

dr inż. Rafał Jendruś¹⁾

ORCID: 0000-0002-7065-4187

dr inż. Marek Jendryś^{1)*}

ORCID: 0000-0003-1159-1275

dr hab. inż. Marian Łupieżowiec, prof. PŚ²⁾

ORCID: 0000-0003-4863-2333

mgr inż. Arkadiusz Stawiarski³⁾

Verification of soil compaction degree based on the correlation of static probing during formation of DSM columns

Weryfikacja stopnia zagęszczenia gruntu na podstawie korelacji sondowań statycznych w trakcie formowania kolumn DSM

DOI: 10.15199/33.2025.02.05

Abstract. The state-of-the-art methods for verifying the correctness of ground improvement performed by means of the DSM (*Deep Soil Mixing*) technology are largely focused on the selection of adequate factors impacting the achievement of a correct compressive strength R_c [MPa] of the column core, which ensures the transfer of stress from the designed structures to the subsoil. In view of the operation of each of the columns, it is equally significant to ensure that their bases are located in load-bearing soil at the entire area of the improvement, without the need to perform many costly subsoil surveys. Based on the complementary soil investigation results and parameters obtained during deep soil mixing from an automatic logger installed on the drilling machine, a method of comparing the PKDK [bar] working pressure and the resistance values under the base of the q_c [MPa] cone of the CPTU static probe was developed along with the method to interpret the results in the context of the correctness of the ground improvement.

Keywords: geotechnical investigations; deep soil mixing; static probing; automatic recorder.

The aim of this paper is to present a method for verifying the proper reinforcement of weak-bearing soils that are unsuitable for the direct foundation of a buildings, using Deep Soil Mixing (DSM) technology as an example. It discusses the reinforcement technologies currently used in residential construction, the scenarios in which these methods are both technically and economically justified, and compares the characteristics of the formed DSM columns with results from additional ground tests using the CPTU static probe in

Streszczenie. Obecnie stosowane metody weryfikacji prawidłowo wykonanego wzmocnienia podłoża gruntowego w technologii głębokiego mieszania gruntu DSM (*Deep Soil Mixing*) skupiają się przede wszystkim na odpowiednim doborze czynników mających wpływ na osiągnięcie wymaganej wytrzymałości na ściskanie R_c [MPa] trzonu kolumny, która daje gwarancję przeniesienia naprężeń od projektowanych konstrukcji na grunt. Równie istotną kwestią, z punktu widzenia pracy pojedynczej kolumny, jest uzyskanie gwarancji zagłębienia jej podstawy w warstwie gruntów nośnych na całym obszarze realizowanego wzmocnienia bez konieczności wykonywania wielu kosztownych badań podłoża. Bazując na wynikach uzupełniających badań gruntu oraz parametrach, uzyskiwanych podczas głębokiego mieszania gruntu, z automatycznego rejestratora montowanego na urządzeniu wierzącym, przedstawiono sposób porównania ciśnienia roboczego PKDK [bar] i wartości oporu pod podstawą stożka q_c [MPa] sondy statycznej CPTU oraz interpretację otrzymanych wyników w kontekście prawidłowo zrealizowanego wzmocnienia.

Słowa kluczowe: badania geotechniczne; głębokie mieszanie gruntu; sondowanie statyczne; rejestrator automatyczny.

Celem artykułu jest przedstawienie sposobu weryfikacji prawidłowo wykonanego wzmocnienia gruntów słabonośnych, nienadających się do bezpośredniego posadowienia obiektu budowlanego, na przykładzie technologii głębokiego mieszania gruntu DSM (*Deep Soil Mixing*). Przedstawiono w nim technologie wzmocnienia wykorzystywane obecnie w budownictwie mieszkaniowym, sytuacje, w jakich są one technicznie i ekonomicznie uzasadnione oraz porównano parametry formowanych kolumn DSM i wyniki dodatkowych badań podłoża sondą statyczną CPTU na wybranym przykładzie. Ponadto artykuł stanowi kontynuację oraz rozszerzenie tego typu zagadnień poruszanych przez nas w innych publikacjach.

Dobra obecnie koniunktura na rynku budowlanym oraz wzrost cen nieruchomości spowodowały ekspansję zabudowań na obrzeża i peryferie miast. Sytuacja ta powoduje, że coraz czę-

¹⁾ Silesian University of Technology, Faculty of Mining, Safety Engineering and Industrial Automation, Department of Geoengineering and Raw Materials Extraction

²⁾ Silesian University of Technology, Faculty of Civil Engineering, Department of Geotechnics and Roads

³⁾ Engineering Works Company Henryk Chrobok and Hubert Chrobok General Partnership

*) Correspondence address: marek.jendrys@polsl.pl

selected case study. Furthermore, this article serves as a continuation and expansion of topics previously addressed by the authors in other publications.

The current favourable economic conditions in the construction market, combined with rising real estate prices, have led to an increase in building projects in the outskirts and suburban areas of cities. Consequently, we are increasingly venturing into regions that were once deemed unsuitable for development due to the presence of native low-bearing soils, including meadows, swamps, floodplains, and oxbow lakes. These areas require appropriate preparation to be rendered suitable for the foundation of various types of buildings. During the construction process or the subsequent use of a facility, deformations can occur due to the loads transferred by the building's foundations to the ground. These deformations increase as pressure on the soil rises. Excessive loading can lead to two primary concerns: either the bearing capacity of the subsoil is exceeded, causing rapid foundation settlement and structural failure, or there is excessive subsidence, which is unacceptable for a given structure even if the load on the soil is significantly lower than its load-bearing capacity. The first issue relates to the ultimate limit state (ULS), concerning load values in relation to the bearing capacity of the subsoil, while the second pertains to the serviceability limit state condition (SLS), focusing mainly on acceptable subsidence levels [1].

To meet the above-mentioned conditions, especially in the case of the presence of weak-bearing soils at the foundation level, various measures are used to strengthen it to a satisfactory state, from the point of view of design and strength parameters. In engineering practice, in the case of favourable soil and water conditions, direct foundations are designed: footings; Benches; or, in the case of large objects, slabs or grates of foundations. The occurrence of low-bearing soils is most often a contribution to the design and implementation of deep foundations [2 – 6].

Analysis of the parameters affecting DSM column formation and the results of CPTU probing in a selected case study

To achieve the design assumptions, various methods used to strengthen the subsoil – such as CFA piles, EPD piles, or DSM columns – must undergo constant control. This includes monitoring the materials used for reinforcement, including concrete, cement, mixing water, and the type and condition of the subsoil. Additionally, the execution process and its final effects are closely monitored.

Materials prepared for installation are checked for compliance with the requirements specified in the detailed design, as well as the manufacturer's declarations of performance and any applicable certificates necessary for their use in the Polish market.

Verification of the reinforcement's correctness, known as as-built verification, is typically conducted through geodetic surveys of the piles or columns. This process considers any deviations from the planned locations, which is crucial since any movement of the pile or column affects the stress

ściej wkraczamy z inwestycjami na tereny, które stanowiły niegdyś obszary wykluczone z zabudowy z powodu występowania na nich rodzimych gruntów słabonośnych, tj. łąki, bagna, tereny zalewowe, starorzecza itp. Tereny te wymagają odpowiedniego przygotowania, aby w pełni nadawały się do posadowienia w ich miejscu wszelkiego rodzaju obiektów budowlanych.

Podczas procesu budowlanego lub późniejszego użytkowania obiektu generowane są odkształcenia pod wpływem działania obciążeń przekazywanych przez fundamenty budowli na podłoże, zwiększające się w miarę zwiększania nacisku na grunt. Zbyt duże obciążenia na grunt mogą doprowadzić do przekroczenia nośności podłoża, czemu towarzyszy gwałtowne zagłębienie się fundamentu i zniszczenie budowli lub do zbyt dużego osiadania, niedopuszczalnego w przypadku danej konstrukcji, nawet gdyby obciążenie gruntu było znacznie mniejsze od jego nośności. W pierwszym przypadku mamy do czynienia z zagrożeniem stanu granicznej nośności (SGN), związanego z wartościami obciążeń w stosunku do nośności podłoża, a w drugim z warunkiem stanu granicznego użytkowalności (SGU), związanym przede wszystkim z dopuszczalnym osiadaniem [1].

W celu spełnienia wymienionych warunków, szczególnie w przypadku występowania gruntów słabonośnych w poziomie posadowienia, stosuje się wiele zabiegów umożliwiających jego wzmocnienie do stanu zadowalającego, z punktu widzenia projektowego i parametrów wytrzymałościowych. W praktyce inżynierskiej, w przypadku występowania korzystnych warunków gruntowo-wodnych, projektuje się fundamenty bezpośrednie: stopy; ławy; bądź, w przypadku dużych obiektów, płyty lub ruszty fundamentowe. Występowanie gruntów słabonośnych jest najczęściej przyczynkiem do projektowania i realizacji fundamentów głębokich [2 – 6].

Analiza parametrów formowania kolumn DSM oraz wyników sond CPTU na wybranym przykładzie

W celu osiągnięcia założeń projektowych, większość stosowanych metod wzmocnienia podłoża gruntowego (pale CFA, EPD, czy kolumny DSM) podlega stałej kontroli nie tylko pod względem materiałów użytych do realizacji wzmocnienia, takich jak beton, cement, woda zarobowa, rodzaj i stan gruntów tworzących podłoże itp., ale również procesu wykonania i jego efektu końcowego.

Materiały przygotowane do wbudowania są kontrolowane na zgodność z wymaganiami określonymi w projekcie wykonawczym, a także pod względem posiadanych przez producenta dokumentów w postaci deklaracji właściwości użytkowych oraz stosownych certyfikatów, dopuszczających produkt do stosowania na polskim rynku.

Weryfikacja powykonawcza poprawności realizowanego wzmocnienia odbywa się zazwyczaj na podstawie operatu geodezyjnego pali lub kolumn i z uwzględnieniem ich odchylek w stosunku do planowanej lokalizacji. Jest to niezwykle istotne ze względu na fakt, iż każde przesunięcie pala lub kolumny wpływa na rozkład naprężeń pod fundamentem budynku, a tym samym na zwiększenie lub zmniejszenie wartości obciążenia

distribution under the building foundation. Such movements can either increase or decrease the load acting on a single pile. Excessive deviations may lead to local exceedances of the permissible ultimate limit states (ULS) and serviceability limit states (SLS). In addition to as-built surveys, important documentation includes details such as the date of execution, the volume of concrete or cement slurry used, and the elevations at the top and base of the pile, along with test load results. It is important to note that verifying the correctness of the completed work based solely on as-built documentation carries inherent risks. If the load-bearing capacity of piles or columns is insufficient and deviations are too significant, the only solution may be to construct additional columns or longer piles, which can substantially increase investment costs [7–9]. A more balanced approach involves combining real-time control of pile formation parameters with the results recorded in as-built documentation. Many modern devices are equipped with automatic recorders that log drilling parameters and the flow of media through the drilling element. This capability facilitates quick analysis and interpretation of the work's accuracy, particularly when correlated with data from site surveys using static probing methods, such as CPT (Cone Penetration Test) and CPTU (Cone Penetration Test with pore pressure measurement).

These tests provide in-situ measurements of resistance at the cone tip (q_c) and along the friction sleeve (f_s), recorded at every centimetre of probe depression through various geotechnical layers in the analysed soil profile. The values obtained from these resistances accurately reflect how the pile or column will perform at different depths. Historically, the development of static sounding was inspired by the need to estimate the load-bearing capacity of press-fit piles. In effect, static probing can be viewed as a continuous load test for a pile, measuring direct resistance at the cone and friction along the sleeve, with the significant difference being the scale of the analysis [10–19].

This outlined procedure enables ongoing adjustments to the length and location of the columns, allowing contractors to ensure that they are properly installed in load-bearing soils where the load capacity can be determined based on test loads.

The paper discusses methods for verifying the proper reinforcement of weak-bearing soils during the construction of a building structure, using the analysis of column formation parameters in DSM technology, alongside supplementary geological surveys conducted with CPTU static probes.

Causes of soil reinforcement

A building structure was designed to be constructed at a depth of approximately 3.0 meters below ground level. According to the geotechnical evaluation of the area, non-load-bearing soils were found at the level of the foundation slab. These soils included non-building embankments and organic sediments, consisting of clay silts in a soft-plastic state, with a plasticity index (I_L) of 0.60, as well as dusty plastic silts and clays, which had a plasticity index (I_L) of 0.30. These problematic soils extended locally up to a depth of 5.0 meters below ground level.

działającego na pojedynczy pał. Zbyt duże odchyłki mogą spowodować lokalne przekroczenie dopuszczalnych stanów granicznych nośności (SGN) i użyteczności (SGU). Oprócz operatu powykonawczego ważnym dokumentem są również metryki zawierające m.in. informacje na temat daty wykonania, ilości użytego betonu lub zaczynu cementowego, rzędnej platformy, głowicy i podstawy pała oraz próbne obciążenia. Należy podkreślić, że sprawdzanie poprawności wykonanych robót na podstawie jedynie dokumentacji powykonawczej niesie ze sobą pewne ryzyko. W sytuacji, gdy nośność pała czy kolumn jest niewystarczająca, a odchyłki zbyt duże, to jedynym wyjściem jest wykonanie dodatkowych kolumn lub ewentualnie pał o większej długości, co w znacznym stopniu podraża koszty takich inwestycji [7–9]. Kompromis stanowi metoda łącząca bieżącą kontrolę parametrów formowania pał oraz wyników dokumentacji powykonawczej. Coraz więcej stosowanych obecnie urządzeń posiada na wyposażeniu automatyczny rejestrator parametrów wiercenia oraz przepływu mediów przez element wierzący. Stwarza to bardzo duże możliwości szybkiej analizy i interpretacji poprawności wykonywanych robót, szczególnie w korelacji z wynikami badań terenu sondami statycznymi.

Dzięki badaniom CPT i/lub CPTU (badanie penetracyjne stożkowe z pomiarem ciśnienia porowego – badanie piezoelektryczne), otrzymujemy parametry z pomiaru in situ dotyczące oporu na pobocznicy stożka (f_s) oraz pod jego podstawą (q_c), rejestrowane co 1 cm zagłębienia sondy w każdej z warstw geotechnicznych, występujących w analizowanym profilu gruntu. Wartości tych oporów dokładnie odzwierciedlają, w jaki sposób będzie pracował pał lub kolumna na danej głębokości. Z historycznego punktu widzenia, jedną z inspiracji rozwoju sondowania statycznego był problem szacowania nośności pojedynczego pała wciskanego. Faktycznie, sondowanie statyczne można traktować jako obciążenie próbnego pała w sposób ciągły, z bezpośrednim pomiarem oporu na stożku oraz pomiarem tarcia na pobocznicy tulei czarnej. Istotną różnicą pozostaje tylko problem skali [10–19].

Opisane postępowanie pozwala na bieżąco dostosowywać długość oraz lokalizację kolumn w taki sposób, aby wykonawca miał pewność, że są one odpowiednio zagłębione w gruntach nośnych, w których nośność kolumny można określić na podstawie próbnego obciążenia.

W artykule pokazano sposoby weryfikacji prawidłowo wykonanego wzmocnienia gruntów słabonośnych podczas wznoszenia wybranego obiektu budowlanego, na przykładzie analizy parametrów formowania kolumn w technologii DSM oraz uzupełniających badań geologicznych sondą statyczną CPTU.

Przyczyny wzmocnienia gruntu

Zaprojektowano obiekt budowlany posadowiony na głębokości ok. 3,0 m p.p.t. Zgodnie z opinią geotechniczną terenu, w poziomie płyty fundamentowej budynku znajdowały się grunty nienoisne w postaci nasypów niebudowlanych, osadów organicznych, tj. namulów gliniastych w stanie miękkoplastycznym o stopniu plastyczności $I_L = 0,60$ oraz pyły i gliny pylaste plastyczne o stopniu plastyczności $I_L = 0,30$. Grunty te występowały lokalnie do głębokości 5,0 m p.p.t. i uniemożli-

vel and were unsuitable for direct foundation placement. To address this issue, it was proposed to strengthen the weak-bearing soils using Deep Soil Mixing (DSM) columns. Based on the soil resistance map under the foundation and the geotechnical assessment, the constructors determined the appropriate spacing, length, and diameter of the columns. The maximum load capacity of a column with a diameter of 800 mm was calculated to be 595 kN, assuming that the compressive strength (R_c) of the column shaft – formed by mixing the native soil with cement slurry – would be at least 3.0 MPa. Additionally, the column was designed to be embedded 1 m into medium sand layers IIa and IIb, which had a compaction degree (I_D) of 0.55 (Figures 1 and 2).

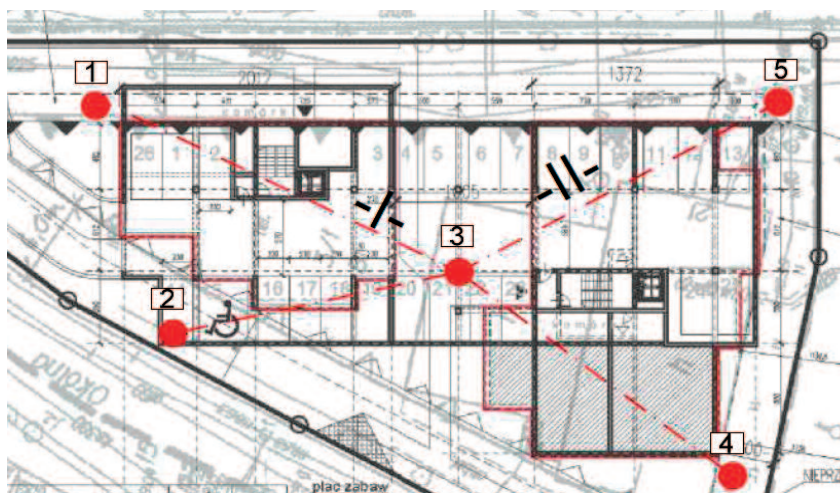


Fig. 1. Location map of geotechnical boreholes [20]

Rys. 1. Mapa dokumentacyjna z opinii geotechnicznej z lokalizacją otworów [20]

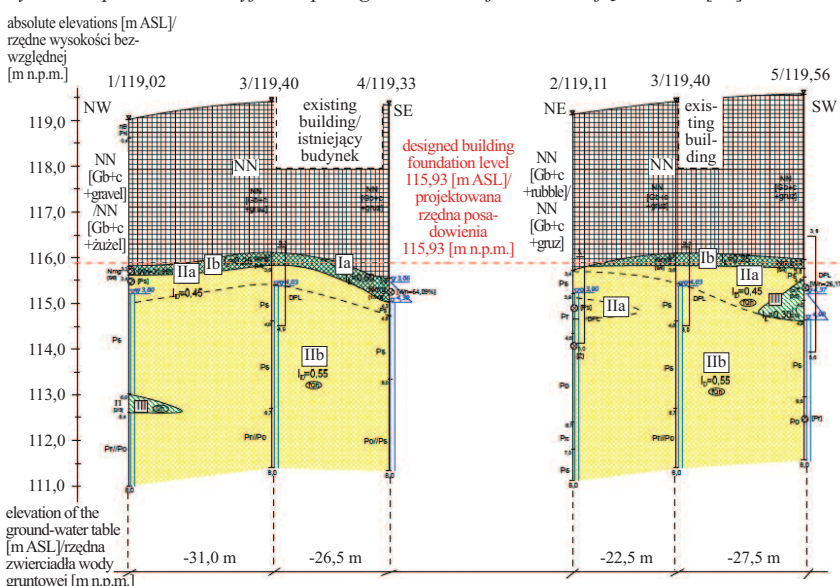


Fig. 2. Geological cross-sections with soil layers [20]

Rys. 2. Przekroje geologiczne z przebiegiem warstw gruntu [20]

Circumstances of the analysis of the original solution

During the soil reinforcement work, the drilling rig operator did not observe a significant jump in drilling resistance at the designed elevation of the column base. This observation was confirmed by the analysis of records from the automatic recorder (see Figures 3 – 4). It is important to note that drilling resistance correlates with the working pressure PKDK [bar] shown in the figures. During the construction of the

Okoliczności analizy pierwotnego rozwiązania

Podczas prowadzenia prac związanych ze wzmocnieniem gruntu, operator wiertnicy zaobserwował brak wyraźnego skoku oporów wiercenia na projektowanej rzędnej podstawy kolumny. Informacja ta została potwierdzona na podstawie analizy zapisów z automatycznego rejestratora (rysunki 3 – 4). Należy mieć na uwadze to, że opory wiercenia są skorelowane z ciśnieniem roboczym PKDK [bar] przedstawionym na rysunkach. Podczas wykonywania kolumn po-

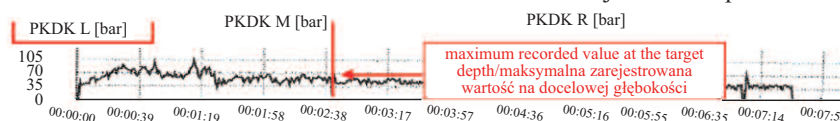


Fig. 3. Operating pressure registered during forming the column number 53 [20]

Rys. 3. Ciśnienie robocze zarejestrowane podczas formowania kolumny nr 53 [20]

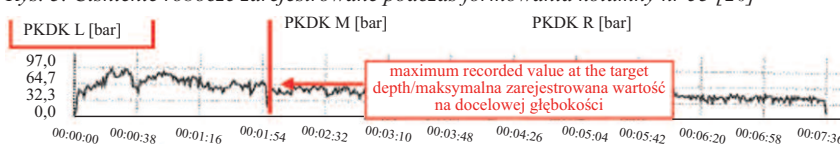


Fig. 4. Operating pressure registered during forming the column number 29 [20]

Rys. 4. Ciśnienie robocze zarejestrowane podczas formowania kolumny nr 29 [20]

columns, there was concern that the column bases were not adequately embedded in the load-bearing soils, potentially failing to meet the set requirements. Consequently, the contractor decided to commission additional soil tests using a CPTU static probe to verify the parameters of the load-bearing soils and to determine their exact depth.

The findings indicated that the soil conditions differed from those outlined in the original geotechnical report, which had served as the basis for the technological design of the reinforcement. According to the structural calculations, the columns were expected to penetrate through embankment soils (NN) and cohesive soils (layers Ia and Ib) into layer IIb, which contained moderately compacted coarse sands ($I_D = 0.55$). The roof of this layer was documented at approximately 1.2 meters below the bottom of the slab. However, it was found that the soils in layers IIa and IIb, to a depth of 3.0 meters below the foundations, exhibited a compaction level of $I_D = 0.00$ to 0.40 , indicating loose formations or those at the boundary of loose and moderately compacted states, which are unsuitable for bearing the intended loads. In the research boreholes in the analyzed area, a groundwater table was identified within the coarse sands of layers IIa and IIb, which was locally under pressure (see Figure 2).

Based on this information, a decision was made to extend the columns down to a layer of non-cohesive soils with a compaction level of $I_D = 0.6$, situated approximately 1 meter deeper than originally anticipated based on prior research. Unfortunately, despite the relatively low costs of geological exploration compared to the overall investment value, investors often opt for the minimum number of geological boreholes necessary to assess the geotechnical conditions for the facility's foundation. This decision frequently results in boreholes that are too widely spaced to accurately reflect the actual soil profile and characteristics between them. Consequently, this leads to increased costs allocated in the investment budget for the foundation work.

Further discussion will focus on the segment of the investment area where the geological structure of the subsoil exhibited the greatest differences. This includes a comparison of archival boreholes No. 5 and 3 (see Figure 2) alongside supplementary research utilizing the CPTU-1 and CPTU-3 probes (see Figure 5), conducted in similar locations.

The relationship between soil compaction and the cone resistance for fine, medium, and coarse sands can be expressed through a simple approximation of measurement results, enabling a rapid determination of soil I_D values at various depths [11, 19]:

$$I_D = 0,709 \log q_c - 0,165 \quad (1)$$

where:

I_D – degree of soil compaction;

q_c – Resistance value under the base of the probe cone base.

Based on equation (1), we determined the degree of compaction of non-cohesive soils found in the subsoil profile beneath the designed foundation slab. It was established that a probe cone resistance (q_c) of 12 MPa indicates that the appropriate depth has been reached to support the base of the DSM columns.

$$\begin{aligned} I_D &= 0,709 \log 12 - 0,165 \\ I_D &= 0,60 \end{aligned}$$

wstało ryzyko, że podstawa kolumn nie została odpowiednio zagłębiona w gruntach nośnych, a tym samym nie będzie spełniała stawianych jej wymagań. Decyzją wykonawcy robót zlecono wykonanie dodatkowych badań podłoża sondą statyczną CPTU, w celu sprawdzenia parametrów gruntów nośnych i ustalenia dokładnego poziomu ich zalegania.

Badania pokazały odmienne warunki od opisanych w pierwotnej opinii geotechnicznej, stanowiącej podstawę do sporządzenia projektu technologicznego wzmocnienia. Zgodnie z obliczeniami statyczno-wytrzymałościowymi, kolumny miały zostać zagłębione przez grunty nasypowe (NN) oraz grunty spoiste (warstwa Ia i Ib) w warstwie IIb średnio zagęszczonych piasków grubych o zagęszczeniu $I_D = 0,55$, której strop udokumentowano na głębokości ok. 1,2 m poniżej spodu płyty dennej. Okazało się natomiast, że grunty pakietu IIa i IIb, do głębokości średnio 3,0 m poniżej fundamentów, miały zagęszczenie na poziomie $I_D = 0,00$ ÷ $0,40$, tj. utworów luźnych lub na pograniczu luźnych i średnio zagęszczonych, nienadających się do przeniesienia projektowanych obciążeń. W otworach badawczych w analizowanym rejonie stwierdzono występowanie zwierciadła wód gruntowych w piaskach grubych w warstwach IIa i IIb, które lokalnie ma charakter zwierciadła napiętego (rysunek 2).

Na podstawie tych informacji podjęto decyzję o wydłużeniu kolumn do warstwy gruntów niespoistych o stopniu zagęszczenia $I_D = 0,6$, zalegających na głębokości ok. 1 m głębiej niż przypuszczano na podstawie wcześniejszych badań. Niestety, pomimo niewielkich kosztów rozpoznania geologicznego podłoża, w porównaniu z wartością całej inwestycji, inwestor decyduje się zwykle na minimalną liczbę otworów geologicznych, niezbędną do ustalenia geotechnicznych warunków posadowienia obiektu. Często okazuje się, że otwory zlokalizowane zbyt rzadko względem siebie nie odzwierciedlają w pełni rzeczywistego profilu i właściwości gruntu występującego pomiędzy nimi. W konsekwencji, zwiększają się nakłady przeznaczone w budżecie inwestycji na posadowienie obiektu.

W dalszych rozważaniach skupiono się na fragmencie terenu inwestycji, gdzie różnice w budowie geologicznej podłoża były największe, porównując otwory archiwalne nr 5 i 3 (rysunek 2) oraz badania uzupełniające sondą CPTU-1 i CPTU-3 (rysunek 5), wykonane w zbliżonej lokalizacji.

Zależność między stopniem zagęszczenia a oporem na stożku w przypadku piasków drobnych, średnich i grubych wyraża prosta aproksymacja wyników pomiarowych, która pozwala na szybkie określenie wartości I_D gruntów na danej głębokości [11, 19].

$$I_D = 0,709 \log q_c - 0,165 \quad (1)$$

gdzie:

I_D – stopień zagęszczenia gruntu;

q_c – wartość oporu pod podstawą stożka sondy.

Na podstawie równania (1) wyznaczono stopień zagęszczenia gruntów niespoistych, występujących w profilu podłoża, poniżej poziomu projektowanej płyty fundamentowej i stwierdzono, że opór stożka sondy q_c o wartości 12 MPa będzie świadczył o osiągnięciu odpowiedniej głębokości w przypadku oparcia podstawy kolumn DSM.

$$\begin{aligned} I_D &= 0,709 \log 12 - 0,165 \\ I_D &= 0,60 \end{aligned}$$

Verification method

The verification of the adopted reinforcement method, particularly concerning the length of the Deep Soil Mixing (DSM) columns, was based on metrics from the automatic recorder as well as additional soil tests. Through the analysis of these data, we determined the theoretical elevation of the agitator depression within the layers of sand and fine sand, characterized by a compaction index (I_D) of 0.6. Also the working pressure has been calculated that should be recorded on the device when reaching these soil layers. To establish the baseline pressure values, calibration columns were selected from those located near the previously conducted probes. Specifically, columns D29 and D53 were chosen in relation to the CPTU-1 probe, while columns D46 and D91 were selected for the CPTU-3 probe. These additional columns were created in areas suspected of having substandard workmanship.

Analysis results

Columns No. 29 and 53 were constructed according to the technological design, with a length of 2.9 m (see Figures 3 and 4). The working platform was positioned 0.35 m above the bottom of the excavation. During the forming process, the maximum operating pressure in the machine reached 7 MPa (70 bar) at the target depth for the base of the DSM columns. Comparing the level of the realized agitator depression with the resistance values from the CPTU-1 probe (Figure 5), it was found that the columns ended in medium sands with a degree of compaction (I_D) of 0.40. At this point, the cone tip resistance (q_c) measured 8 MPa, indicating inadequate load capacity as per the design specifications. Analysis of probe resistance at greater depths revealed that the top of the load-bearing layer occurred at a depth of 3 m ($q_c = 12$ MPa), which is one meter deeper than initially assumed. To deter-

Sposób weryfikacji

Podstawą weryfikacji przyjętego sposobu wzmocnienia, a przede wszystkim długości kolumn DSM, były metryki z automatycznego rejestratora oraz dodatkowe badania gruntu. Na podstawie ich analizy określono teoretyczną rzędną zagłębienia mieszadła w warstwie pospółki i piasku drobnego o stopniu zagęszczenia $I_D = 0,6$ oraz wartość ciśnienia roboczego, jakie powinno być zarejestrowane na urządzeniu podczas osiągnięcia warstwy gruntu o tych parametrach. Jako kolumny kalibracyjne, do określenia bazowej wartości ciśnienia, wytypowano te zlokalizowane w sąsiedztwie wykonanych wcześniej sond, czyli kolumny nr D29 i D53 w przypadku sondy CPTU-1 oraz D46 i D91 w przypadku sondy CPTU-3. Były to kolumny dodatkowe, które zdecydowano się uformować w sąsiedztwie tych, co do których istniało podejrzenie nieprawidłowego wykonania.

Wyniki analizy

Kolumny nr 29 i 53 zostały wykonane zgodnie z projektem technologicznym o długości 2,9 m (rysunki 3 i 4), względem poziomu platformy roboczej, której powierzchnia znajdowała się 0,35 m powyżej poziomu dna wykopu. Podczas procesu formowania, wartość ciśnienia roboczego w urządzeniu wynosiła maksymalnie 7 MPa (70 barów) na docelowej głębokości podstawy kolumn DSM. Porównując poziom zrealizowanego zagłębienia mieszadła do wartości oporów na stożku, uzyskanych z sondy CPTU-1 (rysunek 5) stwierdzono, że kolumny zostały zakończone w piaskach średnich o stopniu zagęszczenia $I_D = 0,40$. Opór q_c w miejscu tym wynosił 8 MPa, co świadczy o braku odpowiedniej nośności przewidzianej projektem. Analizując opór sondy na większej głębokości, stwierdzono występowanie stropu warstwy nośnej na głębokości 3 m ($q_c = 12$ MPa), tj. metr głębiej niż

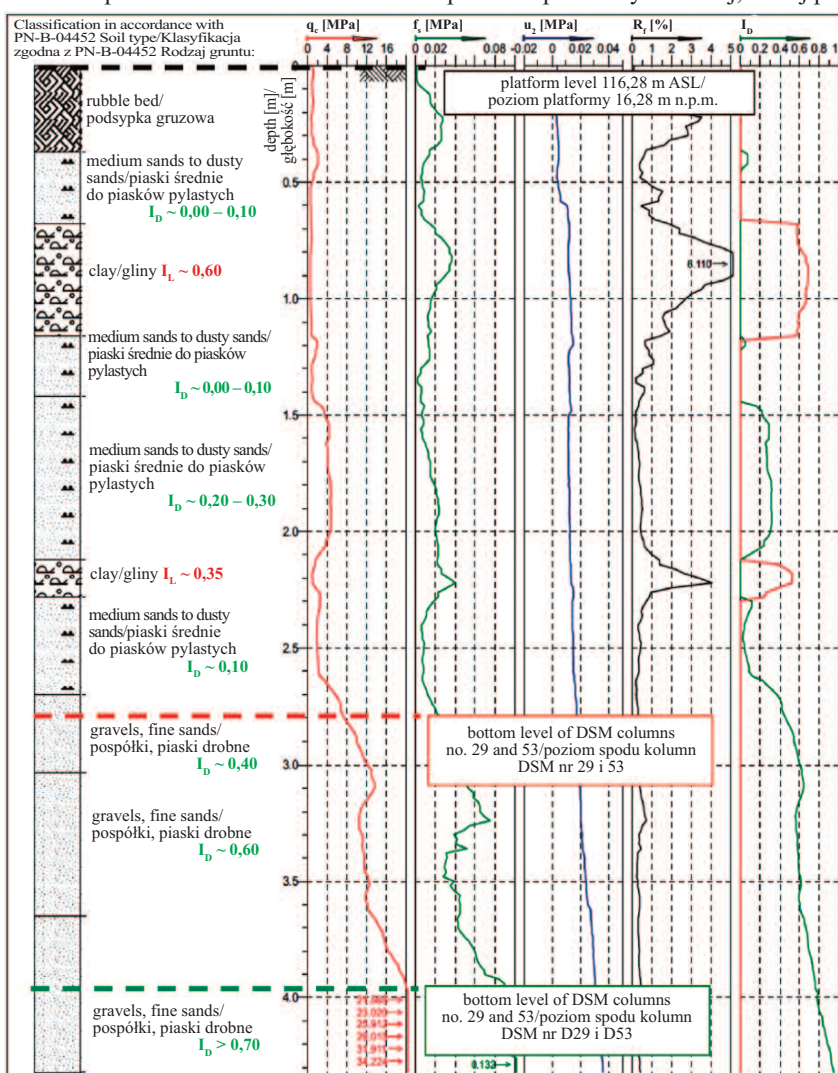


Fig. 5. Results of additional CPTU tests – probe No. 1 [20]

Rys. 5. Wyniki dodatkowych badań CPTU – sonda nr 1 [20]

mine the pressure value indicating that the operator had reached the appropriate depth for the foundation of the DSM columns, additional columns D29 and D53 were made.

According to the data (see Figures 6 and 7), columns D29 and D53 were constructed to depths of 3.95 m and 4.05 m, respectively, measured from the platform. At this depth, a notable resistance of 13.0 MPa was recorded on the auger mixing the soil. The recording of these parameters, in relation to the drag diagram from the CPTU-1 probe cone (Figure 5), shows a depression in the layer of post-cocoons, characterized by an I_D of 0.70 ($q_c - 20$ MPa). This is distinct from the upper layer, which has a lower degree of compaction ($I_D - 0.60$, $q_c - 12$ MPa). Due to minor differences in the working pressure between the depths of 3.0 m and 4.0 m, and the difficulty in making unambiguous interpretations at this level, a minimum pressure of 13.0 MPa was assumed as the necessary threshold. Achieving this pressure level was deemed essential to ensure the appropriate depth of the columns across the entire implementation area.

It is important to note that pressure is influenced by both the type and condition of the soil in which the bottom of the CPTU probe is located. The recorded pressure value of 13 MPa should be understood in this context. Similar results were observed with columns D46 and D91, where pressure values of 140 bar were achieved, further confirming the validity of the adopted method for interpreting column formation parameters based on CPTU probes.

Conclusion

The methods presented for verifying soil reinforcement, based on results from soil tests using the CPTU static probe and data from the automatic recorder of the drilling device, lead to the following conclusions:

- there is a relationship between the q_c resistance of the CPTU probe cone and the working pressure recorded on the drilling device. The pressure values and their peaks, which increase with depth, correspond to the type of soil present and its characteristics;
- as demonstrated in the analysis of the structure, moderately compacted non-cohesive soils are characterized by a probe cone resistance of approximately 12 MPa (with an I_D of 0.6), while the working pressure ranges from 13.0 to 17.0 MPa;
- the analysis of the recorded results indicates that any working pressure values below 80 bar (8 MPa) may have a high

przypuszczano do tej pory. W celu określenia wartości ciśnienia, które oznaczałoby, że operator osiągnął odpowiednią głębokość posadowienia kolumn DSM, wykonano dodatkowe kolumny o numerach D29 i D53.

Jak wynika z metryk (rysunki 6 i 7), kolumny D29 i D53 zostały wykonane do głębokości kolejno 3,95 i 4,05 m względem platformy, gdzie zarejestrowano wyraźny opór na świdrze mieszającym grunt o wartości 13,0 MPa. Poziom rejestrowania tych parametrów w odniesieniu do wykresu oporów na stożku sondy CPTU-1 (rysunek 5), świadczy o zagłębieniu w warstwie pospółek charakteryzujących się I_D o wartości 0,70 ($q_c - 20$ MPa), a nie, jak w warstwie wyższej o niższym stopniu zagęszczenia, gdzie $I_D - 0,60$ ($q_c - 12$ MPa). Ze względu na małe różnice ciśnienia roboczego na głębokości 3,0 – 4,0 m i trudność ich jednoznacznej interpretacji na tym poziomie oraz mając na uwadze konieczność prawidłowej realizacji wzmocnienia,

za miarodajne ciśnienie przyjęto minimum 13,0 MPa. Uznano, że osiągnięcie takiej wartości daje gwarancję odpowiedniego zagłębienia kolumn na całym obszarze ich realizacji. Należy w tym miejscu nadmienić, iż wpływ na ciśnienie mają zarówno rodzaj, jak i stan gruntu, w którym znajduje się

spód sondy CPTU, ale również zagłębienie w grunt nośny i wartość ciśnienia zmierzonego przez rejestrator (PKDK) 13 MPa należy interpretować w ten sposób.

Analogicznie wyglądała sytuacja z kolumnami D46 i D91, w przypadku których osiągano wartość ciśnienia na poziomie 140 barów, potwierdzając tym samym poprawność przyjętego sposobu interpretacji parametrów formowania kolumn na podstawie sond CPTU.

Wnioski

Przedstawione sposoby weryfikacji wzmocnienia gruntu na podstawie wyników badań podłoża sondą statyczną CPTU oraz zapisów z automatycznego rejestratora urządzenia wierzącego pozwalają na sformułowanie następujących wniosków:

- istnieje zależność pomiędzy oporem q_c stożka sondy CPTU a wartością ciśnienia roboczego rejestrowaną na urządzeniu wierzącym; wartość ciśnienia oraz jego skoki wraz ze wzrostem głębokości odpowiadają rodzajowi gruntu zalegającego w podłożu oraz jego parametrom;
- jak pokazano na przykładzie analizowanej budowy, można założyć, że grunty niespoiste średnio zagęszczone charakteryzują się oporem na stożku sondy o wartości ok. 12 MPa ($I_D - 0,6$), a wartość ciśnienia roboczego wynosi 13,0 – 17,0 MPa;

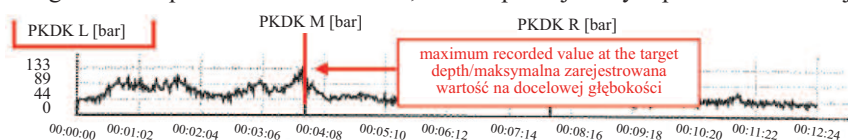


Fig. 6. Operating pressure registered during the formation of calibration column number D29 [20]

Rys. 6. Ciśnienie robocze zarejestrowane podczas formowania kolumny kalibracyjnej nr D29 [20]



Fig. 7. Operating pressure registered during the formation of calibration column number D53 [20]

Rys. 7. Ciśnienie robocze zarejestrowane podczas formowania kolumny kalibracyjnej nr D53 [20]

probability of indicating low-bearing capacity soils in that location. This observation applies to the case studied but may also be relevant in similar ground conditions;

d) the proposed method facilitates ongoing monitoring of soil reinforcement quality, allowing for immediate adjustments to be made to the parameters of column drilling if any irregularities are detected during the process. This ultimately helps reduce costs for both the contractor and the investor.

Received: 12.11.2024
Revised: 02.12.2024
Published: 21.02.2025

c) analiza przedstawionych wyników pozwala przypuszczać, iż wszystkie rejestrowane wartości ciśnienia roboczego mniejsze niż 80 barów (8 MPa) mogą świadczyć o dużym prawdopodobieństwie występowania w tym miejscu gruntów słabonośnych; dotyczy to analizowanego przypadku, ale może mieć również zastosowanie w podobnych warunkach gruntowych;

d) podana metoda umożliwia bieżącą kontrolę poprawności wykonywanego wzmocnienia podłoża oraz pozwala na natychmiastową korektę przyjętych parametrów wiercenia kolumn, w przypadku zauważenia jakichkolwiek nieprawidłowości podczas ich formowania, a w efekcie na redukcję kosztów zarówno wykonawcy, jak i inwestora.

Prace wykonano w Politechnice Białostockiej w ramach projektu WZ/WB-III/4/2023 finansowanego przez Ministerstwo Nauki i Szkolnictwa Wyższego RP.

*Artykuł wpłynął do redakcji: 12.11.2024 r.
Otrzymano poprawiony po recenzjach: 02.12.2024 r.
Opublikowano: 21.02.2025 r.*

Literature

- [1] Wiłun Z. Outline of geotechnics. Publisher: Communications and Connection Publisher Sp. z o.o.; Poland, Warszawa 1976.
- [2] Pisarczyk S. Geoinżynieria. Metody modyfikacji podłoża gruntowego, WPW, Warszawa 2004.
- [3] Łęcki P, Dojcz P. Problems and methods of stabilization and reinforcement of building grounds. www.gtprojekt.pl 2007.
- [4] Wojtasik A, Łęcki P, Troć M, Dojcz P. Geotechnical Conditions and Soil Improvement Techniques Applied in Construction of the A2 Motorway in Poland. Proc. Of the 2nd International Conference on Problematic Soils, Petaling Jaya, Malaysia 2006.
- [5] Nowacki P, Łęcki P. DSM columns as a palisade protecting the excavation. Geoengineering, roads, bridges, tunnels, number 02/2006.
- [6] Nowacki P, Łęcki P. DSM columns as a palisade protecting the excavation for the concert hall of the Music Academy in Poznań. Engineering and Construction. 2005; 9.
- [7] Ellen MC. et al. Federal Highway Administration Design Manual: Deep Mixing for Embankment and Foundation Support, 2013.
- [8] Topolnicki M. Good application and design practice of wet Deep Soil Mixing (DSM). XXXII Nationwide Workshop of a Construction Designer. 2017; Wisła, Poland.
- [9] Topolnicki M. General overview and advances in Deep Soil Mixing, Conference: XXIV Geotechnical Conference of Torino Design, Construction and Controls of Soil Improvement Systems, Torino 2016.
- [10] Robertson PK. Interpretation of cone penetration tests – a unified approach. Can. Geotech. J. 2009; 46 (11): 1337 – 1355.
- [11] Sikora Z. Static probing, methods and application in geoengineering. Scientific and Technical Publisher, Warszawa, Poland, 2006.

- [12] Wahl DAJ. Variable penetration rate cone testing for characterization of intermediate soils. [W:] Coutinho R. Q., Mayne P. W. (red.), Geotech. and Geophys. Site Characterization 4. Taylor & Francis Group, London, England, 2013, pp. 25–42.
- [13] Krage CP, Albin BM, Dejong JT, Degroot D.J. The influence of in-situ effective stress on sample quality for intermediate soils. [W:] Lehane B. M., Acosta-Martínez H. E., Kelly R. (red.), Geotechnical and Geophysical Site Characterisation ISC'5 (Proc. 5th Inter. Conf. Geotech. and Geophys. Site Characterisation, September 2016, Queensland), Australian Geomechan. Soc. 2016; Sydney, Australia, vol. 1, pp. 565 – 570.
- [14] Lunne T, Berre T, Andersen KH, Strandvik S, Sjørsen M. Effects of sample disturbance and consolidation procedures on measured shear strength of soft marine Norwegian clays. Can. Geotech. J. 2005 42: 1 – 50.
- [15] Mayne PW. Interrelationships of DMT and CPT readings in soft clays. Proc. 2nd Inter. Conf. on DMT, Washington, USA, 2006, pp. 231–236.
- [16] Robertson PK. Interpretation of in-situ tests some insight. Geotech. and Geophys. Site Characterization 4 (vol. 1), Publisher: Taylor&Francis Group, Boca Raton, USA, 2012, pp. 3–24.
- [17] Stefaniak K. Assessment of shear strength in silty soils. Stud. Geotechn. et Mechan. 2015, 37 (2): 51 – 55.
- [18] Czado B, Wraha B. Bearing capacity of pile foundations based on CPT results in accordance to Polish Standards and Eurocode 7. AGH Journal of Mining and Geoengineering. 2012; Vol. 36, No. 2, Poland.
- [19] PN-EN 1997-2 Eurokod 7 – Projektowanie geotechniczne. Część 2: Rozpoznanie i badanie podłoża gruntowego.
- [20] Materiały archiwalne firmy Zakład Robót Inżynieryjnych Henryk Chrobok i Hubert Chrobok Sp. J.