

## OPINIA TECHNICZNA



pracownia:  
STUDIO PROJEKTOWE JAKUB GAŁĘSKI  
ul. Poniatowskiego 25 43-300 Bielsko-Biała  
mail: [biuro@galeski.com.pl](mailto:biuro@galeski.com.pl), tel: 0048 531615370

inwestor:  
GMINA SZCZYRK  
ul. Beskidzka 4, 43-370 SZCZYRK

tytuł zamierzenia:  
BUDOWA CENTRUM PRZESIADKOWEGO WRAZ Z INFRASTRUKTURĄ  
W MIEŚCIE SZCZYRK - SZCZYRK SKALITE  
rejon ulicy Kampingowej i Granicznej, 43-370 Szczyrk  
działka nr: 479/2, 507/5, 507/4

---

opracował / projektant:  
**mgr inż. Renata Kozak-Rafalska**  
nr upr. UAN-VI-1227/356/87

podpis:

czerwiec 2019

## **I / OPINIA TECHNICZNA (część opisowa)**

1. PRZEDMIOT CEL I ZAKRES OPINII TECHNICZNEJ
2. PODSTAWY OPRACOWANIA
  - 2.1. Podstawy formalne
  - 2.2. Podstawy techniczne
  - 2.3. Analiza materiałów wyjściowych
3. STAN ISTNIEJĄCY
  - 3.1. Lokalizacja
  - 3.2. Sposób użytkowania i stan prawny
  - 3.3. Opis ogólny
  - 3.4. Konstrukcja budynku
  - 3.5. Elementy wykończenia
  - 3.6. Instalacje
4. PRZEPROWADZONE BADANIA, POMIARY, OGLĘDZINY
  - 4.1. Opis konstrukcji dachu nad pawilonem (pomiar, oględziny)
  - 4.2. Opis ścian nośnych w części nadziemnej (pomiar, oględziny)
  - 4.3. Opis słupów stalowych zadaszenia (pomiar, oględziny)
  - 4.4. Opis ścian fundamentowych (oględziny)
5. WARUNKI GEOTECHNICZNE
6. OPIS PRZEWIDYWANYCH ZMIAN FUNKCJONALNO-BUDOWLANYCH
7. OBLICZENIA STATYCZNE SPRAWDZAJĄCE (orientacyjne)
8. ANALIZA STANU ISTNIEJĄCEGO
9. WNIOSKI I ZALECENIA DOTYCZĄCE KONCEPCJI MODERNIZACJI OBIEKTU

## **II / DOKUMENTACJA GRAFICZNA**

K-01	Orientacyjny schemat konstrukcji Pawilonu „A”	1:50
K-02	Orientacyjny schemat więźarów dachowych w Pawilonie „A”	1:20

## **1. PRZEDMIOT, CEL I ZAKRES OPINII TECHNICZNEJ**

Przedmiotem opracowania jest istniejący budynek oznaczony jako Pawilon „A”, położony w Szczyrku-Skalite, na terenie nieczynnego pola kempingowego, zlokalizowanego na wjeździe do Szczyrku.

Celem opracowania jest wydanie opinii dotyczącej aktualnego stanu technicznego obiektu, ze szczególnym uwzględnieniem jego elementów konstrukcyjnych, przeprowadzonej pod kątem niezbędnych prac remontowo-modernizacyjnych oraz zmian funkcjonalno-budowlanych przedstawionych w ramach koncepcji architektonicznej.

Zakres opracowania obejmuje określenie podstawowych elementów konstrukcyjnych budynku, połączone z analizą ewentualnego wzrostu obciążeń, spowodowanego przez przewidywane zmiany funkcjonalno-budowlane, oraz przedstawienie zaleceń konstrukcyjnych.

## **2. PODSTAWY OPRACOWANIA**

### **2.1. Podstawy formalne**

Zlecenie pracowni „Studio Projektowe Jakub Gałęski” działającej na zlecenie Inwestora

### **2.2. Podstawy techniczne**

- Inwentaryzacja Pawilonu „A”, opracowywana przez pracownię „Studio Projektowe Jakub Gałęski”.
- „Budowa Centrum Przesiadkowego wraz z infrastrukturą towarzyszącą w mieście Szczyrk – Szczyrk Skalite” opracowana przez pracownię „Studio Projektowe Jakub Gałęski”, zawierająca rozwiązania koncepcyjne zmian funkcjonalno-budowlanych, przewidywanych w obiekcie.
- Wizja lokalna połączona ze szczegółowymi oględzinami obiektu oraz pomiarami uzupełniającymi.
- Obowiązujące normy i przepisy, w tym Normy obciążeniowe:
  - PN-82/B-02001 „Obciążenia stałe”
  - PN-80/B02010 „Obciążenie śniegiem” ze zmianą Az1
  - PN-77/B02011 „Obciążenie wiatrem” ze zmianą Az1
  - PN-EN 1991-1-1 „Eurokod 1. Oddziaływania ogólne. Ciężar objętościowy, ciężar własny, obciążenia użytkowe w budynkach”
  - PN-EN 1991-1-3 „Eurokod 1. Oddziaływanie ogólne. Obciążenie śniegiem”
  - PN-EN 1991-1-4 „Eurokod 1. Oddziaływanie ogólne. Oddziaływania wiatru”
- Literatura techniczna.

### **2.3. Analiza materiałów wyjściowych**

Inwestor nie dysponuje żadną dokumentacją projektową obiektu. Udostępnioną inwentaryzację oraz własne pomiary uzupełniające, przeprowadzone w ramach wizji lokalnej, należy uznać za wystarczające dla potrzeb opracowania.

Pawilon „A” stanowi jeden z kilku niewielkich obiektów stanowiących zaplecze dawnego pola kempingowego. Przeprowadzone oględziny wskazują na to, że zostały one wybudowane w tym samym okresie. Charakteryzują się zblizoną konstrukcją oraz sposobem wykończenia.

Konstrukcja dachowa w Pawilonie „A” jest praktycznie całkowicie zakryta sufitami podwieszonymi, dostępna jedynie wyrykowo poprzez pojedyncze, usunięte płyty kasetonowe. Dlatego schemat podstawowego więzara dachowego przyjęto na podstawie oględzin Pawilonu „D”, w którym więzary skrajne oraz stężenia dachowe, zlokalizowane nad zadaszonymi wnękami zewnętrznymi przy ścianach poprzecznych (szczytowych), są w całości odsłonięte i dostępne do pomiarów. W obu przypadkach rozstawy osiowe więzarów (3.00m) i rozpiętości (6.00m) są identyczne. Wyrykowe pomiary kontrolne, wykonane w obrębie pawilonu „A” potwierdziły przyjęte założenie, że do przekrycia obu pawilonów przyjęto jednolicie zaprojektowane i wykonane więzary.

## **3. OPIS PAWILONU „A”**

### **3.1. Lokalizacja**

Analizowane obiekty są położone w Szczyrku-Skalite, na terenie nieczynnego pola kempingowego, zlokalizowanego na wjeździe do Szczyrku, pomiędzy północnym, zalesionym stokiem pasma Skrzycznego, a rzeką Żylicą. Jest to stosunkowo płaska, obecnie mocno zaniedbana parcela o nieregularnym kształcie.. Pawilon „A” jest zlokalizowany w jej wschodniej części, w bezpośrednim sąsiedztwie wjazdu na dawne pole kempingowe.

### **3.2. Sposób użytkowania i stan prawny**

Wszystkie obiekty zostały wybudowane prawdopodobnie w latach siedemdziesiątych XX wieku jako elementy infrastruktury kempingu. Obecnie, od wielu lat, są one nieużytkowane i mocno zdegradowane. W najbardziej reprezentacyjnym Pawilonie „A”, mieściła się prawdopodobnie recepcja kempingu wraz z informacją oraz zapleczem socjalnym. Obecnie teren stanowi mienie Gminy Szczyrk.

### **3.3. Opis ogólny Pawilonu „A”**

Jest to obiekt parterowy, niepodpiwniczony, zbudowany na rzucie zbliżonym prostokąta o wymiarach około 24.60m x 6.60m. Przekrycie stanowi płaski dach, z wyprowadzonym w południowo-wschodnim narożniku zewnętrznym zadaszeniem, wysuniętym na około 3.00m i opartym na słupkach stalowych. Na pozostałych ścianach, wysunięta na około 50cm połać dachowa tworzy okapy, zamknięte drewnianymi attykami. Wnętrze zostało podzielone na kilka pomieszczeń, doświetlonych otworami okiennymi.

### **3.4. Konstrukcja Pawilonu „A”**

Budynek Pawilonu „A” został wykonany w technologii tradycyjnej, mieszanej.

Konstrukcja nośna dachu została oparta na murowanych ścianach zewnętrznych podłużnych, a zadaszenie wysuniętego podcienia na słupkach stalowych.

#### **Konstrukcja dachu:**

Podstawowym elementem konstrukcyjnym dachu są stalowe wiązary kratownicowe o rozpiętości osiowej około 6.00m (w części z zadaszeniem dwuprzęsłowe 6.00m + 3.00m) oraz stałej wysokości 32cm. Osiowy rozstaw wiązarów wynosi 3.00m. Na pasie górnym (w węzłach wiązara) opierają się płatwie stalowe (I80) w rozstawie co 120 oraz 90cm. W polach skrajnych oraz w osi symetrii wiązarów widoczne są kratowe pionowe stężenia podłużne oraz połączeniowe stężenia poprzeczne.

Słupki stalowe podtrzymujące zadaszenie podcienia co 3.00m, w rozstawach pokrywających się z osiami wiązarów dachowych.

#### **Ściany zewnętrzne:**

Warstwowe, o łącznej grubości około 40cm. Warstwa nośna została wykonana z bloczków betonu komórkowego gr.24cm (lub pustaków żużlobetonowych ?). Warstwa licowa, o grubości około 13cm, została wymurowana z kamienia naturalnego.

Nadproża okienne i drzwiowe – żelbetowe lub murowane (?). W części licowej murowane z kamienia.

#### **Ścianki działowe:**

Murowane, prawdopodobnie z bloczków betonu komórkowego, lub cegły. W połowie rozpiętości wykonana została na pełną szerokość budynku poprzeczna ściana usztywniająca o łącznej grubości około 55cm. Pozostałe ścianki działowe o grubości 8-15cm. Wszystkie ścianki wewnętrzne zostały otynkowane.

#### **Ściany-ławy fundamentowe:**

Betonowe, wykonane prawdopodobnie na szerokość ścian zewnętrznych (około 40cm). Pod słupkami zadaszenia stopy betonowe.

### **3.5. Elementy wykończenia**

Pokrycie dachu – blach falista (brak ocieplenia).

Sufity – we wnętrzu budynku oraz na otwartych podcieniach lekkie, kasetonowe sufity podwieszane.

Attyki wokół budynku – pionowe deski drewniane na ramkach stalowych mocowanych do konstrukcji.

Obróbki blacharskie, rynny, rury spustowe – stalowe, ocynkowane.

Elewacje zewnętrzne – oblicówka, wymurowana z kamienia naturalnego.

Pomieszczenia wewnętrzne – tynki wewnętrzne cementowo-wapienne.

Posadzki – w pomieszczeniach posadzka betonowa.

Stolarka okienna – okna drewniane, starego typu.

Stolarka drzwiowa – drewniana.

### **3.6. Instalacje**

- elektryczna;
- wodociągowa;
- kanalizacja sanitarna;

#### **4. PRZEPROWADZONE BADANIA; POMIARY, OGLEDZINY**

Ogledziny oraz pomiary kontrolne zostały wykonane w marcu oraz kwietniu 2019.

##### **4.1. Opis konstrukcji dachu nad pawilonem A (pomiary, ogledziny)**

Dachy na wszystkich obiektach zostały wykonane w bardzo zbliżony sposób. Ze względu na takie same wymiary brył budynków „A” i „D” oraz rozstawy wiązarów, do opracowania orientacyjnych schematów więzara głównego i stężeń, przyjęto pomiary wykonane dla Pawilonu „D” nad zadaszonymi wnękami zewnętrznymi przy ścianach poprzecznych (szczytowych), gdzie konstrukcja dachu była całkowicie odsłonięta i dostępna. Zostały one potwierdzone ogledzinami oraz kontrolnymi pomiarami elementów wiązarów, wykonanymi w obrębie Pawilonu „A”, w dostępnych miejscach (odsłonięte kasetony sufitowe).

##### **Połączenie dachowe (pokrycie dachu, atyki, rynny i rury spustowe, sufity):**

Pomierzona wysokość wiązarów nośnych (około 32cm) jest identyczna przy podporach oraz w połowie ich rozpiętości, przez co dachy są praktycznie płaskie (najbardziej prawdopodobny jest minimalny spadek w kierunku ściany tylnej związany np. ze zróżnicowaną wysokością podpór?). Wskazuje na to istniejąca lokalizacja rynien, w obrębie atyki tylnej ściany podłużnej pawilonu „A”.

##### **Stan techniczny:**

- Obecnie na dachu zalega warstwa wieloletnich zanieczyszczeń (igłowie, opadłe gnijące liście, ziemia itp.), które tworzą podłoże uniemożliwiające swobodny odpływ wody deszczowej i stanowią wręcz podstawę do rozwoju na nich różnego rodzaju porostów, a nawet małych drzewek.
- Istniejące pokrycie dachowe wykonane z blachy falistej jest mocno zdegradowane. Widoczne są liczne nieszczelności, przecieki, które spowodowały dość rozległe ogniska korozji. Blacha falista, w widocznych miejscach, jest mocowana do płatwi stosunkowo rzadko (co 3-4 faldę na zaczep prętowy-hak).
- Atyki bardzo mocno zniszczone. Drewniane deski obudowy w większości przegniłe, z widocznymi licznymi ubytkami. Ramki stalowe atyk mocno skorodowane.
- Rynny i rury spustowe niesprawne, zdegradowane, z widocznymi ubytkami.
- Sufity podwieszane w złym stanie technicznym, zdegradowane, z wieloma zaciekami, ubytkami itp.
- Dach jest nieocieplony.

##### **Płatwie dachowe:**

Istniejące płatwie dachowe wykonane zostały z ceownika [80. Spoczywają na pasie górnym wiązarów, w rozstawie dostosowanym do lokalizacji węzłów (co 90cm lub 120cm). Mocowanie do wiązarów za pośrednictwem kątowników łącznikowych spawanych do pasa górnego (połączenie z płatią śrubą M12). Sposób mocowania blachy falistej do płatwi nie gwarantuje ich sztywności w płaszczyźnie połaci.

##### **Stan techniczny:**

- Płatwie dachowe miejscowo są dość mocno skorodowane, szczególnie tam gdzie wystąpiły nieszczelności pokrycia dachowego. Dotyczy to zarówno połaci dachowej nad budynkiem jak też wysuniętych okapów.

##### **Wiązary i stężenia dachowe (patrz rys. K.01; K.02):**

Wiązary nośne stanowią stalowe kratownice o pomierzonej stałej wysokości 32-32,5cm.

Pasy górny i dolny wiązarów zostały wykonane z kątowników 2 L 40x40x5mm. Krzyżulce wykonano z prętów gładkich  $\phi 20$ mm, podwojonych przy podporach. Dolne i górne pasy wiązarów, zostały dodatkowo wzmocnione w środkowej części, poprzez dospawanie do kątowników ciągłego płaskownika 80x5mm.

Stężenia pionowe podłużne wykonane zostały jako kratowe o wysokości 32-32,5cm, w osi symetrii wiązarów oraz w polach skrajnych, w osiach podpór. Pasy górny i dolny stężeń pionowych zostały wykonane z kątowników 2 L 40x40x5mm. Krzyżulce z prętów gładkich  $\phi 8$ mm oraz  $\phi 16$ mm.

Stężenia połaciowe poprzeczne zostały wykonane jako pozioma kratownica o wysokości 32cm, spawana do dolnej półki płatwi. Jej pasy to kątowniki L40x40x5, krzyżulce z prętów gładkich  $\phi 16$ mm. Stężenia połaciowe poprzeczne wykonano wzdłuż wiązarów skrajnych, oraz prawdopodobnie (?) w połowie długości budynku.

Na podstawie dotychczasowych ogledzin, ze względu na brak dostępu, nie określono sposobu mocowania wiązarów na podporach (połączenia spawane lub skręcane?), w tym ciągłości więzara dwuprzęsłowego na podporze środkowej. Na ścianach podporowych wiązary zostały praktycznie całkowicie obmurowane (od zewnątrz okładzina kamienna wymurowana do góry więzara).

Stan techniczny:

- Na podstawie oględzin, przeprowadzonych w miejscach dostępnych (okapy oraz punktowe odsłonięcia kasetonów sufitu podwieszonego), można stwierdzić że kratownicowe więzary dachowe oraz stężenia dachowe znajdują się w dość dobrym stanie technicznym.
- Dostępne łączenia elementów kratownic (spawy) są wykonane dość solidnie i nie wykazują widocznych uszkodzeń.
- W czasie wykonywanych oględzin (brak obciążenia śniegiem) nie stwierdzono widocznych nieprawidłowości w geometrii kratownic (wyboczenia, nadmierne ugięcia), co świadczy o prawidłowej pracy stężeń.
- Ochronna powłoka malarska jest częściowo zdegradowana, farba łuszczy się i odłazi.
- Widoczna miejscowo korozja elementów stalowych w większości ma raczej charakter powierzchniowy i nie wpływa w istotny sposób na ich nośność, choć można się spodziewać większych ognisk korozji w miejscach długotrwałych nieszczelności pokrycia dachowego. Największe widoczne ogniska korozji stwierdzono na okapie podłużnym elewacji północnej.

**4.2. Opis ścian nośnych w części nadziemnej (pomiary, oględziny)**

Ściany zewnętrzne wykonano jako murowane z bloczków betonu komórkowego lub pustaków żużlobetonowych gr.24-25cm. Od zewnątrz obmurowane są okładziną z kamienia naturalnego o grubości około 12-15cm, wyprowadzoną do poziomu połaci dachowej (spodu blachy falistej).

Od wewnątrz, w pomieszczeniach zamkniętych (dostępnych do oględzin) wszystkie ściany zostały otynkowane. Filarki międzyokienne murowane lub żelbetowe (?), o zróżnicowanych wymiarach. W miejscu oparcia więzarów dachowych, w większości wykonano filarki o szerokości około 42cm (patrz Inwentaryzacja), a pozostałe o szerokości około 16-20cm.

Nadproża okienne prawdopodobnie żelbetowe lub murowane (szerokość otworów od 115-50cm).

Stan techniczny:

- Poziom dołu nadproży praktycznie pokrywa się, lub jest bardzo zbliżony do poziomu spodu kratowych więzarów dachowych, co świadczy o braku ciągłego wieńca obwodowego (?) spinającego budynek.
- Tynki wewnętrzne i zewnętrzne w złym stanie technicznym, z wieloma ubytkami, zawilgoczeniami, szczególnie w dolnych partiach, oraz z widocznym miejscowo zielonym nalotem pleśni i glonów.
- Okładzina kamienna, częściowo omszała i pokryta zielonym nalotem, szczególnie w obrębie elewacji północnej Pawilonu „A”.
- Stolarka okienna i drzwiowa starego typu, w złym stanie technicznym.

**4.3. Opis słupów stalowych zadaszania (pomiary oględziny)**

Słupy stalowe podtrzymujące konstrukcję dachu nad podcieniami wykonano jako rury kwadratowe o wymiarach 10x10cm (spawane z ceowników 2 [ 100). Są zamocowanie w fundamencie na 4 śruby fundamentowe, za pośrednictwem blachy podstawy, wzmocnionej niewielkimi blachami pionowymi.

Osiowy rozstaw słupów pokrywa się z rozstawami więzarów dachowych (więzary spoczywają bezpośrednio na słupach). Głowice słupów zasłonięte, niewidoczne (sposób oparcia więzarów nieznany).

Stan techniczny:

- Słupy stalowe w dość dobrym stanie technicznym, bez widocznych nieprawidłowości w geometrii lub wyboczeń, co świadczy o prawidłowo pracujących stężeniach.
- Zamocowania w fundamentach bez widocznych uszkodzeń wskazujących na ich nieprawidłową pracę.
- Widoczna miejscowo korozja w większości ma raczej charakter powierzchniowy i nie wpływa w istotny sposób na ich nośność.
- Ochronna powłoka malarska jest częściowo zdegradowana, farba łuszczy się i odłazi.

**4.4. Opis ścian fundamentowych (oględziny)**

- Podczas oględzin nie stwierdzono widocznych oznak (pęknięcia zarysowania itp.) wskazujących na nieprawidłową pracę fundamentów budynków, lub jego zbyt płytkie posadowienie (ze względu na porę roku nie wykonywano odkrywek).

- Widoczne w dolnych częściach ścian parteru liczne zawilgoczenia wskazują na nieprawidłową izolację fundamentów, nieprawidłowy drenaż lub na nieprawidłowe odprowadzenie wód opadowych z rur spustowych skutkujące zawilgoceniem gruntu w sąsiedztwie fundamentów.

## **5. WARUNKI GEOTECHNICZNE**

Obiekt można zaliczyć do pierwszej kategorii geotechnicznej. Prawdopodobnie jest posadowiony w prostych warunkach gruntowych (położenie w sąsiedztwie koryta rzeki Żylicy). Brak szczegółowych danych dotyczących warunków geotechnicznych.

Konstrukcja Pawilonu „A” zasadniczo nie ulegnie zmianie. Ponieważ projektowane obciążenia pozostaną na poziomie zbliżonym do istniejącego lub wzrosną w niewielki sposób, co równoważy konsolidacja gruntów, planowana modernizacja nie wpłynie w istotny sposób na nośność fundamentów.

## **6. OPIS PRZEWIDYWANYCH ZMIAN FUNKCJONALNO-BUDOWLANYCH**

Bryła budynku, w zakresie obrysu rzutu poziomego pozostaje bez zmian.

Poza niezbędnymi pracami remontowymi, w ramach modernizacji obiektu przewiduje się:

- Podwyższenie budynku o około 60cm, konieczne ze względów funkcjonalnych (zwiększenie wysokości pomieszczeń), co wiąże się z przełożeniem konstrukcji dachu.
- Ocieplenie dachu.
- Zmianę funkcji pomieszczeń polegającą na wyburzeniu istniejących ścianek działowych, za wyjątkiem wewnętrznej ściany usztywniającej oraz wprowadzenie nowych podziałów.
- Korektę w obrębie istniejących otworów okiennych i drzwiowych (zamurowania i nowe przebiccia).
- Wykonanie lekkich daszków w konstrukcji szklano-aluminiowej wzdłuż ścian podłużnych.

## **7. OBLICZENIA STATYCZNE SPRAWDZAJĄCE (orientacyjne)**

### **ZESTAWIENIE OBCIĄŻEŃ**

lokalizacja: Szczyrk A = 480 m npm > 300 m npm ; dach płaski (nachylenie około 2%)

ciężar własny więzara dachowego (orientacyjnie):

- pas górny 2 L 40 x 40 x 5 – 2 x 2.97 =	5.94 x 1.35 =	8.02 kN/m
- pas dolny 2 L 40 x 40 x 5 – 2 x 2.97 =	5.94 x 1.35 =	8.02
- wzmocnienia pasów (płaskownik 80x5mm) – 2 x 3.14 =	6.28 x 1.35 =	8.48
- krzyżulce (pręt $\phi 20$ ) – 3.14/ : cos 45 =	4.44 x 1.35 =	5.99
- słupki (pręt $\phi 20$ ) – 3.14 x 0.30/ : 3.00 =	0.30 x 1.35 =	0.42
razem więzara:	22.90	31.00 kN/m

ciężar własny stężenia dachowego pionowego (orientacyjnie):

- pas górny 2 L 40 x 40 x 5 – 2 x 2.97 =	5.94 x 1.35 =	8.02 kN/m
- krzyżulce (pręt $\phi 8$ ) – 0.395/ : cos 45 =	0.56 x 1.35 =	0.76
- pas dolny 2 L 40 x 40 x 5 – 2 x 2.97 =	5.94 x 1.35 =	8.02
razem więzara:	12.44	17.00 kN/m

**obciążenie stałe istniejące na m<sup>2</sup> rzutu poziomego (orientacyjnie)**

- blacha falista (ciężar do 8 kg/m <sup>2</sup> ) -	0.08 x 1.35 =	0.11 kN/m <sup>2</sup>
- płatwie [80 co 90-120cm – 0.09/ : 0.90 =	0.10 x 1.35 =	0.14
- więzara dachowy w rozstawie co 3.00m – 0.31/ : 3.00 =	0.10 x 1.35 =	0.14
- stężenia dachowe – 0.17/ : 3.00 =	0.06 x 1.35 =	0.08
- systemowy kasetonowy sufit podwieszony (ciężar 6 kg/m <sup>2</sup> ) -	0.06 x 1.35 =	0.08
razem:	0.40	0.55 kN/m <sup>2</sup>

**obciążenie stałe projektowane (orientacyjnie)**

- papa asfaltowa wierzchniego krycia -	0.07 x 1.35 =	0.09 kN/m <sup>2</sup>
- papa asfaltowa podkładowa -	0.05 x 1.35 =	0.07
- warstwa wyrównująca ciśnienie i rozdzielcza -	0.01 x 1.35 =	0.01
- styropian lub pianka PIR/PUR gr.15-20cm – 0.20 x 0.40 =	0.08 x 1.35 =	0.11
- blacha trapezowa (np. T55/750 gr.0.75mm - ciężar 9 kg/m <sup>2</sup> ) -	0.09 x 1.35 =	0.12
- obciążenie stałe połąci:	0.30	0.40 kN/m <sup>2</sup>
- płatwie projektowane – 0.11/ : 0.90 =	0.10 x 1.35 =	0.14
- więzara dachowy w rozstawie co 3.00m – 0.31/ : 3.00 =	0.12 x 1.35 =	0.17
- ciężar instalacji (przyjęto do 6 kg/m <sup>2</sup> ) -	0.06 x 1.35 =	0.07
- systemowy kasetonowy sufit podwieszony (ciężar 6 kg/m <sup>2</sup> ) -	0.06 x 1.35 =	0.08
razem:	0.65	0.90 kN/m <sup>2</sup>

### obciążenie śniegiem

według: PN-EN 1991-1-3 strefa śniegowa 3

$$s_k = 2.28 \text{ kN/m}^2 \quad C_e = 1.00 \quad C_t = 1.00 \quad \text{sytuacja obliczeniowa trwała}$$

$$\mu_1 = 0.80 \quad s = 1.82 \text{ kN/m}^2 \quad s_d = 1.82 \times 1.5 = 2.74 \text{ kN/m}^2$$

według: PN-80/B-02010(Az1) ( $Q_k = 2.28 \text{ kN/m}^2$ )

$$C_1 = C_2 = 0.80 \quad S_k = 1.82 \text{ kN/m}^2 \quad S = 1.82 \times 1.5 = 2.74 \text{ kN/m}^2$$

### obciążenie wiatrem

według: PN-EN 1991-1-4 strefa wiatrowa 3

$$\text{kategoria terenu: III} \quad q_{b,o} = 0.35 \text{ kN/m}^2 \quad q_p(z) = 0.56 \text{ kN/m}^2$$

- ciśnienie łączne dla dachu (dach płaski ; krawędzie ostre):

$$e = 7.00\text{m} \quad e/10 = 0.70\text{m (F,G)} \quad e/2 = 3.50\text{m (H)} \quad e/4 = 1.75\text{m (F)}$$

$$\text{pole dachu F} \quad C_{pe,10} = -1.80 \quad w = -1.01 \text{ kN/m}^2 \quad W_d = (-1.01) 1.5 = -1.51 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{pole dachu G} \quad C_{pe,10} = -1.20 \quad w = -0.67 \text{ kN/m}^2 \quad W_d = (-0.67) 1.5 = -1.00 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{pole dachu H} \quad C_{pe,10} = -0.70 \quad w = -0.39 \text{ kN/m}^2 \quad W_d = (-0.39) 1.5 = -0.59 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{pole dachu I} \quad C_{pe,10} = \pm 0.20 \quad w = -0.11 \text{ kN/m}^2 \quad W_d = (\pm 0.11) 1.5 = \pm 0.17 \text{ kN/m}^2$$

według: PN-77/B-02011 (Az1) strefa wiatrowa III (na granicy I)

$$q_k = 0.35 \text{ kN/m}^2 \quad \beta = 1.8 \quad C_E = 1.00 \text{ (teren A)}$$

$$C = -0.90 \text{ (nawietrzna)} \quad p_{kn} = -0.57 \text{ kN/m}^2 \quad p_n = (-0.57) 1.5 = -0.85 \text{ kN/m}^2$$

$$p_{kr} = -1.54 \times 1.5 = -2.31 \text{ kN/m}^2$$

### ORIENTACYJNY DOBÓR BLACHY TRAPEZOWEJ (dla obciążeń projektowanych)

$$1) \text{ ciężar własny połaci + obciążenie śniegiem (maksymalne)} \quad 2.12 \quad 3.14 \text{ kN/m}^2$$

$$2) \text{ ciężar własny połaci + obciążenie wiatrem (ssanie)} \quad - 1.24 \quad - 2.06 \text{ kN/m}^2$$

maksymalny osiowy rozstaw płatwi:  $L = 1.20\text{m}$

na podstawie tabel warunki nośności i ugięcia spełnia np. dla blacha trapezowa T55 x 750 gr.0.75mm (zarówno strona A-pozytyw, jak też strona B-negatyw)

$$\text{- ze względu na nośność: } 6.34 \text{ kN/m}^2 > 3.14 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{- ze względu na ugięcie: } 6.34 \text{ kN/m}^2 > 2.12 \text{ kN/m}^2$$

### 7.1. SPRAWDZENIE PŁATWI (L = 3.00m)

osiowy rozstaw wiązarów:  $L = 3.00\text{m}$

osiowy rozstaw płatwi:  $0.90\text{m} ; 1.20\text{m}$

materiał: przyjęto stal odpowiadającą stali St3S ( $f_d = 21.50 \text{ kN/cm}^2$ )

blacha falista mocowana nie gęściej niż co trzecią fałdę na zaczep prętowy (hak)

#### I/ Orientacyjne obliczenie nośność płatwi

platew istniejąca: <b>ceownik zwykły [ 80</b>	$I_x = 106 \text{ cm}^4$	$W_x = 26.5 \text{ cm}^3$	$i_x = 3.10 \text{ cm}$
	$I_y = 19.4 \text{ cm}^4$	$W_y = 6.36 \text{ cm}^3$	$i_y = 1.33 \text{ cm}$
	$A = 11.0 \text{ cm}^2$	$G = 8.64 \text{ kg/m}$	przekrój klasy 1

$$M_{Rx} = 5.70 \text{ kNm} \quad \text{dla } L_o = 3.00\text{m} \quad \lambda_L = 1.45 \quad \varphi_L = 0.449$$

$$\varphi_L M_{Rx} = 0.449 \times 5.70 = 2.56 \text{ kNm}$$

#### II/ Orientacyjne sprawdzenie nośności płatwi dla obciążenia istniejącego:

$$\text{- blacha falista (ciężar do } 8 \text{ kg/m}^2) - 0.5(1.20 + 0.90) 0.11 \times 1.15 = 0.13 \text{ kN/m}$$

$$\text{- płatwie [80 - } 0.09 \times 1.35 = 0.12$$

$$\text{obciążenie stałe: } 0.25 \text{ kN/m}$$

$$M_x = 0.28 \text{ kNm} \quad R = 0.40 \text{ kN}$$

$$M_x / \varphi_L M_{Rx} = 0.28 / (0.449 \times 5.70) = 0.11 < 1$$

z uwzględnieniem obowiązującego obciążenia śniegiem:

$$\text{obciążenie stałe istniejące (jak wyżej): } 0.25 \text{ kN/m}$$

$$\text{obciążenie śniegiem - } 0.5(1.20 + 0.90) 2.74 \times 1.15 = 3.31$$

$$\text{razem obciążenie maksymalne: } 3.56 \text{ kN/m}$$



$$M_x = 4.00 \text{ kNm} \quad R = 5.40 \text{ kN}$$

$$M_x / (\varphi_L M_{Rx}) = 4.00 / (0.449 \times 5.70) = 1.56 > 1 \quad \text{przekroczenie nośności 56\%}$$

$$w_x = 1.2 \text{ cm} = w_{\max} = 300 / 250 = 1.2 \text{ cm}$$

$$V = 5.40 \text{ kN} < 0.3 V_R = 0.3 \times 59.80 = 17.90 \text{ kN}$$

### III/ Orientacyjne sprawdzenie nośności płatwi dla obciążenia projektowanego:

- obciążenie stałe połączy – $0.5(1.20 + 0.90) 0.40 \times 1.15 =$	0.48 kN/m
- płatwie projektowane – $0.11 \times 1.35 =$	0.15
<hr/>	
obciążenie stałe projektowane:	0.63 kN/m
obciążenie śniegiem – $0.5(1.20 + 0.90) 2.74 \times 1.15 =$	3.31
<hr/>	
razem obciążenie maksymalne:	4.00 kN/m
$M_x = 4.50 \text{ kNm}$	$R = 6.00 \text{ kN}$
$M_x / (\varphi_L M_{Rx}) = 4.50 / (0.449 \times 5.70) = 1.76 > 1$	przekroczenie nośności 76%
$w_x = 1.4 \text{ cm} > w_{\max} = 300 / 250 = 1.2 \text{ cm}$	przekroczenie ugięcia 17%
$V = 6.00 \text{ kN} < 0.3 V_R = 0.3 \times 59.80 = 17.90 \text{ kN}$	

### IV ORIENTACYJNY DOBÓR PŁATWI (dla obciążeń projektowanych)

platem projektowana: **ceownik ekonomiczny [ 100**

$I_x = 174 \text{ cm}^4$	$W_x = 34.8 \text{ cm}^3$	$i_x = 3.98 \text{ cm}$
$I_y = 20.5 \text{ cm}^4$	$W_y = 6.47 \text{ cm}^3$	$i_y = 1.37 \text{ cm}$
$A = 10.9 \text{ cm}^2$	$G = 8.59 \text{ kg/m}$	przekrój klasy 1

$M_{Rx} = 7.48 \text{ kNm}$   
 mocowanie blachy fałdowej wykonać w sposób gwarantujący utworzenie sztywnej tarczy przekrój zabezpieczony przed zwichrzeniem:  $\varphi_L = 1.00$   
 $\varphi_L M_{Rx} = 1.00 \times 7.48 = 7.48 \text{ kNm}$   
 $M_x / (\varphi_L M_{Rx}) = 4.50 / (1.00 \times 7.48) = 0.60 < 1$   
 $w_x = 0.8 \text{ cm} < w_{\max} = 300 / 250 = 1.2 \text{ cm}$   
 $V = 6.00 \text{ kN} < 0.3 V_R = 0.3 \times 56.10 = 16.80 \text{ kN}$

### 7.2. ORIENTACYJNE SPRAWDZENIE WIAZARÓW DACHOWYCH (L = 6.00m)

materiał: przyjęto stal profilową odpowiadającą stali St3S ( $f_d = 21.50 \text{ kN/cm}^2$ )  
 pręty gładkie odpowiadające stali A-0 ( $f_{yd} = 19.00 \text{ kN/cm}^2$ )  
 osiowy rozstaw wiaźarów: 3.00m

### I/ Orientacyjne obliczenie nośność elementów wiaźara istniejącego

**1) pas górny: 2 kątowniki L 40 x 40 x 5 (s = 20mm)**

$I_x = 10.9 \text{ cm}^4$	$i_x = 1.20 \text{ cm}$	$i_1 = 1.20 \text{ cm}$
$I_y = 46.2 \text{ cm}^4$	$i_y = 2.47 \text{ cm}$	$i_2 = 0.773$
$A = 7.58 \text{ cm}^2$	$G = 5.94 \text{ kg/m}$	przekrój klasy 1

#### Nośność pasa górnego na ściskanie (bez wzmocnienia)

$N_{Rc} = 162.00 \text{ kN}$   
 smukłość pasa w kierunku x:  $I_{ex} = 0.60 \text{ m}$  (węzeł skratowania co 60cm)  
 $\lambda_{mx} / \lambda_p = 51 / 84 = 0.61$   $\varphi_x = 0.801$   
 smukłość pasa w kierunku y:  $I_{ey} = 1.20 \text{ m}$  (platew co maksymalnie 120cm)  
 $\lambda_{my} / \lambda_p = 69 / 84 = 0.82$   $\varphi_y = 0.669$   
 $\varphi_y N_{Rc} = 0.669 \times 162.00 = 108.00 \text{ kN}$

#### wzmocnienie kątowników płaskownikiem 80x5mm

(środkowa część  $5 \times 0.60 \text{ m} = 3.00 \text{ m}$ )

$I_x = 16.2 \text{ cm}^4$	$i_x = 1.18 \text{ cm}$	$i_1 = 1.20 \text{ cm}$
$I_y = 67.5 \text{ cm}^4$	$i_y = 2.41 \text{ cm}$	$i_2 = 0.773$
$A = 11.58 \text{ cm}^2$	$G = 9.08 \text{ kg/m}$	przekrój klasy 1

#### Nośność pasa górnego na ściskanie (ze wzmocnieniem)

$N_{Rc} = 11.58 \times 21.5 = 249.00 \text{ kN}$   
 smukłość pasa w kierunku x:  $I_{ex} = 0.60 \text{ m}$  (węzeł skratowania co 60cm)  
 $\lambda_x / \lambda_p = 51 / 84 = 0.61$   $\varphi_x = 0.801$   
 smukłość pasa w kierunku y:  $I_{ey} = 1.20 \text{ m}$  (platew co maksymalnie 120cm)  
 $\lambda_y / \lambda_p = 50 / 84 = 0.60$   $\varphi_y = 0.807$   
 $\varphi_y N_{Rc} = 0.807 \times 249.00 = 201.00 \text{ kN}$

**2) pas dolny: 2 kątowniki L 40 x 40 x 5 (s = 20mm)**  $I_x = 10.9 \text{ cm}^4$   $i_x = 1.20 \text{ cm}$   $i_1 = 1.20 \text{ cm}$   
 $I_y = 46.2 \text{ cm}^4$   $i_y = 2.47 \text{ cm}$   $i_1 = 0.773$   
 $A = 7.58 \text{ cm}^2$   $G = 5.94 \text{ kg/m}$  przekrój klasy 1

Nośność pasa dolnego na rozciąganie (bez wzmocnienia)

$N_{Rt} = 162.00 \text{ kN}$

**wzmocnienie kątowników płaskownikiem 80x5mm**  $I_x = 16.2 \text{ cm}^4$   $i_x = 1.18 \text{ cm}$   $i_1 = 1.20 \text{ cm}$   
 (środkowa część 4 x 0.60m = 2.40m)  $I_y = 67.5 \text{ cm}^4$   $i_y = 2.41 \text{ cm}$   $i_1 = 0.773$   
 $A = 11.58 \text{ cm}^2$   $G = 9.08 \text{ kg/m}$  przekrój klasy 1

Nośność pasa dolnego na rozciąganie (ze wzmocnieniem)

$N_{Rt} = 249.00 \text{ kN}$

**3) krzyżulce: pręty gładkie D = 20mm**  $I_x = I_y = 0.785 \text{ cm}^4$   $i_x = i_y = 0.50 \text{ cm}$   
 $A = 3.14 \text{ cm}^2$   $G = 2.47 \text{ kg/m}$

Nośność krzyżulca pojedynczego na ściskanie

$N_{Rc} = 59.00 \text{ kN}$

smukłość krzyżulca:  $l_e = 0.85 \text{ m}$  (długość krzyżulca pomiędzy węzłami 67cm)

$\lambda/\lambda_p = 134/89 = 1.50$   $\varphi = 0.340$

$\varphi N_{Rc} = 0.340 \times 59.00 = 20.00 \text{ kN}$

Nośność krzyżulca podwójnego na ściskanie (pręty 2  $\phi$  20mm)

$\varphi N_{Rc} = 2 (0.340 \times 59.00) = 40.00 \text{ kN}$

Nośność krzyżulca pojedynczego na rozciąganie

$N_{Rt} = 59.00 \text{ kN}$

### Geometria wiazara:

odległość między podporami:  $L = 6.00 \text{ m}$  wsporniki okapowe:  $L_{wsp} = 0.60 \text{ m}$

wysokość całkowita wiazara:  $H = 0.32 \text{ m}$

wysokość obliczeniowa wiazara:  $H = 0.30 \text{ m}$

odległość osiowa pomiędzy węzłami:  $a = 0.60 \text{ m}$

węzły dolne:	węzły górne:	pręty pasa dolnego:	nr 1- nr 12:	(1 - 13)
1 (0.00 ; 0.00)	20 (0.00 ; 0.30)	pręty pasa górnego:	nr 20 - nr 36:	(20 - 36)
2 (0.60 ; 0.00) s	21 (0.30 ; 0.30)	słupki:	nr 41	(1 - 20)
3 (1.20 ; 0.00)	22 (0.60 ; 0.30)		nr 42	(2 - 22)
4 (1.80 ; 0.00)	23 (0.90 ; 0.30)		nr 43	(7 - 28)
5 (2.40 ; 0.00)	24 (1.50 ; 0.30)		nr 44	(12 - 34)
6 (3.00 ; 0.00)	25 (2.10 ; 0.30)		nr 45	(13 - 36)
7 (3.60 ; 0.00)	26 (2.70 ; 0.30)	krzyżulce:	nr 50	(1 - 21)
8 (4.20 ; 0.00)	27 (3.30 ; 0.30)		nr 51	(21 - 2)
9 (4.80 ; 0.00)	28 (3.60 ; 0.30)		nr 52 - nr 61	(2 - 7)
10 (5.40 ; 0.00)	29 (3.90 ; 0.30)		nr 62 - nr 71	(7 - 12)
11 (6.00 ; 0.00)	30 (4.50 ; 0.30)		nr 72	(12 - 35)
12 (6.60 ; 0.00) s	31 (5.10 ; 0.30)		nr 73	(35 - 13)
13 (7.20 ; 0.00)	32 (5.70 ; 0.30)			
	33 (6.30 ; 0.30)			
	34 (6.60 ; 0.30)			
	35 (6.90 ; 0.30)			
	36 (7.20 ; 0.30)			

### II / Orientacyjne sprawdzenie nośności wiazara dla obciążenia istniejącego:

\* siła skupiona w węźle górnym wspornika okapowego (0.60m):

obciążenie stałe - 0.60 kN

obciążenie śniegiem -  $(0.30 \times 2.74) \times 3.00 =$  2.50

razem  $P_{wsp}$ : 3.10 kN

obciążenie stałe - 1.00 kN

obciążenie śniegiem -  $(0.75 \times 2.74) \times 3.00 =$  6.20

razem  $P_1$ : 7.20 kN

* siła skupiona w węzłach górnych obciążonych płatwiami (1.20m + 0.90m):	
obciążenie stałe -	0.80 kN
obciążenie śniegiem – $(1.05 \times 2.74) \times 3.00 =$	8.70
razem P <sub>2</sub> :	9.50 kN
* siła skupiona w węźle górnym środkowym obciążonym płatwiami (0.90m + 0.90m):	
obciążenie stałe -	1.10 kN
obciążenie śniegiem – $(0.90 \times 2.74) \times 3.00 =$	7.40
razem P <sub>3</sub> :	8.50 kN
* siła skupiona w węzłach górnych nie obciążonych płatwiami:	
obciążenie stałe (1/2 ciężaru wiazara)	0.10 kN
* siła skupiona w węźle dolnym wspornika okapowego (0.60m):	
obciążenie stałe -	0.25 kN
* siła skupiona w węźle dolnym podporowym (0.60m):	
obciążenie stałe (ze stężeniem pionowym) -	0.50 kN
* siła skupiona w węźle dolnym środkowym (0.60m):	
obciążenie stałe (ze stężeniem pionowym) -	0.50 kN
* siła skupiona w węzłach dolnych :	
obciążenie stałe -	0.30 kN

#### **dla obciążenia istniejącego stałego**

reakcje podporowe: R = 6.00 kN	
maksymalna siła ściskająca w pasie górnym (ze wzmocnieniem):	
N = 21.70 kN < N <sub>φy</sub> N <sub>Rc</sub> = 0.807 x 249.00 = 201.00 kN	(zapas 89%)
maksymalna siła ściskająca w pasie górnym ( bez wzmocnienia):	
N = 12.10 kN < N <sub>φy</sub> N <sub>Rc</sub> = 0.669 x 162.00 = 108.00 kN	(zapas 89%)
maksymalna siła rozciągająca w pasie dolnym (ze wzmocnieniem):	
N = -20.90 kN < N <sub>Rt</sub> = 249.00 kN	(zapas 92%)
maksymalna siła rozciągająca w pasie dolnym (bez wzmocnienia):	
N = -14.50 kN < N <sub>Rt</sub> = 162.00 kN	(zapas 91%)
maksymalna siła ściskająca w słupkach (w osi symetrii wiazara):	
N = 1.10 kN < φ N <sub>Rc</sub> = 0.340 x 59.00 = 20.00 kN	(zapas 95%)
maksymalna siła ściskająca w krzyżulcach (podporowe podwojone):	
N = 5.60 kN < φ N <sub>Rc</sub> = 0.340 (2 x 59.00) = 40.00 kN	(zapas 86%)
maksymalna siła ściskająca w krzyżulcach (pojedyncze):	
N = 3.40 kN < φ N <sub>Rc</sub> = 0.340 x 59.00 = 20.00 kN	(zapas 83%)
maksymalna siła rozciągająca w krzyżulcach (pojedyncze):	
N = 5.40 kN < N <sub>Rt</sub> = 59.00 kN	(zapas 91%)

#### **dla obciążenia istniejącego całkowitego (stałe + śnieg)**

reakcje podporowe: R = 36.00 kN	
maksymalna siła ściskająca w pasie górnym (ze wzmocnieniem):	
N = 140.70 kN < N <sub>φy</sub> N <sub>Rc</sub> = 0.807 x 249.00 = 201.00 kN	(zapas 30%)
maksymalna siła ściskająca w pasie górnym ( bez wzmocnienia):	
N = 82.80 kN < N <sub>φy</sub> N <sub>Rc</sub> = 0.669 x 162.00 = 108.00 kN	(zapas 23%)
maksymalna siła rozciągająca w pasie dolnym (ze wzmocnieniem):	
N = -136.20 kN < N <sub>Rt</sub> = 249.00 kN	(zapas 45%)
maksymalna siła rozciągająca w pasie dolnym (bez wzmocnienia):	
N = -97.60 kN < N <sub>Rt</sub> = 162.00 kN	(zapas 40%)
maksymalna siła ściskająca w słupkach (w osi symetrii wiazara):	
N = 8.50 kN < φ N <sub>Rc</sub> = 0.340 x 59.00 = 20.00 kN	(zapas 57%)
maksymalna siła ściskająca w krzyżulcach (podporowe podwojone):	
N = 35.40 kN < φ N <sub>Rc</sub> = 0.340 (2 x 59.00) = 40.00 kN	(pręt 52;71 - zapas 11%)
maksymalna siła ściskająca w krzyżulcach (pojedyncze):	
N = 21.00 kN > φ N <sub>Rc</sub> = 0.340 x 59.00 = 20.00 kN	(pręt 56;67 - przekroczenie 5%)
maksymalna siła ściskająca w krzyżulcach (pojedyncze):	
N = 20.40 kN > φ N <sub>Rc</sub> = 0.340 x 59.00 = 20.00 kN	(pręt 58;65 - przekroczenie 2%)
maksymalna siła rozciągająca w krzyżulcach (pojedyncze):	
N = 35.30 kN < N <sub>Rt</sub> = 59.00 kN	(zapas 40%)

III / Orientacyjne sprawdzenie nośności wiaźara dla obciążenia projektowanego:

* siła skupiona w węźle górnym wspornika okapowego (0.60m):	
obciążenie stałe -	1.00 kN
obciążenie śniegiem – $(0.30 \times 2.74) \times 3.00 =$	2.50
razem $P_{wsp}$ :	3.50 kN
* siła skupiona w węźle górnym podporowym (0.60m + 0.90m):	
obciążenie stałe -	1.70 kN
obciążenie śniegiem – $(0.75 \times 2.74) \times 3.00 =$	6.20
razem $P_1$ :	7.90 kN
* siła skupiona w węzłach górnych obciążonych płatwiami (1.20m + 0.90m):	
obciążenie stałe -	1.80 kN
obciążenie śniegiem – $(1.05 \times 2.74) \times 3.00 =$	8.70
razem $P_2$ :	10.50 kN
* siła skupiona w węźle górnym środkowym obciążonym płatwiami (0.90m + 0.90m):	
obciążenie stałe -	1.90 kN
obciążenie śniegiem – $(0.90 \times 2.74) \times 3.00 =$	7.40
razem $P_3$ :	9.30 kN
* siła skupiona w węzłach górnych nie obciążonych płatwiami:	
obciążenie stałe (1/2 ciężaru wiaźara)	0.10 kN
* siła skupiona w węźle dolnym wspornika okapowego (0.60m):	
obciążenie stałe -	0.30 kN
* siła skupiona w węźle dolnym podporowym (0.60m):	
obciążenie stałe (ze stężeniem pionowym) -	0.50 kN
* siła skupiona w węźle dolnym środkowym (0.60m):	
obciążenie stałe (ze stężeniem pionowym) -	1.10 kN
* siła skupiona w węzłach dolnych :	
obciążenie stałe -	0.90 kN

**dla obciążenia projektowanego stałego**

reakcje podporowe: $R = 12.10$ kN	
maksymalna siła ściskająca w pasie górnym (ze wzmocnieniem):	
$N = 49.80$ kN < $N_{\varphi_y} N_{Rc} = 0.807 \times 249.00 = 201.00$ kN	(zapas 75%)
maksymalna siła ściskająca w pasie górnym ( bez wzmocnienia):	
$N = 29.40$ kN < $N_{\varphi_y} N_{Rc} = 0.669 \times 162.00 = 108.00$ kN	(zapas 73%)
maksymalna siła rozciągająca w pasie dolnym (ze wzmocnieniem):	
$N = -48.30$ kN < $N_{Rt} = 249.00$ kN	(zapas 81%)
maksymalna siła rozciągająca w pasie dolnym (bez wzmocnienia):	
$N = -34.70$ kN < $N_{Rt} = 162.00$ kN	(zapas 78%)
maksymalna siła ściskająca w słupkach (w osi symetrii wiaźara):	
$N = 1.90$ kN < $\varphi N_{Rc} = 0.340 \times 59.00 = 20.00$ kN	(zapas 90%)
maksymalna siła ściskająca w krzyżulcach (podporowe podwojone):	
$N = 12.80$ kN < $\varphi N_{Rc} = 0.340 (2 \times 59.00) = 40.00$ kN	(zapas 68%)
maksymalna siła ściskająca w krzyżulcach (pojedyncze):	
$N = 7.50$ kN < $\varphi N_{Rc} = 0.340 \times 59.00 = 20.00$ kN	(zapas 62%)
maksymalna siła rozciągająca w krzyżulcach (pojedyncze):	
$N = 12.60$ kN < $N_{Rt} = 59.00$ kN	(zapas 78%)

**dla obciążenia projektowanego całkowitego (stałe + śnieg)**

reakcje podporowe: $R = 42.00$ kN	
maksymalna siła ściskająca w pasie górnym (ze wzmocnieniem):	
$N = 168.80$ kN < $N_{\varphi_y} N_{Rc} = 0.807 \times 249.00 = 201.00$ kN	(pręt 27;28 - zapas 16%)
maksymalna siła ściskająca w pasie górnym ( bez wzmocnienia):	
$N = 100.10$ kN < $N_{\varphi_y} N_{Rc} = 0.669 \times 162.00 = 108.00$ kN	(pręt 24-31 - zapas 2%)
maksymalna siła rozciągająca w pasie dolnym (ze wzmocnieniem):	
$N = -163.60$ kN < $N_{Rt} = 249.00$ kN	(zapas 34%)
maksymalna siła rozciągająca w pasie dolnym (bez wzmocnienia):	
$N = -117.80$ kN < $N_{Rt} = 162.00$ kN	(zapas 27%)

maksymalna siła ściskająca w słupkach (w osi symetrii wiązara):	
$N = 9.30 \text{ kN} < \varphi N_{Rc} = 0.340 \times 59.00 = 20.00 \text{ kN}$	(zapas 53%)
maksymalna siła ściskająca w krzyżulcach (podporowe podwojone):	
$N = 42.60 \text{ kN} > \varphi N_{Rc} = 0.340 (2 \times 59.00) = 40.00 \text{ kN}$	(pręt 52;71 - przekroczenie 7%)
maksymalna siła ściskająca w krzyżulcach (pojedyncze):	
$N = 25.10 \text{ kN} > \varphi N_{Rc} = 0.340 \times 59.00 = 20.00 \text{ kN}$	(pręt 56; 67 - przekroczenie 26%)
maksymalna siła ściskająca w krzyżulcach (pojedyncze):	
$N = 23.70 \text{ kN} > \varphi N_{Rc} = 0.340 \times 59.00 = 20.00 \text{ kN}$	(pręt 58;65 - przekroczenie 19%)
maksymalna siła rozciągająca w krzyżulcach (pojedyncze):	
$N = 42.50 \text{ kN} < N_{Rt} = 59.00 \text{ kN}$	(zapas 28%)

### **7.3. ORIENTACYJNE SPRAWDZENIE NOŚNOŚCI ŁAW FUNDAMENTOWYCH**

I / Orientacyjnie dla ściany zewnętrznej podłużnej i obciążenia istniejącego:

- z dachu od obciążenia stałego istniejącego – $0.55 \times 3.80 =$	2.09 kN/m
- z dachu obciążenie śniegiem – $2.74 \times 3.80 =$	10.41
- ściana PGS gr.24cm – $(0.24 \times 12 \times 1.35) \times 3.00 =$	11.66
- tynk – $(2 \times 0.015 \times 19 \times 1.35) \times 3.00 =$	2.31
- okładzina kamienna – $(0.13 \times 25 \times 1.35) \times 3.00 =$	13.16
- ściana fundamentowa gr.40cm – $(0.40 \times 24 \times 1.35) \times 1.00 =$	12.96
razem:	53.00 kN/m
orientacyjnie: $q_f = 53.00 / 0.40 = 133 \text{ kN/m}^2$	

II / Orientacyjnie dla ściany zewnętrznej podłużnej i obciążenia projektowanego:

- z dachu od obciążenia stałego projektowanego – $0.90 \times 3.80 =$	3.42 kN/m
- z dachu obciążenie śniegiem – $2.74 \times 3.80 =$	10.41
- wieniec projektowany – $0.25 \times 0.25 \times 25 \times 1.35 =$	2.11
- ściana PGS gr.24cm – $(0.24 \times 12 \times 1.35) \times (3.00 + 0.35) =$	13.02
- tynk – $(2 \times 0.015 \times 19 \times 1.35) \times (3.00 + 0.60) =$	2.77
- okładzina kamienna – $(0.13 \times 25 \times 1.35) \times (3.00 + 0.60) =$	15.80
- ściana fundamentowa gr.40cm – $(0.40 \times 24 \times 1.35) \times 1.00 =$	12.96
razem:	61.00 kN/m
orientacyjnie: $q_f = 61.00 / 0.40 = 153 \text{ kN/m}^2$ wzrost obciążenia o około 15%	

### **8. ANALIZA STANU ISTNIEJĄCEGO**

Wszystkie obiekty stanowiące infrastrukturę nieczynnego pola kempingowego, w tym Pawilon „A”, to niewielkie, wolnostojące, parterowe budynki. Charakteryzują się zbliżoną konstrukcją i stylem wykończenia. Obecnie niszczeją. Są od wielu lat nieużytkowane i w znacznym stopniu zdewastowane. Widoczna jest daleko posunięta degradacja związana z bezpośrednim oddziaływaniem czynników atmosferycznych (nieszczelności dachu, przecieki, zalewania itp.).

Pawilon „A”, podobnie jak pozostałe obiekty, ogólnie znajduje się w stanie technicznym niezadawalającym i wymaga kapitalnego remontu. Przeprowadzone oględziny wykazały, że konstrukcja budynku znajduje się w lepszym stanie niż jego elementy wykończeniowe oraz instalacje.

Dach nad Pawilonem „A” jest praktycznie płaski. Istniejące, wzdłuż tylnej attyki, rynny sygnalizują spadek w kierunku północnym, jednakże inwentaryzacja wykazała że jest on minimalny (?). Utrudnia to swobodny odpływ wody deszczowej, co sprzyja zaleganiu różnego rodzaju zanieczyszczeń oraz nieszczelnościom pokrycia. Elementy wykończeniowe dachu (attyki, orynnowanie, obróbki blacharskie, sufity podwieszane itp.) bardzo mocno zdegradowane, z licznymi ubytkami, kwalifikują się do wymiany. Istniejące pokrycie dachowe wykonane z blachy falistej jest mocno zdegradowane. Widoczne są liczne nieszczelności, przecieki, które spowodowały rozległe ogniska korozji.

Istniejące płatwie dachowe miejscowo są dość mocno skorodowane, szczególnie tam gdzie wystąpiły nieszczelności pokrycia dachowego. Widoczny sposób mocowania blachy falistej do płatwi, nie gwarantuje ich sztywności w płaszczyźnie połaci. Orientacyjne obliczenia, przeprowadzone z uwzględnieniem wymaganego normowego obciążenia śniegiem, wykazały brak wymaganej nośności płatwi oraz przekroczenie ugięcia, co kwalifikuje je do wymiany.

Na podstawie oględzin przeprowadzonych w miejscach dostępnych (na okapach oraz w miejscach odsłonięcia sufitu podwieszono) można stwierdzić że kratownicowe więzary oraz stężenia dachowe znajdują się w dość dobrym stanie technicznym. W czasie wykonywanych oględzin (brak obciążenia śniegiem) nie stwierdzono widocznych nieprawidłowości w geometrii więzarów (wyboczenia, nadmierne ugięcia), co świadczy o prawidłowej pracy stężeń. Widoczna miejscowo korozja elementów stalowych ma raczej charakter powierzchniowy i nie wpływa w istotny sposób na ich nośność. Jednakże, szczególnie w miejscach występowania długotrwałych przecieków, należy się liczyć z większymi ogniskami korozji. Orientacyjne obliczenia sprawdzające zostały przeprowadzone dla więzarów jednoprzęsłowych o rozpiętości 6.00m, z uwzględnieniem wymaganego normowego obciążenia śniegiem, które zwiększyło się w stosunku do lat siedemdziesiątych, w których powstał budynek. Należy zwrócić przy tym uwagę, że dla lekkiej konstrukcji obciążenie śniegiem ma przeważający udział w łącznym obciążeniu dachu (około 75%). Obliczenia sprawdzające wykazały zróżnicowane zapasy nośności, w zależności od lokalizacji pręta (patrz pkt.7). Najbardziej wyťažone są ściskane krzyżulce podporowe (podwójne oraz pojedyncze). Dla założonego wstępnie obciążenia projektowanego (wzrost obciążenia o około 60% ze względu na dodatkowe ocieplenie i wykończenie połaci) oraz wymaganego normowego obciążenia śniegiem, zapas nośności w pasie górnym zmniejsza się do około 2%, w pasie dolnym do około 25%. W ściskanych krzyżulcach podporowych naprężenia zostały przekroczone (dla krzyżulców podwójnych przekroczenie wyniosło około 7%, a dla pojedynczych o około 30%). Wskazuje to na konieczność wzmocnienia niektórych elementów więzarów. Wiazary kratowe dwuprzęsłowe na zadaszenu podcienia, wymagają przeliczenia po ustaleniu sposobu ich oparcia na podporze środkowej. Podczas oględzin nie stwierdzono widocznych oznak (pęknięcia, zarysowania itp.) wskazujących na nieprawidłową pracę ścian nośnych lub fundamentów budynku. Ściany zewnętrzne, na których opiera się konstrukcja dachu prawdopodobnie nie posiadają wieńca obwodowego spinającego budynek (poziom oparcia więzarów praktycznie pokrywa się z poziomem nadproży).

## **9. WNIOSKI I ZALECENIA DOTYCZĄCE KONCEPCJI MODERNIZACJI OBIEKTU**

Na podstawie części architektonicznej koncepcji Budowa Centrum Przesiadkowego wraz z infrastrukturą towarzyszącą w mieście Szczyk – Szczyk Skalite” udostępnionej inwentaryzacji obiektu, przeprowadzonych badań i oględzin, analizy stanu istniejącego budynku (pkt.8) i przeprowadzonych sprawdzających obliczeń statycznych (pkt.7), przedstawia się następujące wnioski oraz zalecenia.

### **9.1. Dach (konstrukcja + elementy wykończenia)**

Przyjęte do obliczeń sprawdzających obciążenia projektowane należy traktować jako orientacyjne. Dlatego na etapie projektu wymagane jest sprawdzenie elementów konstrukcyjnych dachu, z uwzględnieniem zastosowanych elementów wykończenia konstrukcji dachu (rodzaj pokrycia, grubość i lokalizacja ocieplenia, typu sufitów podwieszonych itp.). Ponadto, na etapie rozbiórki dachu należy kontrolnie potwierdzić przyjęte schematy i elementy więzarów oraz stężeń dachowych.

Zaleca się aby przyjęte, projektowane obciążenia stałe (wykończone połacie dachowe, ocieplenie, sufity podwieszono itp.) były jak najmniejsze, najlepiej porównywalne z istniejącymi.

Przyjęte spadki dachu, powinny gwarantować bezpieczne odprowadzenie wód opadowych. Ze względów obciążeniowych zaleca się wykształcenie spadków w ramach zróżnicowania grubości ocieplenia.

Ze względu na niewystarczającą nośność (patrz pkt.8.) istniejące płatwie wymagają wymiany, a kratowe wiazary dachowe wzmocnienia.

Ze względu na wymagane ze względów funkcjonalnych podniesienia budynku, konieczne będzie zdemontowanie oraz przełożenie istniejącej konstrukcji dachowej (wiazarów i stężeń).

Przewidywany zakres robót rozbiórkowych:

- Rozebranie w całości istniejącego pokrycia dachowego (blacha falista), obudowy attyk (deskowanie oraz elementy ramek stalowych), rynien, rur spustowych.
- Rozebranie w całości wszystkich istniejących sufitów podwieszonych.
- Demontaż płatwi stalowych (w całości przeznaczone są do wymiany).
- Demontaż kratownicowych wiazarów stalowych wraz ze stężeniami połaciowymi, ze szczególnym zwróceniem uwagi na strefy podporowe (mocowania wiazarów) oraz ewentualne uszkodzenia.

W trakcie robót należy liczyć się z możliwością uszkodzenia elementów mocujących kratownice na podporach-ścianach oraz stężeń (np. wyrwanie śrub kotwiących, uszkodzenia blach związane z koniecznością odpawiania elementów, itp.), przez co ponowne ich montowanie może być utrudnione.

Przewidywany zakres robót związanych z modernizacją więźarów i stężeń kratowych:

Ze względu na zakres prac związanych z konserwacją oraz wzmocnieniami więźarów kratowych, zaleca się wykonanie powyższych prac w warunkach warsztatowych. Ułatwi to powyższe czynności oraz zapewni wymaganą jakość robót.

- Wykonanie dokładnego przeglądu wszystkich zdemontowanych więźarów kratownicowych oraz stężeń, ze szczególnym zwróceniem uwagi na strefy podporowe (mocowania więźarów) oraz ewentualne ogniska korozji lub uszkodzenia.
- Usunięcie istniejących powłok malarskich wraz z dokładnym oczyszczeniem (usunięcie rdzy) wszystkich, kwalifikujących się do zachowania, elementów stalowych.
- Wykonanie zgodnie z projektem budowlanym wzmocnień w obrębie więźarów, w zależności od przyjętych docelowo obciążeń projektowanych. Wstępne obliczenia sprawdzające wykazały, że ewentualne wzmocnienia będą dotyczyć głównie krzyżulców ściskanych (około 6-8 sztuk dla każdego więzara). Może wystąpić także konieczność przedłużenia płaskownika wzmacniającego pas górny więźarów.
- Wymiana lub naprawa elementów skorodowanych lub uszkodzonych (np. podczas demontażu).
- Przygotowanie do montażu nowych płatwi spełniających warunki nośności i ugięcia (wymiar zgodny z projektem budowlanym - proponowane np. ceowniki ICE 100).
- Wykonanie docelowych powłok malarskich (podkładowych oraz nawierzchniowych) dla wszystkich elementów stalowych (więzary kratownicowe, stężenia, płatwie itp.).

UWAGA: Przeprowadzone oględziny wykazały że kilka z obiektów infrastruktury kempingu (np. „D”) zostało przekryte przy użyciu takich samych, zunifikowanych więźarów kratowych. Daje to możliwość ich wykorzystania w przypadku stwierdzenia istotnych uszkodzeń w obrębie pojedynczych elementów Pawilonu „A”.

Przewidywany zakres robót montażowych i wykończeniowych:

- Ponowny montaż więźarów dachowych i stężeń, w oparciu o zakotwienie ich w projektowanym, żelbetowym wieńcu obwodowym (ssanie wiatru).
- Montaż nowych płatwi dachowych.
- Wykonanie nowego poszycia (proponowana blacha trapezowa np. T55-750 gr.0.75mm), które może stanowić wykończenie połaci (połac nieocieplona) lub podbudowę pod warstwy wykończeniowe (połac ocieplona). Montaż blachy wykonać w sposób zapewniający sztywność płatwi w płaszczyźnie połaci.
- Wykonanie lekkiego ocieplenia (np. styropian lub pianka PUR/PIR), które może stanowić jednocześnie warstwę spadkową,
- Wykonanie pokrycia np. z papy termozgrzewalnej lub innych materiałów rolowych.
- Wykonanie nowych sufitów podwieszonych, zgodnie z wymaganiami adaptacji. Istnieje również możliwość wykonania niezbędnego ocieplenia w poziomie dolnego pasa kratownicy (powyżej sufitów podwieszonych). W takiej sytuacji, ze względu na zminimalizowanie obciążenia zaleca się zastosowanie ocieplenia lekkiego (np. wełna mineralna lekka).
- Zamontowanie nowych rynien oraz rur spustowych.
- Wykonanie nowych attyk, zgodnie z wytycznymi architektonicznymi.

## **9.2. Ściany nośne oraz słupy stalowe**

Bryła budynku zasadniczo nie ulegnie zmianie. Ze względów funkcjonalnych wymagane jest podwyższenie ścian budynku o około 60cm. Daje to możliwość wykonania żelbetowego wieńca obwodowego spinającego budynek. Projektowane obciążenia pozostaną na poziomie zbliżonym do istniejącego lub wzrosną w niewielki sposób, co nie wpłynie w istotnie na konstrukcję murowaną. Przy wyburzaniu istniejących ścianek działowych należy pozostawić wewnętrzną, poprzeczną ścianę usztywniającą o grubości 55cm.

Konieczne jest określenie wymagań dotyczących nowych funkcji, projektowanych dla poszczególnych pomieszczeń, związanych z koniecznością ewentualnego ocieplenia istniejących ścian zewnętrznych.

Przewidywany zakres robót (ściany):

- Skucie wszystkich tynków wewnętrznych i zewnętrznych.
- Zamurowanie wymaganych otworów okiennych lub drzwiowych (zgodnie z projektem).
- Podmurowanie ścian do poziomu dołu projektowanego wieńca. Ze względów technologicznych (zachowanie ciągłości ściany nadmurowywanej) należy przeanalizować rozebranie istniejących przemurowań i nadproży powyżej poziomu obecnego zamocowania stalowych więźarów kratowych.
- Wykonanie nowego nadproża nad projektowanym, przesuniętym otworem drzwiowym.
- Przeanalizowanie wykonania nowych nadproży nad otworami okiennymi (szczególnie w przypadku nadproży murowanych). Alternatywę stanowi dozbrojenie projektowanego wieńca, szczególnie nad otworami okiennymi, na którym zostaną ponownie zamontowane więzary dachowe.

- Wykonanie na ścianach zewnętrznych oraz wewnętrznej ścianie usztywniającej, ciągłego obwodowego wieńca żelbetowego spinającego budynek o wymiarach nie mniejszych niż 24/25cm, zakotwionego w istniejącej konstrukcji budynku (np. kotwy  $\phi 20$  co około 1.50-2.00m).
- Kontrola stanu izolacji poziomej, wykonanej na ścianach fundamentowych (?).
- Wykonanie nowych tynków zewnętrznych i wewnętrznych.
- Oczyszczenie elewacji kamiennej oraz kontrola i uzupełnienie spoinowania.
- W przypadkach wymaganych funkcją ocieplenie ścian zewnętrznych. Przy zachowaniu elewacji kamiennych należy przeanalizować zastosowanie systemu ociepleń wewnętrznych.
- Wymiana stolarki okiennej i drzwiowej.
- Wykonanie nowych ścianek działowych. Zaleca się ścianki murowane, połączone z murem istniejącym na strzępia lub łączniki (zbrojenie spoin).
- Montaż lekkich daszków w konstrukcji szklano-aluminiowej, w oparciu o podwieszenie ich do projektowanego wieńca żelbetowego (montaż dopuszczalny po wykonaniu dachu głównego).

Przewidywany zakres robót (słupy stalowe niosące zadaszenie podcienia):

Ze względu na podniesienie poziomu zamontowania wiązarów dachowych o około 60cm konieczne będzie podwyższenie słupów. Najprostszym ekonomicznie rozwiązaniem jest wymiana słupów na nowe, dostosowane do wymaganej wysokości.

### **9.3. Fundamenty; posadzki**

Konstrukcja budynków zasadniczo nie ulegnie zmianie. Ponieważ projektowane obciążenia pozostaną na poziomie zbliżonym do istniejącego lub wzrosną w niewielki sposób, co równoważy konsolidacja gruntów, planowana adaptacja nie wpłynie w istotny sposób na nośność fundamentów.

Na etapie odkopywania fundamentów (bezwzględnie odcinkami, zgodnie z zasadami sztuki budowlanej), zaleca się skontrolować faktyczny poziom posadowienia ław fundamentowych oraz rodzaj gruntu w poziomie posadowienia (spoisłe lub niespoisłe ?). Wymagany normowo, minimalny poziom posadowienia ze względu na przemarzanie, dla gruntów spoistych wynosi 120cm.

Przewidywany zakres robót (fundamenty):

- Wykonanie izolacji pionowej fundamentów.
- Kontrola izolacji poziomej, z zapewnieniem jej ciągłości z projektowaną izolacją poziomą posadzek.
- Wykonanie drenażu wokół budynków oraz zapewnienie odprowadzenia wód opadowych z rur spustowych.

Przewidywany zakres robót (posadzki):

- Rozbiórka istniejących warstw posadzkowych.
- Wykonanie nowej izolacji poziomej na podbudowie.
- Wykonanie nowych warstw posadzkowych.

### **UWAGI KOŃCOWE**

Opinia techniczna stanowi wstępną ocenę stanu technicznego budynku Pawilonu „A” zlokalizowanego na terenie dawnego pola kempingowego Szczyrk-Skalite, przeprowadzoną pod kątem niezbędnych prac remontowych oraz zmian funkcjonalno-budowlanych określonych w architektonicznej koncepcji modernizacji obiektu. Przeprowadzone oględziny i pomiary pozwoliły na określenie podstawowych elementów konstrukcyjnych budynku. Przeprowadzona w ramach obliczeń sprawdzających analiza wykazała, że są one w stanie przenieść zwiększone obciążenia, związane z modernizacją, pod warunkiem wykonania niezbędnych wzmocnień (wiązary) lub wymiany elementów (płatwie). Warunkiem jest ich dobry stan techniczny oraz zgodność z parametrami przyjętymi do obliczeń, potwierdzona po odsłonięciu wszystkich elementów konstrukcyjnych. Biorąc pod uwagę stan obiektu, zakres oraz technologię robót należy się liczyć z koniecznością wymiany elementów w zakresie większym niż podano w opracowaniu.

Przedstawiona opinia techniczna ma charakter opracowania wstępnego, zawierającego wnioski i zalecenia dotyczące koncepcji modernizacji obiektu. Szczegółowe rozwiązania konstrukcyjno-budowlane powinny zostać opracowane w ramach projektu technicznego.

Bielsko-Biała, czerwiec 2019