



Dr inż. Marian PŁACHECKI
Mgr inż. Szymon SERĘGA
Politechnika Krakowska

PRZYCZYNY KATASTROFY HALI MAGAZYNOWEJ PO OKRESIE WIELOLETNIEGO UŻYTKOWANIA

THE REASONS FOR COLLAPSE OF STORAGE HALL AFTER LONG-TERM EXPLOATATION

Streszczenie W referacie przedstawiono przyczyny oraz mechanizm katastrofy przemysłowej hali magazynowej. Budynek hali o konstrukcji mieszanej żelbetowo-stalowej został wzniesiony w latach 70. ubiegłego wieku. W lutym 2006 w wyniku interakcji: pierwotnych błędów konstrukcyjnych, błędów wykonawczych, postępującej korozji oraz dużego obciążenia śniegiem hala uległa zawaleniu. Referat przedstawia opis konstrukcji, listę przyczyn katastrofy oraz analizę numeryczną mechanizmu zniszczenia.

Abstract The paper deals with the reasons and the failure mechanism of the industrial hall. The hall structure was made from steel and reinforcement concrete. The hall was built in the 1970s and was used until its collapse in 2006. The failure was caused as the result of structural errors, imperfections made during erection of building, corrosion and high level of snow load. The structure description and complete list of the failure reasons as well as the numerical analysis of the failure mechanism was presented in this paper.

1. Wstęp

W ostatnich latach, w trwającym nadal procesie przekształceń własnościowych, wiele przemysłowych obiektów budowlanych zostało przystosowanych do nowych funkcji użytkowych. Nowi nabywcy nieruchomości nie przejęli pierwotnej dokumentacji projektowo-wykonawczej, głównie z powodu jej braku, a także wielokrotnie w książce obiektu budowlanego nie została odnotowana „historia” jego użytkowania.

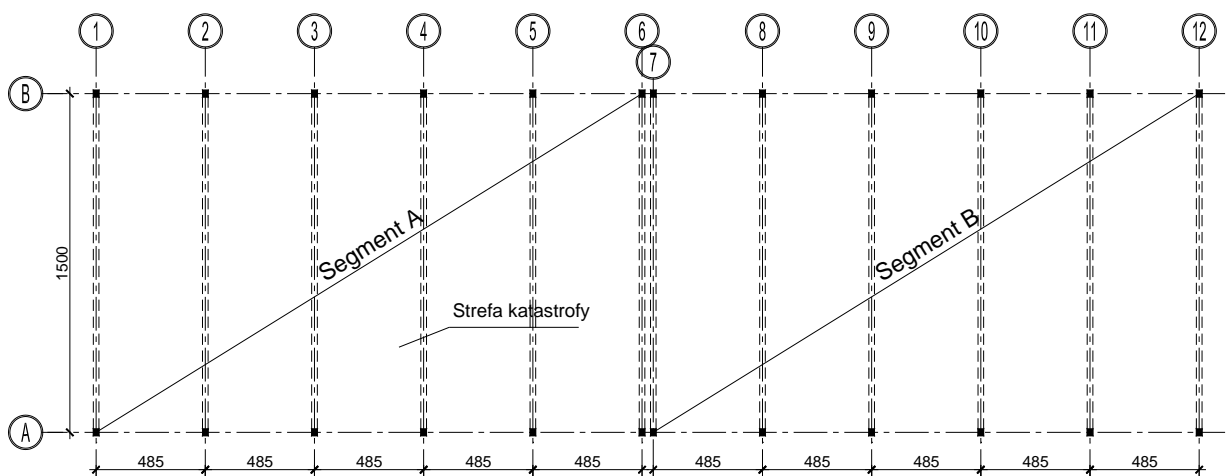
W sezonie zimowym 2005/2006 odnotowano kilka przypadków zawalenia się dachu w halach stalowych po wieloletnim ich użytkowaniu. Jako główne przyczyny zaistniałych zdarzeń wymienia się: zwiększone obciążenie śniegiem, korozję stalowych elementów konstrukcji, a także niekontrolowany demontaż jej fragmentów. Budowle te posiadają ukryte wady konstrukcyjne, które przez lata pozostając w „uśpieniu” mają istotny wpływ na bezpieczeństwo obiektu w przypadku jego przeciążenia połączonego z utratą trwałości wskutek postępujących procesów korozyjnych.

Referat omawia przypadek parterowej hali zaplecza produkcyjnego zakładu prefabrykacji elementów żelbetowych, wybudowanej około 1970 roku. Po około 25 latach użytkowania hala została wyłączona z eksploatacji, a następnie po kilku latach stała się własnością nowego inwestora, który przystosował obiekt do nowej funkcji produkcyjno-magazynowej. Wykonane prace adaptacyjne nie ingerowały w konstrukcję nośną obiektu. Po około pięciu latach użytkowania w nowych warunkach, w okresie zimowym 2006 roku nastąpiło

zawalenie się dachu w obiekcie. W pracy przedstawiono opis zdarzeń oraz analizę czynników, które zdaniem autorów, zdecydowały o wystąpieniu katastrofy.

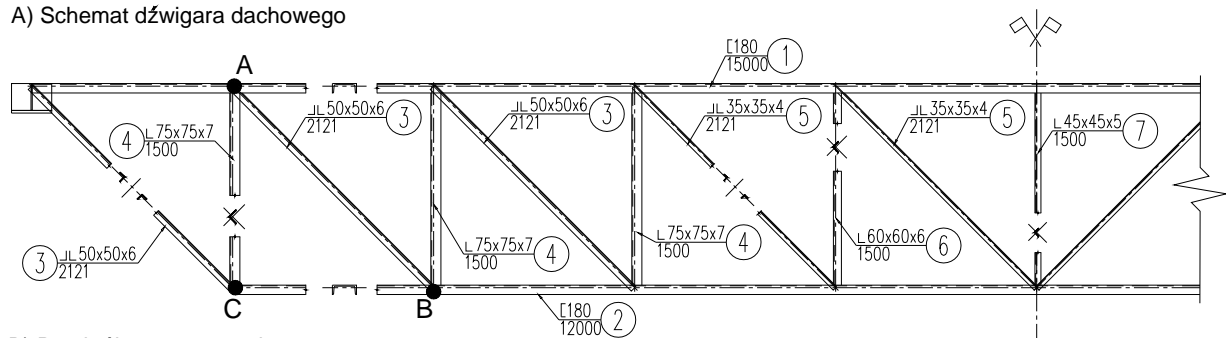
2. Obiekt przed i po katastrofie

Hala magazynowa składała się z dwóch bliźniaczych segmentów o wymiarach w rzucie 15.0 m x 24.25 m, oddzielonych przerwą dylatacyjną. Główny ustrój nośny konstrukcji hali stanowiły płaskie ramy stalowo-żelbetowe o rozstawie 4.85 m, złożone z prefabrykowanych, żelbetowych słupów o wysokości 6.4 m (oś A) i 5.1 m (oś B). Słupy zostały zamocowane w prefabrykowanych stopach kielichowych. Na słupach oparto w sposób przegubowy kratownice o kształcie odwróconego trapezu. Rzut hali magazynowej pokazano na Rys. 1, natomiast geometrię stalowego dźwigara kratowego oraz zastosowane profile zilustrowano na Rys. 2.

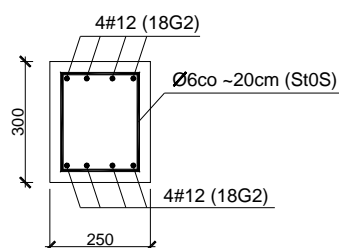


Rys. 1 Rzut hali magazynowej.

A) Schemat dźwigara dachowego



B) Przekrój poprzeczny słupa



Rys. 2 Konstrukcja ryglu kratowego.

Dach hali wykonano z prefabrykowanych płyt żebrowych o wysokości 25 cm i rozpiętości równej rozstawowi dźwigarów stalowych, opartych bezpośrednio na górnym pasie dźwigara kratowego. Na płycie wykonano wylewkę cementową o grubości 5 cm. Płyty dachowe pełniły jednocześnie rolę stężeń pasa górnego.

Sztywność budynku w kierunku podłużnym została zapewniona przez ściany osłonowe wykonane z prefabrykowanych płyt żelbetowych o grubości 8 cm, mocowanych do stalowych marek zabetonowanych w słupach. W kierunku poprzecznym sztywność konstrukcji zapewniał układ słupów i rygli oraz ceramiczne ściany poprzeczne w osiach 1, 6/7, 12.

W lutym 2006 nastąpiła katastrofa budowlana, która objęła część budynku oznaczoną na Rys. 1 jako segment A. Zanotowano następujący obraz konstrukcji po katastrofie:

- zniszczone zostały dźwigary kratowe w strefie podporowej w osi 2 od strony osi B oraz w osi 4 i 5 od strony osi A - Rys. 3,
- zniszczeniu uległ dźwigar kratowy w osi 3 w obydwu strefach podporowych,
- słupy żelbetowe w osiach 3-A, 4-A, 5-A oraz 2-B zostały złamane,
- część prefabrykowanych płyt dachowych zsunęła się z pasów górnych odciążając w ten sposób konstrukcję nośną, co ograniczyło zasięg i skalę katastrofy.

Wymienione dźwigary kratowe zniszczyły się niemalże w identyczny sposób. Przypodporowy słupek (kątownik równoramienny L75x7) uległ wyboczeniu, co doprowadziło do złamania pasów górnego w punkcie A i dolnego w punktach B, C zaznaczonych na Rys. 2. Niszczący się dźwigar pociągnął słupy żelbetowe do wewnątrz budynku.



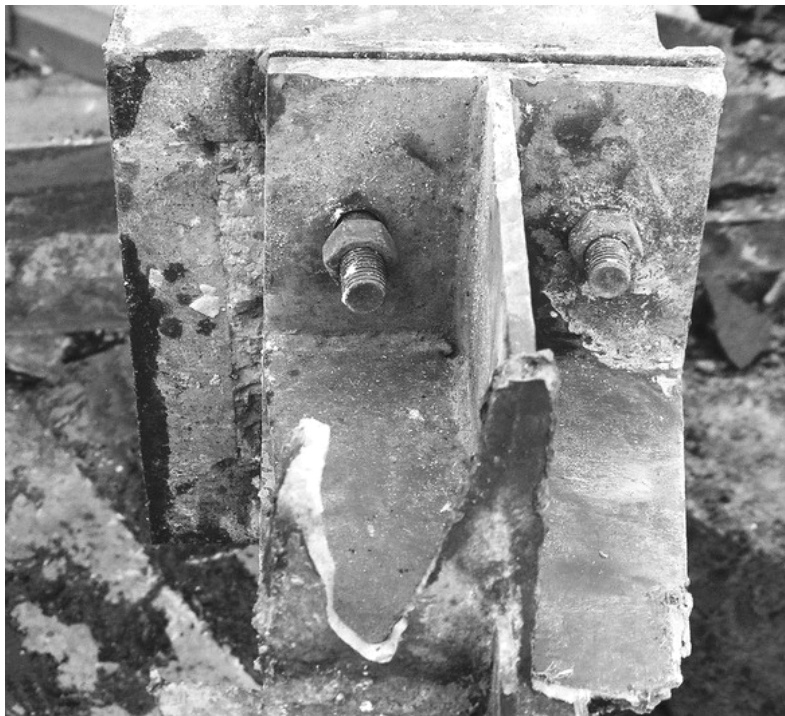
Rys. 3 Obraz konstrukcji hali po katastrofie.

Przeгляд konstrukcji po katastrofie pozwolił na zanotowanie szeregu nieprawidłowości konstrukcyjno-wykonawczych głównego ustroju nośnego hali. Wszystkie błędy można zakwalifikować do dwóch kategorii: błędy obliczeniowo-projektowe oraz błędy powstałe podczas montażu konstrukcji. Najgroźniejszym błędem okazał się sposób połączenia skrajnego słupka z pasami kratownicy. Zastosowano połączenie słupka kratownicy z pasami obwodową spoiną pachwinową. Kątownik został przyspawany prostopadle do płaszczyzny środka pasów bez niezbędnej blachy węzłowej. Stwierdzono wadliwe ułożenie spoiny, brak

prawidłowego przetopu oraz ślady korozji na wewnętrznej jej powierzchni (Rys. 4). Ponadto, jak wykazały kontrolne obliczenia wytrzymałościowe dźwigara kratowego, wykonane zgodnie z normą 3], przy uwzględnieniu rzeczywistych obciążeń występujących w chwili katastrofy, niedobór nośności słupka przypodporowego wynosił około 30%.



Rys. 4 Ślad spawanego połączenia słupka z pasem dolnym kratownicy.



Rys. 5 Mimośrodowe oparcia dźwigara na słupie.

Połączenia słupki-pasy kratownicy dachowej oraz niedobór nośności skrajnego słupka można uznać za główną przyczynę katastrofy obiektu. Dalsze nieprawidłowości mają charakter drugorzędny, nie były bezpośrednią przyczyną zawalenia się dachu hali magazynowej.

Stwierdzono powierzchniową korozję dźwigarów w wyniku braku odpowiedniego zabezpieczenia antykorozyjnego. Część dźwigarów została nieosiowo oparta na słupach żelbetowych, powodując mimośrodowe obciążenie w płaszczyźnie prostopadłej do płaszczyzny ramy (Rys. 5).



Rys. 6 Widok złamanego słupa.

Ponadto w słupach żelbetowych stwierdzono niewłaściwy stos okruszowy kruszywa, niejednorodność lub brak grubszych jego frakcji, zróżnicowaną otulinę zbrojenia wynoszącą od 10 mm do 50 mm (Rys. 6).

3. Scenariusz katastrofy oraz jej numeryczna symulacja

Zastany obraz konstrukcji budynku hali po katastrofie oraz wstępne obliczenia statyczne poszczególnych elementów kratownicy dachowej pozwoliły na założenie najbardziej prawdopodobnego scenariusza katastrofy i wykonanie symulacji numerycznej jego przebiegu. Przyjęto, że utrata nośności przypodporowego słupka jednej z ram budynku była inicjatorem katastrofy. Zmiana geometrii dźwigara spowodowała powstanie dużych momentów zginających w pasach dźwigara stalowego w punktach A, B oraz C, co doprowadziło do powstania w tych miejscach przegubów plastycznych zamieniając dźwigar kratowy w mechanizm. Stopniowej utracie geometrycznej niezmienności kratownicy towarzyszyły duże jej przemieszczenia oraz powstanie poziomej reakcji w górnym węźle słupów. Żelbetowe słupy o smukłości $\lambda = 94$ i $\lambda = 75$ odpowiednio w osi A i B, zostały złamane w wyniku działania momentu zginającego od siły poziomej przyłożonej w głowicy słupa oraz dodatkowego momentu II rzędu.

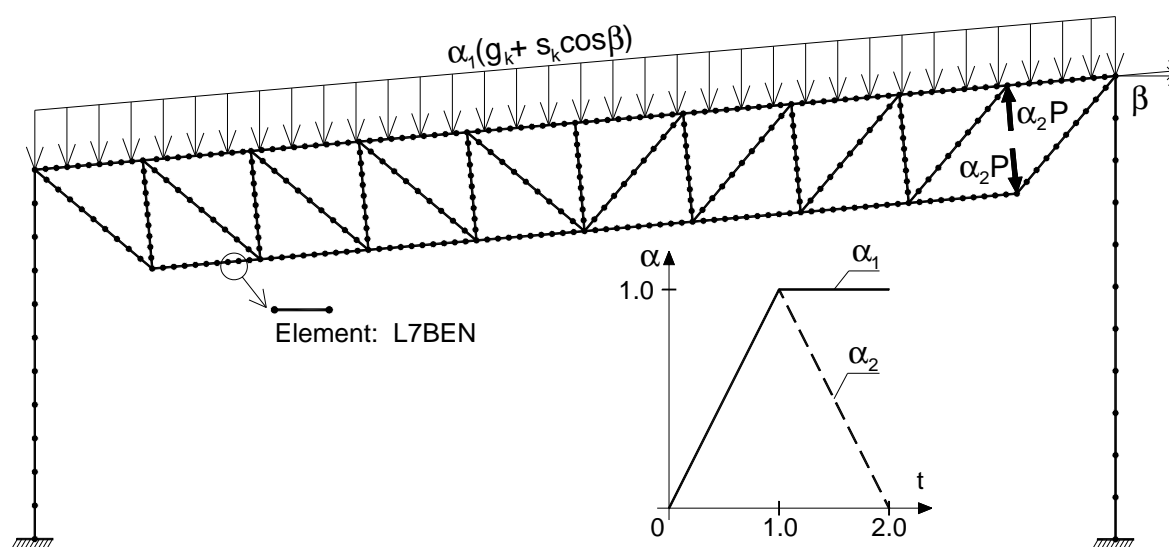
Katastrofa jednego dźwigara pociągnęła za sobą katastrofę elementów przyległych. Niezniszczone pozostały jedynie dźwigary w osiach 1 i 6 dlatego, że poziom wyężenia tych dźwigarów był o połowę mniejszy niż w dźwigarach wewnętrznych oraz siła pozioma została przeniesiona przez ściany usztywniające.

Numeryczna symulacja mechanizmu katastrofy została przeprowadzona w trzech etapach, przy użyciu programu DIANA.

W etapie I dźwigar kratowy wraz ze słupami żelbetowymi zamodelowano płaskimi, prętowymi elementami skończonymi. Konstrukcja została obciążona ciężarem własnym oraz ciężarem śniegu. Grubość pokrywy śnieżnej na części ocalałego dachu zmierzona po katastrofie wynosiła około 30 cm. Ustalono następujące wartości obciążeń: charakterystyczna wartość ciężaru własnego $q_k = 3.0 \text{ kN/m}^2$, przyjęto gęstość śniegu równą 300 kg/m^3 stąd obciążenie śniegiem równe $s_k = 0.9 \text{ kN/m}^2$.

Zarówno w przypadku prętów kratownicy jak i słupów założono liniowo-sprężyste parametry mechaniczne materiałów, odwzorowujące pracę kratownicy w normalnym stadium eksploatacyjnym. Przyjęto w obliczeniach: moduł sprężystości stali profilowej $E = 205 \text{ GPa}$, współczynnik odkształcalności poprzecznej stali $\nu = 0.3$, moduł sprężystości betonu $E_{cm} = 27 \text{ GPa}$ oraz współczynnik odkształcalności poprzecznej betonu $\nu = 0.2$.

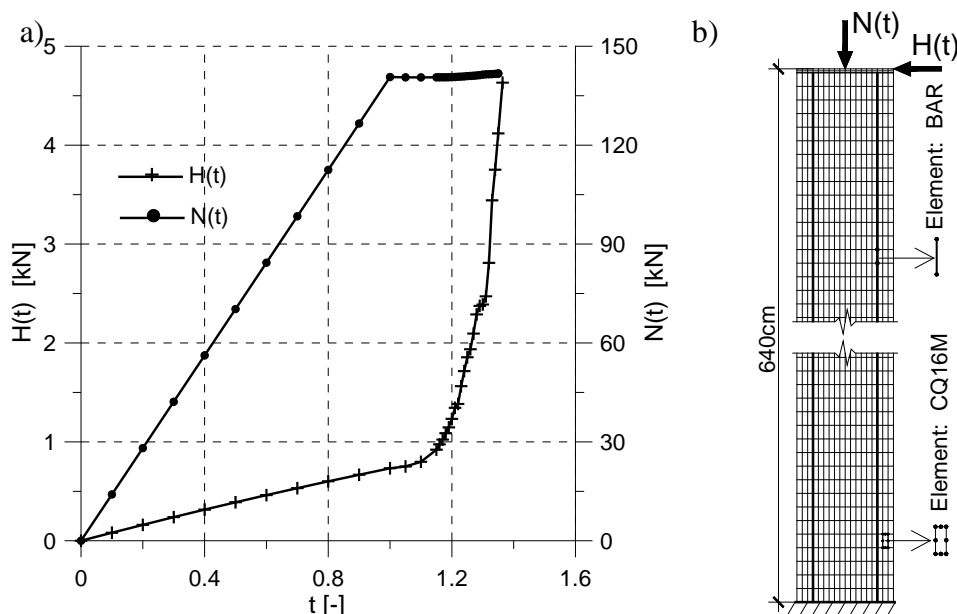
Z rozwiązania numerycznego odczytano wartość siły ściskającej P w skrajnym słupku kratownicy, którego utrata nośności uznana została za inicjację katastrofy.



Rys. 7 Schemat obliczeniowy kratownicy – etap II.

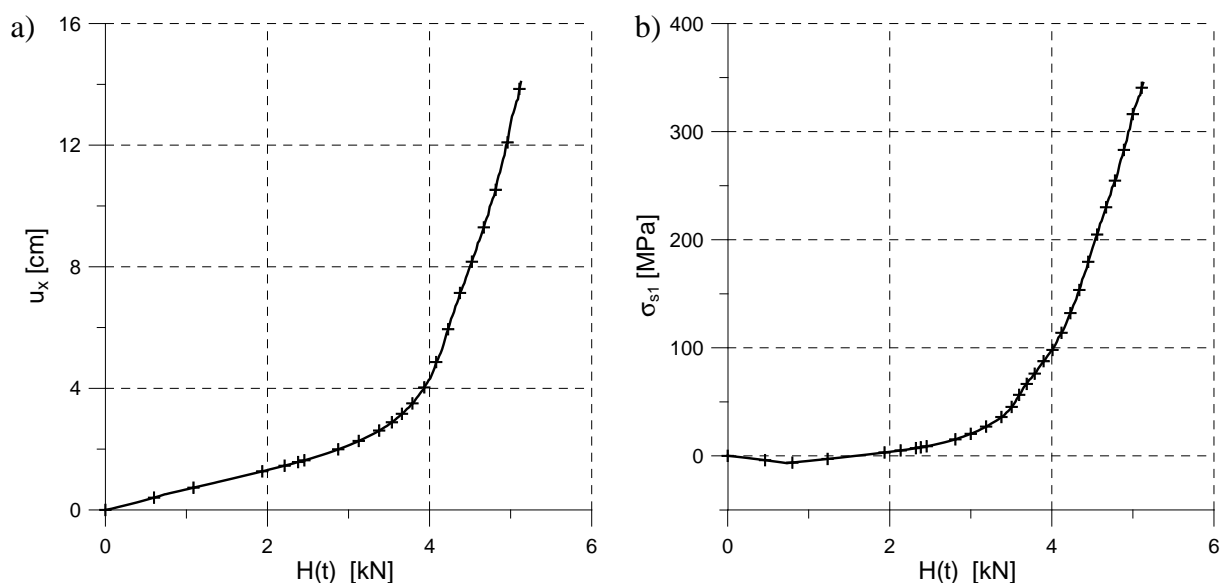
Etap II analizy dotyczył już bezpośrednio mechanizmu katastrofy. Z płaskiego modelu kratowego dźwigara dachowego usunięto skrajny słupek zastępując go jednocześnie siłami skupionymi o wartości P . W ten sposób zmodyfikowana konstrukcja została obciążona, tak jak w etapie pierwszym, ciężarem własnym i obciążeniem śniegiem oraz dodatkowo skupionymi siłami P . Historię obciążenia zewnętrznego (współczynnik α_1) oraz siły skupionej P (współczynnik α_2) pokazano na Rys. 7. Należy zwrócić uwagę, że czas w analizie ma charakter pozorny. Nie uwzględniono, co jest faktem oczywistym, dynamicznego charakteru w procesie obciążenia konstrukcji oraz pominięto efekt dynamiczny związany z nagłym wyłączeniem się ściskanego słupka dźwigara kratowego z przenoszenia obciążeń. W tym etapie wszystkie elementy kratownicy zostały zamodelowane prętowymi elementami skończonymi klasy-II 4], pozwalającymi na uwzględnienie pozasprężystego stadium pracy konstrukcji. W przypadku prętów stalowych dźwigara dachowego zastosowano sprężysto-plastyczny ze wzmocnieniem model fizyczny dla stali oraz liniowo-sprężyste cechy materiału w słupie. Wartości E i ν dla stali i betonu przyjęto jak w etapie I, ponadto założono granicę plastyczności stali równą 235 MPa , moduł wzmocnienia plastycznego 7.8 GPa . Zrezygnowano z zasady zeszywnienia rozwiązując problem geometrycznie nieliniowy. Rozwiązanie tak postawionego problemu pozwoliło uzyskać wartość siły poziomej $H(t)$ przekazującej się w głowicy słupa żelbetowego w zależności od stopniowego wyłączania się słupka ze współpracy w przenoszeniu obciążenia. Wykres tej siły, przedstawiony na Rys. 8 a),

uzyskano aż do momentu, w którym dźwigar kratowy zamienia się w mechanizm w wyniku powstania przegubów plastycznych w pasie górnym i dolnym. Przejście kratownicy w mechanizm przyjęto w tej chwili czasowej, dla której nie uzyskano zbieżności w rozwiązaniu.



Rys. 8 a) przyrost siły poziomej $H(t)$ w głowicy słupa, b) etap III model MES.

Etap III dotyczy mechanizmu zniszczenia słupa żelbetowego. Słup został zamodelowany w płaskim stanie naprężenia - Rys. 8 b). Podobnie jak w etapie drugim rozwiązano problem geometrycznie i fizycznie nieliniowy. Beton w słupie potraktowano jak materiał plastyczny ze wzmocnieniem z powierzchnią płynięcia Druckera-Pragera. Związek fizyczny $\sigma - \varepsilon$ w jednowymiarowym stanie naprężenia oraz właściwości mechaniczne o wartościach średnich przyjęto wg 2] dla betonu C12/15. Dla strefy naprężeń rozciągających przyjęto model rys rozmytych. Założono sprężysto-plastyczny model materiału dla stali zbrojeniowej o następujących parametrach mechanicznych: moduł sprężystości $E = 200$ GPa, granica plastyczności $f_y = 355$ MPa.



Rys. 9 Przyrost przemieszczenia głowicy słupa (a) oraz przyrost naprężenia w zbrojeniu rozciągającym (b) w zależności od siły $H(t)$.

Do głowicy słupa przyłożono aż do zniszczenia elementu siłę poziomą i pionową otrzymaną z analizy przeprowadzonej w etapie II. Zniszczenie elementu jest tu rozumiane jako brak zbieżności w obliczeniach.

Wykresy na Rys. 9 pokazują postępujący przyrost przemieszczenia górnej głowicy słupa jako funkcję $H(t)$ - wykres a), natomiast na wykresie b) zilustrowano przyrost naprężenia w stali także w funkcji siły poziomej $H(t)$.

Symulacja numeryczna potwierdziła założony a priori mechanizm katastrofy obiektu. Dla porównania wykonano kontrolne obliczenia nośności słupa na podstawie norm 1] oraz 2]. Otrzymane wyniki porównano z rozwiązaniem numerycznym – wartość momentu niszczącego I-go rzędu dla obliczeń numerycznych wynosiła 29 kNm, natomiast wg norm 1] i 2] otrzymano wartości mniejsze wynoszące odpowiednio 22kNm i 20 kNm.

4. Wnioski i uwagi końcowe

Przeprowadzone oględziny konstrukcji po katastrofie, analiza nośności poszczególnych jej elementów wzbogacona o symulację numeryczną przebiegu katastrofy, stanowią podstawę do podania listy nieprawidłowości oraz wyodrębnienia wiodącej przyczyny katastrofy budowlanej.

Stwierdzone błędy projektowo - konstrukcyjne w postaci niedoboru nośności przypodporowego słupka kratownicy i wykonania połączenia słupków kratownicy bez przeponowych blach stanowią główną przyczynę katastrofy obiektu.

Błędy wykonawcze, przede wszystkim niestaranne wykonanie spoiny połączenia słupki-pasy oraz błędy eksploatacyjne w postaci braku odpowiedniej konserwacji antykorozyjnej dźwigarów stalowych, również stanowią istotną przyczynę zaistniałej katastrofy.

Pozostałe błędy wykonawcze dotyczące niejednorodności betonu w słupach, zmiennej grubości otuliny zbrojenia, nieosiowości przekazania obciążenia z dźwigarów dachowych na słupy należy uznać za okoliczności sprzyjające katastrofie, aczkolwiek nie stanowią one głównej jej przyczyny.

Zwiększone obciążenie śniegiem w odniesieniu do obciążenia według normy [5] jest okolicznością sprzyjającą katastrofie, jednakże nie jest uważane za główną jej przyczynę.

Przedstawiony przypadek katastrofy dachu hali po około 30 latach użytkowania wskazuje na konieczność prowadzenia okresowych, szczegółowych badań tego typu konstrukcji oraz systematyczną ich konserwację antykorozyjną. Szczególnie jest to ważne w budynkach, które po okresowym wyłączeniu z eksploatacji są ponownie użytkowane.

Literatura

1. PN-B-03264:2002 Konstrukcje betonowe żelbetowe i sprężone. Obliczenia statyczne i projektowanie.
2. prEN 1992-1-1 Design of concrete structures. General rules and rules for buildings. July 2002.
3. PN-90/B-03200 Konstrukcje stalowe. Obliczenia statyczne i projektowanie
4. Diana 8.1.2 User's Manual, editor F.C. de Witte, TNO Building and Construction Research, Delft, 2002.
5. PN-80/B-02010 Obciążenia w obliczeniach statycznych. Obciążenie śniegiem.