XXIV awarie budowlane
XXIV Konferencja Naukowo-Techniczna
Szczecin-Międzyzdroje, 26-29 maja 2009

Dr hab. inż. WALTER WUWER, Prof. Pol. Śl., *w.wuwer@wp.pl*
Mgr inż. SZYMON SWIERCZYNA, *szymon.swierczyna@polsl.pl*
Politechnika Śląska

AWARIA DACHU ZE STALOWYMI PŁATWIAMI KRATOWYMI

THE BREAKDOWN OF THE ROOF WITH STEEL TRUSSED PURLINS

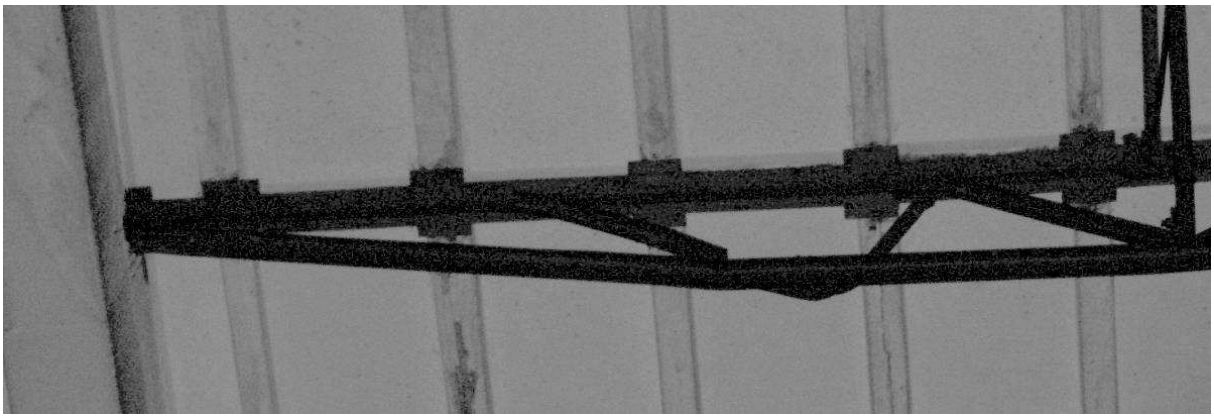
Streszczenie W referacie przedstawiono przyczyny uszkodzenia płatwi kratowych o rozpiętości 12,0 m pokrytych płytami korytkowymi. Stalową konstrukcję nośną dachu 5-cionawowego budynku halowego rozdzielni na terenie elektrowni zrealizowano niezgodnie z projektem technicznym, zmieniając m.in. zarys geometryczny płatwi oraz jej schemat statyczny. Przyczyną awarii było także pominięcie w obliczeniach normowego obciążenia śniegiem, wynikającego z możliwości gromadzenia się „worków śnieżnych" na połaciach dachowych niższych naw bocznych budynku.

Abstract The paper presents the reasons of the damage of steel trussed purlins with a span of 12,0 m covered by trough plates. The carrying steel structure of the roof of hall with the 5 aisles of the switching station of the power plant had not been constructed in compliance with the technical design. The geometrical profile of trussed purlins and its static outline had been changed. The breakdown was also caused by the fact that the standard load of snow had not been taken into account in the calculations, neglecting the possibility of the formation of so-called "snow-bags" on the lower surfaces of the roof.

1. Wprowadzenie

Charakterystyczną cechą konstrukcji stalowych jest ich niewielki ciężar własny w stosunku do pozostałych obciążeń. Z tego względu prawidłowa ocena wartości oddziaływań jest wyjątkowo ważna, szczególnie w stosunku do obciążenia śniegiem. Błędy konstrukcyjne, nawet poważne, nie muszą doprowadzić do awarii przez długi czas użytkowania obiektu; zdarza się jednak, że tylko do momentu wystąpienia pełnego, normowego obciążenia śniegiem. W tym kontekście można powiedzieć, że śnieg jest często „wykrywaczem" tych błędów [1, 2, 3].

W artykule opisano konstrukcję dachu stalowego w budynku rozdzielni jednej ze śląskich elektrowni, a w szczególności płatwi kratowych, z których dwie uległy uszkodzeniu polegającym na skręceniu węzła w pasie dolnym (rys. 1). Przeprowadzona analiza założeń do projektu wykazała, że w obliczeniach m.in. błędnie przyjęto obciążenie śniegiem, pomijając możliwość tworzenia się na dachu „worków śnieżnych". Stwierdzono ponadto inne jeszcze istotne przyczyny uszkodzenia płatwi, na które złożyły się liczne błędy warsztatowe i wykonawcze. Płatwie zostały bowiem wykonane niezgodnie z rysunkami konstrukcyjnymi projektu, co w sposób zasadniczy wpłynęło na ich wytężenie.



Rys. 1. Widok na uszkodzoną płatew kratową nawy bocznej dachu

2. Opis konstrukcji obiektu

Halę wzniesioną w latach 60-tych poprzedniego stulecia posadowiono na terenie, który obecnie, wg [4], leży w II strefie śniegowej. Zanim jednak zaczęła obowiązywać zmiana [4] z października 2006 roku, teren ten znajdował się w obszarze I strefy śniegowej [5].

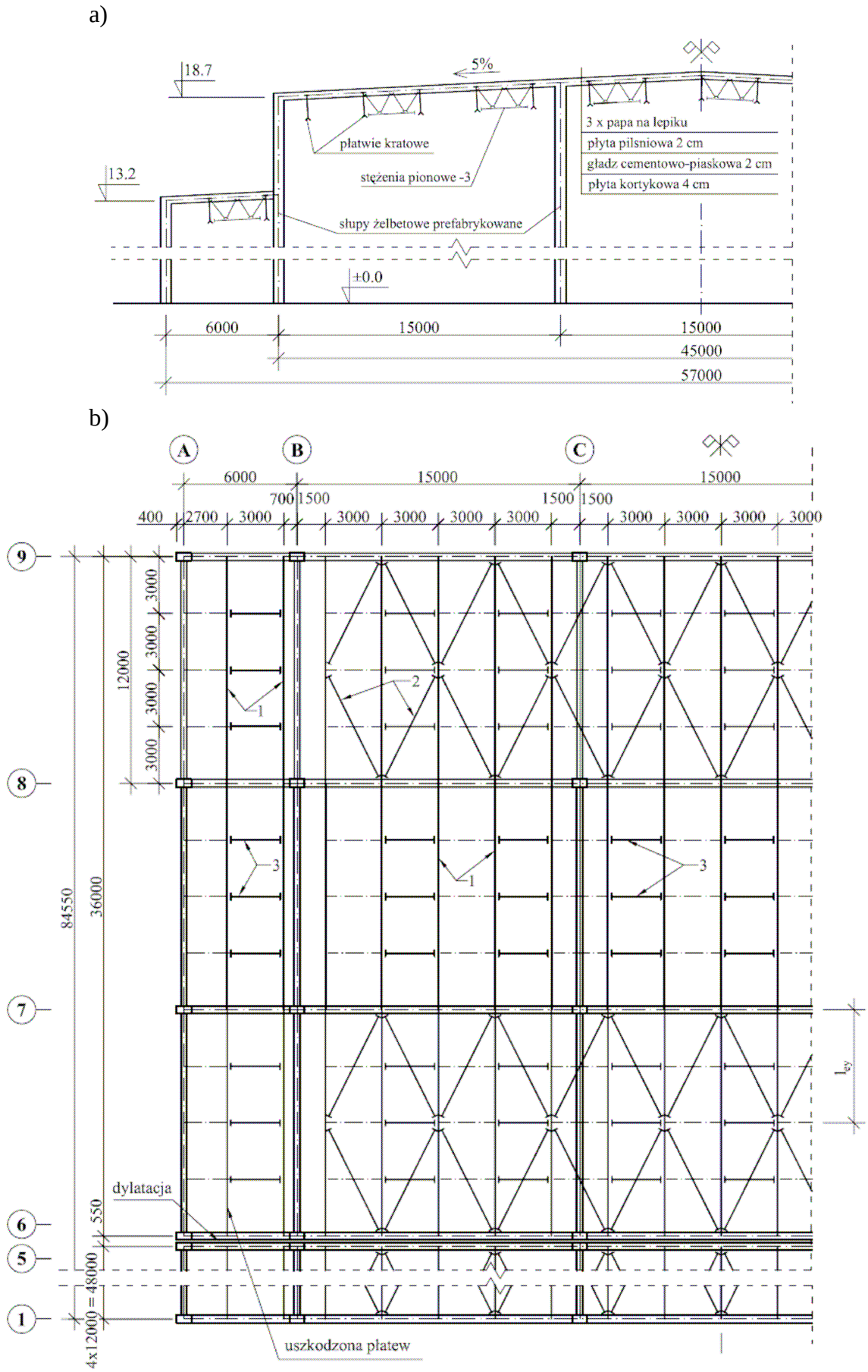
Konstrukcję nośną budynku hali o wymiarach w rzucie poziomym 57,0 m×90,55 m tworzą – w kierunku poprzecznym – 5-nawowe ramy o rozpiętościach skrajnych naw bocznych równych 6,0 m i trzech środkowych naw głównych wynoszących 15,0 m (rys. 2a). Wysokość naw skrajnych niższych i środkowych wyższych wynosi w poziomie naroży ram odpowiednio 13,2 m i 18,7 m.

Obiekt podzielono dylatacją na dwie niezależne, odpowiednio stężone, konstrukcje nośne o wymiarach rzutów poziomych 57,0 m×36,0 m oraz 57,0 m×48,0 m (rys. 2b), przy czym słupy przylegających do siebie przydylatacyjnych układów poprzecznych są oparte na wspólnych stopach fundamentowych. Szkielet nośny ram poprzecznych, podpierający stalową konstrukcję nośną dachu, został w całości wykonany z żelbetowych elementów prefabrykowanych.

Stalową konstrukcję przekrycia (rys. 3) stanowią płatwie kratowe –1 o rozpiętości 12,0 m, ułożone na ryglach ram w rozstawach co 3,0 m (por. rys. 2). Na górnych pasach płatwi zostały ułożone, za pośrednictwem blach, płyty korytkowe, w przęśle szersze o wymiarach 59×296×10 cm, w strefach przypodporowych węższe o wymiarach 29×296×10 cm (por. rys. 1). Płatwie w nawach niższych zostały stężone jedynie za pomocą stężeń pionowych -3, rozmieszczonych w odstępach co 3,0 m na ich długości. W części wyższej natomiast, oprócz tych stężeń pionowych, wprowadzono stężenia połaciowe poprzeczne -2, które zostały zabudowane między układami poprzecznymi w polach skrajnych oraz przydylatacyjnych (por. rys. 2b). Warto zauważyć, że stężenia poprzeczne naw wyższych są niepełne, gdyż nie mają prętów skratowania w wąskich polach przyokapowych o szerokości 1,5 m.

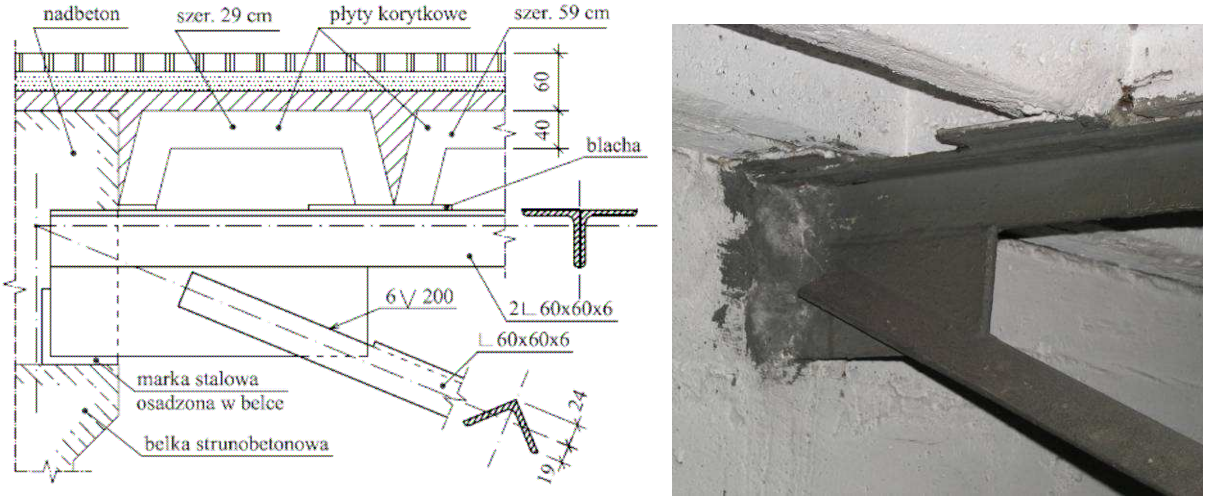
Węzły podporowe płatwi zostały osadzone w sposób nieprzesuwny, tj. najpierw przyspawane do marek stalowych „wpuszczonych” do żelbetowych rygli ram, a następnie obetonowane (rys. 4).

Na drodze wiercenia otworów w płycie dachu ustalono, że pokrycie ma łączną grubość 10 cm i składa się z następujących warstw: 3×papa na lepiku – grubości 2 cm, płyta pilśniowa – 2 cm, gładź cementowo-piaskowa – 2 cm, oraz płyta korytkowa – grubości 4 cm.



Rys. 2. Konstrukcja nośna hali: a) przekrój poprzeczny, b) widok na połacie dachowe

Rys. 3. Widok na płatwie kratowe dachu naw środkowych budynku rozdzielni



Rys. 4. Węzeł podporowy płatwi „zakotwiony” w nadbetonie

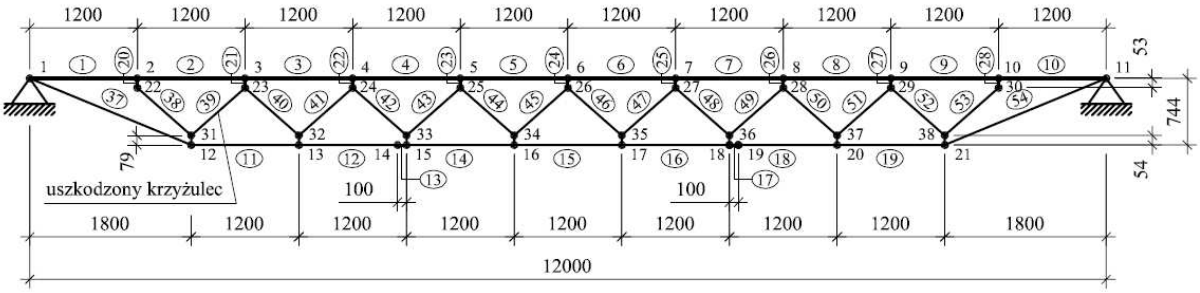
3. Błędy projektu i wykonania konstrukcji dachu

Płatew kratowa, zgodnie z rysunkiem konstrukcyjno-warsztatowym zamieszczonym w projekcie hali, miała konstrukcję podobną do typowej płatwi kratowej opisanej w [6]. Różniły się one jedynie przekrojami pasa górnego; według projektu pas górny stanowiły dwa zespawane ze sobą kątowniki równoramienne 2∟60×60×6, zaś wg [6] – dwa kątowniki nierównoramienne 2∟60×50×6.

W rzeczywistości jednak konstrukcja płatwi w istniejącym obiekcie różniła się zasadniczo od przedstawionej w projekcie. Najbardziej istotne różnice polegały na:

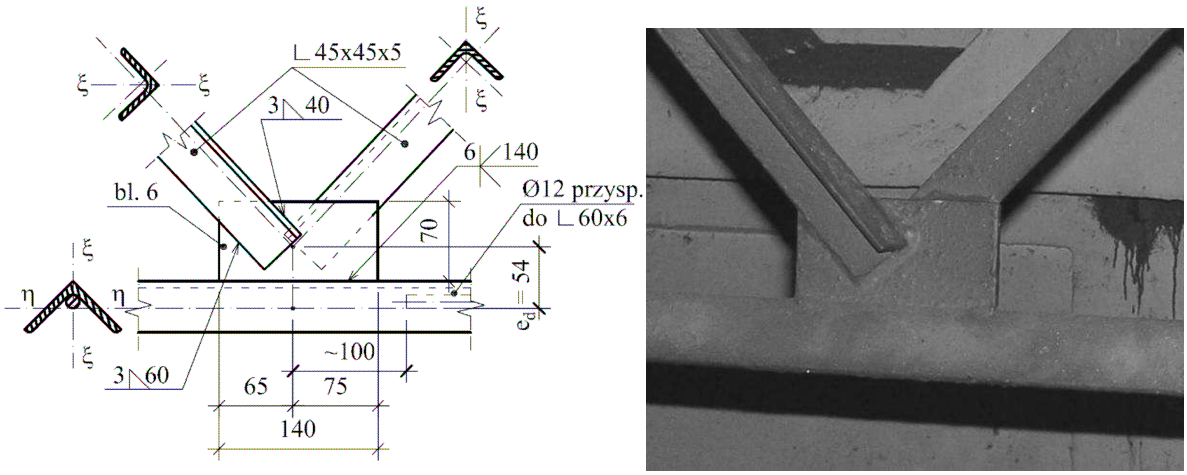
- niewspółśrodkowym połączeniu prętów w węzłach, przy mimośrodach względem osi pasa dolnego wynoszących 54 mm – w węzłach pośrednich i aż 79 mm – w węzłach przypodporowych, względem zaś osi pasa górnego równych 53 mm (rys. 5), co przy

zmniejszonej wysokości teoretycznej płatwi z 800 mm (wg projektu i rozwiązania typowego w [6]) do 744 mm miało istotny wpływ na rozkład sił w prętach;



Rys. 5. Zarys geometryczny płatwi kratowej wraz z numeracją prętów i węzłów

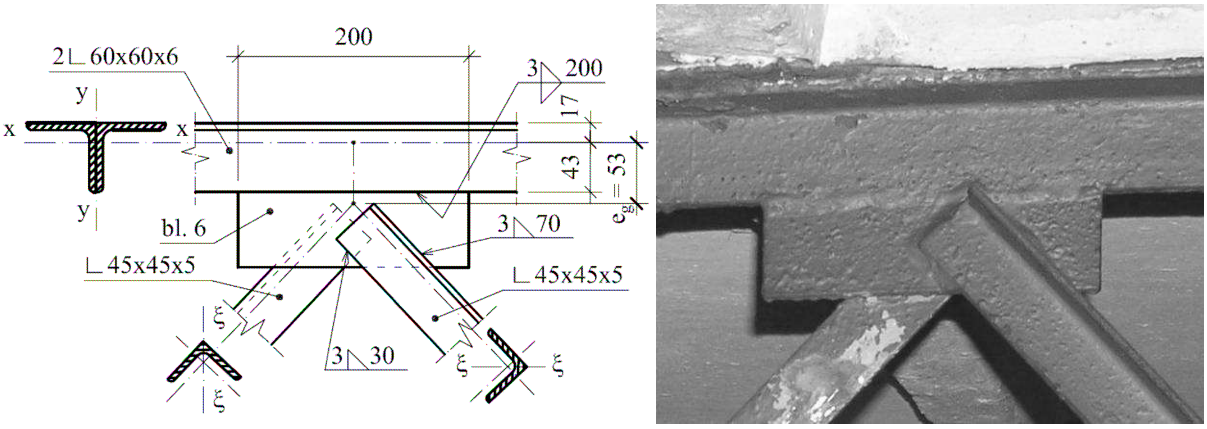
- przyspawaniu krzyżulców z pojedynczego kątownika 45×45×5 jedną półką do blach węzłowych, a więc mimośrodowo względem środkowej płaszczyzny kratownicy, zamiast – jak w rysunku konstrukcyjnym projektu oraz typowym rozwiązaniu – grzbietem kątownika ułożonego symetrycznie na tzw. „widelec”, to znaczy w taki sposób, aby jego oś obojętna ξ–ξ znajdowała się w środkowej płaszczyźnie płatwi (rys. 6, 7 i 8);
- osadzeniu obu węzłów podporowych płatwi – traktowanej w obliczeniach do projektu oraz w [6] jako wolnopodpartej – w sposób nieprzesuwny (por. rys. 4); węzły podporowe najpierw zostały przyspawane spoinami pachwinowymi grubości 3,0 mm do stalowej marki „wpuszczonej” do rygla dachowego w postaci belki strunobetonowej, a następnie wypełnione nadbetonem na całej długości rygla;
- zbyt krótkich długościach spoin pachwinowych wynoszących zaledwie 30 i 40 mm w połączeniach krzyżulców z blachami węzłowymi (rys. 6 i 7), przy minimalnych długościach normowych równych 45 mm; dodatkowo środki ciężkości spoin nie pokrywają się z osiami prętów łączonych, stąd spoiny były ścinane siłą osiową działającą w pręcie i momentem zginającym występującym w węźle.



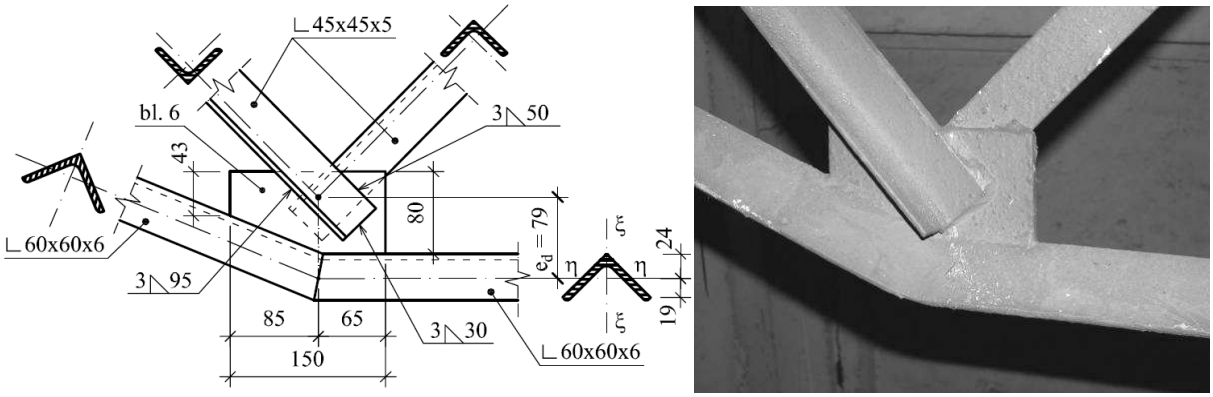
Rys. 6. Węzeł pośredni pasa dolnego

Oprócz tych niekorzystnych zmian w konstrukcji płatwi kratowej dostrzeżono również nieprawidłowości w wykonaniu pokrycia dachu. Wątpliwości budził sposób ułożenia płyt korytkowych na górnych pasach płatwi i przekazywanie oddziaływań za pośrednictwem blach (por. rys. 3, 4). Okazało się, że takie rozwiązanie nie zawsze zapewniało należyte oparcie wszystkich czterech naroży płyt korytkowych na pasach, co można było stwierdzić podczas chodzenia po dachu, kiedy to obserwowano „klawiszowanie” płyt. Błędem wykonania

warsztatowego był również brak blach pionowych, tzw. „grzebieni”, przyspawanych do górnych pasów płatwi, które powinny zabezpieczać płyty korytkowe przed zsuwaniem się z pasów podczas montażu, a przede wszystkim zapewniać odpowiednią redukcję długości wyboczeniowej pasów płatwi z płaszczyzny ich skratowania.



Rys. 7. Węzeł pośredni pasa górnego



Rys. 8. Węzeł skrajny pasa dolnego

Częściowe zakotwienie węzłów podporowych płatwi kratowej w ryglach dachowych (por. rys. 4) zmieniało rozkład sił w jej prętach. Wprowadzenie dwóch podpór nieprzesuwnych korzystnie wpływało na wytężenie płatwi powodując mniejsze wartości sił w górnych pasach.

W obliczeniach do projektu pominięto „worki śnieżne” mogące wg [5] wystąpić na połaciach dachu naw bocznych, które w sposób istotny wpływały na zwiększenie wytężenia krzyżulców płatwi w sąsiedztwie podpory. Można jedynie przypuszczać, że autorzy obliczeń przy zestawieniu obciążenia śniegiem bezkrytycznie zastosowali zapis normowy wg tabl. Z1-4 [5], w którym omyłkowo oznaczono współczynnik C_6 jako C_4 i przyjęli błędnie do obliczeń $C_4 = 0{,}8$.

Umknęło również uwadze autorów projektu przeciążenie płyt korytkowych w nawach niższych wynoszące, przy pełnych obciążeniach normowych, 10,3% w stosunku do dopuszczalnego obciążenia obliczeniowego.

Należy dodatkowo zauważyć, że aktualne przepisy zamieszczone w dodatku [4] do normy obciążenia śniegiem [5], zwiększają obciążenie śniegiem o ok. 38% na terenie II strefy śniegowej, tj. na terenie posadowienia omawianej hali, który do czasu ukazania się nowych przepisów w tym zakresie, tj. do roku 2006, znajdował się w strefie I.

4. Obliczenia sprawdzające nośność płatwi

Obliczenia statyczno-wytrzymałościowe płatwi wykonano dla rzeczywistego jej zarysu geometrycznego, uwzględniając mimośrodowe połączenia prętów w węzłach (por. rys. 5). Warunki nośności obliczeniowej pasa górnego ustalono, w celu porównania, dla dwóch przypadków, tj. przypadku pierwszego, odnoszącego się przede wszystkim do pól bez stężeń połaciowych poprzecznych w nawach niższych – kiedy założono, iż jego długość wyboczeniową z płaszczyzny płatwi wyznaczają zabudowane między płatwiami stężenia pionowe, tzn. gdy l_{ey} = 3,0 m (por. rys. 2), oraz przypadku drugiego – zakładającego z powodu braku tzw. „grzebieni" l_{ey} = 6,0 m (por. rys. 2b), do czego upoważniają wiotkie pręty stężeń połaciowych o przekroju ∟65×65×5 i smukłości $\lambda_\eta = l_{e\eta}/i_\eta$ = 618/1,19 = 519, które skutecznie mogą podpierać pasy górne co drugiej płatwi w polach skrajnych i przydylatacyjnych. Uwzględniając jednak istniejącą w rzeczywistości pewną współpracę górnych pasów płatwi z tarczą dachową jaką tworzą płyty korytkowe, można było, postępując w miarę bezpiecznie, założyć, iż każda płatew jest w płaszczyźnie połaci dachowej podparta przynajmniej w środku rozpiętości.

Sprawdzając warunki nośności prętów pasa górnego i dolnego, jak i krzyżulców, uwzględniono występujące w węzłach i przęsłach poszczególnych prętów zarówno siły osiowe jak i momenty zginające, stosując współczynniki amplifikacji zgodnie z normą [7].

W obliczeniach płatwi rozważano dwa schematy statyczne: przypadek A – gdy oba węzły podporowe płatwi są nieprzesuwne, który odpowiada płatwi zabudowanej w dachu budynku rozdzielni oraz przypadek B – gdy jedna z podpór płatwi jest przesuwna, tj. wg założeń w obliczeniach do projektu. W obu przypadkach A i B warunki nośności w pasach górnych płatwi były, przykładowo w nawach niższych, przekroczone odpowiednio o 65,4% i 142,8%. Pozwoliło to wnioskować, że częściowe „zakotwienie" węzłów podporowych płatwi w ryglach żelbetowych wpłynęło korzystnie na ich zachowanie się.

Wytężenie krzyżulców rozciąganych 37 i 54 oraz ściskanych 39 i 52, których nośności obliczeniowe były przekroczone odpowiednio o 68,7% i 121,6% w płatwiach naw bocznych budynku rozdzielni tłumaczy ich zachowanie się podczas przeciążenia dachu śniegiem w sezonie zimowym 2005/2006. Nie powinna więc dziwić utrata stateczności ogólnej w krzyżulcach ściskanych, która pociągnęła za sobą skręcenie dolnych węzłów płatwi (por. rys. 1).

5. Wnioski i podsumowanie

Główną przyczyną uszkodzenia płatwi w nawach bocznych budynku rozdzielni było pominięcie w obliczeniach statycznych normowego obciążenia połaci dachowej „workami śnieżnymi", ale także jej – niezgodne z projektem – wykonanie warsztatowe. Należy jednak podkreślić, że nawet gdyby płatwie były wykonane zgodnie z rysunkiem konstrukcyjnym projektu, mogłyby przejmować co najwyżej obciążenie równe 6,0 kN/mb, a więc znacznie mniejsze od obciążeń, na które były one narażone w nawach bocznych oraz nawach środkowych, wynoszących odpowiednio 13,4 kN/mb oraz 9,2 kN/mb.

Istotny wpływ na wytężenie prętów i węzłów płatwi kratowej, znacznie przekraczające wartości nośności obliczeniowych, miała zmiana jej zarysu geometrycznego, polegająca na wprowadzeniu niewspółśrodkowych połączeń krzyżulców z pasami, a także zmniejszeniu wysokości płatwi z 800 mm do 744 mm. Przyspawanie krzyżulców o przekroju z pojedynczego kątownika 45×45×5 jedną półką do blach węzłowych dodatkowo spowodowało obniżenie nośności tych prętów oraz wzrost wytężenia w połączeniach.

Poważnym błędem warsztatowym było zaniechanie wykonania tzw. „grzebieni”, tj. blach przyspawanych do górnych pasów płatwi. Rozwiązanie takie nie gwarantowało w pełni wykorzystania płyt korytkowych jako tarczy dachowej, która mogłaby stanowić skuteczne podparcie dla stężeń pionowych rozmieszczonych w odstępach co 3,0 m, a także płatwi kratowych w płaszczyźnie połaci dachowych, co szczególnie było ważne w dachach naw bocznych bez stężeń połaciowych, w których uszkodzone zostały dwie płatwie.

Stan przedawaryjny dachów rozdzielni zlikwidowano proponując odciążenie płatwi kratowych we wszystkich pięciu nawach, na drodze wymiany pokrycia z ciężkich płyt korytkowych na lekkie z blach trapezowych. Wymiana pokrycia w nawach bocznych dodatkowo wiązała się z uprzednim wbudowaniem nowych płatwi kratowych, wykonanych zgodnie z projektem płatwi typowej opisanej w [6], przy zachowaniu płatwi istniejących ze względu na brak możliwości ich demontażu, za wyjątkiem dwu płatwi uszkodzonych, które zalecono zlikwidować.

Błędy popełnione zarówno w obliczeniach do projektu jak i związane z nieodpowiedzialnym wykonaniem płatwi kratowych w warsztacie naraziły właściciela obiektu na koszty naprawy stalowej konstrukcji dachu. Bezpieczne użytkowanie zostało przywrócone na podstawie wcześniej sporządzonego projektu wzmocnienia, realizowanego pod ścisłym nadzorem uprawnionego inżyniera budowlanego.

Literatura

1. Runkiewicz L.: O awariach i katastrofach budowlanych w Polsce w latach 1962–2004. „Inżynieria i Budownictwo”, nr 4/2006, s. 193÷195.
2. Żurański J. A.: Awarie i katastrofy dachów pod ciężarem śniegu w Polsce. XXIII Konferencja Naukowo-techniczna Awarie Budowlane, Szczecin-Międzyzdroje, 23÷26 maja 2007, s. 357÷364.
3. Wuwer W., Swierczyna S.: O niektórych przyczynach katastrofy stalowej konstrukcji przekrycia pawilonu handlowego. „Inżynieria i Budownictwo”, nr 3/2008, s. 146÷149.
4. PN-80/B-02010/Az1 Zmiana do polskiej normy PN-80/B-0210. Obciążenia w obliczeniach statycznych. Obciążenie śniegiem.
5. PN-80/B-02010 Obciążenia w obliczeniach statycznych. Obciążenie śniegiem.
6. Bogucki W., Żyburtowicz M.: Tablice do projektowania konstrukcji stalowych, Arkady, Warszawa, 1966.
7. PN-B-03207:2002 Konstrukcje stalowe. Konstrukcje z kształtowników i blach profilowanych na zimno. Projektowanie i wykonanie.