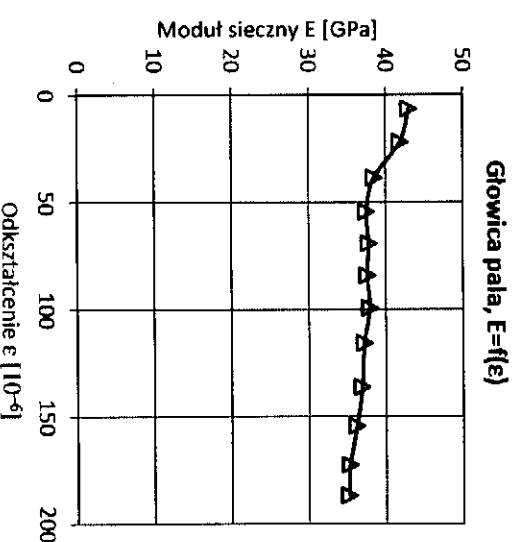


Dr Krasinski poruszył ciekawą kwestię zmienności modułu Younga betonu w funkcji odkształcenia. Na rys. 1 autor dyskusji zamieścił wykres zależności modułu ściecznego od zakresu odkształcenia. Wykres ten otrzymany był w sposób podobny do opisanego przez autora artykułu, tzn. w trzonie pala umieszczono tensometry strunowe, zaś obciążenie przykładowe do głowicy mierzono za pomocą strunowego czujnika siły. Warto podkreślić, że w przypadku własnych badań dyskusyjnego modułu w trzonie mierzony był za pomocą trzech tensometrów (nie zaś ekstensometru) umieszczonych około 0,6 m (to jest 1,5 średnicy pala) poniżej punktu przyłożenia siły. Przewagą pomiaru z wykorzystaniem ekstensometru może być fakt większej długości bazy pomiarowej (około 0,85 m według rysunków z pracy dr. Krasinskiego), co pozwala na wyeliminowanie lokalnych zaburzeń, wynikających np. z niejednorodności materiału pala bardziej istotnych przy długości bazy tensometru 0,15 m. Z drugiej strony użycie trzech tensometrów daje możliwość uśrednienia odczytów i eliminacji innych błędów przypadkowych.

Uwagę na rysunku zwraca spadek modułu ściecznego z 42 GPa do 35 GPa przy wzroście odkształcenia z 20·10⁻⁶ do 200·10⁻⁶, co odpowiada zmianie siły osiowej ze 100 do 1100 kN. W przypadku pala kwadratowego o przekroju 0,4 × 0,4 m nie jest to wartość szczególnie wysoka i gdyby oszacować moduł ścieczny na podstawie linii trendu z rys. 1, okazałoby się, że przy obciążeniu wojskowym pala na poziomie 2500 kN, moduł spadłby poniżej 28 GPa, co stanowi zaledwie 2/3 wartości początkowej i wiąże się z nieakceptowalnym nawet w badaniach inżynierskich zakresem błędów w wartości siły w trzonie pala.

W kontekście pomiarów rozkładu siły w trzonie pala zagadnienie zmienności modułu Younga betonu poruszone było m.in. przez Felleniusa [3], który zaproponował też podejście pozwalające na szacowanie miarodajnego jego zdaniem modułu (ściecznego) w tego rodzaju badaniach [3, 4, 5]. Fellenius i in. [8] zwracają uwagę na ograniczenia swojej propozycji w odniesieniu do pali o zmiennej średnicy, gdzie sztywność osiowa pala EA zmienia się nie tylko w funkcji zmienności modułu sprężystości, lecz także pola przekroju trzonu. Uwaga ta ilustruje też ograniczenia interpretacji w palach formowanych w gruncie, w których pewna zmienność średnicy trzonu na długości pala jest nieunikniona. Dr Krasinski zauważa w swojej pracy, że



Rys. 1. Zmienność modułu ściecznego betonu pala z odkształceniami

moduł Younga betonu pomierzony na próbkach w laboratorium

był większy niż wynikający z pomiarów terenowych. Autor dyskusji chciałby dowiedzieć się, jaki jest zakres rozbieżności pomiędzy obiema wartościami. Dyskusyjny jest też ciekawy, czy pomiar laboratoryjny prowadzony był na próbkach, do których mieszanka pobrana była z tej samej partii, która użyta była przy betonowaniu pala. Jeśli bowiem rozbieżności w wartości modułów z laboratorium a oszacowaniem z badań terenowych byłyby znaczne, a jednocześnie próbki do laboratorium dojrzewały w próbnikach, jedną z przyczyn rozbieżności mogą być różnice warunków dojrzewania próbek. Oznaczałoby to dalej, że błąd wynikający z zastosowania wartości modułu mierzonoego w rejonie głowicy pala do oszacowania naprężenia w trzonie na większej głębokości może być istotny. Warto bowiem zwrócić uwagę, że warunki dojrzewania betonu w głowicy pala są zupełnie inne niż w gruncie, szczególnie w gruncie nawodnionym. Typowe wartości temperatur na głębokości poniżej 3 m to 10±2°C, a wilgotność środowiska poniżej zwierciadła wody to 100% niezależnie od pory roku. Z kolei zarówno wilgotność, jak i temperatura powietrza atmosferycznego jest bardzo zmienna, co może oznaczać warunki zarówno bardziej korzystne, jak i bardziej niekorzystne niż w gruncie. Najczęściej będzie to jednak sytuacja bardziej niekorzystna. Możliwe są co najmniej dwa podejścia, które można zastosować w celu oszacowania zakresu rozbieżności. Pierwsze z nich to przyjęcie procedury proponowanej przez Felleniusa. Drugie polegałoby na pobraniu próbek rdzeniowych z trzonu pala z różnych głębokości. Warto zauważyć, że z punktu widzenia stałości modułu Younga na długości pala znacząco prostsza sytuacja występuje w przypadku pali prefabrykowanych, gdzie w najistotniejszym dla procesu dojrzewania betonem okresie warunki atmosferyczne są niemal identyczne w każdym przekroju. Autor dyskusji pragnie podkreślić, że podejście zastosowane przez dr. Krasinskiego jest częste w badaniach prowadzonych na świecie i zdaniem dyskusyjnego zadawalające, biorąc pod uwagę wymogi istotne przy opracowywaniu metod projektowania pali. Niemniej autor dyskusji chętnie zapoznałby się z komentarzem dr. Krasinskiego na ten temat.

Zdaniem autora dyskusji zagadnieniem, które warto poruszyć w kontekście omawianej tematyki jest rozkład siły na długości pala przy braku obciążenia głowicy. W przypadku pala wiblanego w jego trzonie występuje wywołana procesem wibrania siła rezidualna, której typowy rozkład przedstawiono na rys. 2.

- Hirayama (1992) wymienia trzy podstawowe mechanizmy powstawania sił rezidualnych w trzonach pali wiblijanych:
- siły rezidualne wywołane wiblijaniem (wciśnięciem lub wwirowywaniem) pala,
 - siły wywołane konsolidacją gruntu w efekcie rozpraszania nadwyżek ciśnienia wody w porach gruntu,
 - siły rezidualne wywołane obciążeniem-odciążeniem pala, np. w trakcie badań statycznych.

Ostatnie dwie przyczyny mogą dotyczyć również pali wierconych lub wkręcanych. Dodatkowym zjawiskiem mogącym przyczynić się do generacji siły w palach wierconych przy braku obciążenia jest skurcz betonu podczas wiązania [12]. Autorowi dyskusji nie jest znana żadna praca zawierająca wyniki pomiarów lub oszacowań sił rezidualnych w palach wkręcanych, jednak ze względu na sposób ich wykonania (formowanie

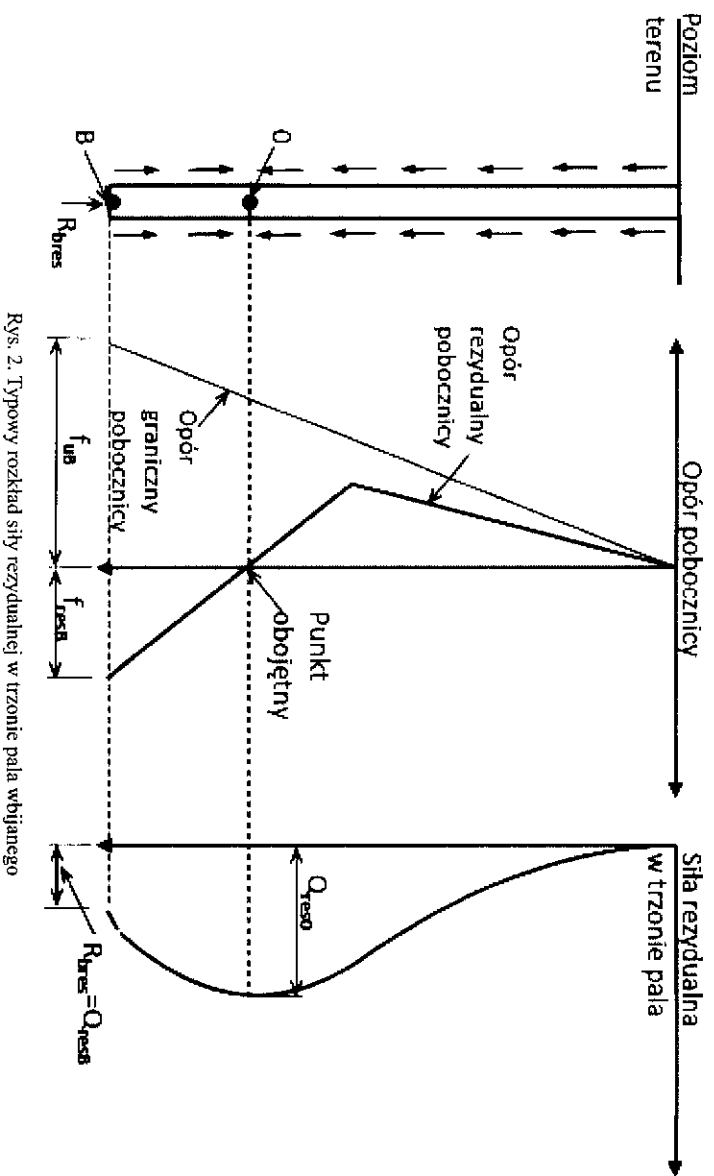
Dyskusja do artykułu dr. Krasinskiego: „Wyniki badań terenowych pali kolumn wkręcanych” zamieszczonego w „Inżynierii Morskiej i Geotechnice”, nr 6/2011

Mgr inż. Krzysztof Sahajda
Aarsleff Sp. z o.o., Warszawa

Na wstępie autor dyskusji pragnie pogratulować dr. Krasinskiemu ciekawego artykułu, jak również możliwości uczestniczenia w rzadkich w polskich realiach badaniach.

Autor dyskusji chciałby przedstawić swój komentarz do pewnych zagadnień omawianych w artykule dr. Krasinskiego,

jak również poruszyć tematy, które, choć w samym artykule pominięte, wydają się istotne w problematyce pomiaru rozkładu siły w trzonie pala badanego statycznie. Dyskusyjny ma nadzieję, że jego punkt widzenia okaże się interesujący dla autora oraz wniosie nowe wątki do przedstawionej problematyki.



Rys. 2. Typowy rozkład siły rezydualnej w trzonie pala wbijanego

w gruncie) sensowne wydaje się założenie, że uwagi dotyczącej tego zjawiska w palach z usuwaniem urobku dotyczyć będą również pali bezrobkowych. Nie jest obecnie jasne, czy siły rezydualne stanowią nieodłączne zjawisko w palach wierconych. Przykładowo, w pracach Felleniusa, gdzie zagadnieniu sił rezydualnych poświęcono przyszczelną uwagę, znaleźć można całkowite sprzeczne wypowiedzi [6, 7]. Wśród najnowszych prac wymienić można kilka, gdzie w palach wierconych stwierdzono wpływ sił rezydualnych na interpretację pomiarów [11, 12]. Oprócz wątpliwości dotyczących powszechności występowania sił rezydualnych w palach wierconych, brak jest też jednoznacznego i przekonującego wytłumaczenia mechanizmu ich powstawania. Przy obecnym stanie wiedzy należy zdaniem autora dyskusji zakładać, że w typowej sytuacji siły rezydualne w palach wierconych mają znacząco niższe wartości niż ich odpowiedniki w palach wbijanych, nie powinny być jednak a priori pomijane, gdyż może to prowadzić do błędów w interpretacji wyników próbnych obciążeń pali oprzyrządowanych [11].

Autor dyskusji przeprowadził symulację MES w celu oszacowania pochodzącej od skurczu betonu siły w palu i uzyskał wynik wskazujący, że maksymalna wartość siły rozciągającej nie powinna przekroczyć 20 kN w przypadku dowolnego z analizowanych przez dr. Krasńskiego pali. Tym samym jest to element, który może być pominięty bez ryzyka popełnienia poważniejszego błędu.

Nieco istotniejszym zagadnieniem przy układzie warstw gruntowych w przypadkach analizowanych w artykule jest siła rezydualna wywołana przez tarcie ujemne od osiadań warstw ściśniętych. Argumenty przemawiające za taką interpretacją są następujące:

- formowanie w gruncie spoiwym pala świtem FDP (lub podobnym) powoduje powstanie znacznych odkształceń ścinających (skrawanie gruntu) i objętościowych rozpychanie gruntu na boki), którym towarzyszy powstanie nadwyżek ciśnienia wody w porach gruntu;

- czynnikiem mogącym dodatkowo generować ciśnienia wody w torfie jest praca maszyny podczas wiercenia pali;

- czas potrzebny do rozproszenia nadwyżek w spoiwych gruntach organicznych jest z całą pewnością znacząco dłuższy niż czas do rozpuszczenia wiązania betonu;

- towarzysząca rozpraszaniu ciśnieniu wody w porach gruntu konsolidacja gruntu ściśniętego (organicznego) powoduje jego osiadanie, a tym samym powstanie tarcia ujemnego działającego na pobocznicy pala.

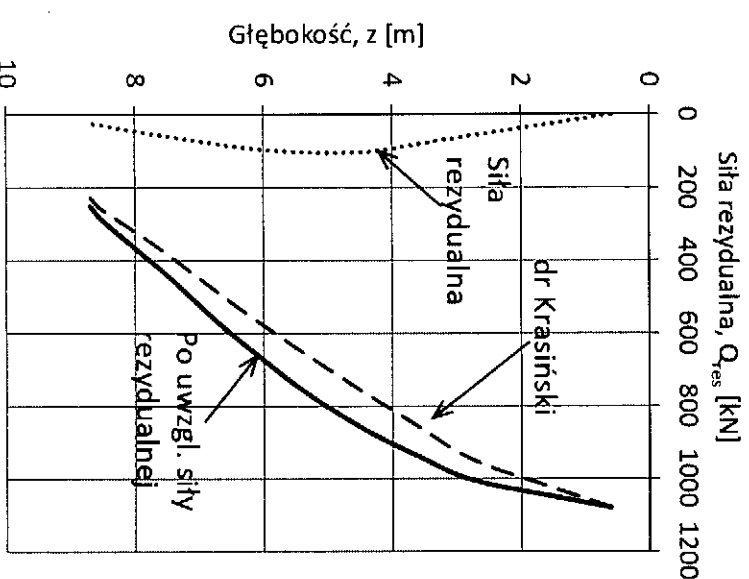
Autor dyskusji przeprowadził oszacowanie rozkładu siły rezydualnej występującej w trzonie jednego z pali badanych przez dr. Krasńskiego (pal SDP-b4 na polietku Pruszczy). Posłużono się w tym celu rys. 8 z artykułu. Przyjęto następujące założenia:

- przed rozpuszczeniem próbnego obciążenia na całej długości gruntu ściśniętego (torfu) na pobocznicy pala działała tarcie ujemne,
- podczas próbnego obciążenia statycznego wartość tarcia ujemnego jest równa wartości maksymalnego oporu pobocznic w torfie,
- punkt, w którym następuje zmiana kierunku tarcia gruntu działającego na pobocznicy zlokalizowany jest na granicy pomiędzy warstwą ściśniętą a warstwą płaską.

- tarcie ujemne jest równoważone przez tarcie pobocznic w dolnej części pala oraz reakcję gruntu pod stopą.

Obciążenie głowicy pala do wartości, przy której zmobilizowana jest nośność graniczna pobocznic powoduje odwrócenie kierunku odkształceń ścinających na styku pal-grunt w tej części pala, w której działała na jego pobocznicy tarcie ujemne. Uśrednione za pomocą pomiaru ekstensometrycznego odkształcenia części trzonu pala w gruntach ściśniętych odzwierciedlają spadek tarcia ujemnego od wartości maksymalnej do zera, a następnie ich wzrost do wartości maksymalnej. Oznacza to, że faktyczny opór ścinania gruntu wzdłuż pobocznic pala jest o połowę mniejszy

niż wynikałoby to z nachylenia najwyższego odcinka linii rozkładu siły w trzonie pala przy maksymalnym obciążeniu (rys. 8 z artykułu dr. Krasńskiego). Wyliczona w ten sposób wartość średnia tarcia ujemnego na odcinku warstwy ściśniętej wynosiła około 26 kPa. Długość styku pobocznic pala SDP-b4 z gruntem organicznym i nasypem wynosi około 3,6 m, a więc uwzględniając nominalną średnicę trzonu 0,36 m, maksymalna siła rezydualna w poziomie spągu torfu powinna wynosić około 105 kN. Pomimo, że założenie o pełnej mobilizacji tarcia ujemnego na całej długości warstwy torfu może wydawać się przesadzone, autor dyskusji stoi na stanowisku, że faktycznie występująca w palu siła rezydualna nie jest znacząco różna od podanej wartości. Opisany mechanizm stanowi, jak się zdaje, przekonujące wyjaśnienie odnotowanych przez dr. Krasńskiego zaskakująco wysokich wartości oporów zmobilizowanych w warstwach gruntów ściśniętych. Na rys. 3 przedstawiono wyglądający rozkład siły rezydualnej na całej długości pala otrzymany przez symulację MES. W obliczeniach przyjęto obciążenie pala w warstwie gruntu ściśniętego siłą jednostkową o stałej wartości wynikającej z tarcia ujemnego 26 kPa. Podparcie pala na długości piasku stanowiły podpory sprężyste o sztywności limitowej obliczonej na podstawie zamieszczonych w artykule dr. Krasńskiego funkcji transformacyjnych przy założeniu przemieszczenia pala w gruncie 1 mm. Na rys. 3 pokazano również wykres rozkładu siły w palu pod obciążeniem maksymalnym 1080 kN według interpretacji dr. Krasńskiego oraz rozkład zmodyfikowany z uwzględnieniem wygładzonej krzywej siły rezydualnej według oszacowania autora dyskusji. Jak widać z rysunku, dane sił rezydualnych nie zmienia diametralnie rozkład obciążenia w palu w obrębie warstw nośnych. Niemniej, jeśli interpretacja autora dyskusji jest poprawna, w przedziale głębokości 4 ÷ 7 m potencjalny błąd w interpretacji siły w trzonie pala może wynieść do 15%, co nie jest wartością bez znaczenia.



Rys. 3. Rozkłady sił w trzonie pala SDP-b4

Dr Krasński nie porusza zagadnienia sił rezydualnych, z czego autor dyskusji wnosi, że przedstawione w artykule rozkłady obciążenia w trzonie pali obliczono przy założeniu, że w chwili rozpoczęcia badania statycznego siła w palu jest zerowa na całej jego długości. Dyskutujący chciałby prosić dr. Krasńskiego o komentarz w tej sprawie.

Autor dyskusji chciałby też skomentować fakt stosowania przez autora artykułu określenia „pomiaru tensometrycznego” w odniesieniu do pomiarów z zastosowaniem ekstensometru. Sformułowanie to wydaje się o tyle niefortunne, że wprowadza niepotrzebne pomieszanie pojęć u czytelnika niezorientowanego w asortymencie sprzętu pomiarowego stosowanego w geotechnice. Oczywiście można argumentować, że zasadniczo chodzi o pomiar o podobnym charakterze, prowadzony jedynie na innej skali, tzn. przy innej długości bazy pomiarowej. Istotnie, każdy z producentów stosuje z reguły podobną zasadę działania samego układu pomiarowego, np. czujniki strunowe, a w języku angielskim stosowane są czasem określenia, z których można wnioskować, że chodzi o pomiar odkształceń (ang. strain). Nazwa Glostretx, tzn. *Global Strain Extensometer*, wskazuje, że istotnie dokonuje się pomiaru odkształceń i jak zauważają np. Hanifah i Kai [9], ekstensometr może być traktowany jako tensometr o bardzo długiej bazie pomiarowej. W tym sensie pojęcie „tensometr” zastosowane do opisu ekstensometru jest poprawne. Należy jednak zauważyć, że pomiędzy dwoma tymi instrumentami występują istotne różnice, a dodatkowo względny praktyczne przemawiają za stosowaniem do nich różnego nazewnictwa. Różnice dotyczą wymiarowanej już długości bazy pomiarowej, zasady montażu oraz funkcjonowania całego systemu pomiarowego, w tym faktu, że długość samego czujnika, to jest struny w przypadku tensometru (*strain gage*), jest równa długości bazy pomiarowej, podczas gdy w przypadku ekstensometru (*extensometer*) długość struny jest o 1-2 rzędy wielkości mniejsza niż długość bazy pomiarowej; to jest pręta rozpiętego między kotwami pneumatycznymi. Warto podkreślić, że po angielsku oba przyrządy określane są konsekwentnie różnymi nazwami zarówno przez producentów sprzętu, jak i badaczy piszącymi w tym języku. Nazwy te to *strain gage* ewentualnie *strain gauge* w odniesieniu do tensometru oraz *extensometer* w odniesieniu do ekstensometru. Zdaniem autora dyskusji wymienione względny przemawiają za stosowaniem odpowiednio zróżnicowanego nazewnictwa również w języku polskim, przy czym oczywiście sporną kwestią pozostaje trafność tłumaczenia słowa *extensometer*.

Na koniec dyskutujący chciałby powrócić do tematu innowacyjności badań opisanych przez dr. Krasńskiego i poinformować w wszystkich zainteresowanych omawianą tematyką, że praktycznie równolegle do omawianych w artykule badań pali wkręcanych firma Aarsleff Sp. z o.o. prowadzi w Kutnie program badawczy, w którym próbnym obciążeniem statycznym na wciskanie i wyciąganie poddawane są pale wbijane. Część wbitych pali wyposażona jest w przyrządy pomiarowe, których zadaniem jest określenie rozkładu siły w trzonie pala pod obciążeniem. W skład oprzyrządowania wchodzi między innymi 90 tensometrów strunowych, ekstensometr (sądząc po zdjęciach analogicznych do stosowanego przez autora artykułu) oraz siłomierze strunowe. Całość sprzętu zakupiona została ze środków własnych firmy w roku 2009, a celem badań jest doskonalenie metod projektowania prefabrykowanych pali wbijanych.

LITERATURA

- Proceedings of Institution of Civil Engineers, Geotechnical Engineering 119, 1996, 244-245.
1. Borozuk M., Labrecque A.: Downdrag measurement on 270-ft composite piles. ASTM Special Technical Publication No. 44, 1969, 15.
 2. Cooke R. W.: Influence of residual installation forces on the stress transfer and settlement under working loads of jacked and bored piles in cohesive soils. Behavior of deep foundations, ASTM STP 670, Raymond Lundgren (ed.), American Society for Testing and Materials, 1979, 231-249.
 3. Fellenius B. H.: Tangent modulus of piles determined from strain data. The ASCE Geotechnical Engineering Division, Foundation Congress, Vol. 1, 1989, 500-510.
 4. Fellenius B. H.: From Strain Measurements to Load in an Instrumented Pile. Geotechnical News Magazine, Vol. 19, No. 1, 2001, 35-38.
 5. Fellenius B. H.: Where to Plot Average Loads from Telltale Measurements in Piles. Geotechnical News Magazine, Vol. 19, No. 2, 2001, 32-33.
 6. Fellenius B. H.: Determining the true distribution of load in instrumented piles. ASCE Deep Foundation Congress, Geotechnical special publication No. 116, Orlando, Florida, the USA, 2002, 1455-1470.
 7. Fellenius B. H., Alaa A. A.: Critical depth: how it came into being and why it does not exist. Authors reply to written discussion by F. H. Kulhawy, Proceedings of Institution of Civil Engineers, Geotechnical Engineering 119, 1996, 244-245.
 8. Fellenius B. H., Brussey W. G., Pepe F.: Soil setup, variable concrete modulus, and residual load for tapered instrumented piles in sand. ASCE specialty Conference on Performance Confirmation of Constructed Geotechnical Facilities, University of Massachusetts, Amherst, the USA, April 2000, 9-12.
 9. Hanifah A. A., Kai L. S.: Application of global strain extensometer (Glostrax) method for instrumented bored piles in Malaysia. Proceedings of the 10th International Conference on Piling and Deep Foundations, Amsterdam, 2006.
 10. Hayes J., Simmonds T.: Interpreting strain measurements from load tests in bored piles. Proceedings of the 9th International Conference on Piling and Deep Foundations, Nice 2002.
 11. Kim M. G., Cavusoglu E., O'Neill M. W., Robert T., Yin S.: Residual Load Development in ACIP Piles in a Bridge Foundation. Geosupport 2004: Drilled Shafts, Micropiling, Deep Mixing, Remedial Methods, and Specialty Foundation Systems (GSP 124), Proceedings of Geosupport 2004 Conference, Orlando, Florida, USA.
 12. Siegel T. C., McGilivray A.: Interpreted residual load in an augered cast-in-place pile. Proceedings of the 35th Annual DFI Conference, Hollywood, California, USA, 2010.