

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

Prof. dr hab. inż. ANTONI BIEGUS, *antoni.biegus@pwr.wroc.pl*  
Dr inż. DAWID MAŁY, *dawid.maly@pwr.wroc.pl*  
Politechnika Wrocławska

## ZAGROŻENIE AWARYJNE I WZMOCNIENIE DACHU HALI PO WYBUCHU PIECA ELEKTRYCZNEGO

### FAILURE HAZARD AND STRENGTHENING OF THE ROOF IN STEEL INDUSTRIAL BUILDING AFTER EXPLOSION OF ELECTRIC FURNACE

**Streszczenie** Wybuch pieca elektrycznego spowodował lokalne uszkodzenie dachu hali przemysłowej. Jest to stalowa hala o konstrukcji szedowej, ze strunobetonowymi płytami dachowymi o rozpiętości 12,62 m. W wyniku eksplozji zostały zniszczone żebra płyt strunobetonowych, które są ich głównymi elementami nośnymi. Stan techniczny strunobetonowych płyt był awaryjny. Z powodu niedostatecznej wytrzymałości powstało zagrożenie zawalenia się dachu hali. W pracy przedstawiono sposób jego wzmocnienia.

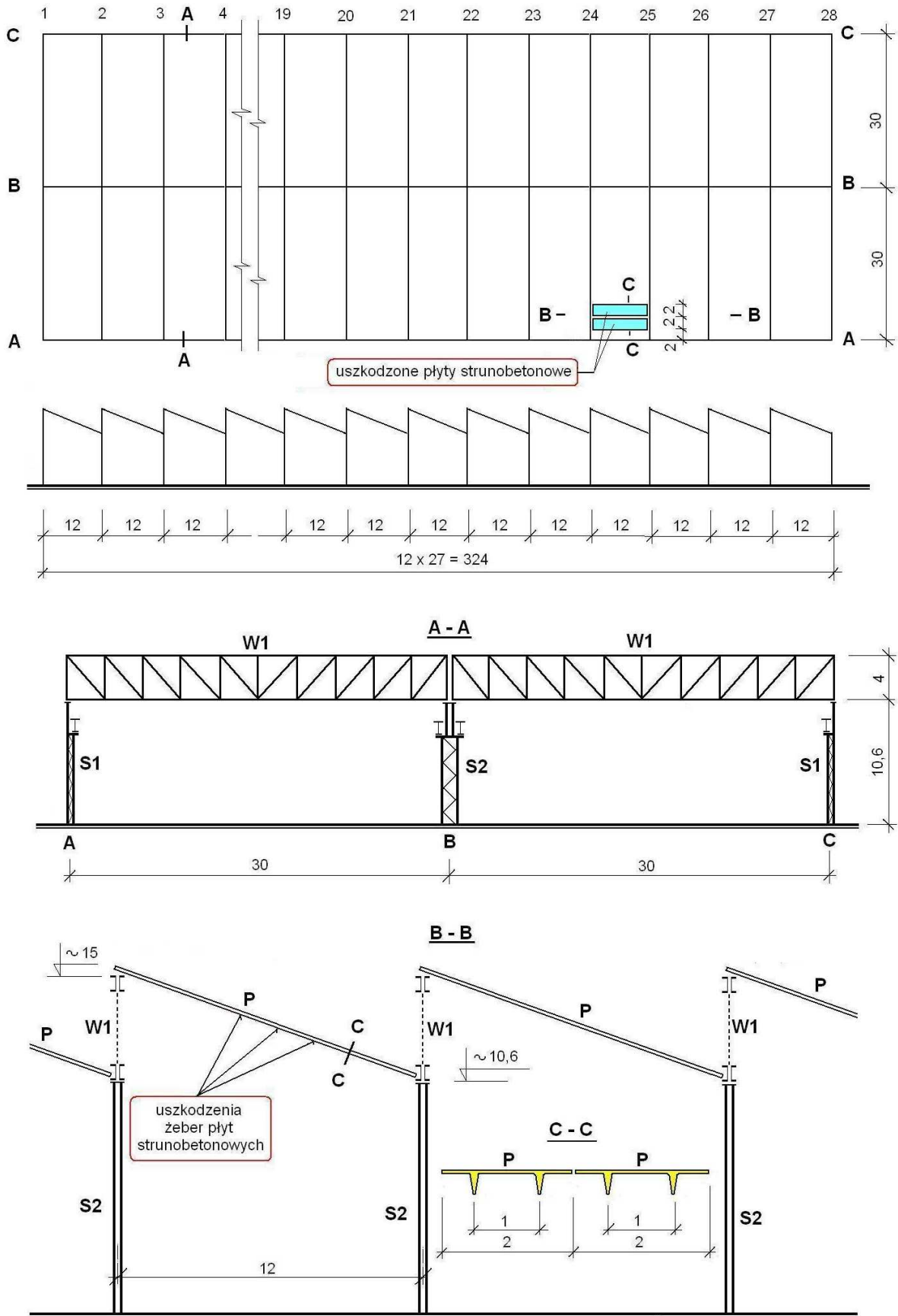
**Abstract** An explosion of electric furnace caused a local damage of the roof in steel industrial building. This building has a saw-tooth roof covering, constructed from pre-stressed plates with 12,62 m of span. The explosion caused a local damage of plates pre-stressed ribs, which are the roof main structural elements. The technical condition of the plates has been assessed as an emergency state due to the loss of the plates' strength and the hazard of their fall down. The damage repair has been presented herein.

### 1. Wstęp

Badany obiekt jest dużą halą przemysłową (o powierzchni 19 500 m<sup>2</sup>) w jednym z zakładów hutniczych metali nieżelaznych, zlokalizowanym w południowej Polsce. Jest to hala stalowa, w której znajduje się piec elektryczny (o długości około 48 m). Służy on do wyżarzania wyrobów miedzianych (rur PA-600) w atmosferze ochronnej. W części chłodniczej piec jest wyposażony w stalowe pokrywy zbiornika olejowego, których masa wynosi 160÷320 kg. W wyniku wybuchu pieca, jego stalowe pokrywy zostały wyrzucone ku górze i uderzyły w strunobetonowe płyty dachu hali. Spowodowało to zniszczenie nośnych żebrowych płyt strunobetonowych i zagrożenie awaryjne obiektu. Z powodu niedostatecznej wytrzymałości płyty dachowe mogły spaść na posadzkę hali. W pracy przedstawiono konstrukcję wzmocnienia oraz realizację naprawy uszkodzonego dachu hali.

### 2. Opis konstrukcji hali

Schemat konstrukcji badanej, dwunawowej hali przemysłowej pokazano na rys. 1. Rozpiętość jej naw wynosi 30,0 m. Układy poprzeczne hali są rozstawione co 12 m. Szerokość hali wynosi  $2 \times 30,0 = 60,0$  m, długość  $27 \times 12 = 324,0$  m, a jej wysokość około 15,0 m.



Rys. 1. Schemat konstrukcji nośnej hali

Układy porzecznice hali składają się z dźwigarów kratowych W1 oraz słupów głównych S1 i S2. Połączenie dźwigarów kratowych W1 ze słupami S1 i S2 zaprojektowano jako przegubowe. Słupy S1 i S2 są utwierdzone sztywno w fundamentach.

Dach hali jest typu szedowego. Jego konstrukcję nośną stanowią stalowe dźwigary kratowe W1. Opierają się one z jednej strony na słupach zewnętrznych S1, z drugiej strony zaś na słupach wewnętrznych S2.

Dźwigary kratowe W1, o rozpiętości około 30,0 m i wysokości konstrukcyjnej 4,0 m, są o pasach równoległych, z wykratowaniem typu N. Pasy górne i pasy dolne kratownic W1 zaprojektowano jako pręty dwugałęziowe w rozstawie 160 mm. Pręty kratownic W1 zaprojektowano z kształtowników walcowanych na gorąco. Pas górny dano z: 2 [220 oraz L100×200×12, pas dolny zaś z [240 oraz L180×180×16 i L80×180×12. Słupki kratownic W1 wykonano o przekroju skrzynkowym z 2 ceowników, zaś krzyżulce zaprojektowano jako pręty dwugałęziowe z 2 ceowników. W kierunku podłużnym hali dźwigary kratowe W1 usztywniono na całej długości obiektu: w osi C – pionowymi stężeniami międzywiązowymi, o konstrukcji kratowej, w osi A zaś żelbetowymi płytami ściennymi.

Konstrukcję wsporczą kratownic dachowych W1 w osiach zewnętrznych hali A i C stanowią słupy S1, w osi wewnętrznej hali B zaś słupy S2. Stalowe słupy główne S1 i S2 służą również do oparcia stalowych belek podsuwnicowych, dlatego zaprojektowano je o skokowo zmiennej sztywności. W części podsuwnicowej są one o konstrukcji dwugałęziowej (wykratowanej) w części nadsuwnicowej zaś jednogałęziowe. Całkowita wysokość słupów S1 i S2 wynosi około 10,6 m. Wysokość ich części podsuwnicowej wynosi 7,15 m. Gałęzie słupów części podsuwnicowej wykonano z I 400. Rozstaw gałęzi słupów wynosi: 1500 mm, w przypadku słupów wewnętrznych S2 oraz 750 mm w słupach zewnętrznych S1. Gałęzie słupów S1 i S2 w części podsuwnicowej są połączone wykratowaniem z L 60×60×6.

Podstawy słupów głównych S1 i S2 połączono z fundamentami w sposób sztywny zarówno w płaszczyźnie jak i z płaszczyzny układów poprzecznych hali, za pomocą 8 śrub kotwiących M24.

W osiach A, B i C hali, w polu pomiędzy osiami 14 i 15 oraz pomiędzy osiami 23 i 24 zastosowano portalowe stężenie międzysłupowe.

W każdej nawie hali są zainstalowane 3 suwnice o udźwigu 50 kN oraz 1 suwnica o udźwigu 125 kN. Poruszają się one po stalowych belkach podsuwnicowych, o wysokości konstrukcyjnej 1000 mm. Zaprojektowano je o przekroju dwuteowym, spawanym z blach. Stalowe belki podsuwnicowe wyposażono w poziomy, kratowy łożysko hamowny.

Jako elementy osłonowe dachu hali zastosowano płyty P. Są to płyty strunobetonowe o symbolu PDS-1. Ich długość wynosi 12,62 m, szerokość zaś 2,0 m. Płyty strunobetonowe (o przekroju II) mają 2 żebra, w rozstawie 1,0 m (patrz rys. 1, przekrój C-C). Wysokość żeber wynosi: 0,4 m – w środku rozpiętości oraz 0,3 m – na podporze. Żebra płyt są sprężone 5 splotami 7Ø2,5. Masa własna płyty strunobetonowej wynosi 3870 kg.

Płyty strunobetonowe PDS-1 opierają się z jednej strony na pasie górnym dachowych kratownic W1, z drugiej strony zaś na pasie dolnym sąsiednich dachowych kratownic W1. Według projektu [2] podporowe marki płyt strunobetonowych PDS-1 zostały przyspawane do pasów górnych i pasów dolnych kratownic W1, a wypuszczone z dachowych płyt PDS-1 zbrojenie Ø10 i dodatkowe z pręta Ø12 zalano betonem. Ponadto, znajdujące się wzdłuż krawędzi bocznych zbrojenie Ø10 sąsiednich płyt połączono prętem Ø12 i styk ten wypełniono betonem pachwinowym.

Należy zaznaczyć, że tarcze utworzone z dachowych płyt strunobetonowych PDS-1 stanowią zabezpieczenie ściskanych pasów górnych kratownic W1 przed ich wyboczeniem z płaszczyzny ustroju [2], spełniając zadanie stężenia połączeniowego.

Dach hali jest nieocieplany. Pionowe płaszczyzny dźwigarów kratowych W1 oraz ściany szczytowe są przeszklone.

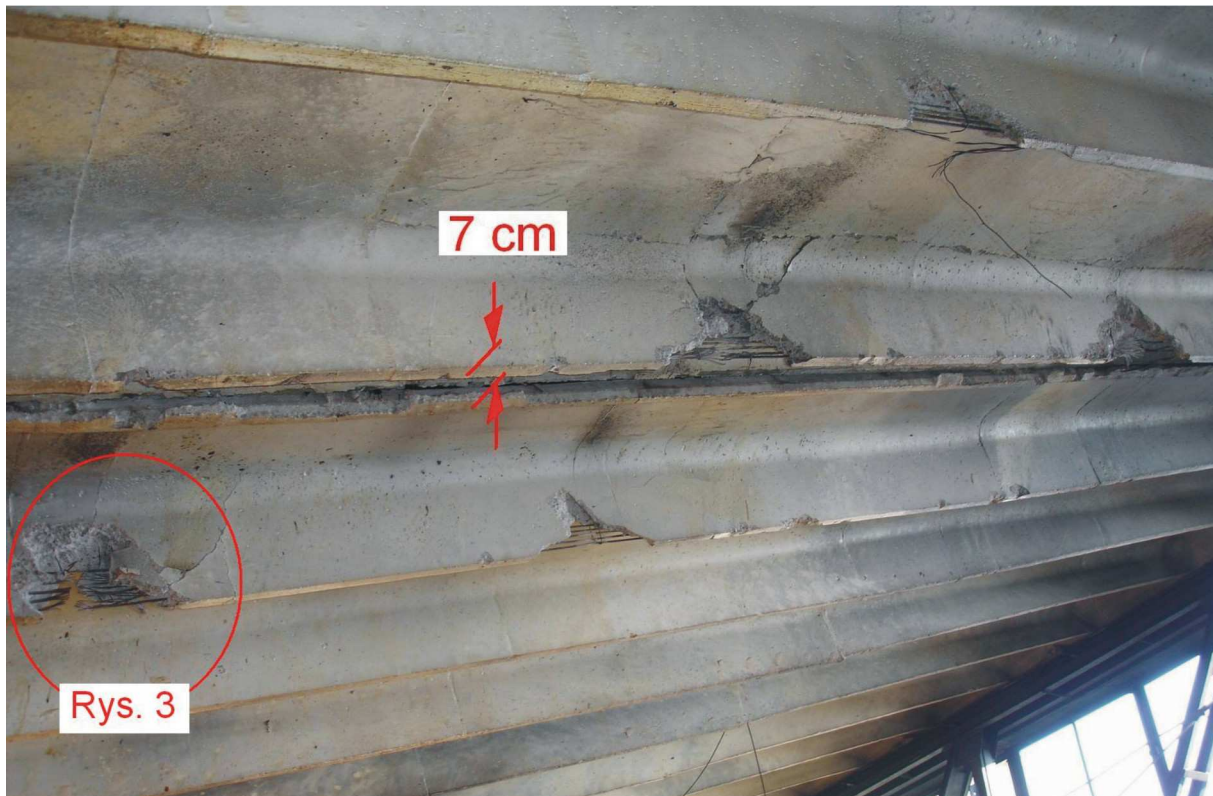
### 3. Opis uszkodzeń hali po wybuchu pieca

Bezpośrednią przyczyną uszkodzenia hali był wybuch pieca elektrycznego, który miał miejsce w dniu 01.08.2008 r. [3]. W nawie A-B hali, w polach pomiędzy osiami 21 i 26 (w pobliżu ściany bocznej w osi A) jest zainstalowany piec elektryczny do wyżarzania wyrobów miedzianych w atmosferze ochronnej. W części chłodniczej piec jest obudowany stalowymi pokrywami, których masa wynosi od 160 kg do 320 kg. W wyniku wybuchu pieca zostały one wyrzucone ku górze i uderzyły w strunobetonowe płyty dachu hali. Skutkiem tego uderzenia było zniszczenie 2 przedskrajnych („drugiej” i „trzeciej” płyty od ściany bocznej), strunobetonowych płyt dachowych w polu między osiami 24 i 25, w nawie A-B (rys. 1). Uszkodzone zostało pole dachu hali o wymiarach w rzucie 4,0×12,0 m.

Z uwagi na zagrożenie awaryjne, na czas do wykonania naprawy dachu, uszkodzone płyty dachowe podstemplowano, wykorzystując w tym celu most suwnicy dwudźwigarowej.

Stalowe pokrywy obudowy pieca uderzając w żebra dachowych płyt strunobetonowych, spowodowały „wyłupanie” betonu żeber, odsłonięcie strun sprężających płyty oraz ich przerwanie (rys. 2 i 3). Żebra płyt strunobetonowych popękały i płyty ugięły się o około 7 cm. Uszkodzenia 2 żeber w płycie „drugiej” i 1 żebra w płycie „trzeciej” były usytuowane w pobliżu środka rozpiętości płyt strunobetonowych (w przekrojach ich największych wyciężeń). Ponadto powstały jeszcze po 2 uszkodzenia żeber, które były usytuowane w około 1/3 rozpiętości płyt strunobetonowych. Widok ogólny uszkodzeń dachowych płyt strunobetonowych w polu między osiami 24 i 25 (w nawie A-B) pokazano na rys. 2. Na rys. 3 pokazano przerwane struny sprężające w zębrze uszkodzonej płyty dachowej PDS-1.

W wyniku podmuchu fali powietrza po eksplozji pieca elektrycznego zniszczone zostało zarówno przeszklenie ściany czołowej, której odległość od miejsca wybuchu wynosiła około 40 m jak i ściany bocznej hali, która przylega do pieca elektrycznego.



Rys. 2. Widok uszkodzonych żeber płyt strunobetonowych PDS-1, w nawie A-B w polu między osiami 24 i 25

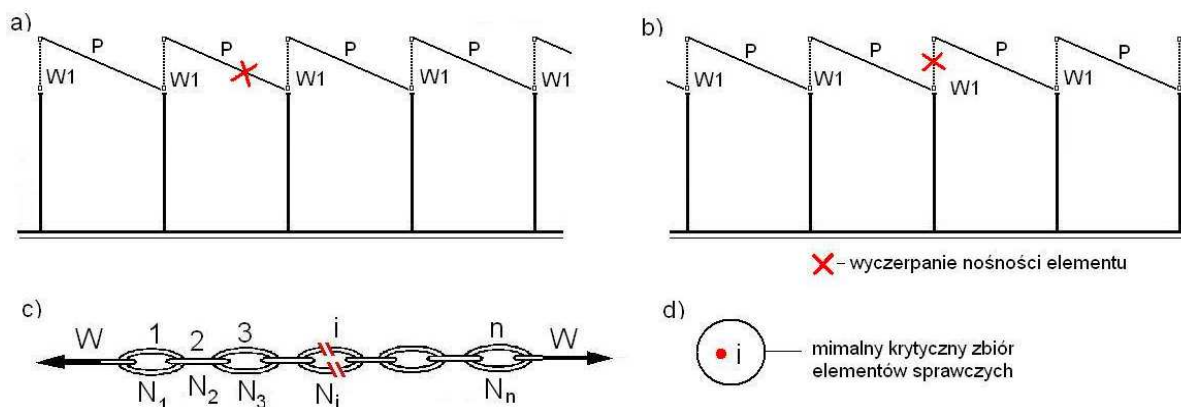


Rys. 3. Przerwane struny sprężające płyty dachowej PDS-1

#### 4. Opis konstrukcji i realizacji wzmocnienia płyt dachowych

W płytach dachowych P zniszczone zostały ich główne elementy nośne tj. żebra, w których m.in. przerwaniu uległy struny sprężające (rys. 3). Stąd, ich stan techniczny uznano za awaryjny. Z powodu niedostatecznej wytrzymałości uszkodzone płyty dachowe P mogły spaść na posadzkę hali. W konsekwencji mogłoby to doprowadzić do katastrofy obiektu, gdyż płyty dachowe P oprócz funkcji osłonowej, spełniają zadanie stężenia dachu hali.

System konstrukcyjny obiektu jest o szeregowym modelu niezawodnościowym (rys. 4c). W skład minimalnego krytycznego zbioru (MKZ) tego systemu wchodzi 1 element sprawczy (rys. 4d). Dlatego wyczerpanie nośności 1. płyty dachowej P (rys. 4a) lub 1. dźwigara kratowego W1 (rys. 4b) prowadzi do geometrycznej zmienności systemu konstrukcyjnego hali.

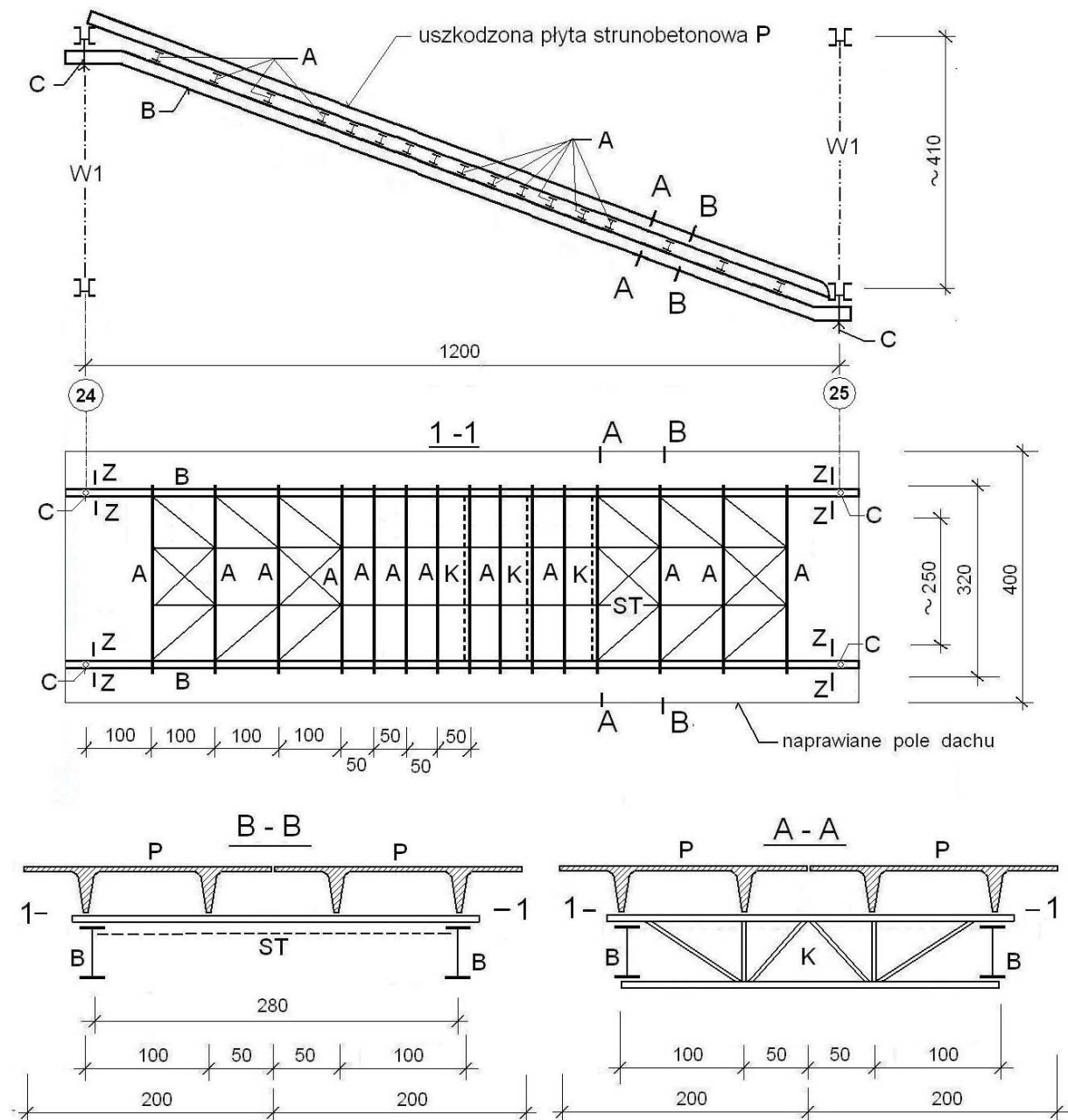


Rys. 4. Schematy zniszczenia (a, b), model niezawodnościowy (c) i MKZ elementów sprawczych (d) systemu konstrukcyjnego hali

Jako tymczasowe zabezpieczenie przed awarią dachu hali zalecono podstemplowanie uszkodzonych płyt strunobetonowych. Wykorzystano w tym celu most suwnicy.

Warunkiem dalszej bezpiecznej eksploatacji hali był pilny remont dachu. Rozpatrzono 4 warianty remontu polegające na wzmocnieniu uszkodzonych płyt bądź wymianie ich na nowe lub zastosowaniu dachu o lekkiej konstrukcji stalowej (będą one omówione na konferencji).

Na podstawie wykonanych analiz (wytrzymałościowych, techniczno-ekonomicznych i technologicznych) badanych rozwiązań do realizacji przyjęto wariant, którego konstrukcję pokazano na rys. 5. Polegał on na wzmocnieniu uszkodzonych płyt, bez konieczności ich demontażu. W tym celu, przewidziano wprowadzenie pod uszkodzonymi płytami 2 belek głównych B (podłużnych), połączonych poprzecznie 3 belkami kratownicowymi K oraz 12 belkami A. Zadaniem tej konstrukcji jest przejęcie wytrzymałościowej funkcji uszkodzonych żebrowanych płyt strunobetonowych.



Rys. 5. Schemat zestawczo-montażowy wzmocnienia zniszczonych płyt strunobetonowych

W stosunku do 3 analizowanych wstępnie wariantów, w zrealizowanym sposobie remontu dachu nie występowały: potrzeba demontażu uszkodzonych płyt strunobetonowych i naruszenia struktury usztywniającej tarczy szedowego dachu hali (która zabezpiecza przed wybozczeniem i skręceniem kratownicy W1 [1], [2]), a także zagrożenie dalszą destrukcją strunobetonowych płyt podczas prac na dachu w wyniku rozkuwania i wiercenia. Dodatkowym argumentem w wyborze tego wariantu była możliwość jego realizacji bez konieczności demontażu rusztowania zabezpieczającego uszkodzone płyty dachowe.

Schemat zestawczo-montażowy konstrukcji zabezpieczającej („podtrzymującej”) uszkodzone płyty dachu pokazano na rys. 5. Składa się ona z 2 belek głównych B, 4 cięgien C, prętów stężeń ST, 8 zastrzałów, 3 belek kratownicowych K oraz 12 belek poprzecznych A.

Dwuteowe belki główne B zaprojektowano z IPE 360. Rozpiętość belek w rzucie wynosi 12 000 mm. Geometrię osi podłużnej belek B przyjęto zgodną z kształtem szedowego dachu hali. Są one połączone 2 cięgnami C (z każdej strony) do pasów górnego – w osi 25 i dolnego – w osi 24 dźwigarów dachowych W1. W celu realizacji tego połączenia zastosowano „podpórki kotwiące”, przyspawane do dwugałęziowych pasów dźwigarów dachowych W1. Cięgna C zaprojektowano z nagwintowanego pręta  $\varnothing 30$  z nakrętkami (z każdej strony) umożliwiającymi regulację długości podwieszenia belek B.

Konstrukcję która bezpośrednio podpira uszkodzone żebra płyt strunobetonowych tworzą kratownice K i belki poprzeczne A. Ich długość wynosi 3200 mm. Pasy kratownic K i belki poprzeczne A zaprojektowano z walcowanych na gorąco I100. Opierają się one na belkach głównych B, w rozstawie: około 0,5 m w części środkowej oraz około 1,0 m w części przypodporowej belek głównych B. Pod żebrami płyt strunobetonowych dano [65. Pomiędzy nimi i półką górną I100 zastosowano blachy-podkładki (elementy „klinujące”), których grubość dobierano indywidualnie. Po ostatecznym wyregulowaniu wzmocnienia dachu hali, blachy-podkładki połączono spoinami z I100.

Następnie pasy kratownic K i belki A przyspawano do belek głównych B. Ponadto w strefach podporowych belek głównych B zastosowano zastrzały Z, o przekroju z  $\angle 60 \times 60 \times 6$  (które stanowią zabezpieczenie przed obrotem belek B) oraz stołeczki (które uniemożliwiają przesuw belek B). W celu zapewnienia belkom głównym B sztywności poprzecznej, kratownice K i belki poprzeczne A połączono prętowym stężeniem ST.

Widok stalowej konstrukcji wzmacniającej uszkodzony dach hali pokazano na rys. 6.

Przed przystąpieniem do realizacji naprawy uszkodzonego dachu hali opracowano projekt montażu stalowej konstrukcji wzmocnienia.

Istotnym utrudnieniem montażu zaprojektowanego wzmocnienia był ograniczony dostęp do naprawianej części dachu hali. Bezpośrednio po wybuchu pieca elektrycznego, w celu zapobieżenia katastrofie obiektu, uszkodzone dachowe płyty strunobetonowe zostały podstemplowane rusztowaniem o konstrukcji drewnianej. Jego słupy i pręty stężące okalające miejsce uszkodzenia dachu, ograniczały bezpośredni dostęp do naprawianej części dachu hali. Dodatkowe utrudnienie wynikało z zablokowania suwnica, na moście której oparto rusztowanie podpierające uszkodzony dach obiektu. Stąd rozwiązania konstrukcyjne wzmocnienia i technologia naprawy dachu hali musiały uwzględniać te niekorzystne uwarunkowania.

Realizację wzmocnienia dachu rozpoczęto od wykonania pomiarów geodezyjnych położenia pasów górnych i pasów dolnych dźwigarów dachowych W1 w naprawianym polu hali, a także demontażu przeszklenia w płaszczyźnie dźwigarów W1 w osi 25 (w celu wprowadzenia zawiesia dźwigu nr 2). Stalową konstrukcję wzmocnienia podzielono na elementy wysyłkowo-montażowe w postaci pojedynczych prętów. Wykonano ją w wytwórni konstrukcji stalowych i przetransportowano na miejsce montażu. Przed montażem konstrukcji wzmocnienia wytrasowano położenia osi belek B na istniejącej konstrukcji hali (tak by nie kolidowały

one z drewnianą konstrukcją rusztowania). Następnie przyspawano podpórki kotwiące (służące do zamocowania cięgien C) do pasów górnych i pasów dolnych kratownic W1.



Rys. 6. Widok konstrukcji wzmacniającej uszkodzony dach hali

Montaż pojedynczych belek głównych B odbył się z zastosowaniem dwóch dźwigów samochodowych.

Dźwig nr 1 znajdował się wewnątrz hali. W pierwszym etapie montażu, służył on do podniesienia belki B i oparcia jej jednym końcem na moście suwnicy. Belkę tę następnie przesunięto poziomo, tak by jej strefy podporowe znajdowały się pod osiami pasów kratownic W1.

Dźwig nr 2 znajdował się na zewnątrz hali. Hak jego zawiesia został wprowadzony do wnętrza hali przez okno w osi 25, usytuowane w płaszczyźnie kratownicy W1. Umożliwiło to podniesienie przez dźwig nr 2 belki głównej B do poziomu pasa górnego kratownicy W1 w osi 25. Wówczas belkę B połączono cięgnami C z podpórkami przyspawanymi wcześniej do pasa górnego kratownicy W1 w osi 25.

Na tym etapie montażu drugi koniec belki głównej B opierał się na dźwigarach mostu suwnicy. Do poziomu pasa dolnego kratownicy W1 w osi 24 został on podniesiony przez dźwig nr 1 (który znajdował się wewnątrz hali) i następnie połączony cięgnami C z pasem dolnym kratownicy W1 w osi 24.

Po zmontowaniu belek głównych B i wyregulowania ich położenia przystąpiono do montażu, pozostałych elementów konstrukcji wzmacniającej uszkodzony dach hali.

### Literatura

1. Augustyn J., Śledziwski E.: *Awarie konstrukcji stalowych*, Arkady, Warszawa 1974.
2. Biegus A.: *Stalowe budynki halowe*, Arkady, Warszawa 2003.
3. Biegus A.: *Ocena stanu technicznego hali po wybuchu pieca*, Wrocław 2008.
4. Biegus A., Mądry D.: *Projekt wykonawczy naprawy dachu hali po wybuchu pieca*, Wrocław 2008.