

metod wygładzania danych w celu zapewnienia jak najlepszego dopasowania danych na całej ich długości.

#### LITERATURA

1. Myślińska E.: Laboratoryjne badania gruntów. Wydawnictwo Naukowe PWN, 1992.
2. Pratap R.: Matlab 7 dla naukowców i inżynierów. Wydawnictwo Naukowe PWN, 2007.

3. Słowiński D., Tran C., Damicz J.: Nowoczesne techniki opracowania danych pomiarowych z badań geotechnicznych. Część 1: Porównanie mocy wygładzania aproksymacji wielomianowej i aproksymacji metodą ruchomej średniej. Inżynieria Morska i Geotechnika, nr 1/2011.

4. Tran C.: A theory of geotechnical uncertainty. Wydawnictwo Politechniki Gdańskiej, 2000.

5. Tran C., Słowiński D., Srokosz P.: Modernizacja aparatu trójosiowego ściskania. Inżynieria Morska i Geotechnika, nr 3/2008.

## Wyniki badań terenowych pali i kolumn wkręcanych

Dr inż. Adam Krasieński

Politechnika Gdańska, Wydział Inżynierii Lądowej i Środowiska

Artykuł jest syntetycznym zestawieniem najistotniejszych wyników badań pali i kolumn wkręcanych, wykonanych w ramach projektu badawczego pt. „**Nośność i praca w gruncie pali wkręcanych**”, finansowanego przez MNiSW (projekt nr N N506 432936). Badania przeprowadzono na terenowych poletkach doświadczalnych (zorganizowanych we współpracy z partnerami z przemysłu), zlokalizowanych na obszarach kilku budów w Polsce północnej. Przygotowano 6 poletek doświadczalnych na terenie inwestycji drogowych: Obwodnicy Południowej Gdańska, Obwodnicy Pruszcza Gdańskiego oraz Drogi Krajowej S-7. Łącznie na wymienionych poletkach wykonano badania 21 pali i kolumn wkręcanych o średnicach  $\phi 360$  mm i  $\phi 400$  mm i długościach od 7 do 14,5 m. Badania pali i kolumn powiązane z badaniami CPTU podłoża gruntowego oraz pomiarami oporów wkręcania świdrów formujących pale. Celem badań i całego projektu badawczego było szczegółowe poznanie charakteru pracy w gruncie pali i kolumn wkręcanych oraz określenie relacji ilościowych pomiędzy wynikami sondowań CPTU gruntu a oporami wkręcania świdrów formujących pale i kolumn. Nośności pali i kolumn badano metodą próbnych obciążeń statycznych z użyciem specjalistycznego sprzętu pomiarowego do rejestracji pionowego rozkładu siły wzdłuż trzonów. Pozwoliło na określenie sił przenoszonych przez poszczególne warstwy gruntu wzdłuż pobocznicy i przez grunt pod podstawami pali i kolumn. W artykule scharakteryzowano badania na poszczególnych poletkach doświadczalnych, zaprezentowano uzyskane wyniki wraz z analizą, a na podstawie zbiorczego zestawienia wyników przedstawiono relacje ilościowe pomiędzy oporami jednostkowymi gruntów nośnych na pobocznicy  $t_s$  i pod podstawą  $q_b$  a oporami  $q_c$  sondy wciskanej. Wyniki badań i wyprowadzone uogólnienia dotyczą gruntów niespoistych – piasków drobnych i średnich.

### PROBLEMATYKA PALI I KOLUMN WKREČANYCH

Formowanie pali i kolumn betonowych w gruncie metodą wkręcania zalicza się do grupy tzw. technik przemieszczeniowych wykonawstwa. W procesie wykonywania tego rodzaju pali lub kolumn urobek gruntowy nie jest wydobywany na zewnątrz, lecz przemieszczany głównie na boki, dzięki odpowiedniemu

działaniu świdra rozpierającego. W rezultacie poprawia się stan naprężenia i zagęszczenia gruntu, co z kolei korzystnie wpływa na jego współpracę z palami i kolumnami. Brak wydobywania urobku jest również zaletą od strony organizacyjnej i ekologicznej – eliminuje konieczność wywozu i utylizacji tego urobku, co jest szczególnie istotne, gdy mamy do czynienia z gruntami zanieczyszczonymi. Innymi zaletami pali i kolumn wkręcanych jest brak wstrząsów i uciążliwego hałasu przy ich wykonywaniu oraz duża wydajność wykonawstwa – od 300 do 600 m na zmianę. Powyższe walory sprawiły, że pale i kolumny wkręcane w ostatnich latach bardzo się rozpowszechniły w praktyce wykonawczej, także w Polsce.

Pomimo tego, że zasadnicza idea wykonawstwa pali i kolumn wkręcanych jest taka sama, to na rynku wykonawczym można spotkać dużo odmian tej technologii. Różnice w poszczególnych odmianach dotyczą głównie konstrukcji świdrów. Jako jedne z pierwszych pojawiły się świdry pali „Atlas” i „Fundex”. Następnie opracowano świdry pali „De Waal” i „Omega”. Te ostatnie ulegały następnie wielu modyfikacjom tworząc gamę świdrów SDP (Soil Displacement Pile), FDP (Full Displacement Pile), CMC (Controlled Modulus Column) oraz Screwsoil. Inne rodzaje świdrów, mniej znane w Polsce, to także: „Olivier” czy SVB. Oprócz konstrukcji świdrów, różnice w odmianach dotyczą też niektórych detali technologicznych, takich jak kierunek obrotów przy wkręcaniu i wykrecaniu, stosowanie lub nie trzonej końcówki bądź tworzenie trzonu pala w formie prostego walca lub w formie śruby (np. „Atlas” i „Screwsoil”). Do pali wkręcanych można zaliczyć również pale „Tubex”. Szczegółowe opisy poszczególnych technologii można znaleźć w wielu pozycjach literatury polskiej, między innymi w pracach [1, 6, 7, 10].

Pomimo znacznego rozpowszechnienia w praktyce, stan wiedzy na temat współpracy pali i kolumn wkręcanych z ośrodkiem gruntowym jest jeszcze niewystarczający. Zarówno wykonawstwo, jak i projektowanie tego rodzaju pali i kolumn wciąż sprawia trudności [8, 9, 21]. Głównym problemem są duże opory gruntu powstające w czasie wkręcania świdrów, które powodują często przedwczesne zatrzymanie świdra i trudności z wykonaniem pali o zaprojektowanej długości. Wciąż brakuje dobrej metody prognozowania tych oporów. Innym problemem jest

ustalenie charakteru pracy pali i kolumn wkręcanych w gruncie. Pomimo, że są to pale i kolumny przemieszczeniowe, podobnie jak pale wbijane, to jednak ich praca w gruncie jest odmienna. Charakteryzują się z reguły większą podatnością niż pale wbijane. Technologia pali wkręcanych, jako stosunkowo nowa, nie jest ujęta w dotychczasowej normie PN-83/B-02482. Również w aktualnej wersji Eurokodu 7 brak jest szczegółowych wytycznych na temat projektowania pali wkręcanych. Można skorzystać z metod projektowania proponowanych przez niektórych autorów zagranicznych, np. przez Van Impe [22], Bustamante i Gianesselli'ego [2, 3] lub Maertensa i Huybrechtsa [18]. Istnieje potrzeba opracowania także polskich propozycji projektowania pali wkręcanych i opublikowania bardziej szczegółowych informacji na ten temat w polskiej literaturze fachowej.

Pale i kolumny wkręcane są więc wciąż aktualnym tematem zainteresowań wielu badaczy [3, 11, 12, 19, 20]. W Polsce od kilku lat prowadzone są prace badawcze związane z palami wkręcanych głównie w ośrodku gdańskim [8, 9, 20], ale także w kilku innych ośrodkach. Elementem polskich badań jest wspomniany we wstępie projekt badawczy, którego częściowe rezultaty zaprezentowano już w pracach [13, 14 i 15], a kompleksowe wyniki badań terenowych przedstawiono w niniejszym artykule.

#### OPIS PROCEDURY BADAWCZEJ NA TERENOWYCH POLETKACH DOŚWIADCZALNYCH

Badania pali i kolumn, stanowiące przedmiot artykułu, wykonano w okresie od lipca 2010 r. do czerwca 2011 r. Poletka

doświadczalne zlokalizowano na terenach o niekorzystnej budowie geotechnicznej, typowej do wzmocnienia palami lub kolumnami betonowymi. Zorganizowano je przy okazji realizacji kilku budowli związanych z inwestycjami drogowymi, jednak cel badań miał charakter niemal wyłącznie naukowo-poznawczy.

Na rozpatrywanych budowach wykonywano generalnie tylko kolumny betonowe, które miały za zadanie wzmocnienie podłoża gruntowego pod nasypami drogowymi. Proces wykonywania pala czy kolumny wkręcanej jest praktycznie identyczny. Różnice mogą polegać jedynie na zastosowaniu zbrojenia (w kolumnach zwykle nie daje się zbrojenia) oraz na zagłębieniu w gruncie nośnym (od pali wymaga się zwykle większej nośności i z tego względu większe są zagłębienia pali niż kolumn w gruncie nośnym). W rozpatrywanych badaniach zarówno pale, jak i kolumny badawcze wykonywano bez zbrojenia (z powodów technicznych i pomiarowych). Stosowano też różne długości i zagłębienia w gruntach nośnych. Z tego względu, zdaniem autora, wyniki badań oraz sformułowane wnioski można odnosić równolegle zarówno do betonowych lub żelbetonowych pali wkręcanych, jak i do betonowych kolumn wkręcanych. Dlatego w dalszej części artykułu zamiast zwrotu „pal lub kolumna wkręcana” będzie w skrócie używany zwrot „pal wkręcany”.

Procedura badawcza na poszczególnych poletkach doświadczalnych była w przybliżeniu taka sama i składała się z następujących etapów:

- wybranie miejsca badań i wytyczenie pali badawczych oraz pali kotwiących,
- wykonanie sondowań statycznych CPTU w osiach przyszlących pali badawczych,



Rys. 1. Palownica do pali wkręcanych



Rys. 2. Sondowanie CPTU obok wykonanego pala w odległości 60 cm od osi pala

- wykonanie pali badawczych z rejestracją parametrów wykonawstwa (głównie oporów wkręcania świrdrów),
- wykonanie pali kotwiących zbrojonych stalowymi elementami kotwiącymi (pręty zbrojeniowe lub profile walcowane),
- wykonanie powtórnych sondowań CPTU obok wykonanych pali badawczych po upływie około 3 tygodni od ich wykonania,
- przygotowanie stanowisk badawczych o konstrukcji kotwionej do próbnych obciążeń statycznych pali,
- wyposażenie pali i kolumn badawczych w odpowiednią aparaturę pomiarową,
- przeprowadzenie badań nośności pali metodą próbnych obciążeń statycznych.

Na rys. od 1 do 6 przedstawiono dokumentację zdjęciową z niektórych etapów przygotowań i badań na poletkach doświadczalnych.

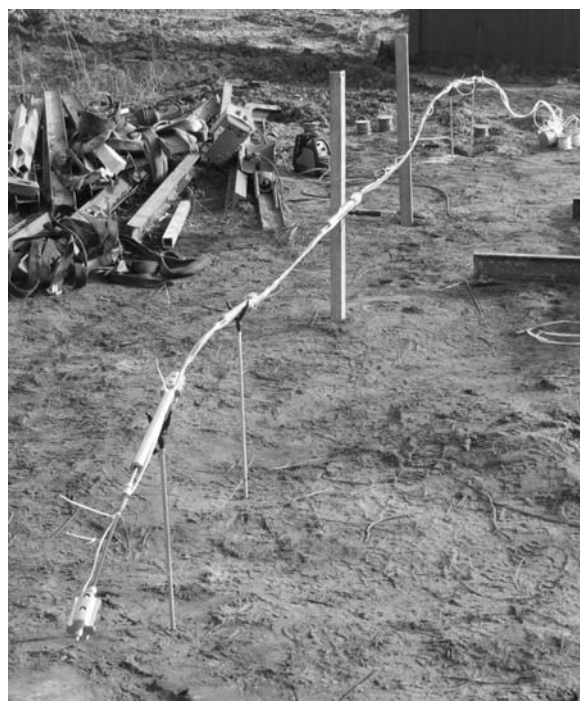
Powtórne sondowania statyczne obok wykonanych pali badawczych przeprowadzono w celu zaobserwowania zmian w podłożu gruntowym spowodowanych wykonaniem pali. Nałożone na siebie wykresy sondowań pierwotnych i powtórnych z wybranych badań przedstawiono na rysunkach w dalszej części artykułu.



Rys. 3. Wprowadzanie rurki do instalowania łańcucha czujników strunowych

### OPIS SPECJALISTYCZNEGO SYSTEMU POMIAROWEGO

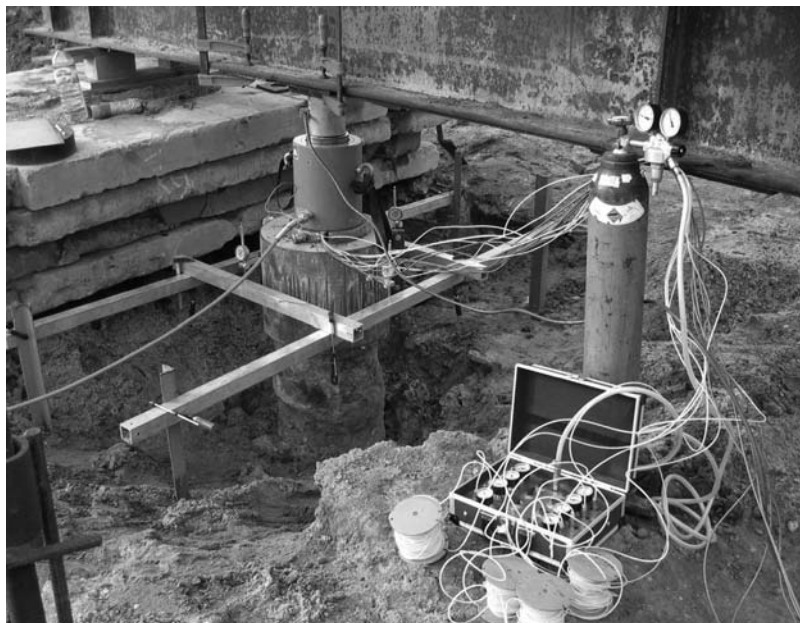
Przygotowane na poletkach doświadczalnych pale badawcze wyposażono w specjalistyczną aparaturę umożliwiającą pomiar rozkładu pionowego siły osiowej wzdłuż ich trzonów podczas zadawania kolejnych stopni obciążenia. Wykorzystany system pomiarowy opisano wcześniej szczegółowo między innymi w pracach [16 i 17]. System ten składał się z łańcucha 5 czujników strunowych do pomiaru zmian długości poszczególnych odcinków trzonów pala. Łańcuch taki wprowadzano do wnętrza stalowej, cienkościennej rurki zlokalizowanej w osi pala. Rurkę z zamkniętym dnem i wyposażoną w elementy prowadzące, wprowadzano w pal niezwłocznie po jego zabetonowaniu, w świeżą jeszcze mieszankę betonową (rys. 3). Niestety ze względu na szybki odpływ wody zarobowej z mieszanki betonowej w warstwach piaszczystych, nie zawsze udawało się doprowadzić rurki do samego końca pala. Powodowało to dodatkowe trudności w interpretacji późniejszych pomiarów. Łańcuch, oprócz czujników, składał się ponadto z prętów łączących z włókna szklanego oraz z pneumatycznych elementów blokujących (kotew) (rys. 4). Długości poszczególnych odcinków pomiarowych ustalano dobierając odpowiednią długość prętów łączących i dostosowywano każdorazowo do układu warstw gruntowych oraz całkowitej długości pala.



Rys. 4. Łańcuch czujników strunowych, przygotowany do zainstalowania we wnętrzu pala

Po wprowadzeniu do wnętrza rurki (rys. 5) łańcuch najpierw naciągano, a następnie blokowano za pomocą kotew pneumatycznych. W czasie próbnego obciążenia pala czujnikami dokonywano pomiaru zmian długości poszczególnych odcinków trzonu pala, a wartości tych pomiarów rejestrowano w pamięci komputera. Odczytów dokonywano w odstępach jednonminutowych. Dokładność odczytu wynosiła 0,005 mm. Zmiany dłu-

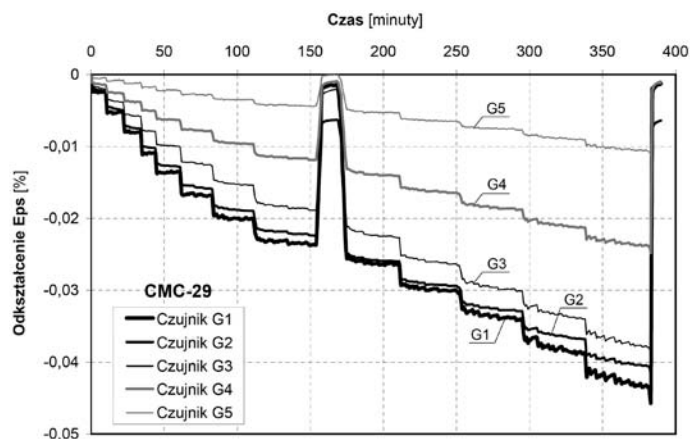
gości przeliczano następnie na odkształcenia, co z kolei przy założonej sztywności osiowej trzonu pala ( $EA$ ) pozwalało na określenie wartości średniej siły ściskającej panującej w danym odcinku. Przykładowe wykresy odkształceń kolejnych odcinków



Rys. 5. Wprowadzanie łańcucha pomiarowego do wnętrza pali oraz widok głowicy pali z oprzyrządowaniem pomiarowym



Rys. 6. Stanowisko do badań statycznych nośności pali na polniku doświadczalnym



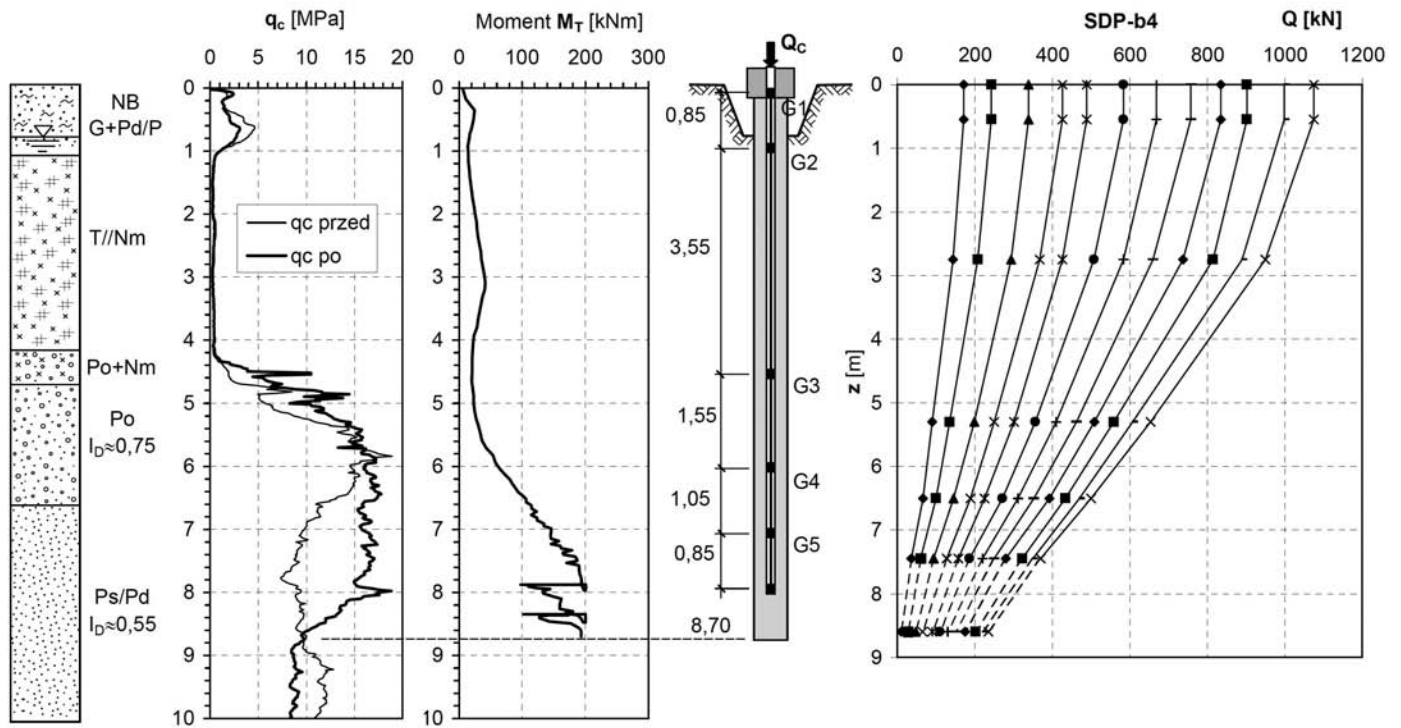
Rys. 7. Przykładowe wykresy odkształceń trzonu pali z pomiarów tensometrycznych

otrzymane z pomiarów przedstawiono na rys. 7, a przetworzone na rozkłady siły osiowej wzdłuż trzonu w kolejnych stopniach obciążenia - na rys. 8. Na rys. 8 przedstawiono również schemat pali z rozmieszczeniem czujników pomiarowych oraz wykresy sondowań CPTU i oporów wkręcania świdra (momentu obrotowego  $M_p$ ). Poszczególne wartości sił  $Q_i$  zaczepiano w połowie wysokości odcinków pomiarowych.

Wartość sztywności osiowej  $EA$  trzonów pali, potrzebną do obliczeń sił  $Q_i$  można określić przyjmując moduł  $E$  z tablic dla określonej klasy betonu lub z badań na próbkach walcowych, a przekrój  $A$  obliczyć na podstawie średnicy nominalnej świdra. W przypadku zastosowania zbrojenia należy je dodatkowo uwzględnić i obliczyć przekrój zastępczy. Jest jednak bardziej miarodajny sposób, polegający na bezpośrednim pomiarze  $EA$  w czasie próbnego obciążenia. W tym celu pierwszy odcinek pomiarowy, zlokalizowany tuż pod głowicą pali, przygotowuje się o niewielkiej długości (0,8 do 1,0 m). Oprócz tego trzon na

tym odcinku należy całkowicie odsłonić (odkopać) w celu wyeliminowania tarcia gruntu wzdłuż pobocznic pali i umożliwienia pomiaru rzeczywistej średnicy pali. Taki sposób pomiaru, zastosowany w badaniach, wykazał między innymi, że moduł  $E$  betonu w trzonie pali może się istotnie różnić od modułu otrzymanego z badań laboratoryjnych wykonanych na próbkach walcowych (z reguły moduł w palu był mniejszy). Ponadto wartość modułu  $E$  betonu wykazywała zmienność, najczęściej nieliniową, z odkształceniami. Wcześniej wspomniano, że w palach badawczych nie stosowano zbrojenia podłużnego. Decyzję taką podjęto z obawy przed trudnościami z doprowadzeniem zbrojenia do końca pali. Taki fakt spowodowałby niejednorodność w sztywności osiowej  $EA$  trzonów, co z kolei wprowadziłoby dodatkowe trudności w interpretacji pomiarów odkształceń tych trzonów.

Oprócz opisanego systemu pomiarowego zastosowano również klasyczny układ pomiarowy złożony z zegarowych czujników do pomiaru osiadań głowicy oraz siłomierza strunowego do



Rys. 8. Przykładowy wynik interpretacji pomiarów tensometrycznych w czasie próbnego obciążenia pala

pomiaru siły  $Q_c$ , umieszczonego pomiędzy siłownikiem hydraulicznym i belką oporową.

Należy zaznaczyć, że zastosowany system pomiarowy jest rozwiązaniem innowacyjnym w skali kraju. Po raz pierwszy w Polsce taki system zastosowano w 2009 r. w badaniach nośności pali pod fundamentem pylonu mostu MA-21 przez Odrę w ciągu autostradowej obwodnicy Wrocławia, co opisano w pracy [4].

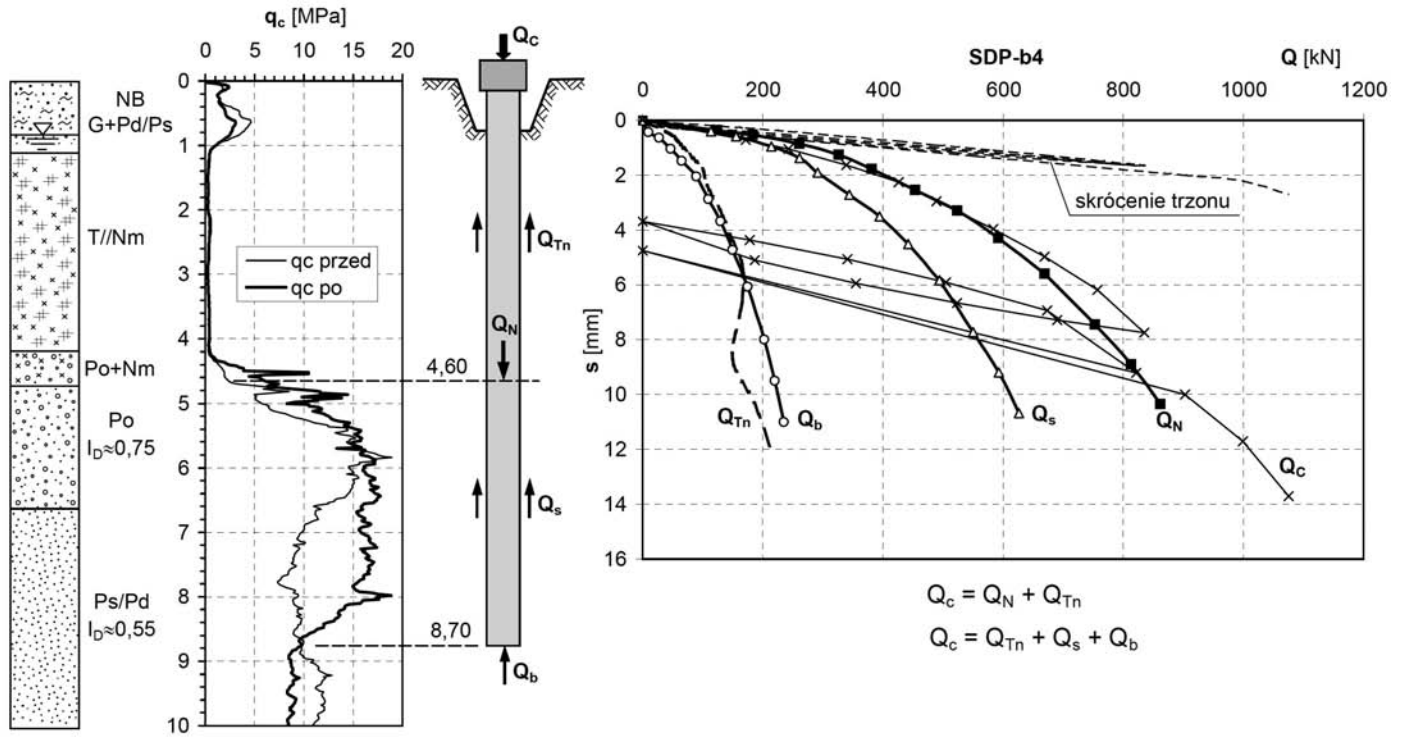
### UDZIAŁ PODSTAWY I POBOCZNY PALI W PRZENOSZENIU OBCIĄŻEŃ

Głównym celem rozszerzonych pomiarów było określenie udziału poszczególnych warstw gruntów wzdłuż pobocznic i pod podstawą pala w przenoszeniu obciążeń zewnętrznych zadawanych na głowicę pala. Na rys. 9 przedstawiono dalszą interpretację pomiarów pokazanych na rys. 8. Wartość siły całkowitej z głowicy pala rozdzielono na część przejmowaną przez warstwy słabonośne, oznaczoną przez  $Q_{Tn}$ , oraz część przejmowaną przez warstwy nośne, oznaczoną przez  $Q_N$ . Siłę  $Q_N$  rozdzielono następnie na część przenoszoną przez pobocznice  $Q_s$  i część przenoszoną przez podstawę  $Q_b$ . Wartości  $Q_b$  nie uzyskiwano bezpośrednio z pomiarów. Otrzymywano ją z przedłużenia ostatnich odcinków prostoliniowych wykresów pokazanych na rys. 9 (linie przerywane). Jak wiadomo, najniżej położona wartość pomierzona siły  $Q_i$  zaczepiona była w połowie najniższego odcinka pomiarowego. Odcinek ten przyjmowano więc możliwe jak najkrótszy – do 0,55 m do 0,85 m (podobnie jak odcinek pierwszy od góry). Niestety, o czym wspomniano już wcześniej, nie zawsze udało się doprowadzić rurkę pomiarową aż do podstawy pala. W efekcie, odległość ostatniego punktu pomiarowego od poziomu podstawy pala jeszcze bardziej się

powiększała, powiększając błąd oszacowania wartości siły  $Q_b$ . Trudnych do przewidzenia problemów technicznych i pomiarowych w przeprowadzonych badaniach było więcej. Problemy te powodowały dodatkowe trudności interpretacyjne i wpływały na jakość uzyskiwanych wyników badań.

Wykresy poszczególnych sił ( $Q_c$ ,  $Q_N$ ,  $Q_b$ ,  $Q_s$  i  $Q_{Tn}$ ) na rys. 9 odnoszą się do przemieszczeń odpowiadających im fragmentów trzonu pala. Na przykład wykres siły  $Q_c$  wkreślony jest w funkcji przemieszczeń głowicy, a wykres siły  $Q_b$  – w funkcji przemieszczeń podstawy pala. Przemieszczenie podstawy jest mniejsze od przemieszczenia głowicy o wartość skrócenia trzonu pala.

W odniesieniu do wykresów na rys. 9 należy jeszcze zwrócić uwagę, że w czasie próbnego obciążenia wszystkie warstwy podłoża gruntowego uczestniczą w przenoszeniu obciążenia, również warstwy słabonośne oraz górne warstwy nośne wraz z platformą roboczą. Przeprowadzone badania wykazały, że warstwy górne gruntów, zalegające nad gruntami nośnymi, są w stanie przejąć dużą część obciążenia całkowitego – siła  $Q_{Tn}$  osiąga wartości od 200 do ponad 300 kN. Wartości te są prawdopodobnie zawyżone i wynikają z tego, że pale w czasie próbnego obciążenia ulegają ciągłemu przemieszczaniu się w dół względem otaczającego gruntu. Przemieszczenia te tym bardziej narastają im bardziej zbliżamy się do nośności granicznej pala i gdy pojawiają się również trudności ze stabilizacją osiadań. W tzw. stanie ustabilizowanym, w czasie długotrwałej eksploatacji, gdy następuje praktyczne zatrzymanie się przemieszczeń (osiadań), opory tarcia gruntów słabych wzdłuż pobocznic pala ulegają znacznej redukcji. Niemniej opisany fakt nakazuje zachowanie większej ostrożności przy interpretacji wyników próbnych obciążeń pali, w czasie których stosuje się pomiar siły i przemieszczenia tylko na poziomie głowicy.



Rys. 9. Rozdzielenie obciążenia całkowitego na składowe siły przenoszone przez pobocznice i podstawę pała

## CHARAKTERYSTYKA BADAŃ I ICH WYNIKÓW NA POSZCZEGÓLNYCH POLETKACH DOŚWIADCZALNYCH

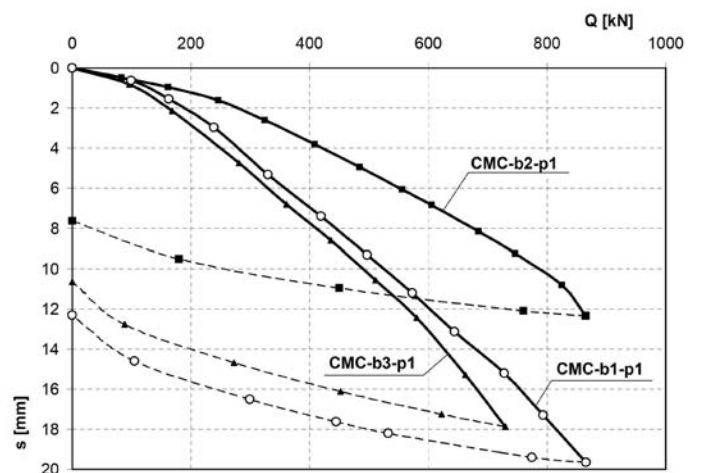
### Poletka doświadczalne OPG1, OPG2 i OPG3

Rozpatrywane trzy poletka doświadczalne zorganizowano na terenie budowy Obwodnicy Południowej Gdańska (OPG) we współpracy z firmą wykonawczą Menard Polska Sp. z o.o.

Na poletku doświadczalnym OPG1 przygotowano do badań trzy pale CMC o średnicy  $\phi 400$  mm i długości od 10 m do 10,5 m. Wykonano je przy użyciu świdra pokazanego na rys. 10 i palow-



Rys. 10. Poletko OPG 1- świder CMC  $\phi 400$  mm

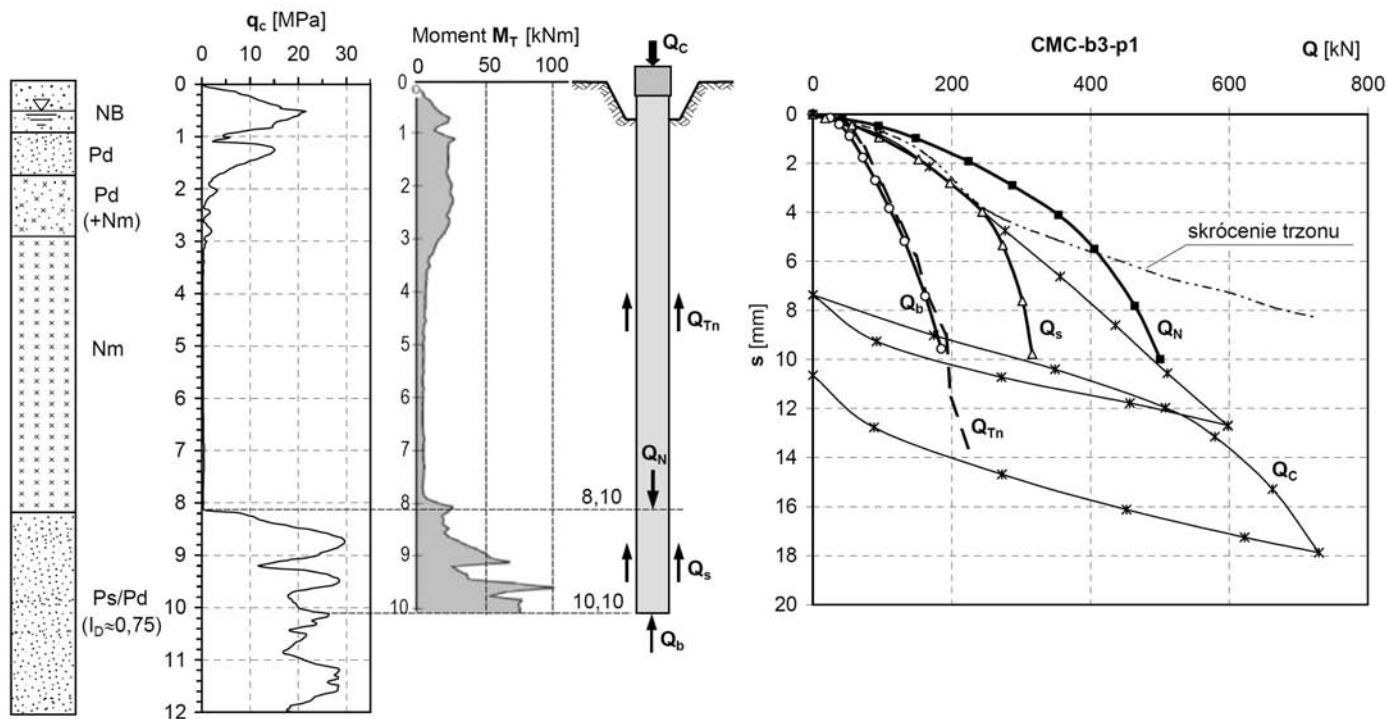


Rys. 11. Poletko OPG1 – wykresy  $Q$ - $s$  z badań nośności pali

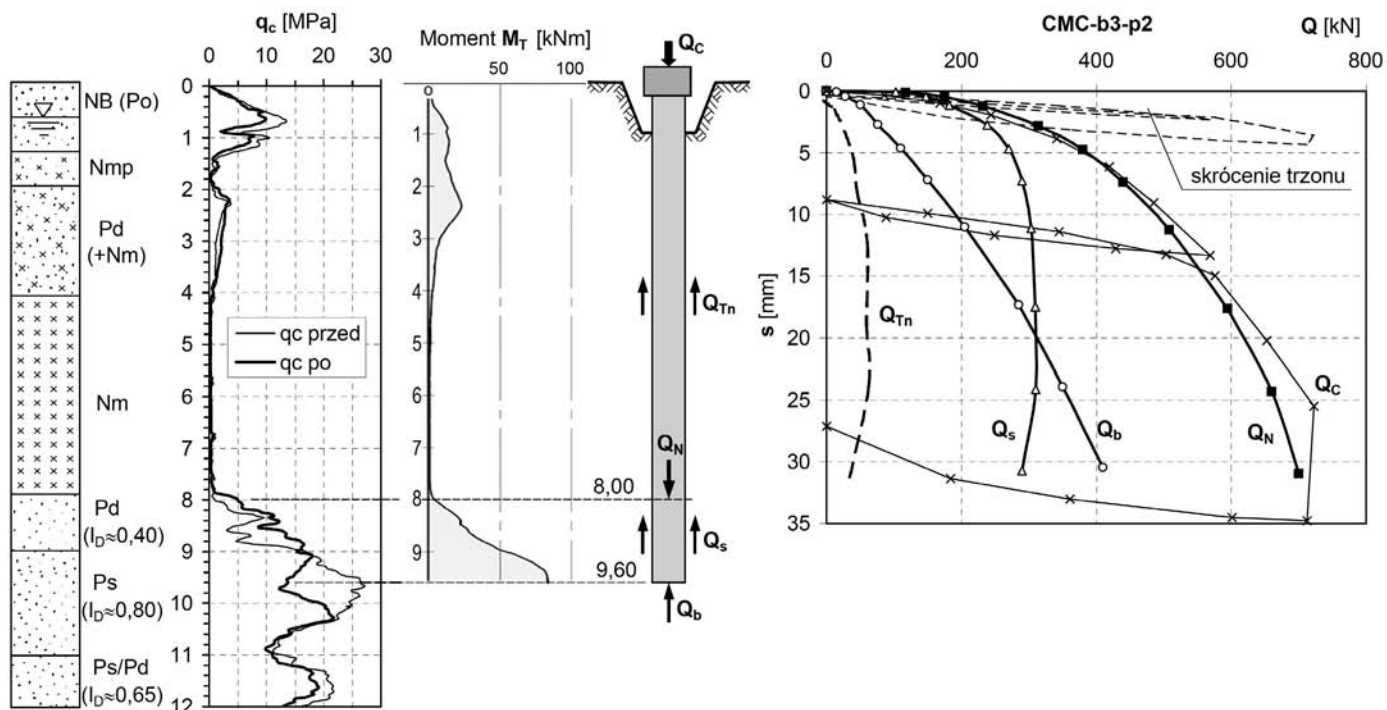
nicy Casagrande B160 o maksymalnym momencie obrotowym 160 kNm. Wszystkie pale przebadano z wykorzystaniem opisanego wcześniej systemu do pomiaru rozkładu siły i zinterpretowano według schematu przedstawionego na rys. 8 i 9. W artykule przedstawiono podstawowe wykresy osiadań  $Q$ - $s$  badanych pali (rys. 11) oraz szczegółowe wykresy z badań jednego z pali – CMC-b3-p1 (rys. 12), na którym pokazano ponadto układ

warstw gruntowych z wykresem sondowań CPTU i wykresem oporów wkręcania świdra ( $M_T$ ). Badania na tym poletku, które zorganizowano jako pierwsze w projekcie badawczym, opisano szczegółowo w pracy [14].

Na rys. 12 na uwagę zasługuje duże skrócenie trzonu pala. Pomiary tensometryczne wykazały, że tak duże skrócenie wystąpiło na odcinku pala przechodzącym przez warstwy słabe.



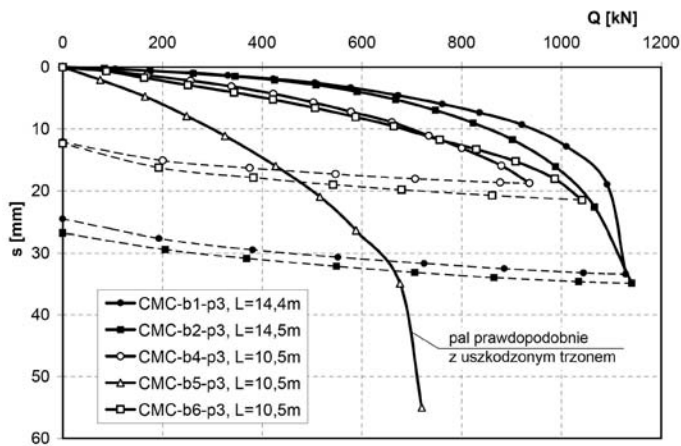
Rys. 12. Poletko OPG 1 – szczegółowe wykresy z badań przykładowego pala CMC-b3-p1



Rys. 13. Poletko OPG2 – szczegółowe wykresy z badań pala CMC-b3-p2

Nie ustalono co mogło być przyczyną skrócenia, ale mogły to być przewężenia trzonu lub osłabienia betonu. Duże skrócenie trzonu jest powodem nietypowego kształtu wykresu  $Q_c$ -s, natomiast wykresy sił  $Q_N$ ,  $Q_s$  i  $Q_b$  mają już typowe kształty.

Na poletku doświadczalnym OPG2 przygotowano do badań również trzy pale CMC, ale o średnicy  $\phi 360$  mm i długości od 10 m do 10,5. Wykonano je przy użyciu świdra o podobnej konstrukcji jak na rys. 10 i palownicy Liebherr LRB125 o maksymalnym momencie obrotowym 120 kNm. Układ warstw gruntowych jest podobny do występującego na poletku OPG1, co przedstawiono na rys. 13 wraz z wykresem sondowań CPTU,



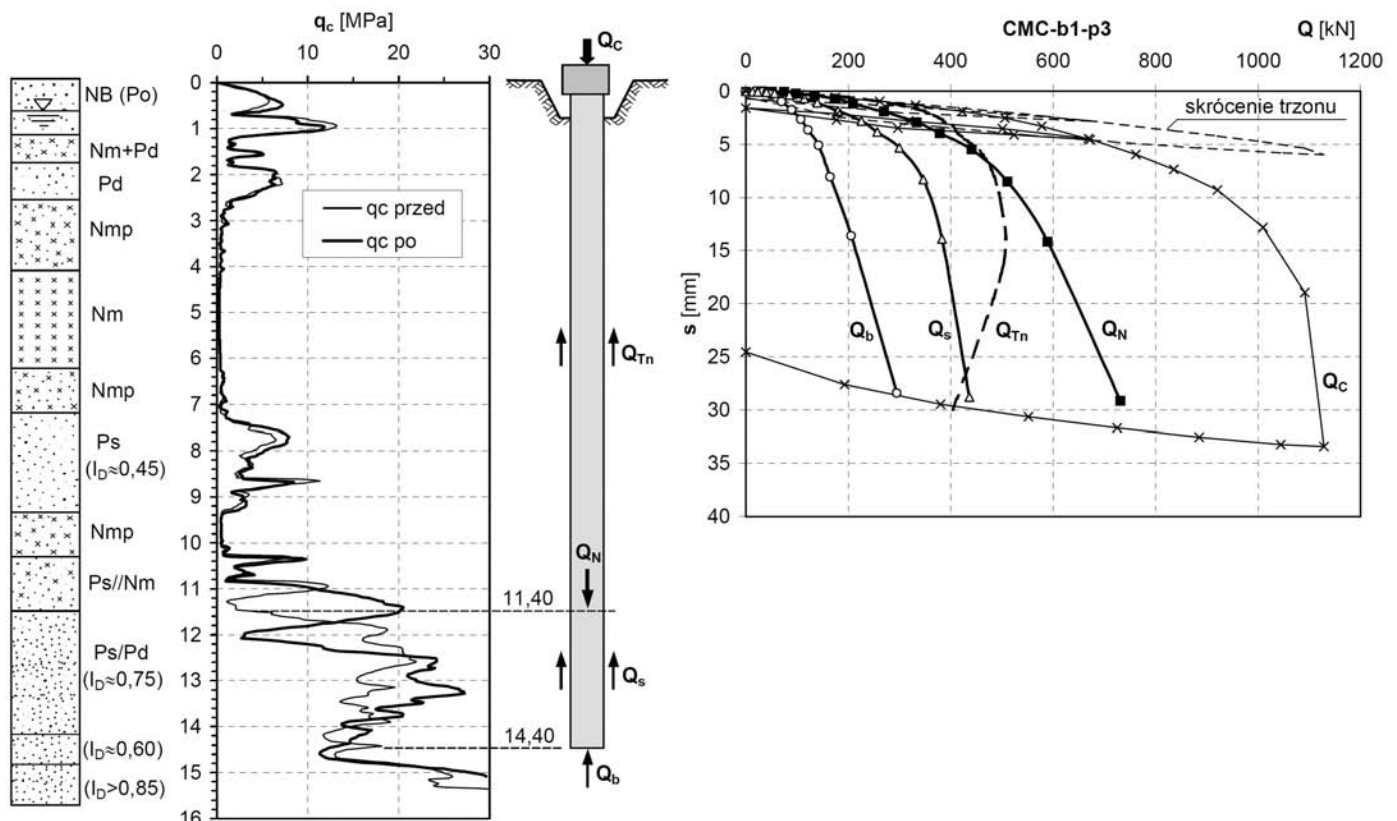
Rys. 14. Poletko OPG3 – wykresy  $Q$ -s z próbnych obciążeń wszystkich pali

momentu obrotowego  $M_T$  oraz szczegółowymi wykresami z badania pala CMC-b3-p2. W przypadku dwóch pali sondowania wykonano zarówno przed, jak i po wykonaniu pali. Pełne badania nośności udało się niestety przeprowadzić tylko dla pala nr b-3-p2. W przypadku dwóch pozostałych pali nastąpiło uszkodzenie trzonów już przy niewielkiej wartości siły. Przyczyna uszkodzenia trzonów nie została dokładnie ustalona, ale prawdopodobnie wystąpiła w okresie dojrzewania pali.

Na poletku doświadczalnym OPG3 przygotowano do badań 6 pali CMC, o średnicy  $\phi 360$  mm i długościach  $L=14,5$  m (pale b1, b2 i b3) oraz  $L = 10,5$  m (pale b4, b5 i b6). Pale pogrupowano po trzy w dwóch miejscach oddalonych od siebie o około 300 m, stąd różnice w długościach pali, które wynikają z odmiennych warunków gruntowych. Pale wykonano palownicą Bauer BG 20H o maksymalnym momencie obrotowym 200 kNm i przy użyciu takiego samego świdra, jaki pokazano na rys. 10. Badania pali b1, b4 i b6 wykonano z rozszerzonym oprzyrządowaniem pomiarowym, natomiast pali b2, i b5 – bez takiego oprzyrządowania. Wynik badania pala nr b3 z powodu kłopotów technicznych przy wykonawstwie uznano za niemiarodajny i pominięto w analizie. Podobnie jak wyżej, przedstawiono wykresy osiadań pali (rys. 14) oraz przykładowe wykresy szczegółowe z badania pala CMC-b1-p3 (rys. 15).

### Poletko doświadczalne „Pruszcz”

Rozpatrywane poletko doświadczalne zorganizowano na terenie budowy Obwodnicy Pruszcza Gdańskiego we współpracy



Rys. 15. Poletko OPG3 – przykładowe wykresy szczegółowe z badań pala CMC-b1-p3



z firmą wykonawczą Keller Polska Sp. z o.o. Do badań przygotowano 4 pale SDC o średnicy  $\phi 360$  mm i różnych długościach – od 7,0 m do 9,0 m. Wykonano je przy użyciu świdra SDP pokazanego na rys. 16 i palownicy Bauer BG 20H o maksymalnym momencie obrotowym 200 kNm. Wykresy osiadań pali przed-

stawiono na rys. 17, a przykładowe wykresy szczegółowe z badań pala SDC-b1 – na rys. 18. Wykresy na rys. 8 i 9, pochodzą również z badań na poletku „Pruszcz” i dotyczą pala SDP-b4. Badania na tym poletku opisano szczegółowo w pracy [15].

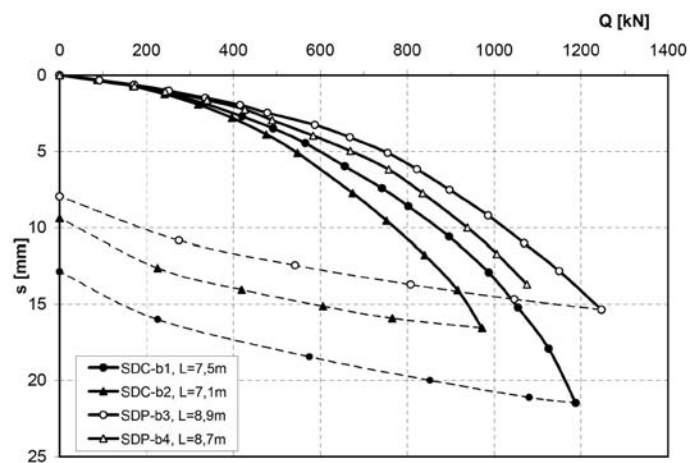
### Poletka doświadczalne „Małdyty 1” i „Małdyty 2”

Wymienione poletka doświadczalne zorganizowano na terenie budowy Drogi Krajowej S-7 (odcinek Pasłęk – Miłomłyn), w okolicy miejscowości Małdyty, we współpracy z firmą wykonawczą Franki Fundamenty Sp. z o.o.

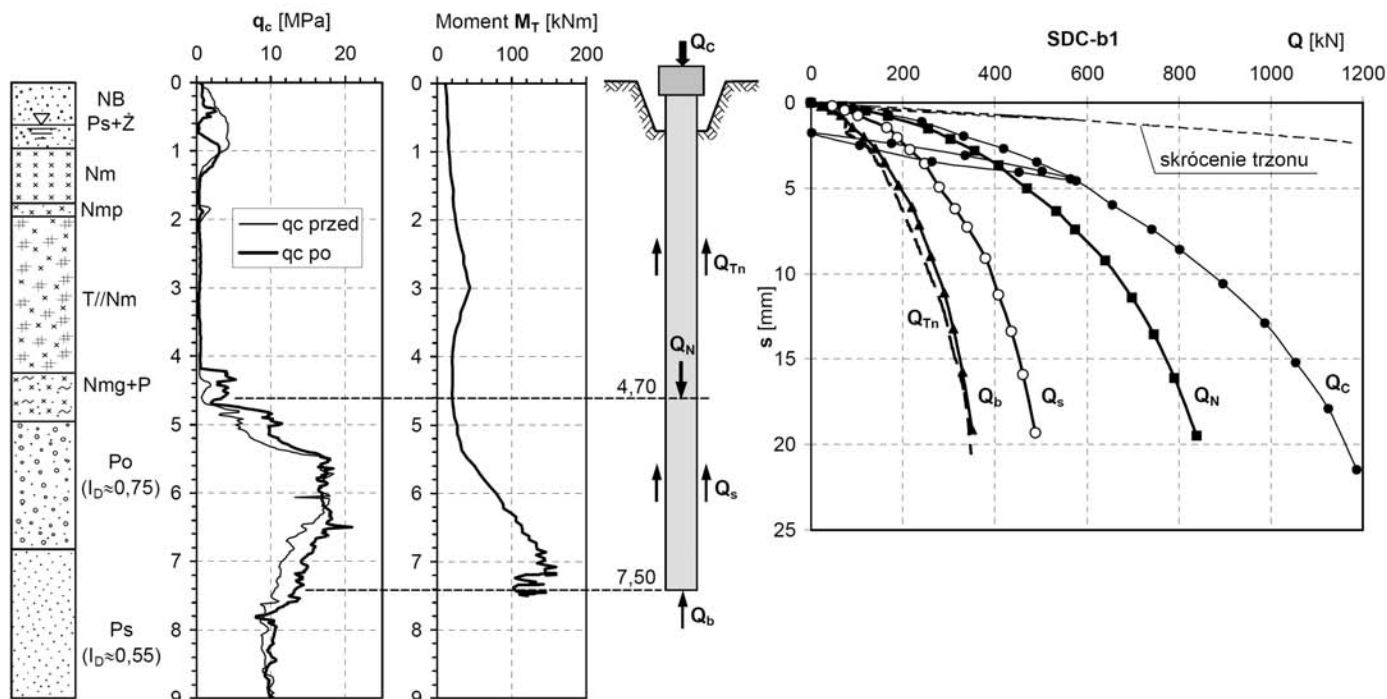
Na poletku „Małdyty 1” do badań przygotowano cztery pale CMC o średnicy  $\phi 400$  mm i długościach - od 8,0 m do 9,5 m.



Rys. 16. Poletko Pruszcz - świder SDP  $\phi 360$  mm



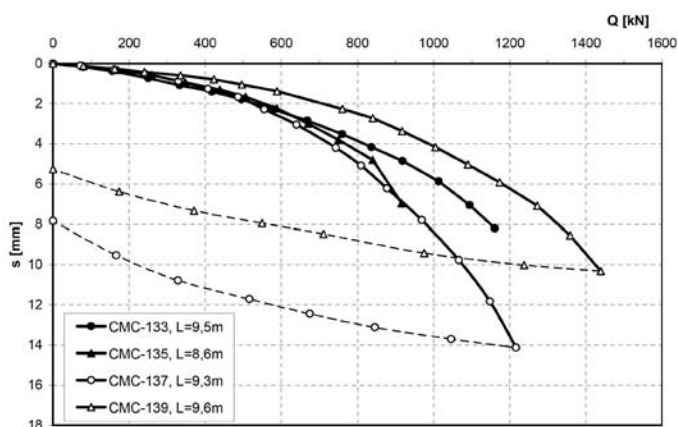
Rys. 17. Poletko „Pruszcz” – wykresy  $Q-s$  z próbnych obciążeń wszystkich czterech pali



Rys. 18. Poletko „Pruszcz” - przykładowe wykresy szczegółowe z badań pala SDC-b1



Rys. 19. Świdry przemieszczeniowe: a) CMC  $\phi 400$  mm – poletko „Małdyty 1”, b) SDP  $\phi 400$  mm – poletko „Małdyty 2”



Rys. 20. Poletko „Małdyty 1” – wykresy  $Q$ - $s$  z próbnych obciążeń wszystkich pali

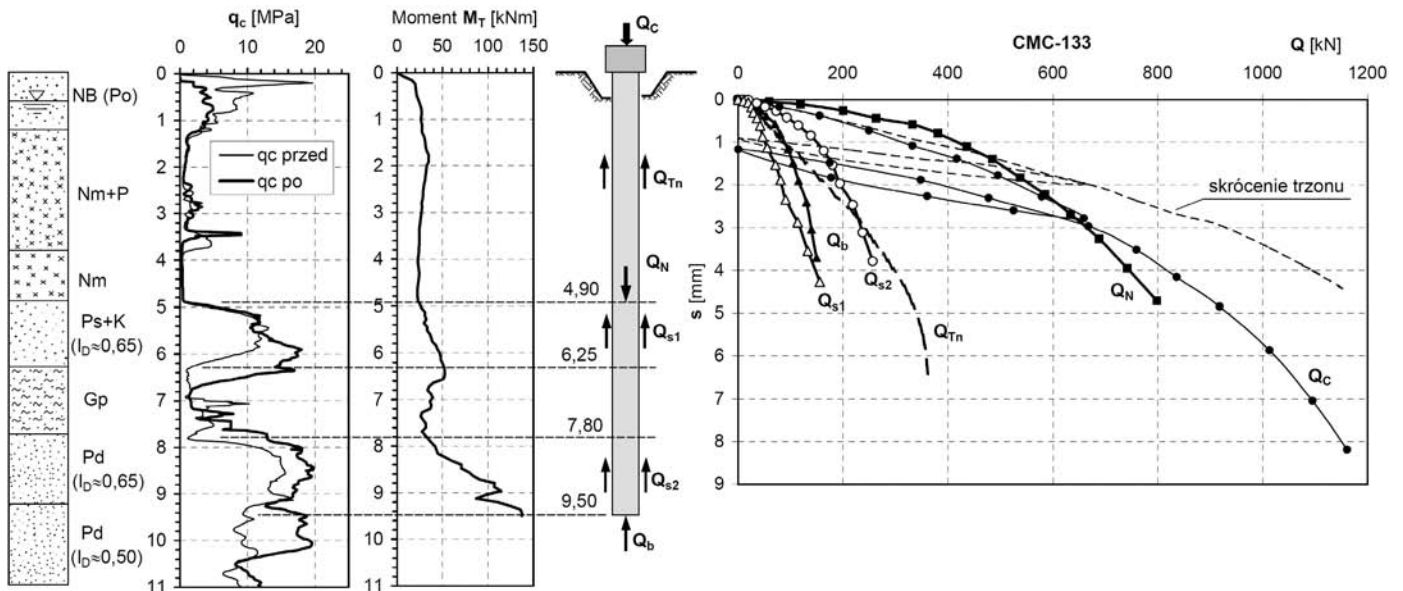
Wykonano je przy użyciu świdra CMC pokazanego na rys. 19a i palownicy Llamada o maksymalnym momencie obrotowym 180 kNm. Wykresy  $Q$ - $s$  osiadań pali pokazano na rys. 20, a przykładowo dla pala CMC-133 na rys. 21 przedstawiono wykresy szczegółowe z badań. Badania wszystkich pali wykonano z wykorzystaniem rozszerzonego systemu pomiarowego. Należy dodać, że badania pali na rozpatrywanym poletku przeprowadzono w okresie zimowym, przy ujemnych temperaturach powietrza. Mimo to strunowy system pomiarowy, dzięki kompensacji temperaturowej, sprawdził się bez zastrzeżeń.

Na poletku „Małdyty 2” do badań przygotowano jeden pal CMC-29 o średnicy  $\phi 400$  mm i długości 12,5 m. Wykonano go przy użyciu świdra SDP pokazanego na rys. 19b i takiej samej jak wyżej palownicy Llamada. Wykres sondowania CPTU z wykresem oporów wkręcania świdra ( $M_t$ ) oraz ze szczegółowymi wykresami z badań nośności pala CMC-29 przedstawiono na rys. 22. Analizując profil geotechniczny można zauważyć, że trzon pala w znacznej części przechodzi przez warstwy glin plastycznych, a jedynie ostatnie 2 m zagłębione są w piaskach. Należy dodać, że na rozpatrywanym poletku przygotowano również trzy inne pale badawcze, ale zakończone w warstwach glin.

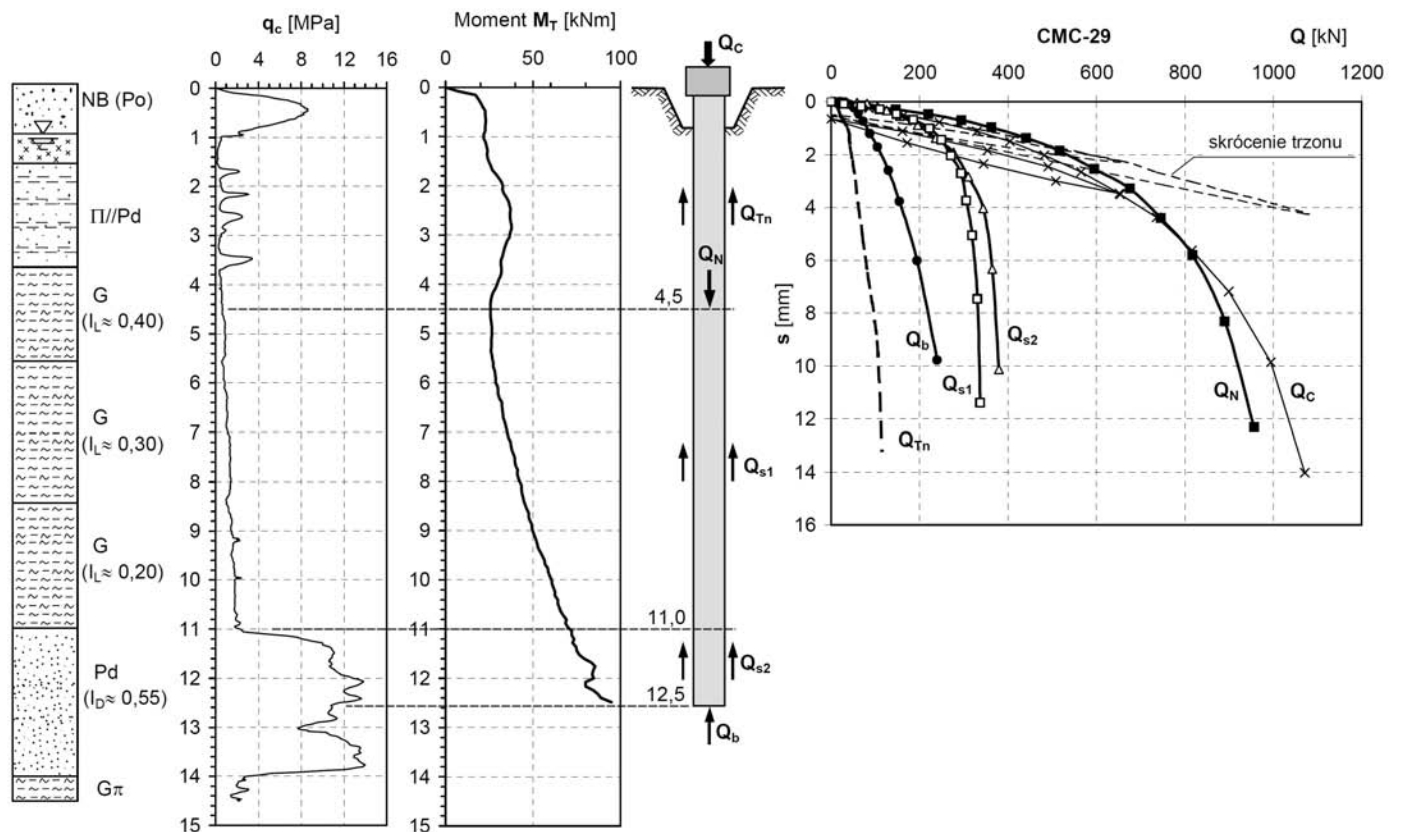
## OPORY JEDNOSTKOWE GRUNTÓW NIESPOISTYCH W RELACJI DO OPORÓW SONDY CPTU

Na podstawie wartości i rozkładów sił  $Q_s$  i  $Q_b$  obliczono wartości jednostkowych oporów gruntów nośnych wzdłuż pobocznic  $t_s$  i pod podstawą pali  $q_b$ . Wartości  $t_s$  obliczono jako średnie z całej długości pobocznic w gruncie nośnym. Zrezygnowano z podziału gruntów nośnych na podwarstwy. Zestawienie wykresów oporów  $q_b$  i  $t_s$  z badań na poszczególnych poletkach przedstawiono na rys. 23 do 25.

Analizując opory tarcia na pobocznic  $t_s$  można zauważyć, że w fazie końcowej badań przyjmują one wartości z przedziału od 100 do 150 kPa (z małymi wyjątkami). Świadczy to o tym, że zagłębianie świdra przemieszczeniowego powoduje ogólne



Rys. 21. Poletko „Małdyty 1” - przykładowe wykresy szczegółowe z badań pala CMC-133



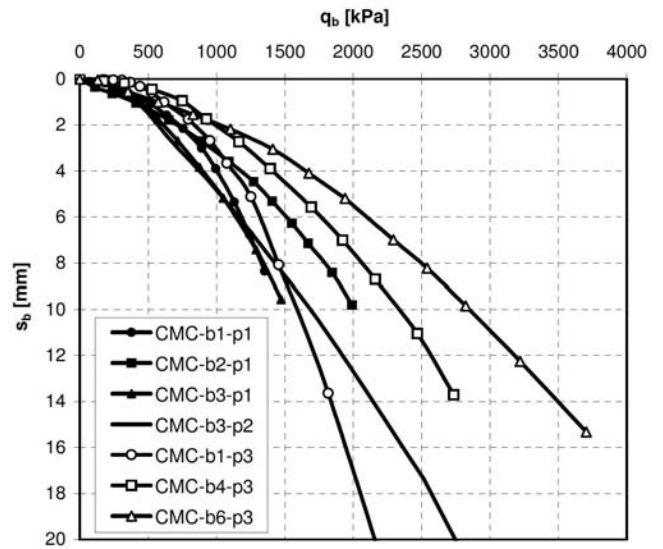
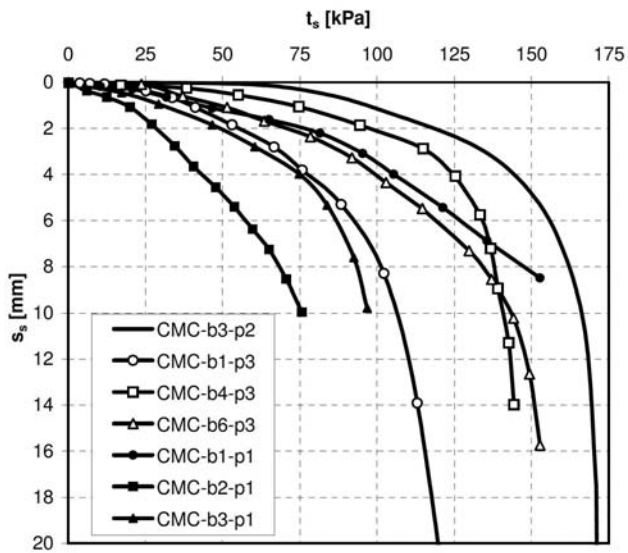
Rys. 22. Poletko „Małdyty 2” - wykresy szczegółowe z badań pala CMC-29

wyrównywanie się parametrów przylegającego gruntu. Jest to korzystne zjawisko, gdyż wpływa na równomierną pracę pali i kolumn wkręcanych.

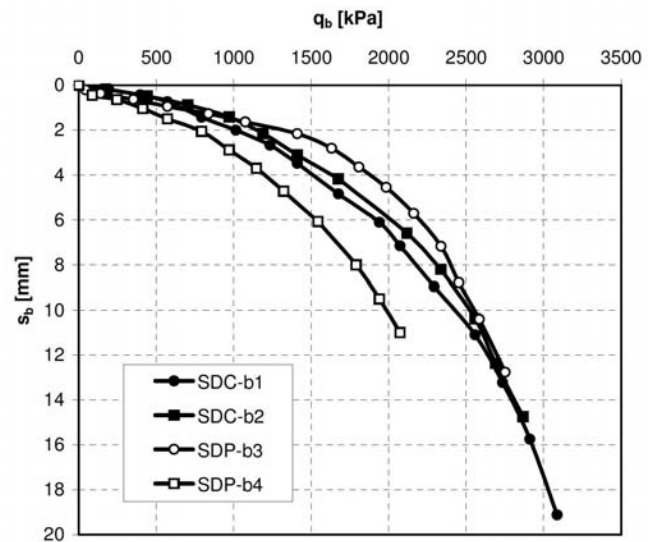
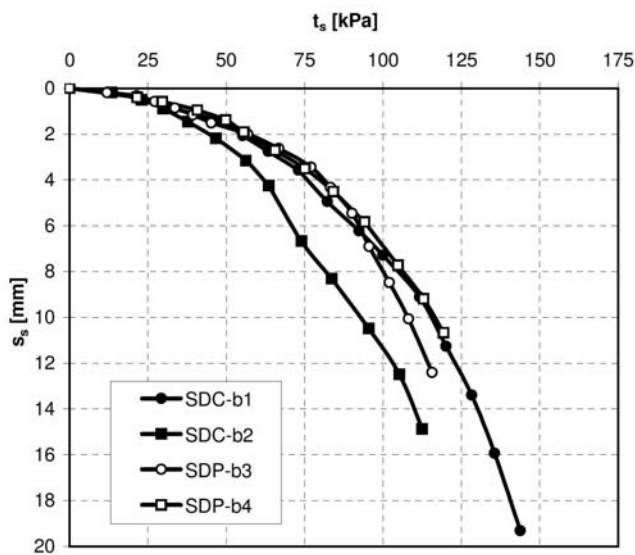
Analizując opory jednostkowe  $q_b$  gruntu pod podstawami pali i kolumn można zauważyć, że w końcowej fazie badań przyjmują one wartości od 1500 kPa do 3500 kPa, a więc są bardziej zróżnicowane niż opory  $t_s$ . Świadczy to o tym, że opory

$q_b$  są bardziej powiązane z pierwotnym (rodzimy) stanem zagęszczenia gruntu.

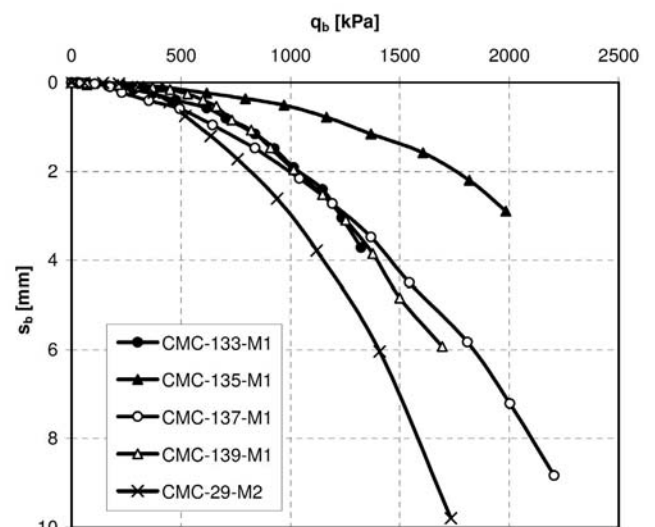
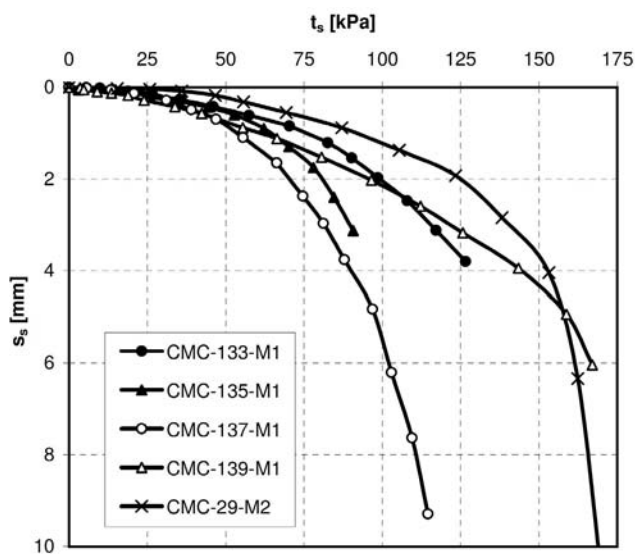
Korzystając z wykresów oporów jednostkowych  $t_s$  i  $q_b$  z badań pali oraz z wykresów  $q_c$  z sondowań statycznych utworzono relacje względne  $t_s/q_{cs}$  i  $q_b/q_{cb}$ , które wyrażono w funkcji przemieszczeń  $s_s$  i  $s_b$ . Wartości  $q_{cs}$  przyjęto jako uśrednione z całej długości pobocznicy w gruncie nośnym, natomiast wartości



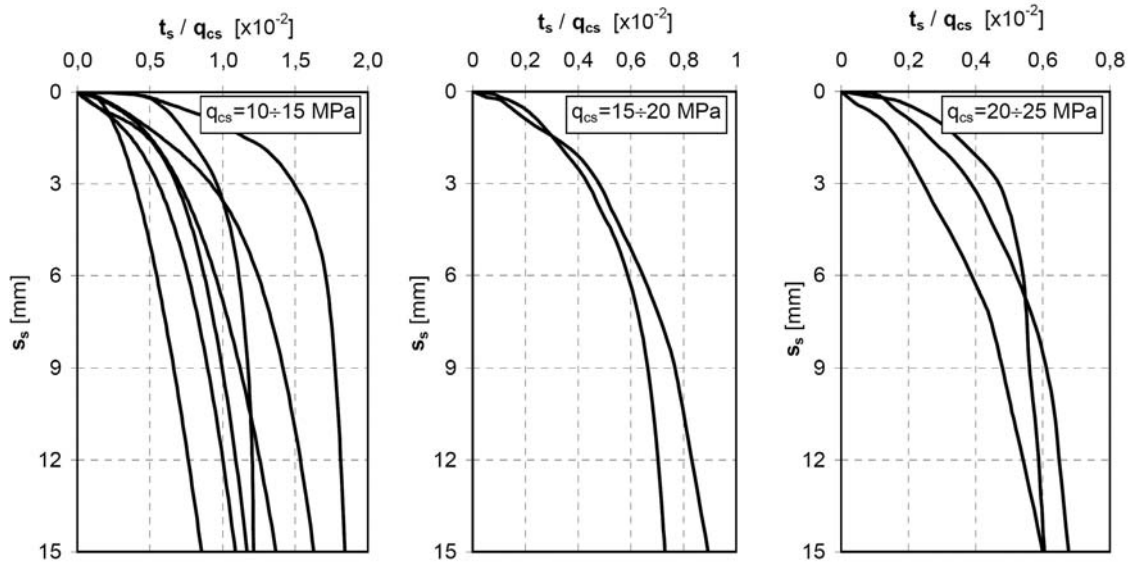
Rys. 23. Wykresy oporów jednostkowych  $t_s$  i  $q_b$  z badań pali na poletkach OPG1, OPG2 i OPG3



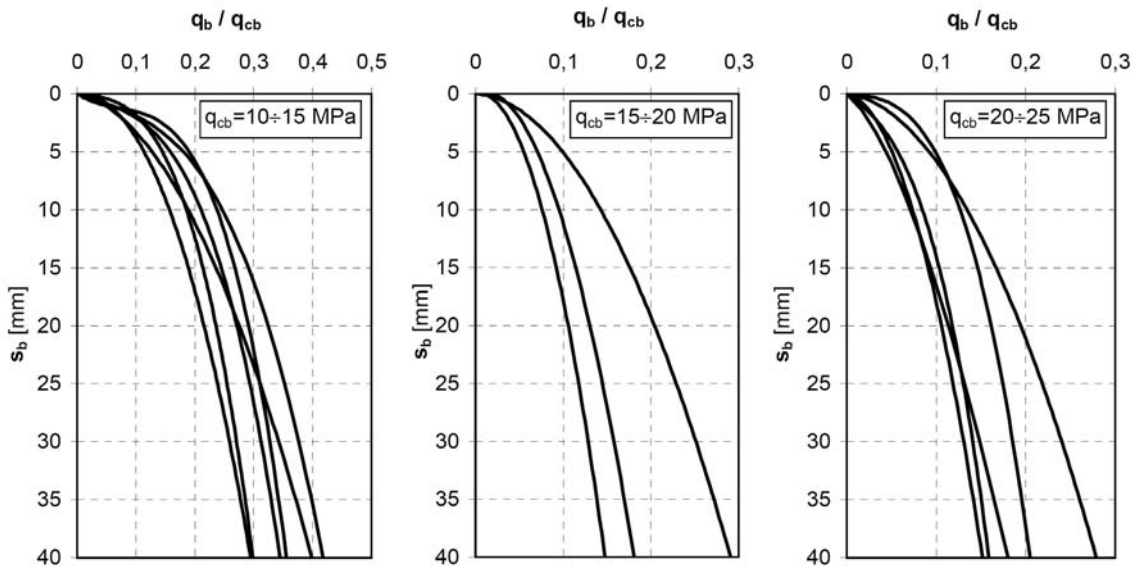
Rys. 24. Wykresy oporów jednostkowych  $t_s$  i  $q_b$  z badań pali na poletku „Pruszcz”



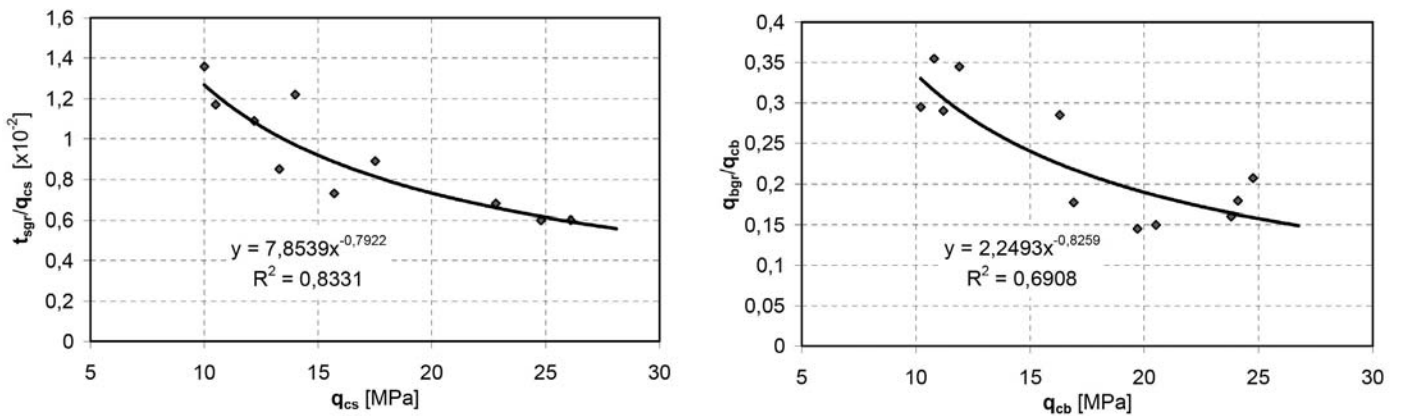
Rys. 25. Wykresy oporów jednostkowych  $t_s$  i  $q_b$  z badań pali na poletkach „Maldyty 1 i 2”



Rys. 26. Wykresy relacji względnych  $t_s/q_{cs}$  w funkcji przemieszczeń



Rys. 27. Wykresy relacji względnych  $q_b/q_{cb}$  w funkcji przemieszczeń



Rys. 28. Relacje względne oporów granicznych  $q_{bgr}/q_{cb}$  i  $t_{sgr}/q_{cs}$  w zależności od oporów  $q_c$  sondy CPT

$q_{cb}$  - jako uśrednione z przedziału głębokości od jednej średnicy pała nad poziomem podstawy do dwóch średnic poniżej poziomu podstawy pała. Relacje względne zestawiono na wykresach, przedstawionych na rys. 26 i 27. Dokonano ekstrapolacji wykresów do przemieszczeń granicznych. Wartość graniczną  $s_{bgr}$  przyjęto równą 40 mm (około 10% średnicy pała), a wartość graniczną  $s_s$  - równą 15 mm (arbitralnie na podstawie analizy wykresów  $t_s$ ). Wykresy na rys. 26 i 27 pogrupowano według wartości  $q_{cs}$  i  $q_{cb}$  dla trzech przedziałów. Można zauważyć prawidłowość, że relacje  $t_s/q_{cs}$  i  $q_b/q_{cb}$  maleją ze wzrostem oporów  $q_c$  sondy wciskanej co oznacza, że opory jednostkowe gruntów niespoistych wokół pali wkręcanych nie wzrastają proporcjonalnie do oporów pod stożkiem sondy CPT. Można na tej podstawie sformułować wniosek, że wykonawstwo pali wkręcanych poprawia stan zagęszczenia i parametry gruntów o niskim zagęszczeniu, natomiast niewiele poprawia lub nawet pogarsza stan zagęszczenia gruntów o wysokim zagęszczeniu.

Poszukując dalszych prawidłowości przeanalizowano zależności względnych relacji granicznych  $q_{bgr}/q_{cb}$  i  $t_{sgr}/q_{cs}$  od wartości oporów pod stożkiem sondy  $q_{cb}$  i  $q_{cs}$ . Wartości  $q_{bgr}$  przyjęto jako odpowiadające przemieszczeniom  $s_{bgr} = 0,1D$  ( $D$  - średnica pała), a wartości  $t_{sgr}$  dla  $s_{sgr} = 15$  mm. Otrzymane zależności, przedstawione na rys. 28, pomimo pewnego rozrzutu punktów wykazują podobne tendencje zarówno dla  $t_{sgr}/q_{cs}$ , jak i dla  $q_{bgr}/q_{cb}$ . Zależności te opisano funkcjami potęgowymi. Zmniejszanie się wartości  $t_{sgr}/q_{cs}$  i  $q_{bgr}/q_{cb}$  ze wzrostem oporów  $q_c$  pod stożkiem sondy jest typowe dla wszystkich rodzajów pali (patrz np. [7]) i wynika nie tylko z technologii, ale również z efektu skali. Zależności i prawidłowości, pokazane na rys. 26 do 28 będzie można wykorzystać do propozycji projektowania i prognozowania zachowania się pali wkręcanych, wykorzystującej metodę funkcji transformacyjnych, proponowaną przez Gwizdałą między innymi w pracach [5 i 7]. Propozycja taka jest już w fazie opracowywania i po weryfikacji oraz testach zostanie w najbliższym czasie przedstawiona w odrębnej publikacji.

## WNIOSKI

Podstawowe wnioski, jakie można sformułować z przebiegu i wyników przeprowadzonych badań terenowych pali i kolumn wkręcanych, są następujące:

1. Zastosowanie w czasie próbnych obciążeń statycznych rozszerzonego systemu pomiarowego, zbudowanego z łańcucha czujników umożliwiających pomiary zmian osiowych odkształceń trzonu pała po jego długości, jest bardzo korzystne, gdyż dostarcza wiele cennych informacji na temat współpracy pała lub kolumny z ośrodkiem gruntowym.
2. Uśrednione jednostkowe opory tarcia  $t_s$  piasków drobnych i średnich wzdłuż pobocznic osiągnęły wartości z przedziału od 100 kPa do 150 kPa przy niewielkim uzależnieniu od pierwotnych oporów  $q_c$  sondy wciskanej. Świadczy to o tym, że proces wykonawstwa pali wkręcanych, a głównie wkręcanie świdra przemieszczeniowego, powoduje modyfikację parametrów gruntów niespoistych wokół pali do ogólnie zbliżonego stanu zagęszczenia i naprężenia. Tymczasem opory jednostkowe  $q_b$  gruntu pod podstawą osiągnęły bardziej zróżnicowane

wartości – od 1500 kPa do ponad 3000 kPa i są bardziej skorelowane z oporami  $q_c$  sondy wciskanej. Wykonawstwo pali wkręcanych powoduje więc mniejsze zmiany w parametrach podłoża gruntowego pod podstawami niż wokół pobocznic.

3. Relacje względne  $t_s/q_{cs}$  i  $q_b/q_{cb}$  otrzymane z badań wykazują tendencje malejące ze wzrostem oporów  $q_{cs}$  i  $q_{cb}$ . Oznacza to, że efektywność stosowania pali wkręcanych spada ze wzrostem zagęszczenia gruntów niespoistych. Jest to również wynikiem efektu skali. W gruntach o wysokim stopniu zagęszczenia, o wartościach  $q_c > 25$  MPa stosowanie pali wkręcanych może być mniej efektywne.
4. Powyższe wnioski dotyczą warunków konkretnych badań opisanych w artykule. Pomimo zebrania już dość obszernego materiału badawczego, w celu utworzenia tzw. banku danych istnieje potrzeba kontynuowania i rozwijania podobnych badań w różnorodnych warunkach gruntowych. Pozwolą one na weryfikację i uściślenie przedstawionych w artykule zależności i uogólnień.

## LITERATURA

1. Bottiau M., Imbo R.: Recent evolution in piling technologies in Western Europe. Materiały seminarium „Zagadnienia posadowień na fundamentach palowych”. PKG O/Gdańsk, Gdańsk 25 czerwca, 2004.
2. Bustamante M., Gianceselli L.: Design of auger displacement piles from in situ tests. Proceedings of International Geotechnical Seminar on Deep Foundations on Bored and Auger Piles, BAP II. Balkema, Rotterdam, 1993, s. 21-34.
3. Bustamante M., Gianceselli L.: Installation parameters and capacity of screwed piles. Proceedings of International Geotechnical Seminar on Deep Foundations on Bored and Auger Piles, BAP III. Balkema, Rotterdam, 1998, s. 95-108.
4. Cudny M., Krasieński A., Dembicki E., Załęski K.: Fundament pylonu mostu podwieszonoego w ciągu autostradowej obwodnicy Wrocławia (A8). Materiały Seminarium „Wrocławskie Dni Mostowe”, Wrocław, listopad 2009.
5. Gwizdała K.: Analiza osiadań pali przy wykorzystaniu funkcji transformacyjnych. Zeszyty Naukowe Politechniki Gdańskiej Nr 532, Budownictwo Wodne XLI, Gdańsk, 1996.
6. Gwizdała K.: Współczesne technologie pali. Materiały Seminarium „Zagadnienia posadowień na fundamentach palowych”, Gdańsk, czerwiec 2004, s. 7-32.
7. Gwizdała K.: Fundamenty palowe. Tom I: Technologie i obliczenia. Wydawnictwo Naukowe PWN, Warszawa 2010, s. 297.
8. Gwizdała K., Krasieński A., Brzozowski T.: Experience gained at the application of Atlas piles in Poland. Proceedings of: 10th International Conference on Piling and Deep Foundations, Amsterdam, 31st May - 2nd June, 2006, s. 460-464.
9. Gwizdała K., Krasieński A.: Zastosowanie przemieszczeniowych pali wkręcanych w podłożu uwarstwionym na przykładzie realizacji obiektu w warunkach gruntowych delty Wisły. Inżynieria i Budownictwo nr 3/2009, s. 133-136.
10. Gwizdała K., Krasieński A.: Posadowienie obiektów mostowych na palach przemieszczeniowych formowanych w gruncie. Obiekty inżynierskie 2/2010, s. 70-85.

11. Holeyman A.: Screw Piles – Installation and design in stiff clays. Lisse, Balkema Publishers, 2001, s. 323.

12. Huybrechts N., Maertens J., Holeyman A.: Ground displacement screw piles project in Belgium – 72 pile load testing at two different sites. Proceedings of the 13<sup>th</sup> European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Praha, Czech Republic, August 25-28, 2003.

13. Krasinski A.: Model tests of screwed piles. Proc. of the XIV Danube-European Conf. on Geotechnical Engineering „From Research to Design in European Practice”, Bratislava, Slovak Republic, June 2-4, 2010, s. 237+CD.

14. Krasinski A.: Advanced field investigations of screw piles and columns. XV<sup>th</sup> Polish-French Colloquium, Gdansk, 7-9 October 2010 and Archives of Civil Engineering (w druku).

15. Krasinski A.: Badania terenowe przemieszczeniowych pali i kolumn wkręcanych typu SDP i SDC. Drogi i Mosty, nr 1-2/2011.

16. Krasinski A., Sieńko R.: Pomiar pionowego rozkładu siły w palu podczas testów statycznych. Mat. 56 Konf. Nauk. KILiW PAN oraz KN PZITB, Kielce – Krynica, 19-24 września 2010, s. 161-168.

17. Krasinski A., Sieńko R.: Wykorzystanie pomiaru pionowego rozkładu siły w palu do interpretacji testów statycznych. Magazyn Autostrady nr 11/2010, s. 24-28.

18. Maertens J., Huybrechts N.: Belgian screw pile technology. Design and recent developments. Swets & Zeitlinger B.V., Lisse, The Netherlands, 2003, s. 372.

19. Prezzi, M. and Basu, P. Overview of construction and design of auger cast-in-place and drilled displacement piles. Proceedings of DFI's 30<sup>th</sup> Annual Conference on Deep Foundations, Chicago, U.S.A., 2005, s. 497-512.

20. Tejchman A., Gwizdała K., Brzozowski T., Pale Atlas w Polsce. Inżynieria i Budownictwo. 1998, nr 11, s. 616-619.

21. Van Impe W.F.: Screw piling: still a challenging discussion topic? Proceedings of International Geotechnical Seminar on Deep Foundations on Bored and Auger Piles, Ghent, 2003, s. 3-8.

22. Van Impe W. F.: Influence of screw pile installation parameters on the overall pile behaviour. Workshop „Piled Foundations: full scale investigations, analysis and design”, Naples, 1994.

**PODZIĘKOWANIE:** Autor pragnie gorąco podziękować partnerom z przemysłu – firmom wykonawczym: Menard Polska, Keller Polska oraz Franki Fundamenty, jak również Strabag i Hydrobudowa Gdańsk za bardzo dobrą współpracę z autorem i wykonawcą projektu badawczego oraz wkład i życzliwość pomoc w zorganizowaniu i przeprowadzeniu badań opisanych w niniejszym artykule.

## Problemy mechanicznej sufozji w budownictwie wodnym, przemysłowym i miejskim

**Prof. Z. G. Ter-Martirosjan – Kierownik Katedry Mechaniki Gruntów, Podłoża i Fundamentów  
w Moskiewskim Państwowym Uniwersytecie Budownictwa**

W gruntach stanowiących podłoże lub materiał użyty do różnych budowli ziemnych mogą zachodzić zjawiska mechanicznej sufozji, będące skutkiem działania sił filtracyjnych porównywalnych z siłami ciężenia. Siły filtracyjne wpływają na stan naprężenia i odkształcenia danego masywu gruntowego w całości oraz na mechaniczną sufozję w miejscach, gdzie występują duże gradienty ciśnienia. Skutkiem tego zmianie ulega skład granulometryczny gruntu, jego gęstość oraz cechy odkształceniowe i wytrzymałościowe. Wszystko to doprowadza do zmian stanu naprężenia i odkształcenia całego masywu gruntowego oraz lokalnych koncentracji tych zmian powodujących filtracyjne osiadania lub wyparcia gruntu.

Problemy filtracyjnych odkształceń i związanej z tym stateczności elementów ziemnych w budownictwie wodnym rozwiązuje się poprzez prawidłowy dobór materiałów gruntowych

układanych w zaporze, w tym odpowiednie uziarnienie filtrów, stosowanie stref przejściowych i drenaży, które mogą zmniejszyć lub w pełni zapobiec sufozji. W celu oceny sufozyjności w podłożu lub w gruncie stanowiącym materiał budowli hydrotechnicznych wykorzystuje się obecnie zalecenia VNIIG im. B.E. Vedeneeva i VNIIVODGEO. Zgodnie z nimi głównymi parametrami, które wpływają na sufozyjność gruntów są: skład granulometryczny, prędkość filtracji w gruncie i gradient ciśnienia. Szczególną uwagę zwraca się przy tym na określenie: współczynnika różnoziarnistości gruntu  $\eta = d_{60} / d_{10}$ , współczynnika nierównomierności, rozłożenia ziaren gruntu  $k = 1 + 0,05\eta$  oraz wielkości maksymalnej średnicy ziaren  $d_{ci}^{max}$  wynoszonych z gruntu w wyniku filtracji. Średnica ta, uzależniona od maksymalnej średnicy porów gruntu  $d_o^{max}$  wzorem  $d_{ci}^{max} = 0,77 d_o^{max}$ , staje się wskaźnikiem, czy dany grunt jest sufozyjny [2]<sup>1</sup>. Jeżeli  $d_{ci}^{max} < d_{ci}^{min}$ , to taki grunt uznaje się za niesufozyjny, a jeżeli  $d_{ci}^{max} > d_{ci}^{min}$  – grunt jest sufozyjny, z którego mogą być wynoszone ziarna o średnicy mniejszej od  $d_{ci}^{min}$ .

Według metody VODGEO wielkość granicznego gradientu inicjującego sufozję w gruntach niespoistych o współczynniku różnoziarnistości  $\eta > 10$  określa się w następujący sposób. Skład granulometryczny dzieli się umownie na szkielet o średnicy ziaren większej od 1 mm i na grunt wypełniający, który stanowią ziarna o średnicy mniejszej od 1 mm. Z krzywych uziarnienia tak podzielonego gruntu określa się  $d_{10}^{szk.} > d_{10}^{wyp.}$  w zależności od wartości tych średnic, a także od kąta tarcia wewnętrznego grun-

Tabl. 1. ???

| Rodzaj gruntu     | Obliczeniowy uśredniony krytyczny gradient ciśnienia $i_{cr,m}$ |
|-------------------|---|
| Piasek drobny     | 0,32  |
| Piasek średni     | 0,42  |
| Piasek gruby      | 0,48  |
| Piasek gliniasty  | 0,60  |
| Gлина piaszczysta | 0,80  |
| Gлина             | 1,35  |

<sup>1</sup> W tej pozycji literatury [2] należy szukać wyjaśnienia co do sposobu przyjęcia maksymalnej średnicy porów  $d_o^{max}$ , jak również minimalnej średnicy ziaren gruntu  $d_{ci}^{min}$  [S.M.]