

dr inż. Michał Musiał<sup>1)</sup>\*)

ORCID: 0000-0001-6628-9749

mgr inż. Maciej Pazdan<sup>1)</sup>

ORCID: 0000-0002-3959-6337

# Adjustment of a high building structure of the WB system to mining tremors

## *Dostosowanie konstrukcji budynku wysokiego w systemie WB do oddziaływań od wstrząsów górniczych*

DOI: 10.15199/33.2025.09.13

**Abstract.** The paper concerns on the building constructed in the second half of the 1970s using the large-block (WB) system. The structure comprises 12 above-ground storeys, with a total height of approximately 40 meters above ground level and footprint dimensions of 18.3 × 15.4 meters. The building is exposed to paraseismic effects resulting from mining operations conducted in the Legnica-Głogów Copper District (LGOM). The primary objective of the authors was to assess the building's suitability for continued use, identify necessary renovation works, perform economic analyses, and forecast the durability of the proposed solutions. In order to carry out the objective, a series of studies and analysis were conducted (including soil investigations, geodetic surveys, destructive tests of concrete, inventory of reinforcement in selected elements, and numerical analysis). Based on these, a simple and relatively inexpensive method of strengthening the structure was proposed, involving the construction of a monolithic core with solid walls within the facility. The implementation of this solution will enable the safe use of the structure for the coming decades.

**Keywords:** high building; mining tremors; large-block system; reinforced concrete.

**Streszczenie.** Artykuł dotyczy budynku wzniesionego w drugiej połowie lat siedemdziesiątych XX w. w systemie wielki blok (WB). Budynek ma 12 kondygnacji nadziemnych, łączną wysokość ok. 40 m n.p.t. i wymiary w rzucie 18,3×15,4 m. Narażony jest na oddziaływania parasejsmiczne, wynikające z eksploatacji górniczej prowadzonej w Legnicko-Głogowskim Okręgu Miedziowym. Głównym naszym zadaniem była ocena przydatności obiektu do dalszej eksploatacji, wskazanie wymaganych prac remontowych, analizy ekonomiczne oraz prognoza trwałości zaproponowanych rozwiązań. W celu realizacji zadania przeprowadzono wiele badań i analiz, m.in. badania gruntu, inwentaryzację geodezyjną, badania niszczące betonu, inwentaryzację zbrojenia wybranych elementów, analizy numeryczne. Na ich podstawie zaproponowano prosty i relatywnie tani sposób wzmocnienia obiektu, polegający na wykonaniu zmonolityzowanego trzonu o pełnych ścianach. Wdrożenie tego rozwiązania pozwoli na bezpieczne użytkowanie obiektu przez następne dziesięciolecia.

**Słowa kluczowe:** budynek wysoki; wstrząsy górnicze; wielki blok; żelbet.

The problem discussed in this article concerns large-panel housing construction in Poland. The term “large-panel system” is used to denote precast residential buildings, although it is important to distinguish between “large-panel system” and “large-block system”. The construction of such buildings dates back to the 1960s–1990s. Many of these structures are now reaching the end of their designed service life, typically assumed to be 50 years. For this reason, researchers are currently devoting significant attention to, among others, the assessment of their structural performance [1] and their thermal retrofitting [2]. Issues related to the recycling of components from such buildings are also being studied [3]. Building administrators are faced with the dilemma of which actions should be taken. The scale of the issue is noteworthy: according to data from Statistics Poland (GUS) [4], at the end of 2023 there were 15.7 million dwellings in Poland, of which 4 million were large-panel units, representing approximately 25% of the total housing stock. This constitutes a significant share of the national residential resource. Some of these buildings currently require no major financial expendi-

Problem opisany w artykule dotyczy budownictwa wielkopłytkowego w Polsce. W artykule używa się terminu „wielka płyta” do określenia prefabrykowanych budynków mieszkalnych, ale należy sobie zdawać sprawę z różnic między wielką płytą a wielkim blokiem. Czasy, gdy wznoszono obiekty w tym systemie, sięgają lat sześćdziesiątych-dziewięćdziesiątych ubiegłego wieku. Wiele z tych obiektów osiąga właśnie swój projektowy okres użytkowania, wynoszący 50 lat, dlatego też badacze poświęcają obecnie wiele uwagi m.in. ocenie ich konstrukcji [1] i termomodernizacji [2]. Analizowane są także zagadnienia recyklingu elementów przedmiotowych obiektów [3]. Zarządcy stoją przed dylematem, jakie przedsięwziąć kroki. Na uwagę zasługuje skala zjawiska, gdyż wg danych GUS [4] na koniec 2023 r. w Polsce było 15,7 mln mieszkań, w tym 4 mln z wielkiej płyty, co stanowi ok. 25%. Jest to zatem istotny udział w zasobie mieszkaniowym. Część z tych budynków nie wymaga obecnie większych nakładów finansowych. Jest to konsekwencja regularnie prowadzonych konserwacji, napraw bieżących, czy w niektórych przypadkach renowacji. Budynki niedoinwestowane wymagają większej uwagi. W efekcie zaniedbań, czy nawet niez-

<sup>1)</sup> Politechnika Wrocławska, Wydział Budownictwa Lądowego i Wodnego

<sup>\*)</sup> Correspondence address: michal.musial@pwr.edu.pl

tures, which is the result of regular maintenance, ongoing repairs, or, in certain cases, renovations. Underfunded buildings, however, demand greater attention. As a consequence of neglect or, in some cases, an unavoidable lack of financial resources, the time has come to decide whether large-scale renovation is justified and whether it would be cost-effective in the long term. Additionally, it should be noted that large-panel buildings have a negative reputation, due to the low construction quality and materials used at the time of their erection. However, this fact should be considered primarily from a social rather than an engineering perspective. Contrary to common opinion, the technical condition of large-panel buildings can, in most cases, be regarded as satisfactory.

Taking appropriate action with regard to the structure of a building (e.g., proposing a rational method of repair and/or strengthening) requires consideration of numerous aspects, primarily:

- Technical condition and its potential changes in the future – an integral part of such an analysis includes investigations of the building's geometry (e.g., tilting), selected properties of structural materials, subsoil conditions, etc.;
- Limit state analysis, which provides information on whether the structure can be safely used under current and anticipated loads, taking into account the long-term changes in material properties;
- Economic analysis – necessary measures must be evaluated in terms of their costs, along with indirect expenses such as providing temporary housing for residents during renovation, or alternatively purchasing land parcels and constructing new buildings;
- Social aspects, such as the mobility of residents in case of relocation, potential claims, and the impact of renovation on the surrounding community.

The problem described has been analysed on the example of a high-rise building located in an area affected by mining subsidence in the Legnica-Głogów Copper District (LGOM). For the study, one of four buildings with a representative technical condition was selected (Photo). Importantly, this complex of buildings, constructed in the second half of the 1970s, has become part of the city's landscape, despite diverging from contemporary architectural standards.



The analysed building (designated as 1) together with its surroundings [5]

*Analizowany budynek (ozn. 1) wraz z otoczeniem [5]*

winionego braku środków nadszedł czas na podjęcie decyzji, czy warto przystąpić do remontu na większą skalę, czy będzie on opłacalny w globalnym rozrachunku. Dodatkowo, nie bez znaczenia jest fakt, że budynki wzniesione w systemie wielkopłytyowym cieszą się złą sławą ze względu na ówczesny niski poziom wykonawstwa i materiałów. Fakt ten należy jednak rozpatrywać pod kątem społecznym, ale nie inżynierskim. Ponadto, wbrew obiegowym opiniom, stan techniczny wielkiej płyty w większości przypadków można uznać za zadowalający.

Podjęcie właściwych kroków w odniesieniu do konstrukcji obiektu (np. zaproponowanie racjonalnego sposobu naprawy i/lub wzmocnienia), wymaga analizy wielu aspektów, a przede wszystkim:

- stanu technicznego i jego ewentualnych zmian w przyszłości – integralną częścią takiej analizy są badania geometrii obiektu (np. wychyleń), wybranych właściwości materiałów konstrukcyjnych, podłoża gruntowego itp.;
- analizy stanów granicznych, która dostarcza informacji, czy obiekt może być eksploatowany w przypadku aktualnych i prognozowanych obciążeń oraz właściwości materiałów zmieniających się na przestrzeni lat;
- analizy ekonomicznej – należy wziąć pod uwagę koszty niezbędnych działań i inne koszty pośrednie, związane np. z zapewnieniem lokali zastępczych lokatorom na czas remontu bądź nabyciem parceli i wybudowaniem nowych,
- aspektów społecznych, takich jak mobilność lokatorów w przypadku wysiedlenia, ewentualna ich roszczeniowość, wpływ remontu na otoczenie społeczne.

Opisany problem przeanalizowano na przykładzie budynku wysokiego, zlokalizowanego na terenie szkód górniczych Legnicko-Głogowskiego Okręgu Miedziowego (LGOM). Do analizy wybrano jeden z czterech obiektów, o reprezentatywnym stanie technicznym (fotografia). Co istotne, zespół budynków, wzniesionych w drugiej połowie lat siedemdziesiątych XX w., jest wpisany w krajobraz miasta, mimo że odbiega od aktualnych kanonów architektury.

## Description and History of the Building

The building was constructed on a rectangular plan with approximate external dimensions of  $18.3 \times 15.4$  m. It consists of 13 storeys (including a basement) and reaches 40 m above ground level. The basement, with a foundation slab, and the ground floor were executed as cast-in-situ reinforced concrete. The superstructure above the ground floor was

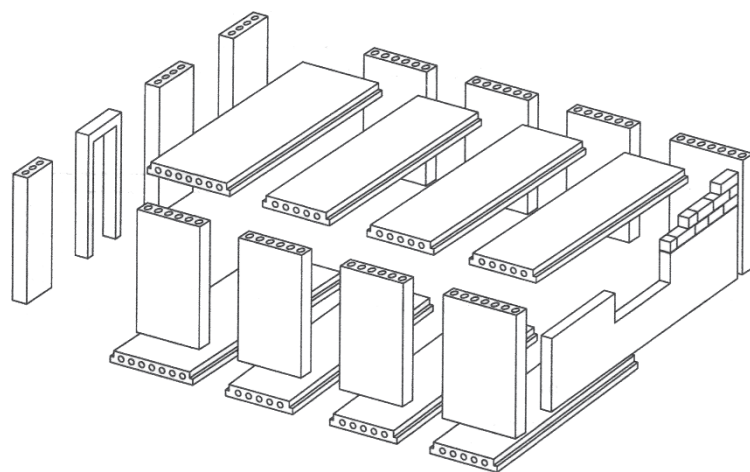
## Opis i historia obiektu

Obiekt wzniesiono na planie prostokąta o przybliżonych wymiarach zewnętrznych  $18,3 \times 15,4$  m. Budynek ma 13 kondygnacji (w tym piwnica) i sięga 40 m ponad poziom terenu. Piwnica z płytą fundamentową oraz parter wykonane są jako żelbetowe monolityczne. Konstrukcja powyżej parteru została wykonana jako prefabrykowana z elementów



built using prefabricated hollow-core elements in the WB system [6]. The construction period coincided with the decline of this system. A schematic, typical arrangement of WB system elements is shown in Figure 1. There are clear differences between the WB system and the classical large-panel systems, such as OWT, W-70, W<sub>k</sub>-70, the Szczecin System, WWP, and others. In the WB system, walls and floors were made of hollow-core slabs with a thickness of 24 cm and widths of 0.9, 1.2, or 1.5 m. The maximum span for floor slabs was 6 m. Floor slabs were reinforced only at the bottom, with bars placed within the inter-void ribs. Wall blocks, in turn, were made of concrete, with reinforcement limited to two plain bars on one side. These bars were extensions of one branch of each of the two transport/assembly hooks located at the end face of the block (Figure 2). The wall block was designed to function as a compression element, and the reinforcement was sufficient only during demoulding and erection (the elements were cast in a horizontal position). Elements with door openings were made as solid reinforced concrete members with widths of 1.2 or 1.5 m. In the case under study, balconies were executed using solid precast reinforced concrete slabs. The infill and covering walls were made of autoclaved aerated concrete blocks. It should be noted that the WB system was not recommended for buildings located in areas affected by mining subsidence. Furthermore, the considerable slenderness of the building must also be regarded as an unfavourable factor.

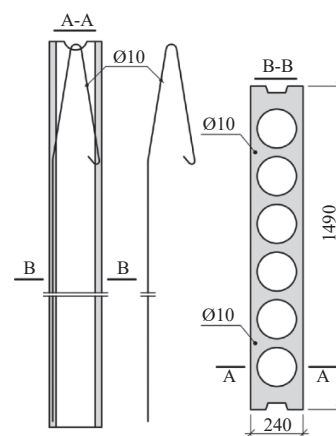
On February 20, 2002, the building was subjected to a mining tremor of very high energy, 1.5 GJ [7]. The epicentre of the tremor was located approximately 0.5 km from the building. According to eyewitnesses, this event was extraordinary in the city's history and resembled a minor earthquake. On the upper storeys, furniture in apartments was overturned. Nevertheless, the structure was not in a state of emergency. The only observed damages were cracks in the vertical joints between precast elements. A detailed description of the tremor is presented in [8]. As a consequence of this event, in 2003 the following strengthening measures were undertaken:



**Fig. 1. Schematic of the arrangement and geometry of the WB system elements [6]**  
Rys. 1. Schemat układu i geometrii elementów systemu WB [6]

drażonych w technologii WB [6]. Czas budowy przypadł na schyłek tego systemu. Schematyczny, typowy układ elementów systemu WB pokazano na rysunku 1. Zauważalne są wyraźne różnice między systemem WB a klasycznym systemem wielkiej płyty takim, jak choćby OWT, W-70, W<sub>k</sub>-70, System Szczeciński, WWP i inne. W systemie WB ściany i stropy wykonywano z płyt kanałowych o grubości 24 cm, szerokości 0,9; 1,2 bądź 1,5 m. W przypadku stropów rozpiętość wynosiła maksymalnie 6 m. Płyty stropowe zbrojone były jedynie dołem, prętami usytuowanymi w świetle żeber międzykanałowych. Bloki ścienne natomiast wykonywano jako betonowe, z tym że jedynym zbrojeniem były 2 pręty gładkie po jednej ze stron. Pręty te były przedłużeniem jednej gałęzi każdego z dwóch haków transportowo-montażowych, usytuowanych od czoła bloku (rysunek 2). Blok ścienny z założenia miał pracować jako ściskany, a zbrojenie było wystarczające w fazie rozformowania i pionowania (elementy wykonywano w pozycji „na płasko”). Elementy z otworami drzwiowymi wykonywano jako pełne, żelbetowe o szerokości 1,2 i 1,5 m. W analizowanym przypadku na balkony zastosowano pełne, prefabrykowane płyty żelbetowe. Ściany wypełniające i osłonowe wykonano z bloczków z betonu komórkowego. Należy dodać, że system WB był niezalecanym rozwiązaniem w przypadku budynków zlokalizowanych na terenach wpływów górniczych. Za niekorzystną można też uznać znaczną smukłość budynku.

20 lutego 2002 r. budynek został poddany oddziaływaniu wstrząsu górniczego o bardzo dużej energii 1,5 GJ [7]. Epicentrum wstrząsu zlokalizowane było ok. 0,5 km od budynku. Z relacji świadków wynika, że wstrząs ten był zdarzeniem wyjątkowym w dziejach miasta i miał charakter małego trzęsienia ziemi. Na górnych kondygnacjach doszło do wywrócenia mebli w mieszkaniach. Pomimo to konstrukcja nie znajdowała się w stanie awaryjnym. Jedynymi stwierdzonymi uszkodzeniami były zarysowania pionowych styków montażowych prefabrykatów. Szczegółowy opis wstrząsu zamieszczono w [8]. W następstwie tego zdarzenia w 2003 r. zrealizowano następujące wzmocnienia:



**Fig. 2. The wall block of the WB system in the analyzed case**

Rys. 2. Blok ścienny systemu WB w omawianym przypadku

- a flat, cast-in-situ reinforced-concrete frame installed along the stairwell over the full height of the building and anchored to the existing structural walls;

- doweling of the vertical joints of precast elements that had cracked during the tremor;

- anchoring of stair flights to landings, intended to prevent a potential progressive collapse [9].

These works were preventive rather than corrective in nature, and their aim was to protect the building against possible future mining tremors. Certain doubts arise regarding the effectiveness of the cast-in-situ reinforced concrete frame, as its contribution to the global stiffness of the building is negligible. On May 21, 2006, the building was subjected to another tremor, this time of greater energy (1.9 GJ), although the epicentre was located approximately 1.3 km from the structure. Post-event inspections revealed no damage to the building.

Recently, the building administrator has planned a thorough modernization of the facility. From an architectural standpoint, this involves rearranging the apartments to reduce their number (from eight to four per storey), thereby increasing their floor area. It should be noted that the original design intent of the building was to serve as a hotel, which explains the subdivision into the maximum number of small apartments. From a structural perspective, the modernization plan includes the creation of additional door openings and the introduction of necessary modifications to ensure structural safety under current conditions.

The following investigations were carried out as part of this work: geodetic measurements of the verticality of external walls; geotechnical testing of the subsoil; destructive testing of concrete on core specimens taken from the cast-in-situ part of the structure. Numerous openings and reinforcement surveys with a detector were also performed. Based on the results, the following findings were made:

- the building exhibits irregular tilting, with no dominant direction, indicating random imperfections; corners are tilted in various directions, with the maximum displacement of one corner being approximately 20 cm;

- concrete of class C25/30 was used, which, given the construction period, should be considered a very good result (although it must be noted that the concrete matured over several decades and its initial strength may have been lower);

- absence of reinforcement in the walls (except for two plain bars on one side of each slab);

- the second and fifth hollow cores of wall blocks are filled with concrete (Figure 2);

- solid elements around door openings are not vertically interconnected.

From these observations, it can be concluded that the overall condition of the structure is good. No cracks were observed, which in this type of construction would typically appear first at the joints between precast elements under mining-induced loads. The main weakness of the building, however, is the absence of continuous reinforcement in vertical elements capable of carrying tensile forces. This is particularly significant for structures exposed to tremors resulting from mining activities.

- płaską, żelbetową ramę monolityczną przy klatce schodowej na całą wysokość budynku, zakotwioną do istniejącej konstrukcji (ściany);

- dyblowanie pionowych połączeń prefabrykatów, które uległy zarysowaniu w wyniku wstrząsu;

- zakotwienie biegów schodowych do spoczników, co miało zapobiec ewentualnej katastrofie postępującej [9].

Prace te miały charakter raczej prewencyjny niż interwencyjny i ich celem było zabezpieczenie budynku przed ewentualnymi przyszłymi wstrząsami górniczymi. Pewne wątpliwości budzi zasadność zastosowania monolitycznej ramy żelbetowej. Jej udział w globalnej sztywności budynku jest znikomy. 21 maja 2006 r. budynek poddany był kolejnemu wstrząsowi, o większej energii (1,9 GJ), z tym że epicentrum znajdowało się ok. 1,3 km od obiektu. Oględziny po wstrząsie nie ujawniły żadnego uszkodzenia konstrukcji.

W ostatnim czasie zarządca obiektu zaplanował gruntowną modernizację obiektu. Z architektonicznego punktu widzenia wiąże się ona ze zmianą aranżacji lokali w celu zmniejszenia ich liczby (z ośmiu na cztery lokale na jednej kondygnacji), w celu powiększenia ich metrażu. Należy wspomnieć, że w zamyśle obiekt pełnił funkcję hotelową, dlatego też wydzielono w nim maksymalną liczbę lokali o niewielkiej powierzchni. W aspekcie konstrukcyjnym zaplanowano wykonanie dodatkowych otworów drzwiowych i wprowadzenie niezbędnych zmian, mających na celu zapewnienie bezpieczeństwa konstrukcji w obecnych warunkach.

W ramach prac przeprowadzono: pomiary geodezyjne pionowości ścian zewnętrznych; badania podłoża gruntowego; badania niszczące betonu na odwiertach rdzeniowych z monolitycznej części konstrukcji. Wykonano ponadto wiele odkrywek i pomiarów detektorem w celu inwentaryzacji zbrojenia. Na podstawie ich wyników stwierdzono, że:

- budynek charakteryzuje się nieregularnymi odchyleniami od pionu, które nie mają dominującego kierunku, lecz charakter losowych imperfekcji; narożniki wychylone są od pionu w różnych kierunkach, a maksymalne wychylenie jednego z nich wyniosło ok. 20 cm;

- zastosowano beton klasy C25/30, co jak na lata wykonawstwa, należy uznać za wynik bardzo dobry (choć nie bez znaczenia jest fakt, że beton ten dojrzewał przez dziesięciolecia i początkowo wytrzymałość ta mogła być mniejsza);

- brak zbrojenia ścian (oprócz dwóch prętów po jednej ze stron w każdej z płyt);

- przedszkrajne kanały bloków ściennych (2. i 5.) wypełnione są betonem (rysunek 2);

- elementy pełne przy otworach drzwiowych nie są powiązane między sobą w pionie.

Można z tego wyciągnąć ogólny wniosek, że konstrukcja obiektu jest w stanie dobrym. Nie zauważono zarysowań i spękań, które w tego typu konstrukcjach pojawiłyby się pod wpływem oddziaływań górniczych w pierwszej kolejności na stykach prefabrykatów. Za główną wadę obiektu należy uznać brak ciągłego zbrojenia elementów pionowych, zdolnego przenieść siły rozciągające. Ma to szczególne znaczenie w przypadku obiektów narażonych na wstrząsy, wynikające z eksploatacji górniczej.





## Structural Analysis

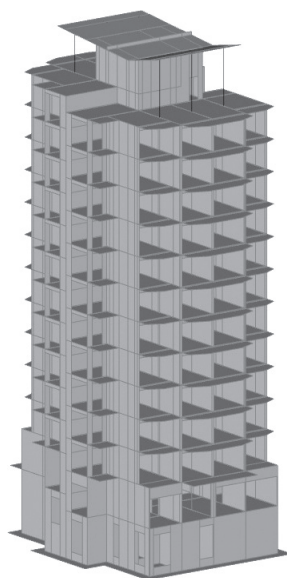
A finite element model (FEM) of the building was developed in a numerical program (Figure 3). To account for the unidirectional behaviour of hollow-core elements (floors and walls of the WB system), orthotropic material properties were applied. The subsoil was modelled using a Winkler–Pasternak approach. Subsoil parameters were determined iteratively, taking into account the foundation geometry, the mechanical properties of the subsoil obtained from tests, and the soil resistance beneath the foundation. The following loads were considered: dead loads (resulting from the self-weight of the structure and finishing elements); live loads (differentiated appropriately for floors, staircases, balconies, and the roof); climatic loads (snow and wind). The analyses addressed the ultimate limit state in the fundamental design situation – load combinations 6.10a and 6.10b according to [10] – as well as the seismic design situation – load combination 6.12b according to [10], which is expressed as:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} "+" A_{Ed} "+" \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

where:  $G_{k,j}$  – the  $j$ -th characteristic dead load;  $A_{Ed}$  – the design value of the seismic action,  $\psi_{2,i} Q_{k,i}$  – the  $i$ -th live load multiplied by the appropriate factor  $\psi_2$ .

The first three eigenfrequencies of the analysed structure were 0.59, 0.68, and 1.18 Hz. These corresponded respectively to the following mode shapes: bending along the shorter side, bending along the longer side, and torsion. It should be noted that the bending modes were accompanied by inclinations resulting from the deformable subsoil model. The influence of mining operations was considered based on the current IWEG (Information on the Effects of Mining Exploitation) and industry guidelines formulated from previous studies [11]. The response spectrum method was applied [12–14]. It was assumed that the building is located in seismic zone IV of the LGOM, with a design ground acceleration  $a_p = 60 \text{ cm/s}^2$  and soil parameters corresponding to type B [11] (dense sands, gravels, or very stiff clays thickness of several tens of meters, characterized by increasing stiffness with depth). The response spectrum accounted for inelastic behaviour of the structure, assuming a structural behaviour factor  $q = 1.5$ . This factor reflects energy dissipation in plastic hinges depending on the material and the structural configuration. A graphical representation of the response spectrum is shown in Figure 4.

For each storey, representative values of axial forces  $N$  were selected (compression “+”, tension “–”). These values are compared with the corresponding capacities in Figure 5. On the first



**Fig. 3. Numerical model of the building**

Rys. 3. Model numeryczny obiektu

## Analizy obliczeniowe konstrukcji

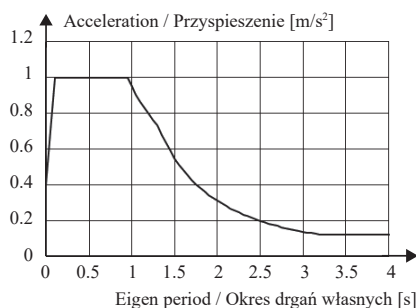
W programie numerycznym wykonano model MES (rysunek 3). W celu odwzorowania jednokierunkowej pracy elementów drążonych (stropów i ścian systemu WB) zastosowano ortotropię. W przypadku podłoża przyjęto model Winklera-Pasternaka. Parametry podłoża wyznaczono iteracyjnie, uwzględniając geometrię fundamentu, parametry mechaniczne podłoża z badań, odpór gruntu pod fundamentem. Przyjęto następujące obciążenia: stałe (wynikające z ciężaru własnego konstrukcji i elementów wykończenia); użytkowe (odpowiednio zróżnicowane w przypadku stropów, klatek schodowych, balkonów i dachu); klimatyczne śniegiem i wiatrem. Analizy dotyczyły stanu granicznego nośności w trwałej sytuacji obliczeniowej – kombinacje 6.10a i 6.10b wg [10], oraz w sejsmicznej sytuacji obliczeniowej – kombinacja 6.12b wg [10], która ma postać:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} "+" A_{Ed} "+" \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

gdzie:  $G_{k,j}$  – wartość  $j$ -tego charakterystycznego oddziaływania stałego;  $A_{Ed}$  – wartość obliczeniowa oddziaływania sejsmicznego;  $\psi_{2,i} Q_{k,i}$  – wartość  $i$ -tego oddziaływania zmiennego z właściwym współczynnikiem  $\psi_2$ .

Trzy najniższe częstotliwości własne analizowanej konstrukcji wyniosły: 0,59; 0,68 i 1,18 Hz. Odpowiadały im odpowiednio postacie: giętą wzdłuż krótszego boku; giętą wzdłuż dłuższego boku; skrętna. Należy zaznaczyć, że postaciom giętym towarzyszył przechył wynikający z odkształcalnego modelu podłoża. Wpływ eksploatacji górniczej uwzględniono na podstawie aktualnej IWEG (informacji o wpływach eksploatacji górniczej) oraz wytycznych branżowych, sformułowanych na podstawie badań [11]. Zastosowano metodę spektrum odpowiedzi [12–14]. Przyjęto, że obiekt znajduje się w IV strefie sejsmicznej LGOM, przyspieszenie projektowe wynosi  $a_p = 60 \text{ cm/s}^2$  oraz parametry właściwe dla gruntu B wg [11], tj. gęste piaski, żwiry lub bardzo sztywne gliny o miąższości kilkudziesięciu metrów, charakteryzujące się wzrostem sztywności wraz z głębokością. W spektrum odpowiedzi uwzględniono niesprężystą pracę konstrukcji, przyjmując współczynnik zachowania konstrukcji  $q = 1,5$ . Współczynnik ten odzwierciedla dyssypację energii w przegubach plastycznych w zależności od materiału i ukształtowania konstrukcji. Reprezentację graficzną spektrum odpowiedzi pokazano na rysunku 4.

W przypadku każdej kondygnacji wybrano reprezentatywne wartości sił podłużnych  $N$  (ściskanie „+”, rozciąganie „–”). Na rysunku 5 zestawiono je z odpowiednimi nośnościami. Na



**Fig. 4. Assumed acceleration response spectrum**

Rys. 4. Przyjęte przyspieszeniowe spektrum odpowiedzi

storey, the extreme value occurred just above the floor slab; therefore, it was referenced to the capacity of the cast-in-situ box at levels –1 and 0. It should be noted that in the original state, the structure did not have continuous reinforcement in the vertical elements. Consequently, tensile capacities are not shown in Figure 5. In both load combinations, the compressive forces exhibit similar magnitudes and distribution along the building height. They are lower than the corresponding capacities. Tensile forces, however, vary in magnitude and nature. The maximum values for the fundamental and seismic combinations are 182 and 463 kN/m, respectively. In the fundamental combination, tensile forces increase from the top down to the ground floor due to wind loading. At levels –1 and 0, these forces diminish as a result of the significant self-weight. In the seismic combination, tensile forces reach their maximum within the sixth storey.

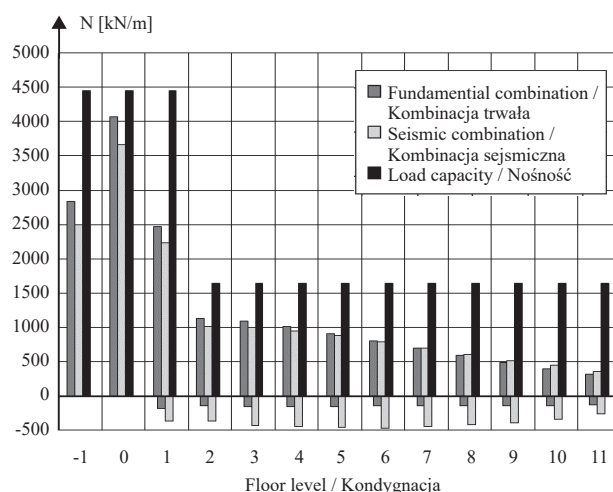


Fig. 5. Axial forces and capacity for each floor level before strengthening

Rys. 5. Siły osiowe i nośność w przypadku poszczególnych kondygnacji przed wzmocnieniem

dla kombinacji trwałej i sejsmicznej wynoszą odpowiednio: 182 i 463 kN/m. W kombinacji trwałej siły rozciągające przyrastają od góry do kondygnacji parteru za sprawą obciążenia wiatrem. Na kondygnacjach –1 i 0 oddziaływania te wygasają za sprawą znacznego ciężaru własnego. W kombinacji sejsmicznej siły rozciągające osiągają ekstremum w obrębie kondygnacji 6.

kondygnacji 1 wartość ekstremalna wystąpiła tuż nad stropem, dlatego też odniesiono ją do nośności monolitycznej skrzyni w poziomach –1 i 0. Należy zaznaczyć, że w stanie pierwotnym konstrukcja nie miała ciągłego zbrojenia elementów pionowych. Na rysunku 5 nie zaznaczano więc nośności na rozciąganie. W obu kombinacjach siły ściskające charakteryzują się podobnymi wartościami i dystrybucją po wysokości budynku. Są one mniejsze niż nośności. Siły rozciągające są natomiast zróżnicowane pod względem wartości i charakteru. Maksymalne wartości

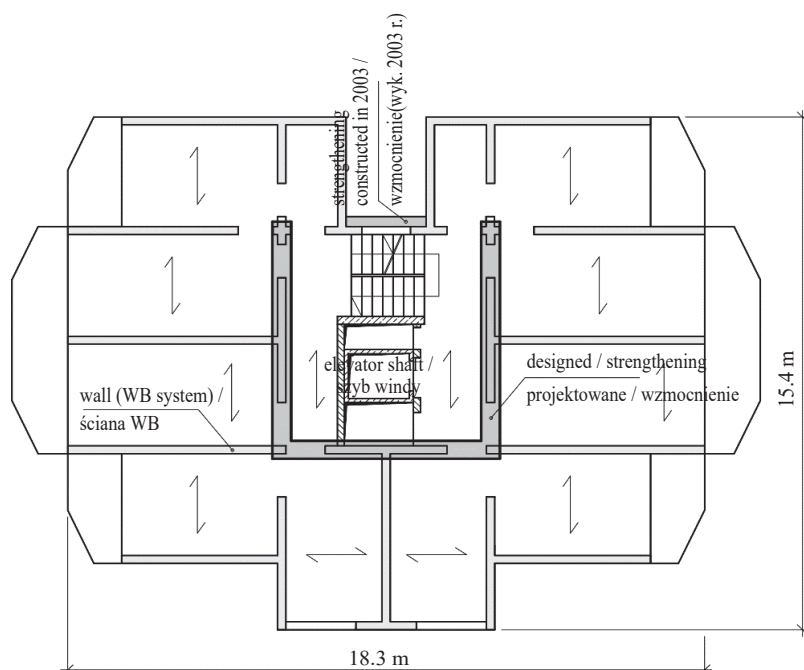
## Structural Modernization

The structural modernization primarily aimed to introduce elements capable of transferring tensile forces. Since these forces were concentrated in the central part of the building's cross-section (the stairwell walls), it was decided to form a full cast-in-situ core. The proposed solution involved filling voids of precast WB system wall elements with concrete and applying a 6 cm-thick reinforced concrete jacket on both sides using a shotcrete technique. Openings were provided in the floor slabs to pass vertical reinforcement. The composite action would be ensured by transverse bars placed in the voids, installed through cross holes before the concrete filling. As a result, the 24 cm-thick hollow precast wall elements would become a cast-in-situ reinforced concrete core with a 36 cm-thick shell, capable of carrying tensile forces. This solution complies with the requirements of the reinforced concrete design standard [15], which does not recommend using concrete elements for dynamic loading. The floor plan with the designed modifications is shown in Figure 6. One of the assumptions was to create additional door openings resulting from the rearrangement of apartments, which was included in the computational model. Verification calculations were performed for the modernized structure. Figure 7 presents the displacements along the longer side of the building caused by the mining tremor. Axial force results are summarized in Figure 8. The introduced modifications had only a minor effect on force magnitudes, as the self-weight and inertial contribution of the added elements

## Modernizacja konstrukcji

Modernizacja konstrukcji miała polegać przede wszystkim na wprowadzeniu elementów zdolnych do przeniesienia sił rozciągających. Ze względu na fakt, że siły te koncentrowały się w centralnej części przekroju poprzecznego budynku (ściany klatki schodowej), zdecydowano się na wykształtowanie pełnego trzonu monolitycznego. Zaproponowano wypełnienie betonem kanałów wybranych elementów ściennych systemu WB i obłożenie ich po obu stronach płaszczem żelbetowym grubości 6 cm, nanoszonym natryskowo. W stropach przewidziano przekucia w celu przeprowadzenia zbrojenia pionowego. Zespoleń będą stanowić pręty poprzeczne w świetle kanałów, które zostaną osadzone w skrośnych otworach przed wypełnieniem kanałów betonem. W efekcie betonowe ściany dążone z prefabrykatów o grubości 24 cm staną się monolitycznym trzonem żelbetowym o grubości powłoki 36 cm, zdolnym przenosić siły rozciągające. Będzie to spełnieniem postulatu normy dotyczącej projektowania konstrukcji żelbetowych [15], która nie zaleca stosowania elementów betonowych w przypadku obciążeń dynamicznych. Rzut kondygnacji budynku wraz z zaprojektowanymi zmianami pokazano na rysunku 6. Jednym z założeń było wykonanie dodatkowych otworów drzwiowych wynikających ze zmiany aranżacji lokali, co uwzględniono w modelu obliczeniowym. Przeprowadzono obliczenia kontrolne zmodernizowanej konstrukcji. Na rysunku 7 zaprezentowano przemieszczenia wzdłuż dłuższego boku spowodowane wstrząsem górnym. Wyniki sił osiowych zestawiono na rysunku 8. Wprowadzone zmiany w niewielkim stop-

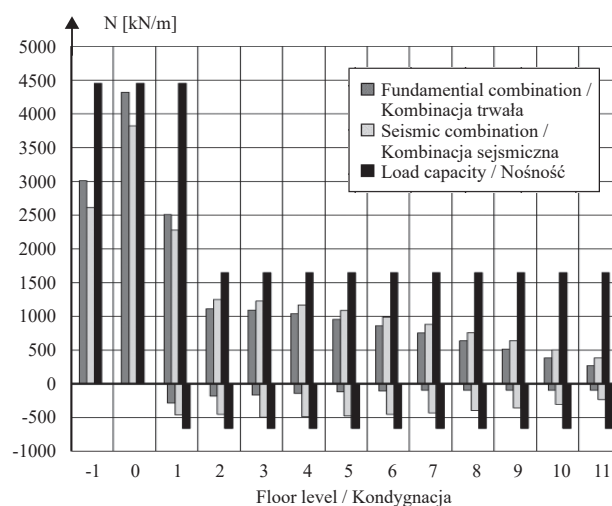




**Fig. 6. Plan view of a typical storey**  
Rys. 6. Rzut typowej kondygnacji

is small. However, it should be noted that the maximum tensile force (492 kN/m – 3rd storey) occurred at a lower level than in the original structure (463 kN/m – 6th storey). The reinforcement provided in the core allows the tensile forces to be safely transferred to the cast-in-situ concrete box at levels –1 and 0. Estimated maximum utilization ratios, divided by storeys –1, 0 (cast-in-situ box) and 1–11 (WB system with cast-in-situ core), are summarized in the table. The applied strengthening practically did not affect the eigenfrequencies. Under the new conditions, the first three eigenfrequencies were: 0.61, 0.69, and 1.14 Hz. This can be explained by the fact that the constructed core has a limited influence on the building's global stiffness and inertia.

As part of the study, economic analyses were conducted. The cost of structural modernization (construction of the reinforced concrete core and additional door openings) was estimated at approximately 600,000 PLN



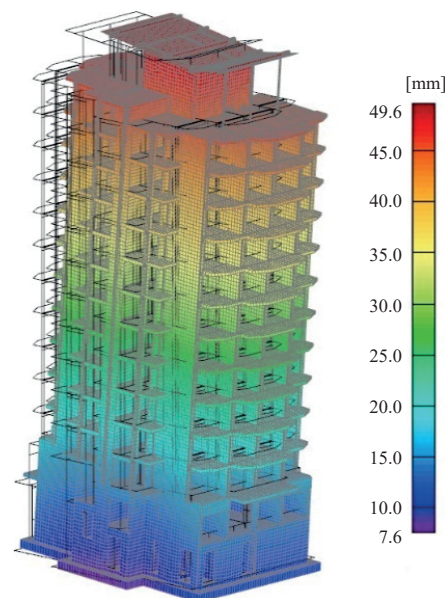
**Fig. 8. Axial forces and capacity for each floor level after strengthening**

Rys. 8. Siły osiowe i nośność w przypadku poszczególnych kondygnacji po wzmocnieniu

#### Stopnie wyłączenia po wzmocnieniu

Levels of structural utilization after strengthening

| Storeys / Kondygnacje | Fundamental combination / Kombinacja trwała |                       | Seismic combination / Kombinacja sejsmiczna |                       |
|-----------------------|---------------------------------------------|-----------------------|---------------------------------------------|-----------------------|
|                       | compression / ściskanie                     | tension / rozciąganie | compression / ściskanie                     | tension / rozciąganie |
| –1, 0                 | 97%                                         | –                     | 86%                                         | –                     |
| 1–11                  | 68%                                         | 43%                   | 76%                                         | 75%                   |



**Fig. 7. Displacements induced by a mining tremor along the longitudinal axis of the building**

Rys. 7. Przesunięcia od wstrząsu górniczego wzdłuż dłuższego boku budynku

nię wpłynęły na ich wartość, ponieważ udział ciężaru własnego i bezwładności dodatkowych elementów w wartościach całkowitych jest niewielki. Warto jednak zwrócić uwagę, że ekstremum sił rozciągających (492 kN/m – 3. kondygnacja) przypadło niżżej niż w stanie poprzednim (463 kN/m – 6. kondygnacja). Zbrojenie, jakie zastosowano w trzonie, pozwala bezpiecznie przenieść je do monolitycznej skrzyni żelbetowej w poziomach –1 i 0. Szacunkowe, maksymalne stopnie wyłączenia z podziałem na kondygnacje –1, 0 (monolityczna skrzynia) oraz 1–11 (system WB z monolitycznym trzonem) zestawiono w tabeli. Zastosowane wzmocnienie praktycznie nie wpłynęło na częstotliwości własne. W nowych warunkach trzy pierwsze wyniosły: 0,61; 0,69 i 1,14 Hz. Należy to uzasadniać tym, że wykonany trzon ma niewielki wpływ na globalną sztywność i bezwładność obiektu.

Jednym z elementów opracowania były analizy ekonomiczne. Koszt modernizacji konstrukcji (wykonanie trzonu



net. This price was determined in the second quarter of 2024. The amount represents roughly 40% of the projected cost of the building's thermal retrofitting (insulation and replacement of window joinery). Therefore, the modernization is economically justified.

## Conclusion

Comprehensive analysis of the more than fifty-year-old high-rise building constructed using the WB system indicated that it is in a satisfactory technical condition, although certain structural deficiencies present significant challenges. These deficiencies resulted from the building's inadequate adaptation to operating conditions in a mining-affected area. The primary objective of the study was therefore to answer the question of whether it is worthwhile to attempt the modernization of the building, and whether such intervention would be technologically feasible and economically justified. Based on the results of the investigations and analyses, it was shown that modernization is indeed worthwhile. A relatively inexpensive and straightforward method of strengthening the building was proposed by constructing a cast-in-situ reinforced concrete core. As a result, the building's structure meets the current requirements for such facilities. The modernization proved to be significantly less costly than providing new apartments for the residents. It is also worth noting that existing resources were utilized, making the investment in modernization environmentally optimal. Following the works and with proper use of the building, it can be expected to remain in service for several more decades. It should be noted that the renovated building will not match a new facility in terms of functionality or aesthetics. However, considering economic and ecological factors, modernization was the preferred solution in this case.

*Received: 17.04.2025*

*Revised: 04.06.2025*

*Published: 19.09.2025*

żelbetowego i dodatkowych otworów drzwiowych) wyceniono na ok. 600 tys. PLN netto. Cena była określona w drugim kwartale 2024 r. Kwota ta stanowiła ok. 40% prognozowanego kosztu termomodernizacji przedmiotowego obiektu (ocieplenie i wymiana stolarki okiennej). Modernizacja będzie więc uzasadniona ekonomicznie.

## Podsumowanie

Kompleksowe analizy przeszło pięćdziesięcioletniego budynku wysokiego, wykonanego w systemie WB wykazały, że jest on w zadowalającym stanie technicznym, ale problemem są pewne niedoskonałości w konstrukcji. Wynikały one z niedostosowania obiektu do warunków pracy na terenie górniczym. Zasadniczym celem badań było zatem udzielenie odpowiedzi na pytanie: czy warto podjąć próbę modernizacji przedmiotowego obiektu oraz czy będzie ona racjonalna technologicznie i uzasadniona ekonomicznie. Na podstawie wyników badań i analiz w pracy wykazano, że warto. Zaproponowano relatywnie tani i prosty sposób wzmocnienia budynku przez wykonanie w nim monolitycznego, żelbetowego trzonu. W konsekwencji konstrukcja budynku spełni wymagania, jakie są obecnie stawiane takim obiektom. Modernizacja okazała się rozwiązaniem wielokrotnie tańszym niż zapewnienie mieszkańcom nowych lokali. Nie bez znaczenia jest fakt, że wykorzystano posiadane już zasoby, co sprawiło że inwestycja w modernizację była także optymalna z ekologicznego punktu widzenia. Po przeprowadzeniu prac i przy właściwym użytkowaniu obiektu można prognozować, że będzie on służył jeszcze kilkadziesiąt lat. Należy dodać, że wyremontowany obiekt nie dorówna funkcjonalnością, czy estetyką obiektowi nowemu. Biorąc jednak pod uwagę czynniki ekonomiczne i ekologiczne, w analizowanym przypadku zdecydowano się na modernizację.

*Artykuł wpłynął do redakcji: 17.04.2025 r.*

*Otrzymano poprawiony po recenzjach: 04.06.2025 r.*

*Opublikowano: 19.09.2025 r.*

## Literature

- [1] Ligęza W. Renovation of Large-Panel Buildings in Context of Urban Renewal. Civ. Environ. Eng. 2015; DOI: <https://doi.org/10.1515/ceer-2015-0024>.
- [2] Podawca K, Pawłat-Zawrzykraj A, Dohojda M. Analysis of the possibilities for improvement of thermal comfort of living quarters located in multi-family large-panel prefabricated buildings. E3S Web of Conferences 2018; DOI: <https://doi.org/10.1051/e3sconf/20184400145>.
- [3] Malazdrewicz S, Ostrowski KA, Sadowski Ł. Large Panel System Technology in the Second Half of the Twentieth Century – Literature Review, Recycling Possibilities and Research, Gaps. Buildings 2022; DOI: <https://doi.org/10.3390/buildings12111822>.
- [4] [www.stat.gov.pl](http://www.stat.gov.pl).
- [5] [www.polkowice.eu](http://www.polkowice.eu).
- [6] Starosolski W. Konstrukcje żelbetowe wg Eurokodu 2 i norm związanych – Tom 6. Wydawnictwo Naukowe PWN, Warszawa 2019.
- [7] Minch M. Wzmocnienie budynków wysokich uszkodzonych w wyniku wstrząsu górniczego o dużej energii. Materiały Budowlane 2015; DOI: [10.15199/33.2015.06.17](https://doi.org/10.15199/33.2015.06.17).
- [8] Zembaty Z. Rockburst induced ground motion – a comparative study. Soil Dyn Earthq Eng 2004; DOI: <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2003.10.001>.
- [9] Mitzel A, Stachurski W, Suwalski J. Awarie konstrukcji betonowych i murowych. Arkady, Warszawa 1982.
- [10] PN-EN 1990:2004. Eurokod 0 – Podstawy projektowania konstrukcji.
- [11] Zembaty Z, Lai C, Kokot S, Scandella L, Bozzoni F, Nowak H, Kuś J, Bobra P, Jaśkiewicz K, Król P. Wytyczne branżowe do projektowania obiektów kubaturowych w LGOM na wpływy dynamiczne od wstrząsów górniczych. Raport Politechniki Opolskiej dla KGHM SA, 2012.
- [12] PN-EN 1998-1:2005. Eurokod 8 – Projektowanie konstrukcji poddanych oddziaływaniom sejsmicznym – Część 1: Reguły ogólne, oddziaływania sejsmiczne i reguły dla budynków.
- [13] Zembaty Z. Zastosowanie normy sejsmicznej „Eurokod 8” w projektowaniu budowli narażonych na działanie wstrząsów górniczych. Czasopismo Techniczne. Budownictwo 2010; R. 107, Z. 11, 3-B: 173-80.
- [14] Zembaty Z, Kokot S, Bobra P, Kuś J. Projektowanie budowli wg Eurokodu 8 na terenach górniczych LGOM. Materiały Budowlane 2015; DOI: [10.15199/33.2015.06.15](https://doi.org/10.15199/33.2015.06.15).
- [15] PN-EN 1992-1-1:2008. Eurokod 2 – Projektowanie konstrukcji z betonu. Część 1-1: Reguły ogólne i reguły dla budynków.