

dr inż. Wiesław Bereza<sup>1\*)</sup>

ORCID: 0000-0003-2670-2599

prof. dr hab. inż. Roman Kinasz<sup>1)</sup>

ORCID: 0000-0001-6715-9583

# Implementation of changing in the static system of a high-rise building

## *Realizacja zmiany schematu statycznego budynku wysokościowego*

DOI: 10.15199/33.2025.07.06

**Abstract.** This article describes a method of introducing a change to the static structural system scheme in an existing high-rise building. The reason for such action is presented as the need to adapt the facility to current standards while ensuring the business justification of the investment. Construction activities included the introduction of a new stiffening core while simultaneously strengthening and stabilizing the foundations. During the design work and supervision of construction works, attention was paid to the method of monolithizing the existing and new parts as a determinant of inter-storey “drift”.

**Keywords:** high-rise building; static scheme; drift; deep foundation.

**Streszczenie.** W artykule zaprezentowano zagadnienia dotyczące zmiany schematu statycznego układu konstrukcyjnego w istniejącym budynku wysokościowym. Przedstawiono przyczynę takiego działania jako potrzebę dostosowania obiektu do obecnych standardów przy zapewnieniu uzasadnienia ekonomicznego inwestycji. Działania konstrukcyjne obejmowały wprowadzenie nowego trzonu usztywniającego przy jednoczesnym wzmocnieniu i ustabilizowaniu fundamentów. Podczas prac projektowych oraz nadzorowania prac budowlanych zwrócono uwagę na sposób zmonolityzowania części istniejącej i nowej jako determinanty „driftu” międzykondygnacyjnego.

**Słowa kluczowe:** budynek wysokościowy; schemat statyczny; drift; głębokie posadowienie.

The building complex at 4 Lubomirskiego Street in Cracow was designed in 1977–79 as the headquarters of the Cracow Branch of the Chief Technical Organization. The building, with a height of 24 overground floors, is inscribed with the outline of its plan in a rectangle of 24.54x21.52 meters. Part of the first floor has been expanded so as to form a solid coherent with the other buildings. The single-story basement, founded on a reinforced concrete foundation box, provides a support structure for the spatial steel frame of the above-ground part and the independent communication and installation core located in the centre (Figure 1, Photo 1).

The main structure of the originally designed building is a spatial frame system. Four three-span steel frames working in one direction and four in the other, perpendicular direction provided the building with load-bearing capacity and spatial rigidity [1]. It was a structure that forced the formation of high steel beams in part of the usable floors (Photo 2). Thin reinforced concrete floor slabs were made in the past on a trafficked formwork made of trapezoidal sheet metal, supported on steel secondary beams spaced about 1.5 meters apart.

The presented solution of the structural system of the high-rise building made it very light, but also flabby. In order to ensure the spatial rigidity of the building, mainly against wind, the height of the horizontal transoms was increased at the design stage to between 60 and 80 cm (Photo 2). In this way, it was wanted to ensure that their dimension remained constant over the entire span, regardless of whether support or span mo-

Zespół budynków przy ul. Lubomirskiego 4 w Krakowie został zaprojektowany w latach 1977–1979 jako siedziba Oddziału Krakowskiego Naczelnej Organizacji Technicznej. Budynek o wysokości dwudziestu czterech kondygnacji nadziemnych wpisuje się obrysem rzutu w prostokąt o wymiarach 24,54x21,52 m. Część parteru została tak rozbudowana, aby stanowiła bryłę spójną z pozostałymi obiektami. Jednokondygnacyjna piwnica posadowiona na żelbetowej skrzyni fundamentowej jest konstrukcją wsporczą przestrzennej ramy stalowej części nadziemnej i zlokalizowanego w środku niezależnego trzonu komunikacyjno-instalacyjnego (rysunek 1, fotografia 1). Konstrukcja główna zaprojektowanego pierwotnie budynku to układ ramowy przestrzenny. Cztery stalowe ramy trójprzęsłowe pracujące w jednym kierunku oraz cztery w drugim, prostopadłym zapewniały budynkowi nośność oraz sztywność przestrzenną [1]. Konstrukcja w części kondygnacji użytkowych wymuszała ukształtowanie wysokich belek stalowych (fotografia 2). Cienkie żelbetowe płyty stropowe wykonane zostały na szalunku traconym z blachy trapezowej, opartym na stalowych belkach drugorzędnych w rozstawie co ok. 1,5 m.

Rozwiązanie układu konstrukcyjnego budynku wysokościowego powodowało, że był on bardzo lekki i wiotki. Aby zapewnić sztywność przestrzenną obiektu, głównie na działanie wiatru, zwiększono na etapie projektowania wysokość rygli poziomych do 60–80 cm (fotografia 2). W ten sposób zapewniono ich stały wymiar na całej rozpiętości, niezależnie czy działał w nich moment podporowy czy przęsłowy [2]. Konstrukcja budynku spełniała wymagania normowe z okresu jej projektowania i realizacji, tj. z lat siedemdziesiątych XX wieku.

<sup>1)</sup> Akademia Górniczo-Hutnicza im. Stanisława Staszica w Krakowie, Wydział Inżynierii Lądowej i Gospodarki Zasobami,

<sup>\*)</sup> Correspondence address: bereza@agh.edu.pl

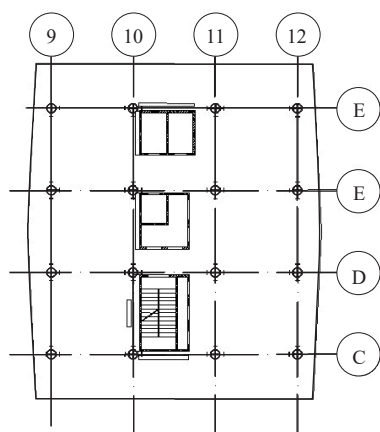


Fig. 1. Typical floor plan

Rys. 1. Rzut typowej kondygnacji



Photo 1. View of the building with the communication core

Fot. 1. Widok budynku z trzonem komunikacyjnym



Photo 2. Steel frame junction (the decoupled communication core is visible in the background)

Fot. 2. Węzeł ramy stalowej (w głębi widoczny oddzielony trzon komunikacyjny)

ment was acting in them [2]. The structure of the building met the standard requirements that were in force at the time of its design and implementation, i.e. in the 1970s.

### Changing the static scheme of the building

The described construction of the high-rise building structure caused significant difficulties in adapting the building to current regulations [3]. In addition, the floor slab did not meet the requirements for fire protection, while the conduct of ventilation would have required the construction of new sheds or the reconstruction of frame rafters. This led to the concept of changing the building's static scheme, in which the frame system was abandoned in favor of a core system, added outside the contour of the existing building [4] and resulting in an asymmetrical geometry of the type plan contour in relation to the east-west axis (Photo 3, Figure 2). However, the concept allowed for the removal of the beams and the construction of new reinforced concrete ceilings in a beamless arrangement, which made possible any arrangement of the office space and the enlargement of the cantilevered section.

Changing the static scheme of the high-rise building by eliminating the frame system in favour of a rigid core required a thorough analysis of both the horizontal displacements of the above-ground part and the vertical settlements of the foundations [5, 6]. Such an analysis was carried out with the aid of electronic calculation techniques using Autodesk software in the form of the Robot Structural Analysis Professional 2018 package. In the above-ground part, the decisive load proved to be the wind, with the specified peak wind speed pressure as a value of  $q_p = 1052$  Pa strictly according to PN-EN 1991-1-4:2008 Eurokod 1: *Oddziaływania na konstrukcje, Część 1-4; Oddziaływania ogólne – Obciążenie wiatrem* [7]. The predominant wind direction resulted in

### Zmiana schematu statycznego budynku

Konstrukcja budynku wysokościowego utrudniała dostosowanie go do obowiązujących przepisów [3]. Płyta stropowa nie spełniała wymagań ochrony przeciwpożarowej, a prowadzenie wentylacji wymagałoby budowy nowych szachtów lub przebudowy rygli ram. Doprowadziło to do zmiany schematu statycznego budynku, w którym **zrezygnowano z układu ramowego na rzecz trzonowego**, dobudowanego poza obrysem budynku istniejącego [4] i powodującego niesymetryczną geometrię obrysu rzutu typowego w stosunku do osi wschód – zachód (fotografia 3, rysunek 2). Koncepcja pozwalała na usunięcie belek i wykonanie nowych stropów żelbetowych w układzie bezbelkowym, co umożliwiło dowolną aranżację przestrzeni biurowej oraz powiększenie części wspornikowej.

Zmiana schematu statycznego budynku wysokościowego przez likwidację układu ramowego na rzecz sztywnego trzonu wymagała analizy przemieszczeń poziomych części nadziemnej oraz osiadania pionowego fundamentów [5, 6] z użyciem pakietu Robot Structural Analysis Professional 2018. W części nadziemnej decydującym obciążeniem okazał się wiatr, o określonym szczytowym ciśnieniu prędkości

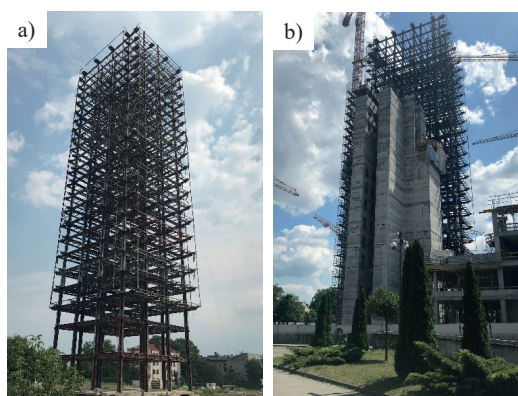


Photo 3. Building in original geometry (a) and expansion stage (b)

Fot. 3. Pierwotna geometria budynku (a) oraz etap jego rozbudowy (b)

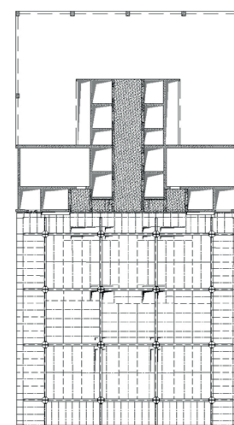


Fig. 2. Designed floor plan

Rys. 2. Projektowany rzut kondygnacji

the structure being exposed to both bending and torsion (Figure 3). This was due to the variable stiffness of the possible traffic stem introduced [8]. The specified maximum point displacement of the structure of the object was estimated as  $u_{\text{extreme}} = 16.8$  cm.

When designing and erecting high-rise buildings, the effect of structural shortcuts, defined as deformation in the vertical direction calculated mainly for columns and walls, must be taken into account [9]. In the building described here, this was additionally important, as already at the construction stage it was necessary to ensure that the two parts worked together: the new reinforced

concrete core and the existing part, from which the horizontal steel beams were removed. The quality of the concrete used to form the stem walls was important here. The modulus of elasticity of the concrete was initially assumed according to the literature [10], taking care to ensure a high quality of construction. A reduction in this stiffness was made due to the composition of the concrete mix and the standard provision PN-EN 1992-1-1:2008 Eurokod 2: *Projektowanie konstrukcji z betonu. Część 1-1. Reguły ogólne i reguły dla*

*budynków* [11]. This standard clearly indicates how important, for example, the type of aggregate used is on the value of the modulus of elasticity of concrete. The use of limestone and sand aggregate can reduce the modulus of elasticity of concrete by 10% and 30% respectively, thereby increasing the elastic deformation of the stiffening core accordingly.

The parameters of the concrete from which the stiffening core was made were to determine not only the stiffness of this part of the structure, but also how the two parts could be joined. The plastic working of the concrete material is also important; creep causes the concrete to relax, which means that more of the load is transferred to the reinforcing bars. Changing the ratio of load distribution between concrete and steel also causes a reduction in stiffness. The amount of creep depends closely on the time, moisture content and age of the concrete at the time of load application [12]. The chosen technology for erecting the core resulted in very rapid application of loads to the “young” concrete, which consequently generated concerns about high creep in the short term and high creep values during the service life.

A bespoke “telescopic joint” was provided for the duration of the implementation to ensure cooperation with the possibility of variable settlement [13]. The target monolithisation was only possible at the end of the implementation. Depending on the stiffness of this joint, the displacement of the floors relative to each other (drift) for the most susceptible edge could vary by up to 45%. The analysis performed on 6 models with vary-

$q_p = 1052$  Pa wg PN-EN 1991-1-4:2008 Eurokod 1: *Oddziaływanie na konstrukcje, Część 1-4; Oddziaływania ogólne – Obciążenie wiatrem* [7]. Dominujący kierunek działania wiatru powodował, że obiekt został narażony na zginanie i skręcanie (rysunek 3), co wynikało ze zmiennej sztywności trzonu komunikacyjnego [8]. Określone przemieszczenie maksymalne punktu konstrukcji obiektu oszacowano jako  $u_{\text{ekstremalne}} = 16,8$  cm.

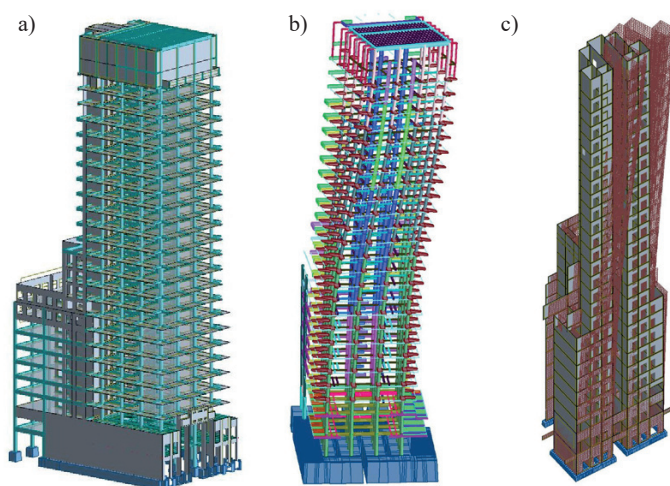
Przy projektowaniu i wznoszeniu budynków wysokościowych należy wziąć pod uwagę efekt skrótnów konstrukcji, okre-

ślanych jako odkształcenie w kierunku pionowym obliczane głównie w przypadku słupów i ścian [9]. W opisywanym obiekcie już na etapie realizacji należało zapewnić współpracę obu części: nowego trzonu żelbetowego oraz części istniejącej, z której usuwano poziome belki stalowe. Istotna była jakość betonu użytego do kształtowania ścian trzonu. Początkowo moduł sprężystości betonu założono wg literatury [10], zwracając uwagę na bardzo dobrą jakość wykonania konstrukcji. Redukcji tej sztywno-

ści dokonano ze względu na skład mieszanki betonowej oraz zapis normy PN-EN 1992-1-1:2008 Eurokod 2: *Projektowanie konstrukcji z betonu. Część 1-1. Reguły ogólne i reguły dla budynków* [11]. Norma ta wskazuje na wpływ np. rodzaju użytego kruszywa na wartość modułu sprężystości betonu. Użycie kruszywa wapiennego i piaskowego może zmniejszyć moduł sprężystości betonu odpowiednio o 10% i 30%, zwiększając tym samym odkształcenia sprężyste trzonu usztywniającego.

Parametry betonu, z którego wykonano trzon usztywniający, miały decydować nie tylko o sztywności obiektu, ale również o możliwym sposobie zespolenia obu części. Nie bez znaczenia była również praca plastyczna betonu. Pełzanie powoduje relaksację betonu, co wiąże się z przekazaniem większej części obciążeń na pręty zbrojeniowe, natomiast zmiana stosunku rozkładu obciążeń pomiędzy betonem i stalą powoduje zmniejszenie sztywności. Wielkość pełzania zależy ściśle od czasu, wilgotności oraz wieku betonu w chwili przyłożenia obciążenia [12]. Przyjęta technologia wznoszenia trzonu spowodowała bardzo szybkie przyłożenie obciążeń do „młodego” betonu, co w konsekwencji generowało obawy o duże pełzanie w krótkim czasie oraz dużą jego wartość w okresie użytkowania.

Na czas realizacji przewidziano indywidualne „połączenie teleskopowe” zapewniające współpracę konstrukcji z możliwością zmiennego osiadania [13]. Docelowe zmonolityzowanie było możliwe dopiero pod koniec realizacji. W zależności od sztywności zespolenia, przemieszczanie się stropów wzglę-



**Fig. 3. Computational model (FEM) of the building (a); its example deformation in the existing part (b) and the deformation of the bolted core part (c)**  
 Rys. 3. Model obliczeniowy budynku (a); jego przykładowa deformacja w części istniejącej (b) oraz deformacja skręcającej części trzonowej (c)

ing joint susceptibility showed significant changes for the way the structure worked in the vicinity of the elevations (Figure 4). This was very important information for the contractor, as this displacement decisively determines, in the case of a high-rise building, the selection of the type of façade structure [14].

The original analysis additionally does not take into account the effect of the decrease in stiffness of the newly introduced stem from fatigue loads. These are difficult to calculate as the standard does not give such calculation formulas. Experimental studies show that the stiffness drop is very rapid and stabilises at 100–200,000 cycles. Further analysis for the target condition assumes a possible increase in deflections of up to 60% compared to the first static loading.

### Changes to the foundation of the building

The weight of the revised building increased significantly compared to the original solution. It could no longer be transferred directly to the soil subsoil via a foundation slab connected to the underground box [15]. The eccentrically transmitted load required the introduction of injection in the form of jet-grouting columns. Underneath the foundation box, 32 columns, each approximately 4 m long, were drilled through the foundation and injected through holes in the bottom plate. This ensured the safety and structural stability of the existing building at each stage of the project. Both at the beginning when the existing part was working independently, and at the final stage when it started to cooperate with the newly built core. Under the extension section, 107 CEF piles, each 60 cm in diameter, were

constructed (Figure 5), compacting them in the line of contact with the existing building. The extreme section of the new part of the building was founded directly on the native soil with minor reinforcement. This was to even out the settlement of the high-rise section and the much lower one. This was helped by the native sand, which had a high degree of compaction of around 79% at the foundation level. The changing load during the project required control of the displacements of the columns and piles at each stage [16, 17] which was done in the traditional way, by surveying.

The arrangement of the columns and piles was intended to ensure that the foundation worked properly throughout the project timeline (construction and operational period). Both at the stage of relieving the load on the existing building, at the stage of its topping up and construction of the new part, and at the final stage,

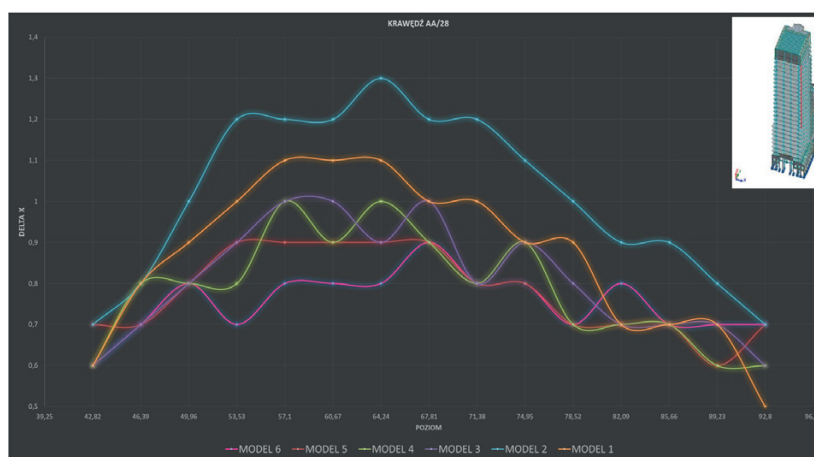
dem siebie (drift), w przypadku najbardziej podatnej krawędzi, mogło się zmieniać nawet o 45%. Analiza wykonana na sześciu modelach o zróżnicowanej podatności złącza przedstawiała istotne zmiany w sposobie pracy konstrukcji w sąsiedztwie elewacji (rysunek 4). Przemieszczenie w decydujący sposób determinuje dobór rodzaju elewacji budynku wysokościowego [14].

Pierwotna analiza nie uwzględnia wpływu spadku sztywności nowo wprowadzonego trzonu od obciążeń zmęczeniowych. Są one trudne do obliczenia, ponieważ norma nie podaje odpowiedniej metody. Z badań doświadczalnych wynika, że spadek sztywności jest bardzo szybki i stabilizuje się przy 100–200 tys. cykli. W dalszej analizie stanu docelowego założono możliwy wzrost ugięcia nawet o 60% w porównaniu z pierwszym obciążeniem statycznym.

### Zmiana posadowienia budynku

Ciężar zmienionego budynku znacznie się zwiększył w stosunku do pierwotnego rozwiązania. Nie mógł on być już przekazywany bezpośrednio na podłoże gruntowe za pośrednictwem płyty fundamentowej połączonej ze skrzynią podziemną [15]. Mimośrodowo przekazywane obciążenie wymagało wprowadzenia kolumn jet-grouting. Pod skrzynią fundamentową wy-

konano 32 kolumny o długości ok. 4 m każda, przewiercając fundament i wtłaczając iniekcje przez otwory w płycie dennej. Zapewniło to bezpieczeństwo i stateczność konstrukcji budynku istniejącego na każdym etapie realizacji inwestycji. Zarówno na początku, gdy istniejąca część pracowała samodzielnie, jak i na etapie końcowym, gdy zaczęła współpracować z nowo powsta-



**Fig. 4. Diagram of the possible 'drift' of the corner edge of a converted building depending on the vulnerability of the target joint**

*Rys. 4. Wykres możliwych „driftów” narożnej krawędzi przebudowanego budynku w zależności od podatności docelowego połączenia*

łym trzonem. Pod dobudowaną częścią wykonano 107 pali CEF o średnicy 60 cm każdy (rysunek 5), zagęszczając je w linii kontaktu z budynkiem istniejącym. Skrajny fragment nowej części budynku został posadowiony w sposób bezpośredni na gruncie rodzimym z niewielkim wzmocnieniem. Miało to wyrównać osiadanie części wysokościowej i tej niższej. Umożliwił to rodzimy piasek, który w poziomie posadowienia wykazywał duży stopień zagęszczenia w granicach ok. 79%. Zmieniające się obciążenie w czasie realizacji inwestycji wymagało kontroli przemieszczeń kolumn i pali na każdym etapie [16, 17], co wykonano w trybie pomiarów geodezyjnych.

Rozmieszczenie kolumn i pali miało na celu zapewnienie prawidłowej pracy posadowienia w całym przedziale czasu realizacji inwestycji – na etapie odciążenia budynku istniejącego, jego dociążania, budowy nowej części oraz na etapie końcowym, kiedy

when, after monolithisation, the communication part took over most of the horizontal loads generating eccentric vertical force. The correct operation of the structure was understood as an even settlement of each part of the building. The critical element was the partial exposure of the box foundation, hence it was realised when the structure was completely relieved (Figure 3a) leaving only the steel frames.

## Summary

Any change in the static scheme of a building structure has a number of consequences. In the case of a high-rise building, this is particularly evident as it affects not only the target stage (the stage envisaged for operation) but also the intermediate stages from the construction period. For such a building, the following change over time:

- vertical loads due to weight and imposed loads,
- horizontal loads from wind,
- the parameters of the ageing concrete in the fixing zone of the wishbones, which transmit the forces in a concentrated manner,
- the stiffness of the building through the addition of new extensions and the formation of scratches, which is a virtually inevitable phenomenon,
- settlement of the foundations.

This results in the need to analyse the building at each stage, with variant predictions for any anomalies or irregularities. It is important to calibrate the parameters of the calculation model in correlation with the actual behaviour of the existing building under construction and the newly designed part. Some of the current software allows these changes to be taken into account over time (parallel processing algorithms) by creating tracking models. Predicting changes in settlement of the foundation of the expanded building only seems possible with indirect foundation, where the magnitudes of displacements are much smaller than in the case of direct foundation at the same load values.

Received: 10.04.2025

Revised: 13.05.2025

Published: 23.07.2025

po zmonolityzowaniu część komunikacyjna przejęła większość obciążeń poziomych, generujących mimośrodowe działanie siły pionowej. Prawdółowa praca konstrukcji była rozumiana jako równomierne osiadanie kaźdej z części budynku. Krytycznym elementem było częściowe odsłonięcie fundamentu skrzyni, stąd zrealizowano je w momencie całkowitego odciążenia konstrukcji (rysunek 3a), pozostawiając jedynie ramy stalowe.

## Wnioski

Kaźda zmiana w schemacie statycznym konstrukcji budynku pociąga za sobą wiele konsekwencji. W przypadku budynku wysokościowego dotyczy to nie tylko etapu docelowego, ale również pośrednich z okresu realizacji. W czasie etapów zmieniają się:

- obciążenia pionowe wynikające z ciężaru oraz obciążeń użytkowych;
- obciążenie poziome od wiatru;
- parametry starzejącego się betonu w strefie mocowania wahaczy, które przekazują siły w sposób skupiony;
- sztywność budynku przez dodanie nowych elementów rozbudowy oraz powstających zarysowań, co jest zjawiskiem praktycznie nieuniknionym;
- osiadanie fundamentów.

Powoduje to potrzebę analizy budynku na kaźdym etapie, z prognozą wariantową ewentualnych nieprawidłowości. Waźna jest kalibracja parametrów modelu obliczeniowego w korelacji z rzeczywistym zachowaniem się realizowanego obiektu istniejącego i części nowo projektowanej. Niektóre oprogramowania umożliwiają uwzględnienie tych zmian w czasie (algorytmy przetwarzania równoległego), tworząc modele śledzące.

Prognozowanie zmiany osiadania posadowienia rozbudowywanego budynku wydaje się możliwe jedynie z zastosowaniem posadowienia pośredniego, gdzie wielkość przemieszczeń jest znacznie mniejsza niż w przypadku posadowienia bezpośredniego, przy tych samych wartościach obciążenia.

Artykuł wpłynął do redakcji: 10.04.2025 r.

Otrzymało poprawiony po recenzjach: 13.05.2025 r.

Opublikowano: 23.07.2025 r.

## Literatura:

- [1] Bródka J. *Stalowe konstrukcje hal i budynków wysokich*, Wydawnictwo Politechniki, Łódzkiej, Łódź, 1994.
- [2] Machowski A, Tylek I, Żwirek P. *Wybrane zagadnienia kształtowania i obliczania szkieletów stalowych budynków*, Wydawnictwo PK, Kraków 2021,
- [3] Rawska-Skotniczny A. *Obciążenia budynków i konstrukcji budowlanych według eurokodów*, Wydawnictwo Naukowe PWN, Warszawa, 2014.
- [4] Cała I, Józwik A. *Diagonalne systemy konstrukcyjne w budynkach wysokich*. Materiały Budowlane 12/2017, DOI: 10.15199/33.2017.12.21
- [5] Cała I, Józwik A. *Głębokie posadowienie budynków wysokich*. Materiały Budowlane 2/2017, DOI: 10.15199/33.2017.02.01
- [6] Pawłowski AZ, Cała I. *Specyfika fundamentowania wieżowców*. Materiały Budowlane, 2004; 2:
- [7] PN-EN 1991-1-4:2008 Eurokod 1: *Oddziaływania na konstrukcje, Część 1-4; Oddziaływania ogólne – Obciążenie wiatrem*.
- [8] Pawłowski AZ, Cała I. *Budynki wysokie*, Oficyna Wydawnicza Politechniki Warszawskiej, Warszawa, 2013.
- [9] Grochowicki M. Spinnaker – projekt konstrukcji budynku wysokościowego. Przegląd Budowlany 4/2018.

- [10] Seruga A, Kańka S, Lisowicz T. *Moduły sprężystości betonów na kruszywie granitowym w świetle badań doświadczalnych*, Czasopismo Techniczne 4-B zeszyt 21, Wydawnictwo Politechniki Krakowskiej 2012.
- [11] PN-EN 1992-1-1:2008 Eurokod 2: *Projektowanie konstrukcji z betonu. Część 1-1. Reguły ogólne i reguły dla budynków*
- [12] Bajorek G. *Pielęgnacja betonu w okresie dojrzewania*, SPC, Kraków, 2017.
- [13] Khan FR. *Optimization of Building Structures*, University of Illinois, 1996.
- [14] Taranath BS. *Structural Analysis and Design of Tall Buildings*. McGraw-Hill Book Company, New York, 1988.
- [15] Siwik D, Miedziałowski C. *Głębokie posadowienia budynków i metody ich analizy statycznej*. Civil and Environmental Engineering/Budownictwo i Inżynieria Środowiska 3, Białystok 2012.
- [16] Truty A. (2009). *Modelowanie komputerowe w zagadnieniach geotechniczno-budowlanych*. XXIV Ogólnopolskie Warsztaty Pracy Projektanta, Wisła 2009,
- [17] PN-EN 1997-1:2008 Eurokod 7: *Projektowanie geotechniczne. Część 1. Zasady ogólne*.