

# Mechanizm współpracy za gruntem pali prefabrykowanych wbijanych w świetle próbnych obciążeń pali oprzyrządowanych

Dr hab. inż. Adam Krasieński, prof. uczelni, prof. dr hab. inż. Kazimierz Gwizdała, mgr inż. Tomasz Kusio,  
dr inż. Paweł Więclawski, mgr inż. Mateusz Wiszniewski  
Politechnika Gdańska, Wydział Inżynierii Lądowej i Środowiska

Od kilkunastu lat wykonuje się w Polsce próbne obciążenia statyczne pali z dodatkowym oprzyrządowaniem pomiarowym umieszczonym w trzonie pala (ang. *instrumented piles*). Procedura przeprowadzania tego rodzaju badań oraz interpretacja ich wyników szczegółowo opisano, między innymi w pracach [1, 8, 9, 10 i 11]. Badania takie, oprócz wykresu obciążenie – osiadanie ( $Q-s$ ), dostarczają kilku dodatkowych informacji na temat współpracy pala z podłożem gruntowym, między innymi rozdziału obciążenia na pobocznice i podstawę pala oraz mobilizacji oporów gruntów w poszczególnych warstwach wzdłuż pala.

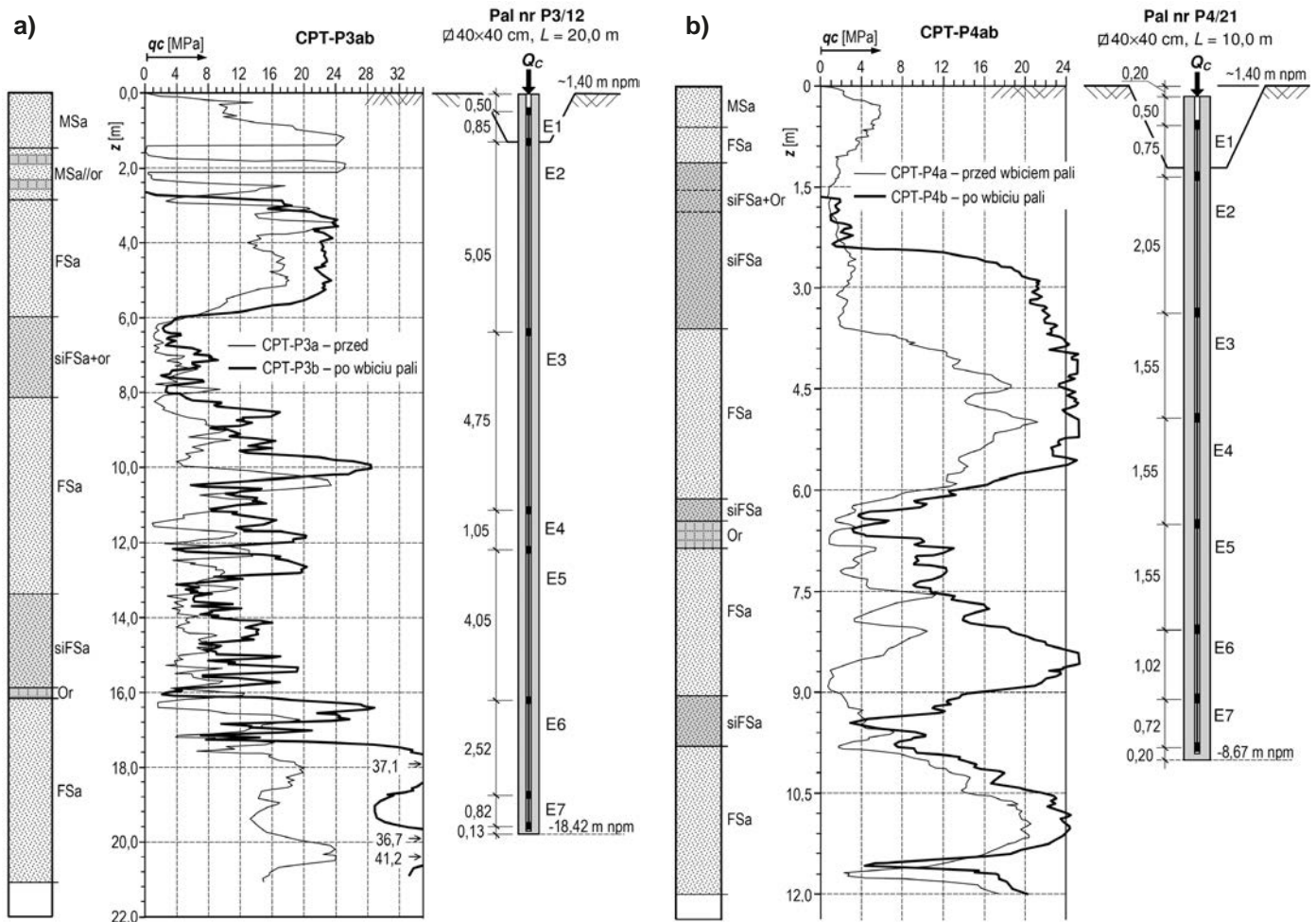
Artykuł poświęcony jest próbnym obciążeniom oprzyrządowanych pali prefabrykowanych wbijanych. Przeprowadzono je w 2016 roku i były to jedne z pierwszych tego rodzaju badań pali prefabrykowanych w Polsce. Wcześniej, próbne obciążenia z oprzyrządowaniem pomiarowym przeprowadzono głównie na palach monolitycznych (na przykład wierconych, przemieszczeniowych wkręcanych), w których całą aparaturę pomiarową instalowano w trzonie pala tuż przed lub w trakcie jego betonowania. W palach żelbetowych prefabrykowanych instalację taką należy częściowo wmontować na etapie prefabrykacji, co stanowi dodatkowy problem techniczny i organizacyjny. Badania oprzyrządowanych pali prefabrykowanych wbijanych, ale z zastosowaniem nieco innego systemu, wykonał w Polsce również Sahajda [15], których wyniki opublikował w 2015 roku.

W artykule przedstawiono przebieg oraz wyniki próbnych obciążeń dwóch pali prefabrykowanych oprzyrządowanych zrealizowanych na budowie wiaduktu drogowego w Elblągu. Przedsięwzięcie naukowo-badawcze zorganizowano przy pomocy i we współpracy z firmami wykonawczymi Aarsleff i Budimex oraz w porozumieniu z GDDKiA Oddział w Gdańsku. Badania i uzyskane wyniki pozwoliły na dokonanie kilku ciekawych spostrzeżeń w zakresie problematyki próbnych obciążeń oprzyrządowanych pali prefabrykowanych oraz charakteru ich współpracy z podłożem gruntowym.

## OPIS BADANYCH PALI I WARUNKÓW GRUNTOWYCH

Próbne obciążenia wykonano na palach prefabrykowanych nr P3/12 i P4/21 o przekroju  $40 \times 40$  cm i znacznie różniących się długością. Pal nr P3/12 miał długość  $L = 20,0$  m i wykonany był z dwóch łączonych prefabrykatów o długościach: dolny  $L_1 = 8$  m, górny  $L_2 = 12$  m. Pal nr P4/21, o długości  $L = 10$  m, wykonany był z pojedynczego prefabrykatu. Badane pale wchodziły w skład fundamentów podpór wiaduktu drogowego w ciągu ul. Żuławskiej w Elblągu. Pal P3/12 wykonano w obrębie fundamentu podpory nr P3, a pal P4/21 w obrębie fundamentu podpory nr P4. Różnice w długościach pali wynikały głównie z różnic w wartościach obciążeń przekazywanych na podpory obiektu. Oba pale wykonano z tej samej klasy betonu C40/50 i o takiej samej konstrukcji przekroju (typ P12) zbrojonym 12 prętami  $\phi 12$  mm ze stali A-IIIIN.

Rejon badań pali znajdował się na północno-wschodnim skraju Żuław Wiślanych. Podłoże gruntowe rozpoznano za pomocą wierceń badawczych i sondowań statycznych CPTU. Poniżej przytoczono wyniki sondowań wykonanych w punktach oddalonych o około 1,0 m od pali badawczych. Sondowania wykonano dwukrotnie – przed i po wbiciu pali, w punktach oddalonych od siebie na około 1,5 m. Według rozpoznania podłoże gruntowe zbudowane było z gruntów piaszczystych przewarstwionych namulami organicznymi i pyłami. Warstwy gruntów piaszczystych znajdowały się pierwotnie w zróżnicowanym stopniu zagęszczenia. Po wbiciu pali uległo ono wyraźnemu zwiększeniu i wyrównaniu. Należy jednak zaznaczyć, że wzrost oporów  $q_c$  sondy CPT (rys. 1) po wbiciu pali był również wynikiem wzrostu stanu naprężenia w podłożu. Zwierciadło wody gruntowej znajdowało się na głębokości około 2,6 m p.p.t. Na rys. 1, obok wykresów oporów  $q_c$  stożka sondy CPT, pomierzonych przed i po wbiciu pali, pokazano również schematy pali badawczych z zaznaczonym układem oprzyrządowania pomiarowego.



Rys. 1. Wykresy sondowań CPT zestawione ze schematami pali prefabrykowanych oprzyrządowanych pomiarowo

## OPIS PRZEBIEGU PRÓBNYCH OBCIĄŻEŃ PALI

W rozpatrywanych palach zastosowano oprzyrządowanie pomiarowe w postaci łańcucha z ekstensometrów wielokrotnego użytku, montowanego wewnątrz rurki stalowej umieszczonej w osi pala. Alternatywnym rozwiązaniem mogłyby być eksten-

sometry tracone, na przykład podczipione do zbrojenia pala przed betonowaniem w zakładzie prefabrykacji, (zastosowane na przykład w badaniach Sahajdy [15]), bądź też specjalne przewody światłowodowe zatopione w trzonie pala. Te ostatnie są najnowszym rozwiązaniem zapewniającym większą dokładność i rozdzielczość pomiaru, ale bardziej kosztownym i obciążonym dużym ryzykiem uszkodzenia w fazie wbijania pali w grunt.

a)



b)



c)



Rys. 2. Zdjęcia z próbnych obciążeń pali prefabrykowanych

a) głowica pala z rurką pomiarową, b) widok ogólny stanowiska badawczego, c) badany pal z widocznymi przewodami oprzyrządowania pomiarowego

Wspomniane rurki stalowe  $\phi 57/2,9$  mm zamontowano w osiach pali w fazie ich prefabrykacji. W przypadku pali łączonych w miejscach złączy należało zastosować odpowiednie uszczelnienie zabezpieczające wnętrze rurki przed dostaniem się wody gruntowej po wbiciu pala w grunt.

Przed próbnym obciążeniem pala odcięto górny fragment jego głowicy o długości około 15 cm w celu odsłonięcia rurki pomiarowej (rys. 2a). Do rurki wprowadzono łańcuch ekstensometryczny złożony z siedmiu odcinków pomiarowych o odpowiednio dobranych długościach (rys. 1). Zastosowano ekstensometrię o konstrukcji strunowej i dokładności pomiaru 0,002 mm. Procedura montażu i zasada działania łańcucha pomiarowego jest ogólnie znana i dokładnie opisana między innymi w pracach [1, 8, 9, 10].

Próbne obciążenia pali przeprowadzono według standardowej procedury zalecanej przez normę polską PN-83/B-2482. Zastosowano stanowiska badawcze kotwione do sąsiednich pali. Obciążenia na pal zadawano za pomocą zestawu dwóch siłowników hydraulicznych o udźwigu 2000 kN każdy, a wartość siły w danym stopniu odczytywano z siłomierzy strunowych. Przemieszczenia głowicy pala w czasie próbnego obciążenia mierzono za pomocą czterech czujników zegarowych o dokładności odczytu 0,01 mm. Fotografie z próbnych obciążeń przedstawiono na rys. 2.

Program badawczy zaplanowano tak, że każdy pal obciążono dwukrotnie, z jednotygodniowym odstępem między pierwszym i drugim obciążeniem. Zamierzano w ten sposób zbadać zjawisko zmiany w czasie warunków współpracy wbijanych pali prefabrykowanych z gruntem oraz zaobserwować różnice w charakterystykach  $Q$ - $s$  pali przy obciążeniu pierwotnym i wtórnym.

## WYNIKI BADAŃ PALI WRAZ Z ICH INTERPRETACJĄ

### Wyniki badania pala P3/12

Na rys. 3 przedstawiono wyniki próbnych obciążeń pala P3/12 w postaci zestawionych łącznie podstawowych wykresów  $Q$ - $s$  z badania pierwotnego (1) i powtórnego (2). Ze względu na znaczną długość pala i związaną z tym dużą jego nośność oraz ograniczenia konstrukcyjne stanowiska nie udało się doprowadzić próbnych obciążeń do siły granicznej. Wstępnie można

zauważyć, że wykresy z obu próbnych obciążeń są podobne. Można zatem stwierdzić, że wbijanie pala daje podobny efekt co wstępne obciążenie, stąd badany pal podczas obciążenia pierwotnego zachowywał się tak jak przy obciążeniu wtórnym. Odmienne zachowanie obserwuje się na przykład w badaniach pali wierconych.

Na rys. 4 przedstawiono rozkłady odkształceń trzonu na długości pala w kolejnych stopniach próbnego obciążenia nr 1 otrzymane z pomiarów ekstensometrycznych. Można zauważyć odchylenie pomiaru w miejscu połączenia prefabrykatów palowych (odcinek E4). Poprawnie wykonane pomiary powinny wykazywać stałą tendencję zmniejszania się odkształceń trzonu pala wraz z głębokością. Zaburzenie pomiaru świadczy o zmniejszonej sztywności przekroju pala w miejscu połączenia prefabrykatów. Identyczne zaburzenie pomiaru zaobserwowano również w badaniu 2, którego wyniku nie zamieszczono ze względu na ograniczoną objętość artykułu. Do dalszych interpretacji pominięto zaburzony wynik pomiaru w odcinku nr E4 pala, jak to pokazano na rys. 4b.

Zgodnie z procedurą interpretacyjną pomierzone odkształcenia przelicza się na siły osiowe w trzonie pala zgodnie z formułą:

$$Q_{i,j} = E_{bsi} \cdot A_i \cdot \varepsilon_{i,j} \quad [kN] \quad (1)$$

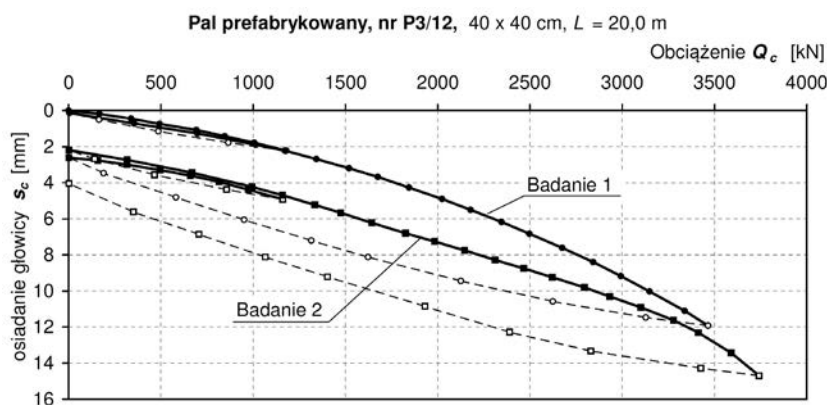
w której:

$E_{bsi}$  – sieczny moduł sprężystości materiału pala w odcinku „i” i w stopniu obciążenia „j” [MPa],

$A_i$  – pole przekroju trzonu pala w odcinku „i” [m<sup>2</sup>],

$\varepsilon_{i,j}$  – odkształcenie trzonu pala w odcinku „i” i w stopniu obciążenia „j” [b.j.].

Wartość modułu  $E_{bsi}$  najlepiej jest wyznaczyć bezpośrednio z pomiarów w górnym odcinku E1 pala (tuż pod głowicą), w którym znane są wszystkie potrzebne wielkości: siła  $Q_{1,j} = Q_{c,j}$ , pole przekroju  $A_1$  i odkształcenia  $\varepsilon_{1,j}$ . Liczne badania wykazały, że moduł sieczny  $E_{bs}$  betonu zmniejsza się nieliniowo z odkształceniami  $\varepsilon$ . Zmienność ta jest znacząca i w celu zwiększenia dokładności powinna być uwzględniona w interpretacji wyników pomiarów (zob. [2, 3, 11]). Wyraźną zmienność modułu  $E_{bs}$  stwierdzono również podczas badań pala nr P3/12, co pokazano na rys. 5. Dodatkowo, występuje różnica między wykresami otrzymanymi w badaniach 1 i 2. Sztywność betonu w głowicy pala w badaniu 2 wykazuje mniejszą zmienność z odkształceniami niż w badaniu 1. Różnice w wartościach modułu  $E_{bs}$  w badaniach 1 i 2 stanowią pewnego rodzaju trudność interpretacyjną, gdyż nie wiadomo, czy są one takie same lub przynajmniej zbliżone we wszystkich odcinkach pomiarowych trzonu pala.



Rys. 3. Podstawowe wykresy próbnych obciążeń pala nr P3/12

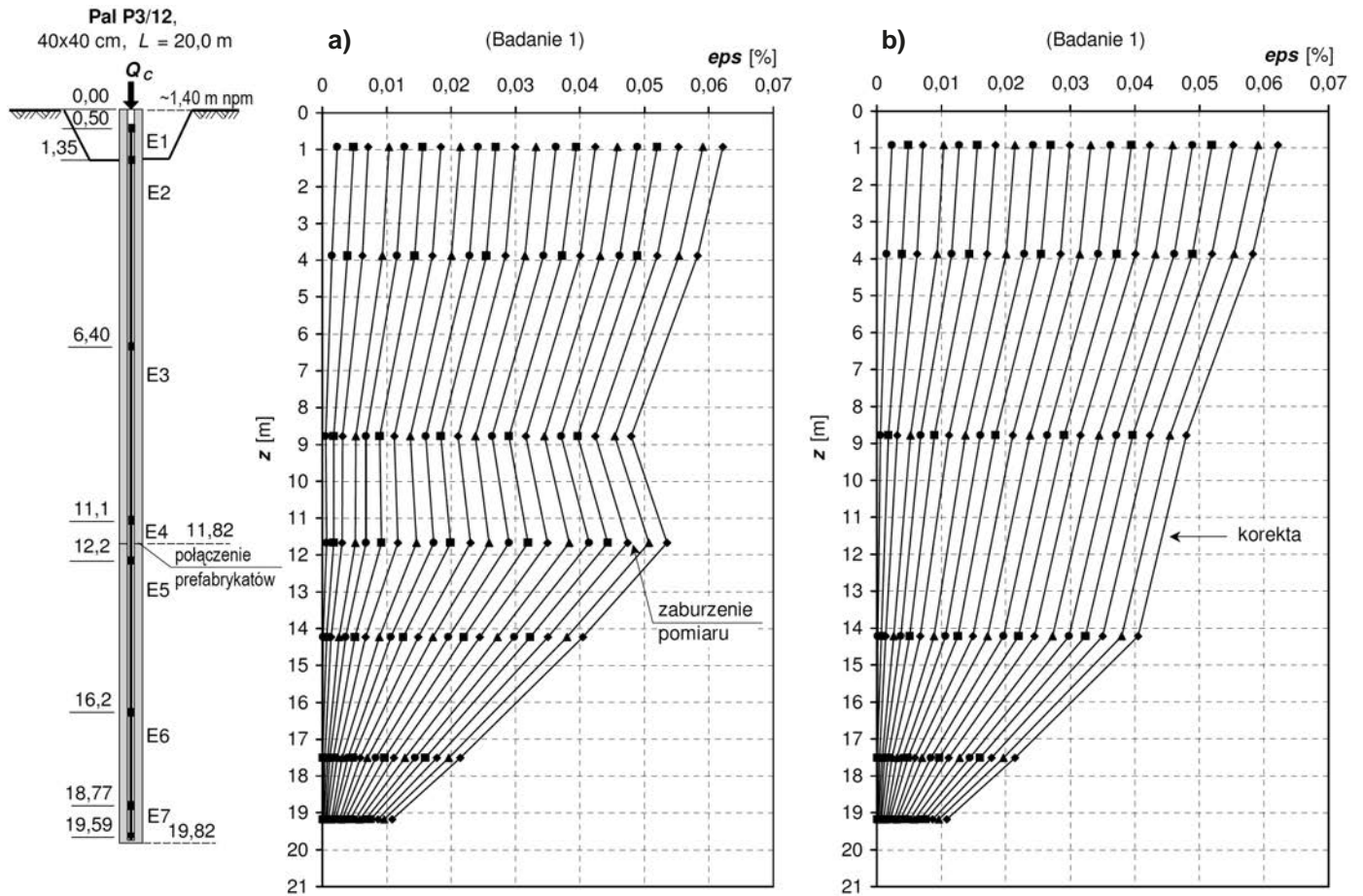


Otrzymane z interpretacji pomiarów w badaniu 1 i 2 wykresy rozkładów wartości siły osiowej w trzonie pala nr P3/12 przedstawiono na rys. 6. W badaniu 1 próbne obciążenie pala doprowadzono do wartości siły  $Q_{max,1} = 3465$  kN, a w badaniu 2 do wartości  $Q_{max,2} = 3742$  kN.

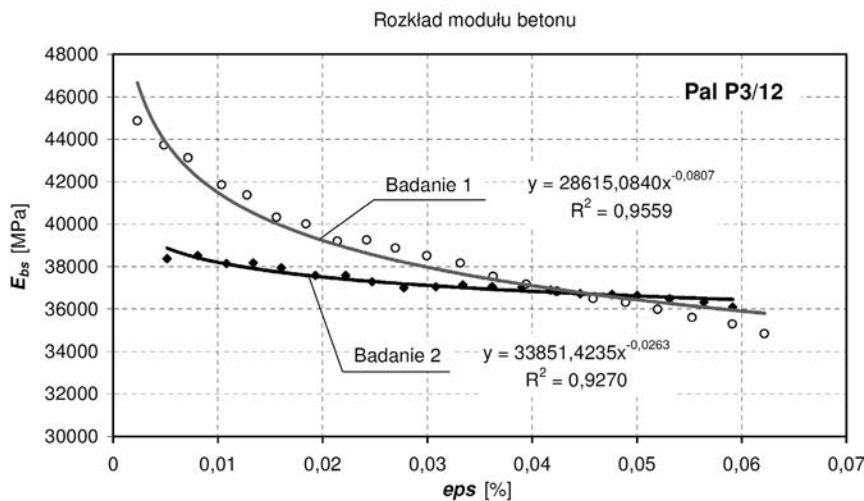
Zauważalne jest duże podobieństwo między rozkładami z obu badań oraz fakt stosunkowo małej wartości siły  $Q$  dochodzącej do podstawy pala ( $Q_b \approx 500$  kN w obu badaniach), stano-

więcej nie więcej niż 15% wartości siły całkowitej  $Q_c$  przyłożonej do głowicy pala.

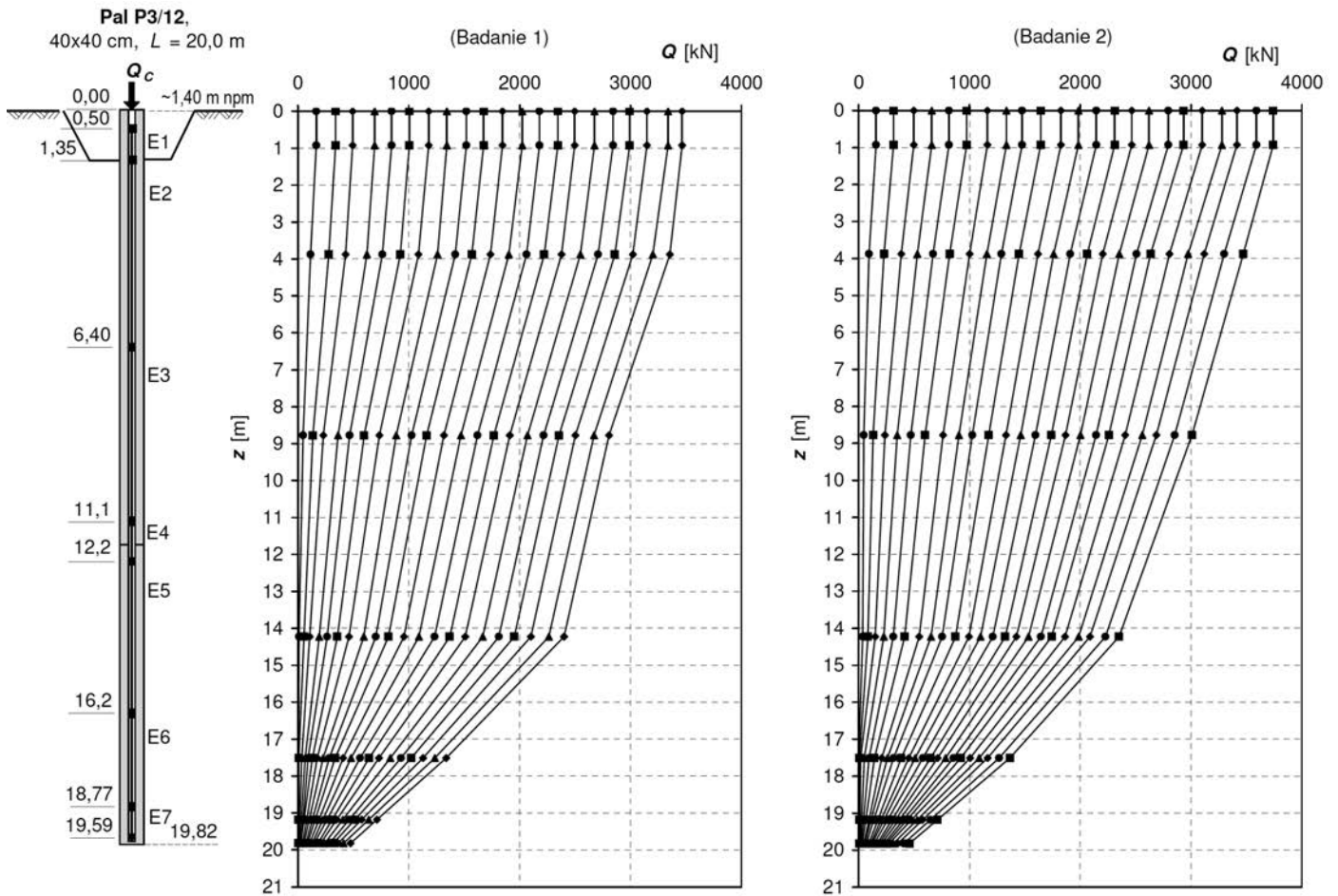
W efekcie dalszych interpretacji wyników otrzymano wykresy charakterystyk  $Q$ - $s$  pala z rozdziałem na całkowity opór poboczniczy  $Q_s$  i opór podstawy  $Q_b$ , które dla badań 1 i 2 przedstawiono wspólnie na rys. 7. Można zauważyć, że wykresy z obu badań są podobne i tylko nieznacznie różnią się między sobą po przekroczeniu wartości siły  $Q_c = 2000$  kN. Jest to kolejne



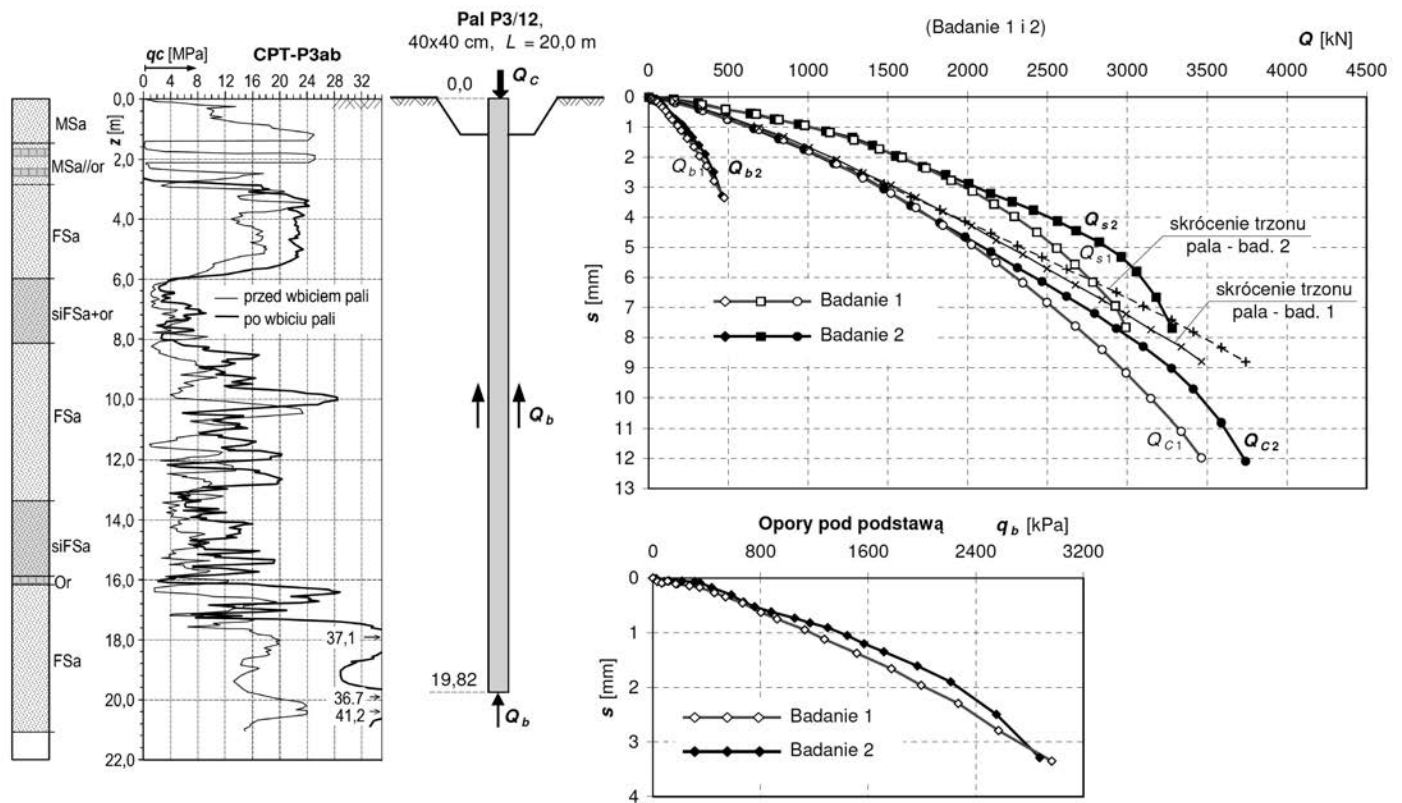
Rys. 4. Pomierzone rozkłady odkształceń trzonu pala podczas próbnego obciążenia pala nr P3/12: a) wykres oryginalny, b) wykres skorygowany



Rys. 5. Pomierzone w odcinku E1 rozkłady siecznego modułu sprężystości betonu w palu nr P3/12



Rys. 6. Zinterpretowane rozkłady siły osiowej w trzonie pala podczas próbnych obciążeń pala nr P3/12

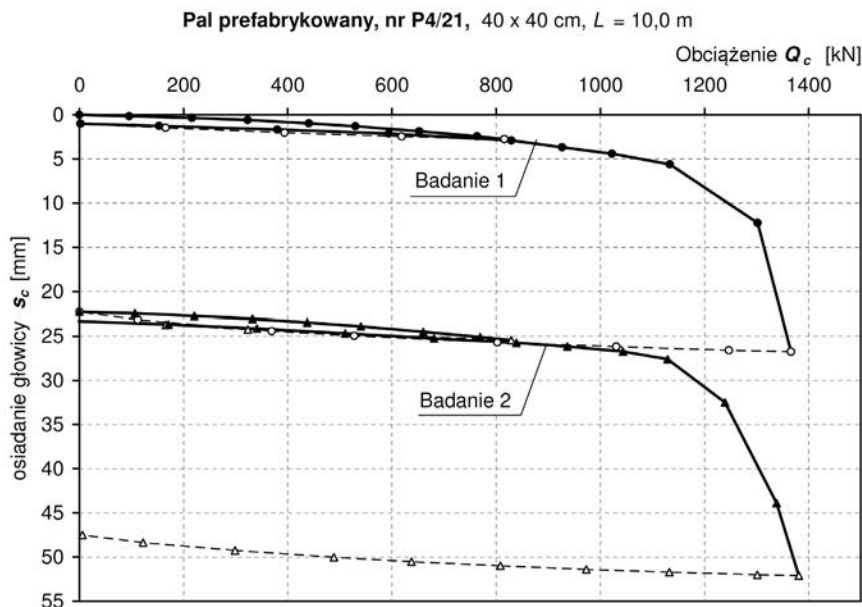


Rys. 7. Charakterystyki  $Q$ - $s$  otrzymane z próbnych obciążeń pala nr P3/12

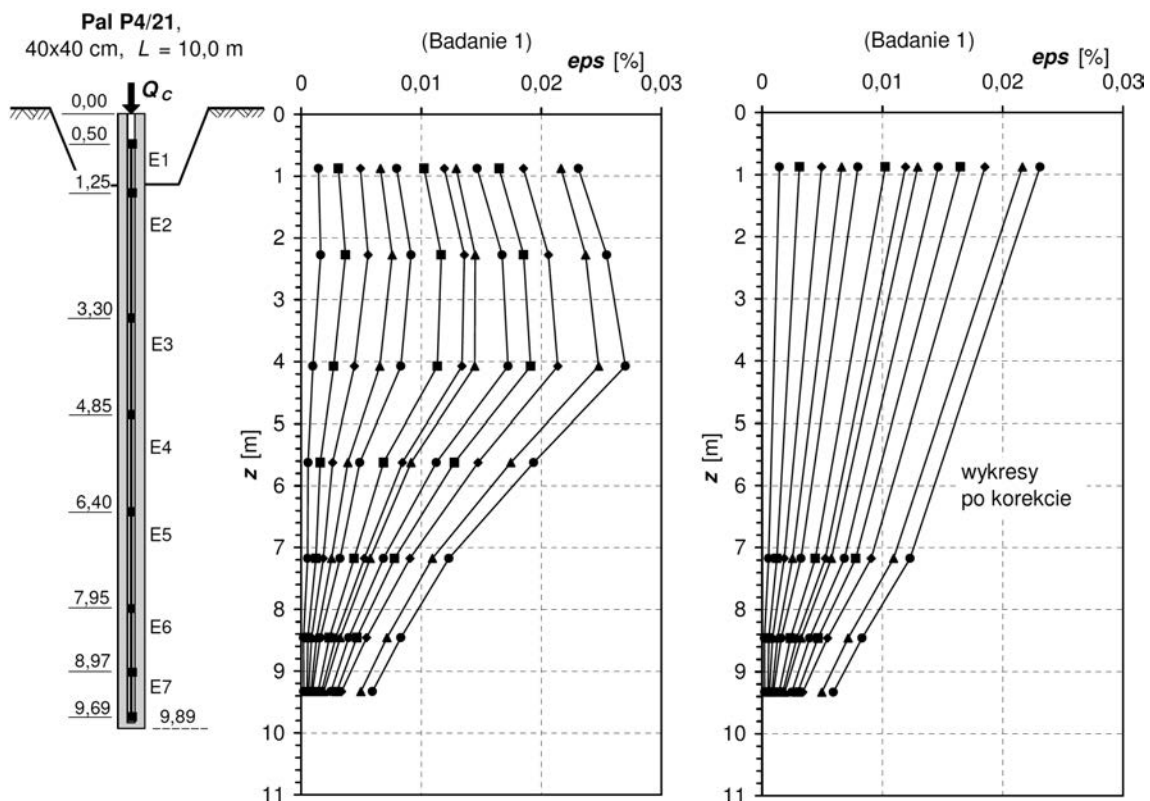
potwierdzenie postawionej wcześniej tezy o wpływie wbijania na charakterystykę pracy pała w gruncie. Ponownie zauważalna jest stosunkowo mała mobilizacja oporu podstawy pała  $Q_b$ , natomiast szybka mobilizacja i duża wartość oporu pobocznic  $Q_s$ . Zjawisko takie jest efektem występowania siły rezydualnej w trzonie pała, co będzie szerzej opisane w dalszej części artykułu. Należy jeszcze zwrócić uwagę, że w rozpatrywanym badaniu około 75% wartości osiadania głowicy jest generowane przez skrócenie własne trzonu pała.

## Wyniki badania pała P4/21

Wyniki badań pała P4/21 przedstawiono według podobnego schematu jak w przypadku pała P3/12. Na rys. 8 zestawiono łącznie podstawowe wykresy  $Q-s$  z próbnych obciążeń nr 1 i 2. Tym razem w obu badaniach osiągnięto stan graniczny nośności pała. Charakterystyki współpracy pała z gruntem są w obu badaniach niemal identyczne, co jest kolejnym potwierdzeniem ko-



Rys. 8. Podstawowe wykresy z próbnych obciążeń pała nr P4/21



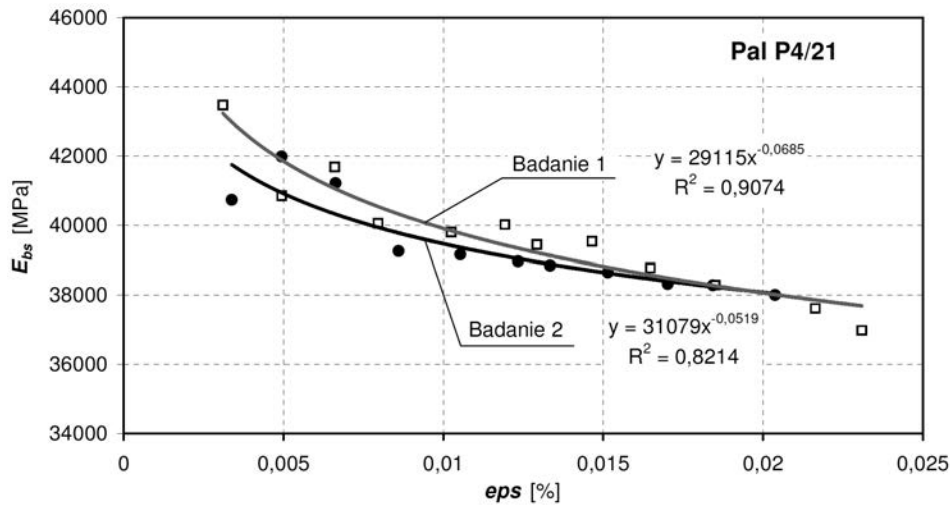
Rys. 9. Pomierzone i skorygowane rozkłady odkształceń trzonu pała podczas próbnego obciążenia pała nr P4/21



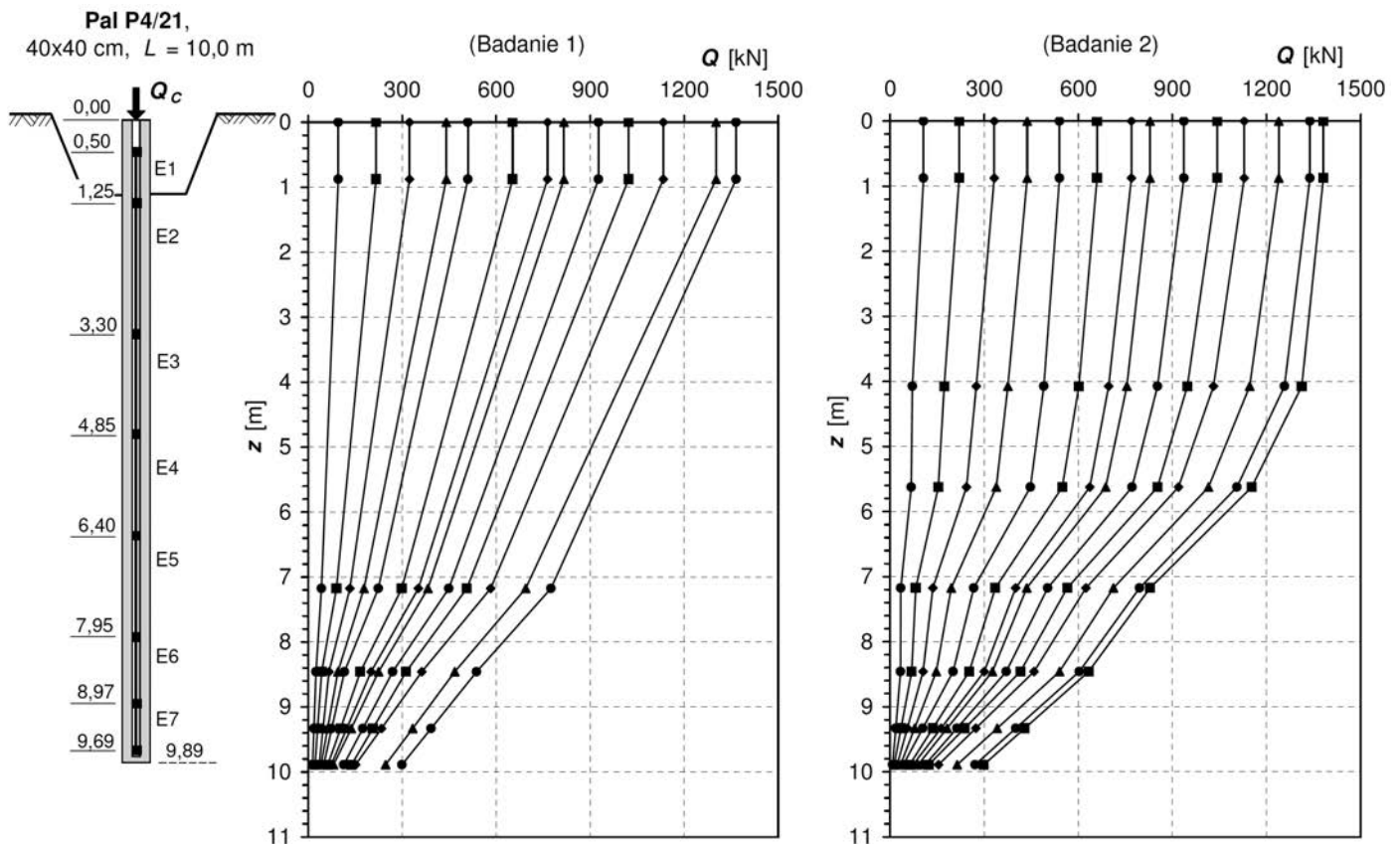
rzystnego wpływu wbijania pała. Nie stwierdzono efektu zwiększenia się sztywności i nośności pała w czasie przy powtórnych obciążeniach.

Na pionowych rozkładach odkształceń trzonu pała, przedstawionych na rys. 9, można ponownie zauważyć zaburzenia w pomiarach na odcinkach nr E2, E3, jak również na odcinku E4. Zaburzenia te nie są tak jednoznaczne w wyjaśnieniu jak zaobserwowane w badaniu pała P3/12, które wystąpiło w miejscu połączenia prefabrykatów. Zaburzenia pomiarowe w pału P4/21 mogły mieć związek z osłabieniami przekroju pała, wy-

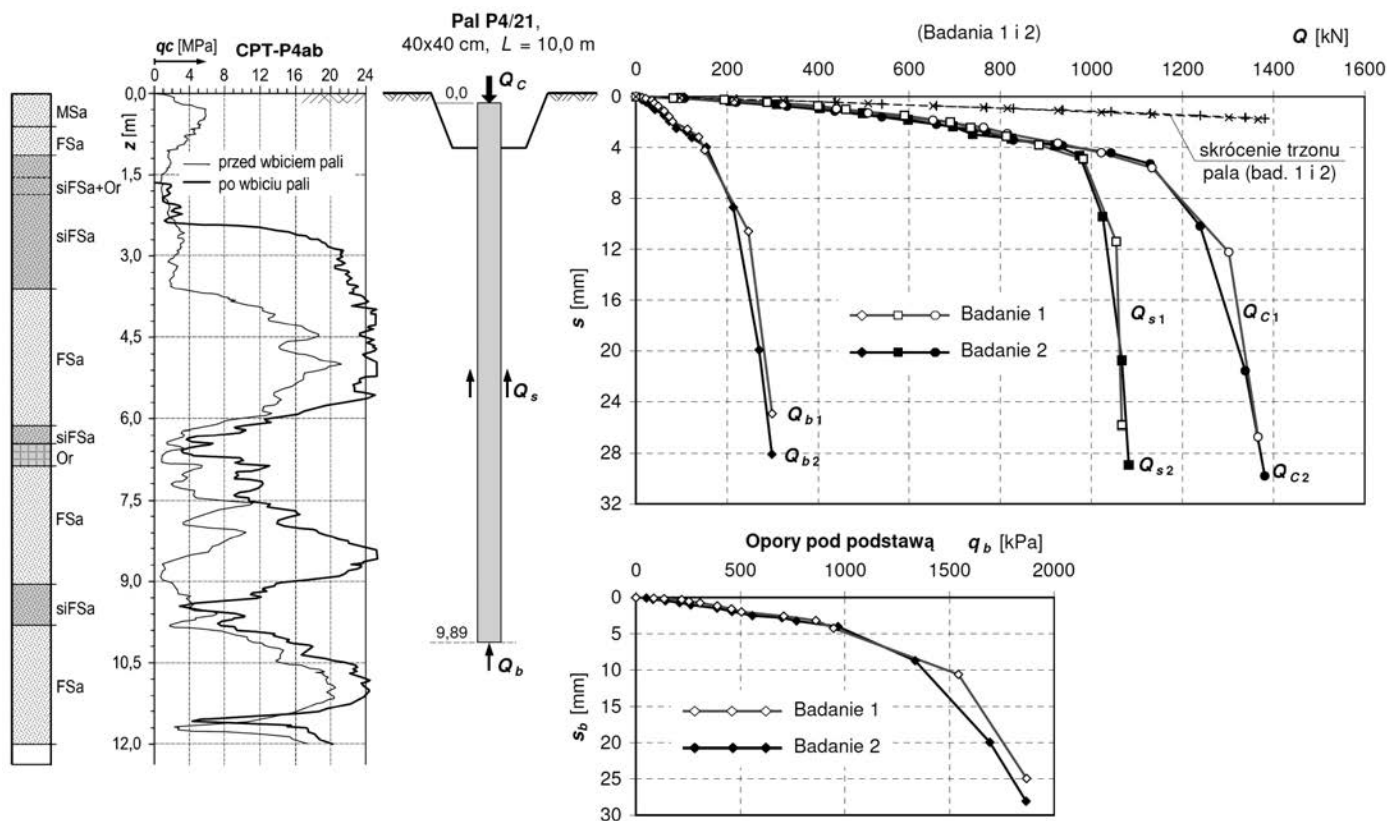
wołanymi na przykład mikrozarzysowaniami betonu powstałymi podczas wbijania pała. Niewykluczony jest również wariant występowania siły rozciągającej w trzonie pała. Podobnie, jak w przypadku pała P3/12, pomiary w odcinkach E2, E3 i E4 pominięto, co pokazano na rys. 9b. Tak znacząca korekta miała niestety wpływ na obniżenie jakości dalszych interpretacji wyników badań. Na rys. 9 przedstawiono wyniki dotyczące tylko badania 1. W badaniu 2 zaburzenie pomiarowe stwierdzono już tylko w odcinku E2, co może świadczyć o tym, że podczas badania 1 nastąpiło zamknięcie się rys osłabiających trzon pała w odcinkach E3 i E4.



Rys. 10. Pomierzone w odcinku E1 rozkłady siecznego modułu sprężystości betonu w pału nr P4/21



Rys. 11. Zinterpretowane rozkłady siły osiowej w trzonie pała podczas próbných obciążeń pała nr P4/21



Rys. 12. Charakterystyki  $Q$ - $s$  otrzymane z próbnych obciążeń pala nr P4/21

Na rys. 10 przedstawiono zmienność modułu sieciowego  $E_{bs}$  z odkształceniami trzonu pala P4/21 otrzymaną z pomiarów w pierwszym odcinku E1. Zmienność ta jest mniej wyraźna niż w przypadku pala nr P3/12, a ponadto zbliżona dla obu badań 1 i 2. Główną przyczyną korzystniejszego rozkładu jest dużo mniejsze przeciążenie pala P4/21 niż pala P3/12 siłą  $Q_{max}$  o wartości jedynie 1350 kN, a co za tym idzie wywołanie mniejszych odkształceń i trwałych zmian w strukturze betonu.

Na rys. 11 przedstawiono, otrzymane w badaniach 1 i 2, wykresy rozkładów wartości siły osiowej w trzonie pala nr P4/21, a na rys. 12 wykresy charakterystyk  $Q$ - $s$  pala z rozdziałem na całkowity opór poboczniczy  $Q_s$  i opór podstawy  $Q_b$ , również dla obu badań 1 i 2.

Tym razem praktycznie nie widać żadnej różnicy między wykresami z badania 1 i 2, co pozwala stwierdzić, że po badaniu 1 nie nastąpiło żadne wzmocnienie ani usztywnienie pala.

Podobnie jak w badaniach poprzedniego pala można zauważyć małą mobilizację oporu podstawy  $Q_b$  w przeciwieństwie do oporu poboczniczy  $Q_s$ . Stan graniczny nośności osiągnięto zarówno wzdłuż całej poboczniczy, jak i pod podstawą pala.

## ANALIZA WYNIKÓW BADAŃ I DYSKUSJA

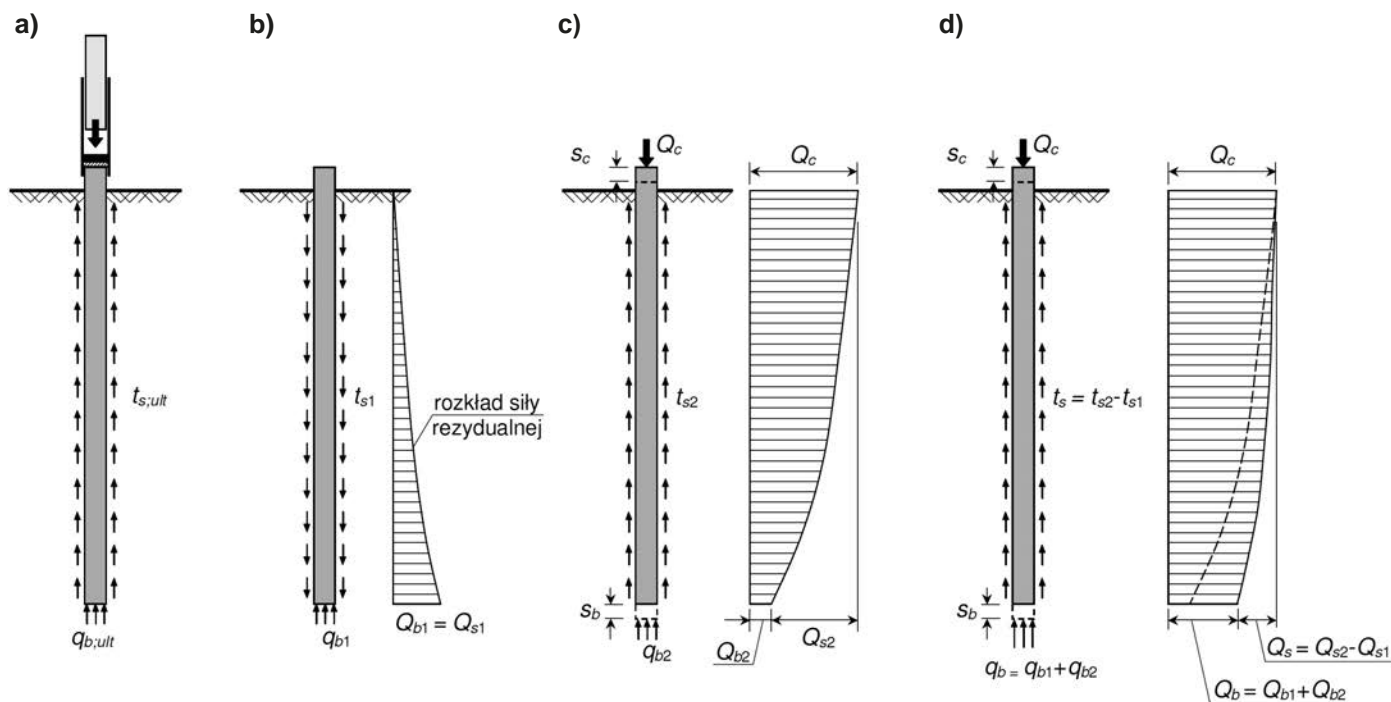
Wyniki badań rozpatrywanych pali częściowo skomentowano już podczas ich prezentowania. Kilka zagadnień wymaga jednak dodatkowego omówienia.

Po pierwsze, zaobserwowano zaburzenia w sztywnościach trzonów pali prefabrykowanych. O ile zaburzenie sztywności w miejscu połączenia prefabrykatów pala P3/12 można było

uznać jako spodziewane, o tyle zaburzenia stwierdzone w litym trzonie pala P4/21 było zjawiskiem trudnym do przewidzenia i niepożądanym. Jednym z argumentów podjęcia się przez autorów rozpatrywanych badań było przekonanie, że pale prefabrykowane będą charakteryzować się stałymi parametrami geometrycznymi i materiałowymi wzdłuż całej długości swoich trzonów. Znany i trudny do rozwiązania mankamentem badań pali oprzyrządowanych pomiarowo jest bowiem niejednorodność przekrojów i jakości betonu wzdłuż trzonów pali monolitycznych. Niejednorodność ta znacznie komplikuje interpretację pomiarów ekstensometrycznych (zob. [2, 3, 4, 14, 16]). Jak się okazuje, problem ten nie omija również pali prefabrykowanych. Przyczyn lokalnych osłabień sztywności trzonu pala P4/21 nie udało się dokładnie ustalić, ale jest prawdopodobne, że powstały one w trakcie wbijania pala. Należy dodać, że przy wbijaniu pala P4/21 występowały stosunkowo małe opory gruntu, co mogło sprzyjać generacji naprężeń rozciągających w jego trzonie, a w konsekwencji powstaniu zarysowań betonu. Nie stwierdzono natomiast zaburzeń w sztywnościach dolnych odcinków obu pali, dzięki czemu możliwe było dość miarodajne wyznaczenie oporów gruntu pod podstawami pali.

Po drugie, w wykonanych badaniach nie zaobserwowano istotnego zwiększania się sztywności i nośności pali wraz z upływem czasu. Próbne obciążenia pierwotne i powtórne, wykonane po tygodniu, dały bardzo zbliżone wyniki. Minimalny wzrost sztywności przy drugim badaniu zaobserwowano w przypadku pala P3/12. Był on częściowo wynikiem wzrostu sztywności trzonu pala (usztywnienie się betonu) oraz wzrostu nośności poboczniczy. Przyczyną braku zauważalnego efektu wzrostu nośności obu pali przy powtórnych obciążeniach mogła być budowa podłoża gruntowego zdominowana przez grunty





Rys. 13. Mechanizm powstawania siły rezydualnej w palu wbijanym oprzyrządowanym pomiarowo: a) faza wbijania pala, b) stan po wbiciu pala, c) faza próbnego obciążenia i wynik pomierzonego rozkładu siły w trzonie pala i oporów gruntu, d) rzeczywisty rozkład siły w palu i oporów gruntu (superpozycja a i b)

niepouste oraz zbyt krótki czas między jednym i drugim badaniem. Zjawisko zwiększania się nośności w czasie pali prefabrykowanych obserwowano w różnych badaniach (zob. [6, 7, 17]), przy czym bardziej zauważalne jest w przypadkach zagłębienia pali w gruntach spoistych.

Kolejnym zagadnieniem jest zaobserwowany mały udział podstaw w przenoszeniu obciążeń całkowitych pala. W palu P3/12 opory  $q_b$  osiągnęły w końcowej fazie obciążenia wartość około 3000 kPa, jednak przy jeszcze niewielkiej wartości osiadania  $s_b \approx 3,5$  mm. Zatem trudno ocenić, jaka wartość tych oporów zostałaby osiągnięta w stanie granicznym. W palu P4/21 opory  $q_b$  osiągnęły w końcowej fazie obciążenia wartość około 1850 kPa, przy osiadanii  $s_b \approx 25$  mm (6,3% wymiaru boku przekroju pala). W tym przypadku można stwierdzić, że praktycznie został osiągnięty już stan graniczny.

Uwzględniając fakt, że podstawy obu pali zakończono w piaskach oraz analizując wartości oporów  $q_c$  sondy CPT, należy stwierdzić, że zarejestrowane opory  $q_b$  gruntu pod podstawami pali są zaniżone. Panuje słuszne przekonanie, że pale wbijane przejmują obciążenia głównie przez opór podstawy. Skąd zatem otrzymane w badaniach tak małe wartości oporów  $q_b$  pali prefabrykowanych? Odpowiedzią jest wspomniane już wcześniej zjawisko tak zwanej siły rezydualnej w trzonach pali. Przedstawione w artykule wyniki dotyczące rozdziału obciążenia na pobocznice i podstawę pali są niepełne i częściowo nierzeczywiste. Bazują bowiem na pomiarach uruchomionych dopiero tuż przed próbnymi obciążeniami pali. Nie mogły one uwzględnić zastanego układu sił wewnętrznych w trzonach pali. Mechanizm powstawania siły rezydualnej w palu wbijanym przedstawiono schematycznie na rys. 13. Jest on podobny do występującego w palu wierconym z iniekcją ciśnieniową pod podstawą, który opisano między innymi w pracy [12].

Mechanizm współpracy pala wbijanego z gruntem polega na tym, że po procesie wbijania pod jego podstawą pozostaje zwiększony opór gruntu o wartości  $q_{b1}$ , wynikający z tego, że całkowite odprężenie gruntu pod podstawą i trzonu pala jest blokowane oporami tarcia gruntu wzdłuż pobocznic. W celu zachowania stanu równowagi po procesie wbijania opory tarcia  $t_1$  na pobocznicy są skierowane w dół (tarcie ujemne lub negatywne). W trzonie pala pozostaje zatem określona wartość siły ściskającej nazywana siłą rezydualną (resztkową po wbiciu) (rys. 13b). W fazie obciążania pala (próbnego obciążania) opory tarcia na pobocznicy podlegają najpierw wyzerowaniu, a następnie odwróceniu w kierunku do góry (tarcie pozytywne), osiągając na końcu wartość  $t_2$ . Z kolei pod podstawą pala generuje się wartość oporu  $q_{b2}$  (rys. 13c), która dokłada się do istniejącej już wartości  $q_{b1}$ . System pomiarowy, uruchomiony tuż przed obciążeniem pala, rejestruje opory na pobocznicy  $t = t_1 + t_2$ , natomiast pod podstawą jedynie opory  $q_{b2}$ . Są to wartości pozorne, gdyż rzeczywiste wynoszą  $t = t_2$  i  $q_b = q_{b1} + q_{b2}$  (rys. 13d). Występowanie siły rezydualnej w trzonie pala jest zjawiskiem korzystnym dla współpracy pala z gruntem (pal zachowuje się sztywniej), natomiast kłopotliwym w interpretacji pomiarów ekstensometrycznych. Określenie wartości i rozkładu tej siły jest zadaniem trudnym i będącym wciąż przedmiotem badań naukowych. Od strony technicznej pomiaru siły rezydualnej można dokonać przez zainstalowanie stałych (traconych) czujników odkształceń w trzonie jeszcze przed wbiciem pala (na etapie prefabrykacji). Czynności takiej między innymi dokonywał w swoich badaniach Sahajda [15]. Napotkał jednak sporo problemów z błędami i niejednoznacznościami w odczytach. Duża część czujników uległa rozkalibrowaniu lub uszkodzeniu w czasie wbijania pali prefabrykowanych w grunt.

Na świecie wciąż trwają prace nad znalezieniem sposobu na wiarygodną ocenę wartości i rozkładu siły rezydualnej w pa-

lach badanych z oprzyrządowaniem pomiarowym (zob. m.in. [2, 3, 4]). Prace takie są prowadzone również w zespole autorów [14, 16].

Niezależnie od siły rezydualnej nośności i sztywności pali wbijanych jest znacząco większa od podobnych wymiarowo pali wierconych, wykonanych w takich samych warunkach gruntowych, ze względu na zwiększenie stopnia zagęszczenia lub konsolidacji oraz stanu naprężenia w gruncie otaczającym pal.

## PODSUMOWANIE I WNIOSKI

Przedstawiony w pracy projekt naukowo-badawczy był niewątpliwie słusznym i trafionym przedsięwzięciem. Wykonane badania pali prefabrykowanych wbijanych z wewnętrznym oprzyrządowaniem dostarczyły kilku istotnych informacji na temat charakteru i mechanizmu współpracy tego rodzaju pali z gruntem, jak również na temat problemów występujących podczas interpretacji wyników badań.

Na podstawie opisanych badań i analiz sformułowano trzy najważniejsze wnioski:

- 1) Pomimo że pale prefabrykowane są wykonane o stałym przekroju i z jednakowej jakości betonu na całej długości oraz przy dobrych warunkach dojrzewania betonu, to w czasie próbnych obciążeń z oprzyrządowaniem pomiarowym mogą wystąpić problemy z jednorodnością sztywności ich trzonów. Niejednorodności te mogą wynikać z połączeń prefabrykatów lub z mikrozarysowań betonu powstałych podczas wbijania pali. Te ostatnie są trudne do przewidzenia. Dokładna znajomość sztywności  $EA$  trzonów pali jest warunkiem koniecznym do miarodajnej interpretacji wyników pomiarów ekstensometrycznych otrzymanych z próbnych obciążeń pali.
- 2) Dwukrotne przeprowadzenie próbnych obciążeń pali prefabrykowanych, wykonane w odstępach jednodniowych, nie wykazały istotnego wzrostu ich nośności i sztywności w czasie. Wykresy  $Q-s$  pali z badania pierwotnego (1) i powtórnego (2) otrzymano bardzo zbliżone do siebie, a szczególnie w przypadku pala P4/21, w którym obciążenie doprowadzono do wartości siły granicznej. Przyczyną braku efektu wzmocnienia pali przy powtórnym obciążeniu było zagłębienie pali głównie w gruntach niespoistych oraz sam proces wbijania pali, który zadziałał podobnie jak wstępne obciążenie pali do stanu granicznego. W efekcie, podczas pierwszego próbnego obciążenia, pale zachowywały się już tak jak przy obciążeniu wtórnym.
- 3) Pomiary ekstensometryczne odkształceń trzonów pali, służące wyznaczeniu pionowego rozkładu siły osiowej w palach, wykazały stosunkowo małe wartości oporów  $Q_b$  gruntu pod podstawami pali prefabrykowanych, natomiast duże wartości oporów  $Q_s$  gruntu wzdłuż pobocznic. Analizy wykazały, że było to spowodowane występowaniem w trzonach pali siły rezydualnej o znacznej wartości, będącej pozostałością po procesie wbijania pali. Obecność ściskającej siły rezydualnej w trzonie pala

przed próbnym obciążeniem powoduje pozorne zaniżenie mierzonych oporów gruntu pod podstawą, natomiast zawyżenie oporów wzdłuż pobocznic. Siła rezydualna jest zjawiskiem korzystnym, gdyż powoduje zwiększenie sztywności pala w gruncie (szybszą mobilizację jego nośności). Dokładna wartość tej siły jest jednak trudna do wyznaczenia z pomiarów ekstensometrycznych i nadal stanowi problem przy ich interpretacji.

- 4) Znajomość zaobserwowanych zjawisk, zarówno tego, że pale prefabrykowane wbijanie przy współpracy z gruntem od początku zachowują się jak pod obciążeniem wtórnym, jak i tego, że w ich trzonach występuje siła rezydualna, odgrywa również bardzo duże znaczenie praktyczne. Pozwoli ona na opracowanie bardziej miarodajnych i racjonalnych metod prognozowania charakterystyk osiadania i nośności tego rodzaju pali, jak również innych pali wbijanych (zob. [5]).

## LITERATURA

1. Bustamante M. and Doix B.: A new model of LPC removable extensometers. Proceedings of 4th Int. Conf. on Piling and Deep Foundations, STRE-SA, Italy, April 7-12, 1991.
2. Fellenius, B. H., Brusey, W. G. and Pepe, F.: Soil setup, variable concrete modulus, and residual load for tapered instrumented piles in sand. ASCE Specialty Conf. on Performance Confirmation of Constructed Geotech. Facilities, University of Massachusetts, Amherst, USA, April 9-12, 2000.
3. Fellenius B. H.: From strain measurements to load in an instrumented pile. Geotechnical News Magazine, Vol. 19, No. 1, 2001, 35-38.
4. Fellenius B. H.: Determining the resistance distribution in piles, Part 1: Notes on of no-load reading and residual load. Part 2: Method for determining the residual load. Geotechnical News Magazine. 20(2), 35-38 and 20(3), 25-29.
5. Gwizdała K., Krasiński A.: Bearing capacity of displacement piles in layered soils with highly diverse strength parameters. Proceedings of the 18th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Paris, 2013, 2739-2742.
6. Gwizdała K., Więclawski P.: Influence of time on the bearing capacity of precast piles. Studia Geotechnica et Mechanica 35(4), 2013, 65-74.
7. Jensen, J. L., Augustesen, A., Sørensen, C. S.: The Influence of Time on Bearing Capacity of Driven Piles. Proceedings of the 14th Nordic Geotechnical Meeting, Ystad, Sweden, 2004, vol. 1, 103-111.
8. Krasiński A., Sieńko R.: Pomiar pionowego rozkładu siły w palu podczas testów statycznych. Mat. 56 Konf. Nauk. KILiW PAN oraz KN PZITB, „Problemy naukowo-badawcze budownictwa”, Kielce – Krynica, 2010, 161-168.
9. Krasiński A.: Advanced field investigations of screw piles and columns. Archives of Civil Engineering, LVII, 1, 2011, 45-57;
10. Krasiński A.: Wyniki badań terenowych pali i kolumn wkręcanych. Inżynieria Morska i Geotechnika, nr 6/2011, 516-530.
11. Krasiński A.: Problematyka interpretacji pomiarów rozkładu siły osiowej w trzonie pala podczas próbnych obciążeń statycznych. Inżynieria Morska i Geotechnika, nr 2/2012, 118-124.
12. Krasiński A.: Ocena działania iniekcji pod podstawą pala wierconego za pomocą badania statycznego nośności z pomiarem rozkładu siły w trzonie pala. Inżynieria Morska i Geotechnika, nr 3/2015, 461-464.

13. Krasieński A., Wiszniewski M.: Static load test on instrumented pile – field data and numerical simulation. *Studia Geotechnica et Mechanica*, Vol. 39, No. 3, 2017, 17–25.

14. Krasieński A., Wiszniewski M.: Static load test on concrete pile – instrumentation and results interpretation. *Proceedings of International Conference on Advancement of Pile Technology and Pile Case Histories (PILE 2017)*, Bali, Indonesia, September 25-27, 2017.

15. Sahajda, K.: Siły rezydualne w ocenie nośności i osiadań żelbetowych pali wbijanych. Praca doktorska. Politechnika Warszawska, 2015.

16. Wiszniewski M., Krasieński A.: Concrete stress-strain behavior and elastic modulus determination in foundation pile load test interpretation. *Proceedings of 27th European Young Geotechnical Engineers Conference*, Bodrum, Turkey, September 26-27, 2019.

17. Zadroga B.: Time dependent increase of bearing capacity of piles driven into cohesive soils. *Archives of Hydroengineering*, no 3-4/1993.

#### **DEDYKACJE I PODZIĘKOWANIA:**

**Autorzy pragną zadedykować niniejszy artykuł Prof. Eugeniuszowi Dembickiego z okazji jubileuszu jego 90. urodzin. Jednocześnie składają Mu życzenia jeszcze wielu lat życia w jak najlepszym zdrowiu i kondycji oraz dalszej wysokiej aktywności naukowej i zawodowej, wzbudzającej od lat uznanie oraz podziw przyjaciół i znajomych.**

**Ponadto, autorzy chcieliby wyrazić podziękowania firmom wykonawczym Aarsleff Sp. z o.o. i Budimex S.A. za współpracę oraz znaczącą pomoc techniczną i finansową w zrealizowaniu podjętego przedsięwzięcia badawczego, a Gdańskiemu Oddziałowi GDDKiA za wyrażenie zgody na przeprowadzenie badań naukowych pali na terenie budowy obiektu mostowego w Elblągu.**