

Analiza numeryczna efektywności grupy pali przemieszczeniowych wkręcanych

Mgr inż. Tomasz Kusio, dr hab. inż. Adam Krasieński
Politechnika Gdańska, Wydział Inżynierii Lądowej i Środowiska

Pale przemieszczeniowe wkręcane (SDP) przechodzą obecnie w Polsce podobny proces rozwoju jak niegdyś technologia pali wierconych świdrem ciągłym (CFA) w USA (O'Neill'a i in. [14]). Pale SDP, dotychczas stosowane głównie w inwestycjach drogowych, kolejowych i pod niewielką zabudowę kubaturową, coraz częściej są wykorzystywane do fundamentowania obiektów inżynierskich (np. zbiorniki, silosy, fundamenty większych budynków itp.). Pale pod tego rodzaju konstrukcjami są najczęściej realizowane w grupie o określonej liczbie i są połączone wspólnym oczepem o określonej sztywności (płyta lub ruszt fundamentowy). Schemat pracy takiego fundamentu może znacząco odbiegać od schematu pala pracującego pojedynczo. Z dotychczasowych badań grup pali przemieszczeniowych (wbijanych i wciskanych) w gruntach niespoistych (np. Briaud i in. [1], Hanna [6], Tejchman [16, 18], Vesic [20]) wynika, że ich efektywność (1) jest większa od jedności ($\eta > 1$), a współczynnik osiadania (2) często większy od 2 ($R > 2$).

$$\eta = \frac{Q_G}{n \cdot Q} \quad (1)$$

gdzie:

Q_G – obciążenie przenoszone przez całą grupę pali przy porównywalnym poziomie osiadania [kN],

Q – obciążenie przenoszone przez pal pojedynczy przy porównywalnym poziomie osiadania [kN],

n – liczba pali w grupie [–].

$$R = \frac{s_G}{s} \quad (2)$$

s_G – osiadania całej grupy pali przy porównywalnym poziomie obciążenia [mm],

s – osiadania pala pojedynczego przy porównywalnym poziomie obciążenia [mm].

W obszarze zainteresowań projektantów i firm wykonawczych może zatem zrodzić się chęć wykorzystania tego faktu w procesie optymalizacji konstrukcji pod względem ekonomicznym. Niestety, w literaturze bardzo mało jest wyników badań dotyczących zachowania się pali SDP w grupie, jak również propozycji lub wskazówek na temat obliczania i projektowania tego rodzaju fundamentów palowych.

Powyższe fakty oraz obiecujące wyniki badań modelowych, jakie zostały zrealizowane przez autorów w poprzednich latach [9, 10], a które oczywiście należy traktować z dużą ostrożnością ze względu na tzw. efekt skali, stały się przyczyną podjęcia dalszych analiz z wykorzystaniem metody modelowania MES w przestrzeni 3D. Wstępne wyniki takich analiz autorzy przedstawili już na światowej konferencji geotechnicznej w Seulu [11].

NUMERYCZNE ODWZOROWANIE EFEKTÓW INSTALACJI PALA POJEDYNCZEGO

Pale SDP są palami wkręcany, betonowanymi w gruncie. W odróżnieniu od pali wierconych, podczas instalacji nie ma tu wydobywania gruntu (urobku) na powierzchnię. Przestrzeń, którą po procesie drążenia wypełnia się betonem, powstaje wskutek transportu gruntu przez początkową, spiralną część świdra, do wyższej części o pełnym przekroju, w której grunt ten jest rozpierany na boki. Proces taki prowadzi do wzrostu składowej radialnej naprężenia i zmiany wskaźnika porowatości (stopnia zagęszczenia) w ośrodku gruntowym otaczającym świdra.

Można zatem sądzić, że proces wykonania pala SDP wpływa na otaczający go masyw gruntowy podobnie jak w przypadku

technologii pali wbijanych lub wciskanych. Niemniej jednak, z racji odmiennego sposobu przemieszczania gruntu, jak również odprężenia wokół otworu po procesie wykręcania świda i wypełniania mieszanką betonową, charakter współpracy pali SDP z gruntem jest odmienny niż wspomnianych innych technologii pali przemieszczeniowych. Reasumując, pale SDP powinny wykazywać większą sztywność pod obciążeniem niż pale wiercone, ale mniejszą niż pale wbijane. Prawdopodobnie tę potwierdziły już w dużej mierze badania Krasieńskiego [8].

Z powyższego wynika, że przy obliczaniu i projektowaniu posadowienia na palach przemieszczeniowych, w tym SDP, nie powinno się pomijać wpływu efektów wykonawstwa pali na charakterystykę „obciążenie-osiadanie $Q-s$ ”. W podejściach klasycznych problem ten rozwiązuje się współczynnikami technologicznymi.

Dobrym narzędziem do rozwiązywania omawianych zagadnień może być metoda elementów skończonych (MES). Niestety, podstawowy sposób opisu kinematyki w analizie numerycznej MES (opis Lagrange’a i uaktualniony opis Lagrange’a) może być stosowany jedynie w ograniczonym zakresie deformacji elementów siatki. Numeryczne odwzorowanie wciskania pala lub rozpierania gruntu jest zatem kłopotliwe ze względu na duże przemieszczenia gruntu towarzyszące temu procesowi. Istnieje możliwość rozwiązania tego problemu przez stosowanie technik regeneracji i aktualizacji siatki, jednakże częste wykorzystywanie tego zabiegu staje się źródłem dodatkowych błędów numerycznych. W literaturze znajdujemy przykłady udanego zastosowania MES do odwzorowania procesu instalacji pala przemieszczeniowego w zakresie dużych przemieszczeń w gruncie niespoistym (np. Cudmani i Sturm [2], Grabe i Mahutka [5], Henke i Grabe [7]). Jednakże prezentowane w nich podejścia wymagają dużych zasobów mocy obliczeniowych, co w zestawieniu z innymi trudnościami czyni je nieprzydatnymi w zastosowaniach praktycznych.

Alternatywne sposoby umożliwiające przybliżone odwzorowanie efektów instalacji pala z zastosowaniem MES dla małych odkształceń opublikowano między innymi w pracach Niekera [13] oraz Baarsa i Niekera [19]. Przedstawili oni metodę numeryczną wyznaczania charakterystyk $Q-s$ pali wyciąganych z modelowaniem efektów instalacji za pomocą zwiększenia naprężeń na brzegach całego modelu i przyjęcia zwiększonego tarcia wzdłuż pobocznic pala. Jednakże w żadnej z tych publikacji nie podano wytycznych, jak dobierać wartości tych zwiększonych oddziaływań. Dijkstra i in. [3] w swojej pracy prezentują sposób symulacji efektów instalacji przez rozszerzenie otworu palowego za pomocą radialnego wymuszenia przemieszczeniowego gruntu na jego ścianach i pionowego w poziomie podstawy lub za pomocą zwiększania objętości trzonu pala (opcja tzw. „*volume strain*”). Uzyskany w ten sposób zwiększony stan naprężenia w gruncie przechodzi do kolejnych faz obliczeniowych, przy czym wygenerowane przemieszczenia zostają wyzerowane. Wyniki obliczeń w postaci charakterystyk $Q-s$ autor porównuje z wynikami badań modelowych pali przeprowadzonych w wirówce geotechnicznej. Dijkstra i in. [3] rozpatrują jednak tylko krzywą nośności całkowitej pala, bez podziału na opór pobocznic i podstawy. Taki sposób porównania wyników czyni proces kalibracji uzyskanych z obliczeń numerycznych efektów instalacji pala mało precyzyjnym.

Próbie odwzorowania charakterystyk $Q-s$ pojedynczego pala SDP z zastosowaniem MES w oparciu o badania w skali naturalnej przedstawił Krasieński [8]. Zastosował on sposób modelowania efektów instalacji pala zbliżony do propozycji Dijkstra i in. [3], przez wymuszanie przemieszczeń radialnych na ścianie otworu palowego. Uwzględnił ponadto wpływ kształtu świda (zmniejszone rozpieranie gruntu na początkowej części świda) oraz efekt odprężenia gruntu podczas wykręcania świda i betonowania pala, redukując wartość składowej radialnej naprężenia na brzegach otworu do ciśnienia hydrostatycznego betonu. Obliczenia po takich zabiegach dawały jednak znacznie zawyżone wyniki w stosunku do rzeczywistych, pomierzonych w badaniach terenowych. Model numeryczny wymagał jeszcze dodatkowej kalibracji polegającej na redukcji parametrów mechanicznych gruntu warstwy nośnej, głównie modułów odkształcenia.

Autorzy niniejszego artykułu postanowili ponownie zająć się zagadnieniem symulacji numerycznej efektów instalacji pala SDP. Zastosowali bardziej precyzyjne metody wyznaczania parametrów gruntów z wyników sondowań CPTU oraz propozycję Dijkstra i in. [3] odwzorowania stanu naprężenia gruntu wokół pobocznic pala przemieszczeniowego za pomocą opcji „*volume strain*” (VS), dostępnej w programie Plaxis.

Jako materiał porównawczy posłużyło próbne obciążenie kolumny CMC (technologia bardzo zbliżona do pali SDP) oznaczonej symbolem CMC-b3-p2, którego wyniki można znaleźć w pracy [8]. Kolumna badawcza była dodatkowo oprzyrządowana pomiarowo, aby możliwe było wyznaczenie rozdziału obciążenia na podstawie i pobocznicę.

Najpierw, obliczenia przeprowadzono w programie Plaxis 2D, w układzie osiowosymetrycznym dla pojedynczego pala o średnicy $D = 0,36$ m i długości $L = 9,6$ m. Na rys. 1 przedstawiono przyjęty układ geometryczny i schemat dyskretyzacji podłoża gruntowego z palem oraz pokazano wynik sondowania CPTU przeprowadzonego w miejscu wykonania pala. Profil geotechniczny jest przykładem typowego układu warstw gruntowych, w którym stosuje się pale SDP. W analizach numerycznych warstwom gruntów ściśliwych przyporządkowano model Coulomba-Mohra, natomiast warstwom gruntów niespoistych – model Hardening Soil. Parametry warstw gruntowych, zestawione w tabl. 1, określono z badań CPTU według znanych z literatury zależności korelacyjnych (np. Kulhawy i Mayne [12], Robertson [16]). Najważniejszą zmianą w sposobie wyznaczania parametrów geotechnicznych podłoża z sondowań, w stosunku do zastosowanych przez Krasieńskiego [8], było oszacowanie siecznych modułów odkształcenia E_{25}^{ref} .

Moduł sieczny E dla odkształcenia o wartości rzędu 0,1%, wyznaczony z zależności (3) podanej przez Robertson’a [16], odpowiada w przybliżeniu parametrowi E_{25}^{ref} :

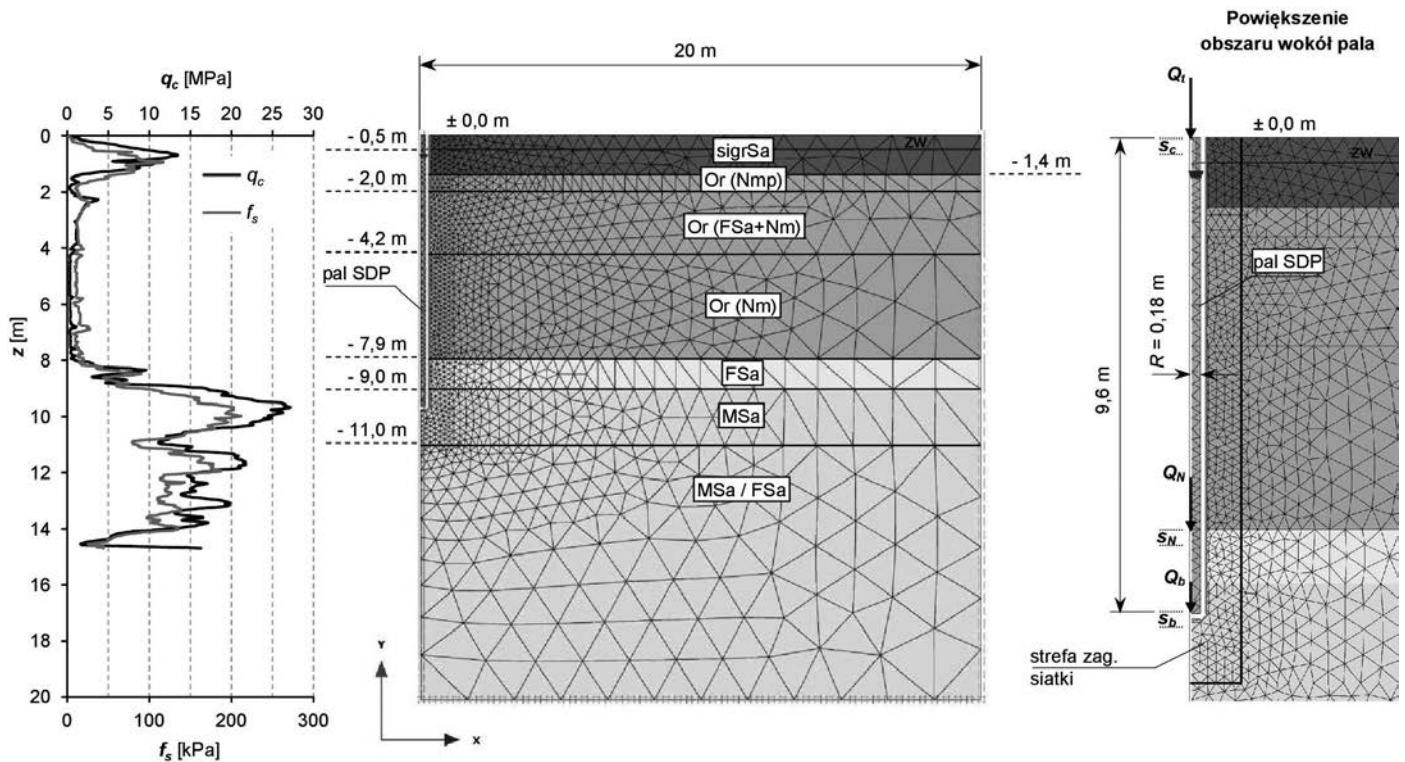
$$E_{25}^{ref} = E = \alpha_E (q_t - \sigma_{v0}) \quad (3)$$

gdzie:

α_E – współczynnik zależny od wskaźnika rodzaju gruntu I_c [–],
 q_t – poprawiony opór na stożku sondy CPT [kPa],
 σ_{v0} – składowa pionowa naprężenia całkowitego w gruncie [kPa].

Zależność między modułami E_{25}^{ref} i E_{50}^{ref} zaproponował Engels [18]:

$$E_{25}^{ref} / E_{50}^{ref} = 1,4 \quad (4)$$



Rys. 1. Obliczenia w układzie osiowym symetrycznym 2D – wyniki sondowania CPTU oraz układ geometryczny z dyskretyzacją

Tabl. 1. Parametry betonu i warstw gruntowych, przyjęte do obliczeń

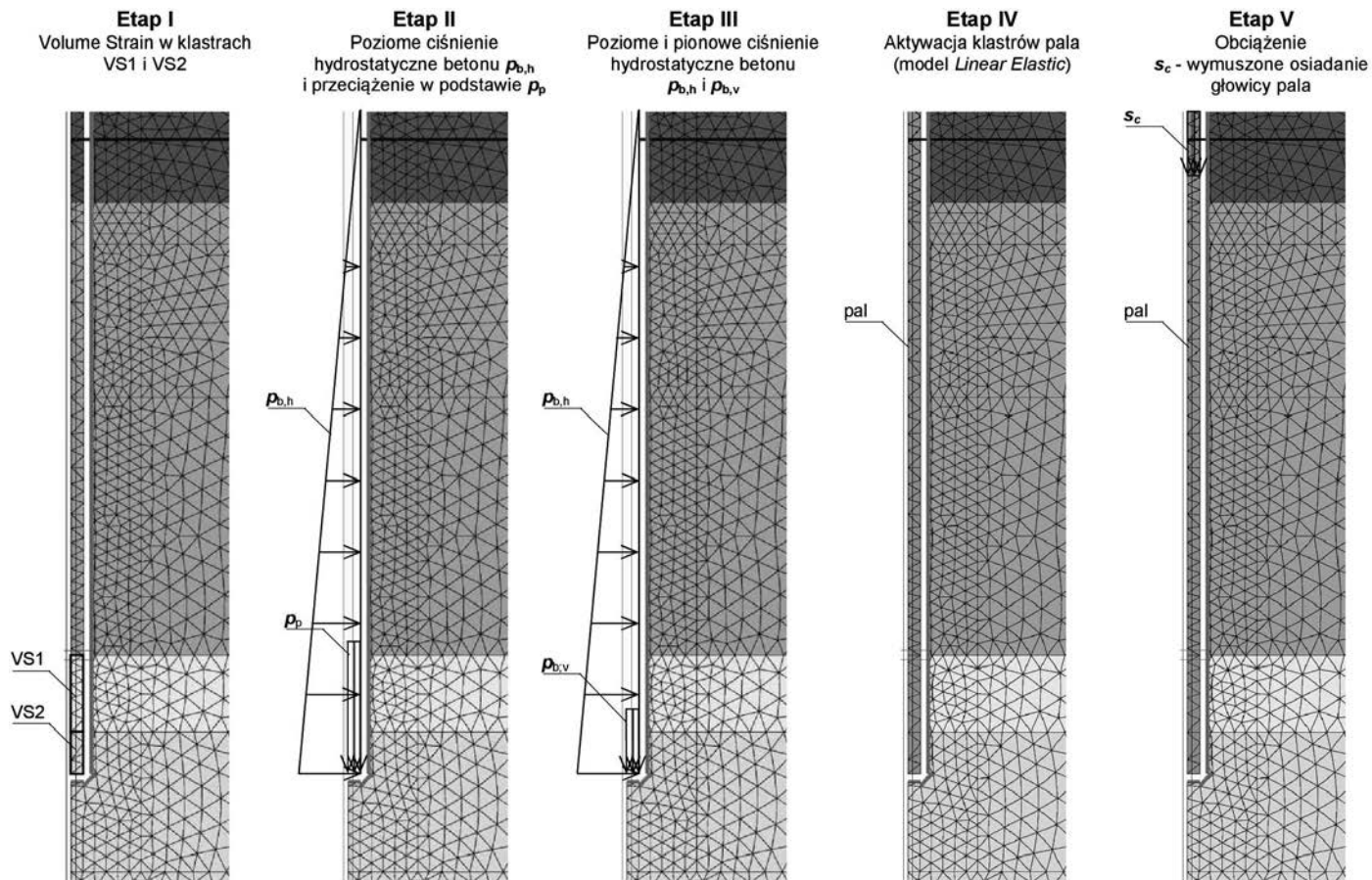
Materiał		Beton	sigrSa	Or (Nmp)	Or (FSa+Nm)	Or (Nm)	FSa	MSa	MSa/FSa
Model		LE	HS	MC	MC	MC	HS	HS	HS
γ	[kN/m ³]	24	16,7	10	14	8	16	18	18
γ_{sr}	[kN/m ³]	–	19,2	16,6	16,4	16,1	18,3	20,3	20,3
E	[GPa]	30	–	–	–	–	–	–	–
E	[MPa]	–	–	3,45	4,53	3,25	–	–	–
E_{50}^{ref}	[MPa]	–	28,83	–	–	–	39,21	75,98	75,49
ϕ'	[°]	–	38	13,5	14,5	8,35	33	38	37
c'	[kPa]	–	1	1	1	1	1	1	1
ψ	[°]	–	8	0	0	0	3	8	7

Proces instalacji pala SDP podzielono na cztery etapy obliczeniowe (rys. 2). W pierwszym etapie odwzorowano wzrost składowej radialnej naprężenia w gruncie wokół pobocznicy pala wywołany rozpieraniem gruntu przez świdra w kierunku poziomym. Efekt ten wymodelowano za pomocą procedury VS aktywowanej w obszarach pala VS1 i VS2, zaznaczonych na rys. 2. W drugim etapie zadano poziome ciśnienie hydrostatyczne mieszanki betonowej $p_{b,h}$, które spowodowało częściowe odprężenie gruntu wokół pobocznicy pala. W tym samym etapie, w poziomie podstawy pala, przyłożono obciążenie pionowe p_p o wartości większej niż ciśnienie betonu $p_{b,h}$ na tej rzędnej. Obciążenie to miało odwzorować efekt nacisku świdra na grunt pod jego podstawą. W trzecim etapie, obciążenie w podstawie przywrócono do wartości ciśnienia hydrostatycznego betonu $p_{b,v}$. Ostatni etap to zamiana modelu gruntowego na model beto-

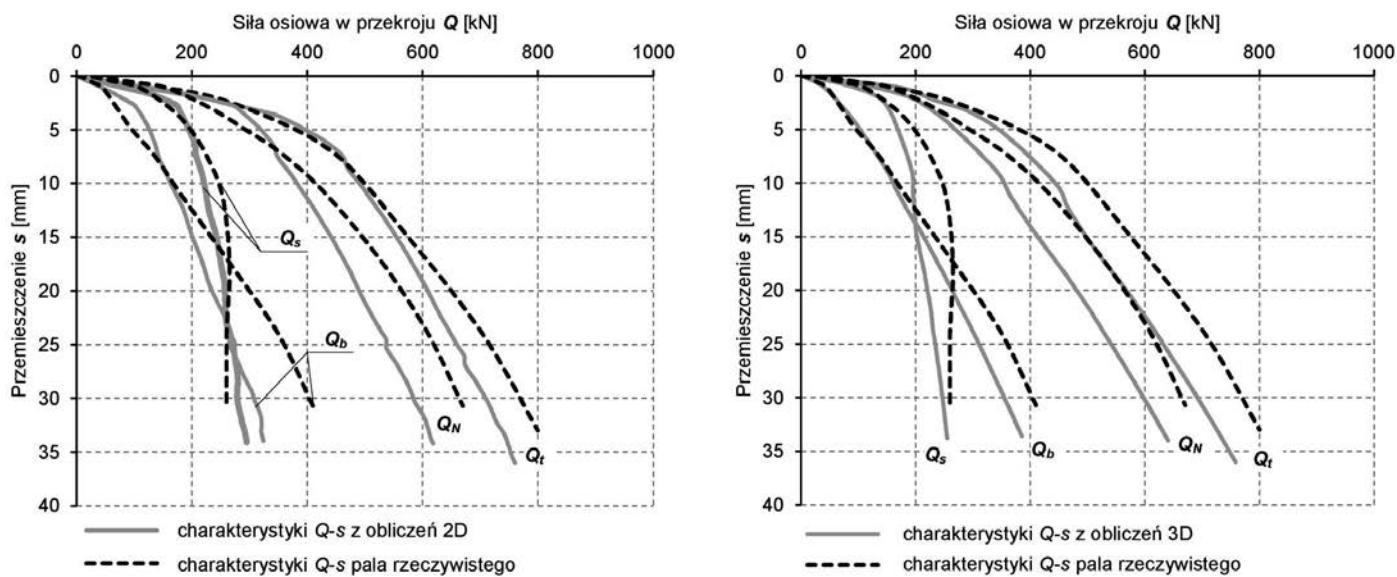
nu (model Linear Elastic) w klastrach przypisanych do geometrii pala z jednoczesną dezaktywacją obciążenia symulującego ciśnienie mieszanki betonowej. Po procesie instalacji pala przeprowadzono symulację próbnego obciążenia pala za pomocą narastającego wymuszenia przemieszczeń pionowych jego głowicy do wartości 10% D .

W badanych próbach obliczeniowych dobierano wartości parametru ϵ_{vol} sterującego procedurą VS w obszarach VS1 i VS2 oraz obciążenie przeciążające w podstawie pala p_p tak, aby uzyskać możliwie najlepszą zgodność charakterystyk osiadania pala z wynikami obciążenia pala rzeczywistego.

Stwierdzono, że zadowalające wyniki osiąga się przy $\epsilon_{vol} = 18\%$ w obszarze VS1 (oddziałuje on na otaczający grunt tak jak część przemieszczeniowa świdra), $\epsilon_{vol} = 5\%$ w obszarze



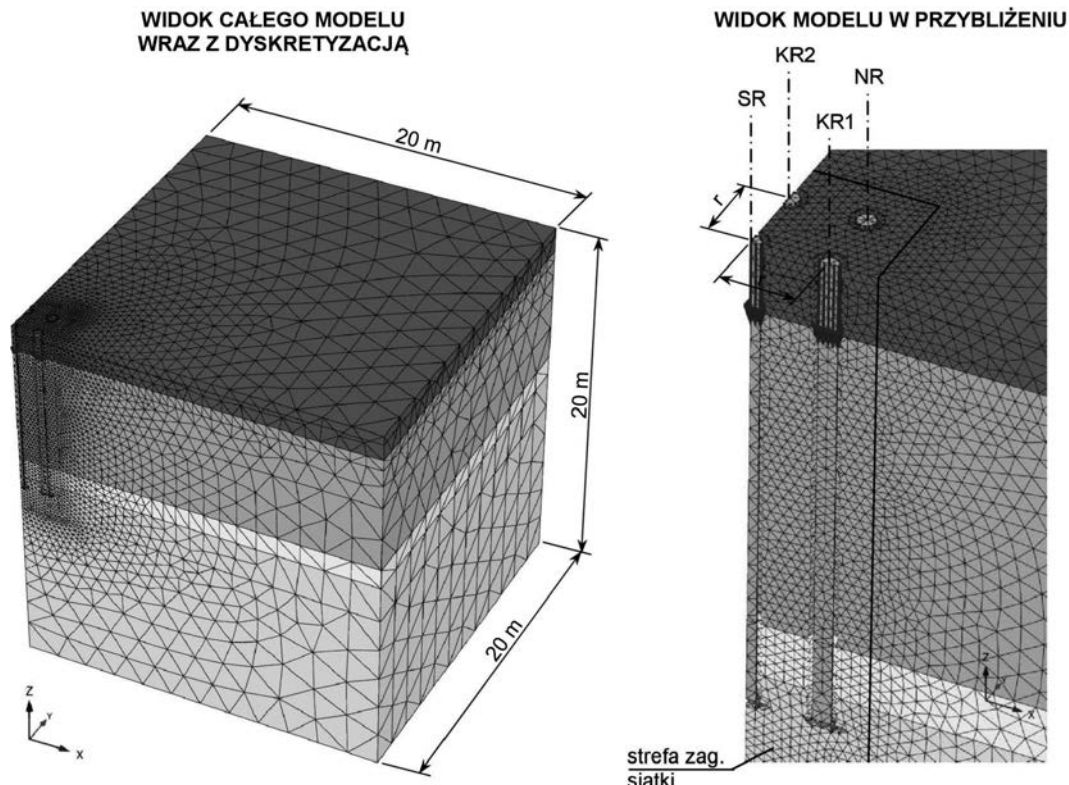
Rys. 2. Etapy obliczeniowe procesu instalacji pala SDP wraz z statycznym obciążeniem



Rys. 3. Porównanie charakterystyk $Q-s$ pala SDP pracującego pojedynczo, rzeczywistych i obliczonych a) w analizie 2D bez sąsiednich pali, b) w analizie 3D z uwzględnieniem sąsiednich pali

VS2 (tuż przy podstawie pala, gdzie efekty instalacji w gruncie wywołane są oddziaływaniem części spiralnej świdra) oraz przeciążeniu gruntu pod podstawą pala do wartości $p_p = 1500$ kPa. Porównanie charakterystyk $Q-s$ pala otrzymanych z obliczeń i charakterystyk rzeczywistych przedstawiono na rys. 3a. Wynik porównania można ocenić jako zadowalający.

Podobne procedury symulacyjne przeprowadzono w programie Plaxis 3D. Otrzymane wyniki są bardzo zbliżone do otrzymanych z analizy w układzie osiowosymetrycznym 2D. W modelu 3D obliczenia przeprowadzono z dodatkowym uwzględnieniem wpływu wykonania pali sąsiednich. Do modelu dodano pale sąsiadujące SDP (rozstawy osiowe r między



Rys. 4. Obliczenia w przestrzeni 3D – układ geometryczny z dyskretyzacją

palami były równe około $4D$) z odwzorowaniem efektów ich instalacji sposobem opisanym wyżej. Zgodność charakterystyk $Q-s$ dla podstawy i pobocznicy, wyznaczonych z tych obliczeń w odniesieniu do badania rzeczywistego, uległa poprawie (patrz rys. 3b).

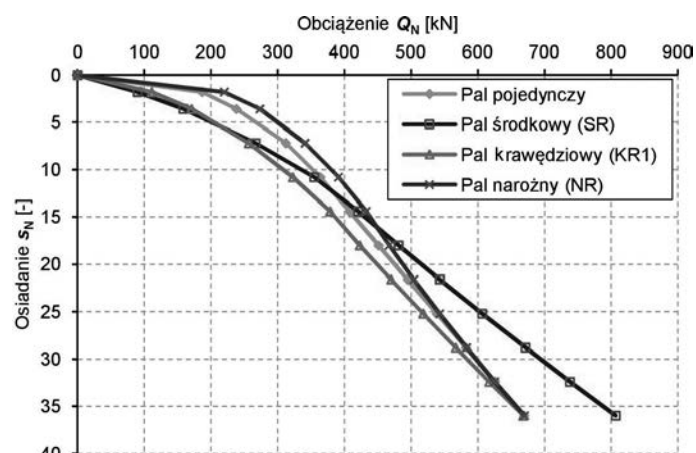
wierzchniach głowic pali jednakowo narastające do wartości $10\%D$. W przypadku grupy pali wolnostojących do głowic pali przykładano narastające obciążenie powierzchniowe o wartości dobranej tak, aby średnie osiadanie całej grupy osiągnęło wartość zbliżoną do $10\%D$.

ANALIZA MES 3D GRUPY PALI

WYNIKI OBLICZEŃ PALI W GRUPIE

Zaprezentowany wyżej uproszczony sposób odwzorowania efektów instalacji pala wykorzystano do obliczeń MES 3D grupy pali SDP złożonej z 9 pali w układzie 3×3 . Przeanalizowano wariant pali połączonych sztywnym oczepem i wariant pali wolno stojących (bez oczepu). W procesie projektowania bardzo często charakterystyki $Q-s$ wyznacza się albo tylko dla pala pojedynczego albo dla grupy pali wolnostojących, natomiast wpływ oczepu lub nadbudowy jest uwzględniany podczas obliczeń statycznych fundamentu lub konstrukcji. Założone w niniejszym artykule warianty obliczeniowe miały na celu określenie wpływu oczepu na charakterystyki osiadania poszczególnych pali w grupie. Wykorzystując symetrię układu względem płaszczyzny xz oraz yz , analizie poddano tylko ćwiartkę całej przestrzeni (rys. 4). Pozwoliło to znacznie obniżyć czasochłonność obliczeń.

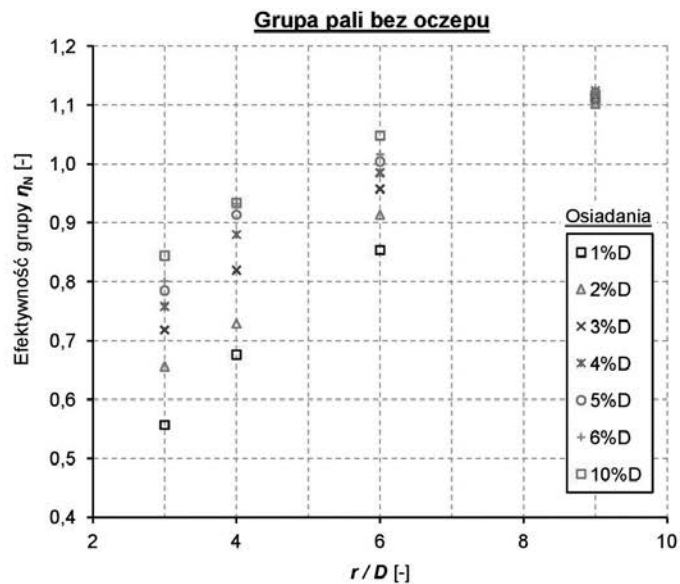
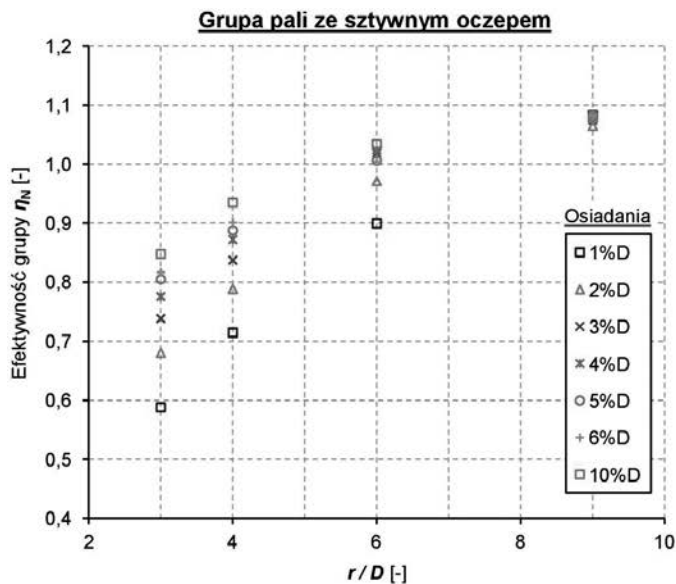
Analizie poddano tylko odcinki pali znajdujące się w warstwach gruntów nośnych niespoistych, zalegających poniżej rzędnej $-7,9$ m p.p.t. Z obliczeń wyznaczono charakterystyki $Q-s$ poszczególnych pali w grupie. Na rys. 5 zaprezentowano



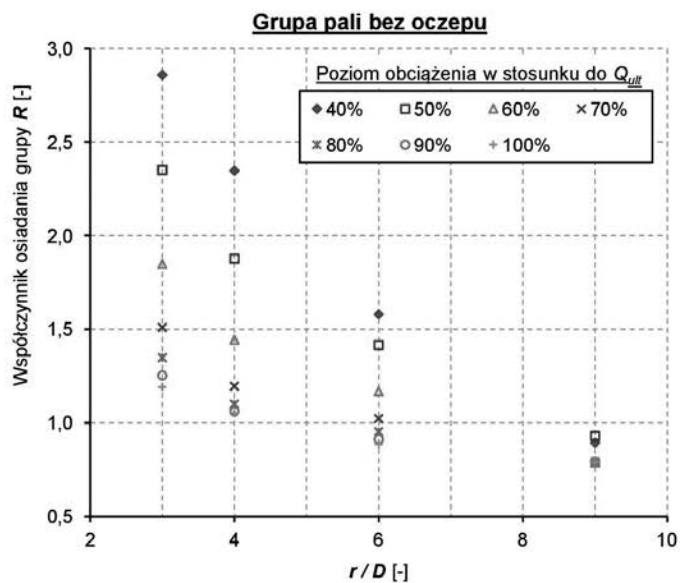
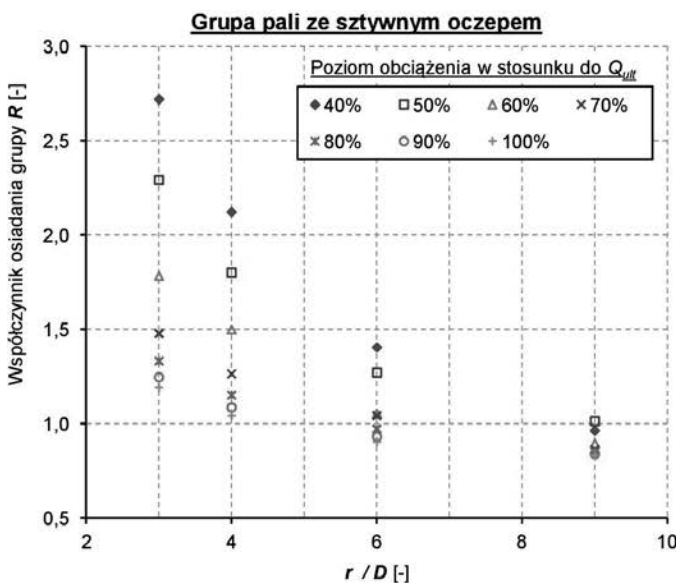
Rys. 5. Przykładowe charakterystyki Q_N-s_N poszczególnych pali w grupie o rzstawach $6D$, połączonych oczepem sztywnym w porównaniu z charakterystyką pala pojedynczego

W obliczeniach przeanalizowano kilka przypadków rozstawów pali: $3D$, $4D$, $6D$ i $9D$. Instalację pali odwzorowywano numerycznie zgodnie z przyjętą sekwencją ich wykonywania (najpierw pal środkowy SR potem pale krawędziowe KR1 i KR2, a na końcu pal narożny NR).

Obciążenie zewnętrzne w przypadku grupy z oczepem zadawano jako wymuszone przemieszczenie przyłożone na po-



Rys. 6. Efektywność całej grupy pali z oczepek sztywnym i bez oczepek w funkcji względnego rozstawu osiowego pali z uwzględnieniem poziomu osiadań grupy w odniesieniu do średnicy pala D



Rys. 7. Współczynnik osiadania grupy pali z oczepek sztywnym i bez oczepek w funkcji względnego rozstawu osiowego pali z uwzględnieniem poziomu obciążenia grupy w stosunku do nośności granicznej pala pojedynczego zwielowrotnionej przez liczbę pali w grupie

przykładowe wykresy $Q-s$ dla grupy pali o rozstawie 6D z oczepek sztywnym.

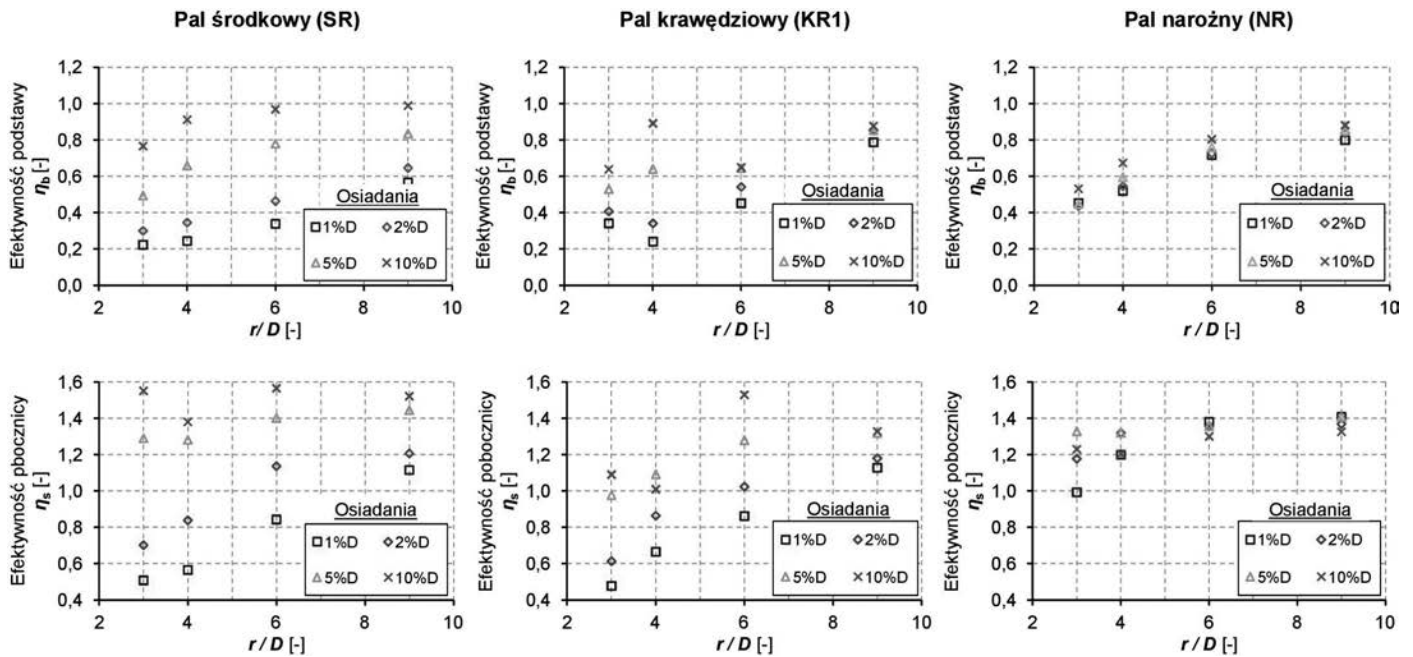
Porównanie uzyskanych wyników obliczeń przedstawiono w postaci zmienności efektywności grupy η_N w gruncie nośnym w funkcji względnego rozstawu osiowego pali r/D dla różnych wartości osiadań fundamentu odniesionych procentowo do wymiaru średnicy pala D . Na rys. 6 zaprezentowano wykresy dla grupy o różnych rozstawach pali z oczepek sztywnym i dla grupy pali wolnostojących.

Na rys. 7 przedstawiono zmienność współczynnika osiadania grupy pali R w funkcji względnego rozstawu osiowego pali. Zmienność tę również pokazano w zależności od poziomu obciążenia porównawczego, wyrażonego jako procentowa wartość obciążenia grupy do obciążenia granicznego $Q_{N,ult}$ pala pojedynczego pomnożonego przez liczbę 9 pali.

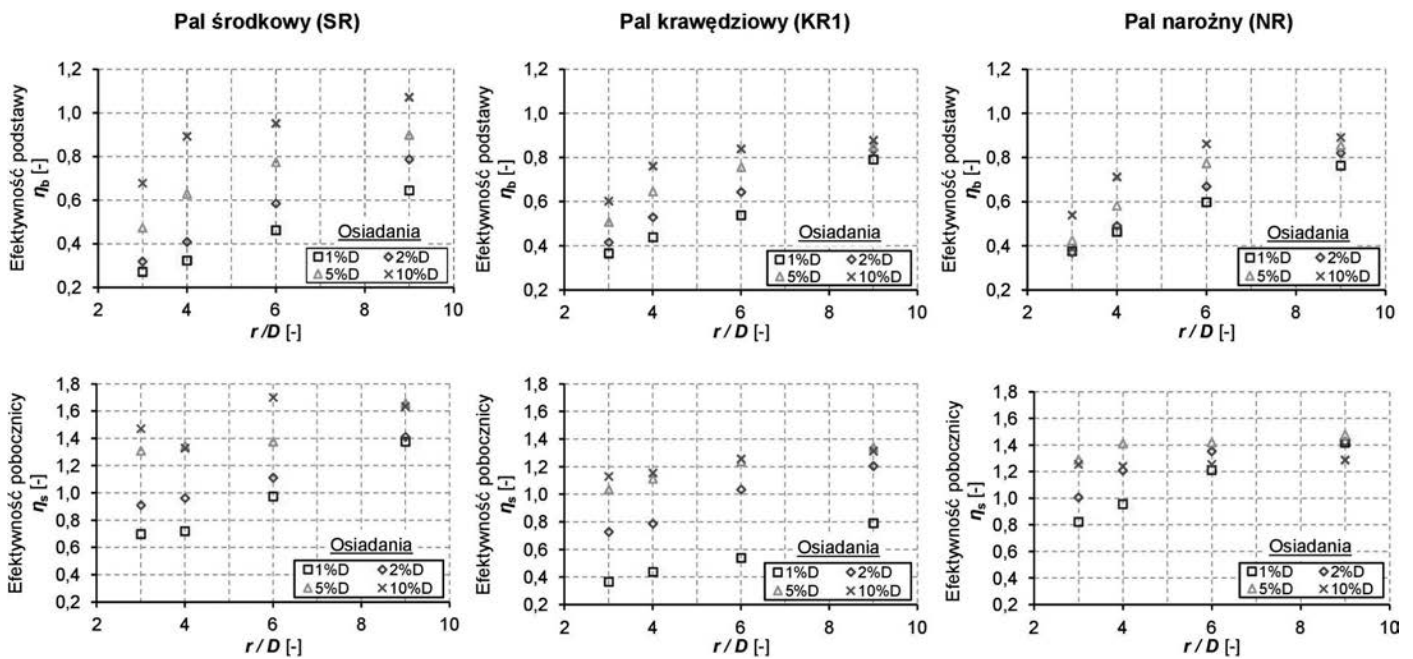
Przeanalizowano również wartości współczynnika efektywności η_N dla poszczególnych pali w grupie z dodatkowym rozdziałem na efektywność podstaw i pobocznicy pali (dla odcinków pali zagłębionych w gruntach nośnych). Wyniki analiz dla grupy pali z oczepek przedstawiono na rys. 8, a dla grupy wolnostojącej – na rys. 9.

WNIOSKI

W niniejszym artykule wykazano, że uproszczone, zastępcze sposoby numerycznego odwzorowania efektów instalacji pala SDP mogą być z powodzeniem wykorzystywane do wyznaczania charakterystyk współpracy pala z gruntem niespoistym. Należy zaznaczyć, że do uogólnienia parametrów kalibracji tych



Rys. 8. Efektywności podstaw i pobocznic pali w warstwie nośnej w funkcji względnego rozstawu pali z uwzględnieniem poziomu osiadania pała w odniesieniu do jego średnicy D dla przypadku fundamentu z oczepem sztywnym



Rys. 9. Efektywności podstaw i pobocznic pali w warstwie nośnej w funkcji względnego rozstawu pali z uwzględnieniem poziomu osiadania pała w odniesieniu do jego średnicy D dla przypadku fundamentu bez oczepu

procesów potrzebne są testy oparte na większej liczbie badań pali rzeczywistych.

Właściwy sposób kalibracji powinien odnosić się nie tylko do charakterystyki całkowitej Q -s, ale również do składowych charakterystyk oporów pobocznicy i podstawy pała. Niektórzy badacze porównywali tylko charakterystyki całkowite (np. Dijkstra [3]) albo odpowiednie składowe naprężenia mierzone w pojedynczym punkcie ośrodka gruntowego przylegającego do pobocznicy i podstawy pała (np. Dijkstra [3], Pham [15]).

Prawidłowe odwzorowanie stanu naprężenia i zmian w strukturze gruntu po instalacji pała pojedynczego SDP pozwala na przeniesienie takiego sposobu symulacji i analizę wzajemnego oddziaływania pali pracujących w grupie.

Analizy obliczeniowe MES wykazały wyraźną zależność efektywności pali SDP w grupie od wzajemnego rozstawu pali i od wartości osiadania całej grupy. Zarówno grupa z oczepem, jak i bez oczepu wykazuje efektywności mniejsze niż 1 w zakresie osiadań poniżej 5% średnicy pali D i w przypadku roz-

stawów pali mniejszych niż $6D$. Przy większych wartościach osiadań i dla przypadków większych rozstawów (powyżej $6D$ – rzadko jednak spotykanych w rzeczywistości) efektywności pali w grupie mogą osiągać wartości większe niż 1. Grupa pali połączonych oczepem sztywnym wykazuje nieco wyższą efektywność niż grupa pali bez oczepu.

Podobne tendencje wykazuje parametr R opisujący relację osiadania grupy pali w stosunku do osiadania pala pojedynczego. Relacja ta zależy od rozstawów pali w grupie i od poziomu obciążenia. Przy małych rozstawach grupa osiada zdecydowanie więcej niż pal pojedynczy. Wraz ze wzrostem rozstawów pali, różnice w osiadaniach grupy i pala pojedynczego maleją. Dla rozstawów większych niż $6D$ i poziomów obciążeń większych niż $80\% Q_{ult}$ grupa pali może osiadać mniej niż pal pojedynczy.

Polepszenie się charakterystyk pali SDP w grupie przy większych rozstawach, zdaniem autorów, wynika z mniejszego wpływu osiadań gruntu zalegającego pod podstawami pali.

Analizując efektywności podstaw i pobocznice pali w grupie, zarówno z oczepem, jak i bez oczepu, w zależności od ich lokalizacji możemy zauważyć, że podstawy pali w grupie przenoszą mniejsze obciążenia w porównaniu z palem pojedynczym. Z kolei pobocznice pali w grupie mogą przenosić mniejsze lub większe obciążenia niż pal pojedynczy w zależności od rozstawów pali i poziomu osiadania.

Ponadto zaobserwowano, że różnice w wartościach efektywności i wskaźnika osiadań całej grupy ze sztywnym oczepem i bez oczepu są niewielkie (mniejsze niż 0,1). Wpływ sztywności oczepu jednak nie może być pomijany ze względu na zaobserwowane większe różnice w dystrybucji obciążenia zewnętrznego na poszczególne pale w grupie. Zagadnienie to wymaga jednak obszerniejszych analiz.

Wnioski sformułowane powyżej świadczą o dużym stopniu złożoności zagadnienia zachowania się pali w grupie. Fundamentów na grupie pali nie należy rozpatrywać i projektować tylko pod kątem nośności, ale trzeba brać pod uwagę również dopuszczalny poziom osiadania fundamentu oraz rozkład obciążeń na poszczególne pale w grupie.

Celem artykułu było nie tyle przedstawienie procedury modelowania MES grupy pali SDP w układzie 3D, która do celów praktycznych jest zbyt zawiła i czasochłonna, co zwrócenie uwagi na wzajemne interakcje poszczególnych pali w grupie i różnice w charakterystykach $Q-s$ w stosunku do charakterystyki pala pojedynczego. Opracowanie prostszych i bardziej przydatnych praktycznie metod określania charakterystyk pali w grupie będzie przedmiotem dalszych prac badawczych autorów.

LITERATURA

1. Briaud J. L., Tucker L. M., Ng E.: Axially loaded 5 pile group and single pile in sand. Proceedings of the 12th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 1989, t. 2, 1121-1124.
2. Cudmani R., Sturm H.: An investigation of the tip resistance in granular and soft soils during static, alternating and dynamic penetration. International symposium on vibratory pile driving and on deep soil vibratory compaction, 2006, 221-231.

3. Dijkstra J., Broere W., van Tol A. F.: 45 Modelling Displacement Pile Installation In A Finite Element Method. Proceedings of the Second BGA International Conference on Foundations, ICOF2008. Brown M. J., Bransby M. F., Brennan A. J. and Knappett J. A. (Editors). IHS BRE Press, 2008. EP93, ISBN 978-1-84806-044-9.2008.
4. Engels S.: Correlating CPT data to stiffness parameters of sand in FEM. Praca Magisterska, Delft University of Technology, 2016.
5. Grabe J., Mahutka K.-P.: Finite-Elemente-Analyse zur Vibrationsrammung von Pfählen. Bautechnik, t. 82, nr 9, 2005, 632-640.
6. Hanna T. H.: The measurement of pore water pressures adjacent to a driven pile. Canadian Geotechnical Journal, t. 4, nr 3/1967, 313-325.
7. Henke S., Grabe J.: Simulation of pile driving by 3-dimensional finite-element analysis. Proceedings of 17th European Young Geotechnical Engineers' Conference, 2006, 215-233.
8. Krasiński A.: Pale przemieszczeniowe wkręcane: współpraca z niespoistym podłożem gruntowym. Wydawnictwo Politechniki Gdańskiej, 2013.
9. Krasiński A., Kusio T.: Pile model tests using strain gauge technology. Studia Geotechnica et Mechanica, t. 37, nr 3, 2015, 49-52.
10. Krasiński A., Kusio T.: Comparative model tests of SDP and CFA pile groups in non-cohesive soil. Studia Geotechnica et Mechanica, t. 36, nr 4, 2014, 7-11.
11. Krasiński A., Kusio T.: Load-settlement characteristics of piles working in a group. Proceedings of the 19th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Seul 2017.
12. Kulhawy F. H., Mayne P. W.: Manual on estimating soil properties for foundation design. Electric Power Research Inst., Palo Alto, CA (USA); Cornell Univ., Ithaca, NY (USA). Geotechnical Engineering Group, 1990.
13. Niekerk W. v.: Berekening van op trek belaste alleenstaande palen. Technical report, Plaxis Gebruikersbijeenkomst, 1996.
14. O'Neill M. W., Vipulanandan C., Ata A., Tan F.: Axial performance of continuous flight auger piles for bearing. Texas Dept. of Transportation report no. 7-3940, t. 2, 1999.
15. Pham H. D., Engin H. K., Brinkgreve R. B. J., Van Tol A. F.: Modelling of installation effects of driven piles using hypoplasticity. Numerical Methods in Geotechnical Engineering 2010: Proceedings of the 7th European Conference on Numerical Methods in Geotechnical Engineering (Benz T and Nordal S (eds)). CRC Press, Balkema, Leiden, the Netherlands, 2010, 261-266.
16. Robertson P. K., Cabal K. L.: Guide to cone penetration testing for geotechnical engineering. Gregg Drilling and Testing Inc., USA, 2010, 6-15.
17. Tejchman A.: Nośność i praca pali w grupie, Część I. Badania modelowe. Archiwum Hydrotechniki, nr 3, 1970.
18. Tejchman A. F., Model investigations of pile groups in sand, Journal of Soil Mechanics & Foundations Div, t. 99, nr sm2, 1973.
19. Van Baars S., Van Niekerk W. J., Numerical modelling of tension piles, International symposium on beyond 2000 in computational geotechnics, 1999, 237-246.
20. Vesić A. S., A Study of Bearing Capacity of Deep Foundations. School of Civil Engineering, Georgia Institute of Technology, 1967.

PODZIĘKOWANIE: Obliczenia numeryczne, których wyniki zaprezentowano w artykule, zostały wykonane przy użyciu oprogramowania **Plaxis 2D & 3D 2017 Suite**, którego zakup w dużej części zrealizowano dzięki wsparciu firm: **Keller Polska, Menard Polska oraz Aarsleff**.