

# Wzmocnienie sprężonych dźwigarów dachowych w 50-letniej hali przemysłowej

## Reinforcement of prestressed roof girders in a 50-year-old industrial hall

dr inż. Czesław Bywalski (ORCID: 0000-0003-0460-9000), dr inż. Wojciech Pawlak (ORCID: 0000-0002-0485-7269), Politechnika Wrocławska

DOI: 10.5604/01.3001.0054.7181

**Streszczenie:** Przedmiotem analizy są strunobetonowe dźwigary dachowe systemu P70 (SBn-I-65/15). Produkowano je w wersji umożliwiającej wzmocnienie nadbetonem ułożonym między prefabrykowanymi płytami dachowymi, dzięki czemu uzyskiwano pełną projektowaną nośność. W trakcie oględzin analizowanego obiektu stwierdzono, iż nadbeton taki wykonano, jednak nie w obrębie świetlików kalenicowych, gdzie wykonano wyłącznie nadbeton spadkowy. Z tego względu odcinek pod świetlikami jest krytyczny z punktu widzenia bezpieczeństwa konstrukcji. Brak nadbetonu jest również powodem znaczących ugięć dźwigarów. W pracy przedstawiono wyniki oceny stanu technicznego, badań, pomiarów geodezyjnych ugięć i sprawdzających obliczeń statyczno-wytrzymałościowych oraz sposób wzmocnienia dźwigarów, umożliwiający jego realizację na czynnym obiekcie.

**Słowa kluczowe:** konstrukcja dachu, dźwigar sprężony, wzmocnienie.

**Abstract:** The subject of the analysis is prestressed concrete roof girders of the P70 system (SBn-I-65/15). They were produced in a version that allowed reinforcement with superconcrete laid between prefabricated roof slabs, thus achieving the full design load capacity. During the visual inspection of the analyzed facility, it was found that such overcrete was made, but not within the ridge skylights, where only sloping overcrete was made. Therefore, the section under the skylights is critical from the point of view of structural safety. The lack of overconcrete is also the reason for the significant deflection of the girders. This paper presents the results of a technical condition assessment, tests, geodetic measurements of deflections and verifying static-strength calculations, as well as the method of strengthening the girders, allowing it to be carried out on an active building.

**Keywords:** roof structure, prestressed girder, reinforcement.

## 1. Wprowadzenie

W ostatnich latach w wielu zakładach przemysłowych stawia się na odnawialne źródła energii, w szczególności na fotowoltaikę (PV). Powierzchnie dachów istniejących hal przemysłowych wydają się naturalnym miejscem montażu takich instalacji. Jednym z istotnych warunków montażu instalacji PV na dachu jest odpowiednia nośność konstrukcji do przeniesienia dodatkowych obciążeń. W Polsce nie ma normy do ustalania obciążeń od instalacji PV, dlatego projektanci i rzeczoznawcy budowlani wykorzystują w tym zakresie raport techniczny CEN [1]. Warto zwrócić uwagę, iż w wielu projektach hal budowanych w ostatnich latach uwzględniano obciążenia od instalacji PV, lecz obciążenia te w świetle zapisów raportu [1] są często niedoszacowane, bowiem oprócz ciężaru instalacji konieczne jest uwzględnienie odmiennych, względem dachów nieobciążonych instalacjami PV, obciążeń klimatycznych (w szczególności wiatru). Obliczenia sprawdzające muszą również uwzględniać istniejący stan techniczny konstrukcji, a zatem należy je poprzedzić oględzinami konstrukcji, nierzadko odkrywkami i badaniami diagnostycznymi. Podczas opracowywania ekspertyzy technicznej konstrukcji hali z początku lat 70. XX w., pod kątem ustalenia możliwości

i warunków montażu instalacji PV na jej dachu, zwrócono uwagę na wyraźne ugięcia strunobetonowych dźwigarów dachowych. Były one widoczne nieuzbrojonym okiem, lecz podczas kontroli okresowych przewidzianych prawem budowlanym [2] nie zostały zauważone. Co więcej, wiele dźwigarów było uszkodzonych wskutek mechanicznego mocowania do dolnych stopek i średników instalacji technologicznych. Zauważono także, że w obrębie świetlika kalenicowego nie wykonano nadbetonu, przez co dźwigary nie osiągnęły projektowanej nośności i sztywności. Wykonano zatem kompleksową ocenę stanu technicznego dźwigarów zgodnie z instrukcją [3] oraz opracowano projekt ich wzmocnienia.

## 2. Opis konstrukcji hali

Sześciennawową halę przemysłową o szerokości w osiach słupów  $5 \times 15 + 6 = 81$  m i długości ponad 114 m, wzniesiono w 1973 r. na bazie elementów prefabrykowanego systemu budownictwa przemysłowego P70 [4]. W analizowanej hali zidentyfikowano następujące elementy systemu P70: strunobetonowe dźwigary sprężone typu SBn-I-65/15 o rozpiętości 15 m i zbrojeniem sprężającym typu VI; przekrycie dachu w postaci płyt żebrowych normalnych PŻFF-2 o wymiarach

**Rys. 1.**  
Przykładowy widok dachu – w części świetlikowej brak nadbetonu połączeniowego



**Rys. 2.**  
Przykładowy widok dachu w obrębie świetlika łukowego – brak nadbetonu połączeniowego

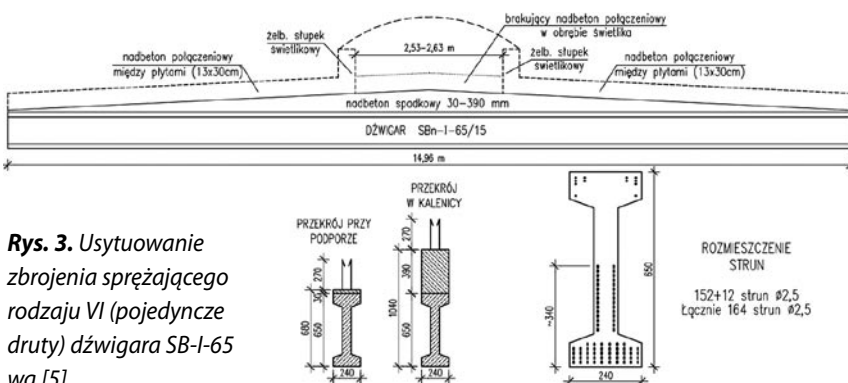


587x149x30 cm. Słupy jednołąkowe wykonano o stałym, prostokątnym przekroju poprzecznym 40x55 cm. Są one sztywno zamocowane w fundamentach stopowych typu kielichowego i przegubowo połączone z ryglami.

W systemie P70 stosowano typowe świetliki kalenicowe. Pierwotnie były to świetliki trójkątne. Obecnie zabudowane są świetliki łukowe z przekryciem z poliwęglanu wielokomorowego (rys. 1 i 2). Ściany osłonowe wykonano jako murowane z cegły ceramicznej – nie zastosowano systemowych płyt ściennych.

### 3. Wyniki oględzin, odkrywek, badań i pomiarów

Na podstawie pomiarów geometrii przekroju poprzecznego oraz rozpiętości zidentyfikowano dźwigary dwuspadowe typu SBn-I-65/15 [4], w których wykorzystano prefabrykaty dźwigarów SB-I. Na tych prefabrykatkach wykonywano (często na budowie) nadbeton spadkowy o zmiennej wysokości. W przypadku dźwigarów SBn-I-65/15 wysokość zmienia się od 30 mm na końcach dźwigara do 390 mm w części kalenicowej – rysunek 3. Oprócz nadbetonu spadkowego po montażu dźwigarów na słupach i po ułożeniu na nich płyt dachowych wykonywano między płytami tzw. nadbeton połączeniowy [4 i 5] o wymiarach 130x300 mm. Niestety tego nadbetonu nie wykonano w środkowej części przęsła dźwigarów, tj. w obrębie świetlików (rys. 3). Z katalogu [4] i projektu dźwigarów [5] wynika, iż w dźwigarach SB-I stosowano równoważne pod względem nośności dźwigara zbrojenie sprężające w postaci drutów pojedynczych  $\varnothing 2,5$  mm (ewentualnie splatanych po 2 w spłaty  $2\varnothing 2,5$  mm) lub spłatów  $7\varnothing 2,5$  mm. Informacje te powtórzono również w pracy [6].



**Rys. 3.** Usytuowanie zbrojenia sprężającego rodzaju VI (pojedyncze druty) dźwigara SB-I-65 wg [5]

Z opracowań [4–6] wynika, że dla dźwigarów SBn-I-65/15 zaprojektowano 6 rodzajów zbrojenia sprężającego (I–VI). W trakcie oględzin dokonano identyfikacji rodzaju zbrojenia dźwigarów na podstawie przeglądu powierzchni czołowych dźwigarów. Zinventaryzowana liczba drutów wynosiła 164, a nie 160 lub 180 jak podano w [4 i 6] dla rodzajów zbrojenia V lub VI, natomiast była zgodna z projektem [5] dla rodzaju VI, w którym na rysunku wykonawczym dźwigara podano również wymaganą wytrzymałość stali sprężającej na zerwanie 21 000 kG/cm<sup>2</sup>. Usytuowanie zbrojenia sprężającego rodzaju VI w przekroju poprzecznym prefabrykatu dźwigara, w postaci drutów pojedynczych, przedstawiono za [5] na rysunku 3.

W celu ustalenia aktualnego ciężaru dachu (obciążeń stałych) wykonano 6 odkrywek. Układ warstw stropodachu od góry był następujący:

- 4 warstwy papy na lepiku (łączna grubość wszystkich warstw papy od 18 do 22 mm),
- wylewka cementowa grubości od 40 do 50 mm,
- styropian grubości od 35 do 40 mm,
- 1 warstwa papy,
- wylewka cementowa (szlichta) na płycie dachowej gr. od 10 do 20 mm,
- płyta dachowa żebrowa PŻFF-2.

Do geodezyjnych pomiarów ugięć wytypowano dźwigary, dla których w trakcie przeglądu stwierdzono co najmniej 2 czynniki spośród wymienionych poniżej:

- znaczące ugięcia widoczne nieuzbrojonym okiem,
- możliwość przerwania strun wskutek wiercenia otworów montażowych (instalacje podwieszane),
- ciężkie instalacje podwieszane do dźwigara,
- destrukcję nadbetonu spadkowego.

W efekcie do pomiarów wytypowano 31 spośród 105 dźwigarów, a wyniki tych pomiarów dla 10 najbardziej ugiętych dźwigarów zestawiono w tabeli 1.

Analiza wyników pomiarów ugięć dźwigarów dachowych prowadzi do następujących wniosków:

- niemal wszystkie dźwigary, poza dźwigarami w dylatacjach i podmurowanych ścianami w pierwszych latach eksploatacji obiektu, miały przekroczone dopuszczalne ugięcia.

**Tabela 1.** Wyniki geodezyjnych pomiarów ugięć dla 10 najbardziej ugiętych dźwigarów

Oznaczenie dźwigara	Ugięcie maksymalne [mm]	Dopuszczalne ugięcie normowe [mm]	Przekroczenie ugięcia dopuszczalnego [%]
8/B-C	164	$59 \left( \frac{l_{eff}}{250} = \frac{14800}{250} \right)$	178
9/B-C	150		154
15/E-F	123		108
14/E-F	120		103
7/B-C	120		103
17/B-C	117		98
16/B-C	99		66
18/B-C	96		63
11/B-C	92		56
14/B-C	87		47

- stopień przekroczenia ugięcia dopuszczalnego był bardzo zróżnicowany i wynosił od 2 do nawet 178%.
- stopień przekroczenia ugięć dopuszczalnych zależy od: stopnia destrukcji nadbetonu spadkowego; procentowej wartości spadku siły sprężającej wskutek strat sprężania; procentowej wartości spadku siły sprężającej wskutek przerwania strun podczas wiercenia otworów w celu montażu uchwytów do mocowania instalacji; schematu intensywności i historii obciążenia.

Projekt [5] zakładał beton prefabrykatu sprężonego dawnej marki 500 kG/cm<sup>2</sup>, co praktycznie odpowiada dzisiejszej klasie C35/45 oraz nadbeton spadkowy i połączeniowy dawnej marki 200 kG/cm<sup>2</sup> (wytrzymałość nieznacznie niższa od wymaganej dla dzisiejszej klasy C16/20). W odniesieniu do betonu prefabrykatu w pracy [6] zwrócono uwagę, iż w przypadku elementów katalogowych nie ma konieczności wykonywania badań wytrzymałościowych betonu – szczegółową argumentację przedstawiono w pracy [6]. Ocena wizualna nie wykazała uszkodzeń betonu prefabrykatu, w przeciwieństwie do nadbetonu. Z kolei w instrukcji [3] podano, iż w dźwigarach tego typu stosowano beton obecnej klasy od C30/37 do C35/45, a w odniesieniu do nadbetonu zapisano, iż do obliczeń sprawdzających należy przyjmować, że był to beton klasy C12/15 – w przypadku nieprzeprowadzania badań parametrów wytrzymałościowych – lub beton wyższej klasy zgodnie z wynikami badań. Zgodnie z normą [7] badania wytrzymałości betonu na ściskanie można wykonać metodą niszczącą – najbardziej wiarygodną, ale wymagającą pobrania kilku próbek, co prowadzi do osłabienia dźwigara. Inna metoda to metoda pośrednia (kombinowana), bazująca na badaniach nieniszczących np. sklerometrycznych i niszczących – wzorcowanie na podstawie badania mniejszej liczby odwiertów rdzeniowych. W analizowanym przypadku stwierdzono widoczne znaczące ugięcia niektórych dźwigarów i postanowiono ich dodatkowo nie osłabiać wykonywaniem odwiertów. Wykonano jednak kontrolne badania nieniszczące metodą sklerometryczną zakładając, że ocena wytrzymałości będzie miała charakter jakościowy. W związku z tym posłużono się instrukcją [8] do oszacowania wytrzymałości betonu.

W przypadku prefabrykatów sprężonych badaniom poddano 5 dźwigarów i za każdym razem uzyskano wytrzymałość betonu odpowiadającą klasie C35/45 – uzyskano potwierdzenie informacji podanych w [4 i 5] oraz potwierdzenie słuszności podejścia przedstawionego w [6]. W przypadku nadbetonu spadkowego badaniom poddano 12 dźwigarów. Badano oddzielnie beton w obrębie świetlika i poza nim. W przypadku nadbetonu poza świetlikiem uzyskano wytrzymałość odpowiadającą klasom B15 (C12/15) i B20 (C16/20), natomiast w przypadku nadbetonu w obrębie świetlika uzyskano wytrzymałość pozwalającą na zakwalifikowanie do klas: B10 (C8/10) – 1 dźwigar, B15 (C12/15) – 4 dźwigary, B20 (C16/20) – 2 dźwigary i beton pozaklasowy (dawne <B7,5) – 5 dźwigarów. Pozostałe główne ustalenia z oględzin dźwigarów przedstawiono poniżej.

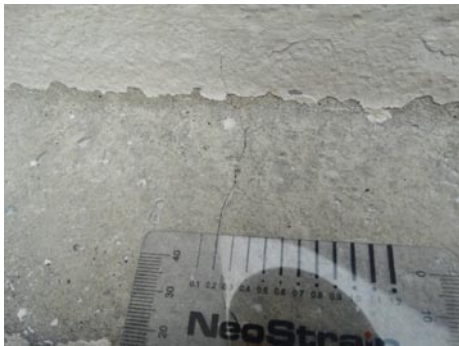
- Na szerokości świetlika nie wykonano nadbetonu połączeniowego (rys. 1–3). Tymczasem w p. 6.10 zeszytu 1 katalogu [4] systemu P70 znajduje się następujący zapis: „Nadbeton między płytami dachowymi posiada zawsze markę  $R_w = 200 \text{ kG/cm}^2$ . Jeżeli na pewnym odcinku dźwigara nie ma płyt (np. na szerokości świetlika kalenicowego), nadbeton na tym odcinku musi być wykonany przed montażem dźwigara”.
- Wszystkie dźwigary były pokryte kilkoma warstwami powłok ochronnych (4–5 warstw). Po usunięciu powłok nie stwierdzono uszkodzeń betonu, które mogłyby wskazywać na nieodpowiednią jego jakość i wytrzymałość).
- Efektem wykonania powłok ochronnych było ograniczenie tempa karbonatyzacji betonu – wykonane testy fenoloftaleinowe wykazały zasięg karbonatyzacji zaledwie od 5 do 7 mm.
- Innym efektem wykonania powłok ochronnych było przykrycie rys betonu – po usunięciu powłok malarskich w najbardziej ugiętych dźwigarach ujawniono rysy w środkowej części o rozwarości do 0,2 mm (rys. 4).
- W około ¼ wszystkich dźwigarów stwierdzono nieprawidłowe podwieszenie instalacji do dźwigarów – stosowano łączniki kotwione w pasie dolnym lub środkowym, w strefach przebiegu strun sprężających (rys. 5). Porównując rysunki 3 i 5, widać, że ryzyko przerwania strun wskutek kotwienia wieszaków instalacji jest bardzo wysokie i chociaż uszkodzenie takie ma charakter lokalny tj. nie prowadzi do wyłączenia przeciętych strun na całej długości, to jednak w strefach maksymalnych momentów zginających ograniczy nośność i spowoduje niewielki przyrost ugięć [6].

#### 4. Założenia do sprawdzających obliczeń statyczno-wytrzymałościowych i ich wyniki

W analizowanym przypadku przyjęto zestaw norm PN-B z uwzględnieniem zmian norm obciążeń śniegiem i wiatrem. Oczywiście najlepiej byłoby je wykonać w oparciu o aktualne normy, ale nie zawsze jest to możliwe [6]. Analizowano zarówno nośność samego prefabrykatu, jak i dźwigara zespolonego z nadbetonem spadkowym.



**Rys. 4.** Pomiar szerokości rysy



Analizowano 3 warianty dźwigarów z nadbetonem klasy: B15 (C12/15), B10 (C8/10) i B7,5. Pomimo, iż w świetle aktualnych norm betonu klasy niższej niż B15 (C12/15) są traktowane jako niekonstrukcyjne, analizowano również klasy B10 i B7,5, ponieważ w okresie projektowania obiektu ówczesne normy traktowały je jako konstrukcyjne. Ponadto z obliczeń przekroju niezespalonego wynika, iż nadbeton spadkowy przynajmniej częściowo współpracuje z prefabrykatem – w przeciwnym wypadku rzeczywiste ugięcia byłyby niemal dwukrotnie większe (tab. 1 i 2). Analizowano zarówno fazę montażową (przed zespoleniem), jak i eksploatacyjną (po zespoleniu z nadbetonem). W obliczeniach uwzględniono beton prefabrykatu klasy B45 (C35/45) i przyjęto rozpiętość obliczeniową dźwigara 14,80 m. Z uwagi na brak danych, oszacowania strat dokonano ogólnie na podstawie praktyki inżynierskiej – przyjęto bezpiecznie, iż całkowite straty wynoszą 20% naprężeń naciągu podanych w projekcie dźwigarów [5]. W celach porównawczych analizowano również przypadek mniej korzystny tzn. większe całkowite straty – 25%. Jako miarodajny do analiz wytypowano przekrój dźwigara usytuowany w licu słupka świetlikowego (rys. 3). Podsumowanie wyników obliczeń przedstawiono w tabeli 2 ograniczając się do fazy eksploatacyjnej, ponieważ w analizowanym przekroju krytycznym ta faza jest miarodajna. Nazwy kombinacji w tabeli 2 odnoszą się do normy [9].

Uzupełniając informacje zawarte w tabeli 2, w analizowanym przekroju moment od obciążeń obliczeniowych w fazie montażowej wynosił 343,9 kNm, a moment od wszystkich obliczeniowych obciążeń stałych (bez śniegu i instalacji) 577,2 kNm.

Z wykonanych obliczeń wynika, iż:

- nośność samego prefabrykatu (bez nadbetonu spadkowego) jest niewystarczająca do przeniesienia obciążeń w fazie eksploatacyjnej, a ugięcie długotrwałe dźwigara bez uwzględnienia nadbetonu spadkowego (samego prefabrykatu) jest znacząco przekroczone (np. dla 20% strat siły sprężającej 278 mm >> 59 mm);
- nośność przekroju zespolonego (prefabrykat + nadbeton spadkowy) jest niewystarczająca do przeniesienia pełnych obciążeń w fazie eksploatacyjnej na odcinku pod świetlikami, w tym pełnego normowego obciążenia śniegiem. Niedobór nośności jest tym większy, im słabszej klasy jest

**Rys. 5.**

Nieprawidłowy sposób podwieszenia instalacji do dźwigara



**Tabela 2.** Wyniki obliczeń dla dźwigara zespolonego z nadbetonem spadkowym

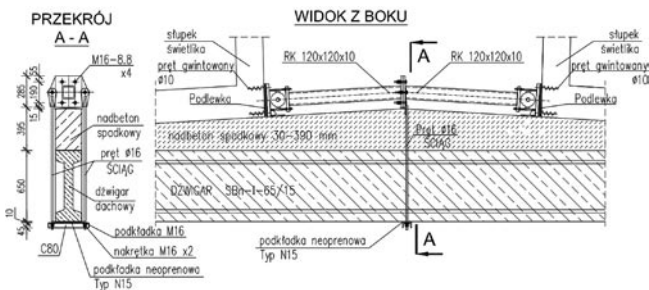
Lp.	Klasa nadbetonu	Straty sprężania [%]	Moment SGN – kombinacja podstawowa [kNm]	Nośność przekroju $M_{red}$ [kNm]	Moment SGU – kombinacja długotrwała [kNm]	Ugięcie [mm]
1	B15	20	804,13	659,19	511,79	58
2	B15	25		659,19		77
3	B10	20		607,37		84
4	B10	25		607,37		104
5	B7.5	20		585,67		105
6	B7.5	25		585,67		126
7	bn*	20		455,42		278
8	bn*	25		455,42		292

\*) brak nadbetonu – analiza prefabrykatu sprężonego, niezespalonego

beton spadkowy. Konieczne jest wzmocnienie dźwigarów połączone z ograniczeniem obciążeń.

## 5. Wzmocnienie dźwigarów

Wobec zmierzonych ponadnormatywnych ugięć niemal wszystkich dźwigarów, stwierdzonego zarysowania prefabrykatów sprężonych, niższej od zakładanej w [4 i 5] wytrzymałości nadbetonu spadkowego na szerokości świetlików, mechanicznych uszkodzeń dolnych pasów i środników wskutek montażu instalacji oraz uwzględniając wyniki obliczeń – stosując kryteria podane w [3] – stan techniczny 12 dźwigarów oceniono jako bardzo zły, 81 jako zły, a 12 jako dostateczny. Zaproponowano wzmocnienie w trybie pilnym dźwigarów znajdujących się w bardzo złym stanie technicznym oraz odciążenie dachu, polegające na usunięciu starych warstw tj. ciężkiego pokrycia dachowego (4 warstwy papy), wylewki cementowej wykonanej na styropianie, styropianu i papy podkładowej, a następnie wykonanie lekkiej izolacji termicznej i pokrycia z membrany PVC lub papy termozgrzewalnej. Oszacowano, iż w ten sposób obciążenia stałe zmniejszą się średnio o około 80–85 kg/m<sup>2</sup>, co wystarczy do przeniesienia pełnego normowego obciążenia śniegiem. Do czasu realizacji odciążenia dachu (w terminie do 1,5 roku), właściciel miał obowiązek monitorowania obciążenia śniegiem dachu w okresie zimowym (i ewentualnego odśnieżania) i zapewnienie pomiarów ugięć dźwigarów



Rys. 6. Sposób wzmocnienia dźwigarów

co najmniej 1 raz na 3 miesiące oraz po wystąpieniu opadów śniegu. Dla sytuacji po wzmocnieniu dźwigarów, których stan techniczny oceniono jako bardzo zły, dopuszczalne obciążenie śniegiem ustalono na 35 kg/m<sup>2</sup>. W pierwszej kolejności zaproponowano właścicielowi klasyczne wzmocnienie czynne poprzez zastosowanie zewnętrznych cięgien bez przyczepności, ale ponieważ w tym przypadku konieczne byłoby wykonanie bloków kotwiących z przebicciem dachu, to nie zostało zaakceptowane. Rozwiązanie ostatecznie zaproponowane i zrealizowane to rozwiązanie pośrednie – udało się bowiem częściowo włączyć element wzmacniający do współpracy już w zakresie przenoszenia obciążeń stałych.

12 dźwigarów wzmocniono poprzez montaż elementu rozporowego z profilu rury kwadratowej RK 120x120x10 (stal S355J2) do słupków świetlikowych w obrębie brakującego nadbetonu połączeniowego dźwigarów pod świetlikami dachowymi (rys. 6).

Element rozporowy połączono ze słupkami w sposób przegubowy za pomocą zestawu blach i sworzni w postaci śruby M33 oraz dodatkowo z dźwigarem za pomocą ściągu z prętów o średnicy 16 mm (stal RB500W). Założono, iż do wzmacniającego elementu rozporowego zostanie wprowadzona dwuetapowo (55% i 100%), poprzez naciąg ściągu, siła rozporu, co pozwoli włączyć do współpracy wzmocnienie i zapobiegnie zanikowi siły rozporu po wymaganym odciążeniu dachu. Na podstawie analiz numerycznych ustalono siłę 25 kN w każdym z dwóch prętów wieszaków/ściągów jako optymalną dla wszystkich wzmacnianych dźwigarów uwzględniając m.in.: włączenie wzmocnienia do współpracy, nośność styków zespolonych: nadbeton spadkowy – prefabrykat dźwigara oraz nadbeton spadkowy-nadbeton połączeniowy (poza świetlikiem) i nośność elementów konstrukcji wzmacniającej. Zalecano kontrolę momentu dokręcenia

Rys. 7. Przykładowy widok zrealizowanego wzmocnienia



śrub-ściągów (115 Nm) po 7 dniach oraz 1, 3 i 6 miesiącach. Z obliczeń numerycznych wynikało, iż wprowadzenie naciągu do prętów ściągu powinno spowodować ugięcie odwrotne dźwigara o wartości 2–3 mm. Pomiar geodezyjne wykazały średnio 2 mm. Przekrój elementu rozporowego wyznaczono jako równoważny pod względem przenoszonej siły ściskającej przez nadbeton spadkowy i połączeniowy przy założeniu klasy betonu B20 (C16/20). Widok zrealizowanych wzmocnień przedstawiono na rysunku 7.

## 6. Podsumowanie

W pracy opisano przypadek niedostatecznej nośności i sztywności strunobetonowych dźwigarów dachowych o rozpiętości 15 m. Głównymi przyczynami niedoborów nośności i sztywności dźwigarów były: brak wykonania nadbetonu połączeniowego na szerokości świetlików kalenicowych i obniżona względem projektowanej klasa nadbetonu spadkowego. W pracy przedstawiono również wyniki oceny stanu technicznego dźwigarów, badań, pomiarów geodezyjnych ugięć i sprawdzających obliczeń statyczno-wytrzymałościowych oraz sposób wzmocnienia dźwigarów znajdujących się w bardzo złym stanie technicznym, umożliwiającą jego realizację na czynnym obiekcie produkcyjnym. Skuteczność wzmocnienia została potwierdzona geodezyjnymi pomiarami ugięć dźwigarów (wprowadzenie elementu rozporowego zwiększyło sztywność na zginanie przekroju wzmocnionego). Pomiary ugięć wykonano 4-krotnie poza okresami zalegania śniegu na dachu, jeden raz z obciążeniem śniegiem, a także podczas montażu wzmocnień. Z pomiarów tych wynika, iż ugięcia wzmocnionych dźwigarów nie powiększają się w czasie, a po wroście średnio o 3–4 mm przy obciążeniu śniegiem 20 kg/m<sup>2</sup> ugięcia wróciły do poprzedniego stanu po stopieniu się śniegu. Monitoringiem ugięć objęto również pozostałe dźwigary, a maksymalne przedziały czasowe badań technicznych dźwigarów zgodnie z instrukcją [3] zostały skrócone do 1 roku. Nie dopuszczono do montażu na dachu instalacji PV.

## BIBLIOGRAFIA

- [1] CEN/TR 16999:2019. Technical Report: Solar energy systems roofs – Requirements for structural connections to solar panels
- [2] Ustawa z dnia 7 lipca 1994 r. Prawo budowlane (Dz.U. 1994 Nr 89, poz. 414 wraz z późn. zm.)
- [3] Runkiewicz L., Ocena stanu technicznego eksploatowanych strunobetonowych dźwigarów dachowych, Instytut Techniki Budowlanej, Warszawa, 2017
- [4] Katalog systemu P70 – katalog typowych rozwiązań do projektowania żelbetonowych prefabrykowanych hal przemysłowych, System konstrukcyjno-montażowy P70, Centralny Ośrodek Badawczo-Projektowy Budownictwa Przemysłowego BISTYP, 1971
- [5] Projekt nr 14623/9/12/15 – Typowe dźwigary strunobetonowe SB I, COBPBP BISTYP, Warszawa, 1969
- [6] Hulimka J., Krzywoń R., Ocena stanu technicznego konstrukcji sprężonych kablobetonowych i strunobetonowych, XXXVII Ogólnopolskie Warsztaty Pracy Projektanta Konstrukcji, Wisła, 28–31 marca 2023 r., Naprawy i wzmocnienia konstrukcji. Konstrukcje żelbetowe, Tom II – Wykłady, str. 263–330
- [7] PN-EN 13791:2019-12: Ocena wytrzymałości betonu na ściskanie w konstrukcjach i prefabrykowanych wyrobach betonowych
- [8] Instrukcja ITB nr 210 Instrukcja stosowania młotków Schmidta do nieniszczącej kontroli jakości betonu w konstrukcji, Warszawa 1977
- [9] PN-B-02000:1982: Obciążenia budowli. Zasady ustalania wartości