

ANALIZA PRZYCZYŃ AWARII KRATOWEJ KONSTRUKCJI STALOWEJ HALI PRODUKCYJNEJ

Łukasz Supeł, Jarosław Jędrysiak

Politechnika Łódzka, Łódź

Streszczenie. Celem pracy jest analiza awarii stalowej konstrukcji kratowej hali produkcyjnej i jej przyczyn. Awarii uległa konstrukcja główna wzniesiona przy rozbudowie obiektu, zbudowana z dźwigarów kratowych opartych za pośrednictwem krótkich słupów podporowych na belkach istniejącej estakady suwnicy. Krótco po rozbudowie budynku słupy znacznie wychyliły się od pionu, a wraz z nimi dźwigary. Jako przyczynę awarii wskazano wadliwe kształtowanie układu stężającego oraz konstrukcji głównej, spowodowane pominięciem przez projektanta niektórych przypadków złożonego zachowania się przestrzennego ustroju, np. gdy wiatr przeważa ciężar dachu. W pracy wskazano, jak istotne jest prawidłowe kształtowanie stężeń oraz właściwe odwzorowanie konstrukcji modelem obliczeniowym, szczególnie przy projektowaniu kratownic, gdy powszechnie przyjmuje się model o dwóch lub trzech stopniach swobody w węźle. Taki model nie zawsze pozwala zapewnić odpowiedni zapas bezpieczeństwa.

Słowa kluczowe: awaria zadaszenia, stateczność kratownicy, przechył kratownicy

WSTĘP

Celem pracy jest przedstawienie zakresu i przyczyny awarii kratowej konstrukcji stalowej hali produkcyjnej rozbudowanego obiektu zakładu wytwarzającego betonową kostkę brukową, zlokalizowanego w województwie warmińsko-mazurskim. Awaria konstrukcji nastąpiła w krótkim czasie po oddaniu budynku do użytkowania. Konstrukcja główna budynku zaczęła się przechylać, co stało się podstawą wstrzymania użytkowania obiektu do czasu wykonania niezbędnych napraw i wzmocnień.

Zastosowanie konstrukcji kratowej jest skutecznym sposobem zmniejszenia masy konstrukcji. Praktyka projektowa wskazuje jednak, że kratownice ze względu na stopień skomplikowania obliczeń są jednym z najczęściej ulegających awarii rodzajów konstrukcji. Problemy w większości przypadków wynikają z nie dość wnikliwej analizy

Adres do korespondencji – Corresponding author: Łukasz Supeł, Politechnika Łódzka, Wydział Budownictwa, Architektury i Inżynierii Środowiska, Katedra Mechaniki Konstrukcji, Zakład Konstrukcji Stalowych, al. Politechniki 6, 90-924 Łódź, e-mail: lukasz.supel@p.lodz.pl;

złożonego zachowania się przestrzennego układu na etapie projektowania, z rutynowego przyjęcia uproszczonych modeli kratownic czy z przesadnie oszczędnego kształtowania konstrukcji, często pod naciskiem inwestora. Dość często w przypadku budynków o lekkiej obudowie i konstrukcji pomijany jest przypadek, kiedy unoszenie połączeń przez wiatr przeważa jej ciężar. Analizę przyczyn różnych awarii konstrukcji kratowych przedstawiali w swych pracach: Paczkowska i Paczkowski [2009], Wuwer i Swierczyńska [2009], Hołała i in. [2009, 2011], Niewiadomski [2011], Ajdukiewicz i Sawczuk [2011], Gierczak i in. [2011, 2013], Matysiak i Grochowska [2013], Król i in. [2013].

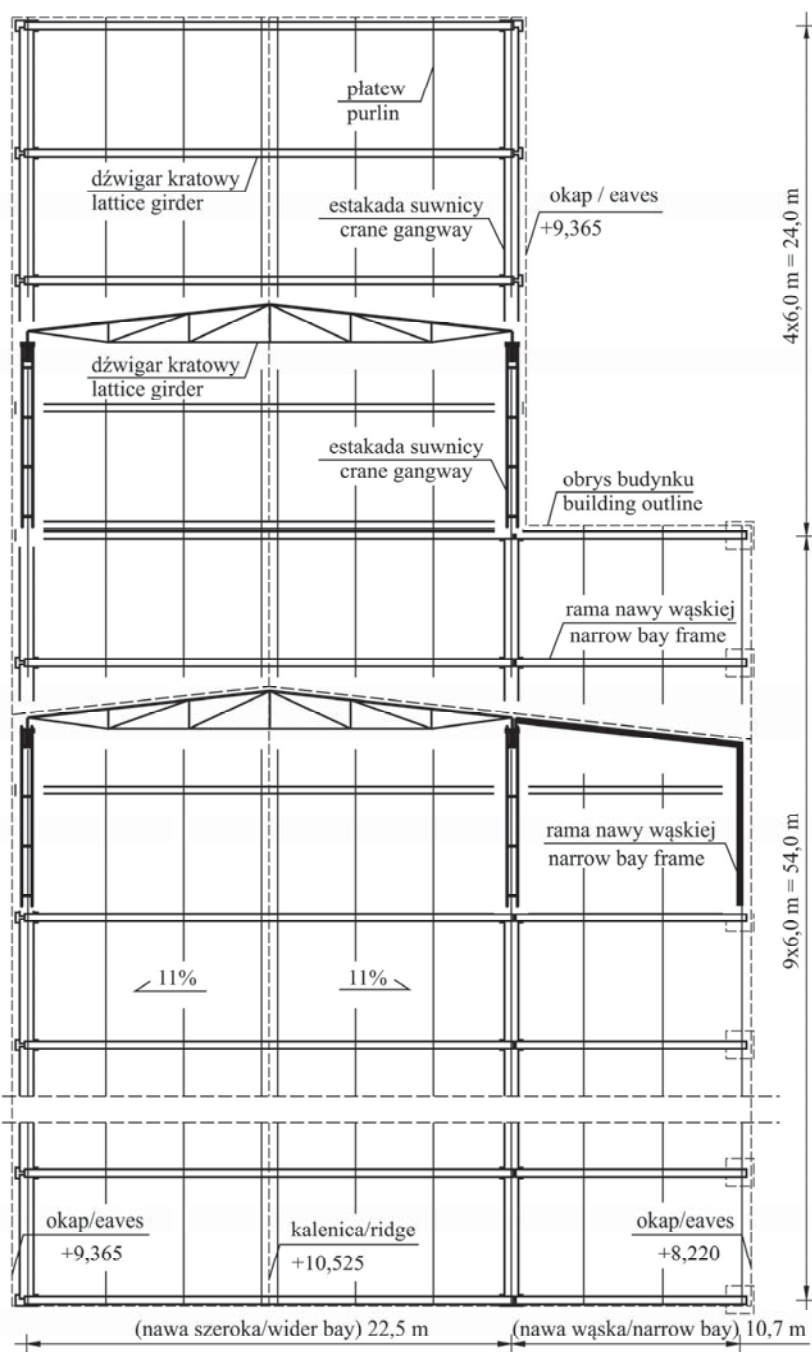
OPIS KONSTRUKCJI OBIEKTU

W konstrukcji wykorzystano estakadę suwnicy, będącej na wyposażeniu działającego wcześniej zakładu prefabrykatów budowlanych. Estakada jest o konstrukcji żelbetowej prefabrykowanej. Konstrukcję estakady usytuowano na ortogonalnej siatce osi o wymiarach $22,5 \times 78,0$ m. Estakadę podpira czternaście par słupów rozstawionych w osiach co 6,0 m.

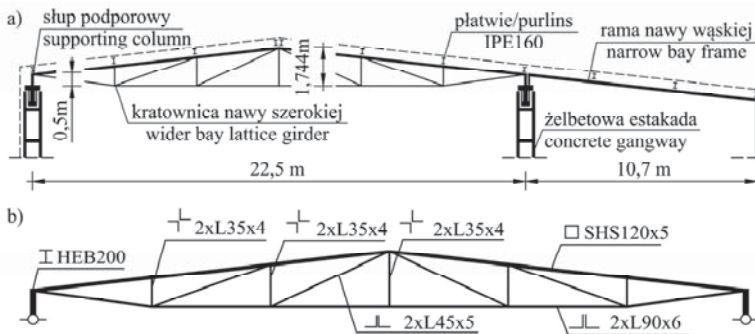
Słupy estakady są prefabrykowane, dwugałęziowe, o periodycznym przewiązaniu gałęzi. Utwierdzono je w stopach fundamentowych w obu płaszczyznach. Belki podsuwnicowe są jednoprzęsłowe, żelbetowe, sprężane, swobodnie oparte na słupach. W osi słupów pomiędzy belkami jest przerwa dylatacyjna. Suwnicę przed rozbudową budynku zdemontowano.

Budynek po przebudowie jest dwunawowy o dachu dwuspadowym. Nową konstrukcję wykonano jako stalową, o lekkiej obudowie, ze stali gatunku St3S. Rzut konstrukcji dachu pokazano na rysunku 1. Budynek przeznaczono do produkcji kostki brukowej, z użyciem sprzętu mechanicznego niezbędnego do tego procesu, w tym urządzeń wibrujących. Nawa szeroka, wykorzystująca istniejącą konstrukcję żelbetową, ma w osiach 22,5 m rozpiętości i 78,0 m długości. Nawa wąska ma szerokość w osiach 10,7 m i jest krótsza od sąsiadującej nawy. W przyjętym podziale modułarnym nawa dłuższa i szersza ma 13 przęseł, a nawa krótsza i węższa ma ich 9. Układ osi konstrukcji na długości budynku w obu nawach jest zgodny. Przy zróżnicowanych długościach naw budynek jest zbudowany na planie litery L. Budynek w obrysie zewnętrznym ma wymiary $34,075 \times 78,80$ m. Dach budynku ma jednakowe spadki obu połączeń, a kalenica przebiega w osi symetrii szerokiej nawy. Budynek ma kalenicę na wysokości 10,525 m nad poziomem terenu, a okapy dachów naw szerokiej i wąskiej mają tak odniesione wysokości równe odpowiednio 9,365 m i 8,220 m.

W konstrukcji rozbudowywanego obiektu hali produkcyjnej wykorzystano całą istniejącą konstrukcję estakady suwnicy, tj.: fundamenty, prefabrykowane słupy i belki podsuwnicowe. W istniejącej nawie szerokiej dodane zostały trapezowe, płaskie, jednoprzęsłowe kratowe wiązary stalowe, o wysokości konstrukcji w kalenicy równej 1,744 m (rys. 2a). Wiazary kratowe usytuowano w osiach istniejących słupów żelbetowych estakady. Oparto je swobodnie nieprzesuwnie na dwóch sąsiadujących ze sobą żelbetowych belkach podsuwnicowych, w miejscu ich dylatacji podporowej. Położenie konstrukcji drugorzędnej dachu dopasowano do skratowania. Słupy i krzyżulce kratownic podpierają pas górny w odstępach co 3,75 m. Pas górny wiazarów kratowych wykonano z przekroju zamkniętego kwadratowego, natomiast skratowanie i pas dolny wykonano ze zdwojonych



Rys. 1. Rzut konstrukcji głównej i drugorzędnej dachu
 Fig. 1. Drawing of the main and secondary structure of the roof



Rys. 2. Konstrukcja główna dachu: a – widok, b – przekroje
 Fig. 2. Main structure of the roof: a – side view, b – cross-sections

i przewiązanych periodycznie kątowników równoramiennych. Skratowanie i pasy połączone w węzłach za pomocą blach (rys. 2b). Połączenia montażowe w kalenicy i na podporach przewidziano jako śrubowe. Wiązary kratowe wyniesiono na podporze na wysokość około 0,5 m nad górny poziom belek podsuwnicowych za pomocą słupów dwuteowych, sztywno połączonych z pasem górnym. Słupy podporowe od spodu zakończono blachą podstawy i połączono swobodnie z dwoma belkami podsuwnicowymi przy użyciu kotew. Słupów nie stężono w płaszczyźnie bocznej.

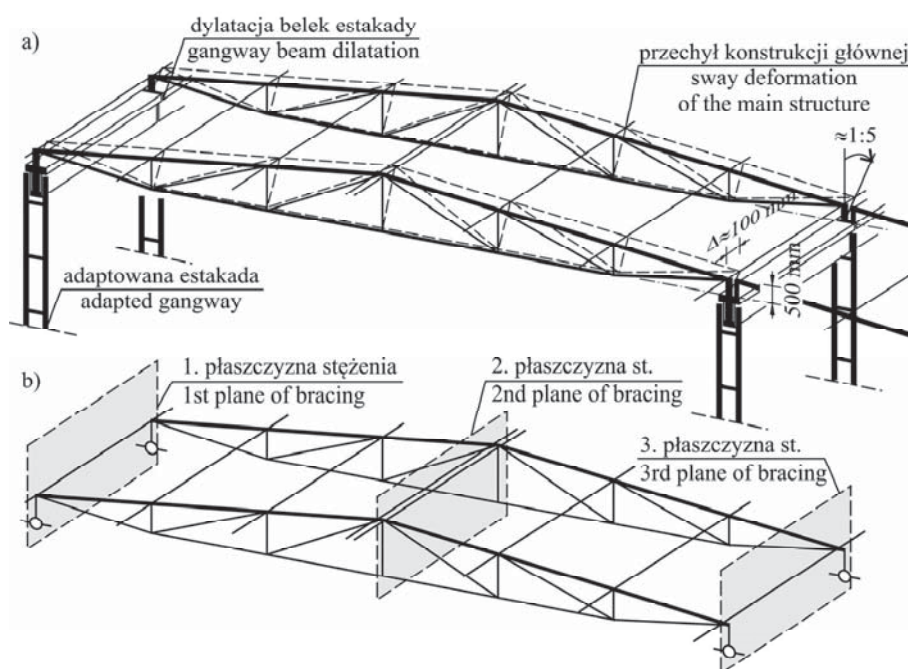
W nawie wąskiej, szerokości 10,7 m, dobudowywanej do nawy estakady, konstrukcja stalowa jest ramą złożoną ze słupa i z rygla. Elementy ram wykonane są z dwuteowników walcowanych równoległościennych i połączone sztywno w narożu. Słup ramy opiera się swobodnie nieprzesuwnie na stopie fundamentowej.

Rygiel ramy, podobnie jak sąsiadujące kratownice, opiera się swobodnie nieprzesuwnie na wierzchu dwóch sąsiadujących ze sobą żelbetowych belek podsuwnicowych w miejscu ich dylatacji podporowej. Konstrukcje głównych dwóch naw nie są ze sobą bezpośrednio połączone, a jedynie usytuowane obok siebie. Ich deformacja jest w dużym stopniu niezależna, a jedyna współpraca wynika z przyłączenia wspólnej konstrukcji poszycia dachu. Konstrukcję drugorzędą dachu stanowią płatwie dachowe wykonane z dwuteowników równoległościennych. Są one rozmieszczone na pasie górnym kratownic co 3,75 m w rzucie dachu w nawie szerokiej budynku i nieregularnie na ryglu ramy L nawy wąskiej, w różnych rozstawach – od 3,5 do 3,6 m. Płatwie mają rozpiętość równą rozstawowi konstrukcji głównej, tj. 6,0 m. Zaprojektowano je jako swobodnie podparte, lecz na etapie montażu zrealizowano jako belki Gerbera połączone między sobą przegubowo w około 1/4 rozpiętości, w co drugim przęśle.

W konstrukcji dachu wykonano tężniki poprzeczne uzyskane poprzez dodanie do konstrukcji głównej i drugorzędnej okrągłych krzyżulców wiotkich w układzie X. W konstrukcji nie zastosowano stężeń pionowych słupów podporowych kratownic, zabezpieczających je przed przemieszczeniami z płaszczyzny ustroju. Pominięto również stężenia poprzeczne pionowe kratownic w linii kalenicy. Poszycie dachu budynku wykonano z 15-centymetrowych styropianowych płyt warstwowych. Podobnie wykonano obudowę ścian, przy czym zastosowano płyty o mniejszej, 10-centymetrowej grubości. Budynek jest ocieplony, lecz nieogrzewany.

OPIS AWARII I ANALIZA PRZYCZYŃ POWSTANIA PRZECHYŁU SŁUPÓW PODPOROWYCH

Opisany wcześniej budynek został wyłączony z użytkowania przez powiatowego inspektora nadzoru budowlanego. Podstawą wstrzymania użytkowania budynku było ujawnienie się wady konstrukcji stalowej dachu, polegającej na wychyleniu się od pionu słupów podporowych dźwigarów, znacznie przekraczającym wartości graniczne przechyłu słupa. Maksymalne wartości przechyłu przekraczały niemal 30-krotnie wartość graniczną. Wychyliły się słupy podporowe większej części kratownic nawy szerokiej budynku, po obu stronach oparcia tych dźwigarów. Deformację powstałą w czasie awarii przedstawiono schematycznie na rysunku 3a.



Rys. 3. Dźwigary kratowe: a – deformacja w stanie awaryjnym, b – płaszczyzny wymagające podparcia bocznego

Fig. 3. Lattice girders: a – failure deformation, b – planes of the necessary lateral supports

Wyniesienie dźwigarów na słupach podporowych spowodowało przesunięcie środka ciężkości ustroju powyżej osi przechodzącej przez punkty oparcia na belkach estakady. Tym samym dźwigary wymagały bocznej stabilizacji nie tylko przy obciążeniach unoszących, ale również grawitacyjnych. Przyczyną powstania stanu awaryjnego była wada konstrukcji, polegająca na nieprawidłowym kształtowaniu stężeń budynku. W konstrukcji nawy szerokiej nie przewidziano kompletu stężeń pionowych, których zadaniem jest przejąć siły z tężnika połaciowego poprzecznego i przekazać je dalej na fundament lub inną konstrukcję, która jest w stanie przejąć te siły. Stężenie pionowe ścienne umieszczo-

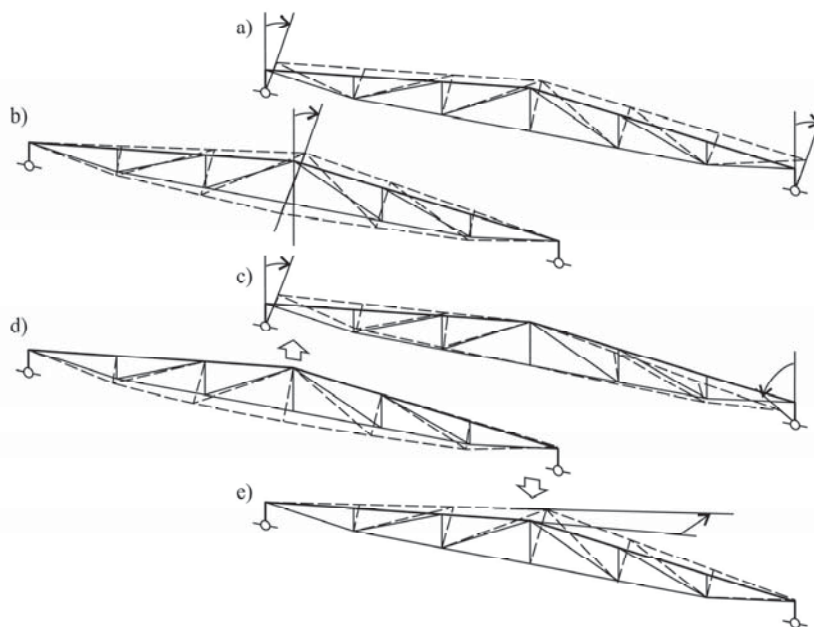
no jedynie po jednej stronie budynku, w ścianie zewnętrznej nawy wąskiej. Granice nawy szerokiej hali wyznacza konstrukcja żelbetowa estakady, która jest dostatecznie nośna i sztywna, by spełnić funkcje zarówno konstrukcji głównej, jak i stężącej. Płaszczyzna dachu, a więc płaszczyzna ustroju, który należy podeprzeć konstrukcją stężającą, jest zdystansowana od konstrukcji estakady słupami podporowymi. Słupy nie zostały stężone bocznie przez choćby najprostsze prętowe stężenie pionowe, łączące ustrój dachu z konstrukcją estakady suwnicy. Przykłady takich stężeń oraz płaszczyzny ich umieszczenia podano w wielu podręcznikach projektowania (np. Biegus [2003]). Płaszczyzny brakujących stężeń na rysunku 3b oznaczono jako „1. płaszczyzna stężenia” i „3. płaszczyzna stężenia”. W przypadku przedstawionej konstrukcji mogłyby to być zastrzały, łączące słupy podporowe z belkami podsuwnicowymi lub płatwiami albo lekka kratownica o krzyżulcach wiotkich w układzie X. Słupy podporowe same mają zbyt małą sztywność, by jako konstrukcja główna przejąć funkcję brakującej konstrukcji stężącej. Przy takich elementach dystansowych w przestrzennej strukturze konstrukcji tężnik połaciowy poprzeczny może z niewielkim oporem przesuwać się wraz z dachem nad belkami podsuwnicowymi estakady wzdłuż ich osi. Ten ruch nie jest swobodny, ale jest ograniczany jedynie przez sztywność obudowy i niemal znikomą sztywność słupów podporowych. Tężnik połaciowy poprzeczny ma tym samym tylko jedną podporę o odpowiedniej sztywności usytuowaną w ścianie nawy wąskiej, a estakady żelbetowe, mimo dostatecznej sztywności, niestety nie stanowią jego podpór. Choć tężnik połaciowy poprzeczny w budynku jest kształtowany w sposób poprawny, to wskutek wadliwego oparcia na konstrukcji stężeń pionowych sam stał się konstrukcją wadliwą i niezdolną do stawiania oporu o określonej wartości. Zadaniem tężnika połaciowego poprzecznego jest stabilizacja konstrukcji głównej dachu w jej pierwotnym położeniu oraz przejęcie dużych oddziaływań od wiatru napierającego na ściany szczytowe budynku. Jest to najważniejsze stężenie konstrukcji hali.

Jeśli konstrukcja stężąca budynku jest wadliwie kształtowana i żadna inna konstrukcja nie zastępuje jej funkcji, to budynek, zamiast przejąć oddziaływania i przekazać je na fundamenty, podda się obciążeniom, zmieniając geometrię do momentu uzyskania nowego stanu równowagi, na przykład nadmiernie się deformując albo ulegając katastrofie. Ustrój przestrzenny konstrukcji nawy szerokiej należy zaklasyfikować z powyższych powodów jako bliski mechanizmowi, ponieważ nie spełnia podstawowego założenia stateczności konstrukcji, tj. geometrycznej niezmienności. Zdaniem autorów do poważniejszej w skutkach awarii nie doszło dlatego, że funkcję stężącą budynku przejęła konstrukcja poszycia o odpowiedniej sztywności tarczowej. Wada konstrukcji jest skutkiem niewłaściwego projektowania ustroju stężącego, przez co obiekt z założenia nie mógł przejąć obciążeń, na których działanie powinien być odporny.

Kolejną wadą konstrukcji nawy szerokiej, która mogła przyczynić się do powstałego stanu awaryjnego, jest brak stężenia pionowego dźwigarów kratowych w płaszczyźnie kalenicy. Takie stężenie podpira bocznie pasy dolny i górny. Jego zadaniem jest stabilizacja konstrukcji głównej tak, by była obciążona w płaszczyźnie swojej największej sztywności, tj. by możliwie najbardziej efektywnie stawiała opór obciążeniom. Płaszczyzną brakującego stężenia kalenicowego na rysunku 3b oznaczono jako „2. płaszczyzna stężenia”. W miejscu gdzie pas ściskany zmienia kierunek (kalenica) lub tam gdzie występuje na nim połączenie śrubowe, zawsze należy go stabilizować bocznie. Najważniejszą

funkcją stężenia pionowego w kalenicy jest zabezpieczenie dźwigara lekkiej konstrukcji przed skutkiem obciążenia unoszącego dachu, przeważającego ciężar własny jego konstrukcji. W lekkiej konstrukcji stalowej przypadek obciążenia unoszącego należy często potraktować z większą uwagą niż przypadek obciążenia grawitacyjnego. Jeśli lekka konstrukcja nie jest zabezpieczona przed skutkami unoszenia od wiatru, to nawet niewielka siła ściskająca powstająca w pasie dolnym może spowodować jego wygięcie boczne, a dalej skrzywienie dźwigarów i, na przykład, przechył słupów podporowych.

Stężenia boczne słupów podporowych i stężenia pionowe w płaszczyźnie kalenicy umieszcza się w strukturze konstrukcji z tego samego powodu. W konstrukcji dachu nawy szerokiej żadne z tych stężeń w ogóle nie zostało zaprojektowane. Kratownice mają pewną nośność i sztywność w swojej płaszczyźnie, która może być wykorzystana pod warunkiem, że są one bocznie stabilizowane. Dźwigary kratowe nieodpowiednio stężone w liniach podpór i w kalenicy mogą się przechylić (rys. 4a), skrzywić (rys. 4b) lub ulec deplanacji (rys. 4c). Wskutek unoszenia połaci przez oddziaływanie od wiatru może wyboczyć się pas dolny (rys. 4d), a przy obciążeniu grawitacyjnym pas górny kratownicy dachu dwuspadowego w miejscu połączenia śrubowego w kalenicy, niestabilizowany bocznie, może wygiąć się w kierunku podłużnym budynku (rys. 4e).



Rys. 4. Modele zniszczenia niedostatecznie stężonych dźwigarów kratowych (opis w tekście)
 Fig. 4. Failure models of insufficiently laterally supported lattice girders (description in text)

Słupy podporowe kratownic zostały oparte w miejscu dylatacji między belkami podsunnicowymi żelbetowej estakady, po połowie na dwóch belkach. Po pierwsze, przekazywanie dużej siły dociskającej, wyrywającej lub tnącej na samym skraju żelbetowego elementu może prowadzić do skośnego wykuszania się jego końcowych fragmentów,

a po drugie, i co wydaje się być poważniejszym problemem, takie rozwiązanie prowadzi do mimośrodowego oparcia kratownic. Z powodu nawet minimalnej różnicy wykonania sąsiadujących elementów obciążenie będzie przekazywać się niemal w całości na ten element, który jest wyższy. Mowa tu o różnicy na poziomie rzędu nawet 1 mm, co przy tolerancjach wytwarzania prefabrykatów żelbetowych jest bezsporne. Przy różnicy poziomów sąsiadujących elementów słupów, opierając się na nich, przechylili się, niwelując tę różnicę, przy czym oznacza to powstanie wstępnej imperfekcji przechyłowej, którą będą pogłębiać oddziaływania pionowe. Ponadto w projekcie przyjęto zbyt małe kotwy, łączące podstawę słupów z belkami. Siły wrywające kotwy od obciążenia unoszącego i siły tnące od sił rozporu od obciążenia grawitacyjnego są bliskie wartościom granicznym podanym w katalogach kotew rozporowych różnych producentów. Przy czym wartości katalogowe dotyczą kotew osadzonych w miejscu, które położone jest wystarczająco daleko od naroży i krawędzi. W trakcie awarii wraz z przechyłem słupów podporowych nastąpiło wyciągnięcie kotew z podłoża, gdy siły wrywające kotwy zwiększyły się wskutek załomu plastycznego blachy podporowej i powstania efektu dźwigni.

METODYKA BADAŃ I WYNIKI ANALIZY KONSTRUKCJI

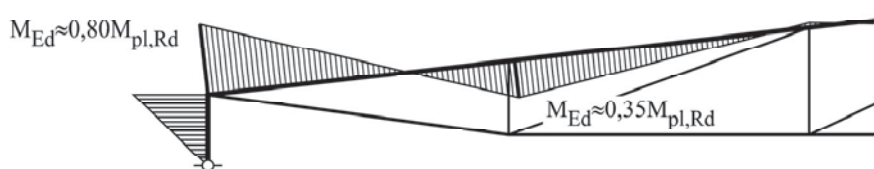
Na potrzeby wykonania opinii dotyczącej przyczyn awarii i ogólnego stanu technicznego budynku autorzy przeprowadzili weryfikację stanów granicznych konstrukcji. Geometrię konstrukcji, zgodnie ze wskazaniem zamawiającego opinię, przyjęto na podstawie dokumentacji projektowej. Jako podstawę prawną przyjęto normy krajowe, obowiązujące na przełomie 2005 i 2006 roku, kiedy powstał projekt przebudowy. Na podstawie tak oszacowanych oddziaływań analizowano siły wewnętrzne i deformację konstrukcji przy użyciu programu numerycznego Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2012. Trójwymiarowy model konstrukcji zbudowano z prętowych elementów skończonych o sześciu stopniach swobody w węźle. Model przestrzenny konstrukcji pozwala na lepsze odwzorowanie wzajemnego przekazywania pól przemieszczeń pomiędzy podukładami przestrzennej konstrukcji niż w przypadku wydzielonych podukładów płaskich. Przy weryfikacji stanów granicznych kratownic uwzględniono wpływ zginania [Goczek i in. 2013].

Analiza konstrukcji z użyciem modelu numerycznego ujawniła liczne wady wynikające z niedoszacowania nośności lub sztywności elementów. W niektórych przypadkach przekroczenie było istotne. Płatwie z powodu rzadkich połączeń nie mogły być uznane za stężone w płaszczyźnie bocznej przez płyty warstwowe. W przypadku poszycia z płyt warstwowych płatwie obciążone są dwukierunkowo, a w obliczeniach przyjmuje się niekorzystne współczynniki stateczności ogólnej. Płatwie mają dość duży rozstaw, budynek znajduje się w drugiej strefie śniegowej, warunki podparcia i obciążenia płatwi są niekorzystne, nie zastosowano stężeń międzypłatwiowych, a jednocześnie przyjęto mały przekrój płatwi (IPE160). Wszystkie płatwie dachu, z nielicznymi wyjątkami, miały przekroczone stany graniczne nośności (średnio o 50%) i użyteczności (średnio o 20%).

Przekroczenia stanu granicznego nośności stwierdzono również w wielu prętach kratownic nawy szerokiej. Przy kombinacji grawitacyjnej wyłączenie pasa górnego przekraczało o ponad 40% warunek normowy. Część problemów ujawniła się w kombinacji unoszącej, gdy zmienia się zwrot obciążeń w poszczególnych prętach. Smukłość niektórych

prętów kratownicy była zbyt duża, by przy ściskaniu spełniły one warunek stateczności. Dla przykładu niektóre ściskane krzyżulce miały smukłość równą 307. Według normy PN-90/B-03200 graniczna smukłość prętów wynosiła 250. Niestężony bocznie pas dolny, o smukłości giętej równej 610, również uznano za niestateczny przy unoszeniu połaci.

Dodatkowy problem stwierdzono w obszarze podporowym kratownicy. Sztywne połączenie słupów kratownic z pasem górnym oraz sztywność konstrukcji estakady powodują powstanie w połączeniu słupów i pasów dużego momentu zginającego od sił rozporu. Przekroczenie nie dotyczy stateczności pręta, lecz znacznego przekroczenia nośności plastycznej przekroju (średnio o 40%), co wymaga trudniejszych wykonawczo wzmocnień. W obszarze sztywnego węzła łączącego słup podporowy z pasem górnym kratownicy powstał moment zginający, którego wartość wyniosła około 80% nośności plastycznej przekroju przy zginaniu, co pokazano na rysunku 5. Wyteżenie zwiększa siła podłużna.



Rys. 5. Moment zginający w pasie dźwigara kratowego

Fig. 5. Bending moment in chord of lattice girder

PODSUMOWANIE

Przyczyną stanu awaryjnego było niedostatecznie uważne potraktowanie przez projektanta konstrukcji stężającej. Nie zastosował on stężeń pionowych w płaszczyznach słupów podporowych kratownic oraz w kalenicy.

Nie jest jasne, które z wszystkich możliwych obciążeń konstrukcji było bezpośrednią przyczyną wychylenia się słupów podporowych. Biorąc pod uwagę porę roku, w której ujawniła się wada konstrukcji, najbardziej prawdopodobną bezpośrednią przyczyną awarii jest wiatr wiejący wzdłuż budynku, powodujący napór na ścianę szczytową. Konstrukcja ściany szczytowej przekazuje oddziaływania od wiatru na konstrukcję stężającą dachu, a dalej – na konstrukcję stężającą ścian. Jeśli konstrukcja stężająca budynku jest wadliwie kształtowana, to budynek zamiast przejąć oddziaływania, podda się im, nadmiernie się deformując lub ulegając zniszczeniu.

Równie prawdopodobną przyczyną powstałej deformacji jest unoszenie połaci dachu przez wiatr i ściskanie pasów dolnych kratownic. Pasy, wypaczając się, spowodują deformację skrętną kratownic i wychylenie słupów podporowych.

W konstrukcji, poza wadami nieprawidłowego jej kształtowania, wykryto liczne i istotne przekroczenia stanu granicznego nośności.

Konstrukcja hali wymagała napraw, które zostały bezzwłocznie przeprowadzone. W przypadku lekkiej konstrukcji stalowej przestaje mieć zastosowanie zasada powszechnie stosowana w budownictwie, że konstrukcję należy wzmocnić przed opadami

śniegu. W przypadku konstrukcji lekkich równie niebezpieczny jest silniejszy wiatr, który może wystąpić przez cały rok.

Projektant pominął niektóre z istotnych przypadków złożonego zachowania się konstrukcji i niektórych przypadków obciążenia. Kształtowanie kratownic, których pas górny jest zauważalnie większy i sztywniejszy od pasa dolnego, wskazuje, że projektant pominął przypadek, kiedy obciążenie unoszące przeważa ciężaru dachu. W układach o małej masie oba pasy powinny być porównywalne.

Przy projektowaniu kratownic powszechnie stosowany jest model płaskich lub przestrzennych układów zbudowany z kratowych elementów skończonych, o odpowiednio dwóch lub trzech stopniach swobody w węźle. Tym samym pomija się momenty zginające pojawiające się w prętach rzeczywistych konstrukcji kratowych. Tylko przy zachowaniu określonych zasad kształtowania takie założenie można uznać za dostatecznie bezpieczne. W przedstawianej konstrukcji zaprojektowano kratownice względnie niskie, o ciągłych pasach i o skratowaniu sztywno połączonym z pasami. Ta konstrukcja powinna być analizowana przy użyciu modeli zbudowanych z prętowych elementów skończonych o trzech lub sześciu stopniach swobody w węźle, odpowiednio w przypadku konstrukcji płaskiej i przestrzennej.

PIŚMIENNICTWO

- Ajdkiewicz C., Sawczuk F., 2011. Analiza przyczyn zagrożenia bezpieczeństwa dachu nad wielkopowierzchniowym obiektem handlowym. XXV Konferencja Naukowo-Techniczna „Awarie budowlane 2011”. Szczecin – Międzyzdroje. Wydawnictwo Uczelniane Zachodniopomorskiego Uniwersytetu Technologicznego, Szczecin, 551–560.
- Biegus A., 2003. Stalowe budynki halowe. Arkady, Warszawa.
- Gierczak J., Ignatowicz R., Lorenc W., 2011. Awaria obserwatorium meteorologicznego na Śnieżce. XXV Konferencja Naukowo-Techniczna „Awarie budowlane 2011”. Szczecin – Międzyzdroje. Wydawnictwo Uczelniane Zachodniopomorskiego Uniwersytetu Technologicznego, Szczecin, 785–792.
- Gierczak J., Ignatowicz R., Lorenc W., Rowiński S., 2013. Konstrukcja stalowego dachu spodka dolnego obserwatorium meteorologicznego na Śnieżce w kontekście oceny stanu przedawaryjnego. XXVI Konferencja Naukowo-Techniczna „Awarie budowlane 2013”. Szczecin – Międzyzdroje. Wydawnictwo Uczelniane Zachodniopomorskiego Uniwersytetu Technologicznego, Szczecin, 491–498.
- Goczek J., Supeł Ł., Gajdzicki M., 2013. Przykłady obliczeń konstrukcji stalowych. Wydawnictwo Politechniki Łódzkiej, Łódź.
- Hotała E., Rykaluk K., Ignatowicz R., 2009. Awaryjne zagrożenie stalowej konstrukcji dachu hali widowiskowo-sportowej w Sopocie. XXIV Konferencja Naukowo-Techniczna „Awarie budowlane 2009”. Szczecin – Międzyzdroje. Wydawnictwo Uczelniane Zachodniopomorskiego Uniwersytetu Technologicznego, Szczecin, 827–834.
- Hotała E., Rykaluk K., Hotała P., 2011. Zagrożenie awaryjne stalowej konstrukcji hali wskutek błędów projektowych i wykonawczych. XXV Konferencja Naukowo-Techniczna „Awarie budowlane 2011”. Szczecin – Międzyzdroje. Wydawnictwo Uczelniane Zachodniopomorskiego Uniwersytetu Technologicznego, Szczecin, 801–808.
- Król P., Wierzbicki S., Żółtowski W., 2013. O przyczynach zerwania krzyżulców przypodporowych dźwigarów dachowych i koncepcji ich naprawy. XXVI Konferencja Naukowo-Techniczna „Awarie budowlane 2013”. Szczecin – Międzyzdroje. Wydawnictwo Uczelniane Zachodniopomorskiego Uniwersytetu Technologicznego, Szczecin, 523–530.

- Matysiak A., Grochowska E., 2013. Wpływ błędów procesu budowlanego na awarię konstrukcji dachu hali. XXVI Konferencja Naukowo-Techniczna „Awarie budowlane 2013”. Szczecin – Międzyzdroje. Wydawnictwo Uczelniane Zachodniopomorskiego Uniwersytetu Technologicznego, Szczecin, 547–554.
- Niewiadomski L., 2011. Wady stalowej konstrukcji dachu zmodernizowanej hali przemysłowej. XXV Konferencja Naukowo-Techniczna „Awarie budowlane 2011”. Szczecin – Międzyzdroje. Wydawnictwo Uczelniane Zachodniopomorskiego Uniwersytetu Technologicznego, Szczecin, 849–856.
- Paczkowska T., Paczkowski W., 2009. Błędy projektanta zagrożeniem bezpieczeństwa stalowej konstrukcji dachu. XXIV Konferencja Naukowo-Techniczna „Awarie budowlane 2009”. Szczecin – Międzyzdroje. Wydawnictwo Uczelniane Zachodniopomorskiego Uniwersytetu Technologicznego, Szczecin, 869–876.
- PN-90/B-03200 Konstrukcje stalowe. Obliczenia statyczne i projektowanie.
- Wuwer W., Swierczyna S., 2009. Awaria dachu ze stalowymi płatwiami kratowymi. XXIV Konferencja Naukowo-Techniczna „Awarie budowlane 2009”. Szczecin – Międzyzdroje. Wydawnictwo Uczelniane Zachodniopomorskiego Uniwersytetu Technologicznego, Szczecin, 915–922.

CAUSE ANALYSIS OF FAILURE OF THE WAREHOUSE LATTICE STEEL STRUCTURE

Abstract. The aim of the paper is the analysis of failure of the lattice truss steel structure and its causes. The main structure constructed during building modernization, made up of lattice girders supported by the short columns on the beams of crane supporting gangway, has failed. Soon after finishing the modernization the excessively sway deformation of columns and girders occurred. The main causes of the failure were design errors of girders and their bracings, caused by neglecting to consider some cases of the complex behaviour of spatial light structure, i.e. when wind uplift overbalances the weight of the roof. The authors indicate that correct design of the bracing system and the use of the adequate calculating model play the key role, especially for calculation of lattice structures, when model of 2 or 3 degrees of freedom per node is commonly used. In some cases such a model does not ensure that the structure has sufficient safe reserve.

Key words: roof failure, lattice stability, lattice sway

Zaakceptowano do druku – Accepted for print: 25.08.2014