

dr inż. Mateusz Blajer^{1*)}
 ORCID: 0000-0001-7748-470X
 mgr inż. Paweł Sęk²⁾
 mgr inż. Wojciech Porębski³⁾

Settlement analysis of a multi-storey residential building under complex soil conditions in urban development of Krakow

Analiza osiadania wielokondygnacyjnego budynku mieszkalnego w złożonych warunkach gruntowych zabudowy miejskiej Krakowa

DOI: 10.15199/33.2025.06.17

Abstract: The paper presents a case study concerning the foundation of a multi-storey residential building situated in Krakow, developed under challenging geotechnical and urban conditions. The building comprises eleven above-ground and two underground storeys, and necessitating a deep excavation in close proximity to existing structures. In order to achieve uniform settlement and minimise the risk of cracking in the rigid reinforced concrete walls, the interaction between pile groups and diaphragm walls was analyzed in GEO5, ABC-Płyta, and ABC-Tarcza software suites. The numerical results were subsequently compared with field measurements, revealing a high level of concordance and thereby validating the adopted design methodology.

Keywords: piled foundation; pile-raft foundation; diaphragm wall; settlements; GEO5; ABC-Płyta, ABC-Tarcza

Streszczenie: Artykuł omawia przypadek wielokondygnacyjnego budynku mieszkalnego w Krakowie, posadowionego w trudnych warunkach gruntowo-wodnych i gęstej zabudowie miejskiej. Budynek składa się z jedenstu kondygnacji nadziemnych oraz dwóch podziemnych, a jego realizacja wymagała głębokiego wykopu w sąsiedztwie istniejącej zabudowy. W celu zapewnienia równomiernego osiadania oraz minimalizacji ryzyka zarysowania sztywnych żelbetowych ścian budynku przeanalizowano współpracę grup pali i ścian szczelinowych przy użyciu programów GEO5, ABC-Płyta i ABC-Tarcza. Wyniki odniesiono do rzeczywistych pomiarów, a przeprowadzona analiza wykazała bardzo dobrą zgodność.

Słowa kluczowe: fundament palowy; fundament zespolony; ściana szczelinowa; osiadania; GEO5; ABC-Płyta; ABC-Tarcza

In densely populated urban areas, the scarcity of buildable land for development has led to a surge in property prices in Poland [1]. This phenomenon is compounded by the high building intensity ratio and the stipulation to provide a designated number of parking spaces per residential unit [2, 3]. Consequently, investors are compelled to undertake extensive excavations, often in challenging ground conditions, to facilitate development projects. This undertaking entails the substantial challenge of selecting the most suitable foundation method for the structure in question, in addition to ensuring the secure excavation. This decision must be made with two key considerations in mind: the primary concern being the safety of neighbouring buildings, and the secondary concern being the optimisation of investment costs.

The construction of building structures in urban development conditions, particularly in the context of extensive excavations, necessitates a comprehensive understanding of geotechnics [4] and engineering disciplines. This understanding is further compounded by the necessity of accurately identifying the ground conditions [5, 6]. The proper design of the underground structure of a building and its correct connection to the above-ground part is an important, and often underestimated,

Ograniczony zasób gruntów budowlanych dostępnych do realizacji inwestycji w gęstej zabudowie miejskiej, wzrost cen nieruchomości w Polsce [1], wysoki wskaźnik intensywności zabudowy oraz wymaganie zapewnienia określonej liczby miejsc parkingowych na każde mieszkanie/lokal [2, 3], prowadzi do sytuacji, w której inwestorzy coraz częściej zmuszeni są do realizacji szerokoprzestrzennych głębokich wykopów w złożonych warunkach gruntowych. Tego typu przedsięwzięcia wiążą się z istotnym problemem wyboru odpowiedniego sposobu posadowienia obiektu budowlanego oraz zabezpieczenia wykopu, co należy rozważać zarówno z perspektywy zapewnienia bezpieczeństwa istniejącej zabudowy sąsiedniej, jak i optymalizacji kosztów inwestycji.

Realizacja obiektów budowlanych w warunkach zabudowy miejskiej w szerokoprzestrzennych, głębokich wykopach wymaga wiedzy z dziedziny geotechniki [4] i inżynierii oraz prawidłowego rozpoznania warunków gruntowych [5, 6]. Właściwe zaprojektowanie konstrukcji podziemnej budynku oraz jej poprawne powiązanie z częścią nadziemną, to ważny, a często niedoceniany, aspekt [7] projektowania konstrukcji. Odpowiednio wykonane obliczenia statyczne pozwalają na określenie osiadania poszczególnych elementów konstrukcji, natomiast ich monitoring oraz monitoring obiektów sąsiednich umożliwia weryfikację założeń projektowych w miarę postępu prowadzonych prac budowlanych.

¹⁾ AGH Akademia Górniczo-Hutnicza

²⁾ Agencja Konstrukcyjna Sęk

³⁾ Multiconsult Polska

^{*)} Correspondence address: blajer@agh.edu.pl

aspect of structural design [7]. When executed in an appropriate manner, static calculations facilitate the determination of the settlement of individual elements of the structure. Furthermore, the monitoring of these elements, in conjunction with the monitoring of neighbouring structures, enables the verification of design assumptions as construction work progresses.

The purpose of this paper is to illustrate the issue in question by means of a presentation of an example of the post-foundation of a tall residential building in complex ground conditions. Despite its diminutive proportions, the edifice may prove to be of interest on account of the technical solutions employed, including the utilisation of: foundations of varying stiffness (slurry wall, pile foundations or FPP composite foundations); hinges at the juncture of reinforced concrete columns and the foundation slab; and the partial replacement of expansive soils with EPS50 soft polystyrene inserts. These solutions have been the subject of scientific articles [8÷11]. The primary objective of this article is twofold: firstly, to verify the adopted calculation method by comparing the theoretical results with the actual measurements; and secondly, to assess the effectiveness of the proposed construction solutions.

Investment characteristics

The building is located in Kraków, at Facimiech 12 Street (see Figure 1a), and consists of eleven above-ground storeys with a residential function and two subterranean storeys for parking and technical facilities. The residential portion of the building, characterised by a roughly square configuration, possesses dimensions in plan that measure approximately 18.5×18.6 m, with a height estimated at ~ 33.4 m (see Figure 1b). The subterranean storeys, which display a roughly L-shape in their plan, have dimensions of 37.5×38.6 m. The external outline of the underground storey is larger than the projection of the above-ground part, occupying approximately 80% of the plot area.

W celu zilustrowania tego zagadnienia w artykule przedstawiono przykład posadowienia wysokiego budynku mieszkalnego w złożonych warunkach gruntowych. Budynek ten, pomimo niewielkich gabarytów, może być interesujący ze względu na niektóre rozwiązania techniczne, m.in. zastosowanie: posadowienia o zróżnicowanej sztywności (ściana szczelinowa, fundamenty palowe czy fundament zespolony FPP); przegubów przy połączeniu słupów żelbetowych z płytą fundamentową, a także częściową wymianę gruntów ekspansywnych na wkłady ze styropianu miękkiego EPS50. Wymienione rozwiązania stanowią przedmiot artykułów naukowych [8÷11]. Głównym celem naszego artykułu jest weryfikacja przyjętej metody obliczeń przez porównanie wyników teoretycznych z rzeczywistymi pomiarami, a także ocena skuteczności zaproponowanych rozwiązań konstrukcyjnych.

Charakterystyka inwestycji

Budynek zlokalizowany jest w Krakowie, przy ulicy Facimiech 12 (rysunek 1a), składa się z jedenastu kondygnacji nadziemnych o funkcji mieszkalnej oraz dwóch kondygnacji podziemnych, przeznaczonych na parking i pomieszczenia techniczne. Część mieszkalna budynku, o kształcie zbliżonym do kwadratu, ma wymiary w rzucie $18,5 \times 18,6$ m, wysokość $\sim 33,4$ m (rysunek 1b). Kondygnacje podziemne, o kształcie zbliżonym do litery L, mają wymiary w rzucie $37,5 \times 38,6$ m. Obrys zewnętrzny kondygnacji podziemnej jest większy od rzutu części nadziemnej i zajmuje ok. 80% powierzchni działki.

Część nadziemna zaprojektowana została, jako konstrukcja płytowo-tarczowa, płyty stropowe (200 mm) jako płaskie w układzie bezbelkowym. Stropy oparte są na żelbetowych ścianach-tarczach trzonu komunikacyjnego i tarczach zewnętrznych. Tarcze trzonu komunikacyjnego mają konty-

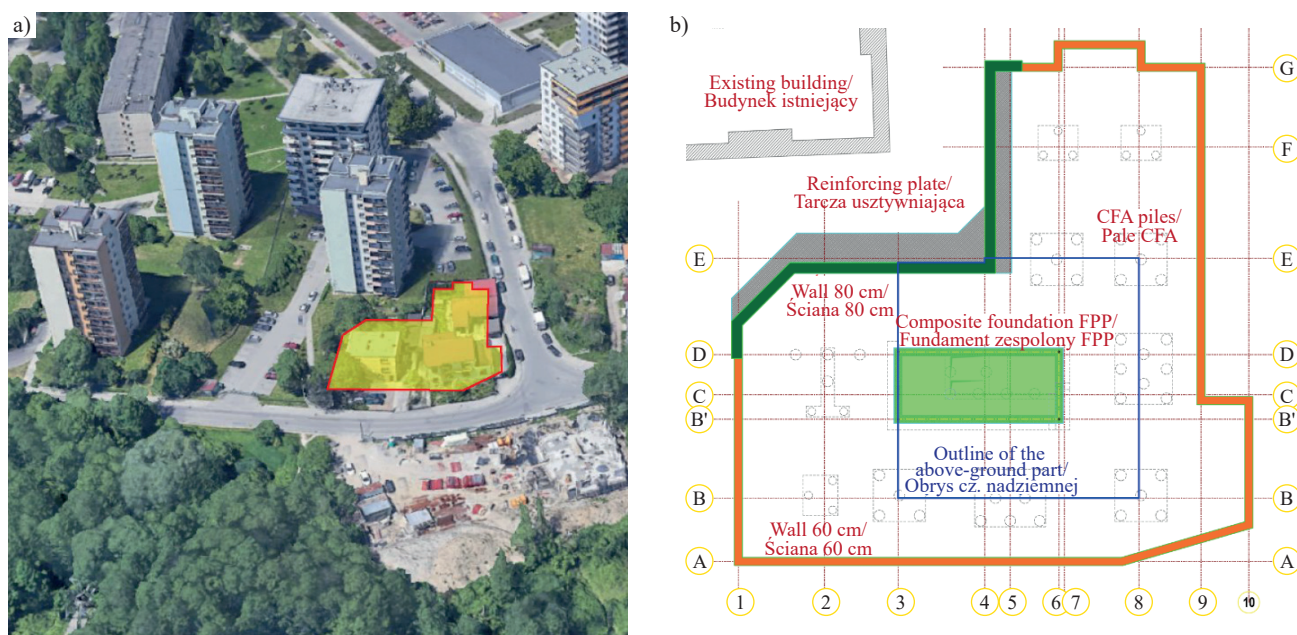


Fig. 1. Investment location (a) [12] and diaphragm walls with piles CFA (b)
Rys. 1. Lokalizacja inwestycji (a) [12] oraz ściany szczelinowe wraz z palami CFA (b)

The above-ground component has been designed as a slab-and-disc structure, with the floor slabs (200 mm) being constructed as flat slabs in a ribless arrangement. The floors are supported on the reinforced concrete walls, discs of the communication core and the outer discs. The communicating core discs extend subterranean to the level of the foundation slab. The perimeter outer shields in the underground section are supported, via perimeter beams, on columns in the garage. The protection of the excavation is designed in the form of slurry walls (see Figure 1b).

Soil and water conditions.

The ground-water conditions were recognised through three stages of investigation, incorporating six boreholes, four CPTu soundings and four DMT soundings. The results of the CPTu sounding, in conjunction with the standard trajectory of geotechnical layers, are illustrated in Figure 2. The upper layers of the ground medium are composed of river accumulation soils, primarily fine and medium sands (layer Ia, Ib). In the deeper layers of the soil profile, cohesive soils become evident (layers IIa, IIb, IIc, IId). These soils are primarily composed of silty clays and dust, often containing humus, and are characterised by either a soft (IIa, IIb, IIc) or a hard (IId) plastic state (Figure 2). These soils are characterised by substandard geotechnical properties. Thixotropy has been observed in the dust. Furthermore, these materials have been found to contain admixtures of organic components, with concentrations reaching up to 4%. Subsequent to the initial layers, silty clays (layer IIIa) and clays of Miocene age (layer IIIb) were drilled. These soils are distinguished by their expansive nature and a medium to remarkably high degree of swelling. The water table has been measured at a depth of between 3.7 and 7.0 metres below ground level, suggesting that the cohesive soils are hydrated up to the level of the clay floor.

nuać w części podziemnej do poziomu płyty fundamentowej. Obwodowe tarcze zewnętrzne w części podziemnej są wsparte, za pośrednictwem belek obwodowych, na słupach w garażu. Zabezpieczenie wykopu zaprojektowano w postaci ścian szczelinowych (rysunek 1b).

Warunki gruntowo-wodne

Rozpoznanie warunków gruntowo-wodnych przebiegało w trzech etapach, obejmowało 6 otworów wiertniczych, 4 sondowania CPTu i 4 sondowania DMT. Wyniki sondowania CPTu wraz z typowym przebiegiem warstw geotechnicznych przedstawiono na rysunku 2.

Górne warstwy ośrodka gruntowego zbudowane są z gruntów akumulacji rzecznej, głównie z piasków drobnych i średnich (warstwa Ia, Ib). Głębiej pojawiają się grunty spoiste (warstwy: IIa, IIb, IIc, IId), głównie gliny pylaste i pyły, często próchnicze, w stanie miękkoplastycznym i plastycznym (IIa, IIb, IIc) oraz twardoplastycznym (IId) (rysunek 2). Są to grunty o bardzo słabych parametrach geotechnicznych. W pyłach zaobserwowano zjawisko tiksotropii. Zawierają one także domieszki części organicznych (do 4%). Poniżej tych warstw nawiercono ropy pylaste (warstwa IIIa) oraz ropy wieku mioceneskiego (warstwa IIIb). Są one gruntami ekspansywnymi o stopniu pęcznienia od średniego do bardzo wysokiego. Z zwierciadło wody gruntowej występuje na głębokości 3,7–7,0 m p.p.t. Można zatem założyć, że grunty spoiste do poziomu stropu ropy są nawodnione.

W zależności od lokalizacji danej grupy pali lub sekcji ścianek szczelinowych, w obliczeniach stosowano wyniki sondowania lub badań znajdujących się w najbliższym otoczeniu. Tabela 1 przedstawia parametry warstw gruntowych wyznaczone w pobliżu sondowania CPTu-2.

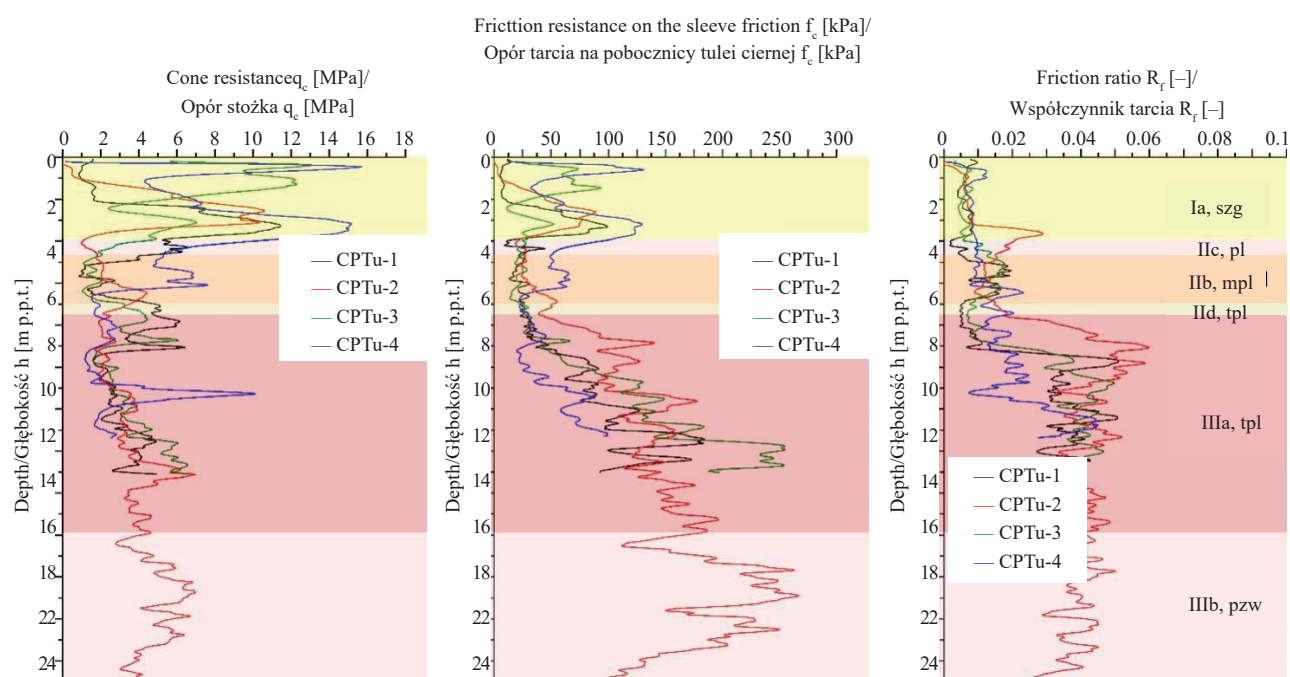


Fig. 2. CPTu soundings results along with the typical geotechnical layer arrangement
Rys. 2. Wyniki sondowania CPTu wraz z typowym układem warstw geotechnicznych

The calculations were dependent upon the location of a particular pile group or sheet piling section, with the results of soundings or surveys in the immediate vicinity being used. As illustrated in Table 1, the parameters of the ground layers have been determined in the vicinity of the CPTu-2 sounding.

Posadowienie

Konieczność realizacji głębokiego wykopu ($H = 6.5\text{--}9.0\text{ m}$), bezpośrednio przy granicy działki oraz w bliskim sąsiedztwie istniejącego budynku wysokiego, spowodowała, że niezbędne było zaprojektowanie zabezpieczenia w formie ściany szczelinowej

Table 1. Parameters of the soil strata determined from CPTu and DMT soundings and laboratory tests

Tabela 1. Parametry warstw ośrodka gruntowego wyznaczone na podstawie sondowania CPTu, DMT oraz badań laboratoryjnych

Layer/ Warstwa	Thickness/ Miaższość	Roof/ Strop [m]	ρ^{**} [kN/m ³]	I_D	I_L	M_0 [kPa]	E_{oed} [kPa]	c_u^{**} [kPa]	ϕ [°]
nN	1,00	0,00	1,65		0,49	11,52	3,86	8,76	10,20
Ps	0,39	1,00	1,85	0,18		55,95	6,44		29,56
Ps	0,58	1,39	1,90	0,39		78,44	12,13		33,56
Ps+Ż	1,28	1,97	1,95	0,52		99,38	19,10		36,13
ΠH	1,10	3,25	1,70		0,36	15,20	6,03	12,2	11,6*
Π	1,55	4,35	1,85		0,19	22,11	8,33	17,39	15,0*
Πp	0,30	5,90	1,90		0,21	20,79	9,85	16,54	14,6*
Πp	0,30	6,20	1,95		0,09	27,41	14,50	22,74	16,6*
Πp	0,52	6,50	1,95		0,18	22,27	11,00	17,84	15,1*
Πp	0,62	7,02	1,90		0,22	20,83	8,52	16,13	14,5*
GΠ	0,96	7,64	1,85		0,11	28,24	5,30	21,49	16,2*
GΠ	0,16	8,60	1,95		0,05	31,05	12,91	25,59	17,2*
I	2,34	8,76	1,85		0,06	33,12	7,00	56,55	12,2*
Ip	1,00	11,10	1,95		0,04	42,61	9,68	65***	14,37***
III	2,27	12,10	1,95		0,03	41,79	11,39	65***	14,37***
Gpz	0,89	14,37	2,10		0,08	56,33	22,09	65***	14,37***
III	2,70	15,26	2,00		0,04	55,31	9,83	65***	14,37***
III	0,51	17,96	1,95		0,04	44,59	6,82	57,68	12,5*
III	4,72	18,47	2,00		0,12	68,10	14,33	65***	14,37***
III		23,19	2,00		0,03	53,40	9,24	65***	14,37***

* korelacje normowe (PN B-03020) I_L/c_u ; ** sondowanie DMT; *** laboratorium

Foundation

The necessity for a deep excavation ($H = 6.5\text{--}9.0\text{ m}$), directly at the plot boundary and near the existing tall building, required the design protection in the form of a slurry wall around its entire perimeter (see Figure 1). On the west-north side, i.e. in the area of the tall building (Facimiech No. 12a), the excavation was secured with a wall with a thickness of $d = 800\text{ mm}$ ($L = 15\text{ m}$), and in the remaining part a thickness of $d = 600\text{ mm}$ ($L = 10\text{ m}$) was adopted. The diaphragm walls were secured with two rows of struts in the form of pipe sections 508/10, 711/10 and 813/11. The existing ground conditions proved unsuitable for direct foundation of the building. The post-foundation level is formed of weak organic soils (humus, dust, and silt), and hard-plastic silty clay ($IL = 0.22$) with expansive properties ($E_p = 3.6\%$) on the north side of the site.

In order to ensure that the settlement of the parts of the building with varying heights and loads is as uniform as possible, the decision was taken to implement intermediate foundation on piles, a perimeter diaphragm wall and a composite FPP slab-pile foundation – central core (see Figure 1b). Following post-foundation in expansive soils, the piles should be drilled into the ground, with the exclusion of piping and bentonite slurry [13].

wej na całym jego obwodzie (rysunek 1). Od strony zachodnio-północnej, tj. w rejonie wysokiej zabudowy (Facimiech nr 12a), wykop zabezpieczono ścianą o grubości $d = 800\text{ mm}$ ($L = 15\text{ m}$), a w pozostałej części przyjęto grubość $d = 600\text{ mm}$ ($L = 10\text{ m}$). Ściany szczelinowe zabezpieczono dwoma rzędami rozpór w postaci profili rurowych 508/10, 711/10 oraz 813/11. Istniejące warunki gruntowe nie pozwoliły na posadowienie bezpośrednie budynku. W poziomie posadowienia częściowo występują grunty słabonośne, organiczne (pyły próchnicze i namuły), a częściowo od strony północnej twardoplastyczne ropy pylaste ($I_L = 0,22$) o właściwościach ekspansyjnych ($E_p = 3,6\%$).

W celu zapewnienia możliwie równomiernego osiadania części budynku o zróżnicowanej wysokości i obciążeniach podjęto decyzję o posadowieniu pośrednim na palach, obwodowej ścianie szczelinowej oraz na fundamencie zespolonym FPP płytowo-baretowo-palowym – trzon centralny (rysunek 1b). Przy posadowieniu w gruntach ekspansyjnych pale należy wykonywać jako wiercone w gruncie, bez stosowania orurowania oraz zawiesziny bentonitowej [13].

Tarczowy charakter pracy żelbetonowych ścian elewacyjnych, wymuszony kwestiami architektonicznymi spowodował, że są one elementem bardzo wrażliwym na zarysowanie w przy-

The membrane state of the concrete façade walls, a consequence of architectural issues, resulted in their heightened vulnerability to cracking due to uneven settlement. The shields of the north elevation (axis E) and the west elevation (axis 3) were partly founded on piles working in a group and partly on a weak-loaded stiff slurry wall (see Figure 3). The inner shield was founded on an FPP composite foundation, which exhibited a lower degree of stiffness in comparison to the adjacent pile foundations.

During the project, a number of CFA piles and columns with diameters $\phi 600$ and $\phi 800$ ($L = 10\text{--}12$ m) were designed for the foundation of selected parts of the building. The length and diameter of the piles working in a group were selected so that their susceptibility was ~ 150 kN/mm. The estimation of the individual pile groups sensitivity was derived from the outcomes of the GEO5 programme (CPT pile module) [14], the analytical relationships of Mandolini [15, 16] and Berenzancev [17] (Figure 4a and 4b), and successive iterations of building settlement performed in the ABC-Płyta [18] and ABC-Tarcza

padku nierównomiernego osiadania. Tarcze elewacji północnej (osi E) oraz zachodniej (oś 3) zostały częściowo posadowione na palach pracujących w grupie, a częściowo na słabo obciążonej ścianie szczelinowej o dużej sztywności (rysunek 3). Tarcze wewnętrzną posadowiono na fundamencie zespolonym FPP o mniejszej sztywności niż sąsiednie fundamenty palowe.

Do posadowienia wybranych części budynku zaprojektowano m.in. pale i kolumny CFA o średnicy $\phi 600$ i $\phi 800$ ($L = 10\text{--}12$ m). Długość i średnicę pali pracujących w grupie dobrano tak, aby ich podatność była na poziomie ~ 150 kN/mm. Podatność poszczególnych grup pali oszacowano na podstawie wyników z programu GEO5 (moduł pal CPT) [14], analitycznych zależności Mandoliniego [15, 16] i Berenzancewa [17] (rysunek 4a i 4b) oraz kolejnych iteracji osiadania budynku wykonanych w programie ABC-Płyta [18] i ABC-Tarcza [19], z uwzględnieniem współpracy pomiędzy grupami pali i ścianą szczelinową. Współpracę zapewniono przez płytę fundamentową spinającą oczepy pali ze ścianą szczelinową. Metody obliczania i projek-

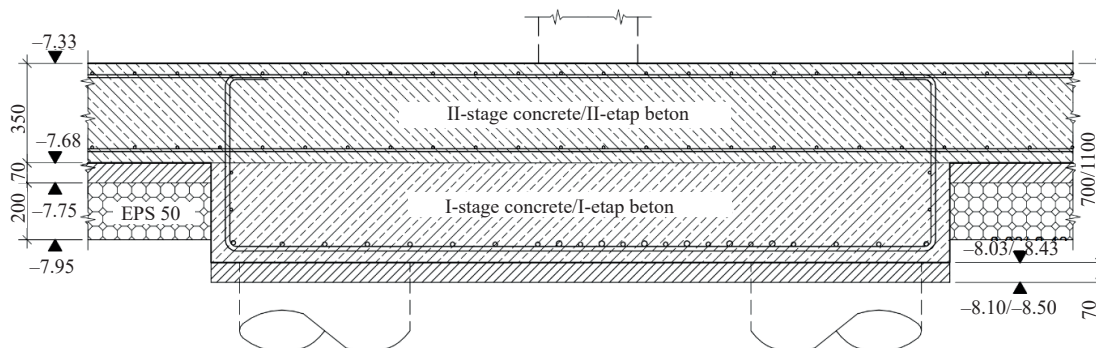
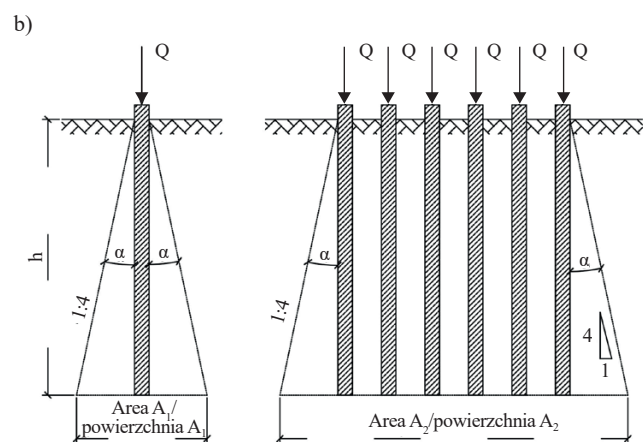
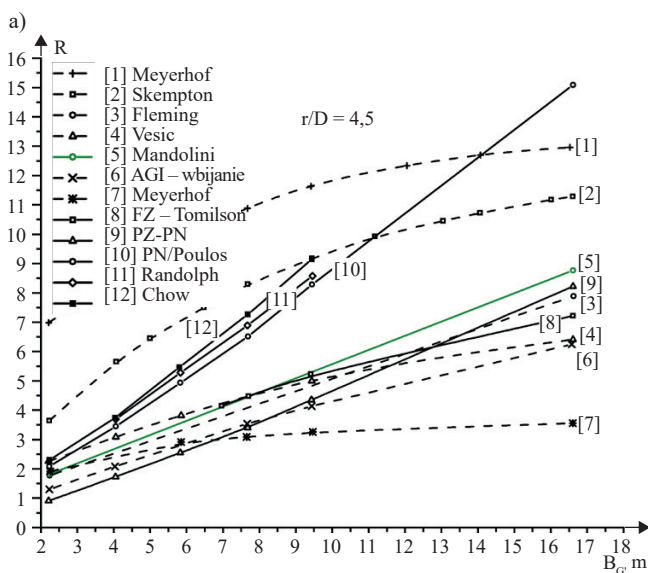


Fig. 3. Cross-section through the pile cap of foundation piles
Rys. 3. Przekrój przez oczep pali fundamentowych



Symbols/Oznaczenia:
 B_G – pile group width/spacing between extreme piles in the group/
 szerokość grupy pali/rozstaw skrajnych pali w grupie
 Coef. acc. to Mandolini (1997): $R = 0.34 (n \cdot L/r)^{0.5}$; n-number of piles in the group/
 Wsp. wg Mandoliniego (1997): $R = 0.34 (n \cdot L/r)^{0.5}$; n-licznia pali w grupie,
 r – axial spacing between piles/rozstaw osiowy pali,
 L – pile length/długość pali [15, 16]
 Coef. acc. to Berenzancev (1961) for a replacement foundation:
 $R = (A_2)^{0.5} / (A_1)^{0.5}$, α acc. to PN-83/B-02482/
 Wsp. wg Berenzancewa (1961) fundamentu zastępczego:
 $R = (A_2)^{0.5} / (A_1)^{0.5}$, α wg PN-83/B-02482 [17]

Fig. 4. Calculation results of the pile group efficiency factor [20] (a); principle of substitute foundation operation according to Berenzancev [17] (b)

Rys. 4. Wyniki obliczeń współczynnika grupy palowej [20] (a); zasada pracy fundamentu zastępczego wg Berenzancewa [17] (b)

[19] programs, with consideration given to the interaction between the pile groups and the shear wall. The cooperation was ensured by a foundation slab connecting the pile caps with the slurry wall. The calculation and design of FPP composite foundations is outlined in [8, 9]. As demonstrated in Figure 5, the illustration depicts a limit load curve, which is the result of calculations performed within the GEO5 programme's CPT pile module. This figure also presents the assumptions and outcomes of calculations conducted for a CFA pile with a diameter of $\phi 800$ and a length of $L = 10.0$ m. It is noteworthy that the calculation method employed in this figure is in accordance with Eurocode 2.

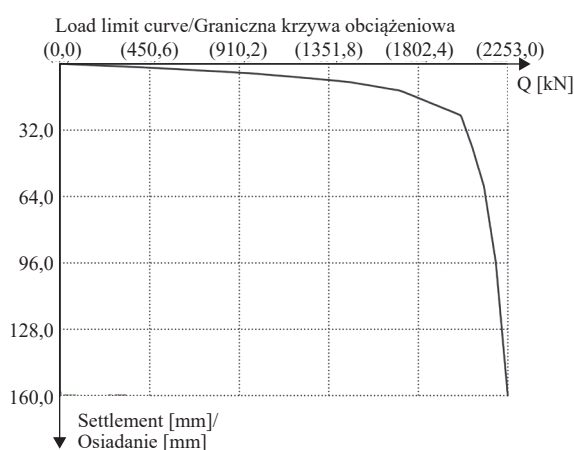


Fig. 5. Limit load curve, along with the underlying assumptions and calculation results, in the GEO5 CPT Pile module
Rys. 5. Graniczna krzywa obciążeniowa wraz z założeniami i wynikami obliczeń w GEO5 – moduł pal CPT

After the loading of the CPTu test, the GEO5 programme automatically interprets the parameters and calculates the pile bearing capacity under the given assumptions. On this basis, the difference in settlement of neighbouring structural elements was estimated to be approximately 3–6 mm (see Figures 6 and 7). The calculation of the settlement of piles is a complex process, especially when undertaken in a group. Furthermore, the sensitivity of rigid discs to cracking is a significant factor, and the technology of excavating the slurry wall must also be considered. It was therefore hypothesised that the final susceptibility of the slurry wall and CFA piles might differ from the theoretical value adopted for the dimensioning of the reinforcement of the disc structures. Consequently, the reinforcement of the reinforced concrete slabs was dimensioned, with some over-dimensioning, assuming a possible difference in settlement between the piles and the slurry wall of 10 mm.

In order to reduce moments and forces, hinges were created in the heavily loaded reinforced concrete columns and the foundation slab at the bottom of the columns (see Figure 8). The utilisation of a steel hinge was necessitated by the substantial forces exerted at the base of the column, in conjunction with

towania fundamentów zespolonych FPP opisano w [8, 9]. Na rysunku 5 przedstawiono przykładową graniczną krzywą obciążeniową, jako wynik obliczeń w programie GEO5 – moduł pal CPT wraz z założeniami i wynikami obliczeń, które wykonano w przypadku pala CFA o średnicy $\phi 800$ oraz długości $L = 10,0$ m. Przyjęto metodę obliczeń zgodną z Eurokodem 2.

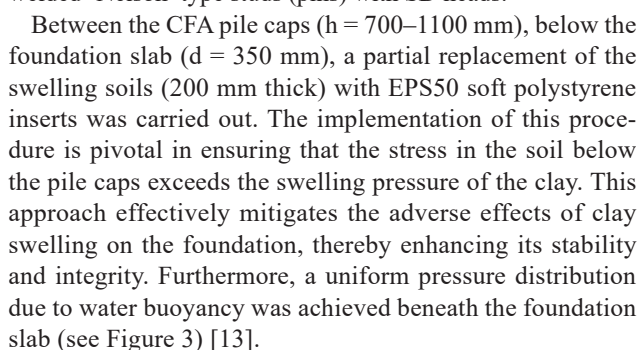
Program GEO5, po wczytaniu testu CPTu, automatycznie interpretuje parametry i przy zadanych założeniach oblicza nośność pala. Na tej podstawie oszacowano różnicę w osiadaniu sąsiednich elementów konstrukcyjnych na poziomie ~3–6 mm (rysunki 6 i 7). Ze względu na złożoność sposobu obliczania osiadania pali pracujących w grupie, wrażliwość sztyw-

Total bearing capacity/Nośność całkowita	$R_{c,t}$	= 2838	kN
Shaft resistance/Nośność poboczniczy	$R_{s,t}$	= 2235,48	kN
Base resistance/Nośność podstawy	$R_{b,t}$	= 603,2	kN
Average cone resistance value/Średnia wartość oporu penetracji	$q_{cL,mean}$	= 2,5	MPa
Average cone resistance value/Średnia wartość oporu penetracji	$q_{cLl,mean}$	= 1,42	MPa
Average cone resistance value/Średnia wartość oporu penetracji	$q_{cLll,mean}$	= 1,21	MPa
Maximum stress at pile base/Maksymalne naprężenie w podstawie pala	$p_{max,base}$	= 1200,27	kPa
Minimum compressive pile capacity/Minimalna nośność pala ściskanego	$R_{c,min}$	= 2838,80	kN
Coefficient/Współczynnik	ξ_4	= 1,11	
Average compressive pile capacity/Średnia nośność pala ściskanego	$R_{c,mean}$	= 2838,80	kN
Coefficient/Współczynnik	ξ_3	= 1,26	
Characteristic pile resistance/Nośność charakterystyczna pala	R_c	= 2253,02	kN
Design pile resistance/Nośność obliczeniowa pala	$R_{c,design}$	= 1957,32	kN > 1387 kN
Characteristic load/Obciążenie charakterystyczne	F_s	= 686,00	– 1071,00 kN
Shaft resistance/Nośność poboczniczy	R_s	= 634,17	– 979,91 kN
Base resistance/Nośność pala w podstawie	R_b	= 51,83	– 91,09 kN
Settlement at pile base/Osiadanie podstawy pala	w_{base}	= 3,10	– 5,50 mm
Elastic shortening of the pile/Odształcenie sprężyste pala	$w_{el,d}$	= 0,40	– 0,60 mm
Total settlement/Osiadanie całkowite	$w_{t,d}$	= 3,50	– 6,10 mm

nych tarcz na zarysowania oraz technologię drażenia ściany szczelinowej istniało ryzyko, iż ostateczna podatność ściany szczelinowej i pali CFA może się różnić od teoretycznej wartości przyjętej do wymiarowania zbrojenia konstrukcji tarcz. W związku tym zbrojenie żelbetowych tarcz zwymiarowano, z pewnym nadmiarem, zakładając możliwą różnicę w osiadaniu pomiędzy palami a ścianą szczelinową na poziomie 10 mm.

W celu redukcji momentów i sił wytworzono przeguby w mocno wyłożonych słupach żelbetowych i płycie fundamentowej na spodzie słupów (rysunek 8). Zastosowano przegub stalowy ze względu na znaczne siły w podstawie słupa i dosyć dużą podatność typowych przegubów elastomerowych. W celu wprowadzenia znacznych sił pionowych w przegub (~8,0 MN), podstawy słupów zespolono z konstrukcją żelbetową za pośrednictwem walcowanych profili stalowych HEM z przyspawanymi kołkami (sworzniakami) typu „Nelson” z łbem SD.

Pomiędzy oczepami pali CFA ($h = 700$ – 1100 mm), pod płytą fundamentową ($d = 350$ mm), wykonano częściową wymianę gruntów pęczniących, o miąższości 200 mm, na wkłady ze styropianu miękkiego EPS50. Dzięki temu zabiegowi naprężenie w gruncie poniżej oczepów pali jest większe od ciśnienia pęcznienia ilów, co rozwiązuje problem negatywnego wpływu



Eurocode 7 [21] stipulates that in cases where the behaviour of the subsoil is difficult to predict, an observational method may be employed. As the construction of the building progressed, precise measurements were taken to document the displacement of the shear wall cap, the settlement of the foundation slab, and the displacement of the neighbouring building. In December 2024, control measurements of the building settlement were taken (i.e. the shell of the building, excluding screed, masonry walls 50–60% complete, floor above the garage without back-fill) and related to the results of the analysis in the ABC-Płyta programme [18] (see Figure 7). In December 2024, the water pressure beneath the foundation slab remained unmeasured. However, it can be hypothesised that the groundwater level has partially recovered. The maximum target displacement that will be acting upon the foundation slab is 4.5 m of water column. As

pęcznieńia iłów na fundament. Dodatkowo poniżej płyty fundamentowej uzyskano równomierny rozkład ciśnienia od wyporu wody (rysunek 3) [13].

Eurokod 7 [21] wskazuje, że jeśli prognozowanie zachowania podłoża gruntowego jest trudne, można zastosować metodę obserwacyjną. Podczas kolejnych etapów wznoszenia przedmiotowego budynku prowadzono więc pomiary przemieszczania oczepu ścian szczelinowych, osiadania płyty fundamentowej oraz przemieszczania budynku sąsiedniego. W grudniu 2024 r. wykonano kontrolne pomiary osiadania budynku (stan surowy budynku, brak wylewek, ściany murowane zrealizowane w 50–60%, strop nad garażem bez zasypu) i odniesiono je do wyników analizy w programie ABC-Płyta [18] (rysunek 7). W grudniu 2024 r. nie wykonano pomiaru ciśnienia wody pod płytą fundamentową. Można jednak założyć, że poziom wód gruntowych uległ częściowemu odtworzeniu. Docelowo wypór oddziałujący na płytę fundamentową wyniesie maksymalnie 4,5 m słupa wody. Rysunek 7 przedstawia wyniki obliczeń w przypadku dwóch układów obciążeń, pomiędzy którymi mieści się rzeczywi-

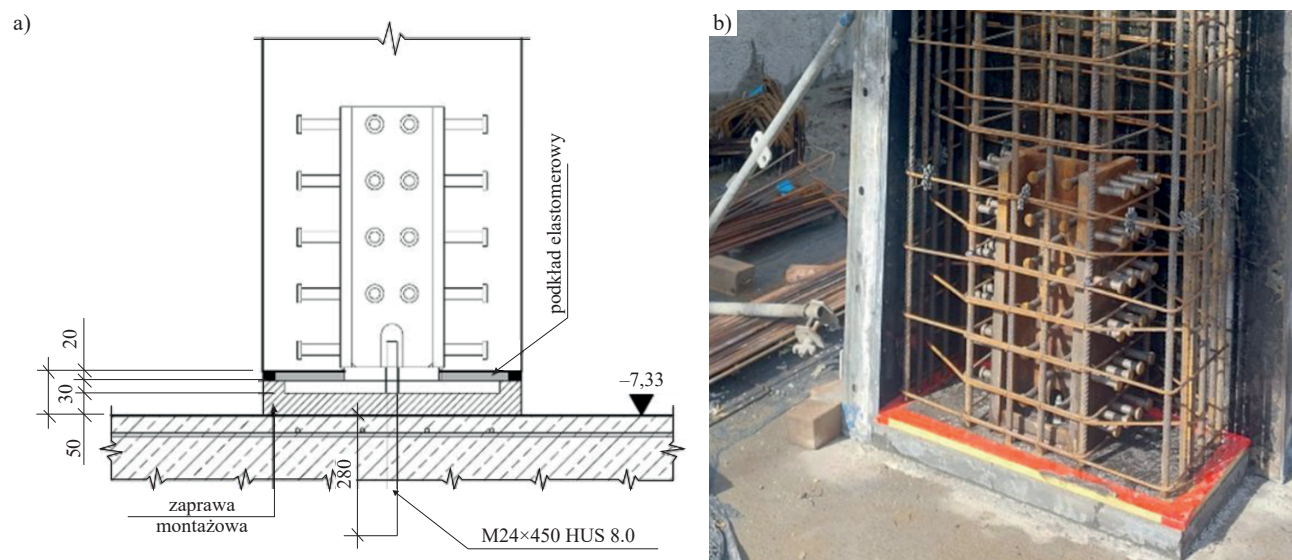


Fig. 8. Support of load-bearing columns on the foundation slab (a); column base during assembly (b)
Rys. 8. Oparcie słupów nośnych na płycie fundamentowej (a); podstawa słupa w trakcie montażu (b)

illustrated in Figure 7, the results of the calculations for the two load systems are shown, with the actual operating condition of the building on the day of the measurements located between these two systems. The minimum settlement values presented in Figure 7 were obtained with a load combination of 90% permanent loads for the '0' condition + 70% permanent surface loads for the '0' condition, with groundwater buoyancy acting, while the maximum settlement values were obtained with 100% permanent loads for the '0' condition + 80% permanent surface loads for the '0' condition, with no groundwater buoyancy. It is reasonable to hypothesise that the structure functioned within the specified load range during the measurement process, based on the provided description of the advancement of work. A comparison of the measured settlement values with the results of the calculation models demonstrated a good alignment of 1–2 mm, which can be regarded as a satisfactory outcome. The measurement of the parameters was conducted at locations designated by colour-coding, and a settlement map was subsequently generated through the implementation of the Kriging method. As anticipated, the most substantial settlement was documented in the central section of the edifice, specifically in the area encompassing the FPP foundation, where the maximum reading was recorded at 5.9 mm. The northern part of the diaphragm wall, by contrast, underwent uplift, with a value of -0.9 mm.

Monitoring of the neighbouring building's displacement was also conducted (see Figure 1) to ensure an adequate level of safety and to verify calculations and design assumptions. The final settlement of the foundation slab of the existing building did not exceed the safe range of 10 mm.

Summary

The settlement of the building structure was calculated based on the results from the CPTu sounding, using the programs GEO5 [14], ABC-Płyta [18] and ABC-Tarcza [19], and the

sty stan pracy budynku w dniu przeprowadzenia pomiarów. Minimalne wartości osiadania prezentowane na rysunku 7 uzyskano przy kombinacji obciążeń 90% obciążeń stałych w przypadku stanu „0” + 70% obciążeń stałych powierzchniowych dla stanu „0” oraz przy działającym wporze wody gruntowej, natomiast maksymalne wartości osiadania uzyskano przy 100% obciążeń stałych w przypadku stanu „0” + 80% obciążeń stałych powierzchniowych dla stanu „0” oraz braku wporu wody gruntowej. Zgodnie z przedstawionym opisem zaawansowania prac należy zakładać, że podczas pomiarów konstrukcja pracowała w opisanym zakresie obciążenia. Porównanie zmierzonych wartości osiadania z wynikami modeli obliczeniowych wykazało dobrą zgodność na poziomie 1–2 mm, co należy uznać za wynik satysfakcjonujący. Pomiary zostały wykonane w punktach oznaczonych kolorowymi etykietami, a na ich podstawie, z wykorzystaniem metody krigingu, wygenerowano mapę pomierzonego osiadania. Zgodnie z założeniami, największe osiadanie odnotowano w centralnej części budynku, w rejonie fundamentu FPP, gdzie maksymalna odczytana wartość wyniosła 5,9 mm. Północna część ściany szczelinowej uległa natomiast wypiętrzeniu, którego wartość osiągnęła -0,9 mm.

Prowadzono również monitoring przemieszczeń budynku sąsiedniego (rysunek 1) w celu zapewnienia odpowiedniego poziomu bezpieczeństwa oraz weryfikacji obliczeń i założeń projektowych. Końcowe osiadanie płyty fundamentowej budynku istniejącego nie przekroczyło bezpiecznego zakresu 10 mm.

Podsumowanie

Obliczenia osiadania konstrukcji budynku przeprowadzono na bazie wyników z sondowania CPTu z wykorzystaniem programów GEO5 [14], ABC-Płyta [18] i ABC-Tarcza [19], oraz zależności Mandoliniego i Berenzancewa. Wyniki uzyskane

relations of Mandolini and Berenzancev. The analysis of both relationships yielded results that demonstrated a high degree of concordance. This objective was realised through the accurate identification of the soil medium for design purposes and the implementation of an iterative approach to the calculations. The study demonstrated the efficacy of diaphragm walls and intermediate foundations on CFA piles and FPP composite foundations in minimising potential uneven building settlements and ensuring the safe execution of the building structure.

z obu zależności wykazały dobrą zgodność. Uzyskano ją dzięki odpowiedniemu rozpoznaniu ośrodka gruntowego do celów projektowych oraz iteracyjnemu podejściu do obliczeń. Wykazaliśmy, że zastosowanie ścian szczelinowych oraz posadowienia pośredniego na palach CFA i fundamentie zespolonym FPP pozwoliło skutecznie ograniczyć potencjalne nierównomierne osiadania budynku i zapewnić bezpieczeństwo realizacji konstrukcji budynku.

Received: 13.01.2025
Revised: 10.03.2025
Published: 24.06.2025

Artykuł wpłynął do redakcji: 13.01.2025 r.
Otrzymano poprawiony po recenzjach: 10.03.2025 r.
Opublikowano: 24.06.2025 r.

Literature

- [1] GUS, „Cena 1 m² powierzchni użytkowej budynku mieszkalnego od danego do użytkowania. Tablice w formacie XLSX”. [Online]. Dostępne na: <https://stat.gov.pl/wyszukiwarka/szukaj.html?query=mieszkalny>
- [2] Sejm Rzeczypospolitej Polskiej, *Obwieszczenie Ministra Inwestycji i Rozwoju z 8 kwietnia 2019 r. w sprawie ogłoszenia jednolitego tekstu rozporządzenia Ministra Infrastruktury w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać budynki i ich usytuowanie*. Polska: Dziennik Ustaw Rzeczypospolitej Polskiej, 2019.
- [3] Sejm Rzeczypospolitej Polskiej, *USTAWA z 5 lipca 2018 r. o ulatwieniach w przygotowaniu i realizacji inwestycji mieszkaniowych oraz inwestycji towarzyszących*. Polska: Dziennik Ustaw Rzeczypospolitej Polskiej, 2024.
- [4] Wesley LD. *Fundamentals of Soil Mechanics for Sedimentary and Residual Soils*. Wiley, 2009. DOI: 10.1002/9780470549056.
- [5] Dong Y. „Effects of the Diaphragm Wall Construction Process on Adjacent Ground and Buildings in Braced Excavations”, *J. Geotech. Geoenvironmental Eng.*, t. 151, nr 6, cze. 2025, DOI: 10.1061/JGGEFK.GTENG-13095.
- [6] Lan C, Zhang H, Hu G, Han F, Han H. „Comprehensive Monitoring Method for Diaphragm Wall Deformation Combining Distributed and Point Monitoring in Key Areas”, *Sensors*, t. 25, nr 7, 2025, DOI: 10.3390/s25072232.
- [7] German Geotechnical Society, *Recommendations on Excavations EAB*, 3rd Editio., t. 11, nr 1. Berlin: Wiley, 2013. DOI: 10.1002/9783433603970.
- [8] Clancy P, Randolph MF. „An approximate analysis procedure for piled raft foundations”, *Int. J. Numer. Anal. Methods Geomech.*, t. 17, nr 12, ss. 849–869, grudz. 1993, DOI: 10.1002/nag.1610171203.
- [9] Poulos HG. „Piled raft foundations: design and applications”, *Géotechnique*, t. 51, nr 2, ss. 95–113, 2001, DOI: 10.1680/geot.2001.51.2.95.
- [10] Yoon B, Lee C. „Simplified method for estimating settlement of disconnected piled raft foundations based on a finite element approach using interaction factors”, *Sci. Rep.*, t. 15, nr 1, s. 15119, kwi. 2025, DOI: 10.1038/s41598-025-99859-z.
- [11] Swasdi S, Chub-Uppakarn T, Srisakul W. Panedpojarn, P., i Sae-Long, W., „Enhancing piled raft foundation performance in clay: Exploring the influence of cyclic lateral loading patterns, frequency, and cycles”, *Ocean Eng.*, t. 327, nr February, s. 120977, 2025, DOI: 10.1016/j.oceaneng.2025.120977.
- [12] „Mapa 3D – Kraków, Facimiech 12”. [Online]. Dostępne na: https://www.google.pl/maps/place/Facimiech+12,+30-667+Kraków/@50.0145176,19.9874607,125a,35y,45t/data=!3m1!1e3!4m6!3m5!1s0x47164367daa10793:0xca73c9daad5c7ec1!8m2!3d50.0157827!4d19.9880304!16s%2Fg%2F11sc2pq2x9?entry=ttu&g_ep=EgoyMDI1MDMyNC4wIKXMDSoASAFQAw
- [13] Kumor M. *Iły ekspansywne podłoża budowlanego Bydgoszczy: wybrane problemy geotechniczne*. Bydgoszcz: Wydawnictwo UTP, 2016.
- [14] Fine spol. s r.o., *Geotechnical Software Suite. GEO5. User's Guide*. 2020.
- [15] Mandolini A. „Design of axially loaded piles – Italian practice”, w *Proceeding International Seminar on Design of Axially Loaded Piles, European Practice*, Brussels, 1997.
- [16] Mandolini A, Viggiani C. „Settlement of piled foundations”, *Geotechnique*, t. 47, nr 4, ss. 791–816, 1997, DOI: 10.1680/geot.1997.47.4.791.
- [17] Berezantsev VG, Khristoforov VS, Golubkov VN. „Load bearing capacity and deformation of piled foundations”, w *Proceedings 5-th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Paris, 1961.
- [18] PRO-SOFT, *ABC PLYTA 6.20*. Gliwice, 2020. [Online]. Dostępne na: www.pro-soft.gliwice.pl
- [19] PRO-SOFT, *ABC TARCZA 6.20*. Gliwice, 2020. [Online]. Dostępne na: www.pro-soft.gliwice.pl
- [20] Gwizdała, K., *Fundamenty palowe: Technologie i obliczenia*, 2. wyd. Warszawa: Wydawnictwo Naukowe PWN, 2011.
- [21] PKN, PN-EN 1997-1:2008, Eurokod 7, Projektowanie geotechniczne, Część 1: Zasady ogólne, Warszawa, 2008.