



Dr inż. Jan ZAMOROWSKI, zamski@interia.pl  
Dr inż. Marian KAZEK, marian.kazek@polsl.pl  
Dr inż. Bernard KOWOLIK, bernard.kowolik@polsl.pl  
Mgr inż. Lesław NIEWIADOMSKI, leslaw.niewiadomski@polsl.pl  
Politechnika Śląska Gliwice

## BŁĘDY W HALI MTK W CHORZOWIE

### ERRORS IN THE MARKET HALL OF THE INTERNATIONAL FAIR OF KATOWICE IN CHORZÓW

**Streszczenie** Katastrofa hali MTK w Chorzowie została spowodowana błędami popełnionymi na wszystkich etapach procesu inwestycyjnego i w czasie eksploatacji hali. W niniejszym referacie przedstawiono błędy jakie zauważono w trakcie bezpośredniego nadzoru nad rozbiórką hali oraz podczas opracowania ekspertyzy zleconej przez Główny Urząd Nadzoru Budowlanego [1]. Błędy te dotyczyły: układu konstrukcyjnego hali, sposobu jej posadowienia nie w pełni uwzględniającego istniejące warunki górniczo - gruntowe, konstrukcji stalowej na etapie projektowania, wykonania i montażu, sposobu odwodnienia hali i związanego z nim ukształtowania dachu umożliwiającego gromadzenie się śniegu i lodu, zaniedbań po awarii w styczniu 2002 r. oraz nienależytego odśnieżania dachu. Jedne z tych błędów stanowiły bezpośrednią przyczynę katastrofy, a inne zaś zadecydowały o dużym jej zasięgu i krótkim czasie jej trwania.

**Abstract** The disaster of the market hall was the result of errors made in the course of all the stages of the process of investments as well as during its utilization. The report presents those errors which could be discovered in the course of supervising the demolition of the hall and the preparation of the expertise for the General Office of Building Control [1]. These errors concerned structural configuration of the hall, the way of its foundation, which did not take fully into account the existing conditions of the soil exposed to the effects mining activities, and also the steel construction during the designing, the execution and assembly of the hall. Errors have been discovered also in the way of draining and the shape of roof permitting the accumulation of snow and ice, as well as remissness after the failures in January 2002 and inadequate removal of snow from the roof. Some of these errors were the direct cause of the catastrophe, others influenced its wide extent and its short duration.

#### 1. Układ konstrukcyjny hali

Koncepcja układu konstrukcyjnego hali pojawiła się na etapie opracowania założeń funkcjonalno-przestrzennych pawilonu wystawowego, jesienią 1998 r. [2]. Na rysunkach przedstawiono część centralną hali – wyższą, wspartą na sześciu słupach wewnętrznych i część zewnętrzną – niższą, opartą na słupach wewnętrznych i słupach ścian osłonowych. Dach hali zaprojektowano jako konstrukcyjnie płaski. Koncepcja ta została uściślona podczas opracowania projektu budowlanego w kwietniu 1999 r. [3]. W projekcie tym przyjęto wewnętrzne słupy jako czterogałęziowe połączone przewiązkami, utwierdzone w fundamentach w obu kierunkach, a zewnętrzne słupy ścian osłonowych jako wahaczowe. Przekrycie dachu miała stanowić struktura wsparta w części centralnej – wyższej, na słupach wewnętrznych, a w części zewnętrznej – niższej na słupach wewnętrznych i kratowych belkach oczepowych wień-

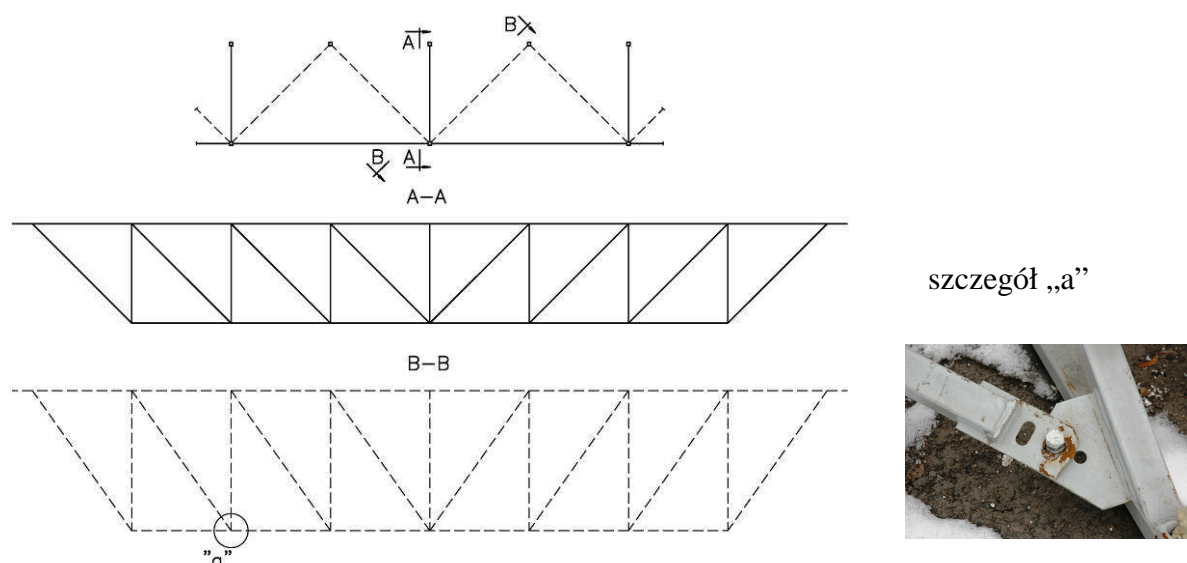
czących słupy ścian osłonowych. Przewidywano montowanie struktury na poziomie terenu z warsztatowo wykonanych piramidek o wymiarach podstawy 3,0 m x 3,0 m i wysokości 2,70 m, z połączeniami montażowymi o tolerancjach jak dla śrub zgrubnych. W projekcie budowlanym dach hali pozostawiono jako konstrukcyjnie płaski, a spadki połaci dachowych (3%) miały zostać ukształtowane za pomocą styropianu.

Przekrycie hali wykonano jednak inaczej [4]. W miejsce struktur pojawiły się płaskie, kratowe płatwie dachowe, rozstawione co 6,0 m z rozmieszczonymi między nimi płatwiami belkowymi, wspartymi na dolnych pasach płatwi kratowych za pomocą zastrzałów usytuowanych w płaszczyznach pionowych i ukośnych – rys. 1. W płaszczyźnie dolnych pasów, kratowe płatwie połączone ze sobą poziomymi elementami. Do pełnej struktury z asymetrycznymi piramidkami brakowało jednak poziomych elementów w płaszczyźnie górnych pasów płatwi kratowych.



Rys. 1. Widok na płatwie dachowe i zastrzały

W takim rozwiązaniu można było zatem wyróżnić pionowe płatwie kratowe (rys. 2, przekrój A-A) oraz kratownice ukośne (rys. 2, przekrój B-B), które zostały utworzone z płatwi belkowych (pasy górne), dolnych pasów płatwi kratowych (pasy dolne) oraz z zastrzałów (skrótowanie). Słupki tych kratownic (zastrzały w płaszczyznach pionowych) przyspawano do węzłów, a krzyżulce (zastrzały w płaszczyznach ukośnych) połączone z blachami węzłowymi za pomocą śrub – rys. 2, szczegół „a”.

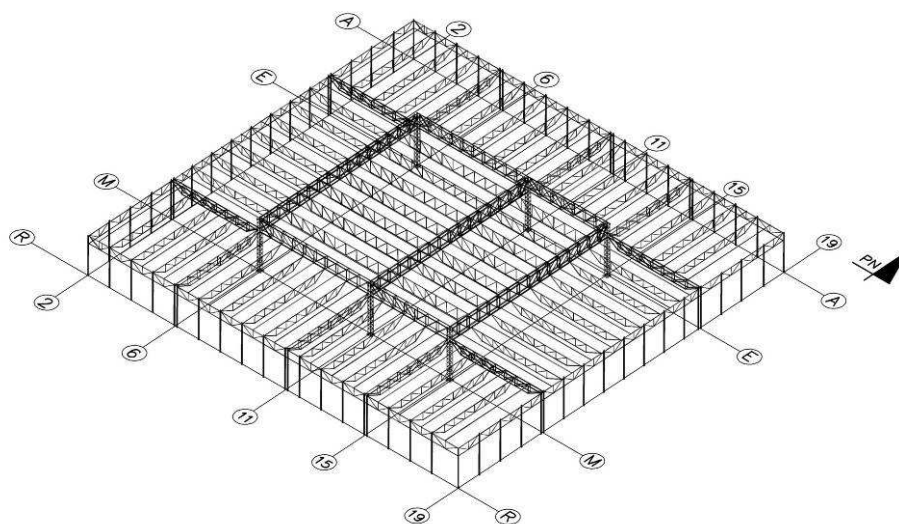


Rys. 2. Szczegóły rozwiązań konstrukcyjnych płatwi

W wielu węzłach z powodu błędów wykonawczych założono tylko po jednej śrubie. W efekcie takich podatnych połączeń zanim krzyżulce kratownic ukośnych włączyły się do pracy po pokonaniu luzów, to obciążenie z płatwi belkowych zostało przekazane przez zastrzały, usytuowane w płaszczyznach pionowych, na dolne pasy płatwi kratowych. W wyniku czego nastąpił około dwukrotny wzrost sił osiowych w górnych pasach i krzyżulcach tych płatwi.

Zastąpienie przewidzianych w projekcie budowlanym struktur przedstawionym wyżej rozwiązaniem wpłynęło zatem w dwojaki sposób na redukcję nośności przekrycia. Po pierwsze wprowadzenie płaskich układów (płatwi kratowych i belkowych) w miejsce struktury spowodowało zamianę dwukierunkowej pracy przekrycia na jednokierunkową, przez co nastąpił wzrost sił w pasach płatwi kratowych. Po drugie wprowadzenie podatnych połączeń krzyżulców w kratownicach ukośnych, przy sztywnych połączeniach słupków, spowodowało dodatkowy (około dwukrotny) wzrost sił w górnych pasach i krzyżulcach płatwi kratowych. W wyniku czego płatwie kratowe zostały bardzo mocno przeciążone.

Płatwie wsparto w części wyższej hali na górnych pasach podciągów w osiach 6, 11 i 15, a w części niższej na kratowych belkach oczepowych ścian zewnętrznych i dolnych lub górnych pasach podciągów kratowych – rys. 3.



Rys. 3. Układ konstrukcyjny hali

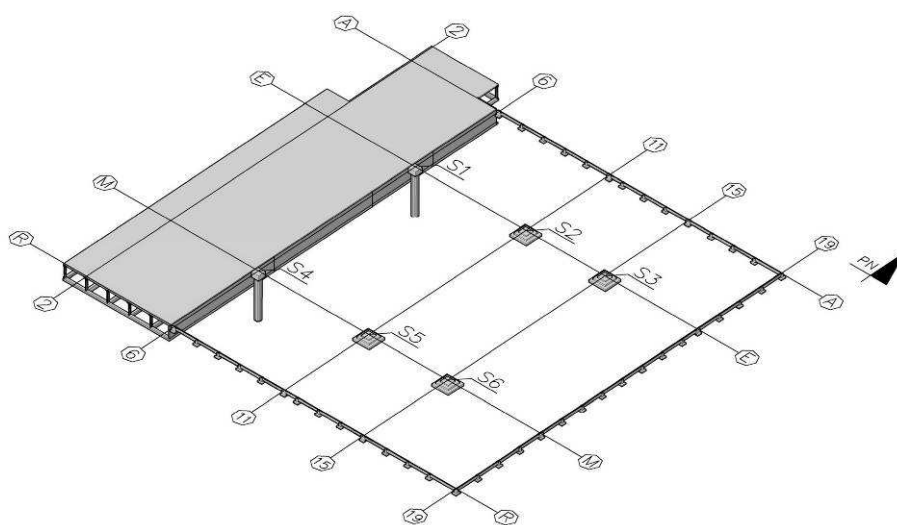
Po dokonanych zmianach w stosunku do projektu budowlanego, w zrealizowanej konstrukcji z płaskimi elementami brakowało stężeń połączeniowych w górnej i dolnej części dachu oraz stężeń pionowych stabilizujących położenie kratowych podciągów i płatwi. W efekcie stateczność górnych pasów kratownic (podciągów i płatwi) miała zapewniać blacha fałdowa. Tarcze z blachy fałdowej miały przenosić również obciążenie wiatrem i siły wynikające z imperfekcji geometrycznych (efekt  $P - \Delta$ ).

Przyjęte rozwiązanie było układem niebezpiecznym z tego względu, że utrata nośności (stateczności) tylko jednego z podciągów głównych, a w nim tylko jednego pręta, mogła spowodować już zawalenie się dachu przynajmniej nad dwoma polami, przy czym przez pole rozumie się tu powierzchnię zawartą między osiami głównymi 2, 6, 11, 15, 19 oraz A, E, M i R. Utrata zaś nośności (stateczności) jednego z podciągów w osiach E i M mogła spowodować zawalenie się dachu co najmniej nad jednym polem. Z kolei wyczerpanie nośności (stateczności) słupa byłoby przyczyną katastrofy przynajmniej w obszarze czterech pól. Uwzględniając, że drugorzędne elementy dachu – płatwie kratowe i płatwie belkowe były ze sobą powiązane prętami ukośnymi i blachą fałdową, w każdym z wyżej wymienionych przypadków mogłaby to być również katastrofa postępująca, w wyniku której zawaleniu w skrajnym przypadku mógłby ulec cały dach hali. Zastosowane rozwiązanie było również niebezpieczne z uwagi na

skutki katastrofy budowlanej. Pod zawalonym dachem brakowało wolnych przestrzeni z powodu gęsto rozmieszczonych prętów podpierających płatwie belkowe, w tym zbędnych zastrzałów usytuowanych w płaszczyznach ukośnych oraz na skutek przewróconych na bok płatwi kratowych, które nie zostały podparte stężeniami pionowymi. Z kolei brak stężeń połączeniowych w polach narożnych niższej części dachu powodował, że zerwanie połączenia kratowych płatwi ze słupem w osiach 6 lub 15 prowadziło do utraty stateczności górnych pasów podciągów w osiach E i M, co było wynikiem przerwania elementu brzegowego tarczy dachowych w tych obszarach. Brak natomiast stężeń połączeniowych w wyższej i niższej części dachu między osiami E i M powodował, że mimośrodkowo obciążone główne podciągi kratowe w osiach 6, 11 i 15 (z powodu różnych rozpiętości połaci oraz sposobu podparcia płatwi na podciągach) doznały silnego skręcania po zerwaniu połączeń (w czasie katastrofy) między blachą pokrycia i kratownicami.

## 2. Warunki posadowienia hali

Halę usytuowano na terenach wpływów górniczych [1]. Eksploatacja górnicza pod terenem hali była prowadzona w latach 1918 – 1938, w pokładzie 501 i 504 na poziomie od 40 m do 70 m p.p.t. oraz w pokładzie 510 na poziomie 90 m – 120 m p.p.t. W pobliżu południowo-zachodniego naroża, w odległości kilkudziesięciu metrów w utworach karbonu występuje uskok o przebiegu NW-SE i wielkości zrzutu około 20÷25 metrów w kierunku NE. Warstwy karbonu zapadają w kierunku północno-zachodnim. Pod południowo-wschodnim narożem hali od powierzchni zalegają utwory karbońskie. W bezpośrednim sąsiedztwie tego naroża w odległości około 150 m były biedaszyby. W postanowieniu Okręgowego Urzędu Górniczego zwraca się uwagę na możliwość wystąpienia deformacji nieciągłych w postaci lei i zapadlisk. Cały teren pawilonu, z wyjątkiem naroża południowo-wschodniego pokrywały nasypy o miąższości od 0,6 m do 4,0 m, zbudowane z piasku, gliny, żużla i gruzu ceglanego. W części środkowej i zachodniej pawilonu poniżej nasypów zalegały gliny pylaste w stanie miękkoplastycznym o miąższości do 3,9 m. Przed przystąpieniem do prac projektowych dokonano rozeznania aktualnego stanu górotworu i uzdatnienia podłoża. Do czternastu otworów sięgających stropu pokładu 501 wtłoczono około 8800 t emulgatu popiołowo-wodnego.

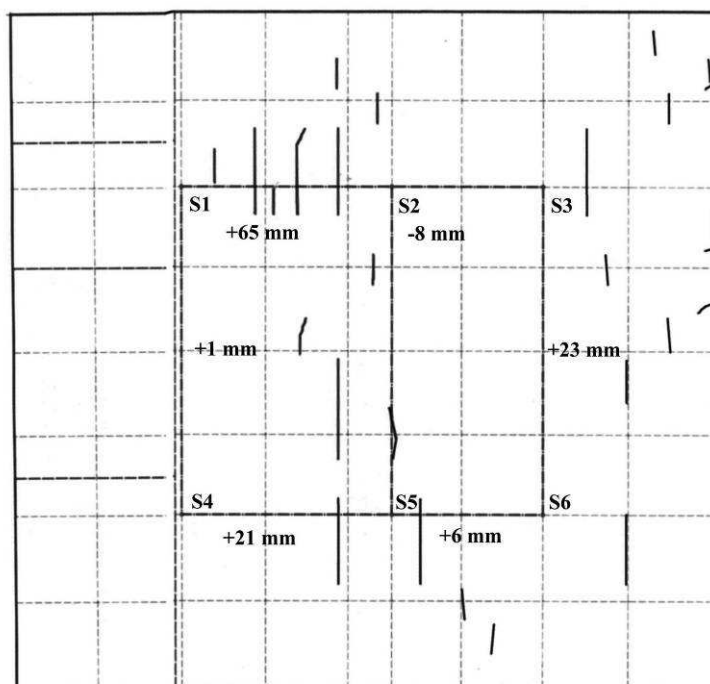


Rys. 4. Fundamenty hali i podpiwniczenie

Słupy wewnętrzne hali w osi 6 posadowiono na palach o średnicy 1,5 m i wysokości 11 m (rys. 4) zakończonych żelbetowym ocepem, a w osiach 11 i 15 na fundamentach stopowych

o podstawie kwadratowej o boku 4,50 m i wysokości 1,20 m. Fundamenty słupów hali nie połączono między sobą żelbetowymi ściągami jak dla obiektów narażonych na wpływy górnicze. Hala od strony zachodniej (od strony rotundy) została podpiwniczona.

Po wykonaniu wykopów wymieniono warstwy słabonośne, pozostawiając jednak pod słupami S2 i S5 warstwę gliny pylastej w stanie miękkoplastycznym o grubości odpowiednio 0,45 m i 2,1 m. W czasie eksploatacji na posadzce w hali pojawiały się rysy, pękały ściany w piwnicy rotundy i odspajały się płytki ceramiczne w rotundzie, na poziomie posadzki hali. Po rozbiórce hali zinwentaryzowano te rysy, wykonano niwelację posadzki oraz zmierzono odległości między głównymi słupami [5]. Dokonano porównania z rezultatami pomiarów powykonawczych z roku 1999. Wybrane wyniki przedstawiono na rys. 5.



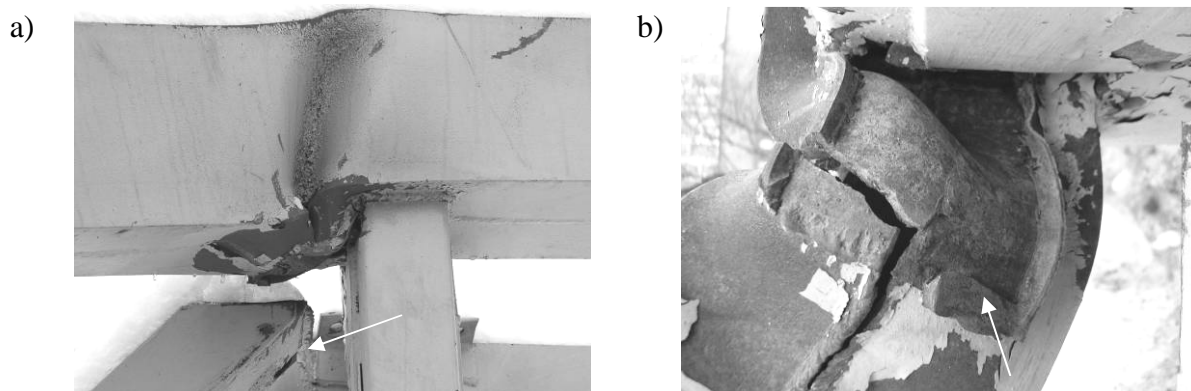
Rys. 5. Wybrane wyniki pomiarów geodezyjnych

Największe rozpełzanie terenu nastąpiło między słupami S1 i S2 (65 mm), mniejsze między słupami S4 i S5 (21 mm) oraz S3 i S6 (23 mm). Z kolei między słupami S2 i S3 doszło do spleźnienia terenu o wartość 8 mm. Wyników rozpełzania dla słupów S2 i S5 nie podano z powodu braku danych z roku 1999. Pomiary niwelacyjne posadzki wykazały, że różnice między poziomami punktów pomiarowych sięgały 45 mm, przy czym różnice między poziomami posadzki przy słupach były małe, poza słupem S5 i sięgały do 7 mm. Natomiast poziom posadzki przy słupie S5 pod którym pozostawiono warstwę gliny pylastej w stanie miękkoplastycznym o grubości 2,1 m był wyraźnie niższy w stosunku do poziomu posadzki przy pozostałych słupach od 9 mm do 16 mm. Analizując powyższe wyniki wnioskuje się, że deformacja podłoża nie mogła stanowić bezpośredniej przyczyny załamania się głównego podciągu w osi 6. Znacznie wpłynęła natomiast na wyężnienie słupów S1 i S2, przez co mogła skrócić czas trwania katastrofy.

### 3. Szczegóły rozwiązań konstrukcyjnych

Pasy podciągów głównych o rozpiętości 47 m zaprojektowano z 2 [220 o przekroju zamkniętym, a krzyżulce i słupki z rur o przekroju kwadratowym 100x100x5(4) mm, przy czym

słupki wzmocniono ramowymi przeponami z dwóch blach o grubości 8 mm. Nośność pasów górnych (przy ich osiowym rozstawie 3,0 m) dla obciążeń normowych była przekroczona o około 80% w przypadku podciągu w osi 6 i około 50% w osi 11, a nośność krzyżulców o około 50%. Krzyżulce w podciągach połączono bezpośrednio z pasami i słupkami za pomocą spoin czołowych i pachwinowych, bez blach węzłowych – rys. 6a. W wyniku czego połączenia te zostały wykonane wadliwie. Spoiny zostały przyklejone do słupka (patrz rys. 6a) i częściowo do pasa. W efekcie prawidłowo były wykonane tylko spoiny równoległe do osi pasa oraz fragment spoiny prostopadłej oznaczonej strzałką na rys 6 b).



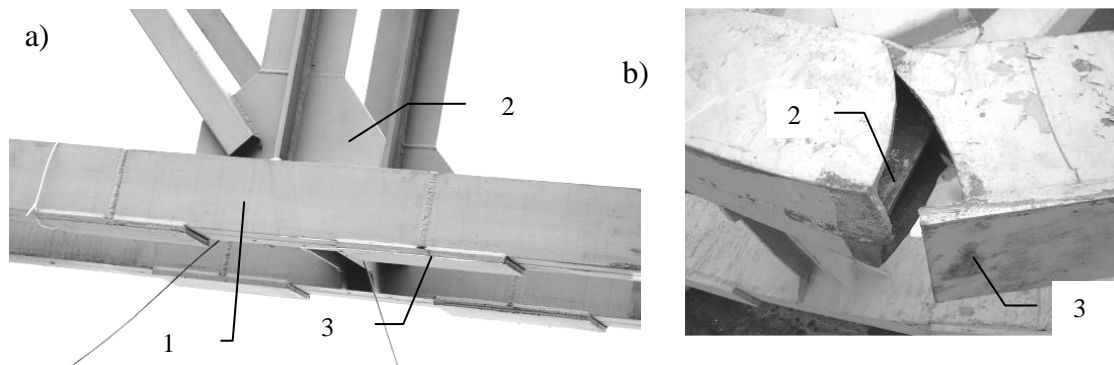
Rys. 6. Połączenie krzyżulca z pasem górnym podciągu w osi 6, pole 4 licząc od słupa S1  
a) widok z boku, b) widok na pas

Zerwanie spoin w przedstawionym węźle mogło zapoczątkować katastrofę budowlaną. Krzyżulce podciągów wzmocniono po awarii w 2002 r. przez przyspawanie do nich spoinami wzdłużnymi (zgodnie z rysunkiem konstrukcyjnym) dwóch blach o przekroju 100x6 mm [6]. Nie wykonano przy tym nie oznaczonych na rysunku spoin łączących te blachy z pasami – rys. 7. W czasie oględzin podciągów po katastrofie stwierdzono również, że dodatkowe blachy wzmocniające były stykowane poprzecznie bez założonych spoin czołowych.



Rys. 7. Wzmocnienie krzyżulców głównych podciągów w 2002 r.

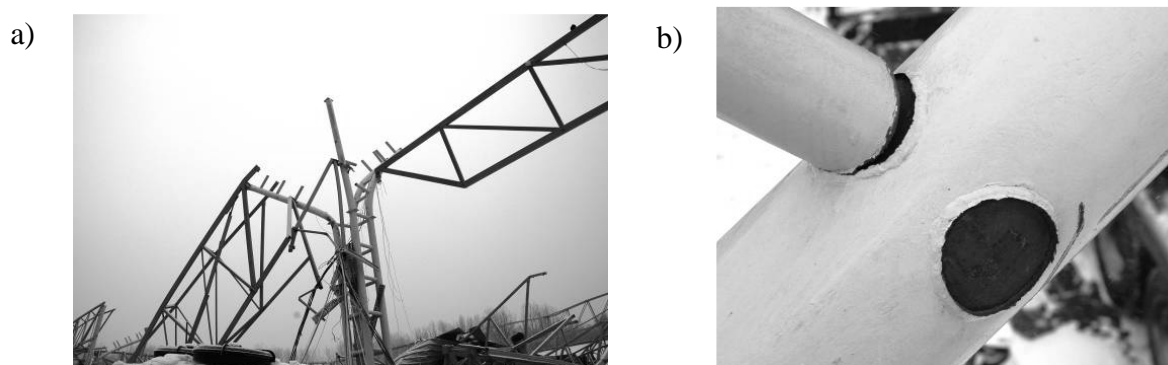
Po awarii w 2002 roku wymieniono styki montażowe w głównym podciągu w osi 15 [6]. Po podparciu podciągów w sąsiednich węzłach, z wymuszoną przeciwstrzałką, wycięto istniejące styki i wspawano tzw. wymiany – rys. 8 a i b, które składały się z dolnych pasów (1), pionowych blach węzłowych (2) usytuowanych w osi pasów oraz dolnych nakładek (3). Pionowe blachy i nakładki zakończono praktycznie w jednym przekroju, w którym w drugim etapie katastrofy (9.02.2006 r.) został zniszczony główny podciąg w osi 15.



Rys. 8. Styk spawany (wymian), założony po awarii w 2002 r.

W podciągach podłużnych o rozpiętości 30,75 m na krzyżulce zastosowano rury kwadratowe 50x50x4, a w podciągach o mniejszej rozpiętości (24,5 m) rury 100x100x4, w wyniku czego wyężenie tych krzyżulców ponad dwukrotnie przekraczało ich nośność dla obciążeń normowych [1].

Rozwiązanie konstrukcyjne i wykonanie sześciu głównych słupów budziło również wiele zastrzeżeń. Najpoważniejszym błędem było zaprojektowanie oddzielnych głowic dla czterech gałęzi słupów – rys. 9 a. Brak wspólnej, sztywnej głowicy w znacznym stopniu skrócił czas trwania katastrofy i prawdopodobnie zwiększył jej zasięg.



Rys. 9. Słup S1 a) widok ogólny, b) spoiny przewiązek

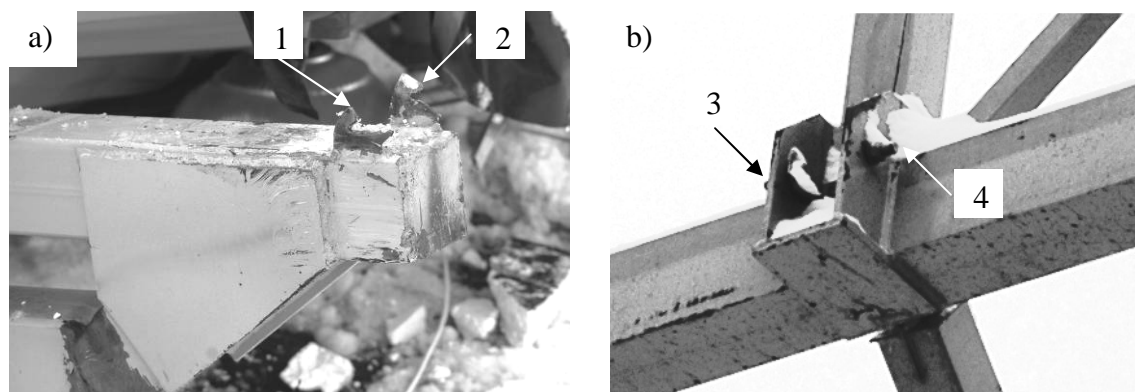
Słupy główne oprócz sił ściskających były obciążone również siłami poziomymi wynikającymi z obciążenia wiatrem i z efektu  $P - \Delta$ , w związku z czym były zginane. Gałęzie słupów należało zatem połączyć między sobą skratowaniem, a nie przewiązkami. Jakość spoin łączących przewiązki rurowe z gałęziami była bardzo zła. Spoiny były tylko przyklejone do przewiązek, co widoczne jest na rys. 9 b. Można przypuszczać, że gdyby zostały wykonane spoiny dobrej jakości, to czas trwania katastrofy mógłby być nieco dłuższy.

Podobny wpływ zarówno na czas trwania katastrofy jak i na jej zasięg miała konstrukcja połączenia płatwi belkowych i płatwi kratowych z podciągami. Na rys. 10 a) przedstawiono głowicę płatwi kratowej, wraz z przyspawanymi do niej dwiema cienkimi blachami (4 mm) (1 i 2), a z prawej gniazdo przyspawane do podciągu, z widocznymi z kolei śrubami (3 i 4), które przechodziły przez otwory w blachach (1 i 2). W połączeniu założono dwie jednocięte śruby M 16 klasy 4.8. Głównym obciążeniem połączenia, w czasie eksploatacji hali było obciążenie pionowe. Dla takiego obciążenia konstrukcja połączenia miała wystarczającą nośność. Jednak w czasie katastrofy po wygięciu się płatwi istotne stały się siły poziome, a na te siły blachy i śruby były za słabe. Można przypuszczać, z dużym prawdopodobieństwem, że gdyby



w połączeniach zastosowano większe grubości blach oraz śruby o większej średnicy i o wyższej wytrzymałości, to czas trwania katastrofy wydłużyłby się.

Drugą wadą takiego połączenia było wprowadzenie dużego mimośrodów w przekazywaniu oddziaływań płatwi na podciągi. W przypadku płaskich podciągów w osiach E i M wartości tych mimośrodków były mniejsze, a w głównych, przestrzennych podciągach znacznie większe.



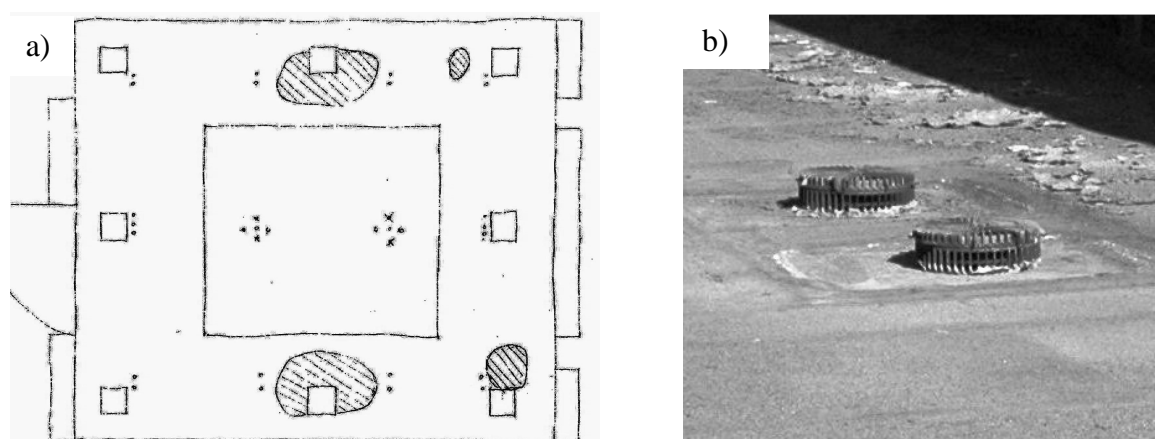
Rys. 10. Połączenie płatwi z podciągami między osiami 6-15

Ich wpływ na główne podciągi uwidaczniał się szczególnie przy zróżnicowanych oddziaływaniach sąsiednich połaci dachowych. W czasie eksploatacji hali skręcane podciągi współpracowały z fałdową blachą pokrycia. Był to zatem kolejny wpływ jaki miała przejąć blacha fałdowa i jej łączniki.

#### 4. Eksploatacja hali

Główne problemy związane z eksploatacją hali, poza spowodowanymi szkodami górniczymi, wynikały z małej nośności przekrycia i sposobu odwodnienia konstrukcyjnie płaskiego, a w rzeczywistości nieckowatego dachu. Pierwsze sygnały o małej nośności przekrycia pojawiły się bezpośrednio po zmontowaniu konstrukcji stalowej. Stwierdzono wtedy duże ugięcia podciągów kratowych i mało skutecznie wzmocniono styki montażowe [7].

Istnieje liczna korespondencja między właścicielem obiektu, projektantem i wykonawcą dotycząca obaw o nośność konstrukcji [1]. Obawy te były związane z możliwością nadmiernego obciążenia śniegiem oraz możliwością gromadzenia się wody na dachu z powodu wadliwie działającego odwodnienia.



Rys. 11. a) Szkic dachu z zaznaczonymi miejscami gromadzenia się wody, b) wpusty dachowe



Dach odwadniano za pomocą systemu wpustów (rys. 11b) umieszczonych (teoretycznie) w miejscach największych ugięć, z których wodę odprowadzano za pomocą rur o średnicy 32 mm do rur o większej średnicy. Projektant w korespondencji z wykonawcą wyrażał obawę, że w przypadku niedrożnych wpustów dachowych może dojść do przeciążenia dachu wodą, która mogła się gromadzić w czasie opadów [1]. Na rys 11 a) przedstawiono szkic dachu sporządzony w lutym 2000 r. z zaznaczonymi miejscami, w których zbierała się woda oraz z zaznaczonymi wpustami dachowymi. Woda gromadziła się głównie w środkowej części połaci, przy świetlikach, na niższej części dachu po stronie północnej i południowej. W czasie rozbiórki hali największą grubość warstwy lodu stwierdzono właśnie w tych miejscach. Sięgała ona 10 cm. Na pozostałej części dachu (w tym na części wyższej) grubość warstwy lodu nie przekraczała 5 cm. Przedstawiane w mediach bryły lodu o grubości około 15 cm mogły być pobrane jedynie z koryt przy wpustach dachowych jak na rys. 11 b).

Wyraźnym ostrzeżeniem o możliwości wystąpienia katastrofy była awaria w styczniu 2002 r., w wyniku której zostały zniszczone styki montażowe głównego podciągu w osi 15. Po analizie fotografii z tego okresu wnioskuje się, że przyczyną tej awarii mogło być zrzucenie śniegu z wyższej części dachu na niższą przy osi 15. Na fotografiach z tego okresu [1] jest widoczna zaspą na niższej części dachu przy osi 15 oraz odśnieżona krawędź części wyższej. Najpoważniejszym błędem w tym czasie było zaniedbanie obliczeniowego sprawdzenia nośności przekrycia, przez niezależnego rzeczoznawcę budowlanego oraz brak sprawdzenia jakości spoin głównych elementów nośnych dachu mimo sygnału, że wszystkie przebadane spoiny w obszarze styków, które uległy awarii, były wadliwe [7]. Styki zostały wzmocnione we wrześniu 2002 r., po czym w szerokiej korespondencji między właścicielem obiektu i projektantem pojawia się informacja o poważnym uszkodzeniu dachu przy ścianie wschodniej (oś 19), które wymaga bezzwłocznej naprawy. Nie sprecyzowano przy tym jakie elementy dachu uległy uszkodzeniu i kiedy to nastąpiło [1].

Okresowe przeglądy pawilonu zostały wykonane w maju 2003 r. i w kwietniu 2005 r. W protokołach z tych przeglądów zamieszczono informację, że w czasie oględzin nie stwierdzono żadnych uszkodzeń konstrukcji dachowej.

Na początku stycznia 2006 r. było zalecenie wydane przez rzeczoznawcę budowlanego o potrzebie odśnieżenia dachu. Dach jednak odśnieżono tylko częściowo, pozostawiając na części wyższej pełną pokrywą śniegu o grubości około 40 cm i warstwę lodu o grubości około 5 cm. Na części niższej grubość pokrywy śniegu w miejscach odśnieżonych wynosiła około 12 cm, a grubość warstwy lodu po stronie wschodniej i zachodniej sięgała 5 cm. W ekspertyzie [1] oceniono, że obciążenie śniegiem w dniu katastrofy dla podciągu głównego od strony zachodniej (w osi 6) było porównywalne z obciążeniem normowym, a dla podciągu środkowego (w osi 11) przekraczało obciążenie normowe o około 60 %. W przypadku podciągów podłużnych od strony zachodniej obciążenie to było niewiele większe od obciążenia normowego.

## 5. Podsumowanie

W referacie przedstawiono błędy jakie popełniono w procesie inwestycyjnym i podczas eksploatacji hali. Jedne z nich stanowiły bezpośrednią przyczyn katastrofy, inne zadecydowały o dużym jej zasięgu, krótkim czasie jej trwania oraz dużej liczbie tragicznych ofiar. Były również błędy, które przyczyniły się tylko do utrudnień w czasie eksploatacji hali.

Podstawowymi błędami, które spowodowały katastrofę były: za mała nośność konstrukcji przekrycia – głównych podciągów i kratowych płatwi, większe w porównaniu z normowym obciążenie śniegiem i lodem wyższej części dachu, którego istotną przyczyną był płaski a w rzeczywistości nieckowaty, nienależycie odwadniany dach oraz niewłaściwa reakcja na

awarię w 2002 r., po której nie dokonano obliczeniowego sprawdzenia przekrycia przez niezależnego eksperta.

Tragiczne skutki katastrofy zostały spotęgowane przez niebezpieczny układ konstrukcyjny, w którym wyłączenie się z pracy jednego elementu – podciągu czy słupa powodowało katastrofę dużego obszaru dachu. Brak połączeniowych stężeń dachowych zwiększał wpływ skręcania podciągów głównych na ich wyteżenie i wyteżenie blachy fałdowej z łącznikami oraz spowodował zawalenie się narożnych pól dachu w wyniku wyboczenia się górnych pasów podciągów niższej części dachu, po przerwaniu połączeń elementów krawędziowych tych narożnych tarcz ze słupami. Brak stężeń pionowych przyczynił się głównie do „sprasowania” przekrycia w czasie katastrofy. Wolne przestrzenie pod sprasowanym dachem zostały zdecydowanie ograniczone przez niewykorzystane konstrukcyjnie zastrzały usytuowane w płaszczynach ukośnych. Niewłaściwe rozwiązanie konstrukcyjne słupów – brak wspólnej sztywnej głowicy, brak skratowania, za małą nośnością przewiązek i spoin łączących przewiązki ze słupami, przy wadliwym ich wykonaniu, zadecydowały o krótkim czasie trwania katastrofy. Analogiczny wpływ miała za mała nośność połączeń kratowych płatwi niższej części dachu z podciągami części wyższej i połączeń podciągów niższej części dachu ze słupami.

Istotne utrudnienia w eksploatacji stanowiły pojawiające się rysy na posadzce w hali, na ścianach w rotundzie oraz odspajanie się płytek ceramicznych na stropie w rotundzie. Utrudnienia te zostały spowodowane głównie trudną lokalizacją hali na terenie starych wyrobisk górniczych, przy braku jakichkolwiek zabezpieczeń na wpływy górnicze, poza wykonanym uzdatnieniem podłoża. Deformacja podłoża wpłynęła również na znaczny wzrost wyteżenia przewiązek i gałęzi dwóch słupów od strony północnej (S1 i S2), przez co czas trwania katastrofy mógł ulec skróceniu.

## Literatura

1. Mendera Z., Niewiadomski J., Zamorowski J. i inni: Analiza przyczyn i okoliczności katastrofy budowlanej pawilonu wystawienniczego przy ul. Bytkowskiej 1 w Chorzowie na terenie Międzynarodowych Targów Katowickich. Katedra Konstrukcji Budowlanych, Politechnika Śląska, praca NB-33/RB-2/06, Gliwice, marzec 2006.
2. Koncepcja funkcjonalno-przestrzenna pawilonu wystawowego wielofunkcyjnego - hali trójnawowej „Pawilon wystawowy - projekt koncepcyjny wersja B”. Pracownia projektowa "DECORUM", wykonano na podstawie umowy z Inwestorem MTK/ZT/122/98 z dn.01.10.98 r.
3. Projekt budowlany Pawilonu Wystawowego Nr 1 (zawartość projektu: opis techniczny i rysunki architektoniczno-budowlane). S.C. Decorum, Katowice, kwiecień 1999 r.
4. Projekt wykonawczy konstrukcji stalowej dla MTK Pawilon nr 1. EKO-TECH, Katowice, lipiec 1999 r.
5. Operat pomiarowy „Geodezyjna inwentaryzacja pawilonu nr 1”. Przedsiębiorstwo Produkcyjno-Usługowo-Handlowe GEO-PART sp. z o.o. Katowice, marzec 2006 r.
6. Projekty wykonawcze naprawy konstrukcji dachowej pawilonu wystawowego nr 1 MTK. EKO-TECH II Sp. z o.o. Katowice, marzec – maj 2002.
7. Wuwer W., Kowolik B., Kucz P., Zamorowski J.: Połączenia w konstrukcji hali Międzynarodowych Targów Katowickich w Chorzowie. XXIII Konferencja Naukowo-Techniczna „Awaryje Budowlane 2007”, Szczecin-Międzyzdroje 23-26 maja 2007 r.