

PhD Andrzej Kmita<sup>1)</sup>

ORCID: 0000-0001-8965-3128

PhD Wojciech Pawlak<sup>1\*)</sup>

ORCID: 0000-0002-0485-7269

# Diagnostics of historic concrete objects

## *Diagnostyka zabytkowych obiektów betonowych*

DOI: 10.15199/33.2024.11.16

**Abstract.** The paper presents examples of diagnostics of historic reinforced concrete structures to determine the structural condition of structures after nearly a century of service. Due to the lack of or incomplete documentation in such cases, there is a need to determine material strength parameters, geometric inventory and location and identification of reinforcement. The assessment of the condition of the structure is also influenced by the damage found (scratches, deflections, cracks) and the history of the structure. Evaluation and analysis of the technical condition of historic reinforced concrete structures requires multidirectional research.

**Keywords:** diagnostics; reinforced concrete structures; repairs; historic buildings.

**Streszczenie.** W artykule przedstawiono przykłady diagnostyki zabytkowych konstrukcji żelbetonowych, które miały na celu określenie stanu konstrukcji obiektów po blisko stu latach eksploatacji. Ze względu na brak lub niepełną dokumentację w takich przypadkach istnieje konieczność określenia wytrzymałości materiałów, inwentaryzacji geometrycznej i lokalizacji oraz identyfikacji zbrojenia. Na ocenę stanu konstrukcji wpływają także stwierdzone uszkodzenia (zarysowania, ugięcia, pęknięcia) oraz historia budowli. Ocena i analiza stanu technicznego zabytkowych konstrukcji żelbetonowych wymaga wielokierunkowych badań.

**Słowa kluczowe:** diagnostyka; konstrukcje żelbetowe; naprawy; obiekty zabytkowe.

Historic buildings or, more broadly, historic buildings are a very important symbol of respect for national heritage. They also represent tangible cultural capital and can be part of the identity of the inhabitants, which is why they should be preserved for as long as possible through appropriate inspection and repair work. Many publications on the subject of diagnosis and monitoring of historic reinforced concrete structures can be found, which include recommendations to thoroughly assess the existing documentation of buildings [e.g. 1] and ways to diagnose and monitor this type of structure [2, 3].

The following structures are the subject of the diagnostics presented here: the hydroelectric power stations at Ławica and Pilchowice; the skeletal building of the Main Post Office in Wrocław; and the viewing tower at the top of Mount Ślęza. Each of these objects is a different type of reinforced concrete structure and different operating conditions resulting from their function, so the scope of research and analysis is also different. In each case, the following is described: the condition of the structure; the scope of tests carried out on the object and the static-strength analysis; and then, on the basis of the test results, final comments and conclusions are presented. In such cases, there is a need not only to analyse the performance of the structure with regard to its current technical condition in terms of ultimate limit states (ULS) and serviceability limit states (SLS), but also to provide an estimate of the expected life of the structure, taking into account the effects of concrete and steel degradation over time.

An additional difficulty in the analysis is often the lack of information on the service history of the listed structures and

budowlane obiekty zabytkowe czy też szerzej historyczne są bardzo ważnym symbolem poszanowania dziedzictwa narodowego. Stanowią także materialny kapitał kulturowy i mogą być częścią tożsamości mieszkańców, dlatego też należy jak najdłużej je zachowywać przez odpowiednie prace kontrolne i remontowe. Można znaleźć wiele publikacji dotyczących diagnostyki i monitorowania historycznych konstrukcji żelbetonowych, w których znajdują się zalecenia, aby wnikliwie oceniać istniejącą dokumentację budynków [1] oraz sposoby diagnostyki i monitoringu tego typu obiektów [2, 3].

Przedmiotem diagnostyki zaprezentowanej w artykule są następujące konstrukcje: elektrownie wodne w Ławicy i Pilchowicach; szkieletowy budynek Poczty Głównej we Wrocławiu oraz wieża widokowa na szczycie góry Ślęza. Każdy z tych obiektów to inny rodzaj konstrukcji żelbetonowej i różne warunki eksploatacji wynikające z ich funkcji, dlatego różny jest również zakres prowadzonych badań i analiz. W każdym przypadku opisano: stan konstrukcji; zakres przeprowadzonych badań w obiekcie oraz jego analizę statyczno-wytrzymałościową, a następnie na podstawie wyników badań przedstawiono końcowe uwagi i wnioski. W takich przypadkach zachodzi potrzeba nie tylko analizy pracy konstrukcji z uwzględnieniem jej aktualnego stanu technicznego, w aspekcie stanów granicznych nośności (SGN) i użyteczności (SGU), ale również należy podać przewidywany czas dalszej eksploatacji uwzględniający efekty degradacji betonu i stali w czasie.

Dodatkowym utrudnieniem w analizie jest często brak informacji o historii eksploatacji wymienionych obiektów oraz brak ich pełnej dokumentacji technicznej. W artykule pokazano tok postępowania w przypadku prezentowanych obiektów historycznych. Przedstawiono opis kons-

<sup>1)</sup> Wrocław University of Science and Technology, Faculty of Civil Engineering, Department of Building Structures

<sup>\*)</sup> Correspondence address: wojciech.pawlak@pwr.edu.pl

their complete technical documentation. This paper demonstrates the course of action for the historic structures presented. A description of the structure of each object, material strength tests and an assessment of the degree of degradation of concrete and reinforcing steel are presented.

## Standard conditions

With reference to the provisions of the standards [4 – 6], it is stated that the whole test procedure must answer the question whether the ultimate limit state of the object is not exceeded and, in addition, whether the serviceability limit state requirements are fulfilled. According to EN 1990 and EN 1992 [4, 5], the ultimate limit state (ULS) condition can be presented as:

$$E_d(G_k\gamma_G; Q_k\gamma_Q) \leq R_d \left( A_c; \frac{f_{ck}}{\gamma_c}; A_s; \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \right) \quad (1)$$

where:

$E_d$  – design value of fixed and variable impact effects;  
 $G_k$  – characteristic value of the fixed impact;  
 $Q_k$  – characteristic value of the variable impact;  
 $\gamma_G, \gamma_Q$  – partial safety factors for fixed and variable actions respectively;  
 $R_d$  – design value of bearing capacity;  
 $A_c$  – concrete section characteristic (concrete cross-sectional area);  
 $A_s$  – reinforcing steel section characteristic (reinforcing steel section area);  
 $f_{ck}$  – concrete section strength characteristic (characteristic compressive strength of concrete);  
 $f_{yk}$  – steel section strength characteristic (characteristic yield strength of reinforcing steel).

By estimating the damage, on the basis of the performed tests and inventories – most often in the form of concrete losses ( $\Delta A_c/A_c$ ) and reinforcing steel ( $\Delta A_s/A_s$ ) in comparison with the initial (designed) state, the influence of this damage on the change (decrease) of the load capacity of reinforced concrete structural elements is determined. As a criterion, the degree of utilisation of the strength of the materials: concrete ( $\sigma_c/f_c$ ) and reinforcing steel ( $\sigma_s/f_y$ ), (where:  $\sigma_c$  – stresses in concrete;  $\sigma_s$  – stresses in reinforcing steel) at fixed loads can be taken. The serviceability limit state (SGU) condition can be written in the following form [4, 5]:

$$E_{d,ser}(F,k) \leq C_d \quad (2)$$

where:

$E_{d,ser}(F,k)$  – effect value of actions (for characteristic loads);  
 $C_d$  – design limit value of the relevant serviceability parameter (deflection; deformation; crack opening; allowable stresses; local damage affecting the appearance and durability of the structure).

According to the recommendations of the standards, calculations for both states should be performed using appropriate models of the structure, which, if necessary, should be verified experimentally. The presented criteria for the fulfilment of the SGN and SGU states require, first of all, the determination of the basic strength parameters of materials, geometry of the object, appropriate static scheme with particular consideration of the value and nature of actions (static and dynamic), history of use of the object and the adoption of a model of the structure (in relation to numerical calculations), which will reflect the actual operation of the

trukcji każdego obiektu, badania wytrzymałości materiałów oraz ocenę stopnia degradacji betonu i stali zbrojeniowej.

## Warunki normowe

Odnosząc się do przepisów norm [4 – 6] stwierdzono, że cała procedura badawcza musi odpowiedzieć na pytanie, czy stan graniczny nośności obiektu nie został przekroczony, a dodatkowo, czy spełnione są wymagania stanu granicznego użytkowalności. Zgodnie z normami PN-EN 1990 i PN-EN 1992 [4, 5] warunek stanu granicznego nośności (SGN) można przedstawić jako:

$$E_d(G_k\gamma_G; Q_k\gamma_Q) \leq R_d \left( A_c; \frac{f_{ck}}{\gamma_c}; A_s; \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \right) \quad (1)$$

gdzie:

$E_d$  – wartość obliczeniowych efektów oddziaływań stałych i zmiennych;  
 $G_k$  – charakterystyczna wartość oddziaływania stałego;  
 $Q_k$  – charakterystyczna wartość oddziaływania zmiennego;  
 $\gamma_G, \gamma_Q$  – częściowe współczynniki bezpieczeństwa w przypadku oddziaływań, odpowiednio stałych i zmiennych;  
 $R_d$  – wartość obliczeniowa nośności;  
 $A_c$  – charakterystyka przekroju betonowego (pole przekroju betonowego);  
 $A_s$  – charakterystyka przekroju stali zbrojeniowej (pole przekroju stali zbrojeniowej);  
 $f_{ck}$  – charakterystyka wytrzymałości przekroju betonowego (charakterystyczna wytrzymałość betonu na ściskanie);  
 $f_{yk}$  – charakterystyka wytrzymałości przekroju stali (charakterystyczna granica plastyczności stali zbrojeniowej).

Szacując uszkodzenia, na podstawie dokonanych badań i inwentaryzacji – najczęściej w formie ubytków betonu ( $\Delta A_c/A_c$ ) oraz stali zbrojeniowej ( $\Delta A_s/A_s$ ) w porównaniu ze stanem początkowym (projektowanym), określa się wpływ tych uszkodzeń na zmianę (spadek) nośności żelbetowych elementów konstrukcyjnych. Jako kryterium można przyjąć stopień wykorzystania wytrzymałości betonu ( $\sigma_c/f_c$ ) oraz stali zbrojeniowej ( $\sigma_s/f_y$ ), gdzie:  $\sigma_c$  – naprężenia w betonie;  $\sigma_s$  – naprężenia w stali zbrojeniowej przy ustalonych obciążeniach. Warunek stanów granicznych użytkowalności (SGU) można zapisać w następującej formie [4, 5]:

$$E_{d,ser}(F,k) \leq C_d \quad (2)$$

gdzie:

$E_{d,ser}(F,k)$  – wartość efektu oddziaływań (dla obciążeń charakterystycznych);  
 $C_d$  – graniczna wartość obliczeniowa odpowiedniego parametru dotyczącego użytkowalności (ugięcie; deformacja; rozwarstwienie rysy; dopuszczalne naprężenia; lokalne uszkodzenia mające wpływ na wygląd i trwałość konstrukcji).

Zgodnie z zaleceniami normowymi obliczenia dotyczące obu tych stanów należy wykonać, posługując się odpowiednimi modelami konstrukcji, które jeśli zachodzi potrzeba, powinny być weryfikowane doświadczalnie. Przedstawione kryteria spełnienia stanów SGN i SGU wymagają przede wszystkim ustalenia podstawowych parametrów wytrzymałościowych materiałów, geometrii obiektu, właściwego schematu statycznego ze szczególnym uwzględnieniem wartości i charakteru oddziaływań (statycznych i dynamicznych), historii eksploatacji obiektu oraz przyjęcia modelu konstrukcji (w odniesieniu

structure as accurately as possible. All the above-mentioned parameters and their magnitudes require, indeed necessitate, a specific method of testing.

### Case 1 – Ławica and Pilchowice hydroelectric plants

Using the example of two small hydropower plants erected at the beginning of the 20<sup>th</sup> century, the problems of diagnosis, maintenance and repair of hydrotechnical structures made in concrete construction are presented. In addition, materials from other similar facilities [7 – 10] were used. With the exception of the piers and gate valves, concrete is the primary construction material throughout the structure. The main elements such as the body of the overflow, the outfall slab and the walls of the turbine-generator chambers are solid concrete structures, whose reinforcement acts as an anti-shrinkage measure. In the cases analysed, the focus was on assessing the degradation of the concrete lagging and the corrosion of the reinforcing steel.

The solution of the entire hydropower plant complex depends on the local terrain and hydrotechnical conditions. Thus, each power plant integrated into the existing infrastructure represents a separate solution. Nevertheless, certain elements of the power plant, such as the permanent weir, turbogenerator chambers, outfall plates, retaining walls, and inspection platforms are groups of recurring structural solutions [7, 8].

Figure 1 shows the solution of the fixed weir (in front of the relief channel). These elements of the powerhouse structure are made of concrete.

As a result of decades of use, the concrete elements of the structure have degraded. This process is most evident in the outer layer (envelope) of the concrete. Photo 1 shows the damage to the concrete structure, which is degraded often to a depth of several tens of millimetres. The strength properties of concrete assessed by non-destructive methods and on the basis of concrete samples (9 core boreholes  $\phi 100$  mm were taken at HP Ławica and 3 core boreholes  $\phi 100$  mm at HP Pilchowice; non-destructive measurements – sclerometric tests were also carried out at both facilities) are most often within the limits of classes C12/15 to C20/25 [1]. On the other hand, the tensile strength of concrete (stripping), particularly in the near-surface layer, is lower than indicated by the concrete class and often prevents the effective application of modern protective coatings (high risk of falling off). Such tests, using the PULL-OFF method, were carried out on selected elements of both objects. The most common is

ni do obliczeń numerycznych), który możliwie najdokładniej odzwierciedli rzeczywistą pracę konstrukcji. Wszystkie wymienione parametry i ich wielkość wymagają, wręcz wymuszają określoną metodę badań.

### Przypadek 1 – elektrownie wodne w Ławicy i Pilchowicach

Na przykładzie dwóch małych elektrowni wodnych, wzniesionych na początku XX w., przedstawiono problematykę diagnostyki, utrzymania i remontu obiektów hydrotechnicznych wykonanych w konstrukcji betonowej. Dodatkowo posłużono się materiałami z innych podobnych obiektów [7 – 10]. Z wyjątkiem pomostów i zasuw w całej budowlie podstawowym materiałem konstrukcyjnym jest beton. Główne elementy, jak korpus przelewu, płyta wypadowa, ściany komór turbogeneratorów to masywne konstrukcje betonowe, których zbrojenie pełni rolę przeciwskurczową. W analizowanych przypadkach skoncentrowano się na ocenie degradacji otuliny betonowej i korozji stali zbrojeniowej.

Rozwiązania całego kompleksu elektrowni wodnej zależą od lokalnego ukształtowania terenu oraz warunków hydrotechnicznych. Tak więc każda elektrownia wkomponowana w istniejącą infrastrukturę stanowi odrębne rozwiązanie. Niemniej jednak pewne elementy elektrowni, takie jak jaz stały, komory turbogeneratorów, płyty wypadowe, mury oporowe, pomosty rewizyjne, to grupa powtarzających się rozwiązań konstrukcyjnych [7, 8].

Na rysunku 1 pokazano rozwiązanie jazu stałego (przed kanałem ulgi) oraz komór turbogeneratorów. Te elementy konstrukcji elektrowni wykonane są z betonu.

W wyniku kilkudziesięcioletniej eksploatacji betonowe elementy konstrukcji uległy degradacji. Proces ten jest najbardziej widoczny w zewnętrznej warstwie (otulinie) betonu. Na fotografii 1 przedstawiono uszkodzenia struktury betonu, która jest zdegradowana często na głębokość kilkudziesięciu milimetrów. Właściwości wytrzymałościowe betonu oceniane metodami nieniszczącymi oraz na próbkach betonowych (pobrano 9 odwiertów rdzeniowych  $\phi 100$  mm w EW Ławica i 3 odwierty rdzeniowe  $\phi 100$  mm w EW Pilchowice; na obu obiektach wykonano także pomiary nieniszczące – badania sklerometryczne) najczęściej mieszczą się w granicach klas C12/15 do C20/25 [1]. Natomiast wytrzymałość betonu na rozciąganie (odrywanie), szczególnie w warstwie przypowierzchniowej, jest mniejsza, niż wynika to z klasy betonu i często uniemożliwia skuteczne zastosowanie nowoczesnych powłok ochronnych (duże ryzyko odpadania). Badania takie, metodą pull-off, prze-

ganie (odrywanie), szczególnie w warstwie przypowierzchniowej, jest mniejsza, niż wynika to z klasy betonu i często uniemożliwia skuteczne zastosowanie nowoczesnych powłok ochronnych (duże ryzyko odpadania). Badania takie, metodą pull-off, prze-

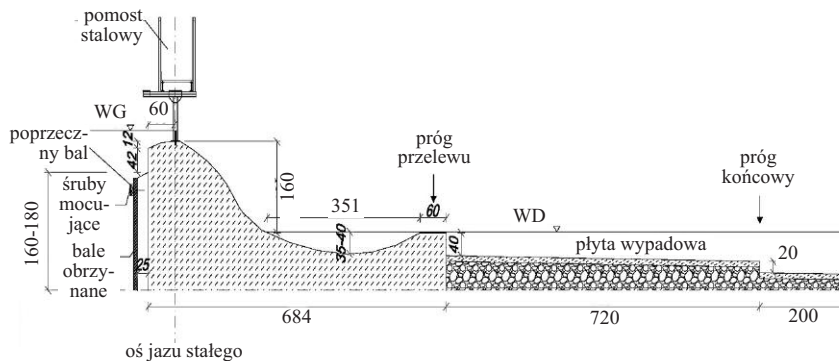


Fig. 1. Diagram of the permanent weir solution in a hydropower plant HP Ławica

Rys. 1. Schemat rozwiązania jazu stałego w elektrowni wodnej EW Ławica

concrete made on basalt and granite aggregates.

Given the age of these structures, the reinforcement used in them is plain steel with a design strength of  $130 \div 170$  MPa [11]. In many cases, elements of massive concrete structures are without reinforcement. Often very different reinforcement was used, installing what was available at the time, including various steel inserts (bars, flat bars, billets). Surface reinforcement was used, which does not meet the current requirements of EN 1992-1-1 [5] for minimum reinforcement  $A_{s,min}$ .

In the diagnostic process it was found that the causes of damage to the concrete structures in question are:

- many years of natural depletion of the structural material;
- damage of a mechanical nature caused by water transported tree trunks;
- damage resulting from improper use of the structure;
- damage resulting from many years of negligence of the user with regard to ongoing maintenance and repair of the structure;
- damage resulting from actions of a natural disaster such as flooding.

Photographs 1 and 2 show examples of damage to the structure resulting from years of operation.

The greatest damage is caused by floods. In the Jeleniogórska Basin, localised floods are quite frequent. In some cases, power stations have been flooded several times in the last twenty years, not counting the great flood of 1997. In the vicinity of Wrocław, hydroelectric power plants have been subjected to similar impacts. Floods have damaged not only the buildings on the power plant site, but also the turbogenerators, which in many cases have been in operation for more than eighty years. One of the further problems encountered at the post-German power stations was changes (increases) in the water level. As a result, when there were high water levels in the river, some of the structural elements that were supposed to be above the water table were actually flooded – even for relatively long periods. Often, this was not just related to flooding, but was caused by changes in the design of the turbines or intake channels (augers) and had a very adverse effect on the structure. A fairly common situation, in this case, was the falling off of the reinforcement lagging and the corrosion of the rebar.

Of specific importance for the safety of the structures are those passages where there is interaction of different materials or mechanical parts with the massive reinforced concrete structure. This applies,



**Photo 1. Damaged concrete structure of permanent weir at relief channel HP Ławica**

*Fot. 1. Uszkodzona struktura betonu jazu stałego przy kanale ulgi EW Ławica*

proszono na wybranych elementach obu obiektów. Najczęściej jest to beton wykonany na kruszywie bazaltowym oraz granitowym.

Biorąc pod uwagę wiek tych konstrukcji, to zastosowane w nich zbrojenie stanowi stal gładka o wytrzymałości obliczeniowej  $130 \div 170$  MPa [11]. W wielu przypadkach elementy masywnych konstrukcji betonowych są bez zbrojenia. Często stosowano zbrojenie bardzo zróżnicowane, montując to, czym w danej chwili dysponowano, m.in. różne wkładki stalowe (pręty, płaskowniki, kęsy). Stosowano zbrojenie przypowierzchniowe, które nie spełnia obecnych wymagań normy PN-EN 1992-1-1 [5] dotyczących minimalnego zbrojenia  $A_{s,min}$ .

W procesie diagnostyki stwierdzono, że przyczynami uszkodzeń omawianych betonowych konstrukcji są:

- wieloletnie naturalne wyeksploatowanie materiału konstrukcyjnego;
- uszkodzenia o charakterze mechanicznym spowodowane przez transportowane przez wodę pnie drzew;
- uszkodzenia wynikające z niewłaściwej eksploatacji obiektu;
- uszkodzenia wynikające z wieloletnich zaniedbań użytkowania dotyczących bieżących przeglądów i napraw konstrukcji;
- uszkodzenia wynikające z działań o charakterze kłeski żywiołowej, jaką są powodzie.

Na fotografiach 1 i 2 pokazano przykładowe uszkodzenia konstrukcji wynikające z wieloletniej eksploatacji.

Największe uszkodzenia są spowodowane powodzią. W Kotlinie Jeleniogórskiej powodzie lokalne występują dość często. W niektórych przypadkach elektrownie były zalewane kilkakrotnie w ciągu ostatnich dwudziestu lat, nie licząc wielkiej powodzi w 1997 r. W sąsiedztwie Wrocławia elektrownie wodne były także poddawane podobnym oddziaływaniom. Powodzie uszkodziły nie tylko obiekty budowlane na terenie elektrowni, ale też turbogeneratory, które w wielu przypadkach pracują już od ponad osiemdziesięciu lat. Jednym z kolejnych problemów występujących w elektrowniach poniemieckich

były zmiany (zwiększenie) poziomu piętrzenia wody. W przypadku występowania wysokich poziomów wody w rzece, część elementów konstrukcyjnych mających się znajdować powyżej zwierciadła wody w rzeczywistości była zalewana wodą – nawet na stosunkowo długi okres. Często nie miało to związku jedynie z powodzią, ale było spowodowane zmianami w konstrukcji turbin czy kanałów dolotowych (ślimaków) i wywarło bardzo niekorzystny wpływ na konstrukcję. Dość powszechną sytuacją było, w tym przypadku, odpadanie otuliny zbrojenia i korozja prętów zbrojeniowych.



**Photo 2. Cracked part of the retaining wall at the fixed weir HP Ławica**

*Fot. 2. Spękana część muru oporowego przy jazu stałym EW Ławica*

for example, to areas where steel cleaning gratings are supported on reinforced concrete walls, the vicinity of penstocks, shandor sockets, etc. Excessive or uneven settlement (or uplift) of the structure is another potentially significant hazard for this type of structure. Difficulties in identifying this type of hazard were compounded by inadequacies in surveying records.

An assessment of the technical condition of HP Ławica was carried out with regard to the durability of concrete structural elements such as the overflow weir, outfall basin and retaining walls. The steel structure of the footbridges and inspection decks was classified as failing and qualifying for replacement or general overhaul. At HP Pilchowice, the main task was to assess the technical condition of the turbine generator chambers in terms of durability. The durability tests carried out were aimed at selecting appropriate repair methods for the damaged parts of the concrete chambers. After restoration and protection of the outer layer of the concrete lagging, as well as the performance of seals in places of leakage, the structures met the requirements of ULS and SLS, and can therefore be safely used for the next decades, of course with the required inspections and ongoing repairs.

### Case 2 – terrace of the Main Post Office building in Wrocław

The building of the Main Post Office in Wrocław, built in 1929 on the site of a former military cemetery, was designed by the architect Lothar Neumann. The building is 43 m high in the tower section and 20 m high and 16 m wide in the lower section, while its total length is 142 m.

The load-bearing structure of the Main Post Office building is a reinforced concrete skeleton. The load-bearing structure of the floors is made up of three-span reinforced concrete girders with haunches with spans: 4.90 m; 5.45 m; 4.90 m, and the load-bearing structure of the ceiling is made up of three-span reinforced concrete beams with haunches at the supports with spans: 4.90 m; 5.45 m; 4.90 m. The main load-bearing elements parallel to Krasińskiego Street are reinforced in the span with 5Ø22 plain steel, while the stiffening ribs are reinforced with 4Ø12 bars also in plain steel, with Ø6 plain steel stirrups (the layout and cross-section of the steel in the load-bearing elements were established on the basis of the openings made in the most stressed sections). The design strength of the concrete was estimated at 13.0 MPa based on tests. On the basis of the available technical documentation and the material tests carried out, the load-bearing capacity of the terrace floor was assessed with regard to the attachment of the steel gratings for the antenna masts. Taking into account the method of fixing these masts, the load-bearing capacity reserve of the ceiling supporting structure elements was 25%. The floor slab of the terrace was also subjected to additional testing. During the tests, it was found that the floor slab construction varied, with part of the slab being made of 0.225 m high clay tiles and part being a 0.20 m high reinforced concrete slab filled in from below with bricks (0.065 m). This local variation in the floor construction was due to damage from the Second World War and repairs afterwards.

Specyficzne znaczenie dla bezpieczeństwa obiektów mają te fragmenty, gdzie występuje współpraca różnych materiałów lub części mechanicznych z maszyną konstrukcją żelbetową. Dotyczy to np. miejsc oparcia stalowych krat czyszczących na żelbetowych ścianach, okolic zastawek, gniazd szandorowych itp. Kolejnym potencjalnie istotnym zagrożeniem w przypadku tego typu budowli jest nadmierne lub nierównomierne osiadanie (lub wypiętrzanie) konstrukcji. Trudności w rozpoznaniu tego rodzaju zagrożeń były potęgowane niedostatkami operatorów geodezyjnych.

Ocena stanu technicznego EW Ławica została wykonana pod kątem trwałości betonowych elementów konstrukcyjnych, takich jak jaz przelewowy, niecka wypadowa, mury oporowe. Konstrukcja stalowa kładek i pomostów rewizyjnych została zakwalifikowana jako awaryjna i kwalifikująca się do wymiany lub generalnego remontu. W EW Pilchowice głównym zadaniem było ocena stanu technicznego komór turbozespołów pod kątem trwałości. Przeprowadzone badania wytrzymałości były ukierunkowane na dobranie właściwych metod naprawczych uszkodzonych części komór betonowych. Po odtworzeniu i zabezpieczeniu zewnętrznej warstwy otuliny betonowej, a także wykonaniu uszczelnień w miejscach przecieków, konstrukcje spełniały wymagania SGN i SGU, a więc mogą być bezpiecznie użytkowane przez następne dziesięciolecia oczywiście przy dokonywaniu wymaganych przeglądów oraz bieżących napraw.

### Przypadek 2 – taras budynku Poczty Głównej we Wrocławiu

Autorem gmachu Poczty Głównej we Wrocławiu, wybudowanego w 1929 r. w miejscu dawnego cmentarza wojskowego, jest architekt Lothar Neumann. Obiekt ten ma w części wieżowej wysokość 43 m, a w części niższej wysokość 20 m i szerokość 16 m, natomiast całkowita jego długość wynosi 142 m.

Konstrukcję nośną gmachu Poczty Głównej stanowi żelbetowy szkielet. Konstrukcją nośną stropów są trzyprzęsłowe żelbetowe podciągi ze skosami w obu kierunkach o rozpiętości 4,90, 5,45, 4,90 m, a konstrukcją nośną stropodachu trzyprzęsłowe belki żelbetowe ze skosami przy podporach o rozpiętości 4,90, 5,45, 4,90 m. Główne elementy nośne, równoległe do ul. Krasińskiego, są zbrojone w przęśle 5Ø22 ze stali gładkiej, natomiast żebra usztywniające prętami 4Ø12, również ze stali gładkiej oraz strzemiona Ø6 ze stali gładkiej (układ i przekrój stali w elementach nośnych ustalono na podstawie wykonanych odkrywek w najbardziej wyężonych przekrojach). Wytrzymałość obliczeniową betonu oszacowano na podstawie badań na 13,0 MPa. Na podstawie dostępnej dokumentacji technicznej oraz wykonanych badań materiałowych oceniono nośność stropu pod kątem zamocowania stalowych rusztów pod maszty antenowe. Uwzględniając sposób zamocowania tych masztów, zapas nośności elementów konstrukcji nośnej stropu wynosił 25%. Dodatkowemu badaniu poddano również płytę stropową tarasu. Podczas badań ustalono, że konstrukcja płyty stropowej jest zróżnicowana; część płyty wykonano z pustaków ceramicznych o wysokości 0,225 m, a część stanowi żelbetowa płyta o wysokości 0,20 m

The aim of the diagnostic work in this case was to determine the current technical condition of the ceiling's load-bearing structure and the possibility of installing steel grates on it for the sub-antenna mast structure – photograph 3, which marks the subject of the study. During the diagnosis of this ceiling, repairs to the facade siding were carried out in parallel. When the facing brick was removed, elements of the supporting structure were exposed. Scratches and cracks in the external beams, 2 – 4 mm wide, were then observed. Our attention was drawn to the fact that the crack morphology in the exposed stringers was reversed, as if the load was applied in the opposite direction to the design loads. The propagation of these cracks far exceeds the permissible values. The condition of the cracks was created as a result of warfare and the cracks are now ‘not working’. They are not due to overloading or structural malfunction. The deflection of the floor elements was within the permissible size. Horizontal cracks were also observed in the upper part of the columns, which is rather unusual in this type of element. Damage of this type could most likely have been caused by an explosion on the top floor during the Second World War (Photo 4).

When carrying out diagnostics on historic buildings, attention should be paid to the operational history of the building. In the present case, this is extremely important, as the object in question is located in an area that was subjected to intensive bombardment during the Second World War. Thanks to the renovation work carried out in parallel, damage was observed, the extent and nature of which definitely led to a change in the concept of fixing the sub-antennae grates in the floor slab (passage of bolts anchoring the grates one storey below).



**Photo 3. The Post Office building from the side of Krasinski Street**

*Fot. 3. Budynek Poczty Głównej od strony ul. Krasieńskiego*



**Photo 4. Horizontal cracks in the pole on the Krasinski Street side**

*Fot. 4. Poziome pęknięcia słupa od strony ul. Krasieńskiego*

wypełniona od spodu cegłą (0,065 m). To lokalne zróżnicowanie konstrukcji stropu było spowodowane uszkodzeniami z okresu II wojny światowej i naprawami po jej zakończeniu.

Celem prac diagnostycznych w omawianym przypadku było określenie aktualnego stanu technicznego konstrukcji nośnej stropodachu oraz możliwości zainstalowania na nim rusztów stalowych pod konstrukcję masztów podantennowych – fotografia 3, na której zaznaczono przedmiot opracowania. Podczas diagnostyki tego stropu prowadzone były równoległe prace naprawcze oblicowania elewacyjnego. Po zdjęciu cegły licowej zostały odsłonięte elementy konstrukcji nośnej. Zaobserwowano wówczas zarysowania i pęknięcia zewnętrznych belek o szerokości 2 – 4 mm. Naszą uwagę zwrócił fakt odwrotnej morfologii rys w odsłoniętych podciągach, tak jak przy działaniu obciążenia o odwrotnym kierunku niż obciążenia projektowe. Rozwartość tych rys znacznie przekracza dopuszczalne wartości. Stan rys powstał w wyniku działań wojennych i obecnie rysy „nie pracują”. Nie wynikają z przeciążenia czy z nieprawidłowej pracy konstrukcji. Ugięcie elementów stropowych mieściło się w dopuszczalnej wielkości. Poziome pęknięcia zaobserwowano również w górnej części słupów, co w tego typu elementach jest raczej zjawiskiem niezwykłym.

Uszkodzenia tego typu mogły zostać spowodowane najprawdopodobniej wybuchem na ostatniej kondygnacji w czasie II wojny światowej (fotografia 4).

Przy prowadzeniu diagnostyki obiektów zabytkowych należy zwrócić uwagę na historię eksploatacji obiektu. W omawianym przypadku jest to niezwykle istotne, ponieważ przedmiotowy obiekt jest zlokalizowany na terenach, które w czasie II wojny światowej były poddane intensywnym bombardowaniom. Dzięki prowadzonym równoległym pracom renowacyjnym zaobserwowano uszkodzenia, których wielkość i charakter zdecydowanie wpłynęły na zmianę koncepcji mocowania rusztów podantennowych w płycie stropowej (przejścia śrub kotwiących rusztów na jedną kondygnację niżej).

### Case 3 – the viewing tower on top of mount Ślęza

The 12.0-metre-high reinforced concrete viewing tower on Mount Ślęza (photograph 5) was built in the second decade of the 20th century. The structure of the tower, in the form of a four-block spatial frame with a rectangular projection, is convergent in height (at the base it has projection dimensions of 3.7 x 4.0 m and at the top 2.77 x 3.15 m). The building has three above-ground storeys with a height of ~3.6 m each. The structure is founded on a concrete slab approximately

### Przypadek 3 – wieża widokowa na szczycie góry Ślęza

Żelbetowa wieża widokowa na górze Ślęza (fotografia 5) o wysokości 12,0 m powstała w drugiej dekadzie XX w. Konstrukcja wieży w postaci czterosłupowej ramy przestrzennej o rzucie prostokątnym jest zbieżna na wysokości (w podstawie ma wymiary rzutu 3,7 x 4,0 m a w szczycie 2,77 x 3,15 m). Obiekt ma trzy kondygnacje nadziemne o wysokości ~3,6 m każda. Obiekt posadowiono na betonowej płycie o grubości

0.5 m thick. The spatial frame structure of the tower consists of four columns of fixed cross-section 40 x 40 cm, reinforced concrete slabs 10 cm thick at the +3.62 m and +7.32 m levels and 12.5 cm thick at the +10.96 m level. Each slab is supported by four 40x37 cm external beams tying the columns together. There are two openings in each slab (one manhole and the other to pass the concrete triangulation tower). Between these openings a rib of 40x29 cm is given, connected monolithically to the opposite beams (transoms) of the outer space frame. Vertical communication to the different levels is by means of steel manhole ladders.

The facility, due to its location, is exposed to significant wind, snow and ice loads and temperatures. To the knowledge of the users, the facility has not been repaired during its lifetime. The condition of the facility (cracks, concrete falling off and losses, corrosion of steel elements) began to cause concern to the users and the property manager. During its inspection, damage was found in the form of (photo 6):

- concrete lagging falling off as a result of the concrete carbonation process;
- corrosion of exposed reinforcement in areas of detached concrete cover;
- cracks and cavities in the upper surface of the slabs;
- cracks in beams and slabs;
- damage (cracks, cavities, concrete loss) where steel railings are embedded in columns;
- corrosion of steel railings.

In places where the concrete cover of the reinforcing bars was small, the carbonation process (reduction of the pH value of the concrete – loss of the protective properties of the concrete for the reinforcing steel) started to corrode the bars, and in some places the concrete cover fell off. Given the conditions and duration of use, this is not surprising.

An analysis of the load-bearing capacity of the entire structure was carried out. To this end, material tests were carried out, identifying the strength of the concrete and reinforcing steel used, and the reinforcement of the basic structural elements of the building was inventoried in the excavations made. The concrete class of the structure C20/25 was determined based on the standard [12] from the core borings. For the construction period, this result should be considered good. For the



**Photo 5. The observation tower before renovation**

*Fot. 5. Wieża widokowa przed remontem*

ok. 0,5 m. Konstrukcja ramy przestrzennej wieży składa się z czterech słupów o stałym przekroju 40 x 40 cm, płyt żelbetonowych grubości 10 cm w poziomach +3,62 m i +7,32 m oraz 12,5 cm w poziomie +10,96 m. Każda płyta wsparta jest na czterech belkach zewnętrznych o wymiarach 40 x 37 cm spinających słupy. W każdej płycie znajdują się dwa otwory (jeden włączowy, a drugi w celu przepuszczenia betonowej wieży triangulacyjnej). Między tymi otworami dano żebro o przekroju 40 x 29 cm połączone monolitycznie z przeciwnymi belkami (ryglami) zewnętrznymi ramy przestrzennej. Komunikacja pionowa na poszczególne poziomy odbywa się za pomocą stalowych drabin włączowych.

Obiekt ze względu na usytuowanie jest narażony na znaczne obciążenie wiatrem, śniegiem i oblodzeniem oraz temperaturą. Zgodnie z wiedzą użytkowników obiekt nie był remontowany przez cały okres eksploatacji. Stan obiektu (spękania, odpadanie i ubytki betonu, korozja elementów stalowych) zaczął budzić niepokój użytkowników oraz zarządcy nieruchomości. Podczas jego oględzin stwierdzono uszkodzenia w postaci (fotografia 6):

- odpadania otuliny betonowej w wyniku procesu karbonatyzacji betonu;
- korozji odsłoniętego zbrojenia w miejscach odspojonej otuliny betonowej;
- spękania i ubytków górnej powierzchni płyt;
- spękania belek i płyt;
- uszkodzenia (spękania, ubytki, odpadanie betonu) w miejscach wbetonowania stalowych balustrad w słupy;
- korozji stalowych balustrad.

W miejscach, gdzie otulina betonowa prętów zbrojeniowych była niewielka na skutek procesu karbonatyzacji (zmniejszenia wartości pH betonu – utrata ochronnych właściwości betonu wobec stali zbrojeniowej) rozpoczął się proces korozji prętów, a w niektórych miejscach doszło do odpadania otuliny betonowej. Ze względu na warunki i czas użytkowania nie może to dziwić.

Przeprowadzono analizę nośności całej konstrukcji. W tym celu wykonano badania materiałowe, identyfikujące wytrzymałość betonu i użytej stali zbrojeniowej, a także w wykonanych odkrywkach zinventaryzowano zbrojenie podstawowych elementów konstrukcji obiektu. Klasę betonu w konstrukcji C20/25 określono na podstawie normy [12] z odwiertów



**Photo 6. Typical damage to floor slab, beams and columns**

*Fot. 6. Typowe uszkodzenia płyty stropowej, belek i słupów*

steel, a yield strength of 140 MPa was assumed in accordance with the literature [11, 13, 14]. Damage to concrete and steel was taken into account (an average loss of cross-sectional area of the reinforcement of 10% was assumed). The loads were determined according to standards [15 – 17]. The limit load check was carried out on the basis of the standard [18].

To analyse the degree of stress on the structure, the tower was modelled as a spatial bar system with plates in the platform levels. Figure 2 shows selected diagrams of internal forces from service loads (bending moments and longitudinal forces). Figure 3 shows the reinforcement system in selected sections.

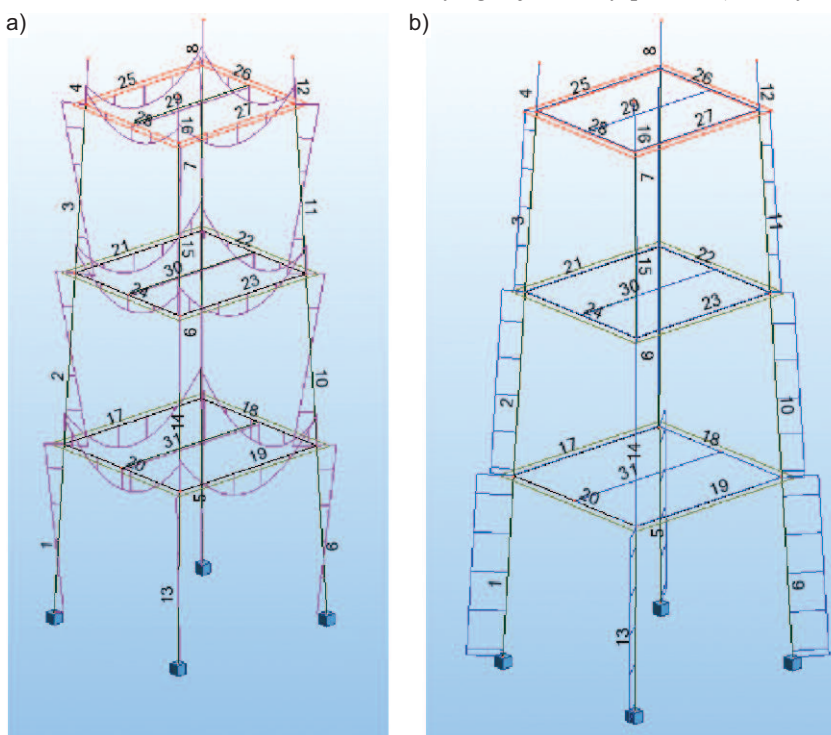
As a result of the calculations, taking into account the actual material parameters of steel and concrete (adopted on the basis of the performed inventory and opencasts), it was determined that the structure of the object has sufficient load-bearing capacity and stiffness, meeting the SGN and SGU conditions according to [5, 18] – Table 1. The massive structure meets the requirements of load-bearing capacity (load transfer) and serviceability (the condition of acceptable deflections and scratching). In terms of load-bearing capacity, the structure

rdzeniowych. Jak na okres budowy, wynik ten należy uznać za dobry. W przypadku stali założono, zgodnie z literaturą [11, 13, 14], granicę plastyczności na poziomie 140 MPa. Uwzględniono uszkodzenia betonu i stali (założono średni ubytek powierzchni przekroju zbrojenia na 10%). Obciążenia ustalono wg norm [15 – 17]. Sprawdzenie nośności granicznej wykonano na podstawie normy [18].

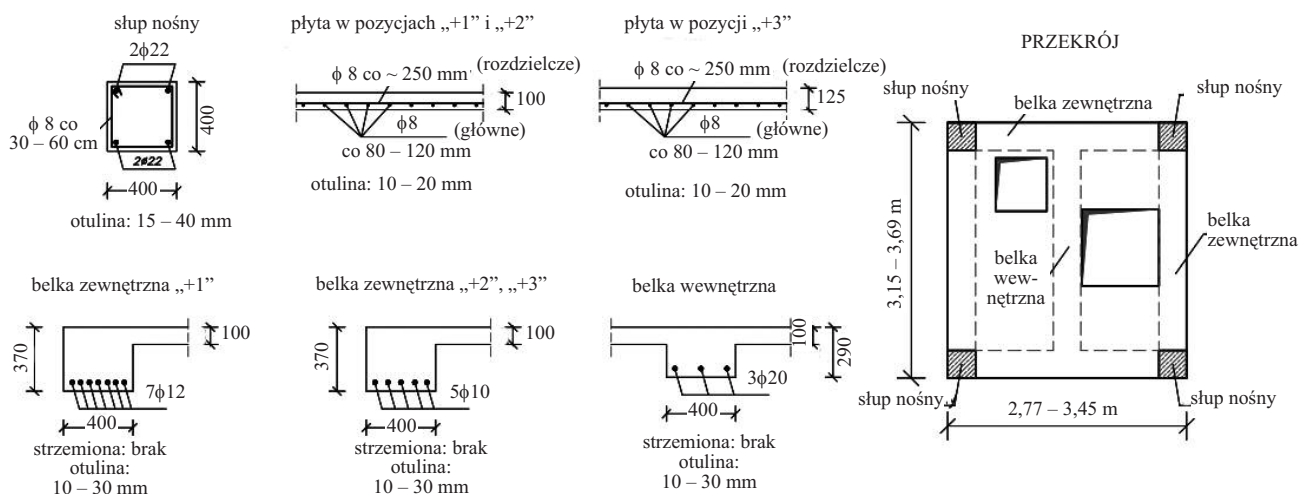
Do analizy stopnia wyczerpania konstrukcji zamodelowano wieżę jako przestrzenny układ prętowy z płytami w poziomach podestów. Na rysunku 2 przedstawiono wybrane wykresy sił wewnętrznych od obciążeń eksploatacyjnych (momenty zginające i siły podłużne). Na rysunku 3 pokazano układ zbrojenia w wybranych przekrojach

wybranych przekrojach wieży.

W wyniku przeprowadzonych obliczeń z uwzględnieniem rzeczywistych parametrów materiałowych stali i betonu (przyjętych na podstawie wykonanej inwentaryzacji i odkrywek) ustalono, że konstrukcja obiektu ma wystarczającą nośność i sztywność, i spełnia warunki SGN i SGU wg [5, 18] (tabela). Masywna konstrukcja spełnia wymagania nośności (przeniesienie obciążeń) i użyteczności (warunek dopuszczalnych ugięć i zarysowania). Pod



**Fig. 2. Diagram of internal forces in the analyzed tower from operational loads:**  
**a) bending moment  $M_{Ed}$ ; b) axial force  $N_{Ed}$**   
*Rys. 2. Wykres sił wewnętrznych w analizowanej wieży od obciążeń eksploatacyjnych:*  
*a) momenty zginające  $M_{Ed}$ ; b) siła osiowa  $N_{Ed}$*



**Fig. 3. Layout of reinforcement in selected tower sections**  
*Rys. 3. Układ zbrojenia w wybranych przekrojach wieży*



## Results of ULS and SLS calculations in the structural elements of the facility

Wyniki obliczeń SGN i SGU w elementach konstrukcyjnych obiektu

| Structural elements/<br>Element<br>konstrukcyjny | Beam external/<br>Belka zewnętrzna | Beam internal/<br>Belka wewnętrzna | Plate intermediate/<br>Płyta pośrednia | Plate top/Płyta górna         | Columns/Słupy                 |
|--|------------------------------------|------------------------------------|--|-------------------------------|-------------------------------|
| Flexural strength [%]/<br>Wyężenie zginanie [%]  | 61                                 | 54                                 | 33                                     | 20                            | 35                            |
| Shear strength [%]/<br>Wyężenie ścinanie [%]     | 20                                 | 31                                 | 10                                     | 7                             | 12                            |
| Deflection [mm]/<br>Ugięcie [mm]                 | 1,5<br>( $a_{lim} = 13,2$ mm)      | 4,3<br>( $a_{lim} = 13,2$ mm)      | 0,4<br>( $a_{lim} = 5$ mm)             | 0,35<br>( $a_{lim} = 5$ mm)   | –                             |
| Crack [mm]/<br>Zarysowanie [mm]                  | 0,05                               | 0,1                                | non-cracked/<br>niezarysowana          | non-cracked/<br>niezarysowana | non-cracked/<br>niezarysowane |

re has large safety reserves. Once the repair work has been carried out, the structure can be safely used for many years provided that the required building inspections and ongoing repairs, renovations and safety work are carried out. The tower after the repairs are carried out is shown in Photo 7.



Photo 7. The structure of the observation tower after the renovation was carried out

Fot. 7. Konstrukcja wieży widokowej po przeprowadzonym remoncie

względem nośności konstrukcja ma duże zapasy bezpieczeństwa. Po zrealizowaniu prac naprawczych może być bezpiecznie użytkowana przez wiele lat pod warunkiem dokonywania wymaganych przeglądów budowlanych i bieżących napraw, remontów oraz prac zabezpieczających. Wieżę po wykonaniu remontu przedstawia fotografia 7.

## General principles for the diagnosis of submitted historical objects

In order to carry out the diagnostics of a given object, the correct choice of research methods and techniques and of the research area is very important. For this purpose it is necessary (based on own experience and examples from the literature):

- carry out a review of the design documentation for the facility and all standards, guidelines, acceptance requirements, tests applicable during the design and construction of the facility;
- determine the characteristic structural and material solutions for the type of facility;
- assess the current technical condition of the object (scratches, cracks, cavities, corrosion, mechanical damage) and collect information on the history of operation of the object from the implementation to the present time;
- carry out a static-strength analysis, taking into account the current requirements for the operation of the object in question, together with the identification of areas requiring more in-depth experimental and theoretical investigations;
- provide solutions for the operation and possible repair of the facilities;
- provide inspection procedures and final recommendations for possible structural condition monitoring, as well as conclusions.

## Ogólne zasady diagnostyki przedstawionych obiektów historycznych

Do wykonania diagnostyki danego obiektu bardzo ważny jest właściwy wybór metod i technik badawczych oraz obszaru badań. W tym celu należy (na podstawie własnych doświadczeń i przykładów z literatury):

- wykonać przegląd dokumentacji projektowej obiektu oraz wszelkich norm, wytycznych, wymagań odbioru, badań obowiązujących w okresie projektowania i realizacji obiektu;
- określić charakterystyczne rozwiązania konstrukcyjne i materiałowe w przypadku danego typu obiektów;
- ocenić aktualny stan techniczny obiektu (zarysowania, pęknięcia, ubytki, korozja, uszkodzenia mechaniczne) oraz zebrać informacje o historii eksploatacji obiektu od realizacji do chwili obecnej;
- wykonać analizę statyczno-wytrzymałościową z uwzględnieniem aktualnych wymagań dotyczących eksploatacji omawianego obiektu wraz z wytypowaniem obszarów wymagających bardziej wnikliwych badań doświadczalnych i teoretycznych;
- podać rozwiązania dotyczące eksploatacji i ewentualnej naprawy obiektów;
- podać procedury przeglądów i zalecenia końcowe ewentualnego monitoringu stanu konstrukcji, a także wnioski.

## Summary

This paper presents three cases of historic buildings whose main structure is made of concrete. The presented objects, due to their unique character, require individual diagnostics. The most difficult part of this is predicting the behaviour of the structure over time. This is mainly due to the lack of a baseline of changes in material characteristics over the lifetime of the object.

When analysing the technical condition of the three structures, the common denominator is the lack of periodic inspections and ongoing repairs and renovations. Historic structures, especially valuable monuments as well as important engineering structures, should be subjected to cyclic condition monitoring, which will allow current knowledge of the condition of the structure. with particular emphasis on the destruction process of the concrete lagging (carbonisation, mechanical damage) and corrosion of the reinforcing steel.

Systematic, obligatory monitoring would make it possible to create a database of basic data enabling precise diagnostics not only of ULS and SLS, but also of the structure's behaviour over time. This could serve to increase knowledge of the durability and safety of reinforced concrete structures and protect valuable historical objects, which have their material value, but often their intangible value is more important.

*Fotografie: autorzy*

*Received: 21.07.2024*

*Revised: 18.10. 2024 .*

*Published: 25.11.2024.*

## Podsumowanie

W artykule przedstawiono trzy przypadki historycznych obiektów, których główna konstrukcja jest wykonana z betonu. Przedstawione obiekty, ze względu na swój unikatowy charakter, wymagają indywidualnej diagnostyki. Najtrudniejszą jej częścią jest prognozowanie zachowania się konstrukcji w czasie. Wynika to przede wszystkim z braku poziomu odniesienia zmiany cech materiałowych w czasie eksploatacji obiektu.

Wspólnym mianownikiem analizy stanu technicznego trzech obiektów jest brak okresowych przeglądów oraz bieżących napraw i remontów. Konstrukcje historyczne, szczególnie cenne zabytki, jak i ważne budowle inżynierskie, powinny być poddane cyklicznemu monitoringowi stanu technicznego, który umożliwi bieżącą wiedzę o stanie konstrukcji. ze szczególnym uwzględnieniem procesu destrukcji otuliny betonowej (karbonatyzacja, uszkodzenia mechaniczne) oraz korozji stali zbrojeniowej.

Systematyczny, obligatoryjny monitoring pozwoliłby stworzyć bazę podstawowych danych umożliwiających precyzyjną diagnostykę nie tylko SGN i SGU, ale również zachowania się konstrukcji w czasie. Mogłoby to przysłużyć się zwiększeniu wiedzy o trwałości i bezpieczeństwie konstrukcji żelbetonowych i chronić cenne obiekty historyczne, które mają swoją wartość materialną, ale często ważniejsza jest ich wartość niematerialna.

*Fotografie: autorzy*

*Artykuł wpłynął do redakcji: 21.07.2024 r.*

*Otrzymano poprawiony po recenzjach: 18.10. 2024 r.*

*Opublikowano: 25.11.2024 r.*

## Literature

- [1] Krentowski JR, Knyziak P. Metodyka badań i rewitalizacji obiektów zabytkowych. Przegląd Budowlany. 2019; 7 – 8: 80 – 86.
- [2] Zielińska M. Nowoczesne metody diagnostyki obiektów zabytkowych. Przegląd Budowlany. 2016; 12: 52 – 55.
- [3] Moczko M, Jasieńko J. Jak monitorować zabytki. Builder. 2017; 74 – 77.
- [4] PN-EN 1990: 2004. Eurokod 0. Podstawy projektowania konstrukcji.
- [5] PN-EN 1992-1-1: 2008. Eurokod 2. Projektowanie konstrukcji z betonu. Część 1-1: Reguły ogólne i reguły dla budynków.
- [6] Runkiewicz L, Hoła J. Diagnostyka techniczna konstrukcji żelbetonowych. Inżynieria i Budownictwo 7 – 8/2018, str. 397 – 405.
- [7] Poniemiecka dokumentacja konstrukcyjno-budowlana elektrowni wodnych we Wrocławiu i w okolicach Jeleniej Góry.
- [8] Projekty napraw elektrowni wodnych w sąsiedztwie Jeleniej Góry. Raporty opracowane w Instytucie Budownictwa Politechniki Wrocławskiej, Wrocław 2006 – 2007.
- [9] Pędziwiatr J, Styś D. Elektrownie wodne we Wrocławiu i okolicach – opis występujących zagrożeń awaryjnych. XVIII Konferencja Naukowo-Techniczna AWA-RIE BUDOWLANE, Szczecin – Międzyzdroje, maj 1997, t. I, str. 169 – 176.

- [10] Pędziwiatr J, Styś D. Typowe uszkodzenia konstrukcji elektrowni wodnych. Problemy eksploatacji, remontów i wznoszenia budowlanych obiektów energetycznych, Szklarska Poręba, 1997.
- [11] Czaplński K. Dawne wyroby ze stopów żelaza. DWE, Wrocław 2009.
- [12] PN-EN 13791:2008 Ocena wytrzymałości betonu na ściskanie w konstrukcjach i prefabrykowanych wyrobach budowlanych.
- [13] Kersten C. Eisenbetonbau. I teil. Verlag von Wilhelm Ernst&Sohn. Berlin 1906.
- [14] Kleinogel A. Eisenbeton und umschürter Beton. Carl Scholtze. Verlag W. Junghaus. Leipzig 1910.
- [15] PN-B-02010:1980/Az1:2006 Obciążenia w obliczeniach statycznych. Obciążenie śniegiem
- [16] PN-B-02011:1977/Az1:2009 Obciążenia w obliczeniach statycznych. Obciążenie wiatrem.
- [17] PN-B-02013:1987 Obciążenia budowli. Obciążenia zmienne środowiskowe. Obciążenie oblodzeniem.
- [18] PN-B-03264:2002 Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone. Obliczenia statyczne i wymiarowanie.