XXIII konferencja naukowo-techniczna
szczecin-międzyzdroje, 23-26 maja 2007
awarie budowlane 2007
zapobieganie diagnostyka naprawy rekonstrukcje

Prof. dr inż. Andrzej AJDUKIEWICZ, *andrzej.ajdukiewicz@polsl.pl*
Dr inż. Marcin GÓRSKI, *marcin.gorski@polsl.pl*
Dr inż. Rafał KRZYWOŃ, *rafal.krzywon@polsl.pl*
Katedra Inżynierii Budowlanej, Politechnika Śląska

ZAGROŻENIE WADAMI MONTAŻOWYMI LEKKIEGO DACHU STALOWEGO I METODY WZMOCNIENIA

DEFECTIVE ASSEMBLY HAZARD OF LIGHT STEEL ROOF AND STRENGTHENING METHODS

Streszczenie Podczas wznoszenia dwunawowej hali stalowej nieprawidłowo zmontowano część płatwi. Kratowe płatwie o rozpiętości 12 metrów odwrócono węzłami podporowymi, w wyniku czego wystąpiło wychylenie płaszczyzny skratowania z płaszczyzny pionowej o ponad 11º. Błąd zauważono dopiero w czwartym roku eksploatacji, a po konsultacji z projektantem zignorowano. Postępujące rozszczelnienie pokrycia dachu zmusiło użytkownika do jego modernizacji. W związku z przewidywanym wzrostem ciężaru warstw dachu autorzy referatu przeprowadzili analizę jego nośności, która wskazała możliwość znacznego przekroczenia nośności nieprawidłowo zamontowanych płatwi. Z uwagi na brak zgody użytkownika na ponowny montaż całych płatwi zaproponowano wzmocnienie w postaci nakładek stalowych łączonych ciernie z górnym pasem płatwi, z wykorzystaniem śrub sprężanych.

Abstract During the erection of steel hall some of the purlins were mounted improperly. 12 meters long truss purlins have been assembled inversely causing over 11º deflection of the truss from the vertical plane. Defect was found after four years of use but ignored after consultation with designer. Developing roof unseal forced present user to consider its modernization. Because of expected weight growth of the roofing layers new load capacity analysis was done by the authors of this paper. For the improperly mounted purlins it was shown that the loads exceeded the local capacity over 3 tomes. For the sake of no user agreement for new mounting of complete purlins, strengthening by side straps frictionally fixed to the top flange of purlin with high tensile bearing-type bolt was proposed.

1. Wprowadzenie

Konstrukcje budowlane powinny być tak zaprojektowane i wykonane, aby przenieść wszystkie obciążenia w trakcie budowy oraz w całym okresie przewidywanej eksploatacji. Aby zapewnić te warunki projektuje się je z odpowiednią rezerwą bezpieczeństwa ukrytą we współczynnikach obciążenia i materiałowych. Dodatkowe zapasy bezpieczeństwa często tkwią w uproszczonych modelach obliczeniowych, jednak wraz z doskonaleniem metod projektowania, powszechnym użyciem komputerów i postępującą optymalizacją konstrukcji ten dodatkowy margines bezpieczeństwa znacząco ulega zmniejszeniu. Doraźne korzyści dla inwestora w postaci obniżenia kosztów budowy często stają się przeszkodą przy próbie jakiejkolwiek adaptacji lub modernizacji obiektu w przyszłości. Dotyczy to w szczególności lekkich obiektów stalowych, w których obciążenia zmienne, a w przypadku dachów śnieg, mogą stanowić nawet ponad 50% obciążenia całkowitego [3]. Z tych przyczyn większość

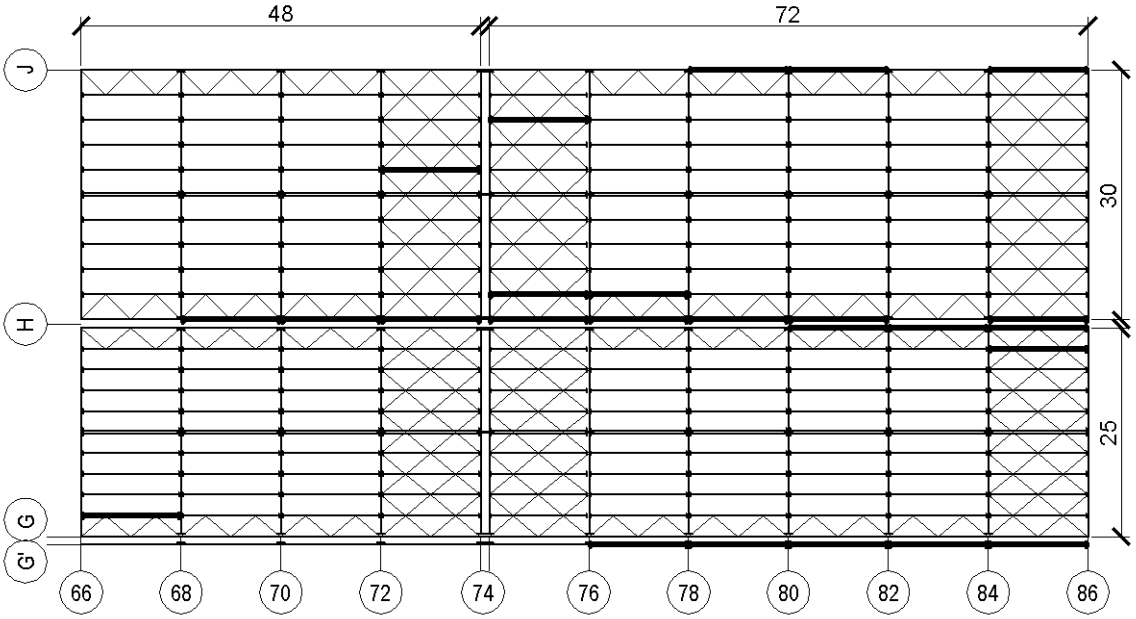
katastrof dotyczy lekkich konstrukcji stalowych, przykładowo zimą 1978/79 aż 67% zanotowanych katastrof dotyczyło obiektów z dachami stalowymi, w tym aż 83% stanowiły obiekty liczące nie więcej niż 5 lat [11]. W ponad 90% przyczyną tych katastrof były błędy ludzkie w części powstałe w trakcie projektowania, lecz w większości w trakcie budowy. Na szczęście rzadko zdarzają się awarie spowodowane jedną przyczyną. Zazwyczaj o katastrofie decyduje nałożenie się dwu lub kilku przyczyn, które dopiero wspólnie wyczerpują rezerwę bezpieczeństwa konstrukcji [3].

W niniejszym referacie przedstawiono przypadek, w którym dbałość użytkownika i bieżące usuwanie zalegającej na dachu pokrywy śnieżnej najprawdopodobniej zapobiegły zawaleniu się jego fragmentów. Zaniepokojony znacznymi przeciekami oraz obserwowanym ścinaniem łączników blach pokrycia właściciel obiektu zlecił autorom referatu wykonanie ekspertyzy dotyczącej możliwości termomodernizacji dachu. Wykazała ona znaczne zagrożenie dla nośności dachu, wynikające z nieprawidłowego montażu niektórych płatwi.

2. Opis obiektu

Budynek hali SLV (rys. 1) został wzniesiony jako obiekt magazynowy huty szkła, na podstawie dokumentacji projektowej [8] opracowanej w 1995r. Hala jest obiektem dwunawowym, z podwyższeniem od osi 80. W części podwyższonej pracuje suwnica. W kierunku podłużnym hala SLV jest przedłużeniem hali cięcia szkła, zaś w kierunku poprzecznym oddzielona jest przewiązką o szerokości 3m od wcześniej wzniesionej trzynawowej hali żelbetowej.

Całkowita długość hali w osiach 66 do 86 wynosi 120,5m. Konstrukcja dylatowana jest na dwie części o długościach 48 (osie 66-74) i 72m (osie 74-86).



Rys. 1. Konstrukcja dachu hali, grubszą linia oznaczono nieprawidłowo zamontowane płatwie.

Rozpiętości naw w osiach wynoszą odpowiednio: 25m dla osi G-H, oraz 30m dla osi H-J.

Wysokość części niższej hali wynosi 7,5m, natomiast wysokość podwyższonej części 10,8m.

Podstawowymi elementami głównego układu konstrukcyjnego są 2 wiązary kratowe oparte na trzech słupach stalowych. Rozstaw układów poprzecznych jest stały i wynosi 12m.

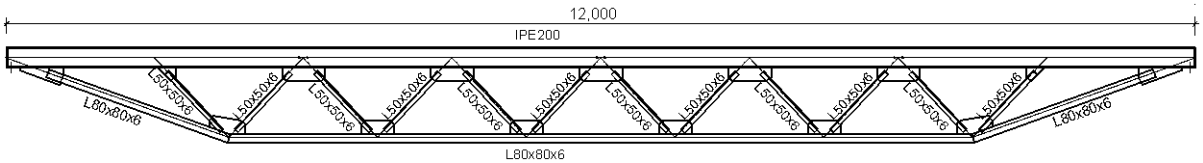
Pasy górne wiązarów wykonano z dwuteownika HEB240, dolne z HEB220, a skratowania wykonano z kątowników równoramiennych od L60 do L120. Konstrukcja dźwigara łączącego część podwyższoną (w osi 80) jest nietypowa i umożliwia podparcie płatwi z jednej strony na pasie górnym, a z drugiej na pasie dolnym.

Słupy w większości wykonano jako jednogałęziowe z dwuteownika HEB340. Wyjątek stanowią słupy podwyższonej części hali z suwnicą (pole w osiach (80-86/H-J), w której wykonano słupy dwugałęziowe z dwuteowników HEB340 i I340 do poziomu jezdni suwnicy, a powyżej jako jednogałęziowe z dwuteownika HEB340. Skratowania w słupach dwugałęziowych wykonano z kątowników równoramiennych L75.

Wiązary podpierają płatwie kratowe o rozpiętości 12m. Płatwie rozmieszczono w rozstawie co 3m.

Pas górny płatwi wykonano z dwuteownika IPE 200. Środnik pasa jest odchylony od pionu pod kątem 5,71º, podczas gdy pas dolny i skratowania zorientowane są w płaszczyźnie pionowej. Uzyskano w ten sposób współpłaszczyznowość dolnej i górnej powierzchni stopek kształtownika pasa z nachyloną połacią dachu i górnym pasem dźwigara. Pas dolny wykonano z kątownika równoramiennego L80x6, krzyżulce z kątowników równoramiennych L50x6. Schematycznie płatew pokazano na rysunku 2.

Stężenia połaci dachowej wykonano z kątowników równoramiennych. Stężenia zastosowano wzdłuż wszystkich linii okapu oraz dylatacji (rys. 1).



Rys. 2. Schemat konstrukcji płatwi.

Pokrycie dachu pierwotnie wykonano jako warstwowe z dwóch blach trapezowych oddzielonych zetową wkładką dystansową i izolacją z wełny mineralnej. Na dolnej blasze TR40/183/0,75 ułożona jest dodatkowo warstwa paroizolacyjna z folii PE o grubości 0,2mm. Zastosowano dwie warstwy wełny mineralnej o łącznej grubości 140mm. Warstwa wierzchnia została wykonana z blachy TR50/260/0,75.

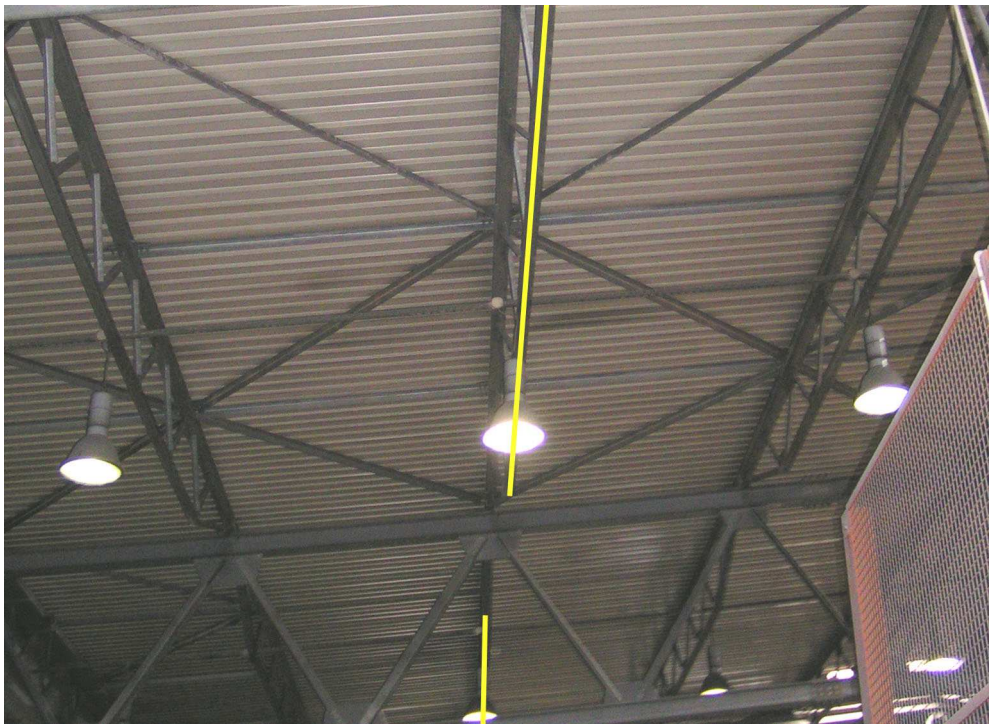
Ze względu na konieczność przeprowadzenia prac remontowych, wymuszonych wiekiem oraz lokalnymi rozszczelnieniami pokrycia dachowego, właściciel obiektu zaproponował wykonanie nowej izolacji wodoszczelnej na istniejących warstwach, unikając kosztownego i czasochłonnego procesu rozbiórki starego pokrycia. Zaplanowano ułożenie na wierzchniej blasze trapezowej płyty OSB i następnie wykonanie powłoki z papy termozgrzewalnej.

W związku przewidywaną zmianą ciężaru pokrycia, autorzy referatu zostali poproszeni o ocenę możliwości obciążenia dachu dodatkowymi warstwami. Podczas wizji lokalnych obiektu nie stwierdzono istotnych uszkodzeń w obrębie konstrukcji nośnej, a ogólny stan obiektu określono jako dobry. Elementy konstrukcji stalowej dachu nie wykazywały odkształceń, nie zanotowano również uszkodzeń lub odbarwień powłoki cynkowej. Jedynym niepokojącym elementem było wychylenie części płatwi z płaszczyzny pionowej (rys.3).

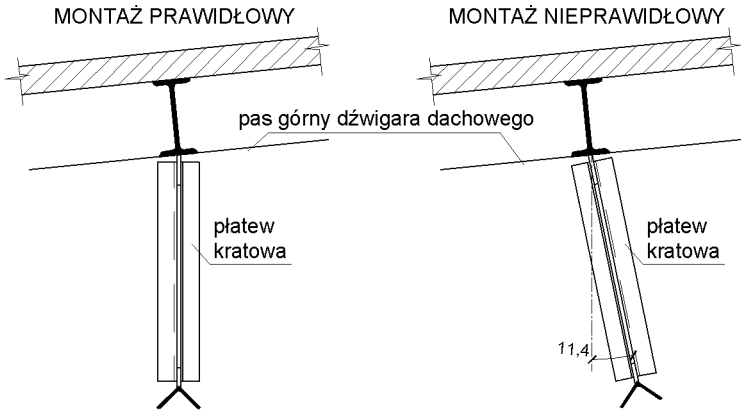
3. Opis stanu przedawaryjnego

Zaobserwowane wychylenie płatwi wynika z niezgodnego z projektem ich montażu. Nieprawidłowość polega na odwróceniu węzłów podporowych elementów o 180º, z pozostawieniem środnika pasa górnego płatwi prostopadłego do połaci dachu. Jako że kształtownik pasa jest nachylony do płaszczyzny skratowania płatwi pod kątem 5,71º, to

wywołano w ten sposób odchylenie pozostałej część konstrukcji płatwi o 11,42º od pozycji projektowanej (płaszczyzny pionowej - rys. 4).



Rys. 3. Przykład źle zmontowanej płatwi (linie pasów dolnych wyróżniono jaśniejszym kolorem).



Rys. 4. Odchylenie płaszczyzny skratowania spowodowane odwrotnym montażem płatwi.

Choć usterka powstała w chwili montażu, nie dostrzeżono jej w dalszych fazach wznoszenia obiektu, ani przy jego odbiorze. Dopiero podczas rutynowego przeglądu konstrukcji hali prowadzonego w 1999r., a więc w czwartym roku użytkowania, zauważono odchylenie 26 płatwi kratowych [9]. Spostrzeżone błędy przedstawiono wykonawcy oraz projektantowi, lecz po uzyskaniu zapewnienia, że nie grożą one bezpieczeństwu obiektu, dopuszczono halę do dalszego użytkowania.

Rozmieszczenie wychylonych z pionu płatwi na rzucie dachu wskazano pogrubioną linią na rysunku 1.

Większość źle zmontowanych płatwi znajduje się w liniach okapów, w szczególności w osiach G i H. Niewłaściwy montaż płatwi w tych właśnie polach tłumaczyć może raportowane przez użytkownika rozszczelnienia koryta w miejscu połączenia naw hali.

Podczas przeglądu pokrycia dachu, jego ogólny stan uznano za zadowalający, za wyjątkiem lokalnych uszkodzeń okapowych uszczelnień blachy wierzchniej oraz ściętych nitów mocujących blachy do płatwi, jak również obie warstwy blach. Ze względu na porę roku (późna wiosna) nie zaobserwowano przecieków, lecz zgodnie z informacjami przekazanymi przez właściciela obiektu, ich szczególne nasilenie przypadało corocznie na okres zimowy, szczególnie zaś na porę roztopów.

4. Analiza nośności

Przeprowadzono obliczenia nośności elementów konstrukcji hali w aspekcie planowanych zmian pokrycia dachu. W przypadku płatwi przeanalizowano zarówno przypadek ich prawidłowego jak i nieprawidłowego montażu. Już wstępne analizy wskazały możliwość znacznego przekroczenia nośności w pasie górnym w odwrotnie zamocowanych płatwiach. W pozostałych elementach (pasie dolnym oraz skratowaniach) nie rozpoznano zagrożenia przekroczenia nośności. Pozostałe elementy konstrukcji, w tym także prawidłowo zmontowane płatwie zapewniały wystarczający zapas bezpieczeństwa.

W konsekwencji otrzymanych wyników przeprowadzono szczegółowe obliczenia wszystkich możliwych wariantów odwróconych płatwi. Przeanalizowano płatew wewnętrzną stężoną skratowaniem połaciowym w jednym i dwóch punktach oraz płatew okapową stężoną skratowaniem w środku rozpiętości pasa, oraz bez stężeń połaciowych (płatwie w osi G' wzdłuż łącznika z halą żelbetową). Obliczenia wykonano w schematach odpowiadających istniejącym i projektowanym warstwom pokrycia.

Tablica 1. Wyniki analizy nosności

Obciążenie	wykorzystanie nośności obliczeniowej [%]			
	płatew	1 stężenie	2 stężenia	Brak stężeń
Przed modernizacją	środkowa	158	120	-
	okapowa	101	-	362
Po modernizacji	środkowa	173	133	-
	okapowa	110	-	390

We wszystkich przypadkach, przy obciążeniach przewidywanych przed jak i po termomodernizacji, nośność płatwi jest niedostateczna. Najmniejsze przekroczenie występuje w płatwi okapowej stężonej, w płaszczyźnie poziomej, natomiast największe, sięgające 390%, występuje w nie stężonych płatwiach okapowych w osi G', a więc w miejscach największych obserwowanych rozszczelnień połaci.

Przyczyną przekroczeń nośności jest zginanie w osi mniejszego momentu bezwładności przekroju górnego pasa płatwi (w płaszczyźnie poziomej). Siły wywołujące to zginanie wynikają z ukośnego zamocowania płatwi i nie zostały przewidziane w pierwotnym projekcie konstrukcji dachu. Zgodnie z [12] obciążenie poziome jest w całości przenoszone przez kształtownik pasa górnego. Ze względu na wymagania [12] oraz ścięcie części łączników pomiędzy blachą pokrycia a płatwią, które wystąpiło w trakcie użytkowania obiektu, w analizach pominięto redukujący wpływ sztywności pokrycia.

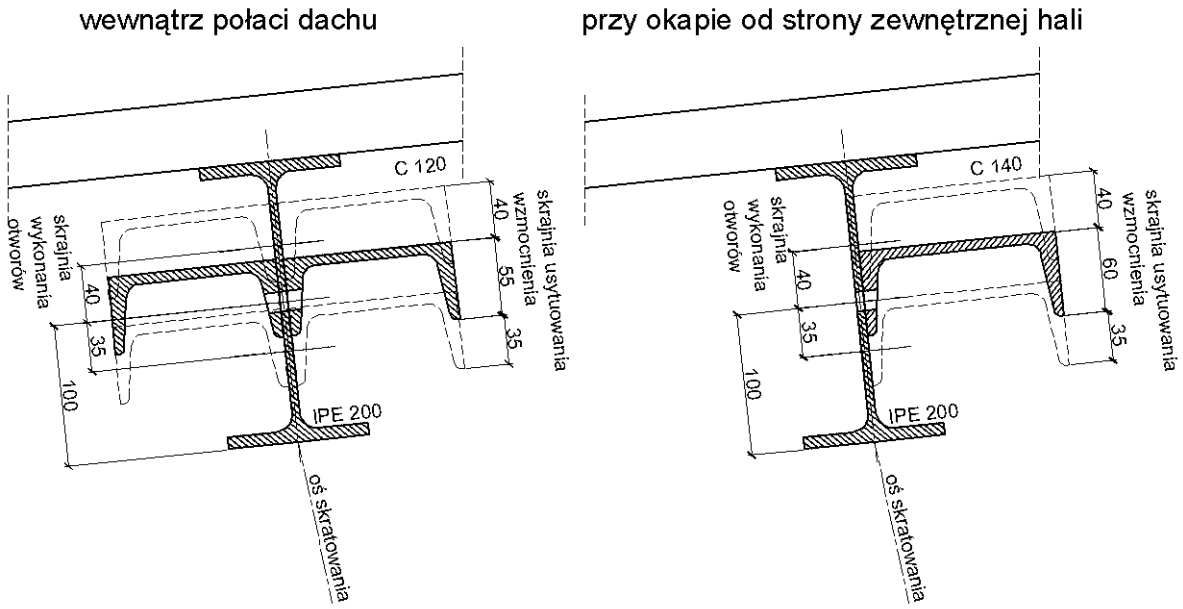
5. Propozycja naprawy

Ze względu na zagrożenie awaryjne spowodowane niewłaściwym montażem 26 płatwi, a w konsekwencji niebezpieczeństwo zawalenia fragmentu hali, autorzy referatu podjęli się wykonania projektu wzmocnienia, zapewniającego dalszą bezpieczną eksploatację obiektu [2]. Wstępnie przeanalizowano:

- rozbiórkę istniejącego stropodachu i demontaż nieprawidłowo wbudowanych płatwi, co wiąże się z koniecznością naprawy rozebranego stropodachu i może spowodować czasowe, częściowe wyłączenie hali z użytku,
- wzmocnienie płatwi bez konieczności ich demontażu, przy czym geometria i sposób wzmocnienia winny zostać dobrane z uwagi na łatwość wbudowania, bez zmuszania użytkownika do długotrwałego wyłączenia hali lub jej części z użytku. Jednocześnie zaproponowano możliwości wykonania naprawy:
    a) poprzez wzmocnienie pasa górnego za pomocą zewnętrznych nakładek stalowych,
    b) poprzez montaż dodatkowego skratowania przestrzennego,
    c) poprzez montaż nowych płatwi obok istniejących.

Po konsultacji z przedstawicielem użytkownika obiektu, ze względu na czasochłonność i koszt propozycji pierwszej, zdecydowano się na wzmocnienie istniejących płatwi bez ich demontażu.

Zgodnie z wnioskami analizy przyczyn przekroczenia nośności, najskuteczniejszą metodą wzmocnienia jest zwiększenie momentu bezwładności pasa górnego płatwi. Można to uzyskać poprzez zamocowanie do pasa zewnętrznych nakładek stalowych (a). Rozwiązanie to najmniej ingeruje w istniejący układ konstrukcyjny i jest najtańsze. Rozwiązania (b) i (c) odrzucono z uwagi na koszt, możliwość nadmiernego obciążenia dźwigara oraz brak miejsca i możliwości oparcia nowych płatwi (c).



Rys. 5. Zaproponowany sposób naprawy.

Po przeprowadzeniu szczegółowego przeglądu wybranych elementów konstrukcji dachowej pod względem możliwości montażu wzmocnienia, oraz przybliżonej analizie kosztów zdecydowano się na przyjęcie rozwiązania ze wzmocnieniem pasa górnego nakładkami stalowymi z kształtowników walcowanych (a). Propozycja została

przedyskutowana i zaakceptowana przez właściciela hali, po jednoczesnej konsultacji z przedstawicielami firm wykonawczych.

Przyjęto wzmocnienie nakładkami z ceowników przykręcanymi do środnika dwuteownika IPE 200. Połączenie śrubowe wybrano z uwagi na brak zgody użytkownika na spawanie wewnątrz obiektu.

Dla płatwi środkowych zaproponowano symetryczne nakładki z dwóch ceowników C120, natomiast dla płatwi skrajnych, ze względu na brak miejsca po stronie okapu / koryta zaproponowano rozwiązanie niesymetryczne z jedną nakładką z ceownika C140. Oba rozwiązania pokazano na rysunku 5.

Ceowniki z dwuteownikiem należy łączyć śrubami sprężającymi M12 klasy 10.9. Graniczny rozstaw śrub ze względu na siłę rozwarstwiającą na końcach płatwi wynosi 200mm. Śruby należy sprężać do osiągnięcia siły 45kN, co odpowiada momentowi dokręcenia ok. 100Nm. Dodatkowo przewidziano połączenie cierne pomiędzy pasem płatwi a ceownikami po uszorstnieniu powierzchni łączonych elementów.

Optymalne z punktu widzenia pracy pasa górnego jest możliwie najwyższe położenie ceownika, prowadzi to jednak do powstania dość dużych sił rozwarstwiających w płaszczyźnie połączenia. Jako że najtrudniejszym w kontroli jest stan połączenia śrubowego zalecono mocowanie w płaszczyźnie symetrii dwuteownika pasa. Takie położenie najmniej obciąża łączniki. Przeprowadzone oględziny wykazały możliwość kolizji nakładki wzmacniającej z istniejącymi kątownikami stężeń wiatrowych dachu. W tym przypadku dopuszczono przesunięcie w pionie płaszczyzny mocowania ceowników w granicach pokazanych na rysunku 5.

Z uwagi na możliwe deformacje konstrukcji zalecono trasowanie otworów w dwuteowniku pasa płatwi z wykorzystaniem szablonu lub po przyłożeniu ceownika przewidzianego do zamocowania.

Przeprowadzone analizy statyczno-wytrzymałościowe wzmocnionych płatwi wykazały ich wystarczającą nośność po planowanym remoncie pokrycia dachowego. Graniczne wytężenia elementów skratowania płatwi sięgają 95% nośności obliczeniowej. Zastosowane wzmocnienie powinno przyczynić się szczególnie do redukcji przemieszczeń poziomych odpowiedzialnych za raportowane przez użytkownika ścinanie nitów mocujących blachy pokrycia dachowego i występujące rozszczelnienia pokrycia dachu.

6. Podsumowanie

Opisany w referacie obiekt jest w dobrym stanie technicznym. Dbałość użytkownika i stosunkowo dobra jakość w całości ocynkowanej konstrukcji sprawiły, że nie zaobserwowano śladów korozji, uszkodzeń mechanicznych, a także znaczących odstępstw od dokumentacji projektowej, poza opisanym nieprawidłowym montażem części płatwi i związanym z nim rozszczelnieniem pokrycia dachu.

Pozornie użytkownik mógł się czuć bezpiecznie wewnątrz stosunkowo nowej hali, jednakże, jak wskazano w referacie, zaniedbania wykonawcy budynku i niefrasobliwość projektanta, który zignorował informację o odwrotnym montażu płatwi mogły doprowadzić do katastrofy.

Nieuniknionej awarii obok stałego odśnieżania dachu zapobiegły rezerwy bezpieczeństwa tkwiące we współczynnikach obciążenia i materiale oraz pominięte w analizach wpływy sztywności pokrycia [6, 7] oraz współpraca skratowań [4, 5].

Literatura

1. Ajdukiewicz A., Górski M., Krzywoń R.: Ocena możliwości obciążenia istniejącego dachu hali SLV dodatkowymi warstwami izolacji przeciwwodnej, Praca badawcza, Gliwice, 06/2005.
2. Ajdukiewicz A., Krzywoń R.: Projekt wzmocnienia konstrukcji istniejącego dachu hali SLV w aspekcie modernizacji izolacji przeciwwodnej, Praca Badawcza, Gliwice, 11/2005.
3. Augustyn J., Śledziewski E.: Awarie konstrukcji stalowych, Arkady, Warszawa 1976.
4. Biegus A., Wojczyszyn D.: Długości wyboczeniowe pasów kratownic z płaszczyzny ustroju, Inżynieria i Budownictwo nr 11/2004.
5. Biegus A., Wojczyszyn D.: Ocena nośności pasów przy wyboczeniu z płaszczyzny kratownic, Awarie budowlane 2005 - XXII konferencja naukowo techniczna, Szczecin – Międzyzdroje, 17-20 maja 2005.
6. Biegus A.: Stalowe budynki halowe, Arkady, Warszawa 2003, 2004.
7. Krzyśpiak T.: Konstrukcje stalowe hal, Arkady, Warszawa 1976.
8. Projekt konstrukcji stalowej hali SLV, BIHUT Sp. z o.o., Warszawa 1995, 1996.
9. Śnietura B.: Przegląd okresowy Hali SLV. Opracowanie nr 213. 06/1999r.
10. Ziółko J..: Utrzymanie i modernizacja konstrukcji stalowych, Arkady, Warszawa 1991.
11. Żurański J.A.: Oddziaływanie śniegu i oblodzenia atmosferycznego na budowle, Awarie budowlane 1999 - XIX konferencja naukowo techniczna, Szczecin – Międzyzdroje, 19-22 maja 1999.
12. PN-90/B-03200. Konstrukcje stalowe. Obliczenia statyczne i projektowanie.
13. PN-B-06200:2002. Konstrukcje stalowe budowlane. Warunki wykonania i odbioru. Wymagania podstawowe.