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

Dr inż. Wiesław BARAN
Dr inż. Bronisław JĘDRASZAK
Prof. dr inż. Roman JANKOWIAK
Dr hab. inż. Jan ŻMUDA, prof. PO
Wydział Budownictwa, Politechnika Opolska

OCENA BEZPIECZEŃSTWA PRZEKRYCIA STRUKTURALNEGO HALI SPORTOWEJ

A ASSESSMANT OF RELIABILITY OF STRUCTURAL ROOF OF SPORTS HALL

Streszczenie Praca dotyczy oceny bezpieczeństwa stalowej konstrukcji dachu wykonanego w postaci przekrycia strukturalnego. Wymiary geometryczne elementów konstrukcyjnych przyjęto na podstawie pomiarów inwentaryzacyjnych. Własności wytrzymałościowe stali ustalono w próbie statycznego rozciągania. Dla zidentyfikowanego numerycznego modelu obliczeniowego wykonano analizę statyczną w systemie Robot.

Abstract The article presents the assessmant of reliability of steel structure of a structural roof. On basis of inventory measurements the geometrical dimensions were established. Parameters of steel were established in static tests. Static analysis for assummed numeric computational model was performed using Robot system .

1. Wprowadzenie

W ostatnich latach prace związane z remontami, wzmacnianiem i modernizacją obiektów budowlanych stanowią ważne zadanie w ogólnie rozumianym procesie eksploatacji, użytkowania i utrzymania obiektu, a problemowi temu poświęca się na świecie ponad 40% potencjału budowlanego, badawczego i produkcyjnego [1]. Modernizację obiektu lub jego części, definiuje się [1] jako działanie mające na celu dostosowanie obiektu do współczesnych wymagań związanych z użytkowaniem, a w tym spełnienie wymogów technicznych, ekologicznych, produkcyjnych i innych. Do prac madernizacyjnych można zaliczyć wykonywane w ostatnich latach liczne prace termorenowacyjne, dostosowujące obiekty do aktualnych wymogów z ochrony cieplnej, a w konsekwencji poprawiające komfort cieplny użytkowników i ograniczające zużycie energii na ogrzewanie obiektu. Wykonane na podstawie pomiarów i obliczeń sprawdzających naprawy i wzmocnienia zwiększają bezpieczeństwo użytkowanych obiektów. Prace modernizacyjne wykonuje się również zgodnie z wymaganiami prawno-administracyjnymi [8], a konstrukcje budynków powinny spełniać warunki stanów granicznych nośności i użytkowalności w każdym z jego elementów i w całości konstrukcji [9]. W praktycznym postępowaniu warunki bezpieczeństwa konstrukcji uznaje się za spełnione, jeżeli elementy konstrukcyjne i konstrukcja spełnia wymagana określone w normach projektowania i obliczania konstrukcji. Trudnym niekiedy zagadnieniem, obarczonym w dużym stopniu informacją niepełną i niepewną, jest analiza

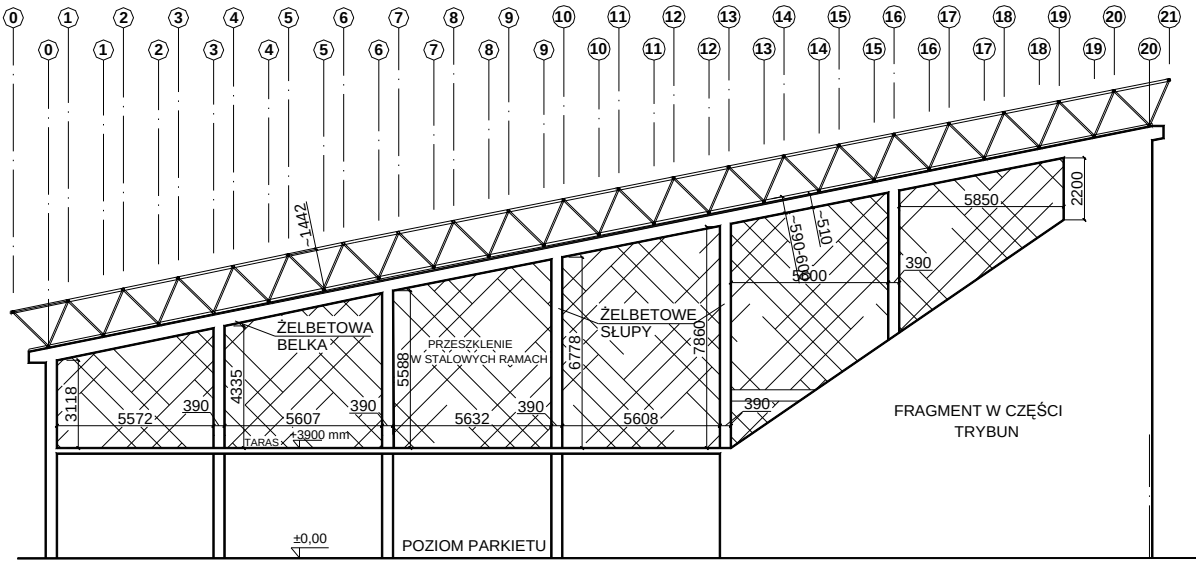
statyczno-wytrzymałościowa i ocena stanu bezpieczeństwa elementów konstrukcji wykonanych we wcześniejszym okresie, kiedy obowiązywały inne zalecenia projektowe. Stopień złożoności zagadnienia zależy wówczas od posiadanych opracowań i dokumentów dotyczących opiniowanych elementów konstrukcji. Dlatego niejednokrotnie wykonuje się stosowne pomiary inwentaryzacyjne oraz badania nieniszczące lub niszczące.

Zalety przestrzennych form konstrukcyjnych, jakimi są przekrycia strukturalne, były znane dość dawno. W Polsce rozwój i masowa produkcja elementów stalowych przekryć strukturalnych w postaci regularnych kratownic, to lata 60 i 70-te XX wieku [3]. W pracy [2] analizowano przyczyny zniszczenia przekrycia strukturalnego hali sportowej po 30 latach eksploatacji i wykonanych pracach termoizolacyjnych, dla której zalecenia normowe dotyczące obciążenia śniegiem uległy zmianie w kilka lat od wzniesienia obiektu.

W niniejszej pracy przedstawiono ocenę stanu bezpieczeństwa przekrycia strukturalnego hali sportowej wybudowanej w południowej Polsce w latach 60-tych ubiegłego wieku (rys. 1, 2), którą wykonano w związku z planowanymi pracami termoizolacyjnymi

2. Opis konstrukcji przekrycia strukturalnego

Analizowane w pracy przekrycie strukturalne o wymiarach w rzucie 30×40m, usytuowane jest nad główną częścią hali sportowej z trybunami, przeznaczonej do rozgrywania zawodów sportowych.



Rys. 1. Przekrój podłużny hali - schemat

Konstrukcję nośną hali w tej części stanowią żelbetowe elementy o układzie szkieletowym, słupowo-ryglowym oraz ramy trybun z pochyłym ryglem, spełniające rolę podpór konstrukcji trybun oraz przenoszące obciążenie od wiatru i usztywniające obiekt (rys. 1). Takie rozwiązanie powoduje, że są zróżnicowane sztywności poszczególnych podpór konstrukcji nośnej dachu wykonanej jako stalowe przekrycie strukturalne z rur. Przedmiotowe przekrycie o tzw. układzie „O-O” (rys. 2), to siatka o ortogonalnym układzie prętów w warstwie górnej i dolnej z przesunięciem węzłów w warstwach o pół modułu (*a/2*).

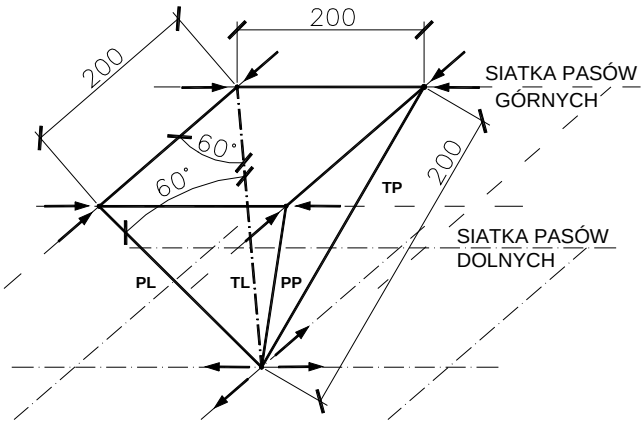
Sam dach wykonany jest z żelbetowych prefabrykowanych płyt korytkowych, na których występuje warstwa styropianu i pokrycie bitumiczne.

Rys. 2. Widok na przekrycie strukturalne

Geometrię przekrycia przyjęto na podstawie pomiarów inwentaryzacyjnych, natomiast grubości ścianek rur ustalono metodami nieniszczącymi, przy wykorzystaniu echometru. Podstawowe parametry geometryczne wynoszą (rys. 1, 3):

- moduł siatki dolnej i górnej: $a = 200.0$ cm,
- wysokość konstrukcyjna: $h = 142.4$ cm,
- spadek konstrukcji dachu: ~ 20.0 %,
- średnica rur pasów górnych i dolnych: $Ø88.9$ mm, $g_{sr} = 4.5$ mm,
- średnica rur krzyżulców: $Ø51$ mm, $g_{sr} = 4.5$ mm.

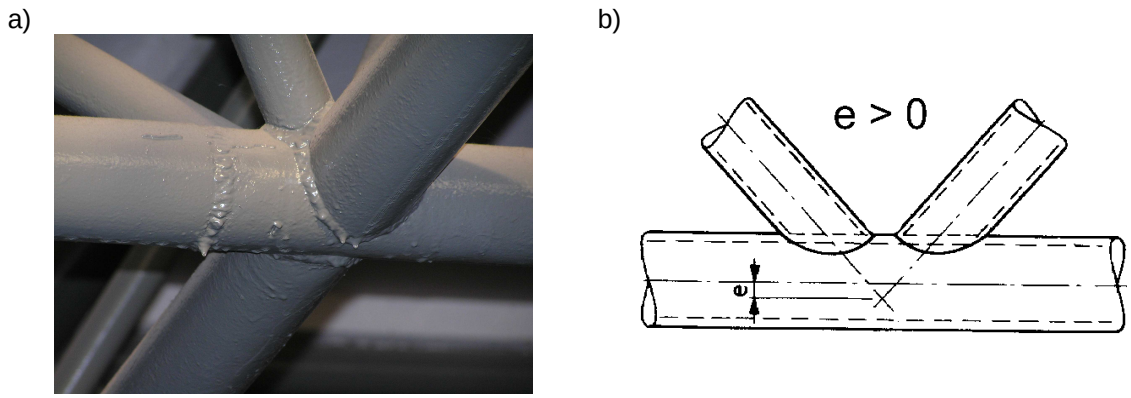
Taki układ generuje osiowe wymiary krzyżulca wynoszące ~ 200.0 cm.



Rys. 3. Geometria pojedynczego „oczka” struktury

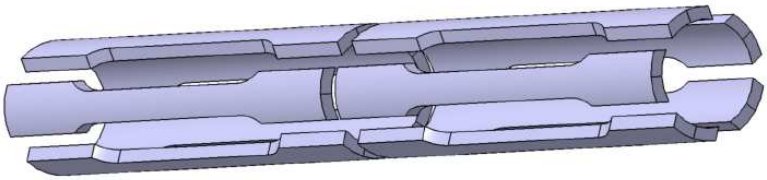
Wykonano inwentaryzację węzłów konstrukcji przekrycia oraz identyfikację spawanych połączeń w węzłach. Stwierdzono, że pasy poprzeczne występują jako ciągłe, natomiast rury pasów podłużnych zostały odpowiednio sfazowane w automatach, co umożliwiło połączenie obwodowymi, mieszanymi spoinami do pasów poprzecznych (rys. 4a). Jakość spoin łączących krzyżulce w węzłach dolnych jest lepsza w stosunku do węzłów górnych. Na podstawie geometrycznej inwentaryzacji węzłów oraz komputerowej symulacji konstrukcji przy zachowaniu osiowego położenia prętów ustalono, że krzyżulce mocowane są mimośrodowo w węzłach. Z technologicznego punktu widzenia przesunięcie spoin

względem siebie jest korzystnym rozwiązaniem, natomiast uwzględniając statykę zagadnienia, takie mocowanie generuje w większości dodatnie mimośrody: $e > 0$ (rys. 4b).



Rys. 4. a) Widok na węzeł dolny, b) Typ mimośrodu w węźle

W celu ustalenia podstawowych właściwości wytrzymałościowych stali, z której wykonano rury przekrycia strukturalnego, pobrano fragment rury z rzeczywistej, eksploatowanej konstrukcji i na przygotowanych próbkach (rys. 5) wykonano próbę statyczną rozciągania. Badania niszczące wykonano wg zaleceń normy PN–91/H–04310 *„Próba statyczna rozciągania metali”* na zrywarce uniwersalnej w zakresie obciążenia 0-50 kN.



Rys. 5. Fragment rury – schemat sposobu wycinania próbek

Ustalono między innymi:
- dolną granicę plastyczności: $R_{eL} = 292 \pm 38$ MPa,
- górną granicę plastyczności: $R_{eH}, = 300 \pm 40$ MPa,
- granicę wytrzymałości na rozciąganie: $R_m = 406 \pm 30$ MPa,
- wytrzymałość przy zerwaniu: $R_u = 752 \pm 139$ MPa,
- wydłużenie względne: $A = 31 \pm 5$ %.

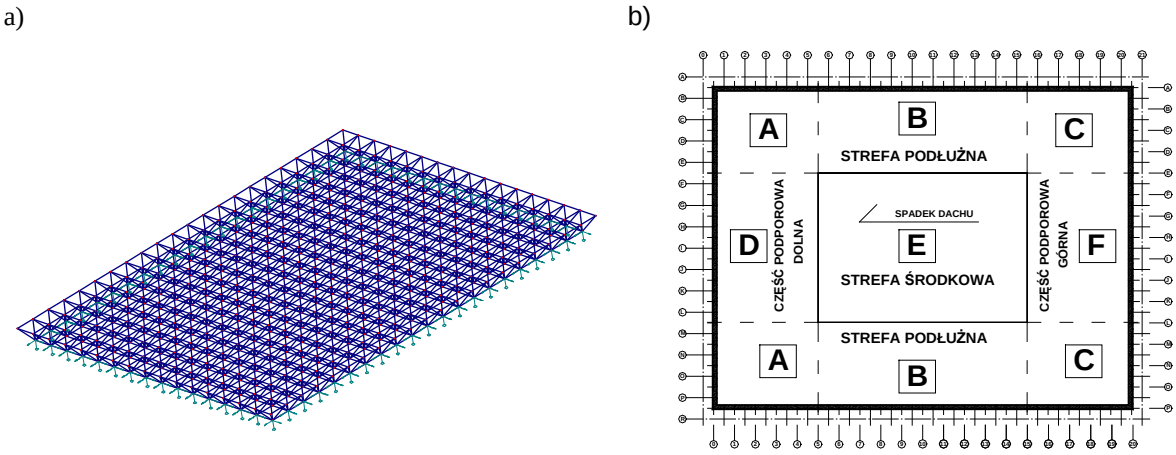
Przebieg krzywych rozciągania próbek oraz wygląd powierzchni złomu (złom poślizgowy, z wyraźnie zarysowanymi pasmami poślizgu w płaszczyźnie maksymalnych naprężeń stycznych) świadczy o dużej plastyczności materiału rury. Badany materiał zakwalifikowano do stali niestopowych.

3. Model obliczeniowy przekrycia strukturalnego oraz jego identyfikacja

Obliczenia statyczne przeprowadzono przy wykorzystaniu programu numerycznego Robot [6]. Analizowaną konstrukcję przekrycia strukturalnego zamodelowano w postaci przestrzennej kratownicy (rys. 6a), składającej się z 2688 prętów, połączonych przegubowo w 710 węzłach o trzech stopniach swobody każdy.

Węzły brzegowych pasów dolnych stanowiące podparcie przekrycia przyjęto jako podpory przegubowo nieprzesuwne lub jako przegubowo nieprzesuwne w dwóch kierunkach, a w trzecim sprężyste. Dla górnego brzegu podparcia kratownicy oraz dla węzłów narożnych,

przyjęto podparcie przegubowo nieprzesuwne, z uwagi na dużą sztywność konstrukcji wsporczej (elementy żelbetowe trybun) w tych miejscach (rys. 1). Sprężystość podpór określono na podstawie sztywności ram wsporczych



Rys. 6. a) Model obliczeniowy przekrycia strukturalnego, b) Podział przekrycia na strefy

Model obliczeniowy konstrukcji przekrycia (rys. 6a) obciążono: ciężarem własnym, ciężarem pokrycia oraz śniegiem, natomiast pominięto:

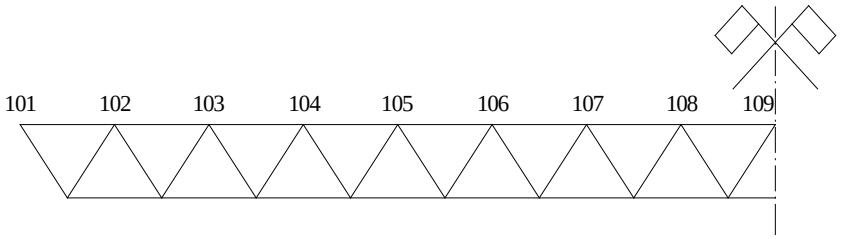
- obciążenie temperaturą - ze względu na niewielką sztywność podpór w kierunku przemieszczeń spowodowanych tym wpływem,
- obciążenie wiatrem - ze względu na wystąpienie tylko działania odciążającego i to o wartościach mniejszych niż ciężar pokrycia.

Obliczenia statyczne wykonano metodami uproszczonymi oraz wykorzystując program obliczeniowy Robot. Analizę statyczną wykonano dla dwóch wariantów:

- model podstawowy z prętami mającymi przyjęte obliczeniowe grubości ścianek - uzyskane z obliczeń wartości ekstremalnych sił osiowych w poszczególnych strefach (rys. 6b) na które podzielono przekrycie podano w tabl. 1,
- model konstrukcji z 20% redukcją przekrojów prętów pasa dolnego i górnego, w których wystąpiły ekstremalne wartości sił – przyjęty ze względu na lokalnie występujące ubytki korozyjne, stwierdzone w wykonanych nieniszczącymi metodami pomiarach grubości ścianek, przy kilkudziesięciu punktach pomiarowych pokrywających równomiernie rzut całej hali,

oraz następujących kombinacji obciążeń:

- 1K - ciężar własny konstrukcji nośnej i pokrycia oraz obciążenie śniegiem,
- 2K - ciężar własny konstrukcji nośnej i pokrycia,
- 3K - ciężar własny konstrukcji nośnej.



Rys. 7. Numery węzłów dla przekroju poprzecznego, w którym wystąpiło maksymalne ugięcie

Tablica 1. Ekstremalne wartości sił w prętach w poszczególnych strefach

STREFA	Ekstrema	Pas górny poprzeczny	Pas górny podłużny	Pas dolny poprzeczny	Pas dolny podłużny	Krzyżulec PL	Krzyżulec PP	Krzyżulec TL	Krzyżulec TP
		FX [kN]	FX [kN]	FX [kN]	FX [kN]	FX [kN]	FX [kN]	FX [kN]	FX [kN]
A	Max	161.70	113.09	0.00	0.02	16.55	8.88	7.42	72.76
	Min	-29.92	-15.36	-192.23	-117.33	-5.45	-62.35	-35.57	38.05
B	Max	231.91	143.93	-33.53	0.02	7.03	7.48	17.24	83.86
	Min	-4.71	-19.23	-257.72	-133.83	-12.45	-74.55	-2.82	32.31
C	Max	157.56	114.75	30.34	36.16	56.77	17.48	4.95	72.57
	Min	-4.71	-14.23	-185.32	-90.51	-7.93	-65.05	-39.31	4.88
D	Max	241.27	163.95	0.00	-13.49	10.22	43.00	10.22	43.00
	Min	-43.06	-8.06	-262.02	-153.18	-34.24	-19.05	-34.24	-19.05
E	Max	359.27	215.63	-240.58	-120.87	8.32	29.35	8.32	29.35
	Min	219.18	149.94	-360.60	-178.81	-4.46	-33.18	-4.46	-33.18
F	Max	236.29	167.48	0.00	49.77	52.14	16.58	52.14	16.58
	Min	-0.42	-3.32	-253.68	-117.79	4.64	-47.11	4.64	-47.11

Uzyskane wartości sił przekrojowych dla przyjętego modelu obliczeniowego można uważać za miarodajne, ponieważ dokonano weryfikacji jego zgodności z modelowanym obiektem. Otrzymane w wyniku obliczeń numerycznych przemieszczenia pokrywały się z wartościami pomierzonymi na rzeczywistym obiekcie z dokładnością do 4%. W tabl. 2 podano wartości ugięć w przekroju poprzecznym (rys. 7) obliczone i pomierzone dla kombinacji 2K (pomiary wykonano w jesieni – nie występował śnieg).

Tablica 2. Wartości ugięć w węzłach górnych przekroju poprzecznego, w którym wystąpiło maksymalne przemieszczenie pionowe

Nr węzła	Przemieszczenie pionowe			
	UZ [cm]	UZ [cm]		UZ [cm]
	KOMB 1K	KOMB 2K		KOMB 3K
	obliczone	obliczone	pomierzone	obliczone
101	1.47	1.09	---	0.04
102	-1.57	-1.17	---	-0.04
103	-4.63	-3.43	---	-0.13
104	-7.44	-5.52	---	-0.20
105	-9.91	-7.35	-7.6	-0.27
106	-11.93	-8.85	-9.0	-0.32
107	-13.42	-9.96	-10.1	-0.36
108	-14.33	-10.64	---	-0.39
109	-14.64	-10.87	-11.2	-0.40

4. Określenie nośności elementów przekrycia strukturalnego

Przeprowadzono analizę nośności przekrojów prętów w poszczególnych strefach (rys. 6b) oraz sprawdzono nośności połączeń i węzłów. Uwzględniając tylko ciężar konstrukcji przekrycia strukturalnego z istniejącym ciężkim rozwiązaniem dachu w postaci żelbetowych płyt korytkowych stwierdzono, że warunki nośności są spełnione dla wszystkich typów prętów we wszystkich strefach (rys. 6b). Analizując kombinację obciążeń uwzględniającą obciążenie śniegiem oraz przy uwzględnieniu obowiązujących obecnie częściowych współczynników obciążenia stwierdzono, że warunki nośności zapisane w ogólny sposób:

$$N / N_{Rj} \leq 1, \tag{1}$$

gdzie:

- N – podłużna siła obliczeniowa w pręcie przekrycia strukturalnego,
- N_{Rj} - nośność obliczeniowa przekroju przy osiowym rozciąganiu (N_{Rt}) lub ściskaniu ($\varphi * N_{Rc}$), którą policzono:
  - dla krzyżulców: N_{Rt} = -151.2 kN, $\varphi * N_{Rc}$ = 95.3 kN,
  - dla pasów: N_{Rt} = -268.4 kN, $\varphi * N_{Rc}$ = 236.5 kN,

nie są spełnione tylko dla prętów poprzecznych w strefie środkowej „E” i jej najbliższym otoczeniu.

Podobne wnioski sformułowano przy ocenie nośności węzłów jako całości wg zależności, które zostały ustalone dla modeli uplastycznienia pasa [4]:

$$N / N_{Rjs} \leq 1, \tag{2}$$

gdzie:

- N - siła obliczeniowa w krzyżulcu lub słupku węzła,
- $N_{Rjs} = N_{Rj}\, n_s$ - nośność obliczeniowa węzła pod siłą w krzyżulcu lub słupku,
- $n_s = n_{sK} = 0.9$ - współczynnik korygujący dla kratownicy przestrzennej.

Obliczenia pokazały również, że warunek bezpieczeństwa węzłów uwzględniający ścinanie pasa oraz warunki nośności spoin zostały spełnione.

Porównując wyniki uzyskane dla modelu podstawowego konstrukcji (tabl. 1) oraz modelu z redukcją przekroju o 20% dwóch prętów, dla których otrzymano ekstremalne wartości sił, można zauważyć następujące zmiany rozkładu sił wewnętrznych:

- siły w prętach pasa poprzecznego górnego i dolnego o przekroju zredukowanym zmniejszyły się o 5.8%,
- siły w prętach pasa poprzecznego górnego i dolnego występującego w sąsiedztwie do pręta o zredukowanym przekroju zwiększyły się odpowiednio o 0.8% i 1.7%,
- siły w prętach pasa podłużnego górnego i dolnego zwiększyły się o 4.0%,
- siły w krzyżulcach dla strefy E (rys. 6b) zwiększyły się o odpowiednio: ściskająca o 0.9%, a rozciągająca o 0.6% .

5. Podsumowanie

Konstrukcja w postaci przekrycia strukturalnego ma duże możliwości przystosowania się do sytuacji, w której pręty sąsiednie (sztywniejsze) muszą przejąć część sił wewnętrznych od prętów o mniejszej sztywności. Przekazanie tych sił następuje na pręty sztywniejsze, znajdujące się w najbliższej odległości od prętów osłabionych.

Analiza wytrzymałościowa przedmiotowego typu konstrukcji pokazała, że dla obiektów zaprojektowanych i zrealizowanych w okresie obowiązywania innych wytycznych

normowych i braku systemów CAD oraz komputerów o dużych możliwościach obliczeniowych, które mogłyby wykonać obliczenia w realnych przedziałach czasu, należałoby wykonać obliczenia statyczno-wytrzymałościowe w ramach obowiązkowych przeglądów okresowych i ekspertyz technicznych [8, 9]. Wnioski z tych opracowań mogą dostarczyć cennych i niezbędnych informacji dla właścicieli i użytkowników obiektów oraz określić warunki ich bezpiecznego użytkowania i eksploatacji.

Na podstawie wykonanych obliczeń oraz przeprowadzonych analiz uzyskanych wyników, sformułowano zalecenia i wnioski końcowe:

- uwzględniając uzyskane wyniki stwierdzono, że dla ekstremalnego przypadku obciążenia, przy zastosowaniu aktualnych norm i współczynników bezpieczeństwa dla materiałów i obciążeń, stan konstrukcji przekrycia z punktu widzenia nośności pasów poprzecznych w strefie środkowej, należy uznać jako awaryjny (tabl. 1), (1);
- jako główne oddziaływanie na strukturalną konstrukcje dachu należy uznać ciężar własny od zastosowanego rozwiązania pokrycia, tj. występujące płyty korytkowe, które z pozostałymi warstwami pokrycia dachu stanowią ca 70% łącznego obliczeniowego obciążenia (ciężar własny + śnieg);
- prace termoizolacyjne dachu, powodujące zwiększenie ciężaru pokrycia dachowego należy wykluczyć;
- prace termoizolacyjne, polegające na obniżeniu ciężaru pokrycia – np. zastosowanie w miejsce ciężkich płyt korytkowych z pokryciem bitumicznym na styropianie, pokrycia z lekkich płyt warstwowych z wełną mineralną, należy uznać za wskazane i zalecane;
- prace projektowe związane z termoizolacją dachu powinny również uwzględnić i rozwiązać zagadnienie zabezpieczenia ogniowego konstrukcji nośnej dachu.

Literatura

1. Runkiewicz L., Kowalewski J.: Podstawy prawne oraz metodologia postępowania przy naprawach, wzmacnianiu i rozbiórkach konstrukcji żelbetowych, Mat. XXI Ogólnopolskiej Konferencji Warsztat Pracy Projektanta Konstrukcji, t.III, s.1-25, Szczyrk, 8-11 marca 2006.
2. Bierut W., Borjaniec W., Staszewski M.: Analiza przyczyn zniszczenia przekrycia strukturalnego hali sportowej. Mat. IX Konferencji Naukowo - Technicznej „Problemy rzeczoznawstwa budowlanego”, s.185-192, Cedzyna, 24-26 kwietnia 2006r., ITB Warszawa 2006.
3. Bródka J. z zespołem: Przekrycia strukturalne. Arkady, Warszawa 1985.
4. Bródka J., Broniewicz M.: Konstrukcje stalowe z rur. Arkady, Warszawa 2001.
5. Kowal Z.: Wybrane działy z konstrukcji metalowych, część III. Zbiorniki, płyty fałdowe i warstwowe, struktury prętowe, budynki wysokie, Pol. Wr., Wrocław 1975.
6. Robot Millennium. Podręcznik użytkownika, Firma Informat. RoboBAT, Kraków.
7. PN-90/B-03200, Konstrukcje stalowe. Obliczenia statyczne i projektowanie.
8. Ustawa z dnia 7 lipca 1994r. Prawo budowlane (Dz. U. z 2003 r. Nr 207, poz. 2016 z późniejszymi zmianami).
9. Rozporządzenie Ministra Infrastruktury z dnia 12 kwietnia 2004r. w sprawie warunków technicznych jakim powinny odpowiadać budynki i ich usytuowanie (Dz. U. Nr 75, poz. 690 z 2002 r. z późniejszymi zmianami).