

DOBÓR PARAMETRÓW PODŁOŻA DO PROJEKTOWANIA ZABEZPIECZENIA WYKOPU NA PODSTAWIE WYNIKÓW POMIARU SIŁ W KOTWACH

Sławomir Krysiak¹, Krzysztof Sahajda², Zdzisław Skutnik³,
Jakub Zajdel²

¹Geoteko Sp. z o.o., Warszawa

²Aarsleff Sp. z o.o., Warszawa

³Szkoła Główna Gospodarstwa Wiejskiego w Warszawie

Streszczenie. Jako zabezpieczenie wykopu o głębokości 8÷9 m pod budowę obiektu mieszkalnego przy ulicy Przy Bażantarni w Warszawie zaprojektowano ścianę berlińską podpartą w jednym poziomie za pomocą kotew gruntowych. W podłożu stwierdzono jednorodne warunki gruntowe, głównie grunty spoiste o bardzo dużej wytrzymałości. Siły w 3 kotwach gruntowych podlegały obserwacji przez cały okres ich pracy w konstrukcji. Wykonano analizę wsteczną w celu określenia parametrów gruntu odzwierciedlających pracę konstrukcji oporowej. Na potrzeby analizy przeprowadzono badania w aparacie trójosiowego ściskania z odpływem wody z porów gruntu (TXCID) na próbkach pobranych podczas głębienia wykopu. Obliczenia konstrukcji wykonano metodą modułu reakcji podłoża. Wyniki obliczeń porównano z wynikami pomiarów. Na podstawie wyników analiz i wyników pomiaru sił w kotwach przedstawiono zalecenia dotyczące doboru parametrów do projektowania konstrukcji oporowych w podobnych warunkach gruntowych.

Słowa kluczowe: pomiary sił w kotwach gruntowych, ściana berlińska, badania trójosiowe

WSTĘP

Ze względu na niepewność przy projektowaniu ścian zabezpieczeń wykopów dobrą praktyką jest prowadzenie pomiarów kontrolnych w czasie budowy. Niepewność dotyczy m.in. wyboru modelu obliczeniowego i parametrów podłoża [Simpson i Powrie 2001]. W zakresie modelu obliczeniowego problemem jest określenie miarodajnych wartości i rozkładu parcia na ścianę wykopu [Weissenbach i Hettler 2012]. Bardzo trudnym za-

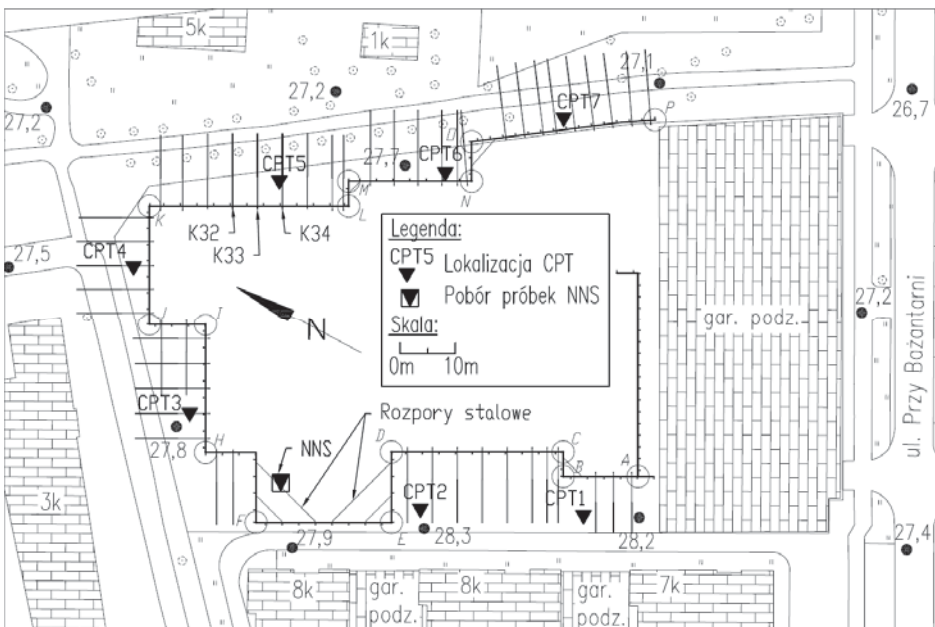
Adres do korespondencji – Corresponding author: Krzysztof Sahajda, Aarsleff Sp. z o.o.,
al. Wyścigowa 6, 02-681 Warszawa, e-mail: ksa@aarsleff.com.pl

© Copyright by Wydawnictwo SGGW, Warszawa 2016

daniem jest pomiar parcia gruntu na konstrukcję oporową [Dunnicliff 1993]. System pomiarowy umożliwiający takie badania jest drogi, a ryzyko utraty przyrządów wysokie, stąd inżynierowie decydują się często mierzyć inne wielkości, np. przemieszczenia lub siły w zakotwieniu [Sahajda 2014] bądź rozparciu. Takie pomiary, oprócz bieżącej kontroli robót, umożliwiają weryfikację modelu obliczeniowego, a po zebraniu odpowiedniej liczby wyników – optymalizację metod projektowania. Porównanie wyników pomiarów do założeń modelu obliczeniowego wykonywane jest często poprzez analizę wsteczną [Twine i Roscoe 1999]. Przykłady takich analiz z wykorzystaniem wyników pomiarów sił w zakotwieniu były prezentowane we wcześniejszych pracach autora [Kucybała i Sahajda 2011, Sahajda 2014]. W artykule przedstawiono kolejne wyniki, które jednak mają szerszy zakres niż w poprzednich publikacjach ze względu na rozszerzony program badania podłoża.

OPIS OBIEKTU I JEGO LOKALIZACJA

Przedmiotem analizy jest zabezpieczenie wykopu pod budowę obiektu mieszkalno-użytkowego z dwoma poziomami garażu podziemnego. Wykop zlokalizowano w obrębie istniejącej zabudowy. Jednakże, za wyjątkiem zbliżenia na 8,7 m do budynku w rejonie północno-zachodniego narożnika, linia ściany berlińskiej przebiega w dość dużej odległości od budynków (rys. 1).



Rys. 1. Wykop z rzutem zabudowy, lokalizacją punktów badań podłoża i kotew pomiarowych
Fig. 1. Excavation with the surroundings, geotechnical investigations points and survey anchors

Na pozostałych odcinkach odległości między krawędzią wykopu i budynkami wynoszą 16÷28 m, więc budynki te znajdują się poza strefą S_1 oddziaływania wykopu w rozumieniu instrukcji ITB [2002]. Zasięg tej strefy w gruntach spoistych przyjmuje się równy 0,75÷1,0 głębokości wykopu (H_w), tzn. w danym przypadku maksymalnie 9 m.

Wykop w rzucie tworzy nieregularny wielobok o powierzchni około 4400 m². Ze względu na brak wody gruntowej do znacznej głębokości jako obudowę wykopu zaproponowano ścianę berlińską. Zabezpieczenie wykopu przewidziano na długości 309 m, z czego 268 m stanowi obudowę podpartą. Teren w bezpośrednim sąsiedztwie wykopu jest płaski z rzędnymi wykazującymi deniwelacje w zakresie 27,7÷28,3 m n.p. „0” Wisły. Przy rzędnych dna wykopu 18,9÷19,5 m n.p. „0” Wisły jego głębokość wynosi 8,3÷9,0 m p.p.t. Z uwagi na wykonanie skarpowań za obudową wysokość opinki była mniejsza i wynosiła 6,6÷8,6 m.

METODYKA I ZAKRES BADAŃ PODŁOŻA

Rozpoznanie podłoża wykonano dwuetapowo. W etapie przetargu dostępna była dokumentacja obejmująca wyniki 13 wierceń i 2 sondowań statycznych CPT. Głębokość rozpoznania sięgała maksymalnie do 22 m p.p.t. i była wystarczająca do wykonania projektu zabezpieczenia wykopu. Wiercenia i sondowania wskazywały na jednorodność podłoża w obrębie całego zadania. Dążąc do minimalizacji ryzyka geotechnicznego, na potrzeby projektu zabezpieczenia wykopu wykonano dodatkowo 8 sondowań statycznych CPT stożkiem mechanicznym. Sondowania wykonała firma Geoteko na zlecenie autora projektu, firmy Aarsleff.

Zgodnie z dokumentacją pierwotną pod warstwą humusu, do głębokości średnio 2,0 m p.p.t., występują grunty nasypowe zbudowane z glin piaszczystych i piasków średnich z gruzem. Poniżej stwierdzono piaski gliniaste i gliny piaszczyste zwałowe twaroplastyczne do półzwartych. W obrębie gruntów spoistych nawiercono soczewki gruntów piaszczystych średnio zagęszczonych. Pod gruntami morenowymi od głębokości 12,50÷13,85 m p.p.t. zalegają piaski bardzo zagęszczone $I_D > 0,90$. Woda gruntowa o zwierciadle swobodnym występuje na rzędnej średniej 14,3 m n.p. „0” Wisły, tzn. 4,5÷5,0 m poniżej dna wykopu. Dominująca na wysokości ściany berlińskiej formacja gruntu spoistego, scharakteryzowana jako glina piaszczysta / piasek gliniasty, wykazuje wartości oporu stożka sondy (q_c) w przedziale 10÷15 MPa. W przeważającym zakresie głębokości współczynnik tarcia (R_f) w tym gruncie mieści się w przedziale 3÷5%, zatem należy go sklasyfikować jako mało spoisty. Stosując współczynnik $N_{kt} = 20$ do pomierzonych wartości oporu stożka, wytrzymałość gruntu na ścinanie w warunkach bez odplywu (c_u) można oszacować na poziomie 500÷750 kPa. Pomimo że wzory empiryczne do określania wskaźnika prekonsolidacji (OCR) na podstawie oporów stożka dotyczą sondowań CPTU, wartość OCR w analizowanym gruncie można oszacować, wykorzystując wykonane badania stożkiem mechanicznym:

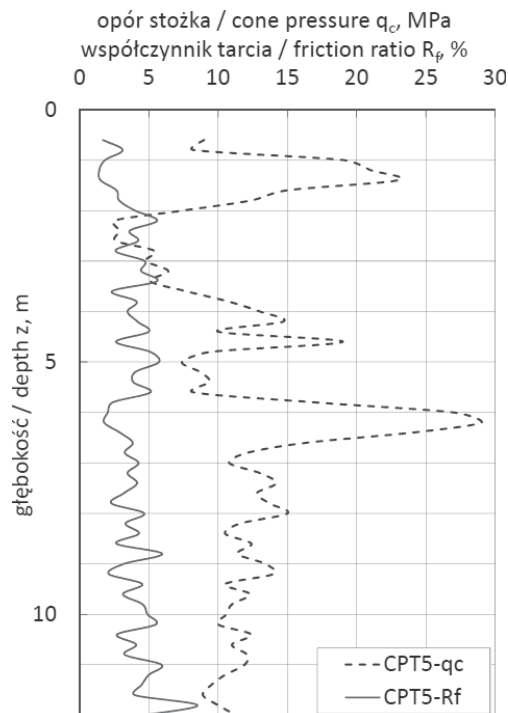
$$OCR = k \cdot (q_t - \sigma_{v0}) / \sigma'_{v0} \quad (1)$$

W gruntach spoistych o dużym oporze stożka wartość ciśnienia wody (u_2) stanowi kilka procent oporu (q_c) i przyjmuje często wartości ujemne. Nawet uwzględniając róż-

nice oporów między stożkiem mechanicznym i elektrycznym, można stwierdzić, że błąd oszacowania wartości OCR nie powinien przekraczać 20%.

Podstawiając do wzoru (1) [Sikora 2006]: średnią wartość oporu stożka $q_c^{SF} = 11,0$ MPa z przedziału głębokości 5÷12 m, średni ciężar objętościowy gruntu $\gamma = 20$ kN·m⁻³ i współczynnik $k = 0,3$, uzyskuje się wartość wskaźnika OCR w zakresie od 33 na głębokości 5 m do 13,5 na głębokości 12 m. Obliczenie można uważać za wiarygodne w sensie jakościowym, a więc grunt należy sklasyfikować jako silnie prekonsolidowany.

Na rysunku 2 pokazano wyniki sondowania statycznego CPT 5 wykonanego w rejonie badanych kotew, tzn. przy wschodniej krawędzi wykopu, w pobliżu narożnika 11 linii ścianki berlińskiej (por. rys. 1).



Rys. 2. Wyniki sondowania CPT 5 wykonanego w rejonie badanych kotew

Fig. 2. CPT 5 test results in the area of the survey anchors

W czasie trwania budowy podjęto decyzję o wykonaniu sprawdzających badań laboratoryjnych. Przy pobieraniu próbek stwierdzono, że grunt w podłożu charakteryzuje się specyficznym warstwowaniem (rys. 3). Wskazywało to, że wbrew ocenie zawartej w pierwotnej dokumentacji podłoże zbudowane jest z iłu warwowego, nie zaś z gliny zwałowej. Analiza Szczegółowej mapy geologicznej Polski [1974] potwierdziła, że w przedmiotowym rejonie skarpy warszawskiej występuje tego typu formacja. Są to osady iłów i mułków warwowych powstałe w okresie zlodowacenia Odry. Zawartość węgla-
nu wapnia powoduje, że w gruntach tych może wystąpić efekt cementacji.



Rys. 3. Warstwowanie charakterystyczne dla iłów warwowych

Fig. 3. Layering typical for varved clays

Z iłów warwowych pobrano próbki blokowe o nienaruszonej strukturze (NNS) do cylindrów o średnicy $D = 150$ mm i 200 mm oraz stosunku wysokości do średnicy $D/H \sim 1$.

WYNIKI BADAŃ LABORATORYJNYCH GRUNTÓW

Badania laboratoryjne wykonano w Laboratorium Geotechnicznym GEOTEKO Sp. z o.o. Zakres obejmował badania właściwości fizycznych (tab. 1) oraz badania w aparacie trójosiowego ściskania (rys. 4).

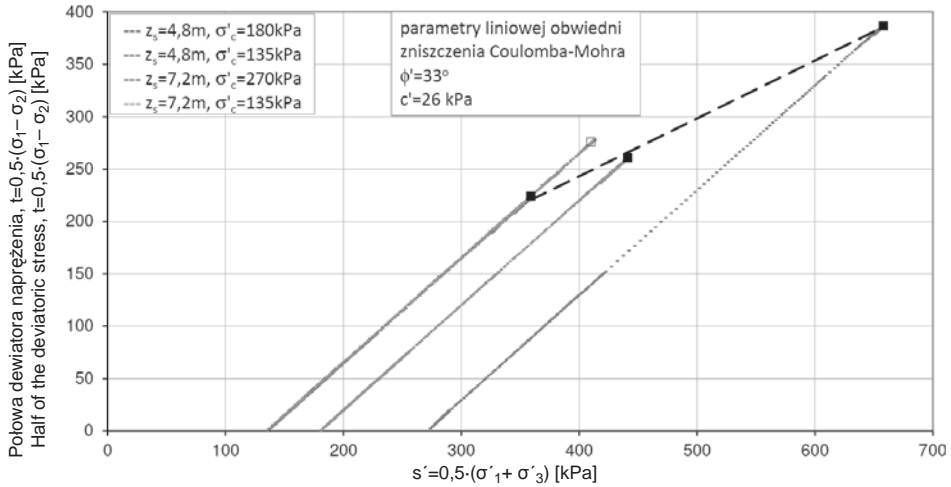
Tabela 1. Wyniki badań właściwości fizycznych

Table 1. Physical properties of tested soils

Głębokość pobrania Sampling depth z_s [m]	Zawartość frakcji [%] Soil fraction [%]				Rodzaj gruntu wg Soil type acc. to PN-86/B-02480 (PN-EN ISO 14688)	w_n [%]	w_p [%]	w_L [%]	ρ_s [Mg·m ⁻³]
	f_z Gr	f_p Sa	f_π Si	f_i Cl					
4,8	1	57	28	14	Gp (sasiCl)	10,5	12,0	21,8	2,67
7,2	0	62	24	14	Gp (clSa)	10,1	11,7	21,7	2,70
7,2	1	63	22	14	Gp (clSa)	10,3	11,7	21,0	2,66
6,6	1	62	23	14	Gp (clSa)	12,9	12,7	24,6	2,65

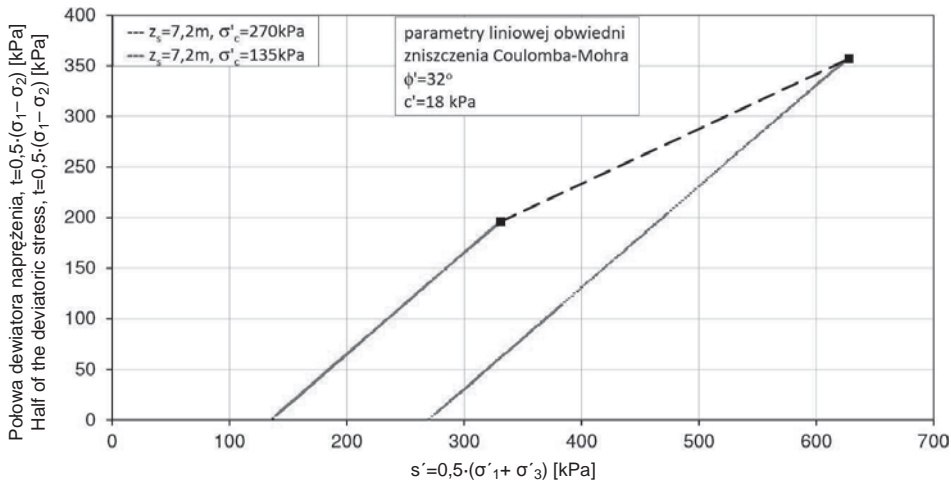
Wykonano dwie serie badań trójosiowych z odpływem i konsolidacją izotropową (TXCID). Dążono do ukształtowania próbek walcowych o średnicy $d = 50$ mm i wysokości $h = 100$ mm. Niestety warstwowanie gruntu powodowało odłupywanie fragmentów gruntu podczas kształtowania próbek i w przypadku części próbek nie udało się zapewnić smukłości $h/d \geq 1,85$. Minimalny stosunek h/d próbki, którą poddano ścinaniu, wynosił $\sim 1,6$. W pierwszej serii wykonano badania na czterech próbkach zorientowanych w ten sposób, że oś walca w pierwotnym podłożu zorientowana była pionowo (próbki V). W drugiej serii przebadano dwie próbki zorientowane poziomo (próbki H). We wszystkich badaniach zastosowano nasączenie próbek metodą ciśnienia wyrównawczego o wartości w zakresie 200÷250 kPa. W badaniach próbek V i H zastosowano konsolidację

do naprężenia średniego $s' = 0,5 \cdot (\sigma_1 + \sigma_3)$ w zakresie 135÷270 kPa, Ścieżki naprężenia z badań TX przedstawiono na rysunkach 4 i 5.



Rys. 4. Wyniki badań trójosiowego ściskania TXCID – próbki V

Fig. 4. Triaxial test results TXCID – vertical samples



Rys. 5. Wyniki badań trójosiowego ściskania TXCID – próbki H

Fig. 5. Triaxial test results TXCID – horizontal samples

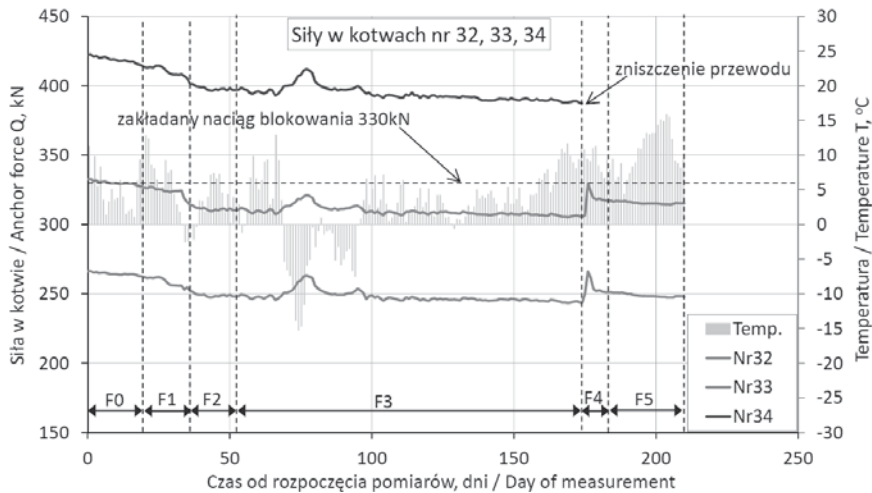
Analizując powyższe wyniki, można zauważyć znaczną różnicę w wartości spójności efektywnej w badaniach próbek V i H, odpowiednio 26 i 18 kPa. Uzyskana wartość kąta tarcia wewnętrzznego jest w zasadzie niezależna od orientacji próbki i wynosi $32^\circ \div 33^\circ$.

Kotwy wiercono świdrem ślimakowym w rurze obsadowej o średnicy zewnętrznej 133 mm. Formowanie kotew prowadzono przez rurę obsadową z grawitacyjnym podaniem zaczynu. Po pierwszym dniu wykonano iniekcję przez rurki zaczynem pod ciśnieniem 3÷4 MPa. Podczas iniekcji użyto zaczynu na bazie cementu CEM II 32,5R o stosunku $w/c = 0,5$. Parametry wykonanych kotew gruntowych podano w tabeli 2.

Tabela 2. Podstawowe informacje na temat badanych kotew gruntowych
Table 2. Basic data about survey ground anchors

Kotew Anchor	Data sprężenia = = początek pomiarów Lock-off date = survey start	Przekrój cięgna Tendon cross section	Siła obliczeniowa w kotwie wg projektu Design force value (factored) E_d [kN]	Naciąg blokowania wg projektu Design lock-off force P_0 [kN]
K32	22/10/2015		550,0	330,0
K33	22/10/2015	3x140 mm ² , St1680/1860	550,0	330,0
K34	22/10/2015		550,0	330,0

Na rysunku 7 przedstawiono wyniki pomiarów siły w kotwach i temperatury siłomierzy. Na rysunkach oznaczono fazy robót istotne dla pracy konstrukcji oporowej. Charakterystykę poszczególnych faz robót, oznaczonych na rysunku 7 symbolami F0÷F5, przedstawiono w tabeli 3.



Rys. 7. Wyniki pomiarów sił w kotwach oraz temperatury, odcinek pomiarowy 1
Fig. 7. Results of anchor force and temperature measurement, survey location 1

OMÓWIENIE WYNIKÓW POMIARÓW SIŁ W KOTWACH

Przyjęto korektę odczytów siłomierzy ze względu na wpływ temperatury, zgodnie z zaleceniem producenta. Wartość naciągu blokowania (P_0 faza F0) w poszczególnych kotwach jest zróżnicowana i mieści się w zakresie 266÷422 kN (rys. 7). Średni

Tabela 3. Charakterystyka faz robót
Table 3. Description of the construction stages

Faza nr Stage No.	Charakterystyka fazy Stage description
F0	Wykop na poziomie platformy roboczej do wykonania kotew
F1	Wykonanie wykopu do rzędnej docelowej
F2	Wykop na rzędnej docelowej, brak robót w wykopie
F3	Wznoszenie kondygnacji podziemnych budynku
F4	Wykonanie zasypki między budynkiem i ścianą berlińską
F5	Wznoszenie kondygnacji nadziemnych budynku

naciąg w badanych kotwach wynosi 340 kN i jest zbliżony do projektowanej wartości $P_0 = 330$ kN. Szeroki zakres P_0 jest zgodny z wnioskami z wcześniejszych badań [Sahajda 2014]. Pomiar naciągu blokowania jest rzadki w praktyce wykonawczej i z reguły stosuje się uproszczone procedury podczas blokowania kotew. Zasada przyjęta w firmie Aarsleff polega na pomiarze poślizgu lin w głowicy kotwiącej podczas badań odbiorczych pierwszych kotew na danej budowie. Pomierzone wartości poślizgu są stosowane przy blokowaniu kolejnych kotew jako charakterystyczne dla danego systemu kotwienia. Pewne przekroczenie naciągu blokowania (P_0) nie jest niebezpieczne, o ile projektowana wartość P_0 nie jest zbyt duża w stosunku do nośności ciągu. W tym ostatnim przypadku może dojść do przeciążenia kotwy np. wskutek nadmiernego obciążenia naziomu.

Mimo uwzględnienia korekty termicznej widoczne są wahania siły mierzonej w kotwach przy zmianach temperatury otoczenia. Przykładowo między 63. a 74. dniem pomiarów nastąpił spadek temperatury z $+9^{\circ}\text{C}$ do -15°C , czemu towarzyszył wzrost siły mierzonej w kotwach o $9\div 12$ kN. Zdaniem autorów odzwierciedla to rzeczywiste zmiany siły w ciągach kotew i wynika ze skrócenia ciągu. Za taką interpretacją przemawia opóźnienie zmiany siły mierzonej względem zmiany temperatury. W przeciwieństwie do siłomierza, który w krótkim czasie reaguje na zmiany temperatury, skrócenie ciągu następuje z opóźnieniem, po schłodzeniu opinki i gruntu. Opóźnienie widoczne jest na rysunku 7 i wynosi około 4 dni.

Wykonaniu wykopu towarzyszył spadek siły we wszystkich kotwach. Jest to niezgodne ze schematem myślowym, w którym wzrostowi głębokości wykopu powinien towarzyszyć wzrost siły w zakotwieniu. Najprawdopodobniej wynik obserwowany w postaci spadku siły w kotwie jest efektem dwóch przeciwnych zjawisk: nieznacznego wzrostu siły po wykonaniu wykopu i spadku siły naciągu. Spadek siły może wystąpić wskutek poślizgu ciągów w głowicy kotwiącej lub wskutek osiadania profili ścianki berlińskiej w wyniku zmobilizowania tarcia między zasypką a opinką. Wypadkowa siła tarcia działającego na opinkę jest w typowym przypadku skierowana w dół, co powoduje osiadanie profili stalowych ściany berlińskiej.

Na podstawie pomiarów można stwierdzić, że wartość siły mierzonej w poszczególnych kotwach zależy przede wszystkim od zastosowanego naciągu blokowania. Potwierdza to poprawność przyjętej w projekcie wartości naciągu blokowania, która zapewniła stałość siły w podparciu w okresie użytkowania ściany.

W okresie prawie 15 dni w fazie robót F2 siła w kotwach była stała. Wahania $1\div 2$ kN są w zakresie dokładności siłomierzy. Również wykonanie w fazie F3 konstrukcji części

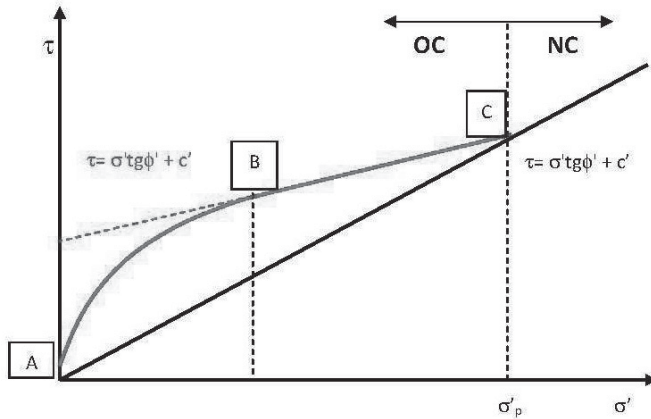
podziemnej budynku w odległości 1 m przed ścianą berlińską nie wpłynęło na wartości siły mierzonej w kotwach. Długookresowa stabilność wartości siły w kotwach potwierdza poprawność założeń projektu.

Wykonaniu zasypki pomiędzy ścianą berlińską i konstrukcją budynku w fazie F4 towarzyszył wzrost siły o 23 kN w kotwach K32 i K33. Brak pomiarów w kotwie K34 wynika z zerwania przewodu siłomierza podczas wykonania zasypek. Jego naprawienie w warunkach budowy nie było możliwe. Obserwowaną w tej fazie zmianę sił w kotwach należy przypisać złożeniu przez wykonawcę robót ziemnych na naziomiu za ścianą berlińską znacznej ilości gruntu. Część tego gruntu w ciągu kilku dni wykonawca wykorzystał do zrobienia zasypki, którą w fazie F4 wykonano do poziomu około 1 m poniżej zakotwienia, czemu towarzyszyła redukcja mierzonych sił. Wykonawca zgromadził na naziomiu zapas gruntu z zamiarem jego wykorzystania na zasypkę do poziomu terenu po odcięciu kotew. Ten zapas gruntu znajdował się na naziomiu w momencie zakończenia pomiarów. Efekt składowania widoczny jest w postaci trwałego wzrostu siły w kotwach w fazie F5 o 4÷8 kN względem fazy F3. Wzrost sił w kotwach w wyniku niezgodnego z projektem składowania zasypki w fazach F4 i F5 zasługuje na dodatkowy komentarz. Otóż sytuacja ta pokazuje, jak ryzykowna jest obserwowalna w ostatnich latach tendencja do „odchudzania” konstrukcji. Tendencja ta wynika z jednej strony z dążenia do obniżenia ceny ofertowej, z drugiej opiera się na przekonaniu projektantów o poprawności założeń przyjętych w projekcie. Autorzy mogli się przekonać, że brak możliwości ruchu pojazdów na naziomiu nie wyklucza jego obciążenia.

DOBÓR PARAMETRÓW WYTRZYMAŁOŚCIOWYCH I ANALIZA WSTECZNA

Duża wartość pozornej spójności efektywnej (c') uzyskana w badaniach (rys. 5 i 6) potwierdza, że badany grunt jest silnie prekonsolidowany i liniowa ekstrapolacja wyników badań może prowadzić do błędnych wniosków na temat parametrów wytrzymałościowych, zwłaszcza przy małych wartościach naprężenia normalnego/średniego [Eurokod 7 2009], co wyjaśniono poniżej. W gruntach prekonsolidowanych obwiednia zniszczenia nie jest prostą (rys. 8). Punkt A odpowiada wytrzymałości gruntu na ścinanie przy zerowym normalnym naprężeniu efektywnym. Punkt B odpowiada wartości naprężenia efektywnego, powyżej której obwiednia zniszczenia może być przybliżona prostą. Punkt C to wartość naprężenia prekonsolidacji. Opisany mechanizm może być spotęgowany przez cementację gruntu.

Na potrzeby analizy wstecznej wykonano obliczenia konstrukcji oporowej programem GGU Retain, stosując metodę modułu reakcji podłoża. Po stronie naziomu przyjęto działanie parcia czynnego o rozkładzie prostokątnym [EAB 2003] i brak obciążenia naziomu. Przeprowadzono obliczenia w czterech wariantach różniących się wytrzymałością iłu warwowego. Parametry pozostałych warstw gruntu, zagłębienie profili ścianki 3,4 m poniżej dna wykopu (rys. 6) oraz wartość i rozkład modułu podłoża przyjęto jednakowe we wszystkich wariantach. Moduł podłoża o stałej wartości $12\,000\text{ kN}\cdot\text{m}^{-3}$ na długości profili poniżej dna wykopu obliczono na podstawie pomiarów sztywności gruntu w badaniach trójosiowych. Kąty tarcia gruntu o ściankę przyjęto $\delta_a = 0,67\cdot\varphi_a'$ i $\delta_p = 0,67\cdot\varphi_p'$ po



Rys. 8. Obwiednia zniszczenia w badaniach gruntów prekonsolidowanych i normalnie skonsolidowanych [Tymiński i Kielczewski 2013]

Fig. 8. Shear strength envelope of overconsolidated and normally consolidated soils [Tyminski and Kielczewski 2013]

stronie odpowiednio naziomu i wykopu. Parcie czynne i bierne obliczono, zakładając krzywoliniowe powierzchnie poślizgu [DIN 4085 2007]. W obliczeniach przyjęto współczynniki częściowe do obciążeń równe $\gamma_G = \gamma_Q = 1,0$. Charakterystykę wariantów oraz wartości parametrów, jak również wynik obliczeń sił w kotwach zestawiono w tabeli 4.

Wyniki pomiarów sił w kotwach nie dają możliwości określenia parametrów gruntu pozwalających na bezpieczne i jednocześnie optymalne projektowanie, gdyż suma oddziaływań na kotwy jest nieznaną. Zgodnie z wynikami pomiarów siła w zakotwieniu zależy w głównej mierze od naciągu blokowania, co obowiązuje do chwili, w której suma oddziaływań od parcia gruntu przekroczy siłę blokowania. Wniosku tego nie można stosować do każdej kotwy z osobna, gdyż ściana oporowa nie pracuje ściśle lokalnie, a przy rozstawie 4,5 m kotwy są podparciem odcinka ściany o szerokości $1,5 \div 2H_w$ głębokości wykopu. Siły w badanych kotwach różnią się, jednak w żadnej nie stwierdzono wzrostu siły po wykonaniu wykopu. Oznacza to, że łączny naciąg blokowania (3·340 kN) był większy niż suma sił parcia działająca na grupę badanych kotew. Analizę komplikuje to, że rozkład parcia na konstrukcję oporową, a więc i siła podporowa są zależne od sztywności kotew i stopnia ich sprężenia. Innego rozkładu parcia należy oczekiwać w przypadku kotew biernych, a innego w przypadku kotew sprężonych, nawet jeśli ich efektywna sztywność w konstrukcji jest podobna. Wynika to m.in. z faktu, że w przypadku kotew sprężonych następuje mobilizacja oporu za ścianą na etapie sprężenia.

W zakresie doboru parametrów gruntu do projektowania można pominąć wariant V4. Według modelu Coulomba płaszczyna poślizgu w próbce gruntu w aparacie trójosiowym jest nachylona pod kątem $45 + \varphi'/2$ względem kierunku mniejszego naprężenia głównego, σ_3 (wpływ dylatacji pominięto dla uproszczenia rozważań). W badaniach trójosiowych często obserwuje się powierzchnię poślizgu zgodną z tym modelem. Kierunki naprężeń głównych za i przed ścianą oporową są znane w przypadku stosowania teorii parcia Coulomba, przy założeniu płaskiej powierzchni poślizgu. To ostatnie założenie jest poprawne przy braku tarcia pomiędzy ścianą oporową a gruntem. W prakty-

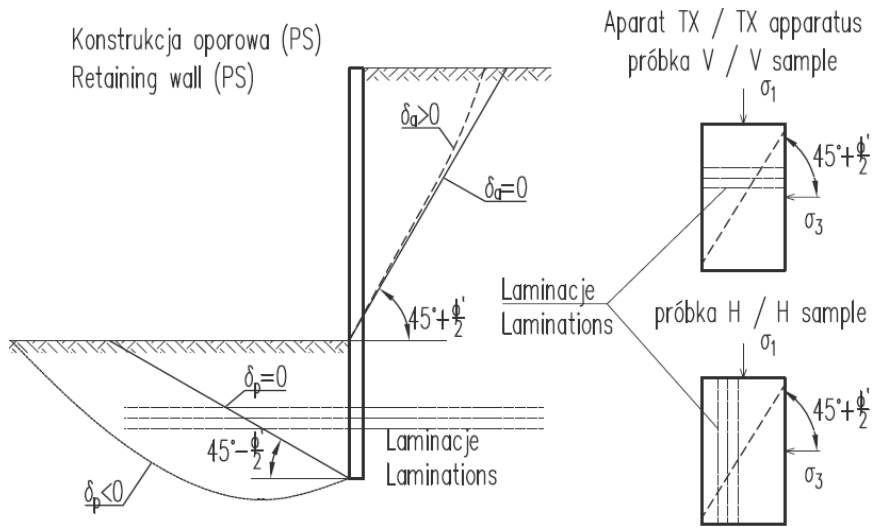
Tabela 4. Założenia i wyniki obliczeń sił w kotwach w wariantach 1÷4

Table 4. Assumptions and results of the anchor forces calculations in versions 1÷4

Warstwa Layer	Ciężar objętościowy Bulk density γ [kN·m ⁻³]	Kąt oporu ścianania – naziom Angle of shearing resistance retained side φ_a [deg]	Spójność – naziom Cohesion retained side c_a [kPa]	Kąt oporu ścianania – wykop Angle of shearing resistance excavation side φ_p [deg]	Spójność – wykop Cohesion excavation side c_p [kPa]	Siła w ko- twie Anchor force [kN]	Uwagi Comments
NN, Pr+K	18,0	30	0	30	0	–	–
Gp (saCl), tpl	22,0	32	6	32	6	–	–
Ps (Sa), zg	19,0	38	0	38	0	–	–
Gp, pzw (cISa), v ₁	22,5	32	12	32	12	347,0	parametry wg projektu Aar- sleff (2015)
Gp, pzw (cISa), v ₂	22,5	32	18	32	18	298,0	parametry z badań H po obu stronach ścianki
Gp, pzw (cISa), v ₃	22,5	33	26	32	18	175,0	parametry z badań V po stronie naziom- mu, z badań H po stronie wykopu
Gp, pzw (cISa), v ₄	22,5	33	26	33	26	175,0	parametry z badań V po obu stronach ścianki

ce tarcie to występuje, stąd kierunki naprężeń głównych σ_1 i σ_3 za i przed konstrukcją oporową po wykonaniu wykopu są nieznane. Uwzględnienie w projektowaniu tarcia pomiędzy konstrukcją i gruntem sprowadza się często do obliczenia parcia i oporu przy założeniu krzywoliniowych powierzchni poślizgu. Powoduje to uzyskanie mniejszych wartości parcia czynnego i większych wartości oporu niż przy założeniu braku tarcia i liniowej powierzchni poślizgu. W przypadku parcia czynnego założenie krzywoliniowej powierzchni poślizgu powoduje nieznaczne zmniejszenie wartości parcia [Weissenbach 1985], a kształt powierzchni poślizgu nie odbiega istotnie od prostej (rys. 9). Dużo większe różnice występują w przypadku oporu. W analizowanym przypadku problem komplikuje fakt, że ściana berlińska nie jest zagadnieniem płaskiego stanu odkształcenia (PS) w odróżnieniu od teorii Coulomba i wyników wielu badań z pomiarem oporu (tę różnicę pominięto w rozważaniach).

Jak widać na rysunku 9, nachylenie płaszczyzny ścięcia do kierunku laminacji, odpowiadające pracy gruntu za ścianą oporową przy założeniu liniowej powierzchni poślizgu, uzyskuje się w badaniach trójosiowych na próbkach V. Badania na próbkach H odzwierciedlają pracę gruntu przed ścianą. Tak więc przyjęcie parametrów mechanicznych



Rys. 9. Orientacja płaszczyzn poślizgu względem laminacji iltu warwowego
 Fig. 9. Rupture planes with respect to the layering of the varved clay

z próbek V (większa spójność) do obliczenia odporu prowadziłyby do projektowania po stronie niebezpiecznej.

Na podstawie badań trójosiowych można stwierdzić, że spójność (c') zależy od kąta między kierunkiem laminacji a płaszczyzną ścięcia. Przy krzywoliniowej powierzchni poślizgu część linii ścięcia może być nachylona względem laminacji pod mniejszym kątem niż w badaniach H lub nawet równoległa do nich. W tym ostatnim przypadku należy się spodziewać spójności $c' \sim 0$ kPa i przyjęcie wyników z badań H przy obliczaniu odporu z krzywoliniową powierzchnią poślizgu może być ryzykowne. Na podstawie tabeli 4 można jednak stwierdzić, że wartość spójności po stronie wykopu ma mały wpływ na wartość siły w kotwach, ma ona jednak znaczenie przy wyznaczaniu zagłębienia ścianki poniżej dna wykopu.

Należy się liczyć ze zmniejszeniem wytrzymałości iltu warwowego w wykopie z upływem czasu. Może to być wynikiem odprężenia podłoża w połączeniu z wietrzeniem części gruntu w kontakcie z czynnikami atmosferycznymi (dno wykopu, grunt za opinką). Powstawanie rozwarstwień w gruncie zaobserwowano na budowie w okresie zaledwie 3 tygodni od wykonania wykopu w danym miejscu (rys. 10).

Elementem istotnym przy formułowaniu zaleceń projektowych jest uwzględnienie nachylenia laminacji w podłożu. Podczas robót ziemnych obserwowano występowanie laminacji nachylonych pod kątem $0 \div 20^\circ$ do poziomu (rys. 10). Linia poślizgu w próbce walcowej zgodnie z modelem Coulomba jest nachylona pod kątem 61° (badania V) lub pod kątem 29° (badania H) do laminacji poziomych. Nachylenia laminacji w terenie o 20° stwarza dodatkowe niebezpieczeństwo w przypadku przyjęcia wyniku badania trójosiowego z pominięciem kierunku laminacji względem poziomu. Linia ścięcia w podłożu może w pewnych lokalizacjach przebiegać pod innym kątem w stosunku do kierunku laminacji niż założono, a więc spójność miarodajna dla pracy konstrukcji



Rys. 10. Rozwarstwienia powstające w ile warwowym w wyniku odprężenia i wietrzenia
 Fig. 10. Delayering in the varved clay as a result of unloading and weathering

może mieć mniejszą wartość, niż wskazują na to wyniki badań trójosiowych. Zmianę nachylenia płaszczyzny ścicia w przypadku występowania ukierunkowanych osłabień w badaniach gruntów spoistych obserwowali np. Saada i in. [1994].

Podsumowując, należy stwierdzić, że przy projektowaniu konstrukcji oporowych w analizowanych gruntach powinno się stosować efektywne parametry wytrzymałościowe. Zaleca się przyjęcie wartości: $\varphi_a' = 32^\circ$, $c_a' = 15 \div 18$ kPa (naziem), $\varphi_p' = 32^\circ$, $c_p' = 12 \div 15$ kPa (wykop). Na podstawie wykonanych badań zaleca się przyjęcie modułu odkształcenia analizowanego łu warwowego o wartości $E = 50 \div 70$ MPa przy odkształceniu osiowym $\varepsilon_a = 0,1\%$ i $E = 30 \div 40$ MPa przy odkształceniu osiowym $\varepsilon_a = 0,5\%$. Nie stwierdzono jednoznacznych różnic między wartościami sztywności z badań próbek V i H.

POSUMOWANIE

Przedstawiono wyniki pomiaru sił w kotwach podparcia ściany berlińskiej. Podczas robót ziemnych stwierdzono znaczną rozbieżność w budowie podłoża w stosunku do dokumentacji dostępnej na etapie projektowania. Na próbkach gruntu pobranych z łu warwowego w czasie robót wykonano badania trójosiowe z odpływem wody z porów (TXCID). Badania próbek o orientacji poziomej i pionowej wykazały znaczną anizotropię gruntu w zakresie wytrzymałości. Przeprowadzono analizę wsteczną wyników pomiarów sił w kotwach z uwzględnieniem parametrów uzyskanych w badaniach trójosiowych. Omówiono zagadnienie doboru parametrów mechanicznych łu warwowego do obliczeń ściany oporowej. Podano w tym zakresie zalecenia, które w świetle dostępnych wyników można uważać za bezpieczne. Podanych wartości parametrów mechanicznych nie należy uogólniać na inne ły warwowe. Uwzględniając wyniki wcześniejszych badań autora [Kucybała i Sahajda 2011, Sahajda 2014], w gruntach spoistych o wysokiej wytrzymałości zaleca się projektowanie konstrukcji oporowych przy założeniu efektywnych parametrów wytrzymałościowych.

PIŚMIENNICTWO

- DIN 1054:2005-01. Verification of the safety of earthworks and foundations.
- DIN 4085:2007. Subsoil-Calculation of earth pressure.
- Dunnicliff, J. (1993). Geotechnical instrumentation for monitoring field performance. Wiley & Sons, London: 167-183.
- EAB (2003). Deutsche Gesellschaft für Geotechnik, Empfehlungen auf Baugruben, Ernst & Sohn.
- Instrukcja ITB nr 376/2002 (2002). Ochrona zabudowy w sąsiedztwie głębokich wykopów.
- Kucybała, O., Sahajda, K. (2011). Pomiar sił w kotwach w skali technicznej. *Inżynieria i Budownictwo*, 3, 157–161.
- Long, M., Menkiti, C., Skipper, J., Brangan, C., Looby, M. (2012). Retaining wall behaviour in Dublin's estuarine deposits, Ireland. *Proc. of the ICE-Geotech. Eng.*, 156, 6, 351–365.
- Opinia geotechniczna (2014). Zespół 3-ch budynków mieszkalnych, W-wa, ul. Przy Bażantarni. Geotest, Warszawa.
- PN-86/B-02480. Grunty budowlane. Określenia, symbole, podział i opis gruntów.
- PN-EN ISO 14688-1:2006. Badania geotechniczne. Oznaczanie i klasyfikacja gruntów. Część 1: Oznaczanie i opis.
- PN-EN ISO 14688-2:2006. Badania geotechniczne. Oznaczanie i klasyfikacja gruntów. Część 2: Zasady klasyfikacji.
- PN-EN 1997-1:2008. Eurokod 7. Projektowanie geotechniczne. Część 1: Zasady ogólne.
- PN-EN 1997-2: 2009. Eurokod 7. Projektowanie geotechniczne. Część 2: Rozpoznanie i badanie podłoża gruntowego.
- Projekt zabezpieczenia wykopu ścianą berlińską (2015). Zespół zabudowy mieszkaniowej wielorodzinnej, ul. Przy Bażantarni w Warszawie. Aarsleff Sp. z o.o., Warszawa.
- Raport z sondowań CPT (2015). W-wa, ul. Przy Bażantarni. Geoteko, Warszawa.
- Saada, A.S., Bianchini, G.F., Liang, L. (1994). Cracks, bifurcation and shear bands propagation in saturated clays. *Geotechnique*, 44, 1, 35–64.
- Sahajda, K. (2014). Ground anchor loads measured on an excavation sheet pile wall. *ASCE Geotechnical Special Publication*, 242, 974–983.
- Sikora, Z. (2006). Sondowanie statyczne. Metody i zastosowanie w geoinżynierii. Wydawnictwa Naukowo-Techniczne, Warszawa.
- Simpson, B., Powrie, W. (2001). Embedded retaining walls: theory, practice and understanding. *Proc. of the 15th Int. Conf. on Soil Mech. and Geotech. Eng.* Istanbul, Turkey.
- Szczegółowa mapa geologiczna Polski, ark. Piaseczno (1974). Państwowy Instytut Geologiczny, Warszawa.
- Twine, D., Roscoe, H. (1999). Temporary propping of deep excavations – guidance on design. Publication C517. CIRIA, London.
- Tymiński, W., Kielczewski, T. (2013). Wpływ wskaźnika plastyczności na parametry wytrzymałościowe. *Acta Sci. Pol. Architectura*, 12 (2), 73–82.
- Weissenbach, A. (1985). *Baugruben II: Berechnungsgrundlagen*. Ernst & Sohn, Berlin.
- Weissenbach, A., Hettler, A. (2012). *Baugruben: Berechnungsverfahren*. Wiley & Sons.
- Wu, C-H., Ou, C-Y., Tung, N. (2010). Corner effects in deep excavations. Establishment for a forecast model for Taipei Basin T2 zone. *J. Marine Science Tech.*, 18, 1–11.

CHOICE OF SOIL PARAMETERS FOR THE DESIGN OF RETAINING WALLS BASED ON GROUND ANCHORS FORCES SURVEY

Abstract. The Berliner wall with 1 level of ground anchors was designed to ensure the excavation stability. A 8 to 9 m deep excavation was carried out for residential building on the street Przy Bażantarni in Warsaw. The ground has been identified homogeneous

ground conditions occur mainly cohesive soils with a very high shear strength. The loads in the 3 ground anchors were measured throughout the period of their work in the construction. Back analysis was performed to determine the soil parameters reflecting the work of retaining structure. For the purposes of the analysis laboratory triaxial tests was conducted with drainage of water from the pores of the soil (TXCID) on samples taken when digging the trench. Calculations were made using the construction module of ground reaction. The calculation results are compared with the measurement results. Based on the results of the analyzes and the results of the measurement of forces in anchor made recommendations regarding the selection of parameters for the design of retaining structures similar ground conditions.

Key words: ground anchors load measurements, soldier pile wall, triaxial tests

Zaakceptowano do druku – Accepted for print: 26.07.2016

Cytowanie: Krysiak, S., Sahajda, K., Skutnik, Z., Zajdel, J. (2016). Dobór parametrów podłoża do projektowania zabezpieczenia wykopu na podstawie wyników pomiaru sił w kotwach. *Acta Sci. Pol. Architectura*, 15 (3), 55–70.