



EUGENIUSZ HOTAŁA, *eugeniusz.hotala@pwr.wroc.pl*
KAZIMIERZ RYKALUK, *kazimierz.rykaluk@pwr.wroc.pl*
PIOTR HOTAŁA, *piotr.hotala@pwr.wroc.pl*
Politechnika Wrocławska

ZAGROŻENIE AWARYJNE STALOWEJ KONSTRUKCJI HALI WSKUTEK BŁĘDÓW PROJEKTOWYCH I WYKONAWCZYCH

RISK OF FAILURE OF STEEL HALL DUE TO ERRORS IN DESIGN AND EXECUTION

Streszczenie Poszukiwanie przez projektantów nietypowych sposobów zmniejszania zużycia stali w konstrukcjach hal stalowych prowadzi dość często do zmniejszenia bezpieczeństwa i do stanów awaryjnych. Niestarannie wykonany montaż dodatkowo zwiększa zagrożenia awaryjne. W referacie przedstawiono przykład błędnej zmiany projektu podczas rozbudowy części hali, mające na celu oszczędności materiałowe względem poprawnego projektu hali istniejącej, a także wpływ błędów podczas montażu na zagrożenie awaryjne hali.

Abstract Searching by designers unusual ways of reducing the material consumptions in the steel buildings often leads to the decrease of safety and the state of emergency. Crudely executed assembly also increases the risk of failure. The paper presents an example of incorrect changes to the design during the expansion of the hall, with a view to materials savings, in the contrary to the proper design of existing building, and the effect of errors committed during the assembly hall on the risk of an emergency.

1. Wprowadzenie

Liczne awarie i uszkodzenia stalowych konstrukcji hal [1], [2], [3], [4], [5], występujące najczęściej w ciągu kilku lat od ich wzniesienia, nie powstrzymują niektórych projektantów od poszukiwania nietypowych sposobów „odchudzenia” konstrukcji. Wykorzystują oni często takie rezerwy nośności elementów i ustrojów konstrukcyjnych, które są czysto teoretyczne lub bardzo wątpliwe. Pomijane są przy tym niekorzystne wpływy realnych odchyłek wykonawczych i montażowych, a wartości obciążeń klimatycznych i technologicznych są świadomie zaniżane.

Wiele firm, przystępujących do realizacji hal stalowych na podstawie gotowego projektu budowlanego, z góry zakłada, że we własnym zakresie zmieni profile elementów konstrukcyjnych i zmniejszy przez to zużycie stali. Jest to jeden z częstych sposobów na realizację kontraktu w ramach bardzo niskiej ceny, ustalonej w umowie po wygranej przetargu.

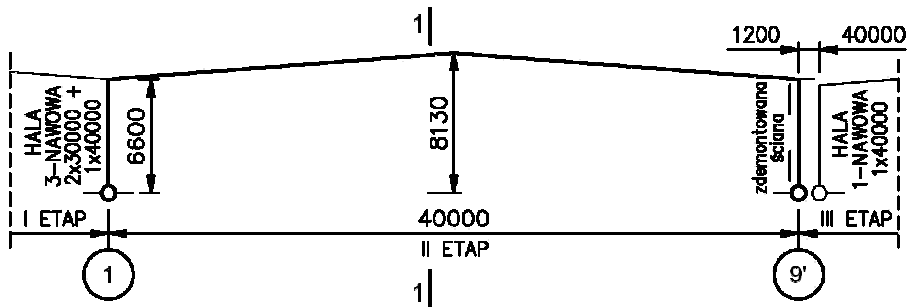
W trudnych realiach finansowych wykonawcy robót montażowych dopuszczają do zbyt wielu przypadków niestarannej i niezgodnej z projektem oraz przepisami techniczno-budowlanymi realizacji hal stalowych.

W niniejszej pracy przedstawiono wybrane, najważniejsze błędy projektowe i wykonawcze, które ujawniono podczas przeglądu gwarancyjnego dopiero po 3 latach eksploatacji dobudowanej w II etapie 4-tej nawy hali. Kolejna rozbudowa hali o 5-tą nawę w III etapie

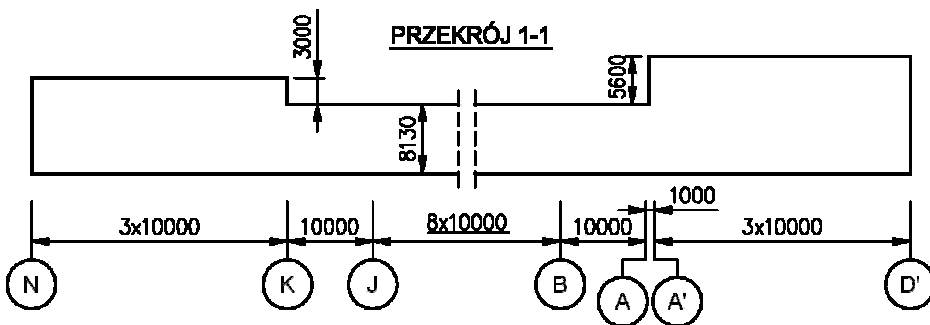
powiększyła jeszcze liczbę różnorodnych błędów, które skutkowały poważnym zagrożeniem awaryjnym 4-tej nawy hali w okresach zimowych.

2. Ogólna charakterystyka konstrukcji w analizowanej nawie hali

Przedmiotem analiz jest konstrukcja 4-tej nawy hali (rys. 1), zrealizowanej pomiędzy osiami 1–9' w II etapie realizacji obiektu. Trójnawowa część hali, którą zrealizowano w pierwszym etapie, była zaprojektowana i zrealizowana bez zastrzeżeń. Po 2 latach nastąpiła realizacja II etapu rozbudowy hali o nawę 1–9'. Wykonawca tej uzyskał zgodę projektanta na dość radykalne zmiany konstrukcyjne w stosunku do projektu budowlanego, skutkiem czego zrealizowana część hali zasadniczo różniła się od konstrukcji, wzniesionej w I etapie.



Rys. 1. Schemat statyczny głównej części czwartej nawy 1–9' wzniesionej w II etapie realizacji hali

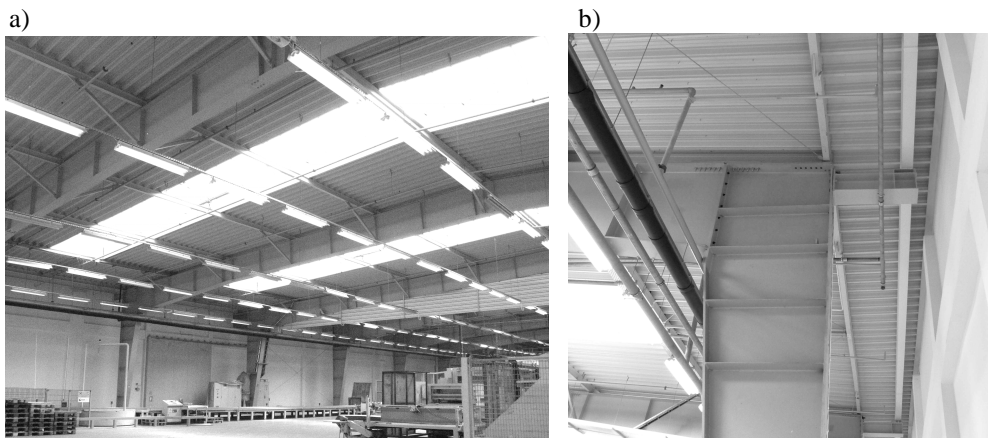


Rys. 2. Schemat przekroju podłużnego 1-1 (rys. 1) nawy 1–9'

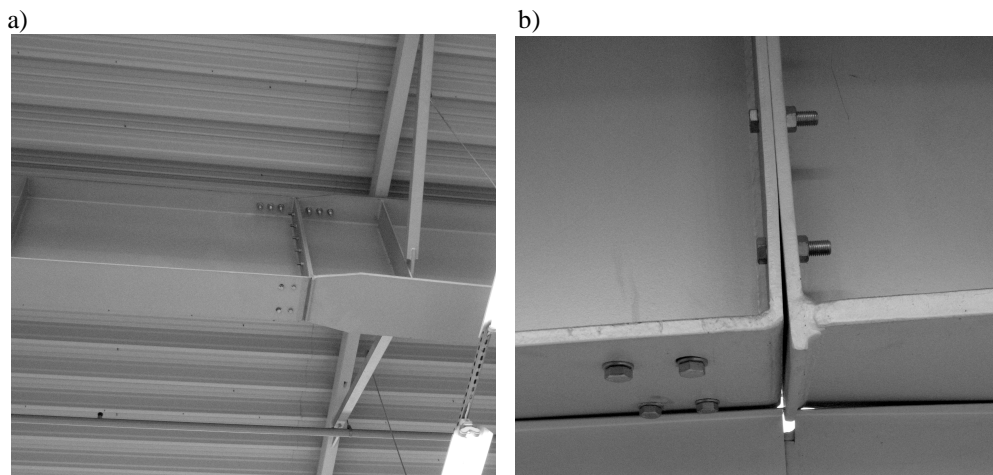
Po 2 latach eksploatacji nawy 1–9' przystąpiono do realizacji III etapu rozbudowy. Nowy projektant widząc wiele błędów konstrukcyjnych w nawie 1–9' zdecydował się na budowę niezależnej jednonawowej hali (rys. 1) i nie połączył jej konstrukcyjnie z nawą 1–9', co przewidywano we wcześniejszym projekcie. Wzniesiono również żelbetową ścianę ogniową w odległości ok. 1,2 m (rys. 3a, 3b) po prawej stronie osi 9' i dobudowano wsporniki dachowe do istniejących słupów w osi 9', aby oprzeć dodatkowe płatwie dachowe tuż przed ścianą ogniową (rys. 3b).

Konstrukcję nośną nawy 1–9' w głównej jej części w osiach A–J (rys. 2) stanowią stalowe ramy pełnościenne (rys. 1), rozstawione co 10,0 m. Słupy i rygle są spawanymi blachownicami o przekrojach dwuteowych w klasie 4. Połączenia rygli ze słupami w osiach 1 i 9' zrealizowano jako doczołowe na śruby sprężające (rys. 3b). Pozostałe styki rygli ram

w nawie 1–9' wykonano również jako doczołowe, przy czym błędna ich konstrukcja (oprócz styków kalenicowych) doprowadziła podczas eksploatacji do znacznego rozwarcia blach czołowych w rejonie pasów dolnych (rys. 4).



Rys. 3. Widok fragmentu nawy 1–9' i ściany ogniowej (a) oraz fragmentu konstrukcji poszerzonego dachu przy osi 9' (b)

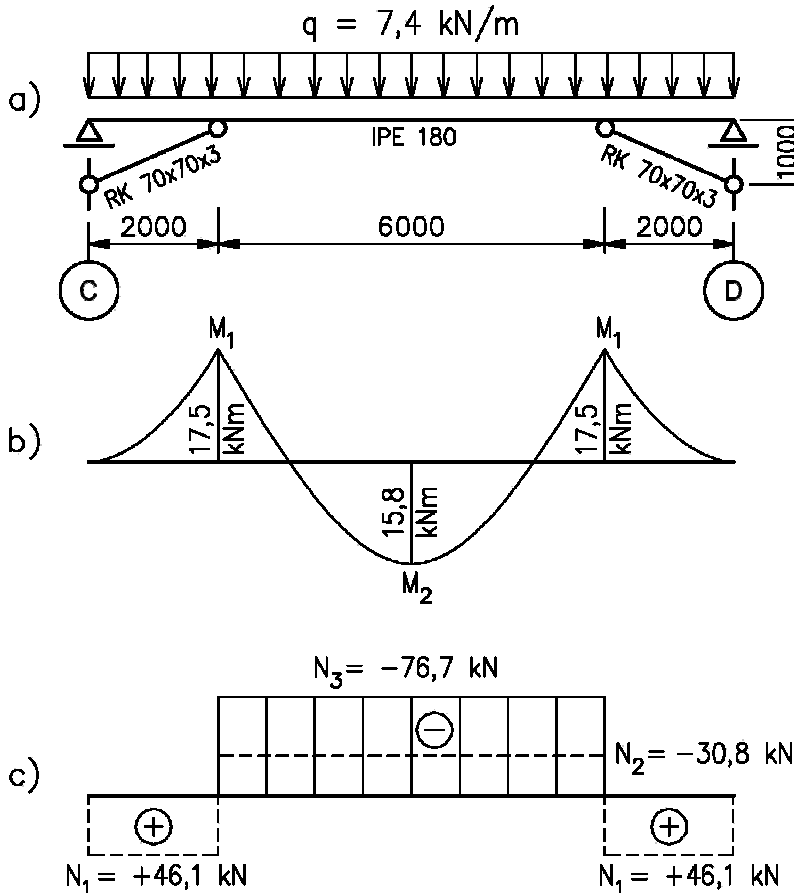


Rys. 4. Widok jednego ze styków doczołowych rygla ramy pomiędzy osiami 1–9' (a) oraz rozwarcie styku w rejonie pasa dolnego (b)

Podczas III etapu rozbudowy hali o 5-tą nawę (rys. 1) zdemontowano całą szkieletową ścianę podłużną w osi 9'. Słupki tej ściany podpięrały wcześniej skrajną płatew IPE180, zlokalizowaną nad zewnętrznym pasem dwuteowego słupa ramy poprzecznej w tej osi (rys. 3b). Nie zamontowano w niej zastrzałów, identycznych jak w innych pośrednich płatwiach (rys. 4a), które przewidywał pierwotny projekt III etapu rozbudowy hali. Płatwie te mogły być przeciążone po zdemontowaniu ściany podłużnej w osi 9', gdyż bez zastrzałów występowały w nich duże wartości momentów zginających.

3. Nietypowa i błędna konstrukcja płatwi dachowych

We współczesnych konstrukcjach dachów hal stalowych często stosuje się przeciwskrętne podparcia rygli dachowych za pomocą obustronnych zastrzałów, biegnących od pasa dolnego rygla do płatwi dachowych. Zastrzały te wykonywane są na ogół z pojedynczych kątowników, a ich śrubowe połączenia z płatwiami i pasami dolnymi rygli dachowych mają pewien niewielki zakres przesuwu w otworach powiększonych. Na ogół nie zakłada się, że te krótkie i stosunkowo wiotkie zastrzały stanowią dodatkowe konstrukcyjne podparcie płatwi.



Rys. 5. Schemat statyczny (a) oraz wykresy momentów zginających (b) i sił osiowych (c) w płatwi

Projektant zamiennej konstrukcji nawy 1–9' postanowił wykorzystać zastrzały przeciwskrętne podparcia rygla ramy jako elementy nośne płatwi (rys. 3a, 4a), wydłużając je znacznie (rys. 5a). Zastrzały wykonano ze sztywnych prętów rurowych o dość dużej nośności na ściskanie. Zabieg ten pozwolił na znaczne zmniejszenie maksymalnego momentu zginającego do wartości $M_1 = 17,5$ kNm (rys. 5b) w stosunku do maksymalnej wartości $M_{max} = 92,5$ kNm, otrzymanej dla wolnopodpartej płatwi bez zastrzałów. Wszystko wskazuje na to, że projektant nie zauważył dość dużej wartości osiowej siły ściskającej w środkowej części płatwi o wartości $N_3 = -76,7$ kN (rys. 5c), wynikającej z zastosowania

zastrzałów podporowych i założenia przesuwności podpór głównych na ryglu ramy (rys. 6). Przesuw poziomy tych głównych podpór w osiach C i D, uzyskany z obliczeń statycznych, wynosi dla schematu z rys. 5a ok. 0,47 mm, a realna konstrukcja umożliwi taki przesuw (rys. 6). Gdyby zablokowana była możliwość przesuwu w oparciu płatwi na pasach górnych rygli ram to osiowa siła ściskająca w środkowej części płatwi byłaby mniejsza i wynosiłaby tylko $N_2 = -30,8$ kN (linia przerywana na rys. 5c).



Rys. 6. Oparcie typowej płatwi IPE180 na pasie górnym dwuteowego rygla ramy

Środkowe części płatwi IPE180 nie są praktycznie zabezpieczone przed wyboczeniem w płaszczyźnie połąci dachowej, gdyż znajdują się tam świetliki dachowe o szerokości ok. 2,4 m, a blachy trapezowe znajdują się już w bliskiej odległości od zastrzałów podporowych i usztywniają rozciągane półki tych płatwi.

Tablica 1. Wyniki sprawdzenia nośności typowych płatwi IPE180 między osiami C-D

Podparcie w osiach C, D	N [kN]	M [kNm]	N_{Rc} [kN]	M_{Rx} [kNm]	φ_y	φ_L	$N/\varphi_y N_{Rc}$	$M/\varphi_L M_{Rx}$
przesuwne	76,7	17,5	729	44,5	0,057	0,579	1,846	0,678
nieprzesuwne	30,8	17,7					0,740	0,688

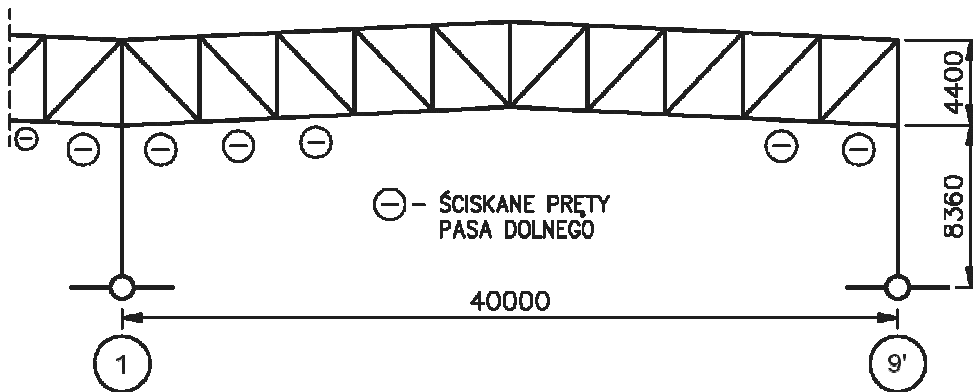
W tablicy 1 przedstawiono wyniki sprawdzenia nośności środkowych części płatwi dachowych IPE180 (rys. 5) ze stali S235. Smukłość ściskanych części płatwi jest bardzo duża ($\lambda_y \approx 292$) przy pominięciu nieznacznego usztywnienia ich przez fragmenty pokrycia w rejonie zastrzałów podporowych. Decydujące znaczenie w ocenie nośności środkowych stref płatwi ma osiowe ściskanie. Powszechnie stosowane płatwie dachowe są przede wszystkim zginanymi belkami, a ich ściskanie osiowe jest z reguły nieznaczące. W analizowanym przypadku sytuacja jest odwrotna i płatwie są przede wszystkim prętami ściskanymi, niedostosowanymi do bezpiecznego przejmowania tak dużych osiowych sił ściskających. Zbyt mała nośność ściskanych i zginanych płatwi dachowych IPE180, zlokalizowanych

między osiami N–K, J–B oraz A'–D', była jedną z głównych przyczyn stwierdzonego zagrożenia awaryjnego hali w nawie 1–9'.

W czteroletnim okresie eksploatacji hali przed jej wzmocnieniem odnotowane przez stacje meteorologiczne obciążenie śniegiem nie przekraczało 60% wartości normowej wg PN-80/B-02010. To niezbyt duże obciążenie śniegiem nieodśnieżanego dachu zapobiegło awarii konstrukcji dachowej hali w nawie 1–9', która byłaby bardzo realna w przypadku wystąpienia normowego opadu śniegu.

4. Brak usztywnienia ściskanych pasów dolnych kratowych rygli ram

W osi A' (rys. 2) zastosowano kratowe rygle dwunawowych ram w osiach 9–1–9'. Niektóre pręty pasów dolnych rygli są prętami ściskanymi, zaznaczonymi znakami „minus” na rys. 7. Ściskane pręty pasa dolnego kratownicy, pokazanej na rys. 7, wykonane były w postaci spawanych dwuteowników $2 \times 10 \times 180 + 6 \times 230$ ze stali S235. Niestety, te ściskane pręty pasów dolnych nie mają żadnych bezpośrednich usztywnień w kierunku prostopadłym do płaszczyzny ramy (rys. 8). Smukłość ściskanego pasa z płaszczyzny kratownicy λ_y była znacznie większa od 250, a nośność zbyt mała, aby bezpiecznie przejąć siłę osiową $N = -336$ kN, działającą w tym przecie.

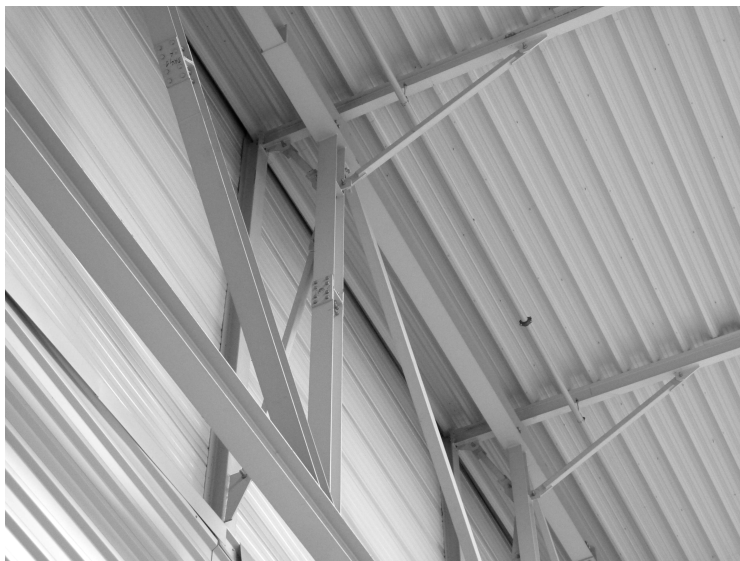


Rys. 7. Schemat ramy poprzecznej nawy 1–9' w osi A' (rys. 2)

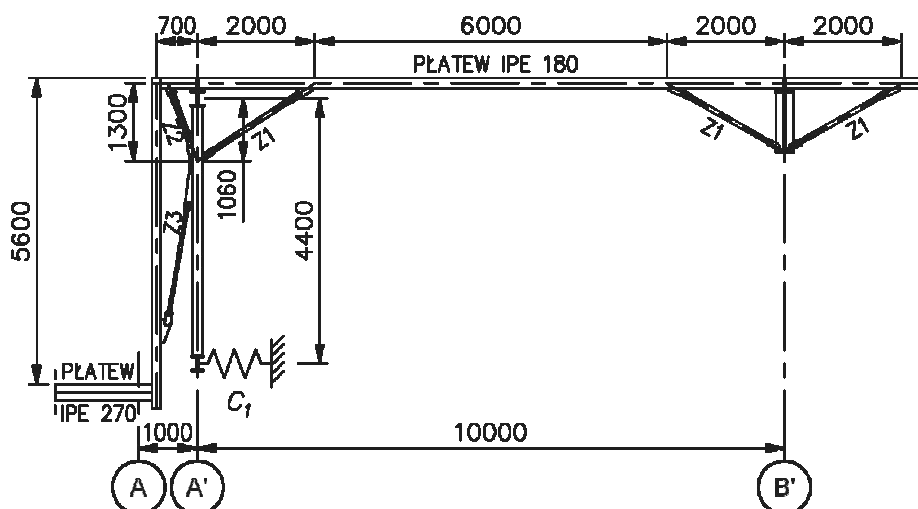
W klasycznej analizie trudno uznać stosunkowo krótkie zastrzały płatwi dachowych, mocowane do słupków kratownic HEA200 (rys. 8, 9) jako skuteczne podparcie boczne węzłów kratownic w pasach dolnych. Korzystając jednak z zaleceń normy DIN18800, T2, dotyczących wyznaczania sprężystości C_I usztywnień poprzecznych ściskanych pasów kratownic mostowych, wyznaczono tę wartość jako $C_I = 42,7$ kN/m (rys. 9).

Po wyznaczeniu sprężystości C_I poprzecznych usztywnień węzłów w ściskanych pasach dolnych przeprowadzono analizę nośności tych pasów wg teorii II rzędu, wykorzystując w tym celu program RM-WIN. Analizowano pręt ściskany o długości 12 m (trzy przedziały kratownicy) ze wstępnymi imperfekcjami w postaci wygięć osi prętów o wartości 1/1000 długości pręta. Ten pręt pasa dolnego kratownicy tracił stateczność przy sile osiowej $N = 292$ kN, a więc nie był w stanie bezpiecznie przejąć obliczeniowej, ściskającej siły osiowej $N = 336$ kN, wywołanej maksymalnym obliczeniowym obciążeniem dachu hali.

Zbyt mała nośność kratownic dachowych w osi A' była jedną z głównych przyczyn stwierdzonego zagrożenia awaryjnego hali w nawie 1–9'.



Rys. 8. Brak bezpośrednich usztywnień węzłów pasów dolnych kratownicy w osi A'



Rys. 9. Schemat do wyznaczenia sztywności C_1 podparcia pasa dolnego kratownicy w osi A'

4. Niektóre błędy wykonawcze

Podczas montażu konstrukcji nośnej nawy 1–9' popełniono wiele błędów i odstępstw od dokumentacji projektowej. Maskowano m.in. rozwarte styki doczołowe rygli ram (rys. 4) wypełniając je masą Belzona. Montowano ciągnowe stężenia dachowe do półek płatwi, pomimo projektowego niedostosowania wymiarów końcówek tych stężeń do szerokości półek płatwi IPE180 (rys. 10a). W nawie 1–9' nie zamontowano zaprojektowanych zastrzałów Z3 (rys. 9, 10b), stabilizujących wieszaki płatwi IPE270 w niższej części dachu (rys. 9). Zagrożona była przez to stabilność oparcia płatwi IPE270 na wąskich wspornikach wieszaków. Wieszaki Z3 zamontowano jedynie w nawie 9–1 (rys. 8).

Podczas III etapu rozbudowy hali (rys. 1) zdemontowano na stałe ścianę podłużną w osi 9' zapominając o potrzebie zamontowania projektowanych zastrzałów istniejących płatwi IPE180 (rys. 3b), przez co płatwie te były przeciążane nawet podczas niezbyt dużych obciążeń śniegiem, co skutkowało ich trwałymi ugięciami plastycznymi.



Rys. 10. Wadliwe mocowania stężeń dachowych do płatwi (a) oraz brak zastrzałów Z3 wg rys. 9 w wieszakach płatwi w osi A nawy 1–9'

5. Uwagi końcowe

Poszukiwanie oszczędności materiałowych przez wykonawców hal stalowych poprzez różne zmiany w poprawnie wykonanym projekcie budowlanym prowadzi często do zmniejszenia bezpieczeństwa tych hal. W projektach zamiennych przyjmowane są często zbyt optymistyczne założenia odnośnie współpracy blach trapezowych pokrycia z płatwiami dachowymi. Rezygnuje się też często z wielu niezbędnych stężeń konstrukcji nośnej. Nawet stosunkowo niewielkie błędy wykonawcze w tak oszczędnie zaprojektowanych halach mogą mieć zwielokrotnione skutki, i mogą prowadzić do stanów awaryjnych tych obiektów. Przedstawiony w referacie przykład zagrożonej awaryjnie hali potwierdza te spostrzeżenia.

Wydaje się, że projektanci hal stalowych powinni wykazywać większą ostrożność przy podpisywaniu zgody na tzw. odchudzanie konstrukcji przez wykonawców. W przypadku decyzji o zmianach w projekcie projektanci ci powinni obligatoryjnie pełnić nadzór autorski nad realizacją obiektu.

Literatura

1. Biegus A., Rykaluk J.: Katastrofa hali Międzynarodowych Targów Katowickich w Chorzowie. *Inżynieria i Budownictwo* nr 4/2006, s. 183÷189.
2. Hołała E., Rykaluk K., Ignatowicz R.: Awaryjne zagrożenie stalowej konstrukcji dachu hali widowiskowo-sportowej w Sopocie. XXIV Konferencja Naukowo-Techniczna „Awarie Budowlane”, Szczecin-Międzyzdroje, 26-29 maja 2009, s. 827÷834.
3. Kowal A.: Bezpieczeństwo hal namiotowych. *Przegląd Budowlany*, nr 5/2010, s. 121÷123.
4. Runkiewicz L.: O awariach i katastrofach budowlanych w Polsce w latach 1962÷2004. *Inżynieria i Budownictwo*, nr 4/2006, s. 193÷195.
5. Wuwer W., Swierczyna S.: O niektórych przyczynach katastrofy stalowej konstrukcji przekrycia pawilonu handlowego. *Inżynieria i Budownictwo*, nr 3/2008, s. 146÷149.