

STAN AWARYJNY FILARA POD DŹWIGAR DACHOWY W HALI SPORTOWO-WIDOWISKOWEJ

ANDRZEJ UBYSZ

TOMASZ TRAPKO, e-mail: tomasz.trapko@pwr.edu.pl

MICHAŁ MUSIAŁ

Politechnika Wrocławska

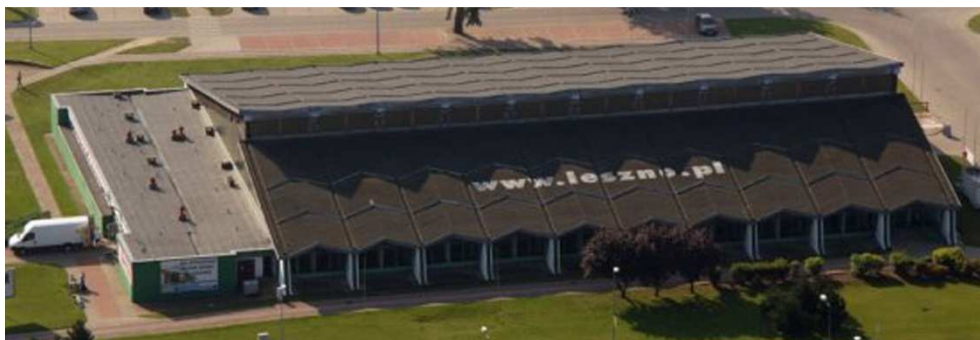
Streszczenie: Niniejsza praca dotyczy hali sportowo-widowiskowej „Trapez” zlokalizowanej w Lesznie. Hala jest w Mieście główną areną rozgrywek sportowych, koncertów, pokazów czy wystaw. Jej wymiary w rzucie wynoszą w przybliżeniu 45×60 m. Wewnątrz możliwe jest rozgrywanie meczów w piłkę ręczną i koszykówkę. Boisko znajduje się w niecce. Po obu jego bokach są trybuny na 800 widzów (w sumie). Pod trybunami znajdują się pomieszczenia infrastruktury. Obiekt wzniesiono w latach 1977–1985. Jak na ówczesne czasy charakteryzował się nowoczesną i oryginalną konstrukcją. Jej głównym elementem nośnym były trójjprzegubowe, dwuspadowe ramy o sumarycznej rozpiętości 45 m. Dźwigary główne ram wykonano z drewna klejonego. Wspierają się one na filarach żelbetowych. Ze względu na znaczne siły rozporu (typowe dla mało wyniosłych przekryć o relatywnie dużych rozpiętościach) obiekt posadowiono na blokach fundamentowych. Latem 2016 roku stwierdzono awarię jednego z filarów żelbetowych. Przy krawędzi rozciąganej odspoiła się otulina a zbrojenie główne utraciło ciągłość. W konsekwencji filar obrócił się. Między nim a fundamentem pojawiła się szczelina o szerokości do ok. 3,5 cm. Badania i analizy, mające na celu wyjaśnienie przyczyn awarii, objęły swoim zakresem oględziny makroskopowe konstrukcji, badania niszczące betonu filarów i fundamentów, obliczenia kontrolne. Stwierdzono, że stan awaryjny spowodowany był głównie błędami wykonawczymi. Zaproponowano wzmocnienie wszystkich filarów, polegające na wykonaniu dodatkowych elementów żelbetowych, obejmujących w całości obciążenia z dachu.

Słowa kluczowe: awaria, filar, żelbet, hala sportowo-widowiskowa, beton, badania niszczące

1. Wstęp. Ogólny opis obiektu

Niniejsza praca dotyczy hali sportowo-widowiskowej „Trapez” wzniesionej w Lesznie w połowie lat 80. Widok z lotu ptaka oraz elewację zachodnią i południową pokazano na rys. 1, 2. W hali znajduje się pełnowymiarowe boisko do gry w piłkę ręczną (20×40 m), zaplecze socjalne właściwe obiektowi sportowemu oraz trybuny na 800 miejsc. Prace przy budowie hali „Trapez” rozpoczęto w 1977 r. Ze względu na ponadprogramowość inwestycji prace były prowadzone systemem gospodarczym: etapami i w zależności od „wolnych środków i mocy przerobowych” [1]. Obiekt oddano do użytku dopiero w 1985 roku. Do dzisiaj przeszedł kilka niewielkich remontów oraz modernizacji, które nie wpłynęły w zasadniczy sposób na jego wygląd, funkcjonalność i konstrukcję nośną.

Hala „Trapez” jest nowatorską, jak na lata 70., konstrukcją z drewna klejonego z charakterystycznym świetlikiem pośrodku. Projektantem obiektu jest architekt Profesor Wojciech Zabłocki. Pozamerytorycznie należy dodać, że był On wybitnym polskim szermierzem, specjalistą szabli, zdobywcą trzech medali olimpijskich – drużynowo (Melbourne ’56, Rzym ’60, Tokio ’64) oraz wielokrotnym medalistą mistrzostw świata – indywidualnie i drużynowo.



Rys. 1. Hala trapez z lotu ptaka (od północy) [2]



Rys. 2. Elewacja południowa i zachodnia (z wejściem głównym)

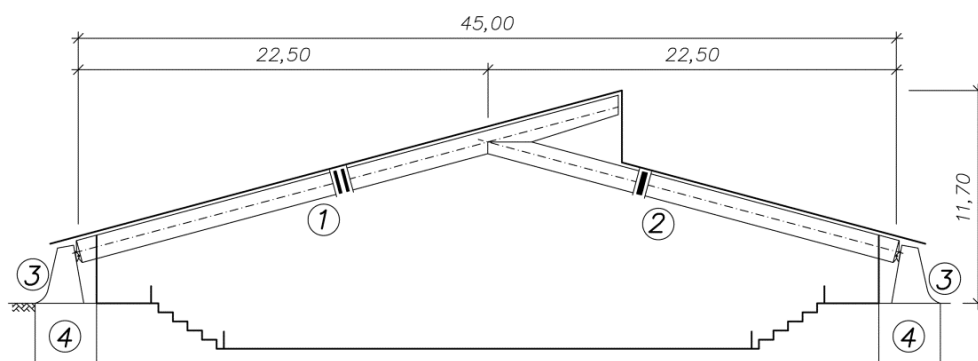
Obiekt jest areną cyklicznych imprez sportowych, wystaw, pokazów, koncertów itp. Obecnie budzi on skrajne emocje mieszkańców Leszna. Część z nich uważa, że należy go rozebrać jako niefunkcjonalny przeżytek, któremu daleko jest do standardów współcześnie projektowanych i budowanych hal sportowo-widowiskowych. Inni twierdzą, że przez przeszło trzy dziesięciolecia unikatowy obiekt trwale związał się z krajobrazem Miasta, jest jedyną taką budowlą blisko ścisłego centrum i należy go ratować remontując i modernizując. Dodatkowymi argumentami przemawiającym za pozostawieniem hali są potrzeby miejscowych drużyn (grających w wysokich klasach rozgrywkowych: I liga koszykówki mężczyzn i I liga koszykówki kobiet), pełne obłożenie i dochodowość obiektu.

2. Opis konstrukcji obiektu

Główny układ nośny obiektu stanowi 11 trójpřegubowych ram w rozstawach 6,00 m. Typowy przekrój poprzeczny ramy pokazano na rys. 3. Zawarto na nim najistotniejsze, z punktu widzenia niniejszej pracy, wymiary. Konstrukcja w rzucie zajmuje w przybliżeniu prostokątną powierzchnię 45×60 m.

W wyniku inwentaryzacji stwierdzono następujące warstwy pokrycia dachu: 6×papa (warstwy nakładane jedna na drugą przy kolejnych remontach dachu), deski 2,5 cm, pustka powietrzna 8,0 cm, styropian 6,0 cm, folia, deski 2,5 cm.

Główne rygle konstrukcji dachu wykonano z drewna klejonego i mają one wymiary: $2 \times 14 \times 124$ cm (oznaczone 1 na rys. 3) oraz 28×124 cm (oznaczone 2). Połączono je z wykorzystaniem przegubu stalowego, w ten sposób, że ścianki dźwigara 1 obejmowały po bokach dźwigar 2 (rys. 4).



Rys. 3. Typowy przekrój poprzeczny hali (wymiarów w m, opis w tekście)



Rys. 4. Połączenie dźwigarów (na przykładzie ramy skrajnej)

We wszystkich połach połaci zastosowano stężenia typu X z belek o przekroju 12×30 cm. Na dłuższej połaci wykonano 9 szt. stężeń, na krótszej natomiast 5 szt. Na rys. 5 pokazano połacie od wewnętrznej strony hali – widoczna jest także konstrukcja dachu.



Rys. 5. Połacie dachu od środka (A – połać dłuższa, B – połać krótsza i świetlik)

Drewniane dźwigary opierają się za pośrednictwem stalowych łożysk na żelbetonowych słupach – filarach (oznaczone 3 na rys. 3) o zbieżnym przekroju o wymiarach $b \times (h_{min} - h_{max}) = 60 \times (70 - 210)$ cm. Te z kolei zakotwione są (jak się później okazało – nieskutecznie) w betonowych blokach fundamentowych (oznaczone 4) o wymiarach w rzucie 180×300 cm i głębokości 360 cm.

3. Stan awaryjny. Wady konstrukcji

Latem 2016 r., w czasie prac porządkowych, stwierdzono uszkodzenie jednego ze słupów podporowych południowej strony obiektu, wskazanego na rys. 6.



Rys. 6. Zestaw słupów od południa (wskazano uszkodzony słup)

W strefie połączenia z blokiem fundamentowym, na długości zakładu prętów startowych fundamentu i zbrojenia rozciąganego słupa nastąpiło odspojenie otuliny betonowej na znacznej powierzchni (rys. 7). Równocześnie nastąpił obrót słupa względem jego strefy ściskanej i powstanie szczeliny między słupem a fundamentem. Szczelina w najszerszym miejscu miała około 3,5 cm. Na powierzchniach bocznych stwierdzono liczne zarysowania, większość z nich miała dopuszczalne rozwartości. Oględziny makroskopowe pozostałych elementów konstrukcji nie ujawniły innych negatywnych skutków awarii. Taki stan rzeczy można tłumaczyć zrealizowanym schematem statycznym (rama trójprzegubowa), współpracą poszczególnych ram w przenoszeniu obciążeń (za sprawą stężeń) oraz właściwościami adaptacyjnymi drewna.



Rys. 7. Uszkodzony słup (A – widok ogólny, B – miejsce inicjacji uszkodzenia)

Powstałe uszkodzenie pozwoliło na bezpośrednią inwentaryzację zbrojenia słupa. Z bloku fundamentowego wyprowadzono 8 prętów o średnicy 16 mm ze stali gatunku 34GS. Pręty te połączone były na zakład o długości 59–65 cm ze zbrojeniem słupa o takiej samej intensywności (8 prętów o średnicy 16 mm), ale wykonanym ze stali gatunku 18G2-b. Zbrojenie startowe z fundamentu i zbrojenie słupa charakteryzowały się ubytkami korozyjnymi, które oszacowano na poziomie 10%. W odsłoniętym obszarze nie stwierdzono zbrojenia poprzecznego (!). Powyżej tego obszaru przeprowadzono badanie detektorem, które także nie wykazało obecności prętów poprzecznych. W powstałej przy połączeniu szczelinie nie było prętów pionowych rozłożonych wzdłuż dłuższego boku słupa. Otulina odsłoniętych prętów wynosiła od 5 do 15 mm. Wszystkie pozostałe słupy przebadano detektorem zbrojenia. Stwierdzono podobny – wadliwy układ zbrojenia.

4. Badanie niszczące betonu

W celu określenia wytrzymałości betonu na ściskanie pobrano z konstrukcji odwierty rdzeniowe o średnicy nominalnej 100 mm. Ogółem do badań przewidziano 4 próbki z filarów oraz 4 próbki z bloków fundamentowych. Badania przeprowadzono w Akredytowanym Laboratorium Wydziału Budownictwa Lądowego i Wodnego Politechniki Wrocławskiej. Próbki przed przystąpieniem do badań dostosowano przez szlifowanie. W celu zapewnienia osiowości siły, równoległości płaszczyzn docisku i równomierności docisku, próbki obciążono za pośrednictwem kapsli wypełnionych piaskiem kwarcowym, a następnie zalanych razem z próbkami woskiem. Próbki przygotowane do badania w prasie wytrzymałościowej pokazano na rys. 8.



Rys. 8. Próbki przygotowane do badań

Wyniki uzyskane na próbkach walcowych o średnicy i wysokości 100 mm odpowiadają w przybliżeniu wynikom uzyskanym na próbkach sześciennych o boku 150 mm [3]. Rezultaty z badań zestawiono tabelarycznie poniżej (tab. 1).

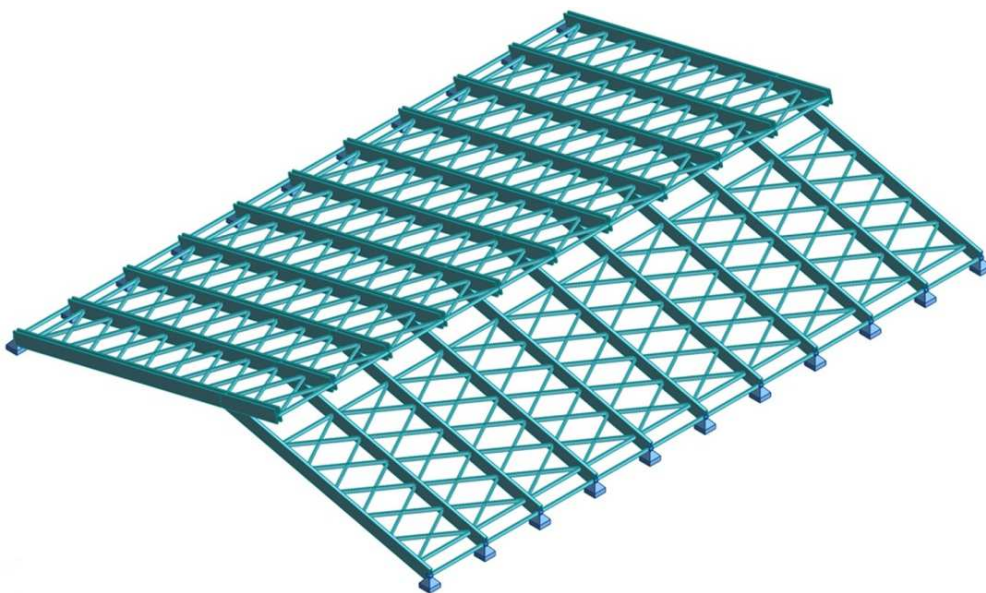
Tablica 1. Wyniki badań wytrzymałości betonu

	Bloki fundamentowe	Filary
Wytrzymałość średnia [MPa]	35,77	47,98
Wytrzymałość minimalna [MPa]	29,84	46,19
Odchylenie standardowe [MPa]	6,76	1,72
Współczynnik zmienności [%]	18,9	3,6

Beton filarów charakteryzuje się znacznie wyższą wytrzymałością oraz jednorodnością niż beton bloków fundamentowych. Należy podkreślić, że ze względu na niewielką liczbę zbadanych próbek wartości odchyłeń standardowych, a tym samym współczynników zmienności uznać należy za pogładowe. Klasę betonu bloków fundamentowych i filarów można określić odpowiednio na poziomach: C30/37 i C20/25. Porównując zidentyfikowane klasy wytrzymałościowe z obecnymi zaleceniami ze względu na trwałość konstrukcji [4], klasę betonu filarów uznać można za satysfakcjonującą. Beton bloków fundamentowych powinien mieć natomiast klasę wyższą. Zważywszy jednak na znaczne gabaryty i brak wkładek zbrojeniowych przy powierzchniach zbyt niska klasa betonu fundamentów nie wymagała interwencji.

5. Obliczenia kontrolne

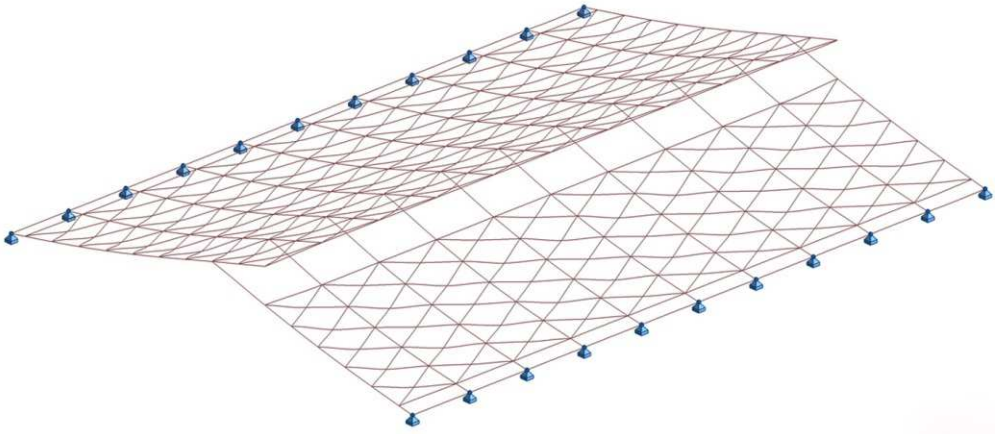
Kluczowe znaczenie, ze względu na wyężenie żelbetowych filarów, mają reakcje z konstrukcji dachu. W celu określenia możliwie dokładnych ich wartości posłużono się przestrzennym modelem prętowym (rys. 9), dla którego przeprowadzono statyczne analizy liniowe. Stężenia połączone ram składały się z dwóch typów prętów: całych (od dźwigara do dźwigara) i ciętych (od dźwigara do całego stężenia) – uwzględniono to w modelu obliczeniowym. Wzajemne połączenia dźwigarów oraz podpory zamodelowano jako przegubowe.



Rys. 9. Model numeryczny konstrukcji

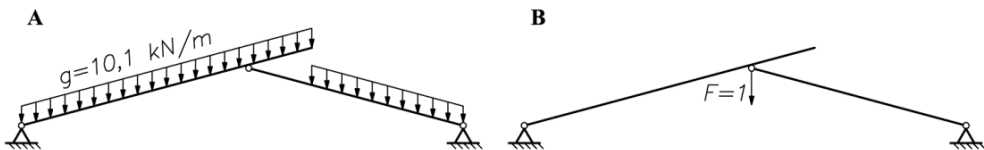
W obliczeniach statycznych uwzględniono następujące obciążenia: ciężar własny konstrukcji, ciężar własny pokrycia dachowego, śnieg i wiatr. Obciążenia zestawiono zgodnie z polskimi normami (m.in. [5]). Dystrybucję powierzchniowych obciążeń połaci dachowych na główne elementy nośne w modelu obliczeniowym zrealizowano z wykorzystaniem nieważkich paneli.

Choć nie było to bezpośrednim celem opracowania, przeanalizowano ugięcia konstrukcji dachu od obciążeń stałych. Miało to na celu weryfikację poprawności modelu. Zdeformowany kształt konstrukcji dachu pokazano na rys. 10.



Rys. 10. Przeszyczenia konstrukcji od obciężen stałych

Maksymalne przeszczenia pionowe odczytane w środku rozpiętości (w miejscu połączenia dźwigarów), powodowane obciężeniami stałymi wyniosły 10,8 mm. Model obliczeniowy zweryfikowano przybliżonym rozwiązaniem elementarnym. W analizowanym przypadku posłużono się modelem płaskim. Ugięcie w środku rozpiętości obliczono z wykorzystaniem wzoru Maxwella-Mohra. Określono siły przekrojowe dla dwóch schematów obciężen (rys. 11).



Rys. 11. Uproszczone schematy (A – obciężenia rzeczywiste, B – obciężenie jednostkowe)

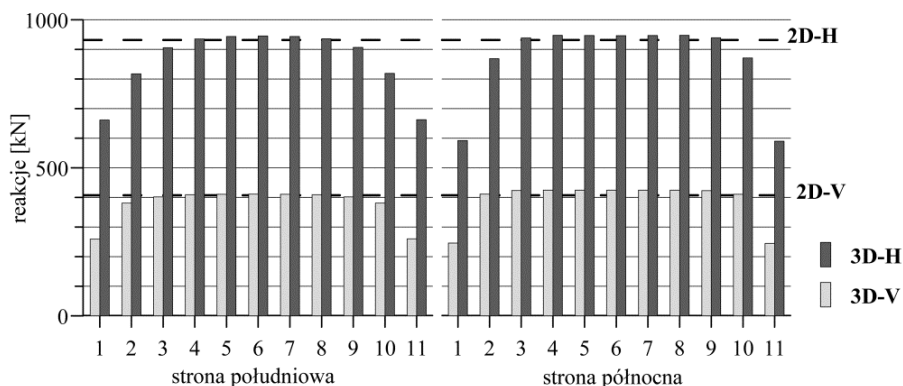
Zważywszy, że w układzie z obciężeniem jednostkowym niezerowe były tylko siły osiowe, ugięcie obliczono z zależności:

$$\int_{L_1} \frac{N_{sd1}(x) \cdot N_{11}(x)}{EA_1} dx + \int_{L_2} \frac{N_{sd2}(x) \cdot N_{12}(x)}{EA_2} dx, \quad (1)$$

gdzie: L_1 , L_2 – długości dźwigarów, $N_{sd1}(x)$, $N_{sd2}(x)$ – siły osiowe od obciężen rzeczywistych dla poszczególnych dźwigarów, $N_{11}(x)$, $N_{12}(x)$ – siły osiowe od obciężenia jednostkowego dla poszczególnych dźwigarów, E – moduł Younga, A_1 , A_2 – pola przekrojów poszczególnych dźwigarów.

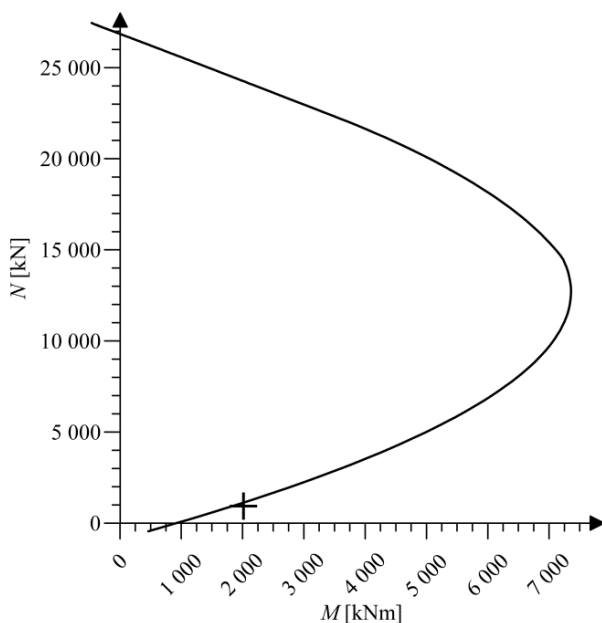
Obliczona z zależności (1) wartość wyniosła 10,4 mm. Względna różnica między wartościami nie przekraczała 5%. Uwiarygodnia to poprawność zastosowanego modelu przestrzennego.

Wynikowe, maksymalne obliczeniowe reakcje pionowe (oznaczone 3D-V) i poziome (oznaczone 3D-H) dla poszczególnych podpór zamieszczono na wykresach (rys. 12). Dodatkowo naniesiono reakcje obliczone w układzie płaskim (oznaczone 2D) dla obciężenia z pasma odpowiadającego rozstawowi ram. Różnice między wartościami uzyskanymi dla modelu przestrzennego i dwuwymiarowego w przypadku podpór 3–9 można uznać za pomijalne.



Rys. 12. Maksymalne reakcje obliczeniowe

Dla analizowanych słupów sporządzono krzywą interakcji [6], którą można utożsamiać z efektami nośności. Na podstawie maksymalnych reakcji działających na uszkodzony słup obliczono moment zginający oraz siłę osiową, będące efektami oddziaływań. Wyniki zestawiono na wykresie (rys. 13).



Rys. 13. Krzywa interakcji i siły przekrojowe uszkodzonego słupa

Obliczenia kontrolne wykazały stosunkowo niewielkie przekroczenie nośności, które nie może być uznane za bezpośrednią i jedyną przyczynę awarii. Uszkodzenie zostało bowiem zaobserwowane latem, gdy nie było obciążenia śniegiem. Udział śniegu w całkowitej reakcji to ok. 25%. Para sił wewnętrznych M , N powodowana tylko obciążeniami stałymi znalazłaby się wewnątrz obszaru bezpiecznego. Ewentualne przeciążanie konstrukcji w okresie zimowym można uznać za czynnik, który awarię przyspieszył, ale nie zainicjował. Jakkolwiek należy stwierdzić, że filar wymaga wzmocnienia ze względu na przekroczenie stanu granicznego nośności.

6. Przyczyny awarii. Propozycja naprawy

Zwykle trudno jest wskazać jedną przyczynę awarii lub katastrofy budowlanej. Przeważnie jest to współistnienie kilku niesprzyjających okoliczności, które dopiero razem pokazują wady konstrukcji. Tak było i w opisywanym przypadku.

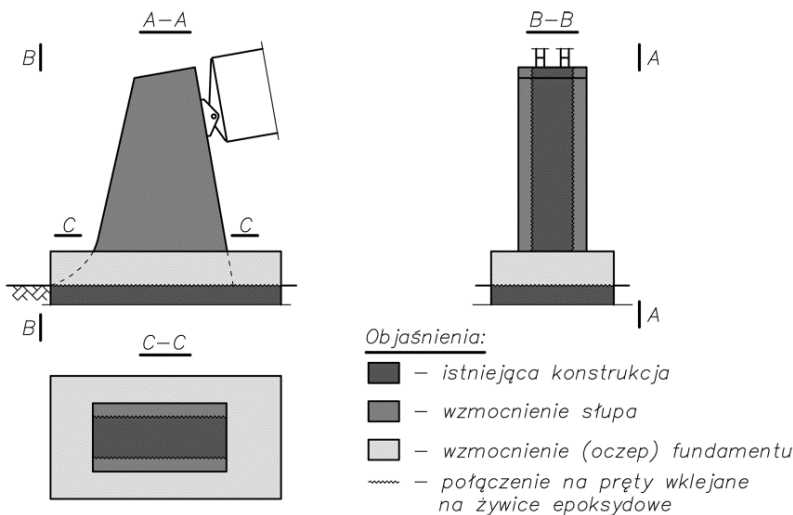
Jako najistotniejszy, zdaniem autorów, powód awarii należy wskazać wadliwe skonstruowanie zbrojenia, czyli w szczególności:

- brak zbrojenia poprzecznego, okalającego zbrojenie podłużne, które utrudniałoby odspojenie się prętów od betonu, zniszczenie współpracy i wyrwanie się prętów podłużnych na długości zakładu,
- brak zbrojenia pionowego, rozmieszczonego przy bocznej krawędzi słupa; zbrojenie to mogłoby zapobiec tak intensywnej propagacji szczeliny między słupem i fundamentem (maksymalna zalecana odległość prętów podłużnych w słupie w latach realizacji obiektu to 40 cm [7, 8]),
- zbyt małe długości zakładów zbrojenia wyprowadzonego z fundamentu i głównego zbrojenia rozciąganego słupa, które nie przekraczały 65 cm (zgodnie z ówczesnymi wytycznymi wymagana długość zakotwienia to 56 cm, dodatkowo powinna być zwiększona nawet dwukrotnie ze względu na łączenie wszystkich prętów rozciąganych w jednym przekroju).

Następnym powodem awarii była zbyt mała otulina (5–15 mm). Wpłynęło to negatywnie na trwałość (karbonatyzacja betonu, korozja zbrojenia) i przyczepność (zbyt cienka warstwa betonu otaczającego pręty).

Jako ostatnią z przyczyn awarii wskazać można okresowe przeciążanie konstrukcji, które mogło mieć miejsce w okresach intensywnych opadów śniegu.

Biorąc pod uwagę zaistniałe okoliczności zaproponowano wzmocnienie wszystkich słupów. Polegało ono na wykonaniu żelbetowych ścianek o grubości 20 cm po obu stronach słupa oraz dodatkowej płyty o grubości 50 cm na istniejącym bloku fundamentowym (rys. 14). Ścianki będą miały za zadanie przejście całości obciążeń z dachu. Płyta, będąca rodzajem oczepu, wprowadzi równomiernie naprężenia w blok fundamentowy. Przewidziano odpowiednie zespolenie elementów istniejących z wzmocnianymi [9]. Zgodnie z zamierzeniami nowa konstrukcja powinna w całości przenieść obciążenia z dachu. Zaproponowany sposób wzmocnienia zrealizowano jesienią 2016 r.



Rys. 14. Proponowany sposób wzmocnienia

7. Podsumowanie

W pracy opisano przypadek awarii kluczowego dla Miasta obiektu sportowo-widowiskowego. Ze względu na brak kompletnej dokumentacji trudno jest jednoznacznie rozstrzygnąć, na którym etapie popełniono błędy: projektowania, czy wykonawstwa. Biorąc pod uwagę okres propagandy sukcesu, w którym wznoszono obiekt oraz czas trwania budowy (8 lat) można jedynie przypuszczać, że błędy miały genezę wykonawczą. Dodatkowym, niesprzyjającym należytej realizacji czynnikiem była ponadprogramowość inwestycji. Niektóre popełnione błędy są ponadto tak ewidentne (np. rażąco małe otuliny), że nie sposób przypuszczać, aby zostały wprowadzone wadliwym projektem.

W przypadku awarii takich obiektów (przestarzałych, niespełniających obecnych standardów funkcjonalności i estetyki, ale jednocześnie o atrakcyjnej lokalizacji, ciągle eksploatowanych i trwale związanych z lokalnym krajobrazem) zawsze zradza się pytanie: czy warto obiekt ratować? Tak było i tym razem. Odpowiedź na to pytanie, szczęśliwie, nie była objęta zakresem czynności autorów niniejszej pracy.

Literatura

1. Makowski R.: Trapez do rozbiórki? Nie zgadza się projektant, protestują też architekci, Panorama Leszczyńska, nr 11/2016.
2. www.leszno.pl
3. Czarniecki L. i inni: Beton według normy PN-EN 206-1 – komentarz, Stowarzyszenie Producentów Cementu, Kraków 2004.
4. PN-EN-1992-1-1:2008. Eurokod 2: Projektowanie konstrukcji z betonu. Część 1-1: Reguły ogólne i reguły dla budynków.
5. PN-B/82-2000. Obciążenia budowli. Zasady ustalania wartości.
6. Kamińska M.E.: Projektowanie konstrukcji wg Eurokodów (2). PN-EN 1992-1-1. Stan graniczny nośności przekroju obciążonego momentem zginającym i siłą podłużną, Kwartalnik Łódzki, nr V/2012.
7. Suwalski L.: Żelbet, Arkady, Warszawa 1963.
8. Kobiak J., Stachurski W.: Konstrukcje żelbetowe – tom I. Arkady, Warszawa 1984.
9. Urban T.: Wzmacnianie konstrukcji żelbetowych metodami tradycyjnymi. Wydawnictwo Naukowe PWN, Warszawa 2015.

EMERGENCY CONDITIONS OF PILLAR SUPPORTING ROOF GIRDER OF SPORTS AND ENTERTAINMENT HALL

Abstract: The paper is about Sports and Entertainment Hall „Trapez” (Eng. Trapezoid) in Leszno. This hall is the main arena of sport events, concerts, shows and exhibitions in the city. The building was erected between 1977 and 1985. At that time, it had modern and original design. Main elements of this structure are three hinge frames with a span of 45 m. The main girders of the frames were made of laminated timber. They were supported by reinforced concrete pillars. Due to significant horizontal forces (typical for low and long span roofs) the building was set on block foundations. In summer 2016 the failure of one of the reinforced concrete pillars was observed. On the edge of the pillar which was in tension, spalling of concrete cover was observed and longitudinal reinforcement lost its continuity. It was stated that the emergency state was caused with construction errors. The strengthening of all pillars with additional reinforced concrete elements carrying the whole loads from the roof was proposed.

Keywords: failure, pillar, reinforced concrete, sports and entertainment hall, concrete, destructive testing