



Dr inż. Zbigniew PAJĄK zbigniew.pajak@polsl.pl
Dr inż. Łukasz DROBIEC lukasz.drobiec@polsl.pl

STAN ZACHOWANIA PREFABRYKOWANYCH ZESPOLONYCH STROPÓW SPRĘŻONYCH BUDYNKU PRZEMYSŁOWEGO

TECHNICAL CONDITION OF PRECAST PRESTRESSED CONCRETE FLOORS IN THE INDUSTRIAL BUILDING

Streszczenie Przedstawiono wyniki badań i obliczeń statyczno-wytrzymałościowych stropów budynku przemysłowego. Konstrukcja stropów jest żelbetowa prefabrykowano-monolityczna z prefabrykowanymi płytami żebrowymi i podciągami utworzonymi w czasie montażu przez sprężenie prefabrykowanych płyt stropowych. Na skutek zaprzestania eksploatacji obiekt od kilku lat znajduje się w niekorzystnych warunkach środowiskowych, co generuje wystąpienie znacznych uszkodzeń konstrukcji. W pracy opisano przyczyny uszkodzeń, stan zachowania konstrukcji oraz podano zakres planowanego remontu.

Abstract There has been shown the results of the researches and structural and strength analysis of the industrial building floors. The construction of the floors is a precast prestressed complex structure with prefabricated ribbed slabs and girders created during the assembly of prestressed prefabricated slabs. As the results of not continuing the exploitation, the object has been exposed to very bad environmental conditions for last couple of years, what causes the damages of the construction. In the paper the causes of the damages and technical condition were described and there was also shown the range of the planned renovation.

1. Wprowadzenie

W latach 50-tych i 60-tych XX w. zrealizowano w Polsce wiele obiektów o charakterze halowym a także wielokondygnacyjnych budynków szkieletowych, w których na szeroką skalę zastosowano konstrukcje sprężone. Nowe możliwości kształtowania przestrzeni, jakie daje sprężenie betonu wykorzystywano głównie w przekryciach hal i w stropach budynków przemysłowych oraz magazynowych, w których procesy technologiczne wymagały dużych rozpiętości i znacznych użytkowych obciążeń stropów. Stan zachowania stosowanych sprężonych kablobetonowych i strunobetonowych dźwigarów dachowych został przedstawiony między innymi w [1]. W prezentowanej pracy przedstawiono natomiast wyniki badań stanu zachowania konstrukcji typowego przemysłowego budynku wielokondygnacyjnego z prefabrykowanymi zespolonymi bezbelkowymi stropami sprężanymi w jednym kierunku. Odważną, jak na lata 60-te, konstrukcję stropu bezbelkowego, opracowano w Biurze Studiów i Projektów Typowych Budownictwa Przemysłowego „BISTYP” [2]. Na konstrukcję tą powołują się podręczniki [3] i publikacje naukowe [4].

2. Opis konstrukcji

Przedmiotowy budynek produkcyjny wzniesiono w latach 1962 ÷ 64. Widok obiektu pokazano na rys. 1. Konstrukcja budynku jest żelbetowa prefabrykowana szkieletowa z zespolonymi sprężonymi w jednym kierunku podciągami poprzecznymi. Podstawowa siatka słupów szkieletu wynosi 6,0 x 6,0 m (rys. 2). Na najwyższej kondygnacji zastosowano, w skrajnych przęsłach ram poprzecznych, zwiększony rozstaw słupów do 12 m. Budynek jest 3-4 kondygnacyjny, nie podpiwniczony z antresolą na części rzutu poziomego, przeznaczoną na pomieszczenia socjalne i biurowe.

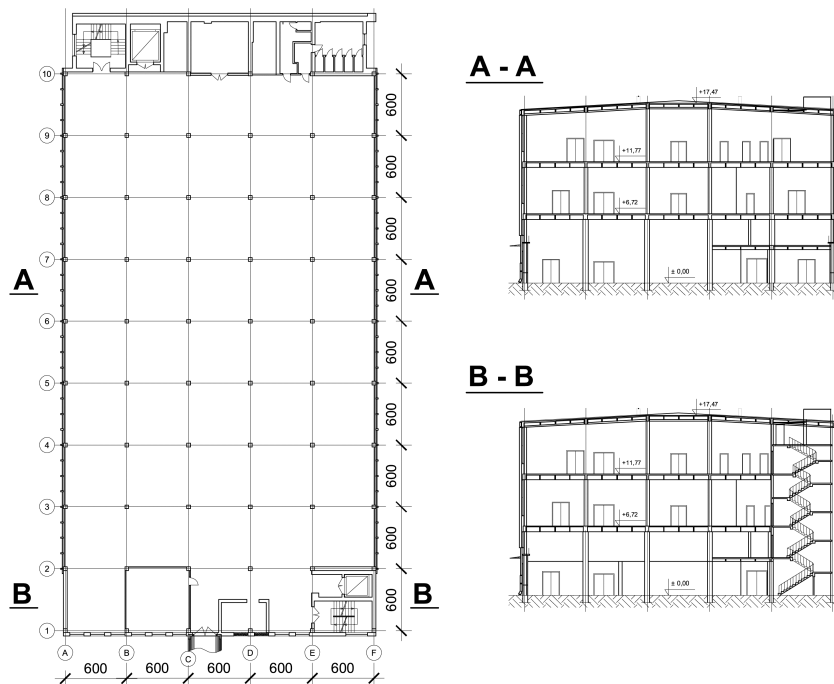


Rys. 1. Widok przedmiotowego budynku

Konstrukcja nośna składa się z dwóch zasadniczych prefabrykowanych elementów: jednokondygnacyjnych żelbetowych słupów i żebrowych płyt stropowych – Rys.3. Płyty stropowe, w zależności od obciążeń i rozpiętości, mają wysokość żebrowości wynoszącą 35, 50, lub 70 cm, i pogrubione ścianki czołowe, stanowiące elementy podciągu sprężonego o szerokości 50 cm. Podciąg utworzony jest w czasie montażu przez poprzeczne sprężenie płyt stropowych kablami. Kable sprężające wykonane z drutów o średnicy 5 mm w liczbie 12 lub 18 sztuk, prowadzone są dołem w przestrzeni między czołowymi ściankami płyt, przechodzą przez otwory w głowicach słupów i są zakotwiczone w stalowych blokach, umieszczonych w głowicach skrajnych słupów. Montaż szkieletu konstrukcji wykonywano poszczególnymi kondygnacjami. Słupy I kondygnacji osadzano w kielichach żelbetowych stóp fundamentowych. Do głowic słupów przykręcano profile stalowe z ceowników, które stanowiły podparcie montażowe prefabrykowanych płyt stropowych przed sprężeniem. Styki podłużne między płytami stropowymi wypełniano mocną zaprawą cementową na pełną wysokość, a spoiny między płytami i głowicami słupów tylko do połowy wysokości. Miało to na celu zapewnienie pracy podciągu jako szeregu belek wolnopodpartych. Po związaniu zaprawy w stykach podłużnych i osiągnięciu wytrzymałości na ściskanie 10 MPa, naciągano kable i zaprawą cementową wypełniano dolną część przestrzeni między czołami płyt (z kablami), a górną część uzupełniano betonem. Po związaniu betonu usuwano montażowe ceowniki. Słupy w fazie sprężania były zamocowane w stropach prowizorycznie za pomocą klinów drewnianych, by mogły się swobodnie przemieszczać i nie wpływać na siły naciągu. Po sprężeniu słupy łączono przez spawanie wypuszczonych prętów i obetonowywano w strefie złącza.

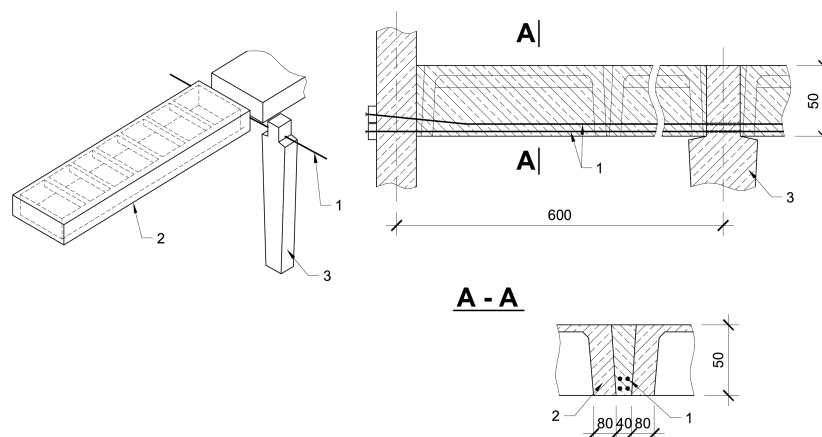
Usztywnienie podłużne konstrukcji budynku stanowią zespolone prefabrykowane monolityczne rygle, betonowane na miejscu w osiach słupów środkowych oraz

prefabrykowane belki zewnętrzne w osiach słupów skrajnych, łączone przez spawanie. W kierunku poprzecznym siły poziome przejmowane są przez kratowe żelbetowe stężenia w kształcie litery V, umieszczone w jednym z przęseł ram skrajnych. Słupy w obliczeniach traktowane były jako osiowo obciążone.



Rys. 2. Rzut i przekroje poprzeczne przedmiotowego budynku

Według typowych rozwiązań BISTYP-u [5] stropy w budynkach produkcyjnych i magazynowych projektowano na obciążenia $8,0 \text{ kN/m}^2$ lub $10,0 \text{ kN/m}^2$. Płyty stropowe na ciężar własny liczone jako swobodnie podparte, a na obciążenia użytkowe jako ciągłe, ze względu na spawane połączenia płyt nad podciągami, wykonywane po sprężeniu konstrukcji. Przy obciążeniach użytkowych stropu $8,0 \text{ kN/m}^2$ podciągi sprężano 4 kablami $12 \phi 5 \text{ mm}$, natomiast przy obciążeniu użytkowym $10,0 \text{ kN/m}^2$ – 5 kablami $12 \phi 5 \text{ mm}$ ze stali o wytrzymałości 1500 MPa . Projektowano stosowanie betonu dawnej marki $R_w = 300 \text{ kG/cm}^2$ (30 MPa) lub $R_w = 250 \text{ kG/cm}^2$ (25 MPa).

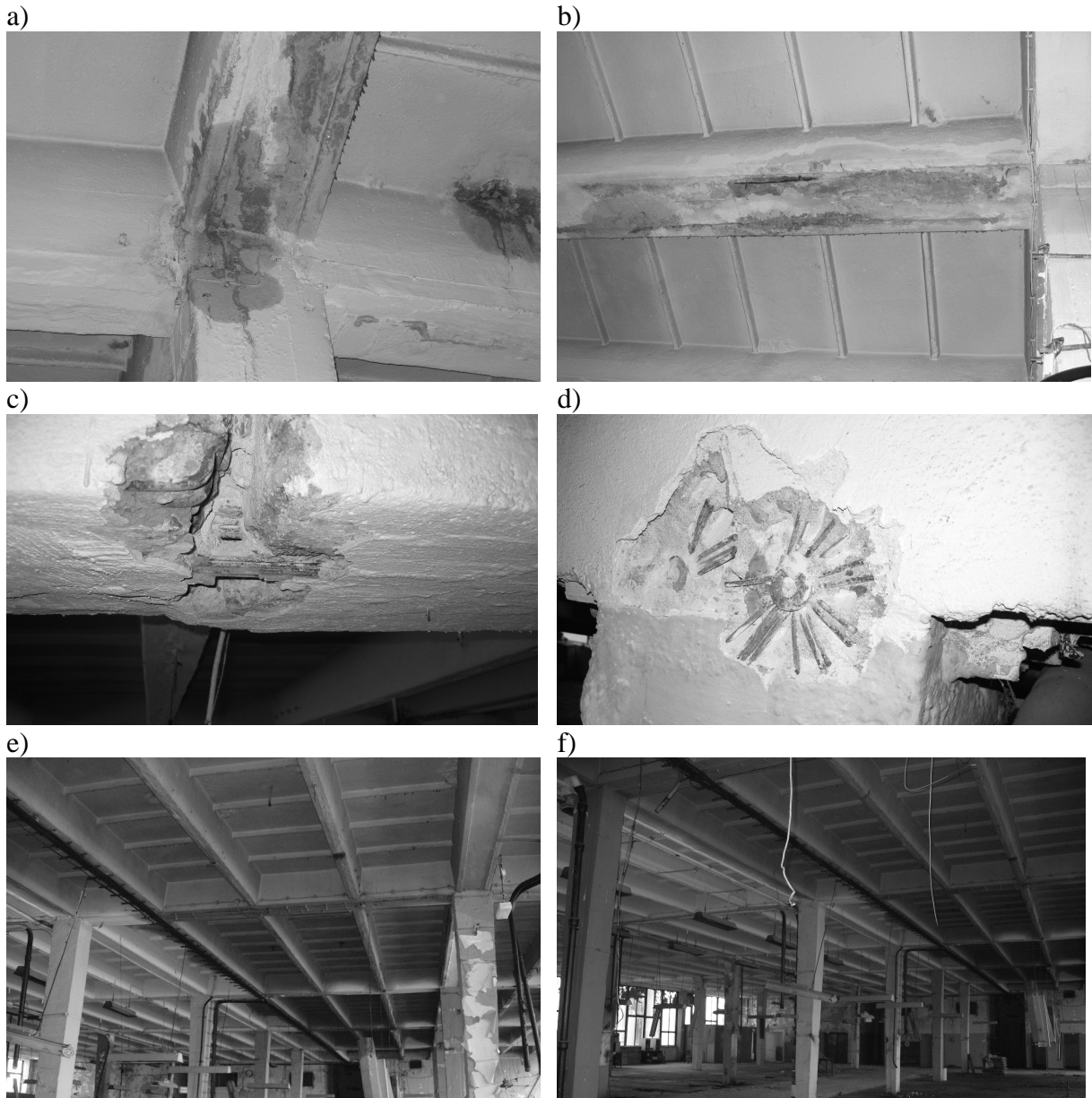


Rys. 3. Widok i przekroje zastosowanego rozwiązania stropu wg projektu Bistypu: 1- kable sprężające, 2- prefabrykowane płyty stropowe, 3- prefabrykowany słup

3. Uszkodzenia obiektu

Na podstawie szczegółowych oględzin i lokalnych odkrywek stwierdzono występowanie następujących uszkodzeń i wad mających wpływ na stan zachowania konstrukcji:

- liczne miejsca przecieków przez nieszczelne i zużyte pokrycie dachowe (rys. 4a, 4b),
- lokalne objawy korozji betonu i zbrojenia w miejscach przecieków,
- powierzchniowa korozja drutów sprężających i bloków kotwiących kable (rys. 4c, 4f),
- mała otulina dolnych drutów kabli sprężających, wynosząca przeciętnie około 10 mm,
- przerwanie kilku drutów jednego z kabli sprężających w podciągu antresoli – podciąg ten zabezpieczono przez podparcie stalową ramą,
- znaczne zaolejenie jednego z przęseł stropu, na długości około 30 m, (rys. 4d, 4e).



Rys.4. Uszkodzenia konstrukcji stropów i dachu: a) i b) zawilgocenia przekrycia nad najwyższą kondygnacją, c) powierzchniowa korozja zbrojenia sprężającego, d) powierzchniowa korozja bloków kotwiących, e), f) lokalne zaolejenie stropów

4. Przyczyny uszkodzeń

Opisane wyżej uszkodzenia wynikały głównie z technicznego zużycia eksploatacyjnego, braku doraźnych napraw oraz z niedokładności wykonania poszczególnych elementów. Część uszkodzeń została spowodowana podczas wymontowywania różnych elementów wykończenia, urządzeń i instalacji oraz poprzez dewastację.

Uszkodzenia słupów, płyt stropowych i dachowych w postaci ubytków betonu, nierówności i wychyleń to efekt błędów wykonawstwa prefabrykatów i odchyłek przy ich montażu.

Zawilgocenia prefabrykowanych elementów konstrukcji oraz ścian spowodowane były przeciekami przez nieszczelne, zużyte i nie konserwowane papowe pokrycie dachu. Zawilgocenia elementów konstrukcji doprowadziły do rozwoju procesów korozji betonu i stali zbrojeniowej oraz korozji stali sprężającej i bloków kotwiących.

Znaczne zaolejenie fragmentu konstrukcji na wszystkich kondygnacjach spowodowane zostało wyciekami oleju z urządzeń usytuowanych na II piętrze między innymi podczas demontażu tych urządzeń.

Przerwanie części drutów kabli sprężających w jednym przęśle podciągu pod antresolą wynikało z długotrwałego zawilgocenia podciągu zlokalizowanego pod pomieszczeniami natrysków. Podciąg ten wzmocniono przez podparcie stalową ramą – rysunek 5.

Mała otulina zbrojenia sprężającego sprzyjająca rozwojowi procesów korozyjnych wynikała z błędów popełnionych w trakcie betonowania konstrukcji.



Rys.5. Podparcie stalową ramą podciągu z przerwanymi na skutek korozji drutami zbrojenia sprężającego

5. Badania konstrukcji

W celu przeprowadzenia analizy i oceny technicznego stanu zachowania konstrukcji, wykonano:

- sondażowe badania sklerometryczne betonu;
- badania rozmieszczenia zbrojenia zwykłego i sprężającego za pomocą femetru;

- lokalne odkucia prętów zbrojeniowych, kabli sprężających i bloków kotwiących w celu określenia rodzaju zastosowanej stali zbrojeniowej i sprężającej oraz oceny wielkości otulin i zakresu uszkodzeń korozyjnych stali;
- kontrolne pomiary ugięć sprężonych podciągów.

Badaniami nieniszczącymi przy pomocy sklerometru Schmidta objęto prefabrykowane słupy i płyty stropowe. Uzyskiwano liczby odbicia L_i w granicach 48÷54 (przy uderzeniu pod kątem $\alpha = 0^\circ$) przy wskaźnikach zmienności v_L w przedziale (4÷6)% . Jednorodność betonu w prefabrykowanych elementach szkieletu była bardzo dobra a wartości liczb odbicia wskazywały na beton o wytrzymałości nie odbiegającej od przyjmowanej w założeniach projektu typowego B20÷B25.

Badania lokalizacji i średnic zbrojenia prowadzono przy pomocy femetru i na podstawie lokalnych odkrywek. Wykonano odkrywki zbrojenia słupów na każdej kondygnacji oraz zbrojenia płyt dachowych i stropowych. Zbrojenie podciągów określono po odkuciu otuliny od spodu stropu. Podciągi zbrojone były kablami sprężającymi wykonanymi z drutów o średnicy 5 mm w liczbie 12 i 18 drutów. Jako strzemiona w zespolonych podciągach wykorzystano pręty gładkie średnicy 6 mm, umieszczone w czołowych żebrach panwiowych prefabrykowanych płyt stropowych. Rozstaw strzemion w ryglu określono przy pomocy femetru. Strzemiona dwuramiennie ułożono co 5 cm w liczbie 3 sztuk przy podporach i dalej co 10 cm. Przy podporach w żebrach czołowych stosowano także po 1 pręcie odgiętym o średnicy 12 mm ze stali 18G2.

Na podstawie przeprowadzonych odkrywek podłużnych żeber płyt stropowych stwierdzono, że każde żebro zbrojone jest dwoma, układanymi jeden nad drugim, prętami żebrowanymi (18G2) o średnicy 22 mm oraz 14 mm w stropach antresoli. W odkrywkach żeber stwierdzono obecność strzemion w postaci prętów okrągłych średnicy 6 mm w rozstawach 5 i 10 cm.

Wielkości otulin zbrojenia zwykłego i sprężającego były bardzo zróżnicowane – przeciętnie od 10 mm do 40 mm.

Wykonane kontrolne pomiary ugięć sprężonych podciągów wykazały, że ugięcia w środku rozpiętości wynosiły maksimum 12 mm. Nie stwierdzono niepokojących objawów mogących wskazywać na utratę nośności podciągów – brak jakichkolwiek zarysowań zarówno w elementach podciągów jak i w stykach prefabrykatów.

6. Ocena stanu zachowania konstrukcji

Na podstawie przeprowadzonych badań stwierdzono zróżnicowany stan zachowania poszczególnych elementów konstrukcji. Stan ten zależał przede wszystkim od stopnia zawilgocenia konstrukcji. W strefach narażonych na długotrwałe zawilgocenia, głównie pod nieszczelnym dachem, zakres uszkodzeń korozyjnych był największy.

Prefabrykowane żelbetowe słupy ram były ogólnie w zadowalającym stanie. Lokalne ubytki betonu na krawędziach, powierzchniowa korozja zbrojenia oraz nieznaczne wychylenia od pionu nie miały istotnego znaczenia dla nośności konstrukcji.

Stan zespolonych sprężonych rygli ram uznano za niepokojący, pomimo braku widocznych uszkodzeń w postaci rys i wzrostu ugięć. Wpływa na to przede wszystkim stwierdzona w odkrywkach rozpoczęta powierzchniowa korozja drutów zbrojenia sprężającego. Nie stwierdzono natomiast objawów korozji wżerowej za wyjątkiem jednego podciągu, w którym już znacznie wcześniej, na skutek długotrwałego zawilgocenia, doszło do zerwania kilku drutów – rys.5. Szczególnie niekorzystnie na rozwój procesów korozyjnych wpłynęła zapewne kilkuletnia przerwa w eksploatacji obiektu, która spowodowała wyraźne pogorszenie się warunków środowiskowych. Ze względu na brak ogrzewania i bardzo zły

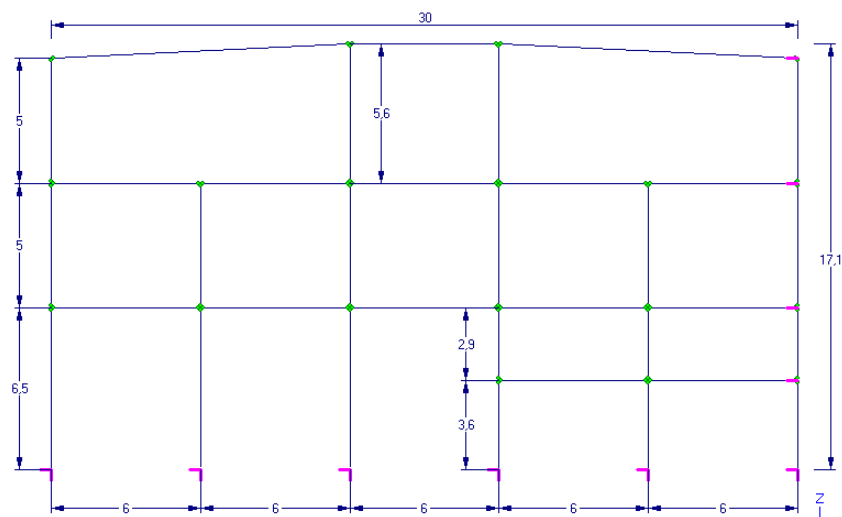
stan pokryć dachowych wzrosła wilgotność atmosfery wewnętrznej oraz doszło, na skutek przecieków przez dachy, do znacznego zawilgocenia części rygli dachowych. Dodatkowo zastosowana w konstrukcji podciągów ochrona drutów sprężających przed korozją, jedynie w postaci otuliny z zaprawy cementowej, może być skuteczna i to w ograniczonym zakresie, w środowisku suchym. Konstrukcja sprężonych podciągów nie spełnia także wymagań przepisów przeciwpożarowych. Otulina dolnych kabli sprężających wynosi w licznych miejscach 10÷20 mm, co jest wyraźnie za mało w wypadku konstrukcji sprężonych.

Stan żelbetowych prefabrykowanych elementów stropów i dachów nie budził natomiast większych zastrzeżeń. Powierzchniowe ubytki betonu i „raki” występujące lokalnie na żebrach płyt nie mają istotnego znaczenia na ogólną nośność konstrukcji. Występujące lokalnie, w strefach narażonych na zawilgocenia, uszkodzenia korozyjne betonu i zbrojenia nadają się do renowacji materiałami PCC.

Przeprowadzone oględziny i badania pozwoliły na ustalenie schematów statycznych elementów konstrukcji oraz wielkości przekrojów i parametrów wytrzymałościowych stali zbrojeniowej i betonu.

Z uwagi na charakter pracy nośność żeber płyt stropowych oraz rygli ram poprzecznych sprawdzano w oparciu o schemat statyczny belki swobodnie podpartej. Rzeczywisty schemat statyczny żeber płyt prefabrykowanych odpowiada belce częściowo zamocowanej, jednakże brak w pełni wiarygodnych danych odnośnie zakotwienia przypodporowego zbrojenia górnego, usprawiedliwia przyjęcie bezpiecznego schematu belki swobodnie podpartej.

Słupy obliczano jako pręty przegubowo podparte w węzłach, obciążone osiowo przy uwzględnieniu mimośrodków przypadkowych. Wartości sił wewnętrznych w słupach obliczono wykorzystując schemat ramy płaskiej z podporami i węzłami przegubowymi, usztywnionej w kierunku poziomym - Rys.6. Warunki nośności słupów na mimośrodkowe ściskanie w większości wypadków były zachowane z stosunkowo znaczną rezerwą.



Rys.6. Schemat statyczny ramy poprzecznej

Ze względu na trudną do obiektywnej oceny wartość siły sprężającej, zespolone rygle ram obliczano asekuracyjnie, w dużym uproszczeniu, jak elementy żelbetowe o przekroju 50 x 50 cm, z uwzględnieniem szerokości współpracującej prefabrykowanej płyty o wysokości 5 cm, wynoszącej po 4 wysokości płyty z każdej strony prostokątnego przekroju rygla.

Na podstawie przeprowadzonych obliczeń, z warunków nośności na zginanie i ścinanie, określono maksymalne dopuszczalne obciążenie stropów ponad ciężar własny konstrukcji wynoszące $5,0 \text{ kN/m}^2$ (obciążenie warstwami posadzkowymi i obciążenie użytkowe. Na obszarze objętym zaolejeniem, gdzie zgodnie z [6] dochodzi do niekorzystnego zjawiska

destrukcji struktur wewnętrznych stwardniałego betonu, obciążenia stropów dodatkowo ograniczono z $5,0 \text{ kN/m}^2$ do $3,0 \text{ kN/m}^2$. Pierwotnie przedmiotowe stropy projektowano, zgodnie z typowym rozwiązaniem, na obciążenie użytkowe o wartości $8,0 \text{ kN/m}^2$.

Autorzy referatu zdają sobie sprawę z daleko idących uproszczeń w zastosowanej obliczeniowej analizie nośności sprężonych rygli zespolonych. Ze względu na niewątpliwe częściowe zużycie sprężonej konstrukcji, znacznie ograniczono wartość dopuszczalnych obciążeń użytkowych - o 50% w stosunku do wyjściowych założeń projektowych.

Należy również nadmienić, że przedmiotowe stropy były obciążone na znacznych powierzchniach ciężkimi maszynami i urządzeniami, które demontowano w trakcie badań stanu konstrukcji. W obciążonych maszynami polach nie stwierdzono żadnych zarysowań ani nadmiernych ugięć konstrukcji. Obciążenie maszynami dawało większe siły wewnętrzne w sprężonych ryglach w stosunku od sił wewnętrznych od wyznaczonych obciążeń użytkowych i stanowiło ono niejako próbne obciążenie konstrukcji.

7. Podsumowanie

Na podstawie przeprowadzonych badań i analiz przedmiotowego budynku przemysłowego, o oryginalnej konstrukcji zespolonych stropów sprężonych, stwierdzono, że ogólny stan zachowania konstrukcji nośnej budynku pozwala na jego dalsze użytkowanie. W ramach prac zabezpieczających zalecono wykonanie remontu dachu, renowację uszkodzonych elementów żelbetowych materiałami PCC, zabezpieczenie stref zakotwień kabli sprężających przez odsłonięcie zakotwień, oczyszczenie i pokrycie cementowymi środkami pasywującymi lub preparatami antykorozyjnymi, neutralizację zaolejania specjalnymi preparatami chemicznymi. Ze względu na występujące częściowe zużycie i niewątpliwe zmniejszenie efektywności sprężenia (trudne do obiektywnej oceny), ograniczono wartości dopuszczalnych obciążeń użytkowych. Zalecono wzmocnienie wszystkich sprężonych podciągów dachowych o rozpiętości 12,0 m poprzez dodatkowe podparcie stalowymi słupami w środku ich rozpiętości. Stalowe słupy oparto bezpośrednio nad słupami żelbetowymi niższej kondygnacji. W przyjętym sposobie wzmocnienia założono możliwość częściowego uplastycznienia się przekrojów podporowych nad stalowymi słupami - górą rygle zbrojone są konstrukcyjnie 2 prętami o średnicy 16 mm. Zalecono stałą kontrolę zachowania się konstrukcji w czasie przez okresowe pomiary ugięć rygli i obserwację rozwoju ewentualnych zarysowań w stykach prefabrykowanych elementów.

Literatura

1. Kuś S., Plewako Z.: Stal sprężająca jako wyznacznik trwałości konstrukcji sprężonych. Materiały XXII Konferencji Naukowo-Technicznej Awarie Budowlane. Szczecin Międzyzdroje 2005 r., s.95÷106.
2. BISTYP – 35 lat działalności. Wydawnictwo wewnętrzne Bistypu. Warszawa 1987 r.
3. Dąbrowski K., Stachurski W., Zieliński J.L.: Konstrukcje betonowe, Arkady, Warszawa 1982 r.
4. Cholewicki A.: Konstrukcje zespolone z prefabrykatów. Prace Naukowe Instytutu Techniki Budowlanej. Wydawnictwo ITB, Warszawa 2001 r.
5. Klimek S.: Ocena zrealizowanych wielopiętrowych obiektów przemysłowych z kablobetonu. Przegląd Budowlany, nr 2/1962, s. 81÷86.
6. Runkiewicz L., Konieczny K., Brzęk R.: Zmiany wytrzymałości i odkształcalności betonu zaolejonego w konstrukcji. Przegląd Budowlany, nr 2/2002, s. 26÷29.