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

Dr inż. TERESA PACZKOWSKA, *teka@ps.pl*
Dr inż. WIESŁAW PACZKOWSKI, *wespa@ps.pl*
Zachodniopomorski Uniwersytet Technologiczny

BŁĘDY PROJEKTANTA ZAGROŻENIEM BEZPIECZEŃSTWA STALOWEJ KONSTRUKCJI DACHU

DESIGNER'S MISTAKES LEADING TO THE THREAT TO THE SAFETY OF STEEL ROOF STRUCTURE

Streszczenie: Konstrukcję dachu sali gimnastycznej zaprojektowano w postaci płaskich dźwigarów kratowych wykonanych ze stali 18G2A. Inwestor zlecił wykonanie weryfikacji zrealizowanej konstrukcji pod kątem możliwości dociążenia jej kurtynami wydzielającymi sektory oraz tablicami do koszykówki, które planowano podwiesić do dolnych pasów dźwigarów nośnych. Analiza zrealizowanej konstrukcji wykazała istnienie wielu istotnych błędów obejmujących w szczególności: niewłaściwie przyjęte w projekcie wymiary, niezgodność schematów statycznych z projektu w stosunku do schematów zrealizowanych, niewłaściwie przyjęte obciążenia i szereg innych. Ujawnione błędy stanowiły zagrożenie bezpieczeństwa konstrukcji. W związku z tym zaproponowano wprowadzenie zmian ograniczających przebudowę zrealizowanej konstrukcji przy zachowaniu jej właściwego bezpieczeństwa.

Abstract: Flat truss girders made of S355J2G3 steel were designed as a roof structure of a gym hall. The client ordered to the independent consultant verification of the existing structure from the point of view of possible extra loading by the curtains hung to the lower cords of the girders as well basketball tables. During the process of verification several serious mistakes were found. The mistakes included dimensions of the structure, statical scheme for theoretical calculations versus real execution of the structure, load calculations and others. This led to the threat to the safety of the structure. Some essential changes were suggested to gain proper safety of the structure reducing to the minimum rebuilding of the structure.

1. Wprowadzenie

Wymiary w planie realizowanej hali sportowej to 31,1×36,6 m, a wysokość wyniesienia ponad poziom przylegającego terenu 11,0 m. W przekroju poprzecznym hali wyróżnić można dwie części: główną – jednokondygnacyjną nad parkietem o rozpiętości 22,37 m oraz część drugą o szerokości 8,21 m dwukondygnacyjną stanowiąca zaplecze socjalno-treningowe hali. Obie części rozgranicza na obu kondygnacjach linia okrągłych żelbetowych słupów ustawionych co 6,0 m, które pokazano na rys. 1.

Układ nośny ścian zewnętrznych stanowi żelbetowa konstrukcja słupowo-ryglowa ze słupami w rozstawie 6,0 m. Wypełnienie ścian z bloczków gazobetonowych o gr. 30 cm. Żelbetowe słupy ścian zewnętrznych jak i słupy rozgraniczające obie części obiektu stanowią elementy wsporcze dla pięciu stalowych układów nośnych dachu. Układy te zrealizowano w postaci płaskich kratownic z rur kwadratowych. Pojedynczy układ nośny tworzy dwutrapezowy wiązar o rozpiętości 22,37m oraz wiązar trójkątny o rozpiętości 8,4 m.

Pierwotna dokumentacja projektowa [1] przewidywała oparcie na wiązarach płyt warstwowych Kingspan z rdzeniem poliuretanowym. Dźwigary dwutrapezowe w przygotowanych do ustawienia dwóch blokach montażowych pokazano na rys. 2.

Rys. 1. Widok z poziomu stropu na I piętrze na słupy przewidziane jako podpora pośrednia dla stalowych kratownic układu nośnego dachu

Rys. 2. Bloki montażowe układu nośnego dachu przewidziane do ustawienia nad częścią główną hali

2. Analizy statyczno – wytrzymałościowe przekazane przez projektanta inwestorowi

Pierwotnie konstrukcję przewidziano wykonać ze stali konstrukcyjnej zwykłej jakości z gatunku S235. Układ zaprojektowano na obciążenia podstawowe tj. od konstrukcji przekrycia, śniegu a także obciążeń technicznych w części głównej o wartości nominalnej 0,3 kN/m^2.
W dwukondygnacyjnej części hali zmieniono w stosunku do części głównej jedynie obciążenie techniczne, które zastąpiono ciężarem sufitu podwieszanego o wartości 0,18 kN/m^2. Obciążenia techniczne sprowadzono do sił skupionych obciążających węzły pasa dolnego.

Z dołączonego do projektu zestawienia obciążeń i wyników analiz programem ROBOT wynika, że wytężenie w proponowanych elementach kratownic nie przekraczały poziomu 80% nośności [1].

Analizując przyjęte dane w modelu obliczeniowym oraz porównując je ze zrealizowaną konstrukcją i opracowaną dokumentacją warsztatową [2] stwierdzono następujące rozbieżności:

1. płyty warstwowe Kingspan KS 1000 XD/70/0,9 w układzie dwuprzęsłowym o dł. 12,0 m są niedostępne, gdyż dopuszczalna dla nich rozpiętość pojedynczego przęsła to 4,5 m,
2. w modelu obliczeniowym wysokość kraty głównej w kalenicy przyjęto 2,8 m, podczas gdy projekt wykonawczy wskazał H_k = 2,4 m i tak te dźwigary wykonano,
3. analizy statyczno-wytrzymałościowe prowadzono dla układu dwóch wolnopodpartych kratownic, podczas gdy w projekcie wykonawczym uciąglono pas górny i dolny układem czterech śrub, co zmieniało przyjęty do analiz schemat statyczny,
4. sprawdzenia warunków nośności w pasach wg normy stalowej [6] w programie Robot dokonano przypisując typ pręta „belka” pomijający wyboczenie, co jest niewłaściwe.

Projektant w grudniu 2007 r. przesłał inwestorowi poprawioną wersję obliczeń statyczno-wytrzymałościowych dla zmienionej – wg sugestii wykonawcy – konstrukcji pokrycia [3]. W miejsce płyt warstwowych wprowadzono blachy trapezowe TR 130×343 z kryciem: 2×papa termozgrzewalna układana na warstwie 18 cm wełny mineralnej. Nie wskazując podstawy określono wartość obciążenia od konstrukcji pokrycia q_k= 0,53 kN/m^2. Jednocześnie obniżono o połowę poziom przyjętych obciążeń technicznych wskazując: q_{tech}= 0,15 kN/m^2.

Dla kratownic pozostawiono z projektu budowlanego [1] pierwotną geometrię i profile, a celem poprawy nośności zmieniono gatunek stali w pasach górnych obu kratownic przyjmując stal 18 G2A dla rur RK 120×5.

Analizy statyczne i sprawdzenie warunków nośności przeprowadzono przy tej samej geometrii i założeniach jak w dokumentacji pierwotnej. We wszystkich prętach wykazano spełnienie wymagań normowych wykazując w pasie dolnym małej kraty wykorzystanie 100% nośności [2].

W związku z zastrzeżeniami zgłaszanymi przez kierownika budowy projektant przesłał Inwestorowi obliczenia statyczno-wytrzymałościowe mające potwierdzić poprawność jego obliczeń [4]. W stosunku do omawianych wcześniej obliczeń, te ostatnie utrzymują wstępnie przyjętą geometrię i profile, schematy statyczne jak też założony wcześniej typ analizy stanu wytężenia w poszczególnych elementach tworzących układ nośny konstrukcji dachu. Uszczegółowiono zestawienie obciążeń działających na układ wprowadzając współczynnik 1,25 z tytułu założonego sposobu i schematu statycznego blach trapezowych TR 130/343/1,0 realizującego krycie bezpłatwiowe. Przywrócono wartość obciążenia technicznego: q_{tech} = 0,30 kN/m^2, które przyjęto w formie 3 sił skupionych – P_k = 10 kN – obciążających węzły pasa dolnego kraty w części głównej. Przyjęto, że wszystkie elementy kratownic dachowych są wykonane ze stali gatunku 18G2A. W zrealizowanej konstrukcji przewidzianej do zamontowania, którą pokazano na rys. 2 wbudowano następujące profile z rur kwadratowych:

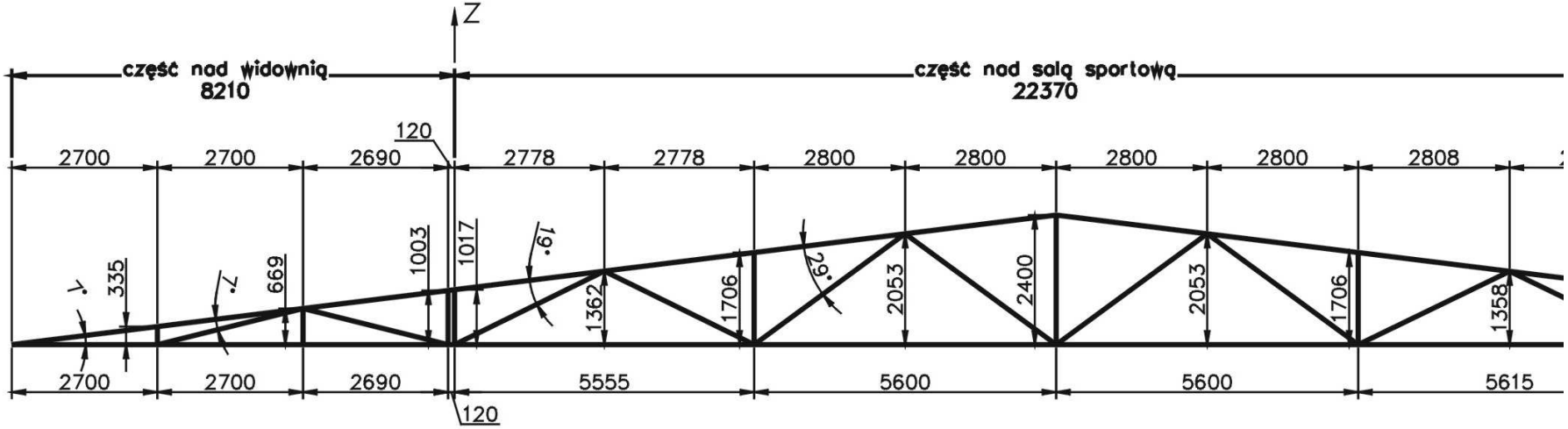
– pasy górne	RK 120×5,
– pasy dolne oraz słupki i krzyżulce podporowe:	RK 100×5,
– wewnętrzne pręty skratowania:	RK 60×4,
– słupki pośrednie:	RK 40×4.

Z wydruków z programu ROBOT [4] wynikało, że obliczany układ bezpiecznie przenosił przyjęte przez projektanta obciążenia. Przy sprawdzaniu warunków nośności obu kratownic projektant wskazał dla prętów z modelu obliczeniowego następujące, dostępne w programie „Typy prętów”:

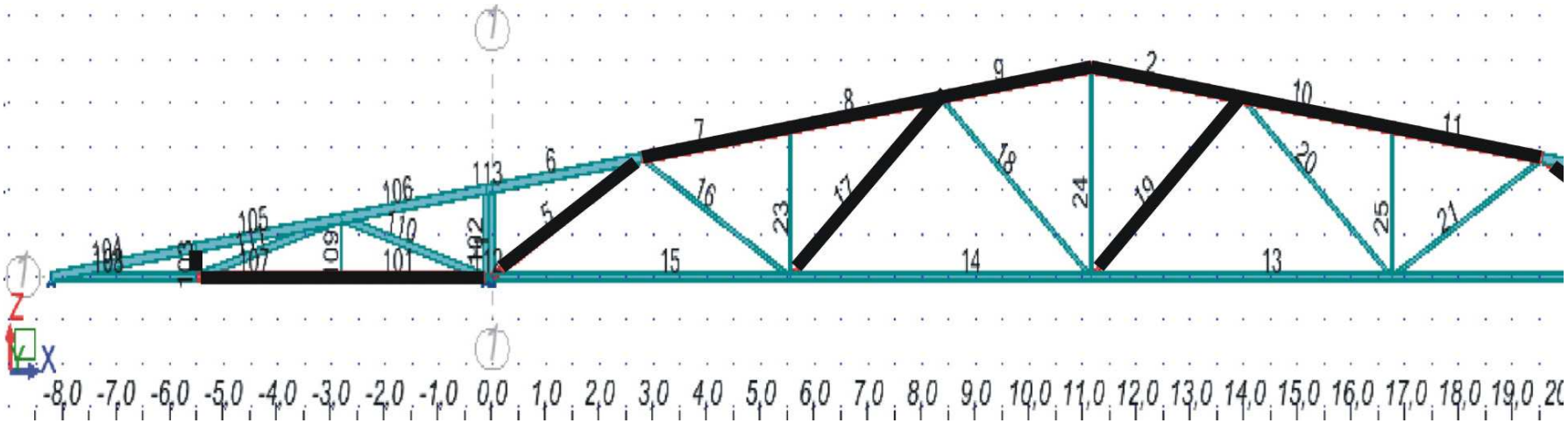
„Belka” – dla elementów pasa górnego i dolnego;

„Słup” – dla słupków podporowych;

„Pręt” – dla elementów wewnętrznego wykratowania.



Rys. 3. Geometria zrealizowanej konstrukcji układu nośnego hali



Rys. 4. Oznaczenia numerów prętów dla wariantu I i II przyjęte w analizach weryfikujących programem ROBOT, a także dla wariantu uciąglonego wyróżnione pręty z przekroczeniami SGN wg [6]

3. Weryfikacja obciążeń i geometrii zrealizowanej konstrukcji dachu

Wskazane w p. 2 rozbieżności między przyjętym przez projektanta modelem obliczeniowym, a faktycznie zrealizowaną konstrukcją weryfikowano wariantowo zachowując dla kratownicy głównej – dwutrapezowej numerację węzłów i elementów projektanta, natomiast dla kratownicy trójkątnej wprowadzono numerację różniącą się o „100”. Takie podejście pozwoliło przy utrzymaniu tej samej numeracji węzłów i prętów analizować dla zrealizowanej geometrii kratownic wersję uciągloną jak i układ z dwiema kratownicami wolnopodpartymi.

Wariant I – to uciąglony układ dwóch kratownic,

Wariant II – to układ dwóch wolnopodpartych kratownic.

W wariancie I – uciąglonym – połączenie pasa górnego i dolnego zrealizowane za pomocą złącza doczołowego śrubami zamodelowano dodatkowymi prętami 112 i 113 połączonymi przegubowo na obu końcach z pasami.

Dla wariantu II model obliczeniowy jest identyczny, tyle że usunięto z niego górny pręt „113” dając tym samym możliwość niezależnego obrotu każdej kratownicy z osobna.

Zbudowany model obliczeniowy uwzględnia geometrię pokazaną na rys. 3 konstrukcji faktycznie zrealizowanej, w całości wykonanej ze stali S355, z profilami przypisanymi wg dokumentacji wykonawczej.

Obciążenie powierzchniowe ustalono dla ostatecznego rozwiązania przyjmując wartości:

Tablica 1. Zestawienie obciążeń w rozwiązaniu wskazanym jako końcowe

L.p.	**Element pokrycia**	**Obciążenie [kN/m^2]**		
		q_k	γ_f	q_d
1	blacha trapezowa TR 130/343 gr. 1,0mm	0,1143	1,2	0,1372
2	wełna mineralna półtwarda o gr. 18 cm (γ = 2,0 kN/m^3)	0,3600	1,2	0,4320
3	2×papa termozgrzewalna z posypką (podkład + w. wierzch.)	0,1000	1,2	0,1200
		0,5743		**0,6892**

Obciążenia liniowe od konstrukcji przekrycia układanego w arkuszach o długości 12,0 m tj. jako dwuprzęsłowe przekaże się na pas górny dźwigara kratowego jako oddziaływanie podpory pośredniej ze współczynnikiem 1,25:

$$\overline{g}_{ck} = 0{,}5743\times6{,}0\times1{,}25 = 4{,}307 \text{ kN/m} \approx 4{,}31 \text{ kN/m}$$

$$\overline{g}_{cd} = 0{,}6892\times6{,}0\times1{,}25 = 5{,}169 \text{ kN/m} \approx 5{,}17 \text{ kN/m}$$

Wartości obciążeń stałych technicznych projektant przyjął różne dla kratownicy głównej i kratownicy trójkątnej. W przypadku kratownicy głównej wartość nominalna obciążenia to 0,30 kN/m^2, co przekłada się na obciążenie liniowe o wartości:

$$\overline{g}_{tk} = 0{,}30\times6{,}0 = 1{,}80 \text{ kN/m}$$

$$\overline{g}_{td} = 0{,}30\times1{,}2\times6{,}0 = 2{,}16 \text{ kN/m}$$

dla kratownicy trójkątnej przy obciążeniu konstrukcją stropu podwieszanego o wartości nominalnej 0,18 kN/m^2, daje to obciążenie:

$$\overline{g}_{tk} = 0{,}18\times6{,}0\times1{,}25 = 1{,}35 \text{ kN/m}$$

$$\overline{g}_{td} = 1{,}35\times1{,}2 = 1{,}62 \text{ kN/m}$$

Obciążenie liniowe pasów górnych od śniegu, uwzględniając kształt dachu, strefę śniegową, a także fakt przekazywania tego obciążenia przez blachy pokrycia na kratownice otrzymano wartości:

$$\overline{g}_{sn,k} = 0{,}80\times0{,}9\times6{,}0\times1{,}25 = 5{,}40 \text{ kN/m}$$

$$\overline{g}_{sn,d} = 5{,}40\times1{,}5 = 8{,}10 \text{ kN/m}$$

4. Rozbieżności między modelem obliczeniowym a zrealizowaną konstrukcją

Analiza danych do programu ROBOT przyjętych przez projektanta i porównanie ich z dokumentacją wykonawczą pozwoliła stwierdzić, iż na etapie matematycznego odwzorowywania konstrukcji popełniono szereg błędów. Najistotniejsze z nich to:

1. analizy prowadzono dla kratownicy głównej o wysokości w kalenicy 2,8 m podczas, gdy zrealizowany układ ma wysokość H_k = 2,40 m – układ wykazuje więc mniejszą sztywność niż ten, dla którego wyznaczano siły wewnętrzne i sprawdzano wytężenie;
2. uwzględniając faktyczne połączenie obu kratownic, jako błędne przyjęcie należy uznać traktowanie ich jako układu dwóch kratownic wolnopodpartych;
3. przy sprawdzaniu warunków nośności programem ROBOT błędnie przypisano elementom pasów typ „belka”, który nie uwzględnia możliwości ich wyboczenia;
4. zaniżono wartość przyjętego obciążenia od ciężaru konstrukcji przekrycia;
5. przypisano niewłaściwy profil elementom nr 5 i 22 wskazując RK 120×5, podczas gdy w zrealizowanej konstrukcji jest wbudowany profil RK 100×5;
6. niewłaściwie w stosunku do projektu wykonawczego i zrealizowanej konstrukcji zdefiniowano orientację pręta nr 11 w kratownicy trójkątnej,
7. obciążenie techniczne bez szczegółowych rozwiązań powinno być deklarowane jako obciążenie równomiernie rozłożone i przypisane do elementów pasa górnego. Zwykle obciążenie to stanowi ciężar stężeń, oświetlenia i instalacji elektrycznej, którą mocuje się do blach pokrycia lub/i elementów pasa górnego, więc sprowadzenie tego obciążenia do węzłów pasa dolnego należy uznać za niewłaściwe;
8. dla kratownicy trójkątnej pominięto obciążenie techniczne, a ciężar sufitu podwieszanego przyłożono do elementów pasa górnego.

5. Weryfikujące analizy wytrzymałościowe

Dla dwóch wariantów układu, ze skorygowaną geometrią i obciążeniami przeprowadzono obliczenia programem ROBOT. Analiza uciąglonego układu dwóch kratownic wykazała w najbardziej wytężonych prętach przekroczenie warunków nośności sięgające nawet 80%.

Łącznie w wariancie I przekroczenie stwierdzono w 13 elementach. Przede wszystkim nie niosą zadanych obciążeń elementy ściskane tzn. pas górny głównej kraty (elementy o numerach: 2, 7, 8, 9, 10 i 11) oraz ściskany pas dolny trójkątnej kratownicy, w którym o przekroczeniu nośności zadecydowało wyboczenie z płaszczyzny kraty – są to elementy 101 i 107. Nadto nie spełniają warunków nośności ściskane krzyżulce z głównej kratownicy oznaczone nr 5, 17, 19 i 22. Warunku nośności nie spełnia także ściskany słupek oznaczony nr 103.

Analiza wariantu II obejmującego układ dwóch wolnopodpartych kratownic – (schemat statyczny przyjęty w modelu obliczeniowym przez projektanta) także wykazała pod zadanym obciążeniem przekroczenia warunków nośności. Powyższe dotyczy 10 elementów. W tym jednak przypadku przekroczenia są mniejsze i sięgają 40% nośności. Przede wszystkim nie niosą pręty pasa górnego głównej kratownicy nad boiskiem. Są to elementy oznaczone w modelu numerami: 2, 7, 8, 9, 10 i 11, a więc te same elementy jak w kratownicy uciąglonej. W kratownicy trójkątnej niewystarczającą nośność ujawniły pręty pasa górnego oznaczone nr 104 i 105. Dodatkowo przekroczenia wykazały także krzyżulce podporowe dużej kratownicy oznaczone nr: 5 i 22.

Elementy, w których odnotowano przekroczenie normowych warunków nośności w obu wariantach zestawiono w tablicy 2.

Tablica 2. Lista elementów dla wariantu I i II w których przekroczone są normowe warunki nośności

	l.p.	Pręt	Profil	materiał	λ_y	λ_z	Wytężenie
kratownice uciąglone	1	5	RK 100×5	18G2	80.50	80.50	**1.80**
	2	17	RK 60×4	18G2	153.84	153.84	**1.51**
	3	10	RK 120×5	18G2	60.55	60.55	**1.25**
	4	2	RK 120×5	18G2	60.55	60.55	**1.24**
	5	9	RK 120×5	18G2	60.55	60.55	**1.24**
	6	11	RK 120×5	18G2	60.70	60.70	**1.24**
	7	22	RK 100×5	18G2	81.17	81.17	**1.23**
	8	19	RK 60×4	18G2	153.84	153.84	**1.15**
	9	8	RK 120×5	18G2	60.55	60.55	**1.06**
	10	7	RK 120×5	18G2	60.06	60.06	**1.06**
	11	101	RK 100×5	18G2	**70.00**	**140.01**	**1.03**
	12	107	RK 100×5	18G2	**70.26**	**140.53**	**1.03**
	13	103	RK 40×4	18G2	23.29	23.29	**1.00**
dwie wolnopodparte	1	2	RK 120×5	18G2	60.55	60.55	**1.39**
	2	9	RK 120×5	18G2	60.55	60.55	**1.39**
	3	22	RK 100×5	18G2	81.17	81.17	**1.36**
	4	10	RK 120×5	18G2	60.55	60.55	**1.35**
	5	8	RK 120×5	18G2	60.55	60.55	**1.34**
	6	11	RK 120×5	18G2	60.70	60.70	**1.33**
	7	5	RK 100×5	18G2	80.50	80.50	**1.33**
	8	7	RK 120×5	18G2	60.06	60.06	**1.32**
	9	104	RK 120×5	18G2	58.39	58.39	**1.23**
	10	105	RK 120×5	18G2	58.39	58.39	**1.11**

6. Dodatkowe zastrzeżenia

Niezależnie od błędnego odwzorowania geometrii i zestawienia obciążeń stwierdzono szereg nieprawidłowości technologiczno-wykonawczych takich jak:

1. łączenia spoiną czołową rozciąganych krzyżulców wykonanych z dwóch części;
2. wstępne wygięcie pasa górnego jednego z dźwigarów przygotowanych do montażu;
3. niejasna co do treści odręczna uwaga na rysunkach kratownic, że „pręty skratowania w węzłach należy spawać spoiną czołową – pełną – 0,7 t";
4. niejasnego w intencjach pisma wskazującego na potrzebę sprawdzenia węzłów rurowych;
5. brak w dokumentacji projektowej spisu rysunków, a na rysunkach oznaczenia ich numerów;
6. braku żeberek usztywniających w blachach podpierających dźwigary na podporach;
7. mocowania pionowych prętów stężeń podłużnych w węźle dolnym i górnym tylko na jedną śrubę;
8. mały kąt nachylenia połaci dachu – 7° – spowodował, iż przedłużenie dźwigarów trapezowych z części głównej hali za pomocą dźwigara trójkątnego nad częścią socjalną doprowadził do przecinania się prętów kratownicy trójkątnej także pod kątem 7°. Tak mały kat przy zastosowaniu węzłów bez blach węzłowych i wykorzystaniu profili kwadratowych uniemożliwił poprawne wykonanie spoin na pełnym obwodzie.

7. Wnioski i sugestie autorów

Weryfikującą analizę statyczno-wytrzymałościową przeprowadzono dla dwóch układów różniących się schematem statycznym. Pierwszy z nich jest bliższy konstrukcji wskazanej w projekcie wykonawczym. Drugi realizuje przyjęte w modelu obliczeniowym założenia projektanta, ale nie znajduje uzasadnienia w wykonanej konstrukcji. Wytężenia prętów określone w obu wariantach wskazują, iż konstrukcja dla żadnego z nich nie jest w stanie bezpiecznie przenieść obciążeń, które wskazał projektant. Przekroczenia warunków nośności są tak duże, iż koniecznym było wstrzymanie montażu do czasu zajęcia stanowiska w tej sprawie przez projektanta i podjęcia stosownych kroków zapewniających bezpieczeństwo użytkowania obiektu.

W świetle powyższych ustaleń Inwestor nie mógł oczekiwać, iż dla zrealizowanej konstrukcji będzie możliwe podwieszenie do pasów dolnych kratownic składanych koszy z napędem elektrycznym, bowiem taka konstrukcja to dodatkowe obciążenie kratownic w środku rozpiętości siłą skupioną o wartości min. 5,0 kN.

Również problematyczną była – dla zrealizowanej konstrukcji – możliwość podwieszenia kurtyn wydzielających sektory treningowe w sali.

W celu obniżenia poziomu wytężenia w poszczególnych elementach istniejącego ustroju autorzy zaproponowali projektantowi rozważenie następujących sugestii:

1. likwidację obciążenia międzywęzłowego, które wywołuje znaczące zginanie elementów pasa górnego obu kratownic. Zaproponowano wprowadzenie systemu zimnogiętych lekkich płatwi stalowych [5] przekazujących obciążenia węzłowo. Wtedy w prętach pasów górnych pojawią się jedynie małej wartości momenty zginające wynikające ze sztywności połączeń prętów w węzłach.
2. przywrócenie z projektu budowlanego znacznie lżejszej i trwalszej konstrukcji przekrycia z płyt warstwowych układanych na płatwiach. Powyższe zredukuje obciążenia od ciężaru pokrycia nawet do 60%.
3. rozważenie możliwości zastosowania uciąglonego wariantu połączenia obu kratownic jako schematu bliższego zrealizowanej konstrukcji.

Bezpośrednią przyczyną tak znacznych przekroczeń nośności były błędy w modelu obliczeniowym, a przede wszystkim zawyżona sztywność układu w stosunku do tej, jaką wykazywała faktycznie zrealizowana konstrukcja.

Należy wskazać, iż problemy z nośnością zaprojektowanej konstrukcji są efektem brak należytej staranności przy identyfikacji wprowadzonego do analiz modelu obliczeniowego z tym wskazanym w dokumentacji wykonawczej, a także wnioskowanie przez wykonawcę zmiany konstrukcji pokrycia – po rozstrzygnięciu przetargu – obniżające istotnie koszt jego wykonania.

Literatura

1. Projekt Budowlany ze stycznia 2007 r. oznaczony jako zał. 4.2 do SIWZ.
2. Projekt Wykonawczy w branży: Architektura + Konstrukcja z kwietnia 2007 r.
3. Zmienione i poprawione obliczenia elementów nośnych dachu z grudnia 2007 r.
4. Obliczenia statyczno-wytrzymałościowe z listopada 2008 r.
5. Biegus A.: Stalowe budynki halowe.: Arkady, Warszawa 2003. ISBN 83-213-4314-7.
6. PN-90/B-03200 Konstrukcje stalowe. Obliczenia statyczne i projektowanie.