klasy odporności pożarowej i klas odporności ogniowej elementów budowlanych.

16. CZĘŚĆ RYSUNKOWA