

Na prawach rękopisu

Wydział Budownictwa Lądowego i Wodnego  
Politechniki Wrocławskiej

**Modelowanie pracy pala w warunkach samozrównoważonych obciążeń próbnych**

**Raport serii PRE nr 5/2019**

**Praca doktorska**

Michał Baca

**Słowa kluczowe:**

badanie polowe,  
badanie modelowe,  
nośność pala,  
osiadanie pala,  
modelowanie numeryczne  
pal przemieszczeniowy

Promotor: dr hab. inż. Włodzimierz Brząkała

Promotor pomocniczy: dr inż. Jarosław Rybak

Wrocław, kwiecień 2019

Autor (Autorzy):

1. mgr inż. Michał Baca .....

Politechnika Wroclawska  
Wydział Budownictwa Lądowego i Wodnego  
Katedra Geotechniki, Hydrotechniki, Budownictwa Podziemnego i Wodnego  
Wybrzeże Wyspiańskiego 27, 50-370 Wrocław  
tel. +48 71 320 41 27  
e-mail: [michal.baca@pwr.edu.pl](mailto:michal.baca@pwr.edu.pl)

Raport został złożony w Redakcji Wydawnictw Wydziału Budownictwa Lądowego i Wodnego Politechniki Wroclawskiej w kwietniu 2019 r.

Lista odbiorców:	Recenzenci	2 egz.
	Promotor	1 egz.
	Promotor pomocniczy	1 egz.
	Autor	2 egz.
	CWiINT PWr	1 egz.
	Archiwum W-2	2 egz.
	<hr/>	
	Razem	9 egz.

### ***Podziękowania***

*Pragnę wyrazić wdzięczność wszystkim, dzięki którym niniejsza praca powstała, w szczególności*

*Promotorowi, profesorowi Włodzimierzowi Brząkale i promotorowi pomocniczemu, doktorowi Jarosławowi Rybakowi za kierowanie badaniami i cenne uwagi podczas tworzenia pracy.*

*Ponadto chciałbym podziękować Gerhardowi Chrobokowi z firmy P.P.I. Chrobok i Tomaszowi Żyrkowi za nieocenione wsparcie w przeprowadzeniu badań polowych oraz Marcie Kanus z Mota Engil Central Europe i Czesławowi Rybakowi z B.U.G Geotech za znaczącą pomoc w przygotowaniu stanowiska do badań laboratoryjnych.*

*Dziękuję również mojej Małżonce za cenne uwagi redakcyjne.*



# Spis treści

<b>1. Wstęp</b> .....	<b>3</b>
<b>2. Nośność pojedynczego pala</b> .....	<b>5</b>
2.1. Definicje nośności pala .....	5
2.2. Czynniki wpływające na nośność pala .....	6
2.3. Normowe określenie nośności pala .....	8
2.4. Próbné obciążenia statyczne.....	9
2.4.1. Aparatura badawcza .....	10
2.4.2. Przebieg badania.....	12
2.4.3. Interpretacja wyników badań .....	13
2.5. Inne metody badań pali .....	19
2.5.1. Badanie Osterberga .....	19
2.5.2. Hay proof test.....	23
2.5.3. Vuis-P .....	24
2.6. Szacowanie nośności osiowej pojedynczego pala na wciskanie.....	25
2.6.1. Ogólne założenia do szacowania nośności .....	26
2.6.2. Nośność z uwzględnieniem parametrów geotechnicznych podłoża .....	28
2.6.3. Obliczanie pali za pomocą normy palowej PN-83/B-02482 .....	36
2.7. Nośność pali na wyciąganie .....	37
2.7.1. Porównanie nośności na wciskanie z nośnością na wyciąganie .....	38
2.7.2. Badania pali na wyciąganie.....	39
<b>3. Zadanie badawcze</b> .....	<b>41</b>
3.1. Opis zagadnienia.....	41
3.2. Cele badań.....	43
3.3. Zakres badań.....	43
<b>4. Badania polowe</b> .....	<b>45</b>
4.1. Miejsce przeprowadzenia badań.....	45
4.2. Warunki gruntowe .....	46
4.3. Elementy stanowiska badawczego .....	47
4.4. Program badań pali .....	49
4.5. Szacowanie nośności pala rurowego na podstawie warunków gruntowych.....	50
4.6. Umieszczenie pala w gruncie.....	51
4.7. Przebieg wykonanych badań pali .....	52
4.7.1. Badania na głębokości 6,5 m .....	52
4.7.2. Badania na głębokości 8,0 m .....	53
4.8. Wyniki przeprowadzonych badań polowych .....	57
4.9. Komentarz i wnioski .....	60
<b>5. Badania modelowe</b> .....	<b>63</b>
5.1. Wstęp .....	63
5.1.1. Stosowanie badań modelowych .....	63
5.1.2. Efekty skali .....	64
5.1.3. Uogólnienie wyników na rzeczywiste wymiary przy testach 1g .....	65

5.2. Opis stanowiska badawczego .....	66
5.2.1. Założenia .....	66
5.2.2. Stanowisko badawcze .....	66
5.2.3. Dobór materiału gruntowego do badań .....	68
5.2.4. Opis rur użytych do badania .....	70
5.2.5. Rozmieszczenie pali w skrzyni .....	71
5.2.6. Instalacja modeli pali .....	72
5.2.7. Opis oprzyrządowania użytego do pomiarów nośności .....	74
5.3. Opis prowadzonych badań .....	75
5.3.1. Badania nośności całego pala .....	75
5.3.2. Badanie podstawy pala .....	77
5.3.3. Test samozrównoważony .....	78
5.3.4. Harmonogram badań .....	79
5.4. Rezultaty badań .....	80
5.4.1. Opis uzyskanych wyników .....	80
5.4.2. Wyniki uzyskane z badań .....	83
5.5. Komentarz i wnioski .....	93
<b>6. Studium numeryczne .....</b>	<b>97</b>
6.1. Wstęp .....	97
6.1.1. Czynniki wpływające na wiarygodność obliczeń numerycznych .....	97
6.1.2. Metody stosowane przy analizie numerycznej pali przem. ....	99
6.1.3. Analiza zmian zachodzących podczas instalacji .....	106
6.2. Symulacje numeryczne badań polowych .....	109
6.2.1. Ogólne założenia do obliczeń .....	109
6.2.2. Dobór parametrów modelu .....	111
6.2.3. Wyniki obliczeń bez uwzględniania efektów instalacji .....	113
6.2.4. Uwzględnienie instalacji pala w obliczeniach numerycznych .....	114
6.2.5. Wizualizacja wpływu instalacji pala na zmiany parametrów grunt. ....	118
6.2.6. Ostateczne wyniki symulacji .....	119
6.3. Symulacje numeryczne badań Vuis-P .....	121
6.3.1. Próbne obciążenia statyczne metodą Vuis-P .....	121
6.3.2. Założenia do obliczeń .....	122
6.3.3. Rezultaty obliczeń .....	124
6.4. Testy samozrównoważone w różnych warunkach gruntowych .....	124
6.4.1. Założenia .....	124
6.4.2. Wyniki symulacji .....	126
6.5. Zachowanie się poboczniczy pala przy wyciąganiu i wciskaniu .....	135
6.6. Komentarz i wnioski .....	137
<b>7. Podsumowanie i wnioski .....</b>	<b>141</b>
<b>8. Literatura .....</b>	<b>145</b>

# 1. Wstęp

Nieustannie postępująca na całym świecie urbanizacja pociąga za sobą rozwój różnych gałęzi budownictwa, w tym również geotechniki. Konstrukcje budowlane są posadawiane w coraz bardziej nietypowy sposób i w coraz bardziej skomplikowanych warunkach gruntowych, więc inżynierowie wciąż muszą stawiać czoła pojawiającym się nowym wyzwaniom projektowym. Fundamenty palowe, mające szerokie zastosowanie w geotechnice, również przeżywają swój rozkwit. Nowe technologie palowe i innowacyjne sposoby wykorzystywania pali w praktyce powodują, że nieustannie poszukiwane są metody pozwalające na usprawnienie procesu ich projektowania. Klasyczne podejścia, oparte na bezpośrednich lub pośrednich badaniach podłoża gruntowego, często są zależne od licznych współczynników empirycznych, silnie skorelowanych z lokalnymi warunkami, w których metody te zostały opracowane. Do tego dochodzą jeszcze problemy z efektem skali, pojawiające się np. przy wykorzystaniu sondowań CPTU do szacowania nośności pojedynczego pala. W konsekwencji korzystanie z tych metod w niestandardowych sytuacjach może prowadzić do błędnych rozwiązań.

Nowym trendem jest wykorzystanie badań pali w samym procesie projektowania, a nie tylko do powykonawczej kontroli. W miejscu projektowanego układu palowego wykonuje się wstępnie pale testowe, które następnie są poddawane próbnym obciążeniom statycznym, uważanym powszechnie za najbardziej miarodajną metodę oceny nośności pala. W ten sposób możliwa jest weryfikacja wstępnego projektu fundamentu palowego. Głównym problemem podczas badania jest konieczność zapewnienia odpowiedniej konstrukcji oporowej, zdolnej do przeniesienia obciążeń przyłożonych do pala za pomocą siłownika hydraulicznego. Realizuje się to zazwyczaj za pomocą pali kotwiących i odpowiedniego balastu, co może generować znaczące koszty i problemy techniczne, zwłaszcza przy palach o dużej nośności. Z tego powodu na przestrzeni lat trwały poszukiwania metody pozwalającej na równie dokładne określenie nośności pala, ale przy zniwelowaniu problemów związanych z budową konstrukcji oporowej.

W 1984 roku Jorj Osterberg zaproponował nową metodę badawczą, nazwaną od jego nazwiska testem Osterberga (Osterberg, 1998). W metodzie tej siłowniki umieszcza się wewnątrz badanego pala podczas jego instalacji w gruncie. Podczas wykonywania testu badana jest nośność dwóch części pala, jednej pod siłownikiem, a drugiej nad nim. Na podstawie

otrzymanych z badania dwóch krzywych  $Q$ -s (osobnej dla górnej i dolnej części pala) można wykreślić tzw. krzywą ekwiwalentną i oszacować nośność ekwiwalentną, czyli nośność pala wyznaczoną z testu Osterberga. Główną zaletą badania jest brak konieczności budowy konstrukcji oporowej, gdyż rozparcie dla siłownika jest zapewnione przez górną część pala. Z drugiej strony, nie brakuje jednak głosów, że test Osterberga jest innym badaniem niż standardowe próbné obciążenia statyczne i nie można ze sobą zestawiać tych dwóch testów, m. in. ze względu na inną pracę pobocznicy. Należy również pamiętać, że badanie Osterberga nie służy badaniu nośności pali tylko dostarczeniu danych do projektowania pali docelowych. Na przestrzeni lat powstały również inne rozwiązania badawcze nawiązujące do badania Osterberga, m. in. austriackie badanie nośności mikropali Hay-Proof (Hayden, 2013) i słowacka metoda Vuis-P (Mišove i Velič, 2010).

W niniejszej rozprawie zaproponowano nową metodę badawczą, nawiązującą do testu Osterberga. W podejściu tym, wykorzystując rurę stalową i metalowy trzpień, można osobno zbadać nośność pobocznicy i podstawy pala bez potrzeby budowy konstrukcji oporowej. W angielskiej nomenklaturze badania typu „test Osterberga”, są nazywane „bi-directional”, co jest trudno przetłumaczalne na język polski, dlatego też na potrzeby tej pracy nazwano metodą trzpienia rurowego lub testem samorzównoważonym, ze względu na powstający w palu podczas badania układ dwóch samorzównoważących się sił (wciskającej podstawę i wyciągającej pobocznice). Głównym celem pracy jest porównanie ze sobą zaproponowanej metody badawczej z standardowymi próbnymi obciążeniami statycznymi. W tym celu przeprowadzono badania polowe, badania laboratoryjne i studium numeryczne analizowanego zagadnienia.

Materiał w niniejszej rozprawie podzielono na siedem rozdziałów. W rozdziale 2 omówiono zagadnienie nośności pala, sposoby wyznaczania nośności na podstawie próbných obciążeń statycznych i metody jej szacowania na podstawie badań gruntu. W rozdziale 3 omówiono dokładnie zadanie badawcze i cele przeprowadzonych badań. Kolejne trzy rozdziały opisują badania przeprowadzone na potrzeby tej pracy: rozdział 4 – badania polowe, rozdział 5 – badania modelowe i rozdział 6 – studium numeryczne. W rozdziale 7 przedstawiono podsumowanie przeprowadzonych badań i otrzymane wnioski.

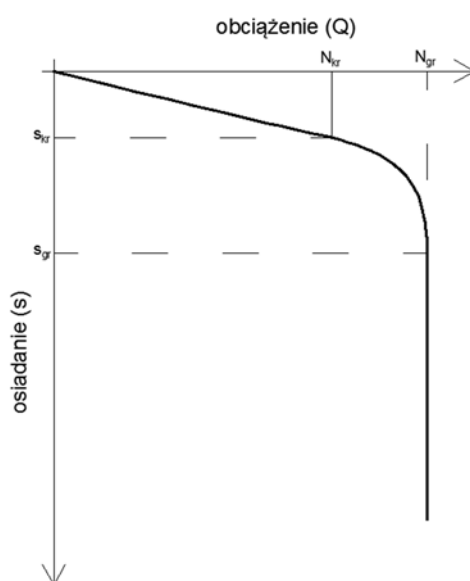


## 2. Nośność pojedynczego pala

Poprzez pojęcie nośności konstrukcji rozumie się zazwyczaj maksymalne obciążenie, które przyłożone do konstrukcji nie spowoduje jej zniszczenia (Jastrzębski i in., 1986). Niemniej jednak, zgodnie z zasadami wytrzymałości materiałów i teorii stanów granicznych, dla rozmaitych rodzajów konstrukcji i różnego sposobu ich pracy, pojęcie wyczerpania nośności może być wielorako definiowane.

### 2.1. Definicje nośności pala

W geotechnice terminem „nośność fundamentu” (bezpośredniego, palowego itp.) określa się zazwyczaj nośność gruntu otaczającego konstrukcję, ponieważ podłoże gruntu jest najsłabszym elementem układu grunt-fundament, który decyduje o nośności całej konstrukcji. Dla fundamentów i pali można wyróżnić pojęcia nośności krytycznej i granicznej. Jako nośność krytyczną  $N_{kr}$  definiuje się maksymalną siłę przyłożoną do fundamentu (nazywaną obciążeniem krytycznym), przy której w gruncie nie pojawiają się istotne odkształcenia plastyczne. Natomiast przez nośność graniczną  $N_{gr}$  określa się maksymalną siłę przyłożoną do fundamentu, (tj. obciążenie graniczne), powyżej której, przy dowolnie małej zmianie przykładanego obciążenia, następuje „niekontrolowany” przyrost osiadań fundamentu (rys. 2.1) (Fellenius, 1980, Tomlinson i Woodward, 2007).



Rys. 2.1. Poglądowa interpretacja nośności fundamentu bezpośredniego lub pala (krzywa  $Q-s$ )

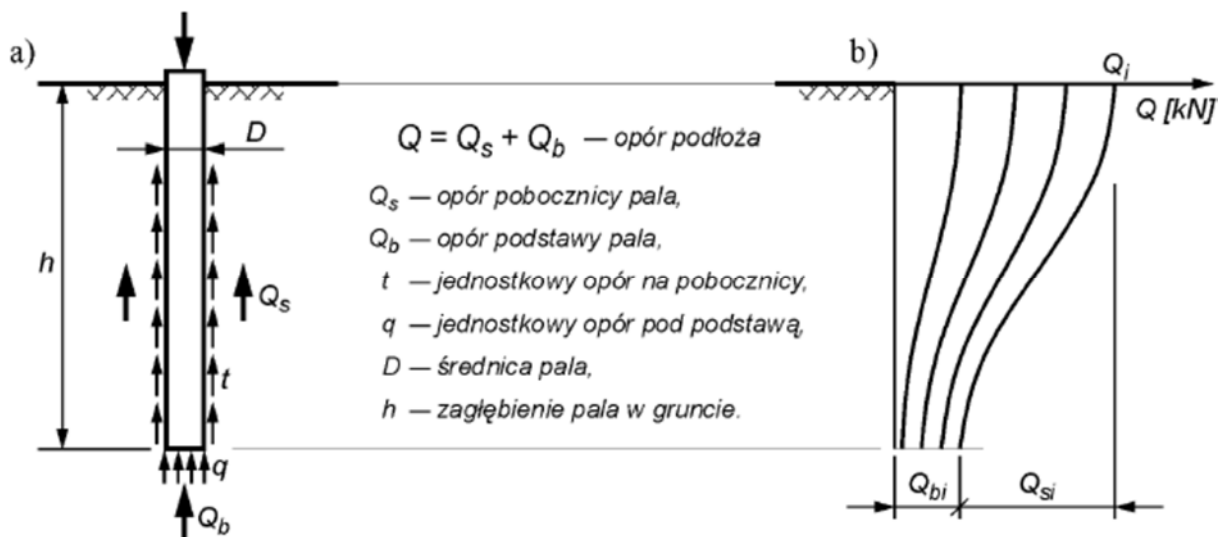
Badania wielu różnych fundamentów i pali pokazują jednak, że ściśle określenie nośności krytycznej i granicznej jest bardzo trudne, a czasem nawet niemożliwe, ponieważ zazwyczaj już od początku obciążania fundamentu grunt pracuje w pewnych regionach w stanie sprężysto-plastycznym. Według niektórych badaczy (Fellenius, 1999a) teoretyczne pojęcie nośności granicznej fundamentu zwykle nie występuje w rzeczywistych przypadkach nawet dla dużych deformacji podłoża, a jedyną poprawną i nowoczesną interpretacją zachowania się fundamentów pod obciążeniem jest analiza ich osiadań.

Dla pali w takiej sytuacji często nośność definiuje się w zależności od określonych przemieszczeń, tj. nośność krytyczną definiuje się jako obciążenie przyłożone do pala, dla którego osiadanie pala ma wartość  $s_{kr} = 0,02 \div 0,05D$ , a nośność graniczną jako przyłożoną do pala siłę, dla którego pal osiada o  $s_{gr} = 0,1D$ , gdzie  $D$  jest średnicą pala, (Wiłun, 1982, Gwizdała, 2010) (rys. 2.1). Niemniej jednak, niektórzy badacze mają wątpliwości (Fellenius, 1999a, Likins i in., 2012) do takiego podejścia określania nośności. Powszechnie przyjmuje się, że koncepcja 10% pochodzi od Terzagiego z roku 1942 (Fellenius, 1999a). Fellenius jednak twierdzi, że Terzaghi został nieopatrnie zrozumiany, gdyż on tylko twierdził, że do wyznaczenia nośności pala konieczne jest osiągnięcie jego osiadań równych co najmniej 10% jego średnicy, co nie oznacza, że dla takiego osiadania występuje nośność graniczna pala. Ponadto Terzaghi odnosił się do osiadań podstawy, a nie jak się dziś sądzi, głowicy pala.

## 2.2. Czynniki wpływające na nośność pala

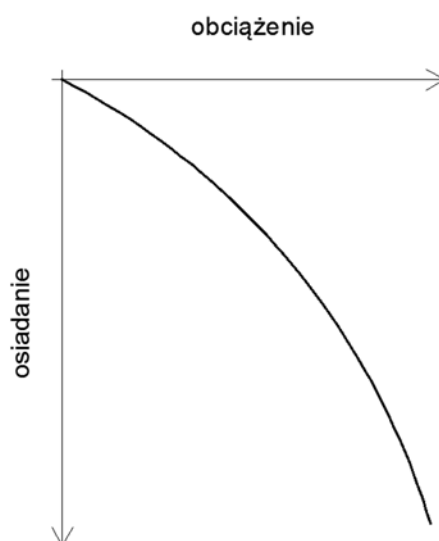
Przekazywanie obciążeń zewnętrznych z pala na podłoże jest procesem bardzo skomplikowanym. Najbardziej miarodajnym odzwierciedleniem jego zachowania pod przyłożoną siłą jest zależność obciążenia od osiadania, nazywana krzywą  $Q-s$  (rys. 2.1) .

Siła ściskająca przyłożona do pala osiowo jest przenoszona przez opory na jego podstawie i tarcie na pobocznicę, które zazwyczaj są traktowane jako niezależne od siebie (rys. 2.2). Pełna mobilizacja oporów następuje dopiero po osiągnięciu przez pal pewnych wartości przemieszczenia. Mniejsze wartości przemieszczeń są potrzebne do mobilizacji oporów na pobocznicę, a większe do mobilizacji oporów na podstawie (rys. 2.4). Całkowity kształt wykresu  $Q-s$  zależy głównie od procentowego udziału nośności podstawy i pobocznicę w palu. (rys. 2.4). Niemniej jednak, pale z reguły pracują w zakresie osiadań równych  $1 \div 2\%$  ich średnicy, co odpowiada pracy quasi-sprężystej (Gwizdała, 2010, Tomlinson i Woodward, 2007).

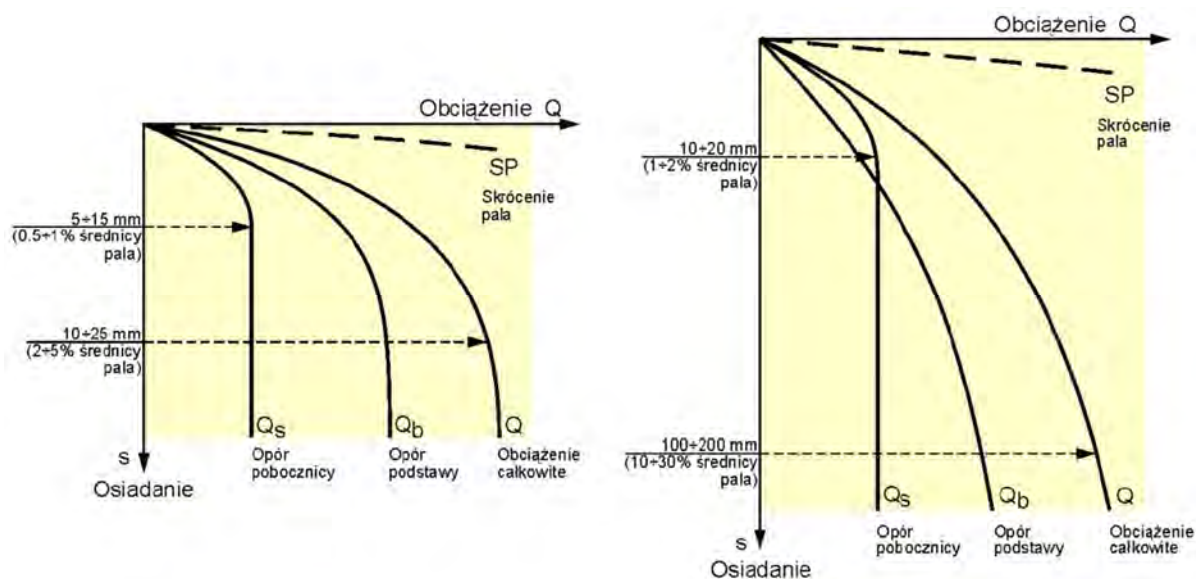


Rys 2.2. a) Opory jednostkowe i siły przekrojowe w palu b) Rozkład siły wzdłuż pala przy różnym poziomie obciążenia (Gwizdała, 2010)

Największy wpływ na nośność pali mają warunki gruntowe w jego najbliższym otoczeniu i uwarstwienie podłoża. W zależności od warunków gruntowych obciążenie może w różnym stopniu być przenoszone przez podstawę i pobocznice, co implikuje różny rozkład naprężeń w gruncie oraz w konsekwencji różny kształt krzywej  $Q$ - $s$  (rys. 2.3). Na nośność mają również wpływ warunki hydrogeologiczne podłoża oraz stan naprężenia w gruncie przed i po wykonaniu pala. Istotne są też wymiary pala i technologia jego wykonania (rys. 2.4). Instalacja pala w dużym stopniu zmienia w jego otoczeniu stan naprężeń i parametry gruntu *in-situ*, co ma w konsekwencji wpływ na opory jednostkowe występujące na palu (Gwizdała, 2010).



Rys 2.3. Krzywa  $Q$ - $s$  bez wyraźnie zaznaczonej nośności granicznej



Rys. 2.4. Rozkład naprężeń w a) palach wierconych i b) w palach wbijanych (Gwizdała, 2010)

Zjawiskiem często pomijanym, a mogącym również mieć istotne znaczenie, jest wpływ czasu na nośność pali. Już po procesie jego instalacji przez pewien czas mogą nastąpić zmiany związane z powrotem do równowagi naprężeń w gruncie (Randolph, 2003). Większość wykonanych pali musi przenosić obciążenia przez wiele lat i powstające w gruncie zjawiska np. pełzania, relaksacji lub konsolidacji podłoża mogą znacząco zmieniać w czasie nośność pala.

Inne czynniki mające wpływ na nośność pala, to m. in.: skrócenie trzonu pala, stopień zespolenia z konstrukcją, nośność pali w grupie, sposób przykładania obciążenia (np. obciążenia cykliczne), zjawiska korozyjne, filtracja, czy ruchy górotwórcze lub deformacje górnicze (Tomlinson i Woodward, 2007). Więcej zagadnień zostało wymienionych w pozycjach: (Tomlinson i Woodward, 2007, Fleming i in., 2008, Gwizdała, 2010, Wrana, 2015, Fellenius, 1999a). Z praktycznego punktu widzenia szczególnie ważne jest przełożenie rozpoznanych mechanizmów na język praktyki projektowej.

### 2.3. Normowe określenie nośności pala

Obecnie obowiązującymi normami z zakresu geotechniki są ustanowione w 2010 roku Eurokody Geotechniczne: (PN-EN, 1997-1:2008) oraz (PN-EN, 1997-2:2009) wraz z stowarzyszonym z nimi Załącznikiem Krajowym (PN-EN, 1997-1:2008/Ap2). Oprócz tego występują jeszcze normy związane z wykonawstwem: Pale Wiercone (PN-EN, 1536:1999) i Pale

przemieszczeniowe (PN-EN, 12699:2000), Ściany Szczelinowe (PN-EN, 1538:2002) i Mikropale (PN-EN, 14199:2008), które zawierają wiele informacji na temat klasyfikacji, technologii i zagadnień wykonawczych.

W zakresie projektowania pali Eurokod 7 nie jest typowym przepisem wykonawczym podającym gotowe rozwiązania, podaje on tylko ogólne zasady, które powinny być spełnione podczas projektowania. Również w Załączniku Krajowym (PN-EN, 1997-1:2008/Ap2) nie ma takich wytycznych, dlatego należy polegać bardziej na własnej wiedzy i doświadczeniu projektanta. Metody obliczeniowe mogą być zaczerpnięte z literatury, jednak powinny mieć korelacje z polskimi warunkami i dobrą weryfikację doświadczalną.

Odniesienia dotyczące pali występują w różnych miejscach EC7, ale temu zagadnieniu jest głównie poświęcony rozdział 7 (PN-EN, 1997-1:2008). Za nośność graniczną pala według Eurokodu 7 uznaje się siłę, która odpowiada osiadaniom równym 10% jego średnicy.

Nośność pali według Rozdz. 7.4.1. Eurokodu 7 (PN-EN, 1997-1:2008) powinno się przyjmować:

- „na podstawie wyników próbnych obciążeń statycznych, których zgodność z innym porównywalnym doświadczeniem została wykazana za pomocą obliczeń lub w inny sposób;
- na podstawie empirycznych lub analitycznych metod obliczeniowych, których wiarygodność została wykazana przez próbne obciążenia statyczne w podobnych sytuacjach;
- na podstawie wyników próbnych obciążeń dynamicznych, których wiarygodność została wykazana przez próbne obciążenia statyczne w podobnych sytuacjach;
- na podstawie obserwacji zachowania porównywalnych fundamentów palowych, jeżeli dane te są potwierdzone wynikami badań w terenie i badań”.

#### **2.4. Próbne obciążenia statyczne**

Za najbardziej miarodajną metodę oceny nośności pala powszechnie uchodzą próbne obciążenia statyczne; te badania są w stanie najlepiej odwzorować jego zachowanie się w gruncie pod wpływem obciążenia (Gwizdała, 2010, Fleming i in., 2008, Fellenius, 1999a, Tomlinson i Woodward, 2007). Istota badania polega na przyłożeniu statycznie do pala obciążenia i pomiaru przemieszczeń głowicy pala w zależności od wartości przyłożonej siły.

Rezultaty badania służą wyznaczeniu krzywej  $Q-s$ , na której podstawie można wyznaczyć nośność pala i wnioskować o jego zachowaniu pod wpływem obciążenia. Najczęściej stosowanym badaniem jest osiowosymetryczne ściskanie pojedynczego pala i temu zagadnieniu został poświęcony ten rozdział. Oprócz tego, możliwe jest m. in. badanie pali na wyciąganie i badanie pali obciążonych siłą boczną (Gwizdała, 2013).

#### 2.4.1. Aparatura badawcza

Obciążenie przykładane do pala jest realizowane za pomocą siłownika hydraulicznego (rys. 2.5), w którym ciśnienie może być zwiększane za pomocą pompy ręcznej lub pompy mechanicznej. Siłownik powinien spoczywać stabilnie na palu i przekazywać obciążenia idealnie osiowo. Zakres ciśnienia, w powiązaniu ze średnicą tłoka, powinien odpowiadać planowanemu obciążeniu pala lub być od niego większy. Pomiar aktualnego ciśnienia, odpowiadającego przyłożonemu obciążeniu, odbywa się za pomocą odpowiednio skalibrowanego manometru. Możliwy jest również bezpośredni pomiar siły.



Rys. 2.5. Siłownik hydrauliczny (skd-inzynieria.pl)

Aby siłownik mógł prawidłowo przekazywać obciążenie na pal, należy zapewnić mu rozparcie o konstrukcję oporową. Konstrukcja składa się zazwyczaj z zespołu belek stalowych, które mogą być zakotwione o inne pale, obciążone balastem lub zabezpieczone przy zastosowaniu obu tych dwóch metod. Elementy konstrukcyjne powinny być na tyle sztywne, by nie odkształcać się nadmiernie podczas pomiaru, co utrudnia zapewnienie stabilnego obciążenia. Pale kotwiące powinny być przygotowane odpowiednio do przeniesienia przyłożonego obciążenia większego nawet o 30% od planowanego obciążenia, (Fleming i in., 2008), a balast powinien być odpowiednio równomiernie rozmieszczony, tak aby nie miał wpływu na badanie i by jego środek ciężkości znajdował się centralnie nad badanym palem. Wszystkie elementy konstrukcji powinny również być ze sobą odpowiednio połączone i zabezpie-

czone, tak by konstrukcja mogła przenieść obciążenia większe nawet o 20% niż obciążenie projektowane podczas próbnego obciążenia statycznego (Fleming i in., 2008).



Rys. 2.6. Próbne obciążenie statyczne z konstrukcją oporową realizowaną za pomocą a) pali kotwiących (nafundamente.ru) b) balastu (piletest.eu)

Pomiar przemieszczeń odbywa się za pomocą czujników zegarowych, które mogą być mechaniczne lub indukcyjne i powinny odznaczać się dokładnością co najmniej rzędu 0,01 mm. Czujniki należy zabezpieczyć przed działaniem czynników zewnętrznych i zamocować do odrębnej bazy pomiarowej, zapewniającej niezależność pomiarów od przykładanego obciążenia. Czujniki powinny być co najmniej trzy, by zapewnić pomiar osiadań całej płaszczyzny pała, co zapewniałoby niezależność pomiar osiadań płaszczyzny pała. Nowoczesne systemy pomiarowe wykorzystują do pomiaru różne systemy laserowe i optyczne. Ich opis można znaleźć m. in. w (Tomlinson i Woodward, 2007, Muszyński i in., 2018).



Rys. 2.7. Przykładowe zastosowanie czujników pomiarowych zamontowanych na stanowisku badawczym autora

Poszczególne elementy konstrukcji oporowej i systemu pomiarowego powinny być skonstruowane w sposób, który zmniejszy do minimum ich interakcję z badanym pałem. Do-

tyczy to odpowiedniego rozmieszczenia pali kotwiących, systemu obciążenia, czujników i prawidłowej konstrukcji bazy pomiarowej. Zalecenia w sprawie odległości pomiędzy elementami badawczymi dotyczące budowy konstrukcji oporowej można znaleźć m. in. w normie (PN-B/83-02482) i innych miejscach, np. w (Fleming i in., 2008).

Norma (PN-B/83-02482), już nieobowiązująca, zaleca ponadto wykonanie projektu stanowiska do próbnego obciążenia statycznego, który powinien zawierać dokładny opis stanowiska badawczego.

#### **2.4.2. Przebieg badania**

Podczas badania prowadzony jest pomiar przemieszczeń głowicy pala w zależności od przyłożonego obciążenia, realizowanego poprzez zwiększenie ciśnienia w siłowniku hydraulicznym. Głównymi elementami mogącymi mieć wpływ na wyniki próbnego obciążenia statycznego mogą być:

- warunki gruntowo wodne
- charakter zastosowanej konstrukcji oporowej,
- sposób obciążania pala, wraz przyjętą prędkością obciążania, stopniami obciążenia,
- czas stabilizacji kolejnych kroków osiadań i czas całego testu.

W Eurokodzie 7 (PN-EN, 1997-1:2008) nie ma przedstawionej żadnej procedury badawczej. Metody stosowane w różnych krajach zostały szeroko zawarte np. w (Gwizdała, 2013, Tomlinson i Woodward, 2007). Niektóre z najpopularniejszych metod to: Slow Maintained Load Test, Quick Maintained Load Test, CPR test, LCPC, IE Test, zalecenia niemieckie, PN-69/B-02482, PN-83/B-02482 i inne.

W metodach stałego obciążenia (ang. Maitained Load) obciążenie jest przykładane do pala w kilku krokach obciążeniowych. Zwiększanie obciążenia do kolejnego kroku obliczeniowego dokonuje się po osiągnięciu odpowiedniej prędkości osiadania na kroku poprzednim. Liczba kroków oraz dopuszczalne prędkości osiadania zależą od przyjętej procedury.

W metodach stałej prędkości przemieszczenia (ang. Constant Rate of Penetration) pal jest obciążany ze stałą prędkością, zwykle pomiędzy 0,5 mm/min a 2 mm/min (Fleming i in., 2008), gdzie mniejsze prędkości stosuje się w badaniach gruntów spoistych. Do zastosowania tego typu badania wymagana jest specjalna pompa, która pozwoli na utrzymywanie stałego przemieszczenia podczas trwania całego testu. Obciążenie jest zwiększane aż do osiągnięcia



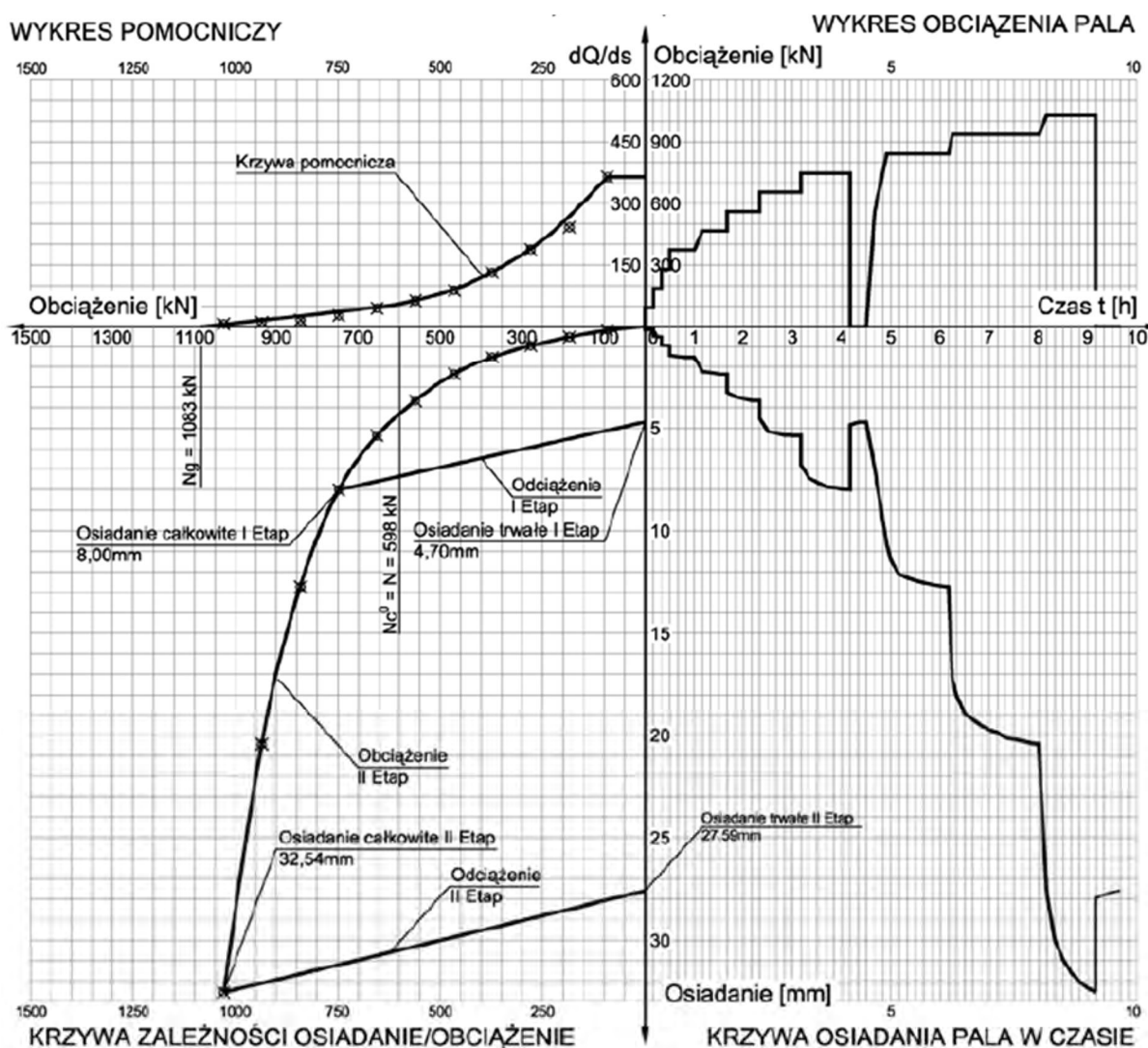
obciążenia granicznego lub osiadań równych ok. 10% średnicy pała. W gruntach spoistych wyniki badań odpowiadają obciążeniu w warunkach bez drenażu.

W Polsce od wielu lat najczęściej stosowaną procedurą badawczą jest metoda opisana w normie (PN-B/83-02482). W metodzie tej pał jest obciążany w równych stopniach aż do uzyskania nośności granicznej lub do wartości  $1,5 N_t$ , gdzie  $N_t$  jest nośnością obliczeniową pała według normy (PN-B/83-02482). Kolejne kroki obciążenia są przykładane w wielkości z przedziału  $1/12$ – $1/8$  wartości  $N_t$ . Każdy kolejny krok obliczeniowy powinien być przyłożony po osiągnięciu stabilizacji osiadań poprzedniego kroku obciążeniowego. Zakończenie osiadań można przyjąć umownie w chwili, gdy średni przyrost osiadania w dwu kolejnych okresach 10-minutowych jest nie większy niż 0,05 mm.

### **2.4.3. Interpretacja wyników badań**

Rezultaty badań służą wykreśleniu krzywej  $Q-s$  opisującej przemieszczenia głowicy pała w zależności od przyłożonego obciążenia (rys. 2.8). Krzywa ta stanowi podstawę do wyznaczenia nośności pała. Ponadto jej odpowiednia analiza pozwala na jakościową kontrolę badania, sprawdzenie założeń projektowych i uzyskanie informacji na temat wykonania pała. Możliwe jest również, przy wykorzystaniu analizy wstecznej, uzyskanie informacji na temat sztywności i kryteriów wytrzymałościowych dla gruntów (Fleming i in., 2008).

Na wyniki testu i kształt krzywej mają wpływ zarówno warunki gruntowe, technologia wykonania pała, jego sprężyste skrócenie, jak i dodatkowe procesy zastosowane przy instalacji, np. iniekcji pod podstawą (Gwizdała, 2013). Przykłady krzywych dla rezultatów badania pali wykonanych w różnych technologiach i różnych warunkach gruntowych zostały przedstawione m. in. w pracach (Gwizdała, 2013, Tomlinson i Woodward, 2007). Pokazują one, jak różnie mogą prezentować się krzywe w zależności od warunków gruntowych i technologii wykonania pała.



Rys. 2.8. Przykład wyników próbnych obciążeń statycznych (Rybak, 2008).

Interpretacja nośności na podstawie krzywej  $Q-s$  może się odbywać w różny sposób. Fellenius uważa nawet, że termin nośności jest nieprecyzyjny i dlatego w swojej pracy (Fellenius, 1999a) używa tego terminu w odniesieniu do pali w cudzysłowie (ang. „capacity”). O ile „niekontrolowane” duże przemieszczenie, związane z wypieraniem gruntu, daje się zauważyć w przypadku płytkich posadowień bezpośrednich, to w przypadku pali taki stan graniczny zazwyczaj nie występuje. W zależności od koncepcji oceny bezpieczeństwa i przyjętej metody obliczeń można wyróżnić różne podejścia do określania nośności (Tomlinson i Woodward, 2007).

Najbardziej klasyczne jest pojęcie nośności granicznej, lecz nie zawsze możliwe jest jej jednoznaczne określenie na podstawie wyników testu statycznego. W takich wypadkach często nośność interpretuje się jako siłę przyłożoną do pala w celu uzyskania konkretnego osiadania. Najczęściej przyjmuje się, że nośność graniczna jest obciążeniem odpowiadającym

osiadaniu głowicy pala równemu 10% jego średnicy. Wartość określa się jako dolne oszacowanie nośności granicznej (Tomlinson i Woodward, 2007). Taką interpretację nośności zaleca się również w normie (PN-EN, 1997-1:2008). Na podobnej zasadzie stosuje się również kryteria przemieszczeniowe, pozwalające na określenie maksymalnej siły przyłożonej do pala na podstawie osiadań, które można dopuścić dla pala. Przy stosowaniu takiego kryterium należy jednak pamiętać o tym, że praca pojedynczego pala podczas testu statycznego może się różnić od pracy pala w grupie (Fellenius, 1999a). Należy jednak podkreślić, że ta metoda ma charakter bardzo umowny, ponieważ wartość  $0,1D$  może np. oznaczać  $0,1 \times 1,2 \text{ m} = 12 \text{ cm}$ , co jest wartością znaczenie wykraczającą poza poziomy osiadań akceptowalne w praktyce projektowej.

### **Metody interpretacji nośności pala na podstawie wykresu $Q$ - $s$**

Nośność pala można również wyznaczać na podstawie różnych kryteriów ekstrapolacyjnych dostępnych w literaturze. Metody te pozwalają na oszacowanie nośności, kiedy z kształtu otrzymanej krzywej nie można jednoznacznie określić jego nośności granicznej lub badanie przedwcześnie się skończyło i nie otrzymano pełnej informacji o przebiegu procesu obciążenie-osiadanie.

Wśród wielu istniejących metod można według (Hirany i Kulhawy, 1991) wyróżnić kryteria oparte na ograniczonych osiadaniach, graficzną interpretację danych, modelowanie matematyczne lub mieszane. Większość tych kryteriów jest empiryczna i bazuje na kryteriach deformacyjnych.

### **Metoda China (Chin, 1970) za (Fellenius, 1999a)**

Metoda jest uszczegółowieniem dla pali bardziej ogólnej, zaproponowanej przez Kondnera, metody dotyczącej wytrzymałości gruntów. W metodzie China został zaproponowany hiperboliczny kształt wykresu  $Q$ - $s$ , który można opisać równaniem:

$$Q = \frac{s}{s \cdot C_1 + C_2}, \quad (2.1)$$

gdzie:  $s$  – osiadanie [mm],  $Q$  – obciążenie [kN], a  $C_1$  i  $C_2$  to dwie stałe w metodzie China.

Nośność graniczna jest asymptotą ( $s \rightarrow \infty$ ) hiperboli, wyznaczaną z następującej zależności:

$$N_{gr} = \frac{1}{C_1}. \quad (2.2)$$

### **Metoda Brinch-Hansena 80% (Hansen, 1961) za (Rybak, 2008)**

W tej metodzie zakłada się paraboliczny kształt krzywej  $Q$ - $s$ , opisany wzorem (2.3). Przez nośność graniczną rozumie się takie obciążenie, dla którego osiadanie przekroczyło czterokrotnie wartość pomierzoną przy 80% tego obciążenia. Kształt krzywej  $Q$ - $s$  i nośność graniczną można wyznaczyć z zależności (2.3) i (2.4). Według Felleniusa (Fellenius, 1999a) kryterium Brinch-Hansena pozwala na wyznaczenie wartości siły, która najbardziej odpowiada intuicyjnemu pojęciu nośności granicznej pała. Należy jednak pamiętać, że metoda ta jest bardziej wrażliwa na niedokładności wyników pomiarów niż inne metody (Fellenius 1999).

$$Q = \frac{\sqrt{s}}{s \cdot C_3 + C_4}, \quad (2.3)$$

$$N_{gr} = \frac{1}{2\sqrt{C_3 C_4}}, \quad (2.4)$$

gdzie  $C_3$  i  $C_4$  to stałe dla metody Brincha-Hansena.

Odmianą tej metody jest metoda Brinch-Hansena 90%.

### **Metoda Decourta (Decourt, 1999) za (Fellenius, 1999a)**

Decourt zaproponował metodę podobną do metody China i Brinch-Hansena. Zależność pomiędzy obciążeniem a osiadaniem i nośność graniczną wyznacza się z:

$$Q = \frac{C_6 s}{1 - C_5 s}, \quad (2.5)$$

$$N_{gr} = \frac{C_6}{C_5}, \quad (2.6)$$

gdzie  $C_5$  i  $C_6$  to stałe dla metody Decourta.

Metoda ta daje porównywalne wyniki do propozycji China. Jej zaletą jest możliwość łatwego śledzenia procesu powstawania krzywej w układzie osi transformowanych  $Q/s$ - $Q$ .

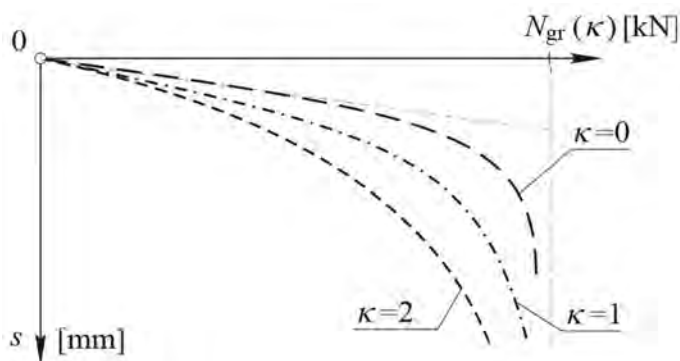
## Metoda Meyera (Meyer, 2014)

W metodzie tej zależność pomiędzy osiadaniami a przyłożonym obciążeniem przedstawia wzór (2.7):

$$s = C N_{gr} \frac{\left(1 - \frac{N}{N_{gr}}\right)^{-\kappa} - 1}{\kappa}, \quad (2.7)$$

gdzie:  $s$  – osiadania [mm],  $C$  – parametr opisujący sprężystą pracę gruntu [mm/kN],  $N$  – siła przyłożona do pala [kN],  $N_{gr}$  – nośność graniczna pala [kN],  $\kappa$  – bezwymiarowa stała (-).

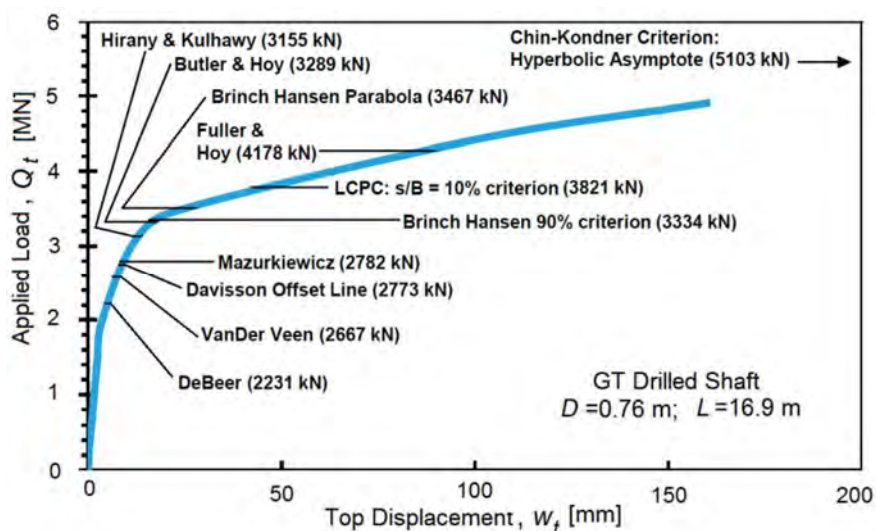
Najważniejszą różnicą pomiędzy tym kryterium, a pozostałymi metodami jest występowanie stałej  $\kappa$ , która odpowiada za odpowiednie zamodelowanie kształtu wykresu  $Q$ - $s$ . (rys. 2.9.)



Rys. 2.9. Wpływ współczynnika  $\kappa$  na kształt krzywej  $Q$ - $s$  (Meyer 2014).

Proponowana krzywa ma asymptotę pionową  $N \rightarrow N_{gr}$ . Wykorzystując wyniki próbnych obciążeń statycznych ( $N, s$ ), wyznacza się parametry krzywej –  $C$ ,  $\kappa$ , i  $N_{gr}$ . Parametr  $C$  wyznaczany jest z liniowego zakresu pracy krzywej, natomiast do wyznaczenia parametrów  $N_{gr}$  i  $\kappa$  należy skorzystać z metody najmniejszych kwadratów. Dokładną procedurę wyznaczania krzywej opisano w (Meyer i Szmeczel, 2013).

Inne, często stosowane kryteria określania nośności granicznej można znaleźć m. in. w (Gwizdała, 2013, Hirany i Kulhawy, 1991, Fellenius, 1999a). Przykładowe wyniki wyznaczenia nośności dla pojedynczego pala z użyciem różnych kryteriów przedstawiono na rys. 2.10, gdzie cechują się one bardzo dużym rozrzutem.



Rys. 2.10. Przykład obliczeń różnych nośności dla tej samej empirycznej krzywej  $Q$ - $s$  (Wrana, 2015)

Metody powstawały często dla specyficznych warunków i sytuacji obliczeniowych. Zastosowanie danego rozwiązania do poszczególnych sytuacji powinno być starannie prze-myślane i podparte doświadczeniem w stosowaniu poszczególnych kryteriów. To wszystko powoduje, że metody te dają często bardzo rozbieżne wyniki nawet dla takich samych danych pomiarowych, co zostało pokazane w pracach wielu autorów, np. (Gwizdała, 2013, Wrana, 2015). Ostatnią fazę samego badania należy przeprowadzić wyjątkowo uważnie, by wszystkie punkty pomiarowe były dokładnie wyznaczone.

Przyjęcie odpowiedniego kryterium powinno zależeć od przyjętej interpretacji nośności oraz od doświadczenia w stosowaniu poszczególnych rozwiązań. Przetestowanie jednego lub kilku kryteriów i bazowanie na nich, pozwala na stworzenie własnej bazy referencji, do której można się odnosić przy kolejnych pomiarach.

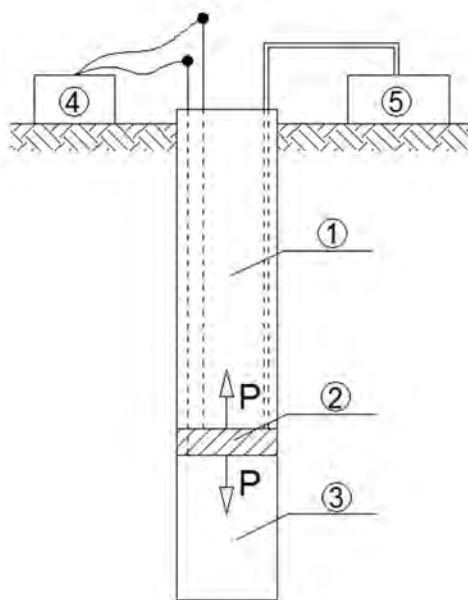
Według Felleniusa (Fellenius, 1980, Fellenius, 1999b) dobra metoda powinna być oparta na matematycznych założeniach i gwarantować taki sam wynik niezależnie od graficznej skali wykonanego wykresu  $Q$ - $s$  i od osoby interpretującej wykres. Ponadto kryterium powinno być dobrane w zależności od typu wykresu i powinno uwzględniać długość pała. Dla celów praktycznych różnice oszacowań nie są jednak aż tak duże jak na rys. 2.10, ponieważ dla nośności krytycznej stosuje się współczynniki bezpieczeństwa znacznie mniejsze niż dla nośności granicznej.

## 2.5. Inne metody badań pali

Choć próbne obciążenia statyczne są powszechnie uważane za najbardziej miarodajną metodę oceny nośności pali, to mają jednak pewne wady. Największym problemem jest zazwyczaj konieczność zapewnienia odpowiedniej konstrukcji oporowej i jej duże koszty. Szczególnie duże znaczenie ma to w przypadku pali wielkośrednicowych, mających za zadanie przenosić duże obciążenia (kilkanaście MN lub więcej). Przez wiele lat poszukiwano rozwiązania, które mogłoby stać się alternatywą dla standardowych badań.

### 2.5.1. Badanie Osterberga

W połowie lat 80. XX w. Jorj O.Osterberg zaproponował odmienną metodę badania pali, nazwaną od jego imienia testem Osterberga (Osterberg, 1998). Istotą tego badania jest pomysł, aby siłownik hydrauliczny umieścić wewnątrz badanego pala w dolnej jego części. Powoduje to, że nie jest konieczna budowa konstrukcji oporowej, gdyż rozparcie siłownika jest realizowane przez ciężar pala. Dodatkowo, obciążenie przykładane do pala może być zredukowane nawet o połowę w stosunku do standardowego badania. Koncepcję badania przedstawia rys. 2.11.

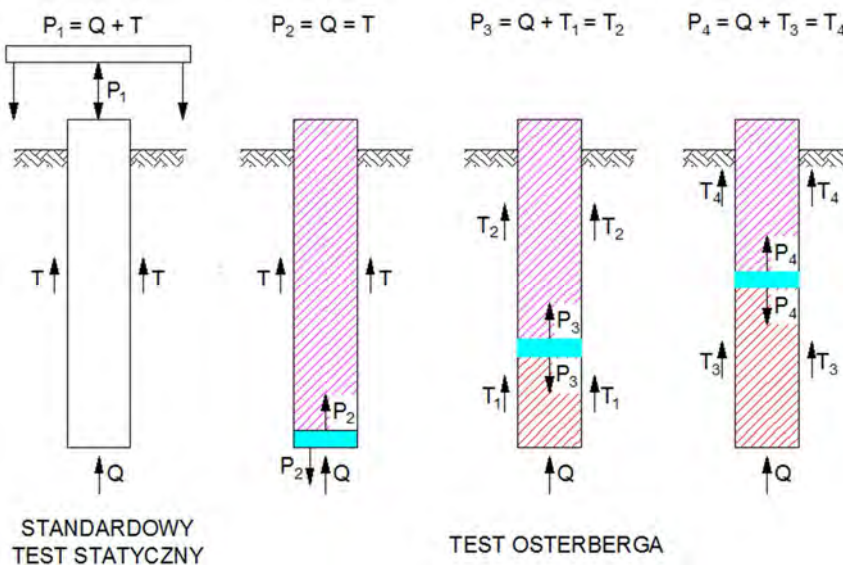


Rys. 2.11. Schemat testu Osterberga: 1 – górna część pala (kotwiąca), 2 – komora Osterberga, 3 – dolna część pala (wciskana), 4 – aparatura kontrolno-pomiarowa przemieszczeń, 5 –hydraulika siłowa (pompy oleju)

W badaniu Osterberga pal jest nieciągły, a dwie jego części są przedzielone specjalną komorą ekspansywną nazywaną komorą Osterberga, lub w skrócie O-cell (element nr 2 na rys. 2.11). Składa się ona z odpowiednio umieszczonych siłowników hydraulicznych, które są

umieszczone w pału podczas jego wykonywania. Do przeprowadzenia pomiaru można przystąpić po zabetonowaniu pała i związaniu betonu. Badanie polega na stopniowym zwiększaniu ciśnienia w komorze, co wpływa na jej stopniowe rozpieranie w kierunku pionowym. Skutkiem tego w pału pojawiają się dwie siły pionowe, o tym samym kierunku, ale przeciwnych zwrotach, oddziałujące jednocześnie na górną i dolną część pała. Ponadto realizowany jest pomiar przemieszczeń obu części pała w zależności od przyłożonej siły. Badanie jest prowadzone aż do wyczerpania nośności przez jedną z tych dwóch części pała, albo do osiągnięcia maksymalnej nośności komory.

Komora Osterberga może być umieszczona na różnej głębokości (rys. 2.12). Wyniki testu będą jednak najbardziej miarodajne, kiedy komora zostanie umieszczona w taki sposób, aby nośność dolnej części pała była jak najbardziej podobna do nośności górnej części pała. Ze względu na pracę pała przez podstawę warunek ten jest zwykle trudny do spełnienia, jeśli komora jest umieszczona za wysoko. Wynika to z faktu, że test Osterberga pozwala tylko na oszacowanie jednego składnika nośności – mniejszego z dwóch.



Rys. 2.12. Różne możliwości umieszczenia komory

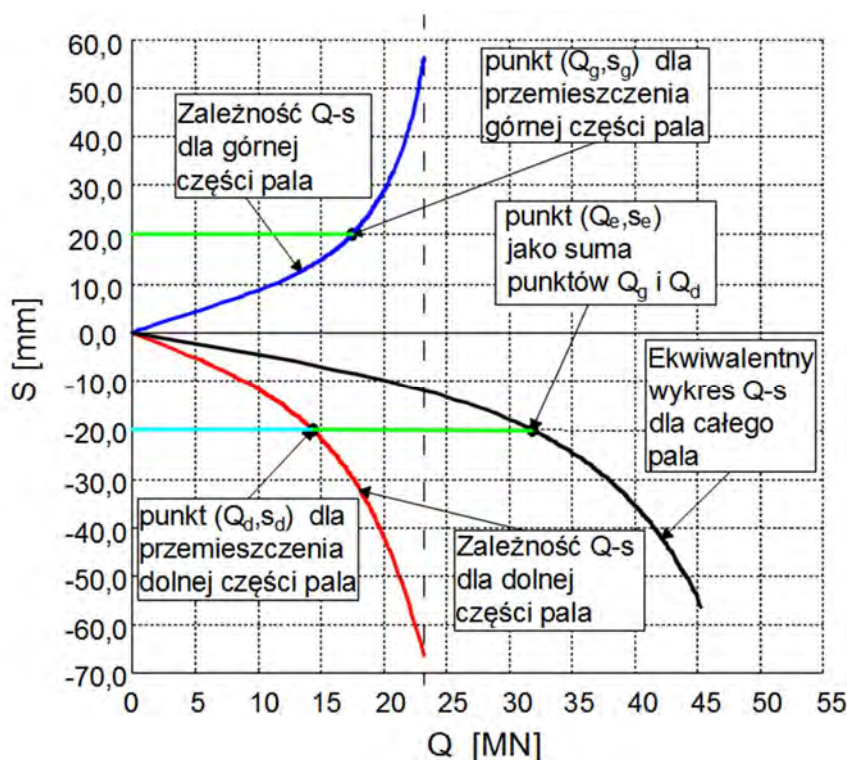
Po badaniu nośność całego pała można przyjąć jako dwukrotność siły przyłożonej do pała podczas testu. Jeżeli więc oba składniki będą do siebie bardzo podobne, wtedy oszacowana całkowita nośność pała będzie maksymalna. Dlatego ważne jest wstępne oszacowanie, jakie miejsce do umieszczenia komory jest jak optymalne. Badanie jest prowadzone aż do wyczerpania nośności przez jedną z tych dwóch części pała albo do osiągnięcia maksymalnej nośności komory. Rozwiązanie to dotyczy pali wierconych wykonanych z betonu lub żelbetu oraz wymaga zastosowania traconego siłownika hydraulicznego.



Komora Osterberga pozwala na ocenę osiadania i nośność pali o średnicy nawet kilku metrów i na generowanie bardzo dużych obciążeń; wg (Schmertmann i Hayes, 1997) rzędu nawet 200 MN. Dodatkowo podczas testów obszar badawczy jest zredukowany, ponieważ nie jest potrzebne żadne dodatkowe obciążenie przykładane do pala. Głównym zastosowaniem badania jest kalibracja projektowanych pali, tj. przeprowadzenie badań na palach testowych, których wyniki będą mogły służyć zaprojektowaniu pali docelowych.

Wątpliwości, które się pojawiają przy analizie rezultatów testu Osterberga wynikają z faktu, że górna część pobocznicy pracuje w przeciwną stronę niż w przypadku, gdy pal w tradycyjny sposób pracuje na wciskanie. Zmienia się również sposób pracy samej podstawy, która nie jest dodatkowo „dociążana”, przez pobocznice. Ponadto pojawiają się wątpliwości, podnoszone np. przez polską normę (PN-B/83-02482), czy wstępne uniesienie się górnego odcinka pala może mieć niekorzystny wpływ na jego późniejszą nośność. Te kwestie wymagała weryfikacji – w ramach niniejszej rozprawy doktorskiej.

Wynikiem testu Osterberga są dwa wykresy  $Q$ - $s$ , osobno dla części pala znajdującej się nad komorą i pod nią, por. linia czerwona i niebieska na rys. 2.13.



Rys. 2.13. Dwie składowe krzywe  $Q$ - $s$  z pomiarów oraz skonstruowana ekwiwalentna krzywa  $Q$ - $s$ .

Dwie wyznaczone krzywe stanowią podstawę do wyznaczenia ekwiwalentnego wykresu  $Q$ - $s$ , który nawiązuje do wyników standardowego próbnego obciążenia statycznego.

Powstało kilka prac, które pozwalają na opisanie tego zagadnienia, np. (Osterberg, 1998, Lee i Park, 2008). W metodzie Osterberga proces konstruowania krzywej został podzielony na kilka etapów. Na początku obie krzywe otrzymane z testu zostają podzielone na szereg punktów. Następnie wybiera się dowolne dwa punkty z obu krzywych dla takich samych (co do wartości bezwzględnej) wartości przemieszczenia i konstruuje się nowy punkt. Ma on taką samą wartość osiadania, natomiast rzędna obciążeń powstaje poprzez zsumowanie wartości obciążeń dla tych dwóch wybranych punktów. Procedura jest powtarzana dla kolejnych punktów, aż uzyska się możliwość wykreślenia pełnej ekwiwalentnej krzywej  $Q-s$ . W metodzie tej zakłada się, że praca pobocznicy jest taka sama w przypadku jej wyciągania i wciskania, a sposób pracy pobocznicy nie ma wpływu na nośność podstawy. Oparte to jest na założeniach, że skrócenie pala nie przekracza kilku procent wartości osiadań (Osterberg, 1998). Bardziej rozbudowane metody pozwalają na konstruowanie wykresu z uwzględnieniem skrócenia pala (Lee i Park, 2008), lecz stosowanie tego rozwiązania jest celowe tylko dla pali o dużej smukłości.

Komora Osterberga pozwala prowadzić badania ciągle i przez dłuższy okres czasu oraz badać efekty długotrwale przyłożonego obciążenia, efekty pełzania, czy starzenia. Sama komora oraz specjalistyczna instalacja wewnątrz pala są tracone w każdym badaniu, a ich zastosowanie ogranicza się generalnie do pali betonowanych w gruncie.

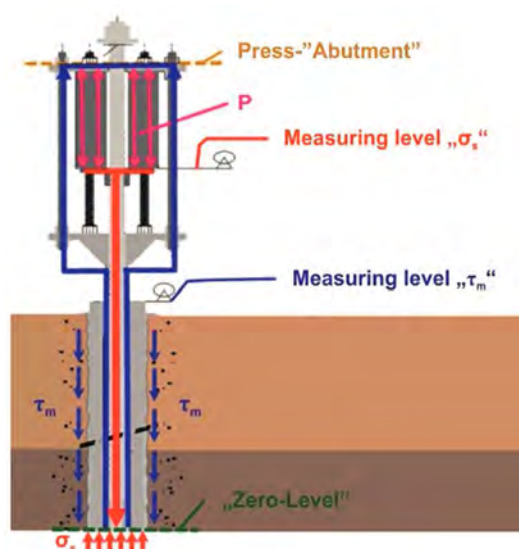
Testy Osterberga, doprowadzone do utraty nośności, pozwalają *de facto* na szacowanie tylko jednego składnika nośności, tego mniejszego spośród dwóch – nośności unoszonej części górnej i nośności wciskanej części dolnej; nośność drugiej z tych części nie jest mniejsza od tej minimalnej wartości, a zatem ich suma nie jest mniejsza od podwojonej minimalnej wartości. Określa się w ten sposób maksymalną dopuszczalną siłę, która może wystąpić w komorze, czyli „nośność w teście Osterberga”. Sprawą o podstawowym znaczeniu jest związek tej siły z nośnością pala – otóż przyjmuje się, że nośność w teście Osterberga jest równa nośności rzeczywistego pala pracującego w warunkach wciskania, a ściślej jest jej bezpiecznym (zaniżonym) oszacowaniem. To zagadnienie ma kilka aspektów.

Po zakończeniu badania nie ma możliwości odzyskania oprzyrządowania komory Osterberga, ale może być ona zabetonowana, co – dla pali pracujących na wciskanie – eliminuje ujemne skutki nieciągłości pala. Specjalistyczna firma Load Test przeprowadza w różnych częściach świata obciążenia próbne typu O-cell (Osterberg, 1998), ale w Polsce tego typu badania prawdopodobnie nie były jeszcze wykonywane.

Testy Osterberga są metodą stosunkowo mało znaną w naszym kraju, a publikacje na ten temat w krajowej literaturze nie są liczne (Meyer i Kowalów, 2010). Niemniej jednak, w Polsce istnieje wieloletnia tradycja korzystania z komór iniekcyjnych w podstawie pala (patenty kilku krajowych jednostek naukowych i badawczych), których idea koncepcyjnie odpowiada idei testu Osterberga. Komora iniecyjna umieszczana jest w podstawie badanego pala. Po częściowym związaniu betonu w palu wykonywana jest iniekcja zaczynu cementowego, głównie pod podstawę pala, co można kontrolować przez pomiar podniesienia pala (Rychlewski, 2013). Wykorzystanie kotwiącej funkcji poboczniczy pala jest w tym przypadku podobne jak w teście Osterberga. Należy jednak podkreślić, że komora iniecyjna typu *post-grouting* nie pełni roli badania nośności pala, ale stanowi narzędzie pozwalające wstępnie zwiększyć naprężenie w gruncie pod podstawą pala, redukując w konsekwencji jego osiadania. Szerszy opis tego zagadnienia można znaleźć w pracach: (England, 2003, Osterberg, 1998, Schmertmann i Hayes, 1997).

### 2.5.2. Hay proof test

Innym rozwiązaniem technicznym, stosowanym do pomiaru nośności pali, jest opatentowany w Austrii stosowany do badań mikropali, kotew i gwoździ gruntowych system Hay Proof System (rys. 2.14) (Hayden, 2013).



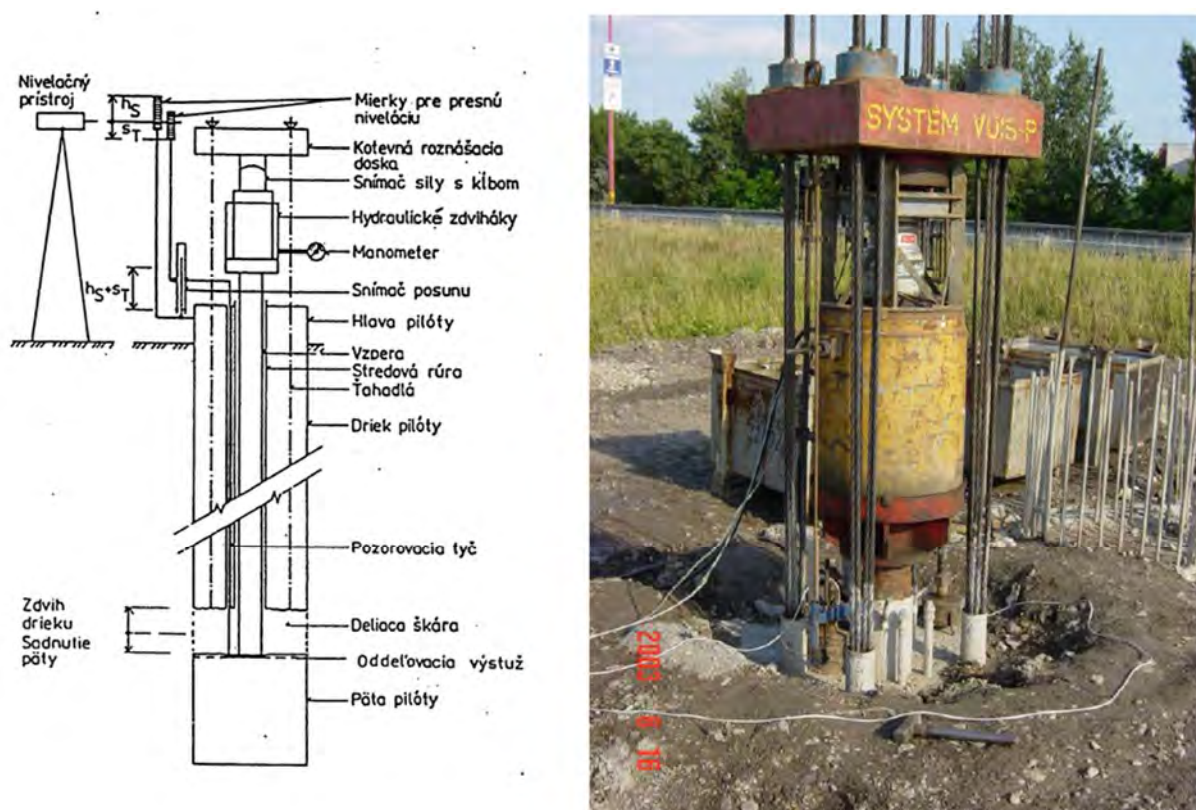
Rys. 2.14. Schemat testu Hay proof (Monsberger i in., 2016)

Są to pale o dużej smukłości, których konstrukcję nośną zapewniają różnego rodzaju profile stalowe. Przekazanie obciążenia na podłoże gruntowe jest realizowane przez korpus zbudowany z iniektu cementowego. Siła obciążająca mikropal podczas walidacji w teście statycznym przekazywana jest na dolny odcinek mikropala iniecyjnego za pomocą rdzenia

stalowego, odizolowanego od górnej części mikropala, na którego głowicy spoczywa siłownik hydrauliczny. Równoważenie układu w teście statycznym zapewnione jest przez system cięgien kotwiących do górnej części mikropala. Dla mikropala, praca pobocznicy na wyciąganie nie różni się bardzo od pracy pobocznicy na wciskanie.

### 2.5.3. Vuis-P

Drugą metodą badawczą jest opatentowany w Słowacji system firmy *VUIS-P*. Rozwiązanie to, również oparte jest na propozycji Osterberga, jest stosowane do badań nośności pali (Velič i Mišove, 2013).



Rys. 2.15. Schemat badania Vuis-P (Velič i Mišove, 2013)

Metoda Vuis-P (rys. 2.15) stosowana jest do badań nośności żelbetowych pali wierconych wykonywanych w wyciąganych stalowych rurach osłonowych. Siła obciążająca żelbetowy pal wiercony w teście statycznym przekazywana jest na jego podstawę (lub krótki odcinek pala przy jego podstawie) za pomocą rdzenia stalowego, na którego głowicy spoczywa siłownik hydrauliczny. Równoważenie układu zapewnione jest również przez system cięgien kotwiących do górnej części pala.

## 2.6. Szacowanie nośności osiowej pojedynczego pala na wciskanie

Szybki rozwój technologii palowych w ostatnich latach pozwala dziś na stosunkowo dokładną kontrolę materiału pala i sposobu jego wykonania w gruncie. Mimo to procesy zachodzące w gruncie otaczającym oraz jego zachowanie pod wpływem obciążenia wciąż nie są całkowicie rozpoznane. W porównaniu do fundamentów bezpośrednich, grunt w otoczeniu pala ulega dużemu przeobrażeniu podczas jego wykonywania, zależnie od sposobu instalacji, co ma zazwyczaj odzwierciedlenie w uzyskanej nośności. Co więcej, zmiany te mogą często występować w czasie nawet kilku miesięcy po instalacji ze względu na zachodzące w gruncie różne procesy rekonsolidacyjne i relaksacyjne. Choć liczne badania prowadzone zarówno w warunkach polowych jak i na modelach laboratoryjnych pozwoliły na istotne rozszerzenie stanu wiedzy, to niektórzy badacze podkreślają, że w niektórych warunkach oszacowanie nośności pala z dokładnością większą niż 30% nigdy nie będzie możliwe (Randolph, 2003).

Dokładność obliczeń przy projektowaniu nie zależy jednak od stopnia skomplikowania modelu przyjętego do obliczeń, ale głównie od dokładności informacji i jakości parametrów użytych do analizy, w tym od budowy geologicznej podłoża. Tak więc podstawą do prawidłowego oszacowania nośności jest wykonanie w odpowiednim zakresie badań podłoża gruntowego, które pozwolą na stworzenie prawidłowego obrazu profilu gruntu i oszacowanie parametrów *in-situ* warstw gruntowych. Zakres niezbędnych badań w przypadku pali ukazany jest w publikacjach: (Tomlinson i Woodward, 2007, Gwizdała, 2013).

Z powodu niepewności związanych z odpowiednim uwzględnieniem metod instalacji pala, dużą rolę pełnią badania pali w terenie, w tym próbne obciążenia statyczne, zalecane również w projektowaniu przez Eurokod 7 (PN-EN, 1997-1:2008). Najbardziej wskazane jest testowanie pali we wstępnej fazie projektu, co pozwala na zredefiniowanie założeń przyjętych do projektowania i uwzględnienie empirycznych korelacji. Z reguły jednak badania są ograniczone jedynie do powykonawczego testu i to raczej w krótkim czasie po wykonaniu pala, co nie pozwala na pomiar jego pełnej nośności.

Ponieważ nie da się oszacować wpływu różnych metod instalacji pala bazując jedynie na podstawowych zasadach klasycznej mechaniki gruntów, w stosowanych metodach wykorzystuje się rozmaite współczynniki empiryczne, uzyskane na podstawie doświadczenia, zwykle w próbnym obciążeniu statycznym. Wobec tego większość obecnie stosowanych metod jest *de facto* empiryczna lub półempiryczna i została wyznaczona dla ograniczonej bazy sytuacji obliczeniowych. Nie istnieje prosta, fundamentalna metoda projektowania, która

mogłaby być obiektywna w każdych warunkach. Stosując dane rozwiązanie należy mieć świadomość, dla jakich danych został opracowany model obliczeniowy i z jakimi ograniczeniami należy się liczyć przy ekstrapolacji bazy danych. Ponadto zgodnie z zaleceniami np. EC7 (PN-EN, 1997-1:2008) stosowanie danej metody powinno być zawsze zweryfikowane poprzez próbne obciążenia statyczne.

### 2.6.1. Ogólne założenia do szacowania nośności

Nośność pala jest połączonym efektem działania oporów w jego podstawie i na jego pobocznicy. Obciążenie przyłożone do pala jest więc przenoszone przez ścinanie generowane na jego pobocznicy i przez naprężenia ściskające pod jego podstawą. Powszechnie obowiązujące podejście do obliczania nośności pali zakłada, że nośność traktuje się jako sumę tych dwóch komponentów z uwzględnieniem wymiarów geometrycznych pala. W EC7 zależność ta (PN-EN, 1997-1:2008) jest przedstawiona za pomocą wzoru:

$$R_{c,k} = R_{b,k} + R_{s,k} = A_b \cdot q_{b;k} + \sum A_{s;iq} \cdot q_{s;k;i} \quad (2.8)$$

gdzie:

$R_{b,k}$  – nośność podstawy pala

$R_{s,k}$  – nośność pobocznicy pala

$A_b$  – powierzchnia pola przekroju poprzecznego podstawy pala,

$A_{si}$  – powierzchnia pobocznicy pala w obrębie jednej obliczeniowej warstwy gruntowej,

$q_{b;k}$  – wartość charakterystyczna oporu jednostkowego pod podstawą pala,

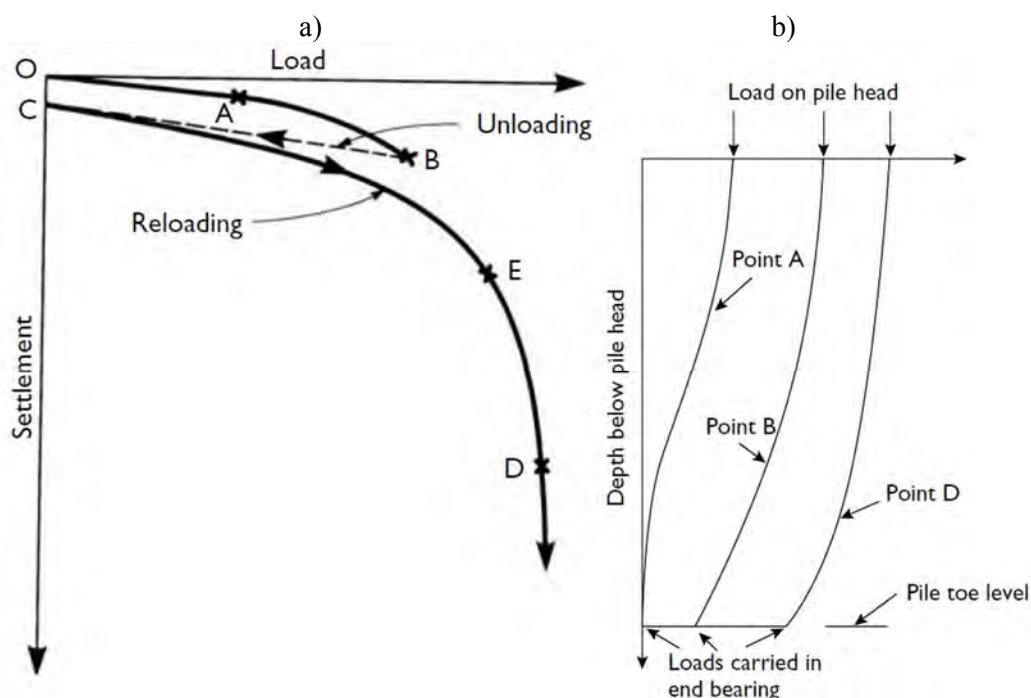
$q_{s;k;j}$  – wartość charakterystyczna oporu jednostkowego pobocznicy pala w obrębie jednej warstwy obliczeniowej gruntu

Z uwagi na fakt, że przy obecnym zaawansowaniu technologicznym, nie ma problemów z wykonaniem pala o założonych wymiarach z wystarczająco dobrą dokładnością, obliczenie nośności pojedynczego pala ogólnie sprowadza się do wyznaczenia oporów jednostkowych. W normie (PN-EN, 1997-1:2008) nie ma opisanych żadnych konkretnych zaleceń, które pozwalałyby na ich określenie, a odpowiedzialność przyjęcia sposobu obliczeń spada na projektanta, który ma określić graniczne opory jednostkowe na podstawie swojego doświadczenia (Kłosiński, 2012). Wybrane rozwiązanie powinno jednak mieć zastosowanie w porównywalnych warunkach i być skorelowane z wynikami próbnymi obciążeń statycznych. W literaturze można napotkać wiele metod, które pozwalają na oszacowanie granicznych



oporów jednostkowych. Część z nich została opisana w pracach: (Tomlinson i Woodward, 2007, Gwizdała, 2013). Metody stosowane do projektowania powinny być dobierane w zależności od przyjętej na wstępie koncepcji nośności, ponieważ zostały one opracowane dla różnego zastosowania.

Pełne zachowanie pala pod wpływem obciążenia obrazuje krzywa  $Q-s$  (rys. 2.16a). Na początku pal pracuje w zakresie sprężystym i obciążenie jest przenoszone głównie przez pobocznice, później stopniowo coraz większe opory mobilizują się w podstawie (rys. 2.16b). Po pełnej mobilizacji oporów na pobocznicy pracuje już tylko podstawa. Za nośność graniczną całego pala przyjmuje się obciążenie, powyżej którego następuje niekontrolowany przyrost osiadań (Punkt D). Niestety z reguły krzywa  $Q-s$  dla pala rzadko ma kształt, który pozwalałby na wyraźne określenie momentu utraty nośności. W takich przypadkach, jak wyjaśniono wcześniej, zwykle nośność określa się jako obciążenie, dla którego pal osiągnie konkretne osiadanie, zwykle równe 10% jego średnicy (Punkt E). Ponadto należy pamiętać, że pełna mobilizacja oporów jednostkowych na pobocznicy i podstawie zachodzi w różnym tempie. Do wyznaczenia osobnych oporów jednostkowych na podstawie i pobocznicy konieczne jest zastosowanie specjalnych zinstrumentalizowanych pali (Lehane i in., 1993, Osterberg, 1998). Można wtedy wyznaczyć odpowiedzi  $Q-s$  zarówno dla podstawy jak i pobocznicy.



Rys. 2.16. a) Krzywa  $Q-s$  b) Transfer obciążenia z głowicy pala na pobocznice dla różnych punktów na krzywej  $Q-s$  (Tomlinson i Woodward, 2007)

Kształt wykresu dla odpowiedzi podstawy jest zwykle w formie stopniowo rosnącej krzywej, w której nie można wyróżnić momentu gwałtownego przyrostu odkształceń, jedynie w miękkich glinach można wyeksponować wyraźniejszy punkt załamania (Tomlinson i Woodward 2007). Dla poboczniczy z reguły w każdym przypadku można określić nośność graniczną. Ponadto nośność poboczniczy jest mobilizowana dla dużo mniejszych przemieszczeń ( $0,5 \div 2\%$  średnicy pała) niż nośność podstawy ( $10 \div 30\%$  średnicy) (Rys. 2.4.). To ma znaczenie szczególnie wtedy, jeśli analizuje się całkowitą odpowiedź gruntu pod względem zadane-go obciążenia. Dla pali przenoszących obciążenia głównie przez podstawę, osiadania mogą być większe, bo pobocznica szybciej utraci nośność i pał będzie bardziej osiadał. Opory jednostkowe wyznacza się więc w zależności od konkretnych przemieszczeń poboczniczy i podstawy pała. Fellenius w swej pracy (Fellenius, 1999a) uważa, że nie można oddzielić analizy osiadań od analizy obciążenia. Fellenius twierdzi, że w analizie nośności powinno się uwzględnić jak obciążenie jest transferowane na grunt i jaka jest odpowiedź gruntu w postaci osiadań. Z tego powodu graniczne wartości oporów jednostkowych i w konsekwencji również nośność całkowita powinny być traktowana jako funkcja osiadania. Większą rolę odgrywa zatem stan graniczny użytkowania.

Należy pamiętać, że metody stosowane do szacowania oporów jednostkowych są empiryczne i wymagają stosowania różnych korelacji wyznaczonych na podstawie terenowych pomiarów pali w gruntach, w których parametry gruntowe są losowe. Powoduje to często duże rozproszenie wyników. Podłoże gruntowe zwykle jest silnie uwarstwione, a dostępne teorie są opracowane dla gruntów czysto kohezyjnych, piaszczystych lub skał.

Metody szacowania nośności pała można podzielić na trzy kategorie:

- metody bazujące na parametrach geotechnicznych podłoża ( $\phi$ ,  $I_D$ ,  $E$  itp.),
- metody bazujące na bezpośrednich wynikach badań *in situ* (CPT, SPT itp.),
- metody z bazą korelacji, np. (PN-B/83-02482), DIN.

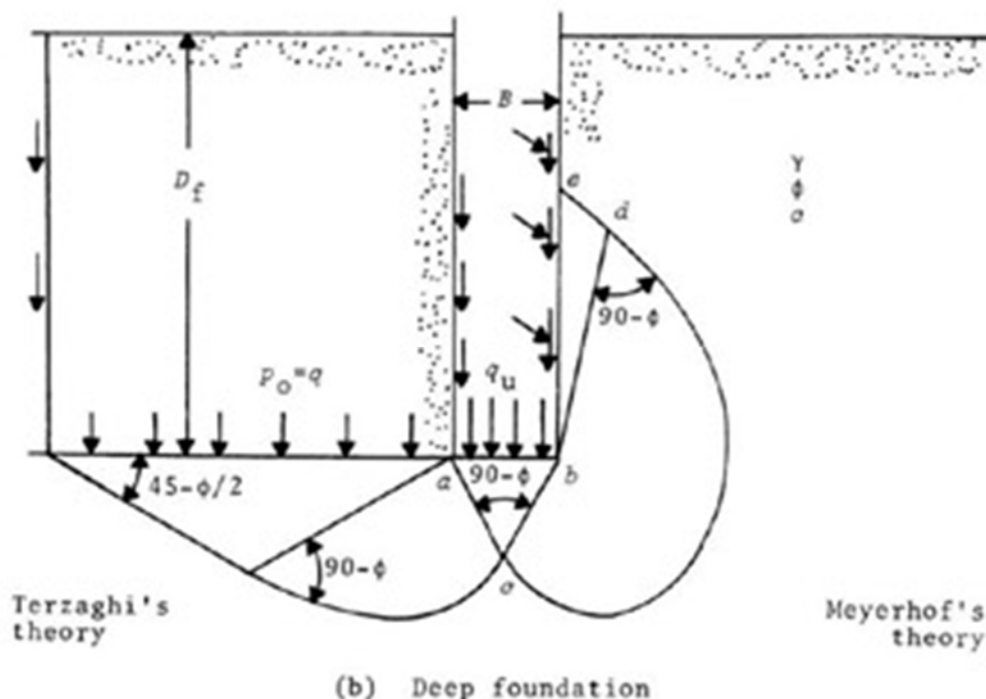
## **2.6.2. Nośność z uwzględnieniem parametrów geotechnicznych podłoża**

### **Nośność podstawy**

Według najstarszych teorii (np. Tezagiego) schemat zniszczenia dla podstawy pała jest identyczny, jak dla utraty nośności fundamentu bezpośredniego (Tomlinson i Woodward, 2007). Późniejsze badania dowiodły, że jednak istnieją różnice między tymi schematami zniszczenia i teraz za bardziej odpowiednią teorię uchodzi schemat Meyerhofa (rys. 2.17.),



który jednak wymaga osiągnięcia przez pała pewnej głębokości. W takich przypadkach model Terzagiego znaczenie zawyża nośność przez podstawę.



Rys. 2.17. Schemat utraty nośności przez podstawę wg teorii Tezagiego i Meyerhofa (Tomlinson i Woodward, 2007)

W warunkach z odpływem nośność pali przez podstawę, zgodnie z zasadami klasycznej mechaniki gruntu, wyznacza się ze wzoru, nawiązującego do modelu wypierania gruntu spod fundamentów bezpośrednich:

$$q_b = \sigma'_z \cdot N_q, \quad (2.9)$$

gdzie:

$\sigma'_z$  – pionowe naprężenia efektywne w poziomie podstawy pala,

$N_q$  – bezwymiarowy współczynnik nośności.

Efektywne naprężenia pionowe zależą od ciężaru warstw gruntowych zalegających powyżej podstawy pala, które mogą się dodatkowo zmieniać pod wpływem instalacji pala. Ponadto w palach wierconych w gruncie może się pojawić zmniejszenie naprężeń związane z wykonywaniem otworu.

Wartość współczynnika  $N_q$  może być wyznaczana empirycznie, m. in. na podstawie wyników próbnych obciążeń statycznych. Zależy ona m. in. od kąta  $\phi'$ , zagęszczenia i ściśliwości gruntu pod palm, względnego zagłębienia pala i wielu innych czynników. Badania (Fellenius, 1999b) pokazały, że nie można adaptować do pali współczynników  $N_q$  z funda-

mentów bezpośrednich, gdyż schemat zniszczenia jest inny (rys. 2.17). Wartości współczynnika  $N_q$  dla pali można znaleźć w licznych publikacjach, np. (Fleming i in., 2008). Dominujący wpływ na nośność podstawy we wszystkich gruntach piaszczystych, oprócz luźnych piasków, mają zmiany kąta  $\varphi'$  pod wpływem instalacji pala. Wartości kąta  $\varphi'$  zależą głównie od względnego zagęszczenia gruntu i średniego poziomu naprężenia podczas zniszczenia; przyjmuje się je na podstawie literatury (np. Bolton 1986).

Dla sytuacji, w których określa się nośność pala jako obciążenie osiągnięte dla konkretnych osiadań głowicy pala, odpowiadające temu przemieszczenia podstawy nie wykraczają zwykle poza przedział 5÷12 mm (Fellenius, 1999a). Dlatego też wartość współczynnika  $N_q$  i w konsekwencji wyznaczone opory jednostkowe odpowiadają takim przemieszczeniom podstawy.

### Nośność pobocznic

Dla pali w warunkach bez odpływu opory jednostkowe  $q_s$ , tożsame z naprężeniami ścinającym  $\tau_s$ , w dowolnym punkcie pobocznicy pala wyznacza się z zależności:

$$q_s = \tau_s = \sigma'_h \cdot \tan \delta = K \cdot \sigma'_z \cdot \tan \delta, \quad (2.10)$$

gdzie:

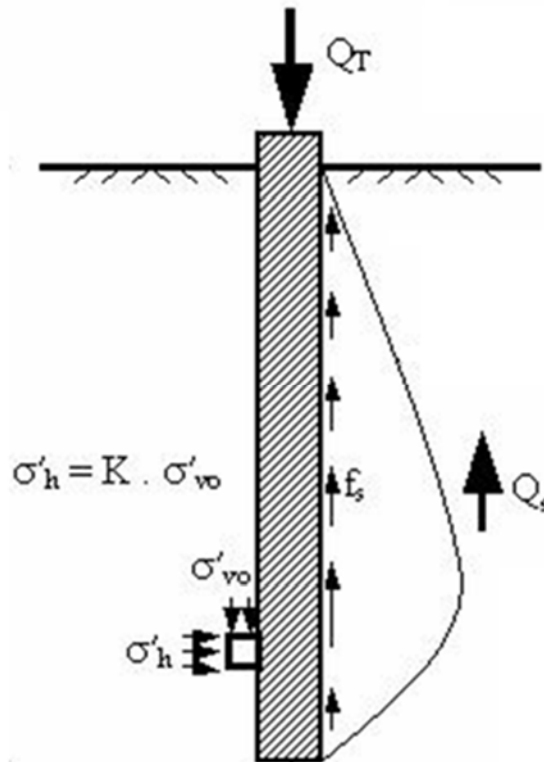
$\sigma'_z$  – pionowe naprężenia efektywne,

$\sigma'_h$  – poziome naprężenia efektywne,

$K$  – współczynnik empiryczny,

$\delta$  – kąt tarcia pomiędzy palem i gruntem.

Rozkład oporów jednostkowych wzdłuż pobocznicy jest przedstawiany w różny sposób (rys. 2.18.).



Rys. 2.18. Rozkład oporów jednostkowych wzdłuż pobocznic pila (Pando i in., 2006)

Współczynnik empiryczny  $K$  obrazuje stosunek naprężeń poziomych i pionowych  $\sigma'_h/\sigma'_z$ , czyli jest to *de facto* współczynnik parcia bocznego. Znajduje się w przedziale  $K_a \leq K \leq K_p$ , gdzie  $K_a, K_p$  to współczynniki parcia odpowiednio czynnego i biernego. Dla pali wierconych ta wartość zazwyczaj jest bliska  $K_0$  – parcia spoczynkowego. Współczynnik  $K$  zależy m. in. od  $K_0$ , względnego zagęszczenia gruntu i stopnia jego skonsolidowania, metody instalacji pila i wielu innych czynników. Istnieją również różne korelacje pozwalające na powiązanie współczynnika  $K$  z wynikami sondowań CPT lub SPT, względną zagłębienie pila i współczynnikami parcia. Wszystkie te podejścia zostały zebrane w pracy (Poulos, 2001).

Dokładne wartości kąta  $\delta$  można również wyznaczyć z testów ścinania dla różnych materiałów. Kishida i Uesugi zbadali  $\delta$  dla różnych szorstkości powierzchni. Na podstawie pomiarów określili, że  $\tan \delta$  zawiera się w przedziale  $0,75 \div 1,00$  (Kishida i Uesugi, 1987). Określenie parametru  $\delta$  było również omawiane w kilku innych pracach, np. (Jardine i in., 1993).

Wartość iloczynu  $K \cdot \tan \delta$  zastępuje się współczynnikiem  $\beta = K \cdot \tan \delta$ , który w literaturze często można spotkać jako tzw. parametr Bjerruma-Burlanda. Wartości współczynni-

ka  $\beta$  mogą się różnić w dużym zakresie i zależą od pochodzenia gruntu, wielkości ziaren, składu mineralogicznego, współczynnika OCR i wielu innych czynników. Przykładowe współczynniki  $\beta$  wg Felleniusa przedstawiono np. w (Gwizdała, 2010). Określenie współczynnika  $\beta$ , lub  $K$  powinno być zawsze połączone z określeniem zakresu przemieszczeń pomiędzy palem a gruntem, dla których te współczynniki zostały opracowane.

Za pioniera prac nad zachowaniem się pobocznicy uchodzi Vesic, prowadzący swe badania w latach 60. XX wieku (Randolph, 2003). Pokazane wtedy zostało, że w gruntach przepuszczalnych tarcie na pobocznicę może się redukować wraz z pograżaniem pala w gruncie, co wynika z istnienia wytrzymałości maksymalnej i resztkowej. Jednak ilościowa analiza tego zjawiska była dopiero potwierdzona przez badania przeprowadzone na zinstrumentalizowanych palach w odniesieniu do badań CPTU (Lehane i in., 1993b).

Wartości degradacji tarcia na pobocznicę podczas instalacji zależy od pierwotnego zagęszczenia gruntu obok pala i od sposobu jego instalacji. Proces ten może być również wzmocniony przez migrację skruszonych ziaren przez nieskruszony materiał (White i in., 2003). Narastające zmiany objętości i redukcja w efektywnych naprężeniach radialnych zależą od bieżącego poziomu naprężeń i są wyższe, gdy ten poziom naprężeń też jest wyższy. Inne czynniki wpływające na degradację gruntu to: moduł odciążeniowy gruntu (bliski  $G_0$ ) – wyższy moduł prowadzi do bardziej gwałtownej degradacji oraz liczba cykli ścinania lub uderzeń dla pali wbijanych (sposób instalacji).

### **Wartości graniczne oporów jednostkowych**

Ze wzorów (2.9) i (2.10) wynika, że wartości oporów jednostkowych  $q_b$  i  $q_s$  będą rosły liniowo wraz z głębokością. Historyczne podejścia projektowe oparte, m. in. o badania Vesica (1977) zakładają, że po osiągnięciu pewnej głębokości, zwanej głębokością krytyczną, opory osiągają pewną wartość graniczną, która już się nie zmienia, niezależnie od głębokości i naprężeń efektywnych. Wartości graniczne mogą być zależne od poziomu naprężeń i zagęszczenia gruntu (Vesic, 1977), lub od średnicy pala i zagęszczenia gruntu (Poulos i Davis, 1980), ale przede wszystkim od rodzaju gruntu

Z czasem jednak racjonalność takiego podejścia była podważana przez różnych badaczy. Na powstawanie zjawiska „głębokości krytycznej” mają wpływ następujące czynniki (Fellenius, 1999a):

- występowanie naprężeń rezydualnych w dolnej części pala, przez co opory jednostkowe mogą się wydawać mniejsze niż są w rzeczywistości,
- większy OCR gruntu blisko powierzchni, co daje wzrost naprężeń bocznych i nośności pobocznic, efekty te maleją z głębokością i stopień wzrostu również maleje,
- współczynnik sztywności na ściskanie do wytrzymałości (ang. rigidity index) malejący wraz z wzrostem poziomu naprężeń,
- malejąca wartość kąta  $\varphi'$  wraz ze wzrostem naprężeń efektywnych (jedno z odstępstw od prawa Coulomba).

Liniowy wzrost z głębokością do pewnej wartości jest idealizacją i fizycznie trudno to dziś wytłumaczyć zgodnie ze stanem współczesnej wiedzy. Jest to typowe uproszczenie dla celów obliczeń projektowych. Większość badaczy bardziej przychyliła się do teorii, że nośność podstawy rośnie, ale ze stopniowo malejącym wskaźnikiem wzrostu (Randolph i in.1994). Wobec tego nowoczesne podejścia projektowe odchodzą od teorii wartości granicznej. Dokładny teoretyczny opis tych zjawisk jest jednak bardzo trudny, co podkreślają m. in. (Altaee i in.,1992), (Randolph i in., 1994).

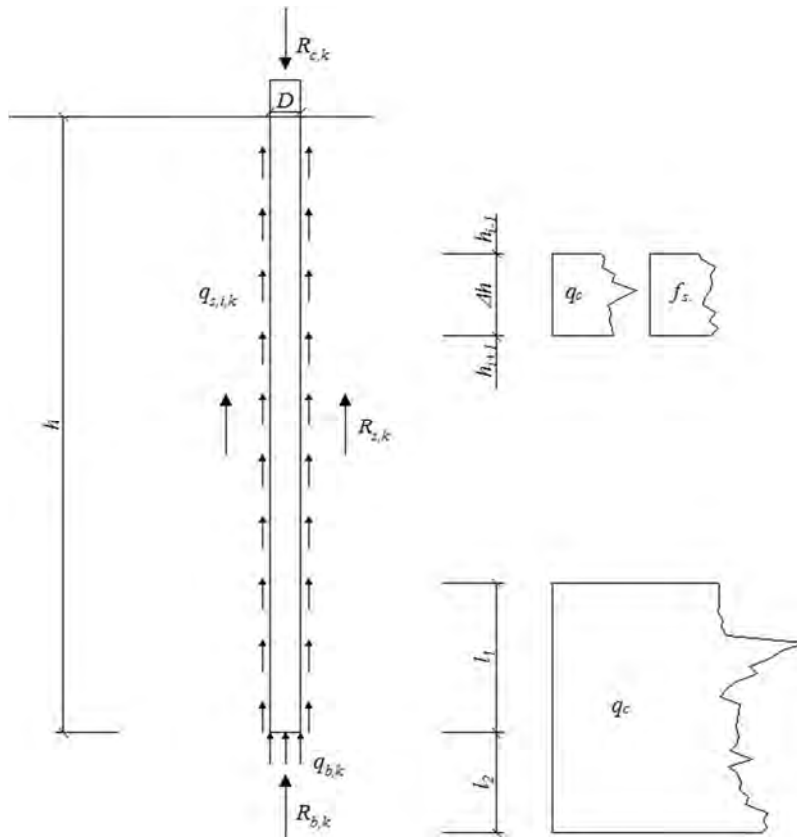
Współcześnie panuje zgodność wśród badaczy, że wartość graniczna oporów jednostkowych nie istnieje, aczkolwiek jest też zgodność, że stopień wzrostu oporów jednostkowych maleje wraz z głębokością. Niemniej, istniejący jednak spadek stopnia wzrostu powoduje, że bezpieczniej do projektowania jest przyjąć, iż takie wartości graniczne oporów jednostkowych występują.

### **Nośność pala na podstawie sondowań CPTU**

Metody szacowania nośności pala oparte na naprężeniach często się trudne w praktycznym zastosowaniu do obliczeń, ponieważ wymagają określenia naprężeń w dowolnym miejscu obok pala, co może być kłopotliwe. Wobec tego szerokie zastosowanie w projektowaniu znalazły metody oparte bezpośrednio o badania podłoża, np. SPT, presjometr Menarda, i najpopularniejsze – sondowania CPTU .

Dokładność odwzorowywania nośności pala za pomocą sondowań statycznych bierze się z faktu, że proces sondowania jest w dużym stopniu odwzorowaniem procesu wprowadzania pala przemieszczeniowego w grunt (wciskanie). Wobec tego można obliczyć opory jednostkowe działające na pal wykorzystując parametry uzyskane podczas sondowania:  $q_c$

i  $f_s$ , stosując odpowiednie współczynniki korygujące (rys. 2.19). Poziom rozbieżności wyników może być przede wszystkim spowodowany dużą różnicą średnic pała i sondy.



Rys. 2.19. Graficzne przedstawienie wyznaczania nośności pojedynczego pała (Gwizdała, 2010)

Jednostkowe opory graniczne na poboczniczy i w podstawie pała wyznacza się ze wzorów por. (PN-EN, 1997-2:2009):

$$q_{b,k} = \psi_1 \cdot \bar{q}_c, \quad (2.11)$$

$$q_{s,k,i} = \frac{\bar{q}_{csi}}{\psi_2}, \quad (2.12)$$

lub

$$q_{s,k,i} = \frac{\bar{f}_{si}}{\psi_3}, \quad (2.13)$$

gdzie:

$\bar{q}_c$  – uśredniony jednostkowy opór gruntu pod stożkiem sondy w strefie przy podstawie pała,  
 $\bar{q}_{csi}$  – uśredniony, jednostkowy opór gruntu pod stożkiem sondy w obrębie i-tej warstwy obliczeniowej,

$\bar{f}_{si}$  – uśredniony, jednostkowy opór gruntu na pobocznicę tulei sondy w obrębie i-tej warstwy obliczeniowej,

$\psi_1$  – współczynnik nośności podstawy,

$\psi_2$  – współczynnik nośności poboczniczy w obrębie i-tej warstwy obliczeniowej (przy uwzględnianiu  $q_c$ ),

$\psi_3$  – współczynnik nośności poboczniczy w obrębie i-tej warstwy obliczeniowej (przy uwzględnianiu  $f_s$ ).

Ogólne wzory na wartości uśrednione przedstawiają się następująco:

$$\bar{q}_c = \frac{1}{l_1 + l_2} \int_{h-l_1}^{h+l_2} q_c(h) dh, \quad (2.14)$$

$$\bar{q}_{csi} = \frac{1}{\Delta h_i} \int_{h_{i-1}}^{h_i} q_c(h) dh, \quad (2.15)$$

lub

$$\bar{q}_{csi} = \frac{1}{\Delta h_i} \int_{h_{i-1}}^{h_i} f_s(h) dh, \quad (2.16)$$

gdzie  $h_{i-1}$ ,  $h_i$ ,  $l_{i-1}$ ,  $l_i$  to obszary uśrednień wartości  $q_s$  i  $f_s$  uzyskanych na podstawie wyników sondowań (rys. 2.19).

Istnieje wiele metod pozwalających na oszacowanie nośności na podstawie sondowań. Różnice w metodach wynikają głównie z różnych sposobów uśredniania wartości w  $\bar{q}_c$ ,  $\bar{q}_{csi}$  oraz  $\bar{f}_{si}$ , a także z różnicy w określaniu współczynników  $\psi_1$ ,  $\psi_2$  i  $\psi_3$ . Wartości tych współczynników zależą głównie od technologii wykonywania pali i rodzaju oraz stanu gruntu. Metody różnią się również zakresem stosowania. Istnieją metody pozwalające wyznaczyć nośność dowolnego rodzaju pala w każdym rodzaju gruntu, ale zdarzają się metody mające zawężone spektrum stosowania, w zależności od technologii wykonywania pala, czy specyficznych warunków gruntowych, dla których dana metoda została opracowana.

Niektóre z najczęściej stosowanych w Polsce metod (Gwizdała, 2010) to:

- metoda Energopolu,
- metoda Busamante-Gianesello,
- metoda Philopponnata-Kłosa,
- metoda Wiłuna.

Przykładowo, w metodzie Busamante-Gianesello, stosowanej do wszystkich rodzajów pali i gruntów, średni opór stożka sondy statycznej dla podstawy na głębokości  $h$  jest wyznaczany w przedziale ( $h \pm 1,5D$ ). Wartości współczynników  $\psi_1$  i  $\psi_2$  i maksymalne wartości  $q_{s,k,i}$  przyjmuje się na podstawie wartości z tablic, które podano np. w (Gwizdała 2011). Więcej stosowanych metod można znaleźć w publikacjach (Tomlinson i Woodward, 2007, Gwizdała, 2013).

Przy wykorzystywaniu wyników sondowania do określania nośności podstawy należy zwrócić uwagę na przemieszczenia niezbędne do zmobilizowania odpowiednich oporów jednostkowych (Fleming 1992). Natomiast dla pali wbijanych i wciskanych pojawiają się znaczące naprężenia rezydualne przy podstawie pala. To prowadzi do wzrostu sztywności podłoża przy ściskaniu i do znacząco wyższych oporów przy podstawie dla małych przemieszczeń. Istotne znaczenie mają również efekty skali. Większe pale wolniej reagują na zmiany w stratygrafii, dlatego istotną rolę pełnią tu uśrednienia wartości  $q_c$  nad i pod podstawą pala. Obszary przyjętych uśrednień są różne i zależą od wymiarów pala i od zróżnicowania gruntów.

Badania prowadzone przez (White i Lehane, 2004) pokazały, że określanie nośności granicznej powinno być uzależnione od relatywnych przemieszczeń w stosunku do średnicy pala. Szczególną troską należy objąć bardzo uwarstwione podłoże, zwłaszcza takie, w którym pale przechodzą przez słabe warstwy i są tylko na 1÷2 średnice zagłębione w warstwę piasku zagęszczonego (Meyerhof 1976).

### **2.6.3. Obliczanie pali według normy palowej PN-83/B-02482**

W Polsce jedyną metodą, która została szeroko zweryfikowana jest metoda wg (PN-83/B-02482), nawiązująca do koncepcji Meyerhofa i Poulosa. Wedle jej zapisów, obliczeniowa nośność pojedynczego pala wciskanego  $N_t$  wyznaczana jest ze wzoru (pominięto ogólny współczynnik korekcyjny  $m$ , który redukuje  $N_t$  w warunkach stanu granicznego):



$$N_t = N_p + N_s = s_p q^{(r)} A_p + \sum_{i=1}^n s_{si} t_i^{(r)} A_{si}, \quad (2.17)$$

gdzie:

$N_p$  – opór podstawy pała [kN],

$N_s$  – opór pobocznic pała [kN],

$q^{(r)}$  – jednostkowa obliczeniowa, wytrzymałość gruntu pod podstawą pała [kPa],

$t_i^{(r)}$  – jednostkowa obliczeniowa wytrzymałość gruntu wzdłuż pobocznic pała w obrębie warstwy obliczeniowej  $i$  [kPa],

$s_p$  i  $s_{si}$  – współczynniki technologiczne [-].

Wartości charakterystyczne  $q$  i  $t$  zostały zestawione odpowiednio w tab. 1 i tab. 2 normy (PN-B/83-02482). Ich wartości zależą od stopnia zagęszczenia dla gruntów niespoistych i stopnia plastyczności dla gruntów poistych. Wartości pośrednie należy interpolować.

Norma nie uwzględnia technologii palowych, które rozwinęły się na przestrzeni ostatnich lat. Ponadto opory jednostkowe, które zostały zebrane w tabelach normy, zostały wyznaczone metodą analizy wstecznej na podstawie próbnych obciążeń statycznych, ale nośność była wyznaczona tylko dla wartości krytycznych (tj. dla osiadań równych do 0,05 średnicy pała), natomiast za obciążenia graniczne wg EC7 uważa się te, dla których osiadania są równe 0,1 średnicy pała (PN-EN, 1997-1:2008). Wobec tego w ostatnich latach można zaobserwować propozycje zwiększenia oporów jednostkowych z tabeli normy (PN-B/83-02482) o 25%, co zostało zaproponowane przez Sobalę (Sobala, 2012), a później przez Gwizdałę i Krasieńskiego (Gwizdała i Krasinski, 2016). Należy więc zachować dużą ostrożność porównując nośności wg (PN-B/83-02482) i (PN-EN, 1997-1:2008), ponieważ mówią one o różnych sytuacjach obliczeniowych.

## 2.7. Nośność pali na wyciąganie

Najczęściej pale pracują jako osiowo wciskane, ale istnieją również przypadki, kiedy pale pracują jako wyciągane, np. jako pale kotwiące. Główna różnica w pracy pała na wyciąganiu w porównaniu z pracą pała na wciskanie wynika z faktu, że w tym pierwszym przypadku pał pracuje przez podstawę i pobocznicę, a dla pali wyciąganych wyłącznie przez pobocznicę. Ponadto tarcie na pobocznicy różni się dla przypadku wciskania i wyciągania. Niektóre

z prac nad tym zagadnieniem zostały przedstawione w (Gaaver, 2013). Nośność poboczniczy dla pala wyciąganego jest mniejsza niż dla pala wciskanego i większość wytycznych do projektowania szacuje ją na poziomie ok. 70÷90% (Randolph, 2003). Zagadnienie to poddano analizie w kolejnych rozdziałach pracy.

Badania dowodzą, że w glinach nośność pali pracujących na wyciąganie w krótkim czasie jest podobna do nośności pali pracujących na wciskanie (Tomlinson i Woodward, 2007). Ponadto, cykliczne obciążenia powodują osłabienie nośności poboczniczy, co ma znaczenie w przypadku konstrukcji obciążanych cyklicznie, np. w budownictwie morskim lub elektrowniach wiatrowych (Tomlinson i Woodward, 2007). Należy też pamiętać, że oprócz nośności pojedynczego pala powinno się również sprawdzać nośność grupy palowej na wyciąganie.

Prace innych badaczy, którzy zajmowali się tymi zagadnieniami zostały zreferowane w (Gaaver, 2013), są to m. in. Ramasamy, Sowa, Vesic, Das, Seeley, Levacheri, Sieffert, Rao i Venkatesh, Chattopadhyay, Pise oraz Shanker. Czasem niektórzy badacze rekomendują, aby nośność poboczniczy przy wyciąganiu redukować nawet o 50% w stosunku do nośności na wciskanie w tych samych warunkach, ale wg (Fleming i in., 2008) te przeszacowania zwykle wynikają z faktu nieuwzględnienia w badaniach na palach naprężeń rezydualnych.

### 2.7.1. Porównanie nośności na wciskanie z nośnością na wyciąganie

De Nicola i Randolph w swojej pracy (De Nicola i Randolph, 1993) przeprowadzili studium parametryczne dla pali w sprężysto-idealnie-plastycznym modelu Coulomba Mohra. Na podstawie przeprowadzonych badań zaproponowali następującą zależność:

$$\frac{(Q_s)_{tens}}{(Q_s)_{comp}} \approx \left[ 1 - 0,2 \cdot \log_{10} \left( \frac{100}{L/D} \right) \right] (1 - 8\eta + 25\eta^2) \quad (2.18)$$

$$\eta = \nu_p \left( \frac{L}{D} \right) \left( \frac{G_{ave}}{E_p} \right) \tan \delta \quad (2.19)$$

gdzie:

$\eta$  – bezwymiarowy współczynnik ściśliwości pala,

$L/D$  – stosunek proporcji długości pala do jego średnicy,

$(Q_s)_{comp}$  – nośność poboczniczy przy wciskaniu,

$(Q_s)_{tens}$  – nośność poboczniczy przy wyciąganiu,

$G_{ave}, E_p, \nu_p$  – odpowiednio: średni moduł ścinania dla gruntu, moduł Younga dla pala i współczynnik Poissona dla pala.

Nawet dla dużego rozrzutu  $G_{ave}/E_p$  pomimo nieuwzględnieniu innych efektów (np. lokalnych zmian w naprężeniach spowodowanych przez dylatację), stosunek  $(Q_s)_{tens}/(Q_s)_{comp}$  utrzymuje się w granicach  $0,7 \div 0,85$ .

De Nicola i Randolph zaobserwowali dwa główne zjawiska. Pierwsze jest spowodowane przez kontrakcję i ekspansję gruntu na pobocznicę pala spowodowaną przez wpływ współczynnika Poissona gruntu, drugie (dominujące dla krótkich pali) spowodowane jest zmianami w naprężeniach efektywnych w gruncie, gdy pal jest obciążany w różnych kierunkach.

### **2.7.2. Badania pali na wyciąganie**

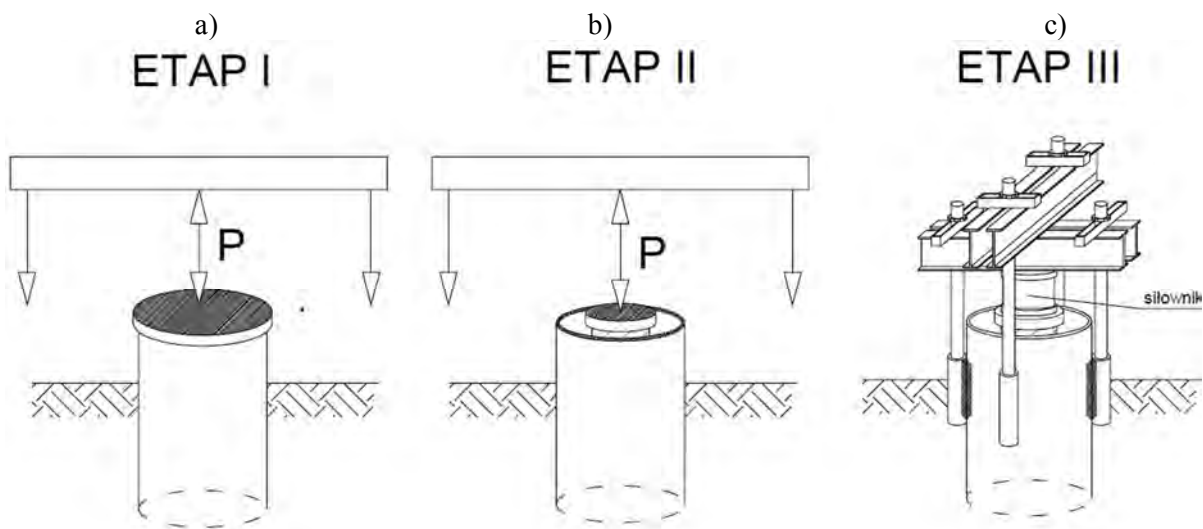
Badania nośności pali na wyciąganie przeprowadza się, tak jak dla pali wciskanych, za pomocą próbnego obciążenia statycznego (Gwizdała, 2013). Ponieważ nośność pali wyciąganych jest mniejsza niż pali pracujących na wciskanie, również siła generowana na potrzeby testu jest odpowiednio mniejsza. Z testu na wyciąganie łatwo uzyskać wartość nośności granicznej, gdyż powyżej tej wartości występuje gwałtowny przyrost odkształceń. Łatwiej również jest przenieść siły oddziałujące na podłoże. Należy jednak pamiętać, że pal musi być specjalnie przygotowany do przenoszenia siły wyciągającej (np. zbrojenie na całej długości pala wyciąganego).

### 3. Zadanie badawcze

Materiał przedstawiony w rozdz. 2 wskazuje na korzyści płynące z koncepcji Osterberga, aby siły kotwiące w próbnym obciążeniu statycznym przenosiła część pała, tworząc pewien układ samorównoważony. Zagadnienie to stanowiło inspirację do zajęcia się tym problemem w pracy doktorskiej.

#### 3.1. Opis zagadnienia

Głównym celem badań była weryfikacja nowej metody badawczej pali, nazwanej „metodą trzpienia rurowego”, która odbiega od standardowej metody przeprowadzania próbnego obciążenia statycznego i może stanowić alternatywę dla badań klasycznych. Idea metody badawczej nawiązuje do badań Osterberga, badań kotew gruntowych HAY Proof System oraz patentu słowackiego do badania pali Vuis-P (por. rozdz. 2.5.). Główne etapy badań przedstawiono na rys. 3.1.



Rys. 3.1. Kolejne etapy badań

Zaproponowane stanowisko badawcze składało się z dwóch rur stalowych o różnych średnicach i podobnej długości. Rura zewnętrzna o większej średnicy, została umieszczana w gruncie (np. wwibrowywana) na požądaną głębokość, mając na dolnym końcu luźny „but” stalowy. Następnie wewnątrz zainstalowanej rury umieszczono swobodnie drugą rurę, zwaną trzpieniem i po montażu odpowiedniego oprzyrządowania można było przystąpić do badań.

Cały program badawczy na stanowisku składał się z trzech etapów. W pierwszym z nich obciążenie było przykładane do rury zewnętrznej za pomocą siłownika hydraulicznego, dla którego rozparcie stanowi konstrukcja oporowa kotwiona do sąsiednich pali, tak jak w standardowych próbnym obciążeniach statycznych (rys. 3.1a). Drugi etap badań był prowadzony jak pierwszy, przy czym obciążenie tym razem było przyłożone wyłącznie do rury wewnętrznej, która wciskała w grunt but, co pozwoliło na pomiar tylko oporów podstawy pała (rys. 3.1b). W ostatnim etapie badań siłownik również został umieszczony na rurze wewnętrznej, lecz tym razem konstrukcja oporowa została zakotwiona do rury zewnętrznej (rys. 3.1c). Podczas pomiarów trzpień stalowy (rura wewnętrzna + but) był wciskany w grunt, a w tym samym czasie rura zewnętrzna, pracująca wyłącznie poprzez tarcie na swojej poboczniczy, była z tą samą siłą wyciągana pionowo w górę. W tym samym czasie prowadzono pomiar przemieszczeń obu rur w zależności od przyłożonego obciążenia.

Rezultatem badań w ostatnim etapie były dwie krzywe  $Q-s$  dla obu rur, na których podstawie można osobno wyznaczyć nośności podstawy i poboczniczy pała, podobnie jak w teście Osterberga przy umieszczeniu komory u podstawy pała. Poza tym, na podstawie tych dwóch krzywych można także przedstawić wykres ekwiwalentny  $Q-s$ , charakteryzujący pracę całego pała pod obciążeniem wciskającym.

Zaletą proponowanej metody, w porównaniu do standardowych próbnym obciążeń statycznych, jest brak konieczności stosowania balastu lub pali kotwiących jako rozparcia dla siłownika, co zazwyczaj generuje koszty i problemy techniczne. Ma to szczególne znaczenie przy badaniach nośności pali rurowych w korytach rzek lub w obszarach morskich, gdzie znalezienie możliwości rozparcia dla siłownika jest często trudne lub niemożliwe. Proponowane urządzenie badawcze eliminuje większość z tych problemów, a ponadto, dzięki zastosowaniu nowoczesnych technik geodezyjnych, możliwy jest pomiar przemieszczeń rur nawet z większej odległości.

Co więcej, przeprowadzenie testów jest relatywnie proste i nie wymaga dodatkowego oprzyrządowania. Dodatkowo, nowa metoda badawcza pozwala na pomiar zmian nośności w czasie i pomiar zachowania się pała pod wpływem obciążeń cyklicznych. Dzięki łatwej możliwości pomiaru osiadań i nośności każdego pała na różnych głębokościach, możliwy jest pomiar zmian w nośności podstawy i poboczniczy pała postępujących z głębokością umieszczenia pała. Ponadto badania można powtarzać po pewnym czasie, albo długotrwałym pomiarem mierzyć zmiany zachodzące w czasie, np. pełzanie.

Kolejną z zalet urządzenia jest jego mobilność, pozwalająca na jego wielokrotnie wykorzystane do badań. Oprócz buta, który jest tracony (choć możliwe jest by był odzyskiwany), pozostałe elementy stanowiska mogą zostać przeniesione w inne miejsce i badanie może zostać powtórzone. Urządzenie może być również wykorzystane wprost jako pał testowy, który zostanie wykonany krótko przed realizacją na budowie pali właściwych, w celu potwierdzenia założeń projektowych. Badanie może stanowić wsparcie w projektowaniu pali. Wykorzystane może być jak sondowanie CPTU, ale w skali makro, tj. po wykonaniu pala, za pomocą analizy wstecznej wyznacza się opory jednostkowe, na których podstawie można wykonać pale docelowe. Wyniki takiego szacowania nośności mogą być bardziej dokładne, ponieważ są mniej niekorzystne, niż przy szacowaniu wyników z sondowań CPTU.

Problemy jakie mogą się pojawić w związku z wykorzystywaną metodą są podobne jak w teście Osterberga: nośność całości jest w istocie determinowana przez nośność słabszego z dwóch elementów nośności pala (poboczniczy lub podstawy), dlatego niezbędne jest wcześniejsze oszacowanie nośności pala w danym gruncie.

### **3.2. Cele badań**

Głównym celem pracy jest kalibracja nowej metody badawczej w zestawieniu ze standardowymi testami statycznymi. Pozostałe badane zagadnienia to:

- porównanie kinematyki ośrodka, jego sztywności i nośności poboczniczy w przypadku pracy pala na wciskanie i wyciąganie (por. rozdział 2.7),
- wpływ sposobu obciążania poboczniczy na nośność podstawy pala,
- weryfikacja konstruowania ekwiwalentnego wykresu  $Q-s$ ,
- numeryczna ocena wpływu instalacji pala na jego nośność,
- ocena metody jako badania służącego dostarczaniu danych do projektowania pali.

### **3.3. Zakres badań**

W celu weryfikacji założonych celów przeprowadzono trzy rodzaje badań, które pozwoliły na zbadanie różnych aspektów zagadnienia:

- 1) badania w skali naturalnej (1:1), czyli próbne obciążenia statyczne w warunkach polowych. Do badań wybrano pal o długości 8,0 m i średnicy 0,4 m, odpowiadający tzw. palowi modelowemu ( $L/D=20$ ),
- 2) badania laboratoryjne na modelach pali przeprowadzone w skali półtechnicznej (1:10),
- 3) symulacje numeryczne metodą elementów skończonych.









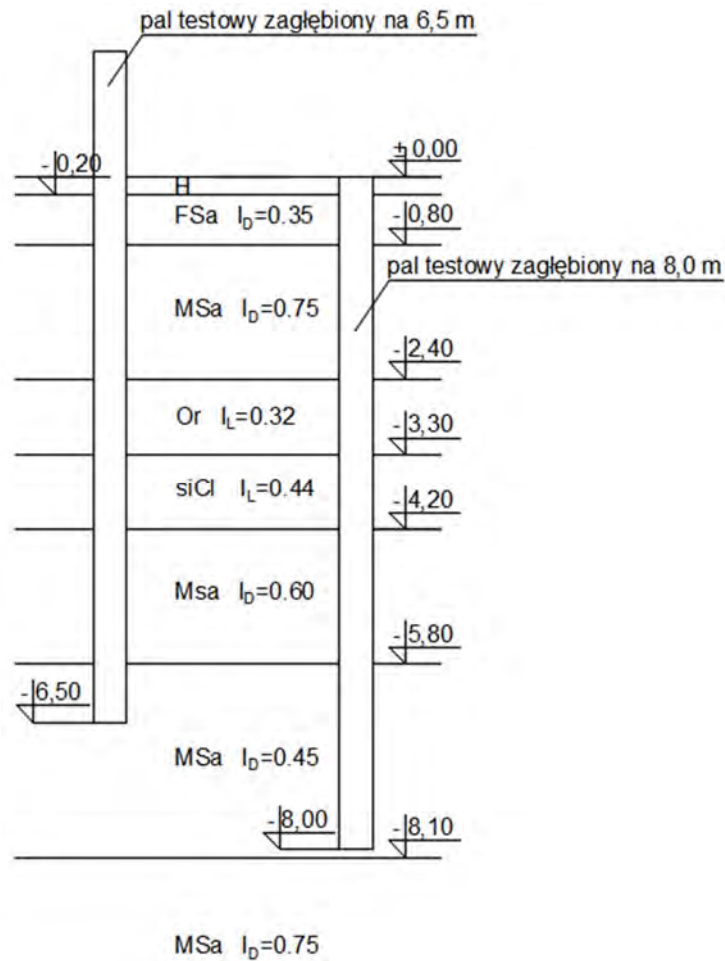
Rys. 4.3. But stalowy umieszczony w miejscu późniejszego wykonania pala

## 4.2. Warunki gruntowe

W miejscu wykonania pali przeprowadzone zostały sondowania statyczne (rys. 4.2), a dodatkowo znajdujący się tam grunt objęty został badaniami laboratoryjnymi. Do analizy warunków gruntowych i szacowania nośności pala zostały wykonane badania oznaczone jako CPTU1 (Majcher-Pisarska i in., 2012). Parametry gruntu otrzymane z badań i na podstawie korelacji zostały przedstawione w tab. 4.1. Profil gruntowy wraz z umiejscowieniem pali podczas badań przedstawia rys. 4.4. Zmienność budowy geologicznej w kierunku poziomym jest pomijalnie mała

Tab. 4.1. Parametry gruntu określone na podstawie sondowań CPTU, (Majcher-Pisarska i in., 2012): zachowano oryginalne oznaczenia

Przełot warstwy		Rodzaj gruntu	Domieszki	Opór stożka	Parametry stanu		Parametry wytrzymałości na ścinanie			Edom. mod. ściśl. pierwotnej $M_0$ (MPa)
strop (m)	spąg (m)				$q_c$ (MPa)	$I_D$ (-)	$I_L$ (-)	$\Phi'$ (°)	$C'$ (kPa)	
0	0,2	N	(Pd,H)	3,0	0,30	-	29°50'	-	-	12,1
0,2	0,8	Pd	/Ps//Gp,Pg	3,5	0,35	-	30°30'	-	-	15,4
0,8	2,4	Ps	/Pr	12,8	0,75	-	36°00'	-	-	63,8
2,4	3,3	Nm	//T	0,8	-	0,32	18°00'	5	40	3,4
3,3	4,2	G	/Gh	1,1	-	0,44	19°10'	10	69	8,6
4,2	5,8	Ps	-	10,7	0,60	-	34°40'	-	-	53,1
5,8	8,1	Ps	+Pr	8,0	0,45	-	32°40'	-	-	35,5
8,1	10,0	Ps	//Pr	18,6	0,75	-	36°10'	-	-	92,2

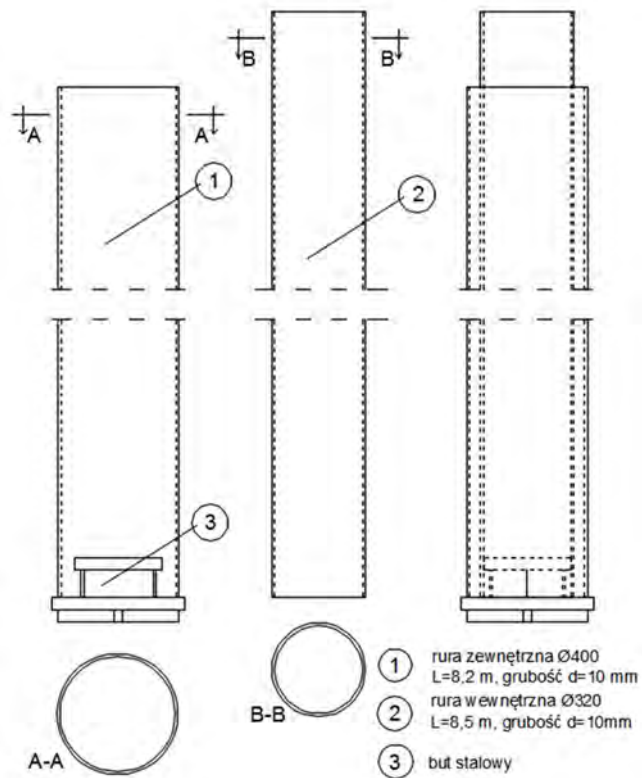


Rys. 4.4. Profil geotechniczny wraz z miejscem zagłębienia pała dla dwóch faz badania. Nazwy gruntów zgodne z (PN-EN, ISO 14688:2006)

### 4.3. Elementy stanowiska badawczego

Głównym elementem stanowiska były dwie rury stalowe o różnych średnicach (por. rys. 3.1). Pierwsza z nich  $\Phi 400$  o długości 8,0 m i grubości ścianki 10mm oraz druga  $\Phi 320$  o długości 8,3 m i grubości ścianki 10mm. Szkic koncepcyjny rur został przedstawiony na rys. 4.5, a ich zdjęcie przed umieszczeniem w gruncie na rys. 4.6.

Obie rury miały luźno spoczywać na bucie stalowym, czyli specjalnym stalowym elemencie, często używanym przy wykonywaniu niektórych typów pali przemieszczeniowych. Szkic koncepcyjny buta wraz z jego wymiarami przedstawia rys. 4.7, a zdjęcie buta po jego wykonaniu rys. 4.8.

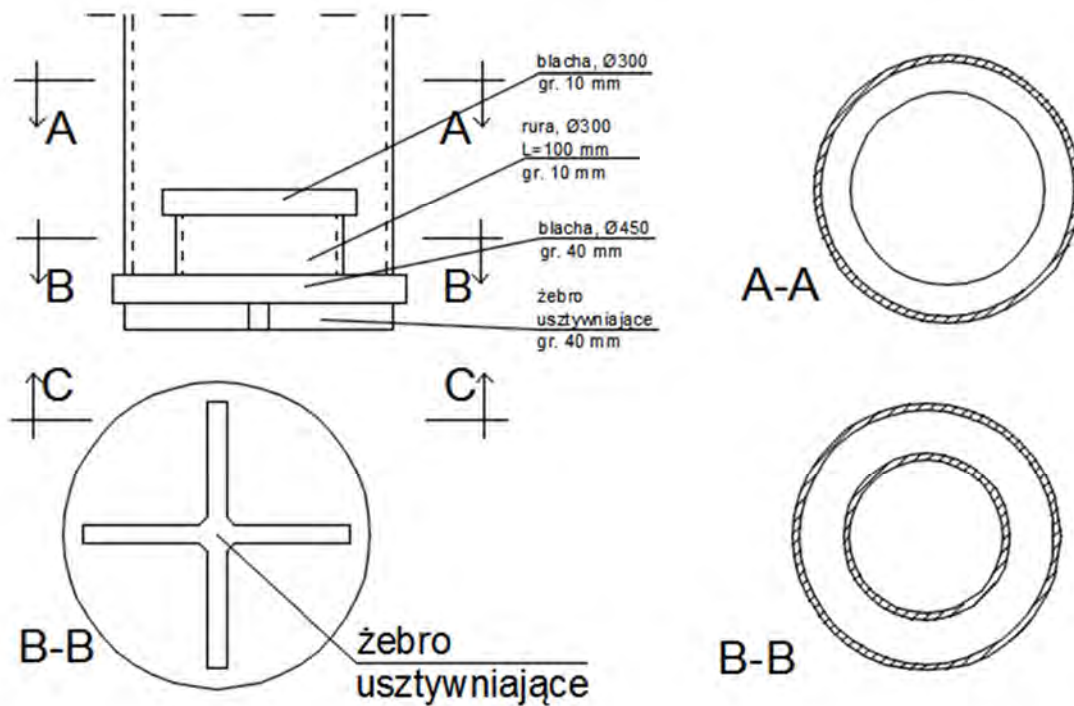


Rys.4.5. Szkice koncepcyjne elementów stanowiska badawczego (1:25)



Rys 4.6. Rury stalowe wykorzystane w badaniach





Rys 4.7. Rysunek koncepcyjny buta stalowego (1:10)



Rys 4.8. But stalowy wykorzystany w badaniu

#### 4.4. Program badań pali

Badania pali zostały podzielone na kilka etapów. Na początku rura została wbita na zagłębienie 6,5 m, tam kilkakrotnie zostały przeprowadzone badanie za pomocą trzpienia rurowego. Następnym krokiem było wbicie pali na docelową głębokość 8,0 m. Na tej głębo-

kości przeprowadzono standardowe próbne obciążenia statyczne z przyłożeniem obciążenia do rury zewnętrznej (pomiar nośności całkowitej pala), a następnie do rury wewnętrznej (pomiar wyłącznie nośności podstawy pala). Do tych badań konieczne było wykonanie konstrukcji oporowej utwierdzonej do pali kotwiących Jet-Grouting (rys. 4.2.). Ostatnim etapem było wykonanie na głębokości 8,0 m testów samozrównoważonych, czyli testów z konstrukcją oporową zakotwioną do rury zewnętrznej z osobnym pomiarem nośności podstawy i poboczniczy pala. Etapy badania przedstawiono na rys. 3.1. Badanie na głębokości 6,5 m i późniejsze na głębokości 8,0 m można traktować jako dwa niezależne badania, co uzasadnia użycie liczby mnogiej („pali”).

#### 4.5. Szacowanie nośności pala rurowego na podstawie warunków gruntowych

Obliczenia zostały przeprowadzone zarówno metodą tradycyjną (PN-B/02482), jak też wykorzystując wyniki sondowań statycznych CPTU metodą Bustamante-Gianeselli (za Gwizdała, 2010).

Tab. 4.2. Obliczenia nośności pala wg PN-B/02482 i sondowań CPTU

Długość pala		6,5 m		8,0 m	
Sposób obliczeń		PN-B	CPTU	PN-B	CPTU
Wciskanie	$R_{s,k\downarrow}$	171	314	308	622
Wyciąganie	$R_{s,k\uparrow}$	107	209	192	415
Nośność pala wciskanego	$R_{b,k}$	201	386	268	644
	$R_{c,k}$	372	700	576	1266

gdzie:

$R_{b,k}$  – nośność podstawy pala,

$R_{s,k\downarrow}$  – nośność poboczniczy pala przy wciskaniu,

$R_{s,k\uparrow}$  – nośność poboczniczy pala przy wyciąganiu,

$R_{c,k}$  – nośność całego pala.

Przy obliczeniach nośności poboczniczy wg (PN-83/B-02482) wykorzystano współczynniki  $s_s=0,8$  dla pali rurowych wciskanych i  $s_w=0,5$  dla wyciąganych, tab. 4 z (PN-B/83-02482). Przy obliczeniach metodą Bustamante-Gianesellego nośność poboczniczy dla pali wyciąganych została przyjęta na poziomie 2/3 nośności poboczniczy wyznaczonej na podstawie wyników sondowań CPTU, zgodnie z założeniem przyjętym przez Poulosa i Davisa (Poulos

i Davis, 1980). W założeniach tych jest zgodność, ponieważ  $0,5/0,8 \cong 2/3$ . Rozbieżności pomiędzy wynikami można częściowo wytłumaczyć inną interpretacją nośności dla PN-83/B-02482 i CPTU.

#### 4.6. Umieszczenie pala w gruncie

Instalacja pali rurowych odbyła się 3 lutego 2015 r. But stalowy został umieszczony w miejscu planowanego zagłębienia, na nim luźno umieszczono rurę stalową i następnie za pomocą wibratora elementy te zostały wprawione w grunt do zagłębienia rury na 6,5 m. Następnie rura wewnętrzna została za pomocą dźwigu umieszczona wewnątrz rury znajdującej się już w gruncie. Proces instalacji został przedstawiony na rys. 4.9.



Rys. 4.9. Instalacja pala w gruncie

Po wykonaniu wszystkich badań na głębokości 6,5 m, rury zostały w ten sam sposób dogłębione do głębokości 8 m i tam zostały już przeprowadzone pozostałe badania.



## 4.7. Przebieg wykonanych badań pali

Fizycznie ten sam pal jest traktowany jako dwa pale, ponieważ najpierw jest badany przy zagłębieniu 6,5 m, a później na 8,0 m.

### 4.7.1. Badania na głębokości 6,5 m

Badania obejmowały testy samozrównoważone przeprowadzone na głębokości 6,5 m. Siłownik został umieszczony na rurze wewnętrznej i rozparty o konstrukcję oporową, która za pomocą czterech gwintowanych prętów została przyspawana do rury zewnętrznej (rys. 4.10). Pale rurowe zostały sprężone ze sobą za pomocą specjalnej konstrukcji oporowej, składającej się z czterech ceowników połączonych ze sobą parami. Ceowniki zostały połączone z rurami za pomocą prętów, które przytwierdzono do rur za pomocą specjalnych nakrętek.



Rys. 4.10. Zdjęcie stanowiska badawczego przy zagłębieniu pala na 6,5 m

Siłownik został podłączony do pompy elektrycznej, wyposażonej w manometr, pozwalający na pomiar ciśnienia oleju w siłowniku, na podstawie którego można obliczyć siłę przykładaną do pala, z dokładnością do 0,1 kN. Oprócz tego zamontowano system 3 czujników przemieszczeniowych, pozwalających na pomiar przemieszczeń z dokładnością do 0,05



mm w zależności od przyłożonego obciążenia. Pomiary przemieszczeń rury zewnętrznej były mierzone względem niezależnej bazy pomiarowej, natomiast pomiary rury wewnętrznej były mierzone względem rury zewnętrznej (rys. 4.10).

Dodatkowo w niektórych badaniach stosowano pomiar przemieszczeń za pomocą nowoczesnych technik geodezyjnych; ich zastosowanie do pomiaru zostało bliżej opisane w pracach (Baca i in., 2016, Muszyński i in., 2018). Badania technikami geodezyjnymi pozwoliły na większą dokładność pomiaru, lecz ich rezultaty były zbieżne z wynikami badań polowych.

Harmonogram badań przedstawiał się następująco:

instalacja pala – 3.02.2015 r.,

pierwsza seria badań – 13.02.2015 r.,

druga seria badań – 28.02.2015 r.,

trzecia seria badań – 23.05.2015 r.

Badania były prowadzone do wyczerpania nośności pala, czego rezultatem był wykres zależności przemieszczenie-osiadanie dla rury zewnętrznej i wewnętrznej. Podczas pierwszej serii badań stopniowo zwiększano ciśnienie w siłowniku hydraulicznym, a następnie za pomocą czujników mierzono przemieszczenia jednej rury względem drugiej i rury zewnętrznej względem zewnętrznej bazy. Dodatkowo prowadzono pomiar przemieszczeń rur za pomocą tachimetru. W drugiej serii badań do pomiaru przemieszczeń oprócz czujników zegarowych wykorzystano także specjalistyczny sprzęt geodezyjny, podobnie jak w trzeciej

#### **4.7.2. Badania na głębokości 8,0 m**

Po wykonaniu badań na głębokości 6,5 m rury zostały w dniu 23.02.2016 r. dogłębione do 8,0 m i zamontowano konstrukcja oporowa, pozwalająca na wykonanie pełnych próbnych obciążeń statycznych. Konstrukcja oporowa składała się belki oporowej, zakotwionej do dwóch pali jet-grouting o średnicy  $\varnothing 800$  i długości 10 m, znajdujących się po dwóch stronach pala w odległości 1,9 m. Zdjęcia stanowiska zostały przedstawione na rys. 4.12 i rys. 4.13.



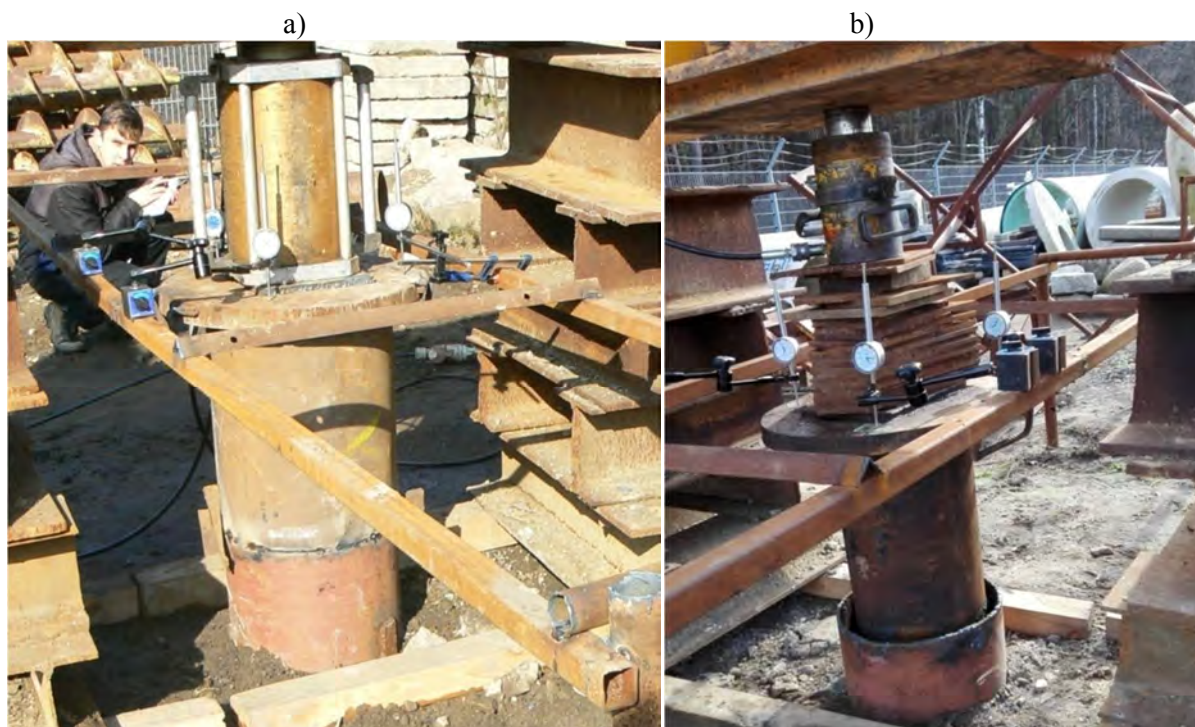
Rys. 4.12. Stanowisko badawcze do przeprowadzenia standardowych próbnych obciążeń statycznych 27.02.2016 r. i 19.03.2016 r.



Rys. 4.13. Stanowisko badawcze do przeprowadzenia standardowych próbnych obciążeń statycznych 27.02.2016 r. i 19.03.2016 r.



Na tak skonstruowanym stanowisku badawczym przeprowadzono trzy serie pomiarów, dwie z obciążeniem przyłożonym do rury zewnętrznej (rys. 14.4a) i jedną z obciążeniem przyłożonym do rury wewnętrznej (rys. 14.4b).



Rys. 4.14. Próbné obciążenia statyczne z obciążeniem przyłożonym do rury zewnętrznej – 27.02.2016 r. i 19.03.2016 r. (a) i z obciążeniem przyłożonym do rury wewnętrznej – 29.03.2018 r. (b)

Do obciążenia pała wykorzystywano podobne oprzyrządowanie jak wcześniej (siłownik i pompa). Ponadto do niezależnej bazy pomiarowej zainstalowano trzy czujniki przemieszczeń, które pozwalały na pomiar przemieszczeń w zależności od przyłożonego obciążenia, tak by tworzyły płaszczyznę wokół osi pała. Układ czujników przedstawiono na rys. 4.15.

Obciążenie przykładano do pała poprzez siłownik hydrauliczny o maksymalnym ciśnieniu 700 bar, co odpowiada sile 1700 kN. Program badań zakładał stopniowe zwiększanie ciśnienia w siłowniku i pomiar przemieszczeń głowicy pała po ustabilizowaniu się osiadań w każdym kolejnym kroku obciążeniowym. Kroki obciążeniowe początkowo zwiększano o 50 bar, później o 30 bar, a na końcu o 20 bar, by można było dokładniej zamodelować krzywą  $Q$ - $s$ . Czas pomiędzy kolejnymi krokami wynosił ok. 5 minut.



Rys 4.15. Stanowisko badawcze z czujnikami przemieszczeń zamontowanymi do niezależnej bazy pomiarowej

Po zakończeniu badań w standardowym próbnym obciążeniu statycznym zdemontowano konstrukcję oporową użytą w badaniu i wykonano nową konstrukcję, która pozwalała na przeprowadzenie próbnych obciążeń w warunkach samorzównoważonych. Stanowisko prezentowało się tak samo, jak w badaniu z p. 4.7.1 i przedstawione zostało na rys. 4.16.



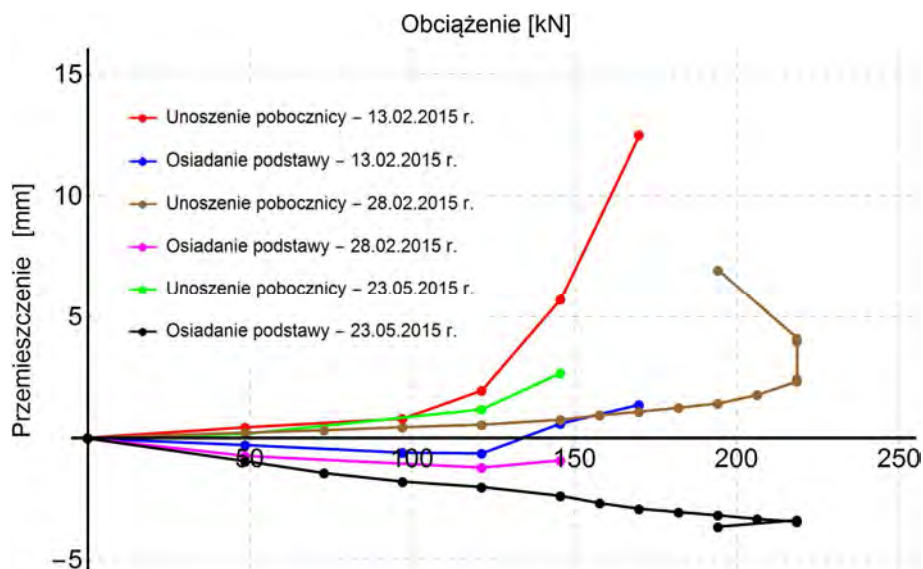
Rys.4.16. Stanowisko do przeprowadzenia testów samorzównoważonych podczas zagłębienia pala na głębokości 8,0 m

Porównanie rys 4.16 oraz rys. 4.12 i rys 4.13 mocno świadczy o prostocie badań w warunkach obciążeń samozrównoważonych. Na tym stanowisku przeprowadzono próbę dnia 25 lutego 2017 r., której nie udało się przeprowadzić do końca ze względu na problemy z siłownikiem, ale uzyskano wyniki pozwalające na interpolację.

#### 4.8. Wyniki przeprowadzonych badań polowych

W niniejszym rozdziale przedstawiono rezultaty przeprowadzonych badań polowych w postaci krzywych  $Q$ - $s$ . Na rys. 4.17 pokazano wyniki z trzech badań, przeprowadzonych na palu zagłębionym na głębokość 6,5 m, w różnych odstępach czasu. Rys. 4.18 przedstawia rezultaty badań na całym palu, przy zagłębieniu pala na 8,0 m. Na rys. 4.19 zestawiono ze sobą wyniki uzyskane przy obciążeniu samej podstawy pala z wynikami przy obciążeniu tylko poboczniczy pala, na rys. 4.20 wyniki testu samozrównoważonego przeprowadzonego dla zagłębienia pala na 8,0 m.

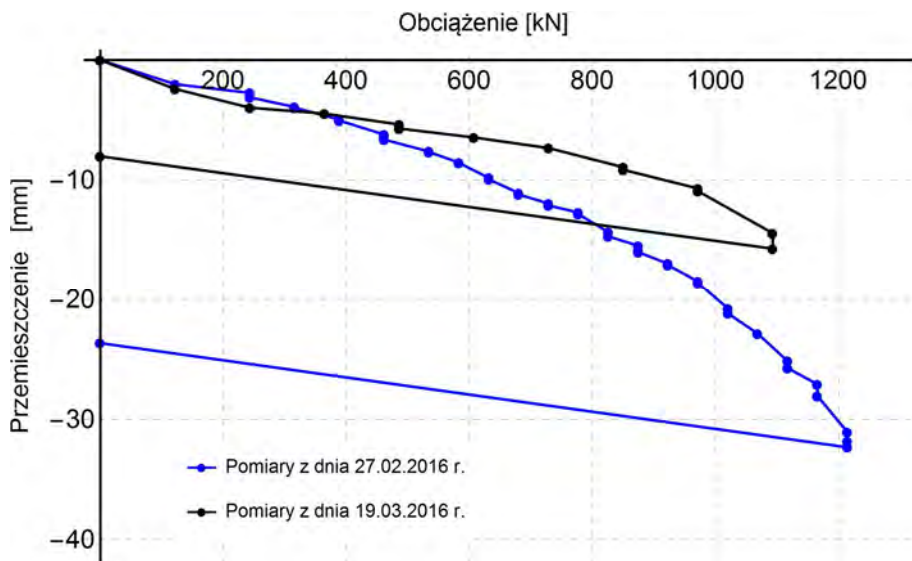
#### Zagłębienie pala na 6,5 m



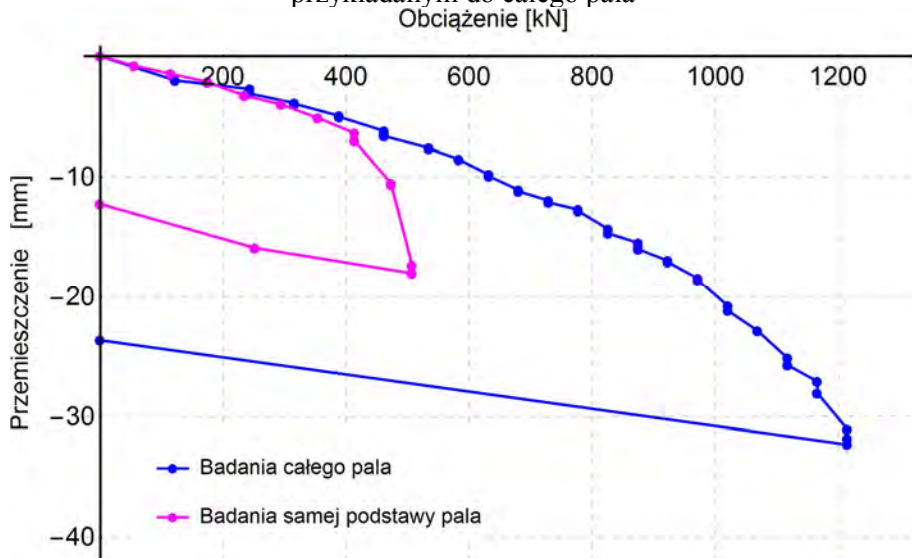
Rys. 4.17. Porównanie wyników z trzech serii badań na palu zagłębionym na 6,5 m



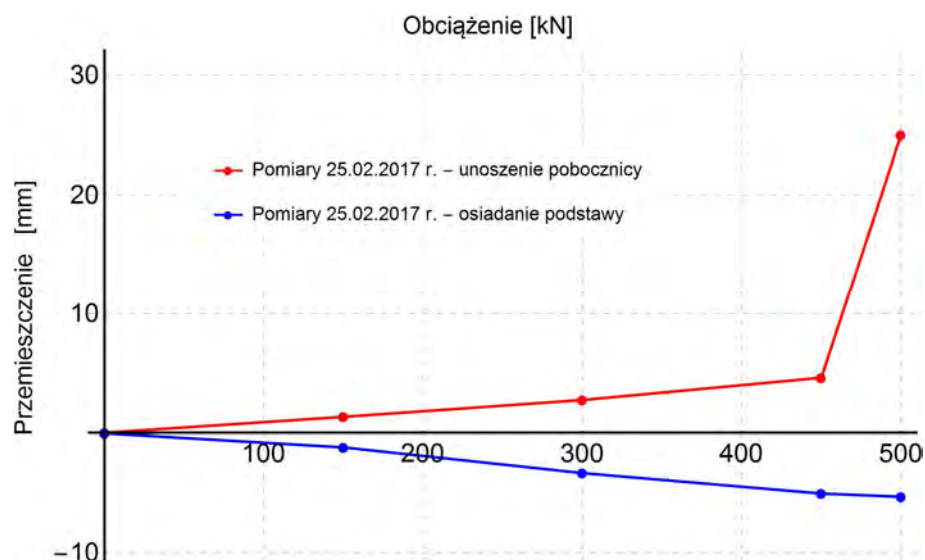
## Zagłębienie pala na 8,0 m



Rys. 4.18. Wyniki próbnych obciążeń statycznych – 27.02.2016 r. oraz 19.03.2016 r. przy obciążeniu przykładanym do całego pala

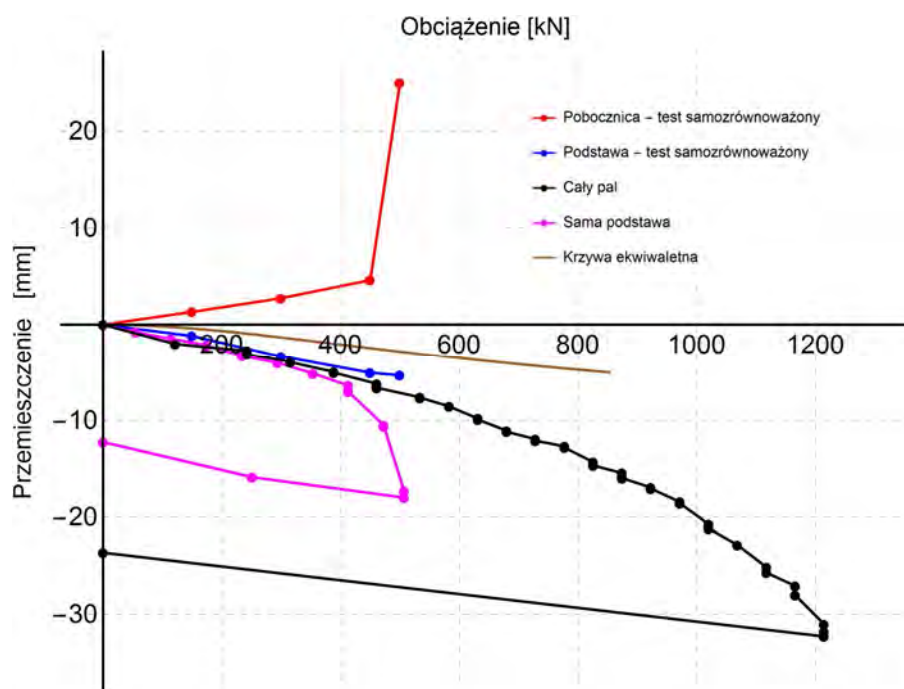


Rys. 4.19. Porównanie wyników próbnych obciążeń samej podstawy z 29.03.2016 r. z wynikami próbnych obciążeń statycznych całego pala z 27.02.2016 r.



Rys. 4.20. Wyniki próbnych obciążeń statycznych dla badania w teście samo zrównoważonym, przeprowadzone 25.02.2017 r.

Na rys. 4.21 przedstawiono zestawienie wszystkich badań przeprowadzonych na palu przy zagłębieniu go na 8,0 m. Dodatkowo, wykorzystując metodę Osterberga (por. rozdz. 2.5.1), skonstruowano krzywą ekwiwalentną, która opisuje zachowanie się pala wciskanego, bazując jedynie na wynikach testu samozrównoważonego. Krzywa mogła być tylko wykreślona w ograniczonym zakresie osiadań, gdyż krzywa  $Q-s$  dla podstawy została wyznaczona w badaniach tylko w zakresie sprężystym, a z powodu wyczerpania się nośności pobocznic nie można było dalej kontynuować badań



Rys. 4.21. Zestawienie wyników wszystkich badań połowych dla zagłębieniu pala na 8,0 m

#### 4.9. Komentarz i wnioski

Badania polowe obejmowały pomiary przemieszczeń, obciążeń i nośności pala rurowego zainstalowanego na poletku badawczym firmy P.P.I Chrobok w miejscowości Bojszowy Nowe. Pierwszą fazą badań były badania zaproponowaną w tej pracy metodą trzpienia stalowego, przeprowadzone przy zagłębieniu pala do 6,5 m, powtórzone kilkakrotnie w różnych odstępach czasu. Kolejnym etapem były badania przy zagłębieniu podstawy pala na głębokość 8,0 m. Rozpoczęto je od przeprowadzenia standardowych próbnych obciążeń statycznych na całym palu, które wykonano dwukrotnie. Następnie przeprowadzono pomiary nośności samej podstawy, a na końcu badanie metodą trzpienia. Rezultaty badań przedstawiono w postaci krzywych  $Q-s$  (Rys. 4.17- 4.21) oraz tabelarycznie w tab. 4.3.

Badania polowe prowadzone na palach w rzeczywistej skali uchodzą za najbardziej miarodajną metodę oceny nośności pala, więc wyniki uzyskane w przeprowadzonych analizach można traktować jako rzeczywiste odwzorowania zachowania się pala w danych warunkach gruntowych.

Tab. 4.3. Zbiorcze zestawienie wyników badań polowych

głębokość	$R_{bk}$	$R_{ck}$	$R_{sk}$	$R_{bk,s}$	$R_{sk,s}$	$R_{ck,e}$	$R_{sk,s}/R_{sk}$	$R_{ck,e}/R_{ck}$
	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN
6,5 m	-	-	-	min. 226	226	min. 452	-	-
8,0 m	521	1215	694	min. 519	519	min.1048	0,72	0,82

gdzie:

$R_{bk}$  – nośność podstawy uzyskana z badań,

$R_{ck}$  – nośność całego pala uzyskana z badań,

$R_{sk} = R_{ck} - R_{bk}$  –nośność pobocznicy, jako różnica między nośnością całego pala, a nośnością podstawy,

$R_{bk,s}$  – nośność podstawy uzyskana z badań metodą trzpienia rurowego,

$R_{sk,s}$  – nośność pobocznicy uzyskana z badań metodą trzpienia rurowego,

$R_{ck,e}$  – ekwiwalentna nośność całego pala uzyskana z badań metodą trzpienia rurowego,

$R_{sk,s}/R_{sk}$  – stosunek nośności pobocznicy wyciąganej do wciskanej,

$R_{ck,e}/R_{ck}$  – stosunek nośności ekwiwalentnej do całkowitej nośności pala.



We badaniach przeprowadzonych metodą trzpienia rurowego można zaobserwować, że na obu głębokościach wyczerpanie nośności następuje wcześniej dla wyciąganej poboczniczy niż w podstawie. Oznacza to, że nośność podstawy na obu głębokościach jest większa od nośności poboczniczy. Wyraźnie zasygnalizowane na wszystkich wykresach  $Q-s$  wyczerpanie się nośności poboczniczy (stan graniczny) pozwala na jej dokładne oszacowanie. Podstawa jednak wciąż pracuje w stanie przedgranicznym, więc dokładna ocena nośności podstawy nawet przy wykorzystaniu metod dotyczących szacowania (pkt. 2.4.3) jest w tym wypadku mało wiarygodna. Można jedynie stwierdzić, że nośność podstawy jest z pewnością większa niż nośność poboczniczy pała.

W pierwszych dwóch testach metodą trzpienia na głębokości 6,5 m przeprowadzonych w krótkim odstępie czasu po sobie, nie można było zaobserwować wzrostu nośności w czasie. Dopiero w trzeciej serii testów, przeprowadzonej 3 miesiące po instalacji pała, widać wyraźny przyrost nośności. Dla testów wykonanych na pału dogłębnym do 8,0 m, przy powtórnym zbadaniu nośności całego pała również nie można zaobserwować wyraźnego przyrostu nośności. Natomiast przy teście metodą trzpienia przy zagłębieniu pała na 8,0 m występuje wzrost nośności podstawy w stosunku do badania samej podstawy, przeprowadzonego ok. rok wcześniej. Zauważono również, że nośność uzyskana z późniejszego testu jest osiągnięta dla dużo mniejszych przemieszczeń.

Porównując ze sobą wyniki otrzymane z badań i wartości oszacowane wg wyników sondowań CPTU i polskiej normy pałowej (PN-B/83-02482) można zauważyć, że szacowane wartości są mniejsze niż te uzyskane w badaniach. To pokazuje, że metody dla pała rurowego w danych warunkach gruntowych pozwalają na bezpieczne oszacowanie nośności; za bardziej racjonalną metodę można uznać projektowanie na podstawie CPTU, gdyż pozwoliło ono na uzyskanie wartości wyników bliższych wartościom otrzymanym z badań. Należy jednak pamiętać, że nośność określana za pomocą (PN-B/83-02482) jest nośnością krytyczną pała, więc szacując wyniki tą metodą zawsze otrzyma się wartości mniejsze od granicznych

Na podstawie wyników uzyskanych metodą trzpienia, wykreślenie ekwiwalentnej krzywej  $Q-s$ , opisującej zachowanie się całego pała pod wpływem obciążenia, jest możliwe jedynie w ograniczonym stopniu, zarówno dla badań przeprowadzonych na głębokości 6,5 m jak i 8,0 m. Wynika to z faktu, że w obu przypadkach podczas badań nie udało się osiągnąć nośności podstawy. Korzystając z metody Osteberga (por. pkt. 2.5.1) możliwe jest wykonanie ekwiwalentnej krzywej tylko w zakresie przemieszczeń, które uzyskano podczas pomiarów,

a ponieważ podstawa w uzyskanych badaniach nie uzyskała dużych przemieszczeń, więc i ekwiwalentny wykres można wykonać tylko dla tych przemieszczeń. Być może rozwiązaniem mogłoby być przyjęcie innej metody konstruowania ekwiwalentnego wykresu  $Q-s$  niż metody zaproponowanej przez Osterberga. Inne proponowane metody np. (Lee i Park, 2008) pozwalają na dodatkowe uwzględnienie skrócenia pala w badaniu Osterberga, lecz ma to znaczenie tylko w przypadku bardzo długich pali.

Podsumowując, badanie polowe alternatywną metodą pozwala na określenie pełnej wartości nośności granicznej tylko jednej składowej pala (podstawy albo pobocznic). Dla przebadanych sytuacji obliczeniowych zagłębieniem pala na 6,5 m i 8,0 m nośność podstawy jest większa od nośności pobocznic. Aby osiągnąć porównywalne wartości nośności między podstawą a pobocznica należałoby w danych warunkach zwiększyć zagłębienie pala.

Praca pala rurowego z dnem zamkniętym nie różni się znacząco od pracy innych pali, jedyna różnica może wynikać z innych współczynników tarcia na pobocznic, np. (PN-B/83-02482), większe znaczenie dla pracy pala ma sposób jego instalacji, więc wyniki otrzymane w pracy dla pali rurowych można uogólnić na inne metody badań, pamiętając o możliwych różnicach w tarcu na pobocznic.

## 5. Badania modelowe

### 5.1. Wstęp

Projektowanie różnych konstrukcji geotechnicznych powinno bazować na teoriach, które mają oparcie w obserwacjach rzeczywistej pracy obiektu. Dla prostych konstrukcji (np. fundamentów bezpośrednich) w nieskomplikowanych warunkach gruntowych opracowane na przestrzeni lat rozwiązania pozwalają na racjonalne zaprojektowanie konstrukcji fundamentu bez potrzeby jego dodatkowego testowania. W przypadku bardziej skomplikowanych zagadnień konieczna może być weryfikacja projektu za pomocą badań. Ta zasada dotyczy również pali fundamentowych, których badania za pomocą próbných obciążeń statycznych są wymagane przez normy (PN-B/83-02482), (PN-EN 1997-1:2008). Niemniej jednak, przeprowadzenie testów konstrukcji rzeczywistych (np. fundamentów hybrydowych) jest niejednokrotnie bardzo drogie, czasochłonne, a często nawet niemożliwe. W takich wypadkach istotne informacje na temat zachowania się konstrukcji można uzyskać z testów na odpowiednio przeskalowanych modelach, przeprowadzonych w warunkach laboratoryjnych. W przypadku pali, badania modelowe nie zastąpią nigdy badań na obiektach w skali rzeczywistej, mogą jednak stanowić ich uzupełnienie lub źródło dodatkowej wiedzy na temat ich zachowania pod wpływem różnych czynników.

Zaletą takich badań jest dużo mniejszy koszt ich przeprowadzenia w stosunku do badań na rzeczywistych obiektach, który wynika z niższych kosztów wykonania konstrukcji oporowej. Dodatkowo, prowadzenie badań w laboratorium pozwala na zamodelowanie różnych sytuacji (np. różnego zagęszczenia gruntu, wpływu zagłębienia), czy prowadzenia badań przez dłuższy czas, co w przypadku badań polowych byłoby trudno wykonalne. Głównym ograniczeniem badań laboratoryjnych jest trudność w przeniesieniu uzyskanych wyników na obiekty rzeczywiste spowodowana efektem skali. Ponadto nie każde warunki gruntowe mogą być zaadoptowane w badaniach laboratoryjnych.

#### 5.1.1. Stosowanie badań modelowych

Na przestrzeni ostatnich lat badania modelowe znalazły szerokie zastosowania w analizie zachowania pali. Dijkstra w swojej pracy (Dijkstra 2009) pokazał wykorzystanie wirówki do modelowania instalacji pala, szczególnie w zakresie nowo pojawiających się problemów

badawczych fundamentów. Zachowanie się osiowo obciążonych modeli pali rurowych było obiektem zainteresowania De Nicoli i Randolpha (De Nicola i Randolph 1999). White i Lehane badali degradację tarcia na poboczniczy pod wpływem obciążeń cyklicznych (White i Lehane 2004), a wpływ zachowania się modeli grup palowych pod wpływem obciążeń poziomych został opisany w (Chandrasekaran, Boominathan i Dodagoudar 2010). W Polsce Bałachowski i Dembicki przeprowadzili badania w komorze kalibracyjnej na modelach pali, badając m in. wpływ warunków brzegowych na rezultaty pomiarów (Bałachowski i Dembicki 2003). W pracy wykazano, że warunki brzegowe mają wpływ na tarcie na poboczniczy, ale mają znikomą wpływ na opór podstawy pali modelowych.

### 5.1.2. Efekty skali

Przeprowadzenie badań modelowych przy naturalnej grawitacji jest relatywnie tanie i łatwe. Niestety, przy przekształcaniu wyników do rzeczywistych sytuacji przeskalowanie jedynie przez wymiary geometryczne jest z reguły niewystarczające ze względu na efekty skali (Altaee i Fellenius 1994). Aby zniwelować opisane efekty stosuje się wirówki geotechniczne, których przyspieszenie pozwala na zmianę grawitacji podczas badań modelowych i w konsekwencji wyrównanie poziomu naprężeń pomiędzy modelem pala, a rzeczywistym palem (Taylor 2014). Innym sposobem uwzględnienia efektów skali jest zwiększenie gradientu naprężeń poprzez wywarcie odgórnego gradientu ciśnienia cieczy (Leshchinsky, Vahedifard i Meehan 2012, Yuan i in. 2016). Metody te są tańsze niż testy w wirówce, lecz ograniczone do specyficznego typu gruntów i sytuacji.

Przy testach w wirówce poddanie modelu dodatkowym przyspieszeniom powoduje, że homologiczne punkty w geometrycznie identycznych punktach w modelu i obiekcie rzeczywistym (prototypie) znajdują się na takim samym poziomie naprężeń. Wobec tego także odkształcenia są takie same w modelu i prototypie. Testy zazwyczaj powinny zostać wykonywane w takich samych co do struktury geologicznej gruntach, a model powinien być odpowiednio mniejszy niż prototyp, tak by wielkość ziaren nie wpływała na rezultaty badań na modelu (Altaee i Fellenius 1994), ponieważ uwzględnianie efektów w odniesieniu do skali ziaren jest trudne (Poschel, Saluena i Schwager 2001).

Uwzględniając powyższe założenia, podstawowe zależności pomiędzy modelem a prototypem można przedstawić za pomocą zależności podanej w tab. 5.1, gdzie  $n$  oznacza geometryczną skalę podobieństwa pomiędzy modelem, a prototypem ( $n \ll 1$ ). Inne, bardziej rozbudowane prawa skalowania można znaleźć w pracy (Garnier i in. 2007).

Tab. 5.1. Czynniki skalujące dla testów w wirówce geotechnicznej (Altaee i Fellenius 1994, Bałachowski 2007)

	<b>prototyp</b>	<b>model</b>
<b>Wymiary liniowe</b>	1	$n$
<b>powierzchnia</b>	1	$n^2$
<b>objętość</b>	1	$n^3$
<b>masa</b>	1	$n^3$
<b>przyspieszenie</b>	1	$1/n$
<b>naprężenia</b>	1	1
<b>odkształcenia</b>	1	1
<b>przemieszczenia</b>	1	$n$
<b>siła</b>	1	$n^2$

### 5.1.3. Uogólnienie wyników na rzeczywiste wymiary przy testach 1g

Sytuacja się komplikuje w testach 1g, tj. modelowych, w których nie zmienia się grawitacji w modelu. Mała zgodność wyników testów pomiędzy modelem, a prototypem wynika m. in. z nieliniowej zależności pomiędzy odkształceniem a przemieszczeniem oraz z wpływu początkowego stanu naprężeń (Altaee i Fellenius 1994). Dlatego porównywanie ze sobą testów na prototypie i modelu wymaga spełnienia określonych warunków. Altaee i Fellenius w swojej pracy (Altaee i Fellenius 1994) opisali metodę testowania modeli przy przyspieszeniu 1g. Obowiązujące wtedy prawa skalujące przedstawia tab. 5.2.

Tab. 5.2. Czynniki skali dla testów na modelach przy standardowej grawitacji (1g) (Altaee i Fellenius 1994)

	<b>prototyp</b>	<b>model</b>
<b>Wymiary liniowe</b>	1	$n$
<b>powierzchnia</b>	1	$n^2$
<b>objętość</b>	1	$n^3$
<b>masa</b>	1	$n^3$
<b>przyspieszenie</b>	1	1
<b>naprężenia</b>	1	$N$
<b>odkształcenia</b>	1	1
<b>przemieszczenia</b>	1	$n$
<b>siła</b>	1	$n^2 N$
<b>wskaźnik porowatości</b>	$e_p$	$e_m = e_p + \lambda \ln(N)$

Przez  $n$  oznacza się geometryczną skalę linową między modelem, a prototypem,  $N$  to zależność pomiędzy naprężeniami w modelu i prototypie,  $e_m$  – wskaźnik porowatości gruntu modelu,  $e_p$  – wskaźnik porowatości gruntu w prototypie,  $\lambda$  – nachylenie linii stanu krytycznego (Altaee i Fellenius 1994). Jak widać, grunt w modelu musi być odpowiednio luźniejszy

w stosunku do gruntu w prototypie. Dla spełnionych tych warunków, można uzyskać porównywalne zachowania pomiędzy modelem, a prototypem (Altaee i Fellenius 1994).

Transformacja modelu do rzeczywistej skali powinna uwzględniać poziomy naprężenia pojawiające się w gruncie w badaniach modelowych w odniesieniu do odpowiadających punktów w pału rzeczywistym. W tym podejściu model i prototyp powinny mieć zapewnione podobne zachowanie w początkowym stanie naprężeń. Ponadto początkowy stan gruntu w modelu i prototypie powinien być porównywalny do stanu ustalonego. Stan ustalony jest stan gruntu, w którym masa deformuje się ciągle w stałej objętości, stałych normalnych naprężeniach efektywnych, stałych naprężeniach ścinających i dla stałej prędkości (Poulos 1981).

## 5.2. Opis stanowiska badawczego

### 5.2.1. Założenia

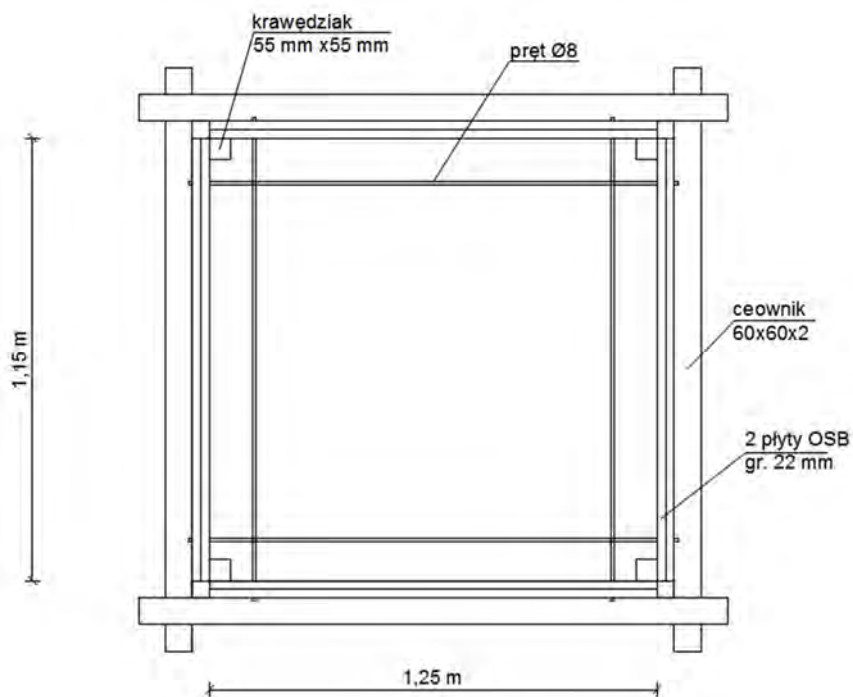
Do wykonania badań modelowych, odwzorowujących badania w warunkach naturalnych, przygotowano stanowisko do badań modeli pali rurowych w skali półtechnicznej (1:10). Stanowisko składało się ze sztywnej skrzyni wypełnionej piaskiem, w której zainstalowano 6 modeli pali. Objęto je później próbnymi obciążeniami statycznymi, tożsamymi z badaniami opisanymi w pkt. 4. Celem badań, tak jak w przypadku badań polowych, było porównanie ze sobą próbnymi obciążeniami statycznymi z testem samowrównowagowym.

### 5.2.2. Stanowisko badawcze

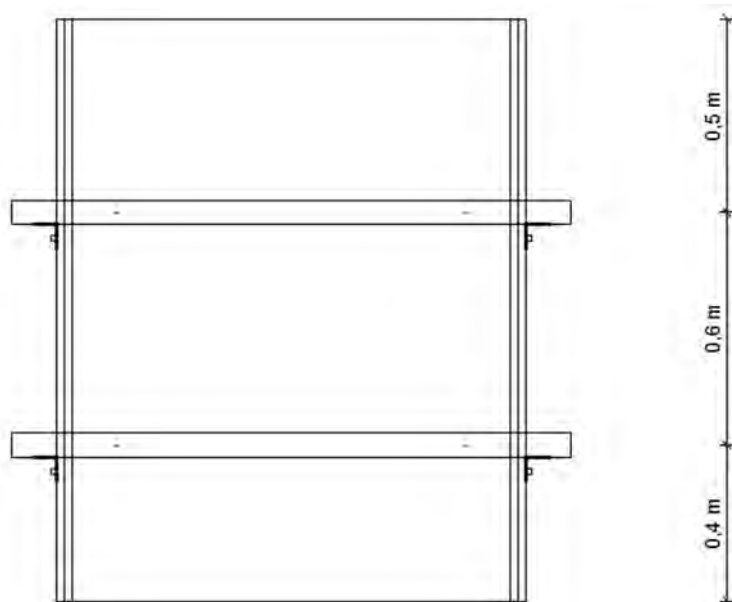


Rys. 5.1. Skrzynia, w której przeprowadzono badania modelowe

Skrzynia wykonana do pomiaru nośności na palach modelowych została przedstawiona na rys. 5.1. Miała ona 1,5 m wysokości i wymiary wewnętrzne w planie 1,25 m x 1,15 m. Każda ściana skrzyni składa się z dwóch połączonych ze sobą płyt OSB o grubości 22 mm. W narożach skrzyni znajdują się krawędziaki o wymiarach 55 mm x 55 mm.



Rys. 5.2. Rzut skrzyni do badań



Rys. 5.3. Widok skrzyni z boku

Szkice koncepcyjne skrzyni przedstawiono na rys 5.2. i 5.3.. Obie pary naprzeciwległych do siebie płyt zostały połączone ze sobą czterema prętami gwintowanymi Ø8, umiesz-

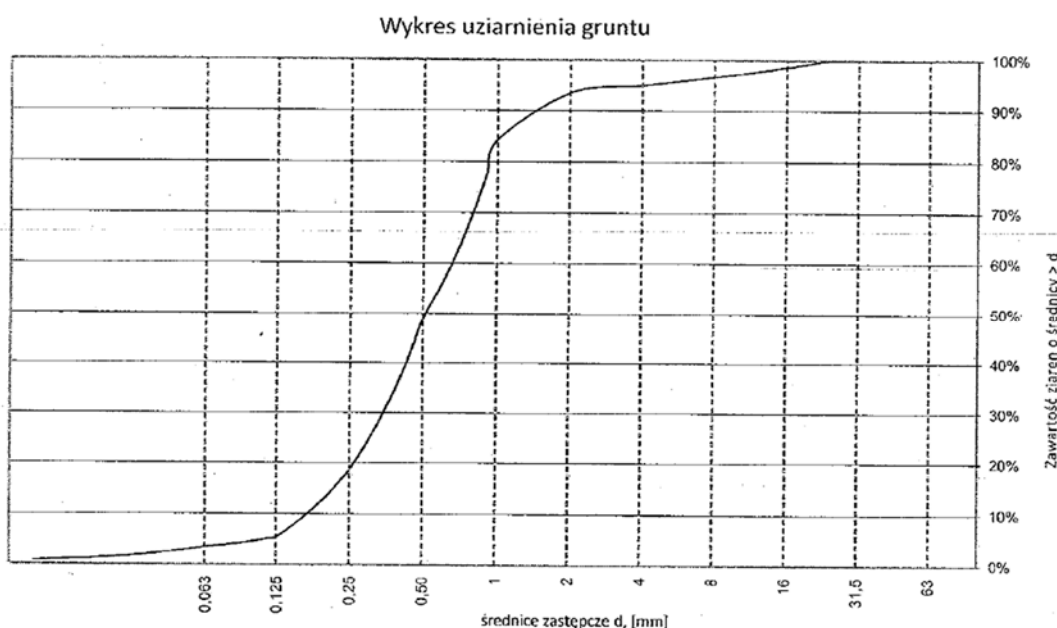
czonymi parami w dwóch rzędach na wysokościach ok. 0,40 m i 1,00 m. Na zewnątrz płyt zostały umieszczone ceowniki 60x60x2, których zadaniem jest wzmocnienie płyt i spięcie wychodzących prętów. Dodatkowo w celu wzmocnienia, skrzynia została poziomo spięta dwoma pasami do zabezpieczania ładunków na samochodach ciężarowych. Ściany płyty zostały wyłożone folią w celu zabezpieczenia ich przed wilgocią piasku.

### 5.2.3. Dobór materiału gruntowego do badań

Do badania wybrano piasek z kopalni Novica. Wyboru dokonano na podstawie krzywej przesiewu z kilku różnych kopalń piasku. Zdecydowano się na piasek Novica, gdyż z dostępnych piasków zawierał on najwięcej frakcji drobnych, co pozwoliło na zmniejszenie wpływu wielkości ziaren na parametry modelu. Parametry piasku przedstawiono w tab. 5.3, a jego krzywą uziarnienia na rys. 5.4. Dane pochodzą od dostawcy piasku.

Tab. 5.3. Parametry piasku Novica wypełniającego skrzynię

<b>Rodzaj gruntu</b>	Piasek średni
<b>Gęstość objętościowa</b>	1,906 g/cm <sup>3</sup>
<b>Wilgotność naturalna</b>	7,0%
<b>Wskaźnik różnoziarnistości</b>	5,2



Rys. 5.4. Krzywa uziarnienia dla piasku użytego w badaniach

Po wykonaniu skrzyni rozpoczęto wypełnianie jej piaskiem do wysokości całkowitej 120 cm. Piasek stopniowo wsypywano do skrzyni i formowano jego dwudziestocentymetrowe warstwy, które kolejno zagęszczano. Kontrola zagęszczenia piasku była prowadzona za pomocą cylindra i płyty dynamicznej (rys. 5.5). W różnych miejscach w skrzyni wykonano po



trzy pomiary na trzech głębokościach: 40, 70, 100 cm dla pomiaru cylindrem i na czterech głębokościach: 40, 70, 85 i 100 cm dla płyty dynamicznej. Rezultaty pomiarów zestawiono w tab. 5.5 i tab. 5.6. Podczas pomiarów utrzymywano stałą wilgotność w pomieszczeniu.



Rys. 5.5. Badanie gruntu w skrzyni za pomocą cylindra i płyty dynamicznej

Tab. 5.5. Wyniki pomiarów sztywności gruntu płytą dynamiczną ZORN, dokładność pomiaru 0,1 MN/m<sup>2</sup>

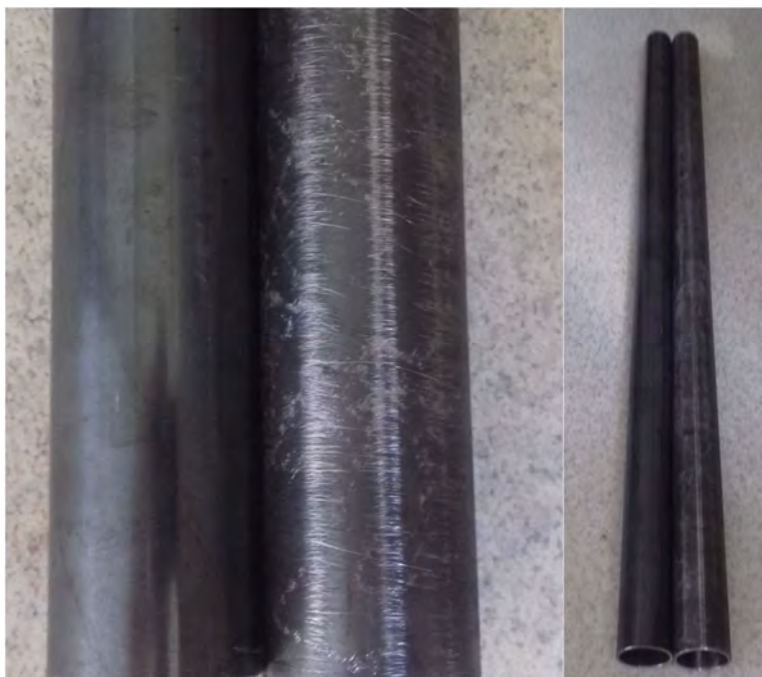
LP	Mięższość piasku	$E_{vd}$	$E_{vd,śr}$
	cm	MN/m <sup>2</sup>	MN/m <sup>2</sup>
1	40	26,6	23,4
2	40	20,2	
3	40	23,4	
4	70	26,9	22,9
5	70	17,6	
6	70	24,1	
7	85	21,5	18,9
8	85	15,9	
9	85	19,3	
10	100	29,8	28,3
11	100	30,3	
12	100	24,9	

Tab. 5.4. Wyniki pomiarów gęstości gruntu cylindrem, dokładność pomiaru 0,01 g/cm<sup>3</sup>

LP	Miąższość piasku	masa	śr masa	Objętość	gęstość
	cm	kg	kg	cm <sup>3</sup>	g/cm <sup>3</sup>
1	40	4,18	4,18	2545	1,64
2	40	4,19			
3	40	4,18			
4	70	4,26	4,25		1,67
5	70	4,24			
6	70	4,25			
7	100	4,30	4,31		1,69
8	100	4,32			
9	100	4,31			

#### 5.2.4. Opis rur użytych do badania

Do badania wykorzystano rury stalowe o długości 1 m jako modele pala, średnicy zewnętrznej 4,2 cm i grubości ścianki 0,25 cm. Rury użyte w badaniach oznaczono kolejnymi liczbami: 1, 2, 3, 4, 5, 6, które określają kolejność ich instalacji w skrzyni (rys. 5.8). Ponadto rury różnią się między sobą gładkością powierzchni bocznej – rury 1,2,5 są bardziej gładkie, natomiast rury 3, 4, 6 są bardziej szorstkie, ponieważ ich powierzchnia boczna została dodatkowo zmatowiona za pomocą szlifierki i papieru ściernego (rys. 5.6).



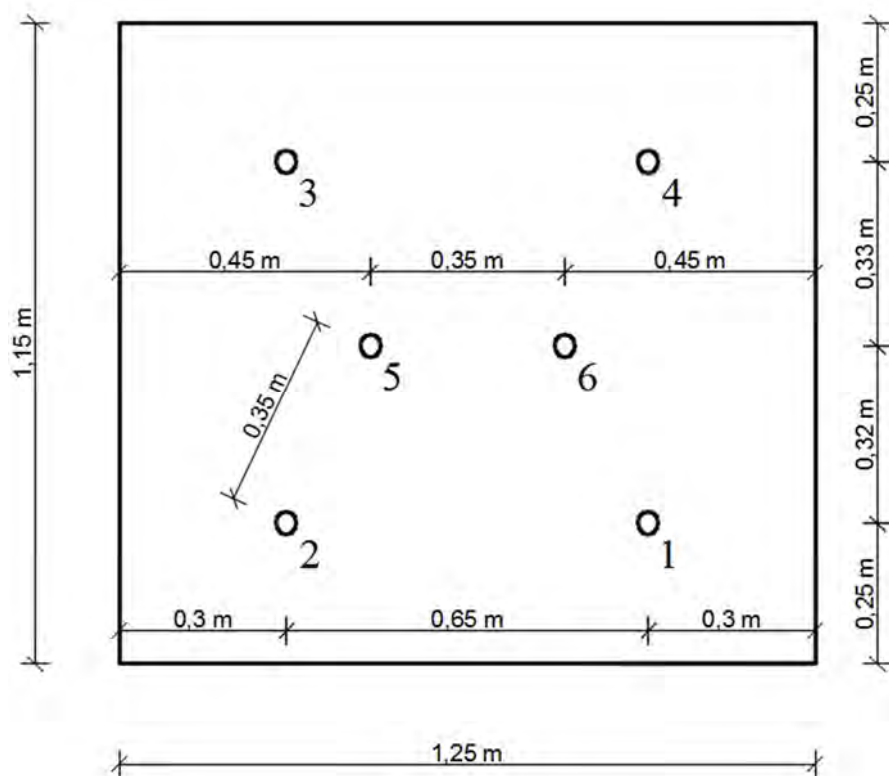
Rys. 5.6. Rury stalowe wykorzystane w badaniach – z lewej rura bardziej gładka, z prawej bardziej szorstka

Podstawę pala zamodelowano za pomocą sztywnego denka stalowego o średnicy równej średnicy rury, które podczas wbijania umieszczano luźno pod rurą. Ponadto wszystkie użyte denka zostały wykonane wraz z gwintem, umożliwiającym późniejsze przykręcenie do nich żerdzi (rys.5.7).



Rys. 5.7. Denko stalowe modelujące podstawę pala

### 5.2.5. Rozmieszczenie pali w skrzyni



Rys. 5.8. Rozmieszczenie modeli pali w skrzyni.

Rozmieszczenie modeli pali w skrzyni przedstawiono na rys. 5.8 – minimalna odległość między palem a ścianą skrzyni wynosi 250 mm, co daje wskaźnik minimalnej odległości ścianki do średnicy modelu pala  $250/40 = 6,3$ . W pracy (Bałachowski i Dembicki 2003) opisano dwa badania w komorze kalibracyjnej o średnicy próbki gruntu 530 mm dla modeli pali o średnicy 20 mm oraz o średnicy 32,5 mm, a zatem wskaźnik ten wynosi odpowiednio  $530/2/20 = 13,3$  oraz  $530/2/32,5 = 8,2$ ; z kolei w pracy (Foray, Bałachowski i Colliat, 1998) omówiono badania na modelach pali o średnicy 70 mm w komorze o średnicy 1100 mm, czyli  $1100/2/70 = 7,9$ . Za akceptacją wartości wskaźnika  $250/40 = 6,3$  przemawiają:

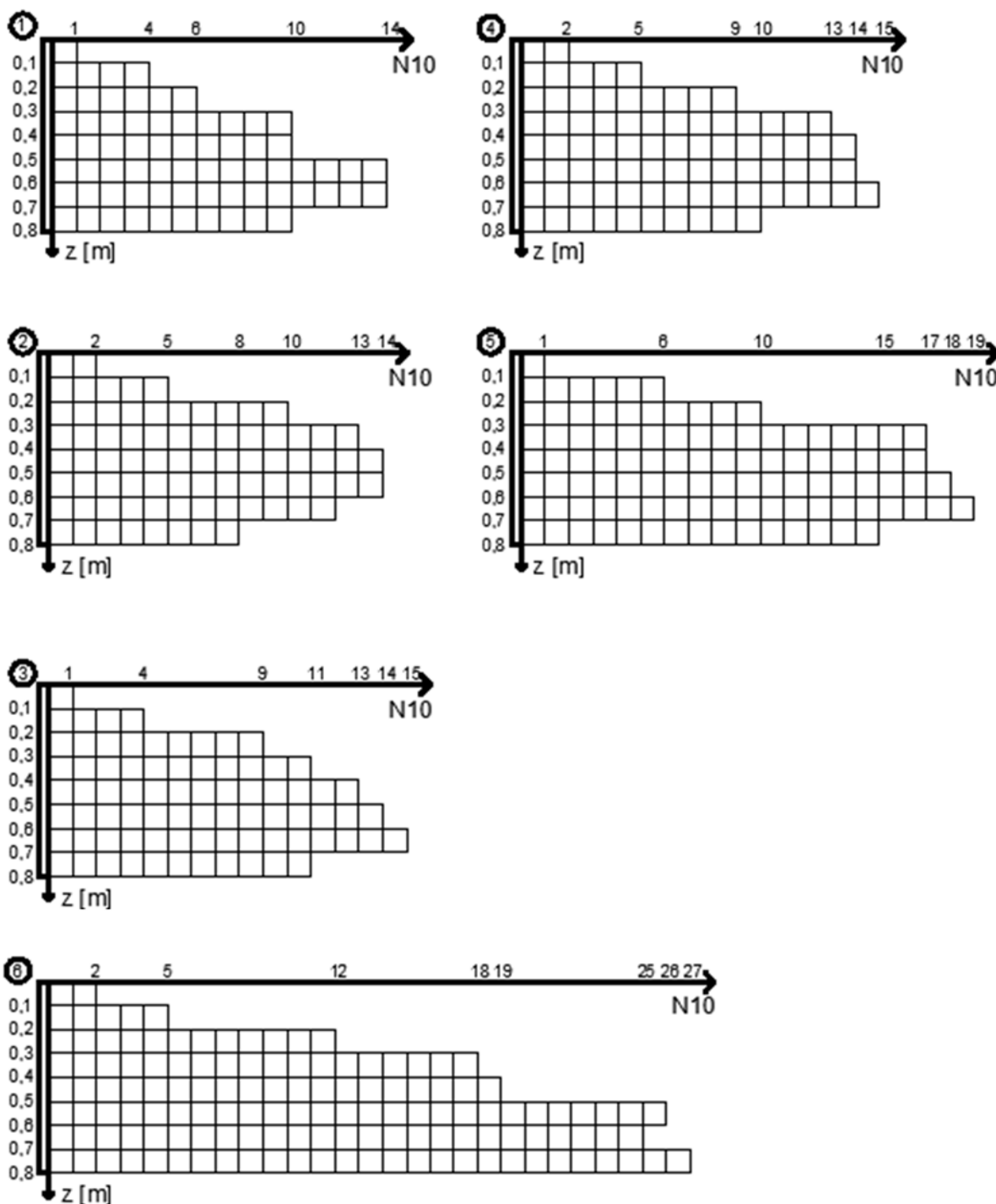
- 1) zbliżone wartości do testów ze wskaźnikami 8,2 oraz 7,9 ale w sytuacji, gdy minimalna odległość od ścianki wynosi 250 mm tylko w jednym punkcie, a nie na całym obwodzie,
- 2) symulacje numeryczne DEM na rys. 6.2 nie potwierdzają aż tak rozległej strefy oddziaływania pala (dotyczy obserwowanych przemieszczeń),
- 3) ścianka jest wyłożona gładką folią PCV zmniejszającą efekt brzegowy,
- 4) strefę znaczących oddziaływań pala na otoczenie można oszacować wg PN-83/B-02482 jak dla pracy poboczniczy w stanie granicznym w grupie pali o długości 800 mm, tj.  $R = 20 + 800 \times 0,105 = 104$  mm; stąd wskaźnik wynosi  $104/40 = 2,6$ ,
- 5) hipotetyczny wpływ warunków brzegowych (o ile w ogóle wystąpi) tylko w jednakowym stopniu mógłby wpłynąć na wszystkie wykonane pomiary, tj. dla różnego zwrotu przemieszczenia poboczniczy pala, a zasadniczym celem badań jest porównanie tych dwóch przypadków.

#### 5.2.6. Instalacja modeli pali



Rys. 5.9. Instalacja pala stalowego za pomocą sondy dynamicznej lekkiej

Modele pali zostały wbite za pomocą standardowej sondy dynamicznej lekkiej, przedstawionej na rys. 5.9. Podczas zagłębiania pali określono liczbę potrzebnych uderzeń koniecznych do zagłębienia pala o kolejne 0,1 m. Wyniki pomiarów dla kolejnych modeli zamieszczono na rys. 5.10. Pomijając nieadekwatne pomiary na głębokości 0÷20 cm można szacować, że stopień zagęszczenia gruntu w skrzyni wynosi ok.  $I_D = 0,5$  (PN-B/81-03020).



Rys. 5.10. Wykresy liczby  $N_{10}$  uderzeń potrzebne do zagłębienia 0,1 m poszczególnych pali podczas ich instalacji

### 5.2.7. Opis oprzyrządowania użytego do pomiarów nośności

Podczas przeprowadzanych badań wykonywany był pomiar przemieszczeń głowicy modelu pala w zależności od przyłożonej siły. Była ona przykładana za pomocą podnośnika samochodowego rozpiętego podczas pomiaru (rys. 5.11a), a pomiar siły odbywał się za pomocą czujnika siły o dokładności pomiaru 0,02 kN (rys. 5.11b).



Rys. 5.11. Podnośnik samochodowy użyty do wywierania siły (a) i czujnik do pomiaru przykładanej siły (b)

Pomiar przemieszczeń wykonano wykorzystując elektroniczny czujnik przemieszczeń o dokładności 0,001 mm (rys. 5.12), typ GT2.



Rys. 5.12. Elektroniczny czujnik przemieszczeń wykorzystany w badaniach

Czujniki były podłączone do komputera, co pozwalało na bieżącą rejestrację przyłożonej siły i uzyskanych przemieszczeń w odstępie co 0,5 s.





Rys. 5.13. Stanowisko komputera z podłączonymi czujnikami siły i przemieszczeń

Przy teście samozrównoważonym użyto dodatkowego, analogowego czujnika przemieszczeń, pozwalającego na pomiar przemieszczeń z dokładnością 0,01 mm (rys. 5.14).



Rys. 5.14. Analogowy zegarowy czujnik przemieszczeń wykorzystany w teście samozrównoważnym

### **5.3. Opis prowadzonych badań**

#### **5.3.1. Badania nośności całego pala**

Pierwszym etapem badania było wykonanie próbnych obciążeń statycznych pali po przyłożeniu obciążenia do głowicy modelu pala, co pozwoliło na wyznaczenie krzywej  $Q-s$  dla całego modelu pala.



Rys. 5.15. Konstrukcja oporowa zapewniająca odpowiednie rozparcie dla siłownika

Odpowiednie rozparcie dla pracującego siłownika zostało zapewnione przez wykonanie konstrukcji oporowej z połączonych ze sobą drewnianych krawędziaków. Dzięki temu możliwe było oparcie się o sztywny strop w pomieszczeniu, w którym znajdowała się skrzynia z piaskiem (rys. 5.15).

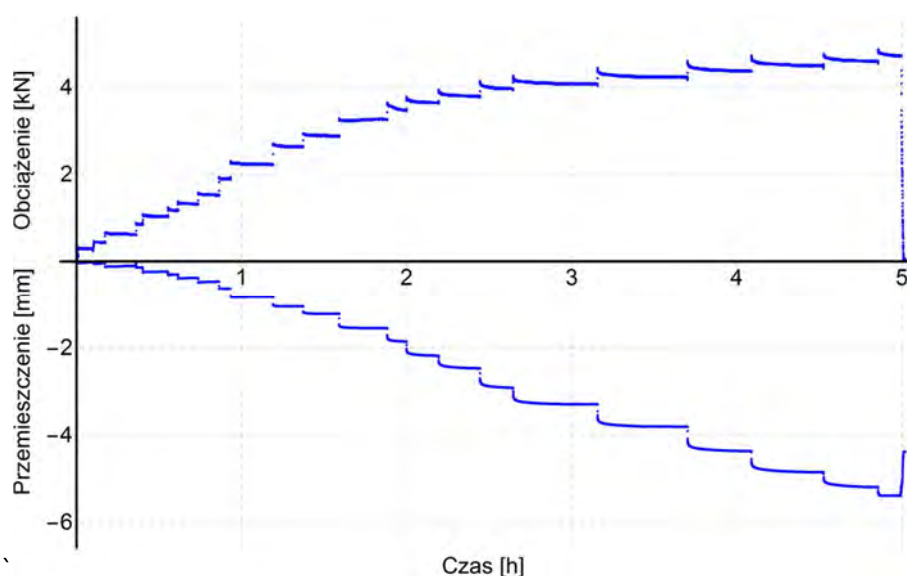
Pomiędzy modelem pala, a opartą na skrzyni konstrukcją oporową umieszczono nakładkę, czujnik siły i siłownik (rys. 5.16). W celu pomiaru przemieszczeń do modelu pala zamontowano poziomo ścisk stolarski, na którym opierał się przytwierdzony do skrzyni czujnik przemieszczeń (rys. 5.16).



Rys. 5.16. Badany model pala wraz z siłownikiem i zamontowanymi czujnikami siły oraz przemieszczeń



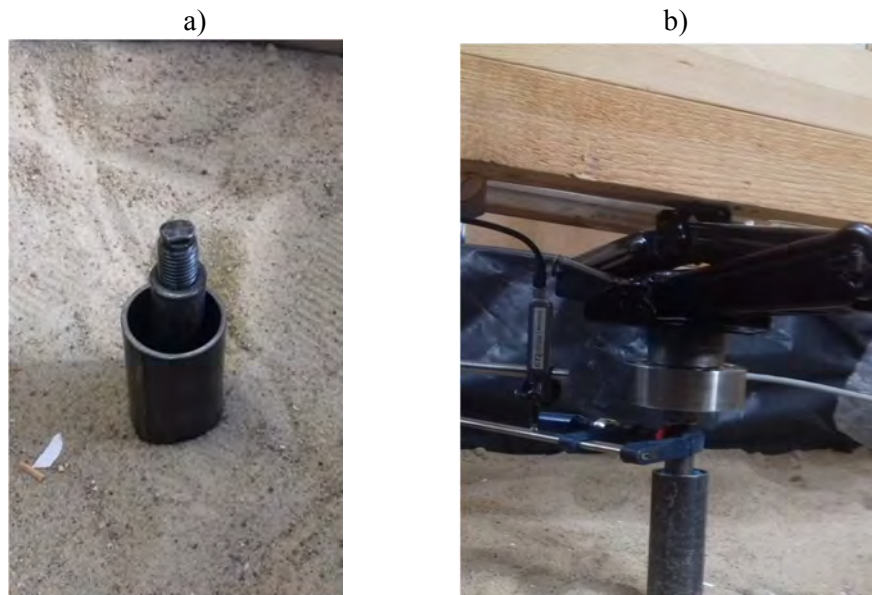
Badanie polegało na stopniowym zwiększaniu obciążenia przez siłownik i pomiarze przemieszczeń, które towarzyszyły kolejnym krokom obciążeniowym. Zwiększenie przyłożonego obciążenia następowało po ustabilizowaniu się osiadań we wcześniejszym kroku. Podczas badań na bieżąco (co pół sekundy) wartości sił i przemieszczeń były przesyłane i automatycznie zapisywane w pamięci komputera. Badanie było prowadzone aż do utraty nośności, tj. do uzyskania niekontrolowanego przyrostu osiadań przy niewielkim nawet wzroście obciążenia. Na rys. 5.17 przedstawiono przykładowe wykresy zależności siła-czas i osiadanie-czas, pokazujące jak wyglądało przykładanie obciążenia do modelu pala i jak stabilizowały się osiadania w czasie.



Rys. 5.17. Wykres obciążenie-czas i przemieszczenie-czas dla pojedynczego pomiaru nośności pala

### 5.3.2. Badanie podstawy pala

W celu wyznaczenia krzywej  $Q-s$  samej podstawy modelu pala, wewnątrz rury stalowej umieszczono żerdź od sondy dynamicznej, która została przykręcona do denka stalowego (rys. 5.7). Czujnik przemieszczeń oparty został na ścisku stolarskim, przytwierdzonym tym razem do żerdzi, na której ponadto oparty został siłownik wraz z czujnikiem siły. Tak jak w przypadku wyznaczenia krzywej  $Q-s$  dla całego modelu pala, siłownik rozparty był o drewnianą konstrukcję oporową. W ten sposób obciążenie wywierane przez siłownik było przekazywane przez żerdź wyłącznie na podstawę modelu pala przy braku działania na pobocznice (rys. 5.18).



Rys. 5.18. a) Żerdź umieszczona wewnątrz rury b) Stanowisko do badania nośności podstawy modelu pala

Przebieg badania podobny był do opisanego poprzednio: stopniowo zwiększano obciążenie wywierane przez siłownik, a czujniki w tym czasie przesyłały do komputera przemieszczenie pionowe żerdzi w zależności od przyłożonej siły. Badanie prowadzono aż do wyczerpania nośności podstawy.

### 5.3.3. Test samozrównoważony

Ostatnim etapem badań było przeprowadzenie testów samozrównoważonych, za pomocą samodzielnie zaprojektowanego urządzenia, tj. przyłożenia obciążenia do podstawy pala, tak jak w rozdz. 5.3.2., lecz przy rozparciu siłownika o dodatkowo wykonaną konstrukcję oporową, która była zespolona z rurą pala (rys. 5.19). W ten sposób zwiększanie obciążenia powodowało wciskanie podstawy, przy jednoczesnym wyciąganiu pobocznic. Podczas badania odbywał się ciągły pomiar przyłożonej siły i przemieszczeń wyciąganej rury, natomiast dodatkowo jeszcze na bieżąco odczytywano z czujnika analogowego przemieszczenia wciskanej żerdzi (rys. 5.19). Pomiar z czujnika analogowego był mniej dokładny. Koniec badań następował, gdy jeden z dwóch badanych elementów (podstawa lub pobocznica), wyczerpał swoją nośność.



Rys. 5.19. Stanowiska do badań samozrównoważonych na modelach pali

### 5.3.4. Harmonogram badań

W tab. 5.6 przedstawiono harmonogram przeprowadzonych badań. Pierwsze badanie dla każdego pala było przeprowadzane zaraz po instalacji, a następnie starano się zachować co najmniej tygodniowe odstępy pomiędzy badaniami, co pozwoliło na uchwycenie przyrostów czasowych nośności w modelach pali.

Tab. 5.6. Harmonogram przeprowadzonych badań

pal	instalacja	badanie		
		cały	podstawa	trzcień
1	10.07.2018	10.07.2018	23.08.2018	16.11.2018
		23.07.2018	05.09.2018	04.12.2018
		31.07.2018	13.09.2018	-
2	16.07.2018	17.07.2018	24.08.2018	20.11.2018
		25.07.2018	17.09.2018	04.12.2018
		01.08.2018	18.10.2018	-
3	20.08.2018	20.08.2018	25.09.2018	22.11.2018
		27.08.2018	01.10.2018	21.12.2018
		6.09.2018	12.10.2018	-
4	22.08.2018	22.08.2018	26.09.2018	23.11.2018
		28.08.2018	05.10.2018	03.01.2019
		07.09.2018	17.10.2018	-
5	20.09.2018	20.09.2018	26.10.2018	02.01.2019
		27.09.2018	06.11.2018	14.02.2019
		10.10.2018	21.12.2018	-
6	30.10.2018	30.10.2018	04.01.2019	18.01.2019
		19.12.2018	-	14.02.2019
		-	-	-

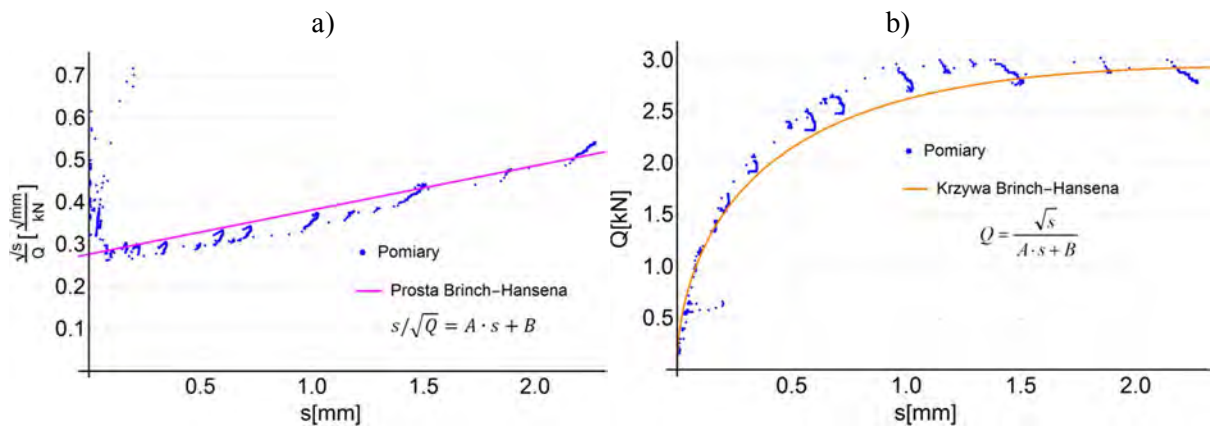
Dla każdego modelu pala najpierw przeprowadzono testy na całym palu (nośność podstawy i pobocznicy), następnie nośność samej podstawy, a na końcu nośność w teście samorzównoważonym. Dla badania całego pala i tylko podstawy niemal każdego pala przeprowadzono po 3 badania, oprócz pala nr 6, dla którego udało się przeprowadzić tylko dwa badania całego pala i jedno badanie dla podstawy (problemy z uzyskaniem stabilności). Dla testów samorzównoważonych przeprowadzono po dwa badania każdego modelu pala.

#### 5.4. Rezultaty badań

Rezultatem badania jest wykres zależności przemieszczenia głowicy lub podstawy modelu pala w zależności od przyłożonej siły, czyli krzywa  $Q$ - $s$ . Pojedyncze punkty były podczas badania odczytywane z czujników co pół sekundy, co np. przy czterogodzinnym pomiarze daje na wykresie ok. 28 000 punktów pomiarowych. Każdy krok obciążeniowy polegał na stopniowym zwiększeniu przyłożonego obciążenia o zadaną siłę (zwykle  $0,2 \div 0,3$  kN) i oczekiwaniu na stabilizację osiadań. Stabilizacja zwykle odbywała się powoli, a często towarzyszyło jej lekkie zmniejszenie się przyłożonej siły, będące wynikiem odprężenia.

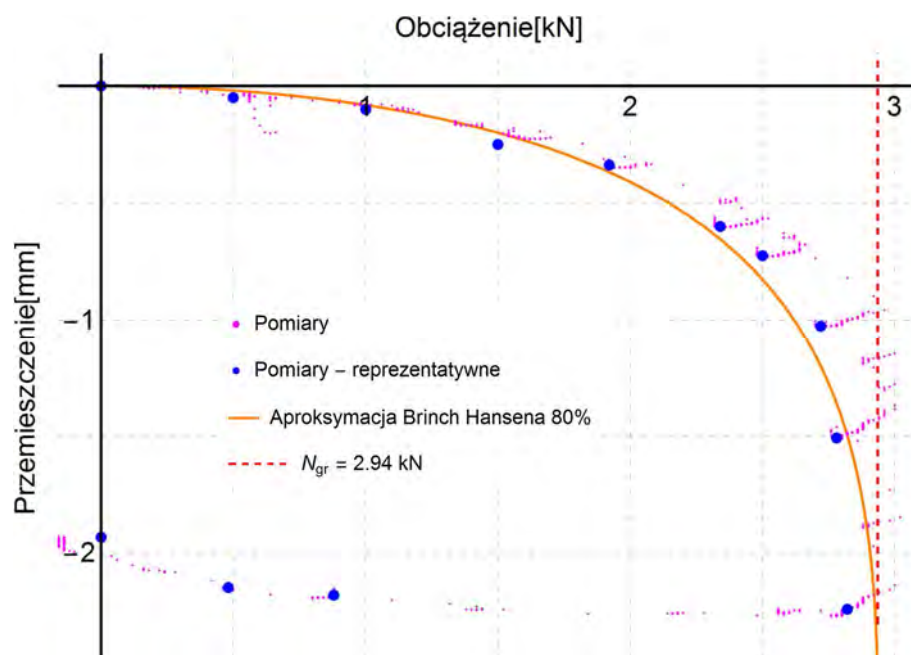
##### 5.4.1. Opis uzyskanych wyników

Do analizy wyników zastosowano metodę Brinch-Hansena 80% (por. rozdz. 2.4.3), ponieważ metoda ta pozwalała w prosty sposób uzyskać dobre dopasowanie krzywej  $Q$ - $s$  do uzyskanych rezultatów. W metodzie tej wyniki w układzie osi  $Q$ - $s$ , transformowano do układu  $s - \sqrt{s}/Q$ . Następnie, przy użyciu programu Mathematica, metodą najmniejszych kwadratów znajdowano równanie prostej aproksymującej wyniki badań w układzie transformowanym (rys. 5.25 a). Po powtórnej transformacji do układu pierwotnego, równanie prostej przekształcało się w parabolę, której wierzchołek stanowiła nośność pala uzyskana metodą Brinch-Hansena 80% (rys. 5.25 b). Należy mocno podkreślić, że stałe  $C_1$  i  $C_2$  w modelu Brinch-Hansena 80% zależą od przyjętych jednostek. W tym wypadku  $s$  wyznaczano w [mm], natomiast  $Q$  w [kN]. Na tej podstawie otrzymuje się  $N_{gr}$  również w [kN].

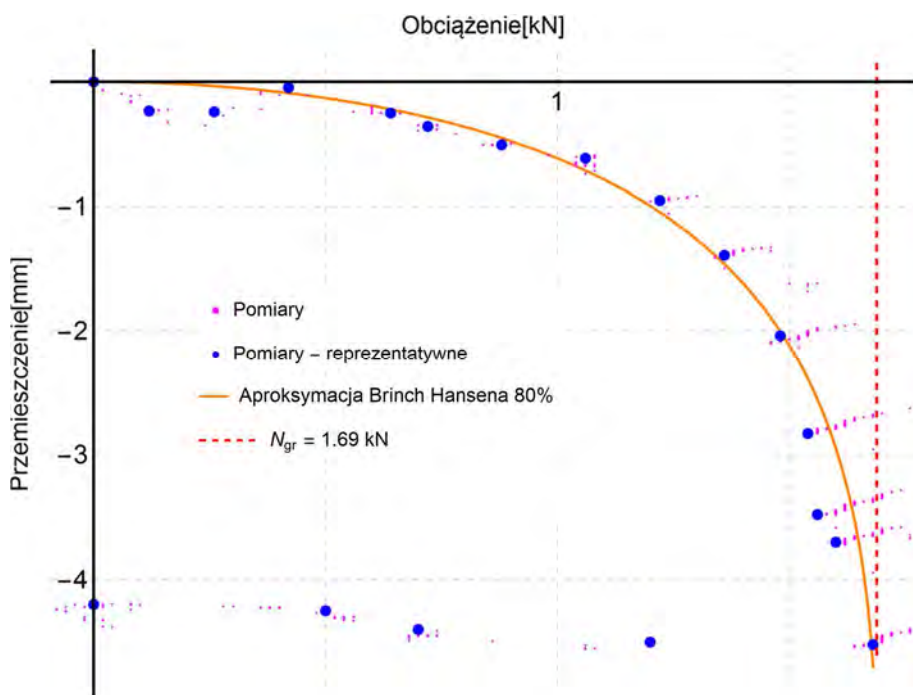


Rys. 5.20. Aproksymacja wyników badań metodą Brinch-Hansena 80%

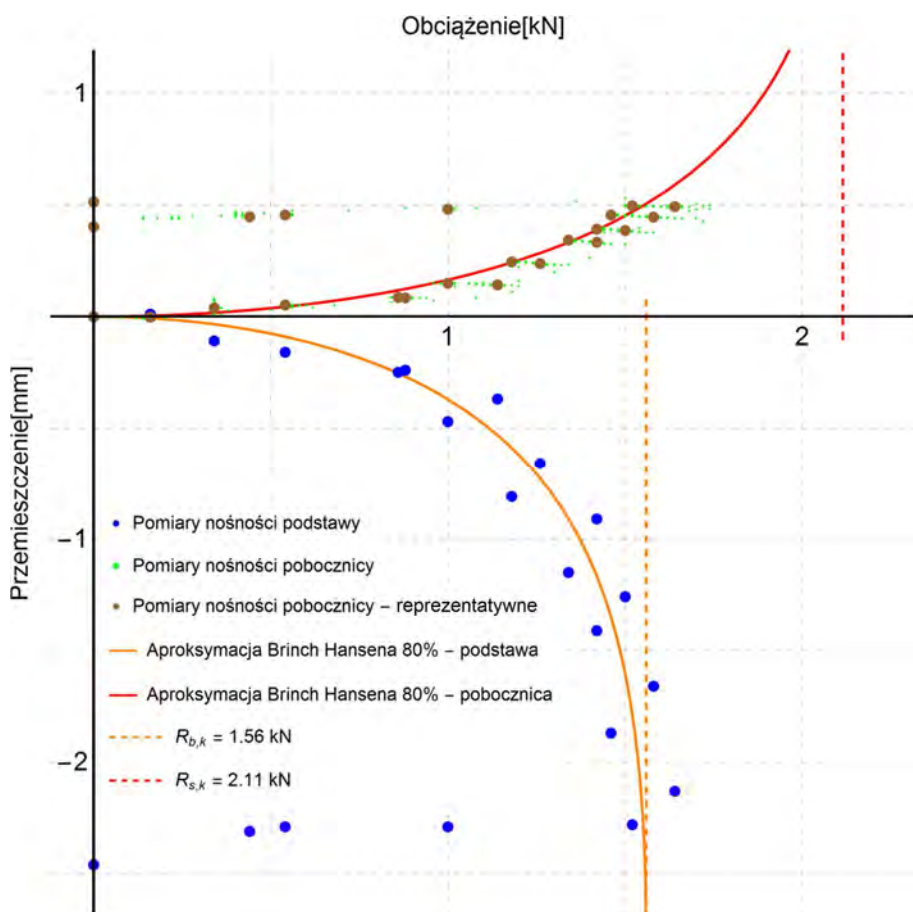
Na rys. 5.21, 5.22 i 5.23 zamieszczono pełne wyniki badań dla pala nr 2 kolejno dla pomiarów nośności całego pala, postawy pala i testu samozrównoważonego. Na każdym z wykresów, oprócz wyników pomiarów, pokazano krzywą  $Q$ - $s$  aproksymującą dane metodą Brinch-Hansena 80%, nośność graniczną uzyskaną metodą Brinch-Hansena oraz uproszczone wyniki pomiarów w postaci punktów reprezentatywnych na wykresie. W badaniach samozrównoważonych (rys 5.23.) uzyskano dwie krzywe  $Q$ - $s$ , opisujące osiadanie podstawy oraz unoszenie się pobocznicy. Dla pobocznicy ukazano również reprezentatywne rezultaty pomiaru. Uproszczone wyniki służą jedynie poprawności czytelności danych; algorytm doboru krzywej Brinch-Hansena wykorzystywał wszystkie punkty pomiarowe, bez żadnych uproszczeń. Na obliczeniach za ujemne wartości przemieszczeń przyjęto przemieszczenia pala lub jego podstawy w dół (osiada). Do algorytmu Brinch-Hansena wchodziły natomiast wartości bezwzględne.



Rys. 5.21. Wyniki pomiarów nośności całego pala nr 2



Rys. 5.22. Wyniki pomiarów nośności podstawy modelu pala nr 2



Rys. 5.23. Wyniki pomiarów w teście samowrównowazonym pala nr 2

### 5.4.2. Krzywe $Q$ -s uzyskane z badań

W rozdziale przedstawiono rezultaty wszystkich pomiarów przeprowadzonych na sześciu palach modelowych. Każdy wykres, obejmujący pojedynczy pomiar na danym modelu pala, zawiera uproszczone rezultaty badań w postaci punktów charakterystycznych dla fragmentu pomiaru (w celu zachowania czytelności wykresów) oraz aproksymację wyników metodą Brinch-Hansena 80% i uzyskane nośności. Dla testów samozrównoważonych przedstawiono na pojedynczym wykresie, zarówno wyniki osiadania podstawy, jak i unoszenia się poboczniczy.

W tab. 5.7, tab. 5.8 oraz tab. 5.9 przedstawiono zestawienie nośności uzyskanych z poszczególnych pomiarów metodą Brinch-Hansena 80%.

Tab. 5.7. Wyniki badań całego modelu pala

$R_{ck}$ (kN)		pomiar		
		1	2	3
Pal nr	1	2,30	4,16	4,73
	2	2,94	5,05	5,22
	3	4,39	5,97	6,08
	4	2,78	5,17	5,24
	5	4,88	8,40	8,66
	6	7,55	9,49	-

Tab. 5.8. Wyniki badań podstawy modelu pala

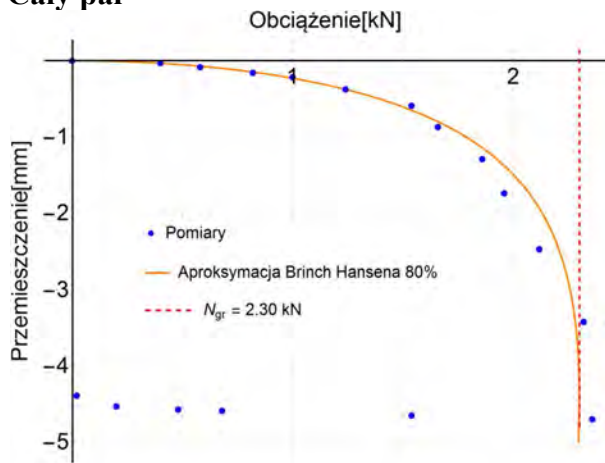
$R_{bk}$ (kN)		pomiar		
		1	2	3
Pal nr	1	1,45	1,56	1,61
	2	1,69	1,64	1,71
	3	1,82	1,93	2,40
	4	1,65	1,64	1,70
	5	3,00	3,19	3,10
	6	3,26	-	-

Tab. 5.9. Wyniki badań modelu pala w teście samozrównoważonym

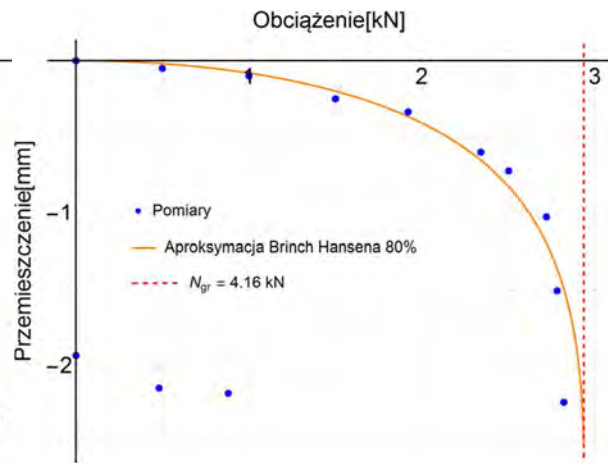
		pomiar			
		1		2	
		$R_{bk}$ [kN]	$R_{sk}$ [kN]	$R_{bk}$ [kN]	$R_{sk}$ [kN]
Pal nr	1	1,56	2,11	1,63	1,87
	2	1,61	2,18	1,69	2,05
	3	2,53	2,79	2,57	3,08
	4	1,78	2,66	1,80	2,83
	5	2,88	4,66	3,22	4,62
	6	3,29	5,66	3,28	5,78



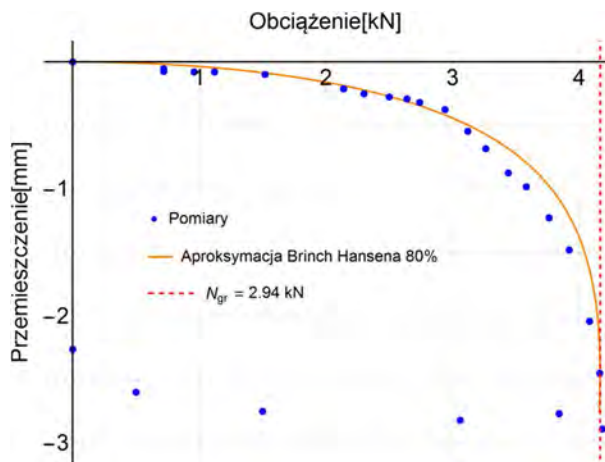
## Cały pal



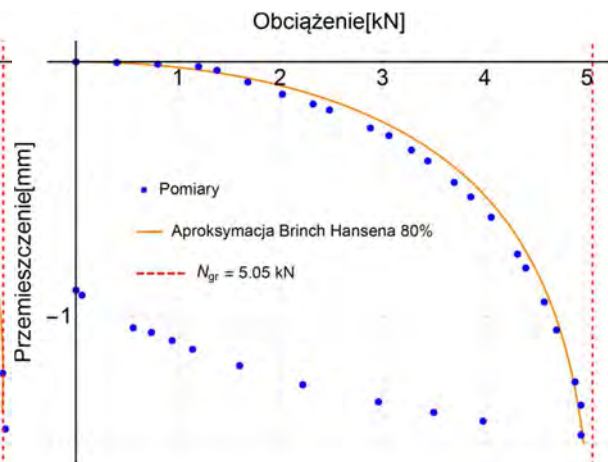
Rys. 5.24. Pomiar nośności modelu pala nr 1, wykonany 10.07.2018 r.



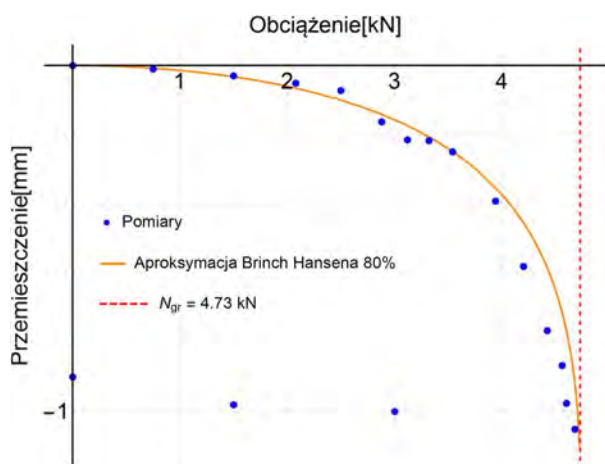
Rys. 5.25. Pomiar nośności modelu pala nr 2, wykonany 19.07.2018 r.



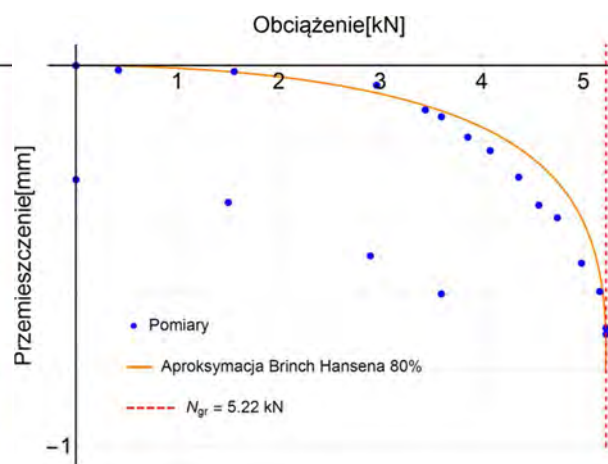
Rys. 5.26. Pomiar nośności modelu pala nr 1, wykonany 16.07.2018 r.



Rys. 5.27. Pomiar nośności modelu pala nr 2, wykonany 25.07.2018 r.

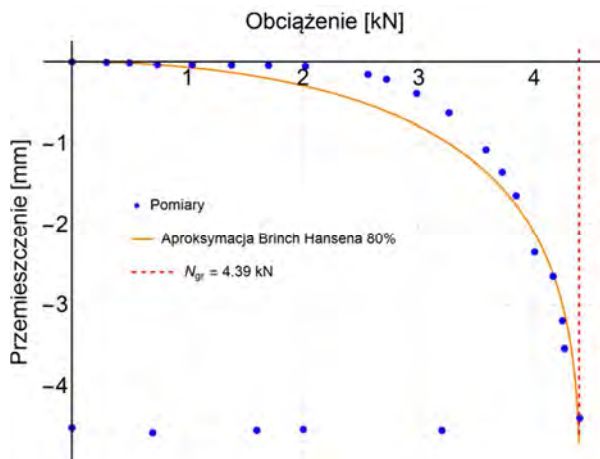


Rys. 5.28. Pomiar nośności modelu pala nr 1, wykonany 31.07.2018 r.

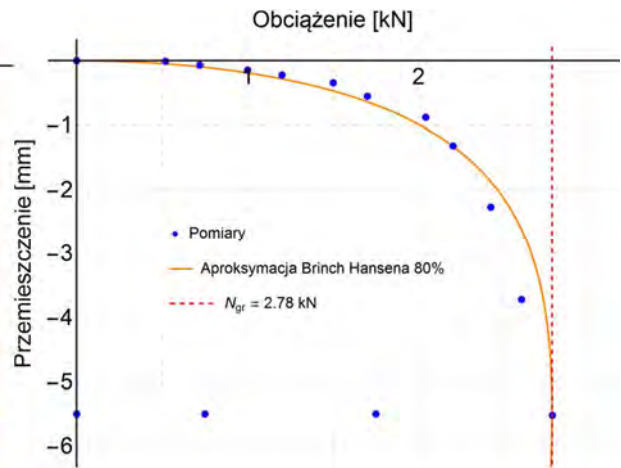


Rys. 5.29. Pomiar nośności modelu pala nr 2, wykonany 01.08.2018 r.

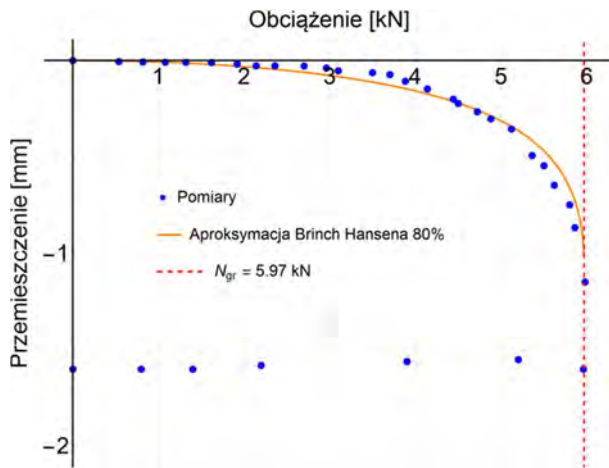




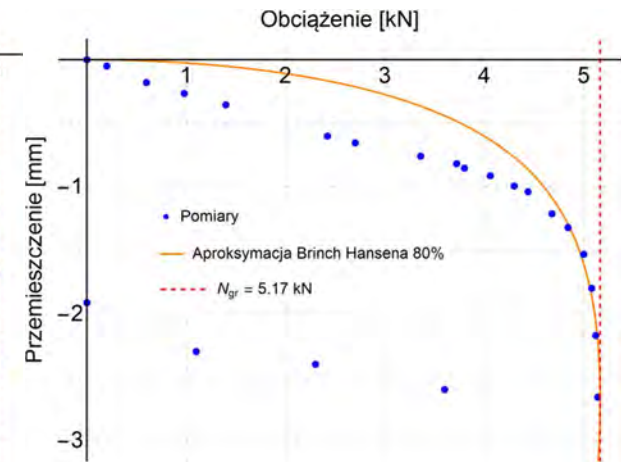
Rys. 5.30. Pomiar nośności modelu pala nr 3, wykonany 20.08.2018 r.



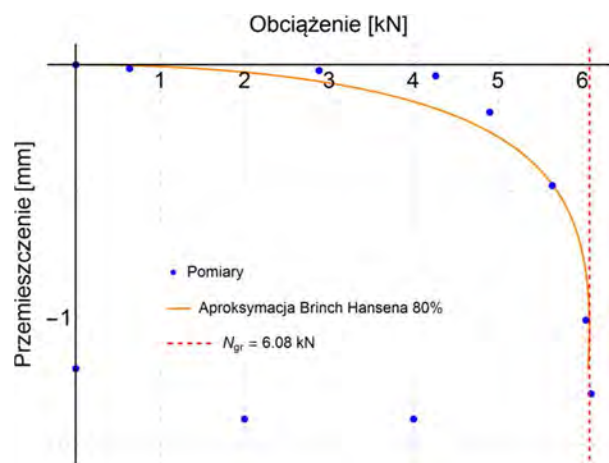
Rys. 5.31. Pomiar nośności modelu pala nr 4, wykonany 22.08.2018 r.



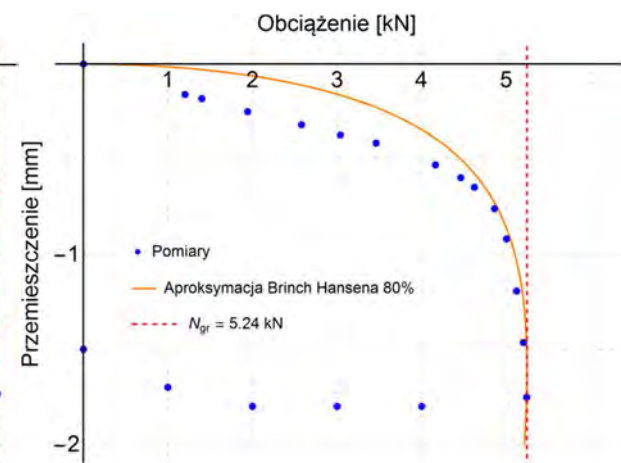
Rys. 5.32. Pomiar nośności modelu pala nr 3, wykonany 27.08.2018 r.



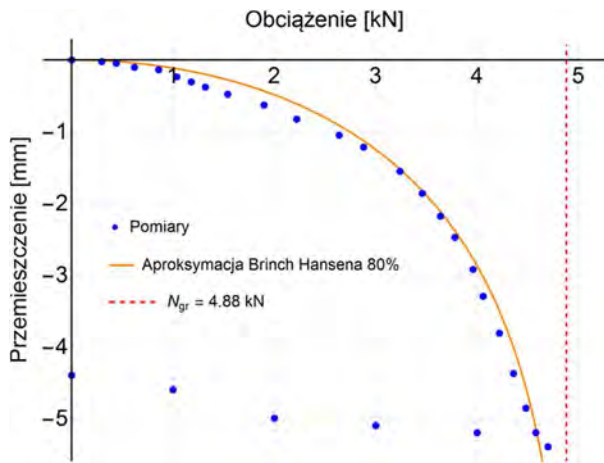
Rys. 5.33. Pomiar nośności modelu pala nr 4, wykonany 7.09.2018 r.



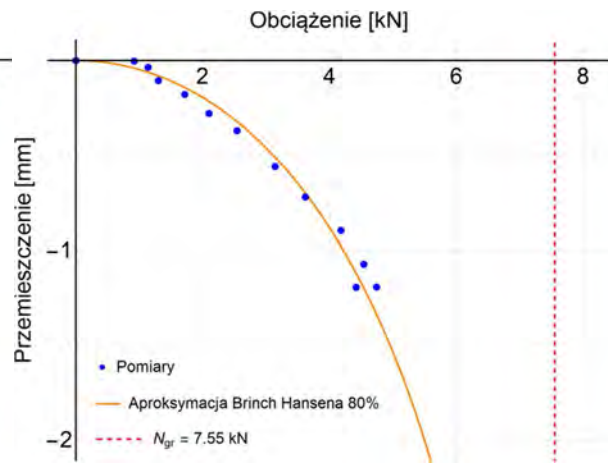
Rys. 5.34. Pomiar nośności modelu pala nr 3, wykonany 6.09.2018 r.



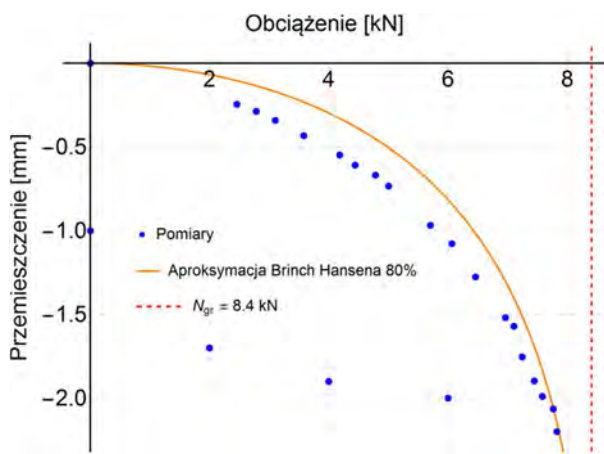
Rys. 5.35. Pomiar nośności modelu pala nr 4, wykonany 18.09.2018 r.



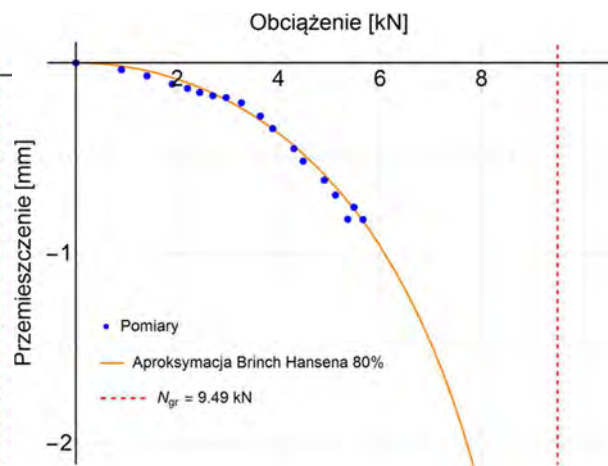
Rys. 5.36. Pomiar nośności modelu pala nr 5, wykonany 20.09.2018 r.



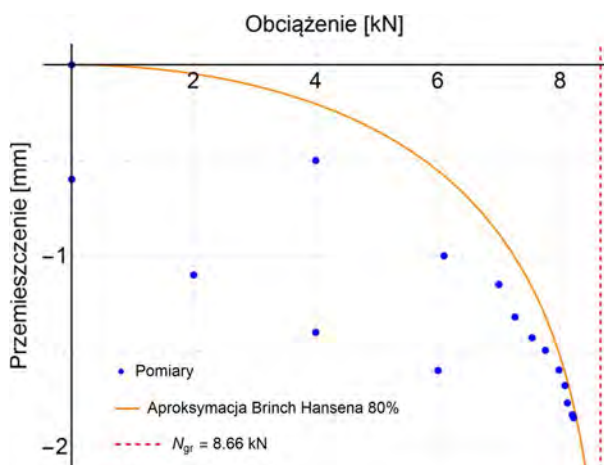
Rys. 5.37. Pomiar nośności modelu pala nr 6, wykonany 30.10.2018 r.



Rys. 5.38. Pomiar nośności modelu pala nr 5, wykonany 27.09.2018 r.

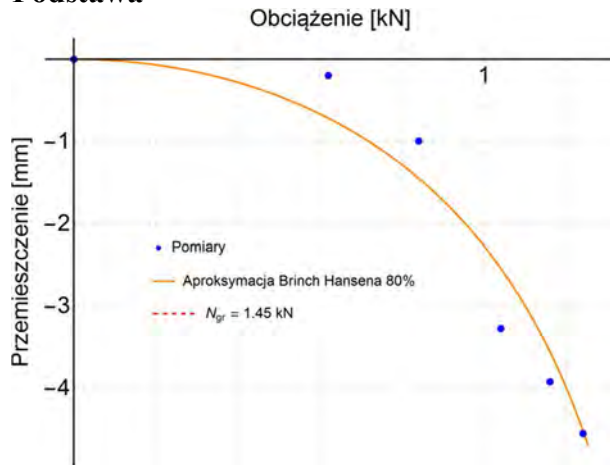


Rys. 5.39. Pomiar nośności modelu pala nr 6, wykonany 19.12.2018 r.

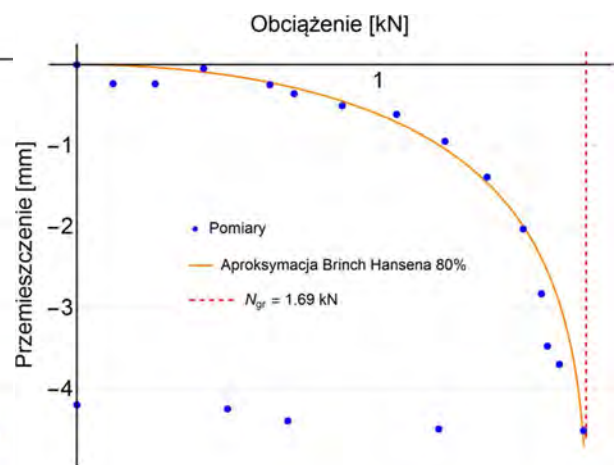


Rys. 5.40. Pomiar nośności modelu pala nr 5, wykonany 10.10.2018 r.

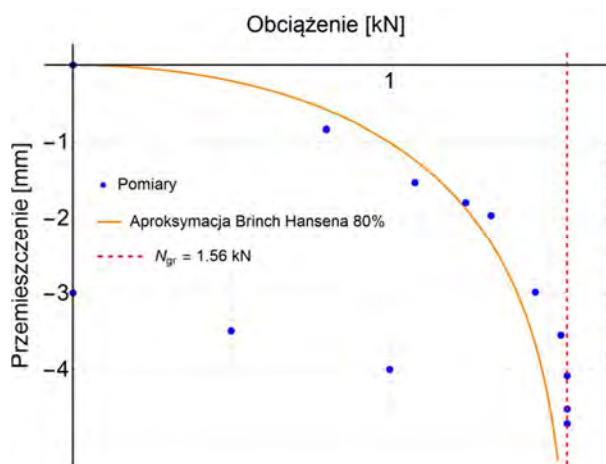
## Podstawa



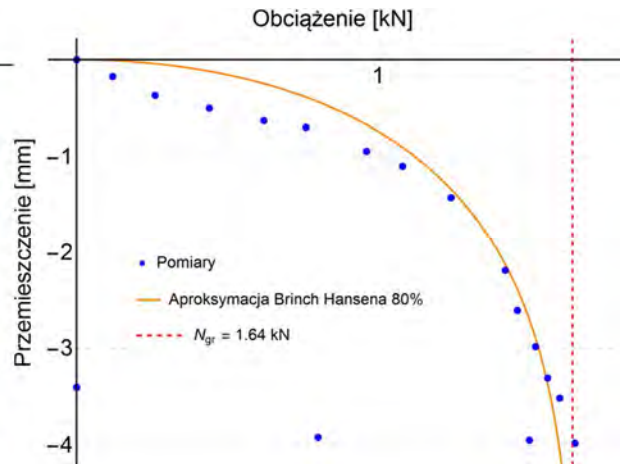
Rys. 5.41. Pomiar nośności podstawy modelu pala nr 1, wykonany 20.08.2018 r.



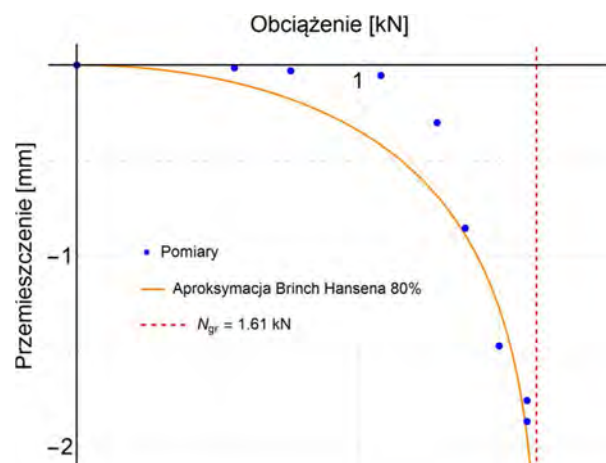
Rys. 5.42. Pomiar nośności podstawy modelu pala nr 2, wykonany 24.08.2018 r.



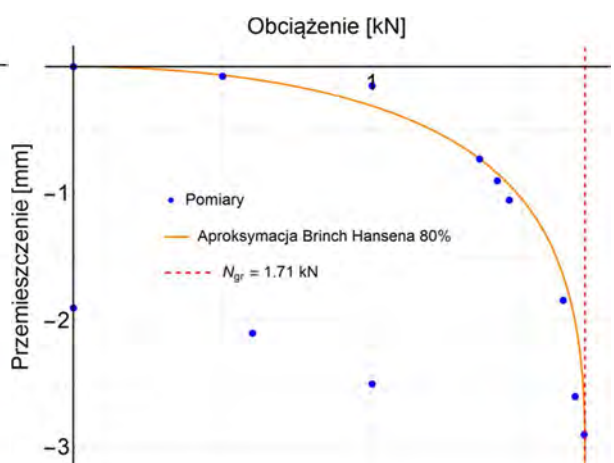
Rys. 5.43. Pomiar nośności podstawy modelu pala nr 1, wykonany 17.09.2018 r.



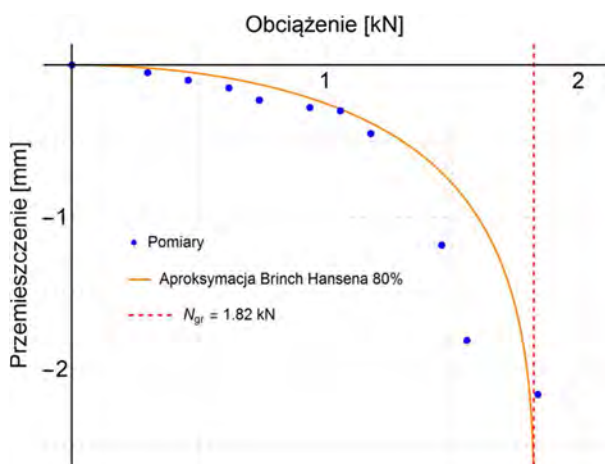
Rys. 5.44. Pomiar nośności podstawy modelu pala nr 2, wykonany 13.09.2018 r.



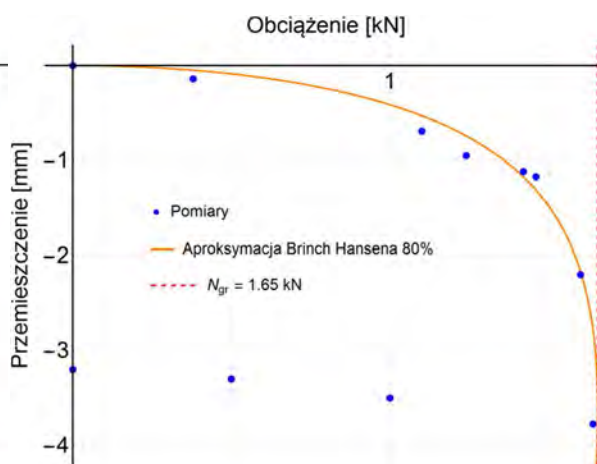
Rys. 5.45. Pomiar nośności podstawy modelu pala nr 1, wykonany 18.10.2018 r.



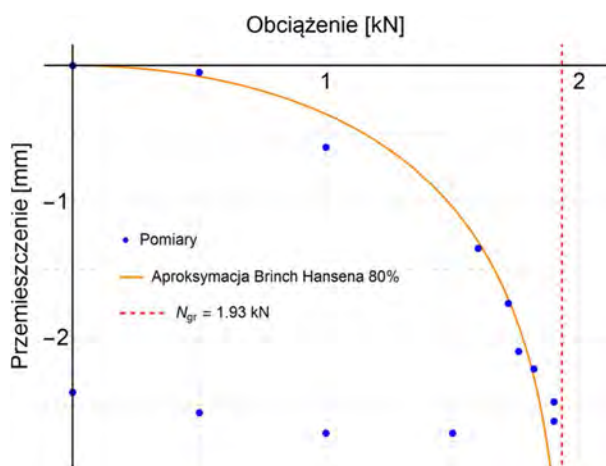
Rys. 5.46. Pomiar nośności podstawy modelu pala nr 2, wykonany 5.09.2018 r.



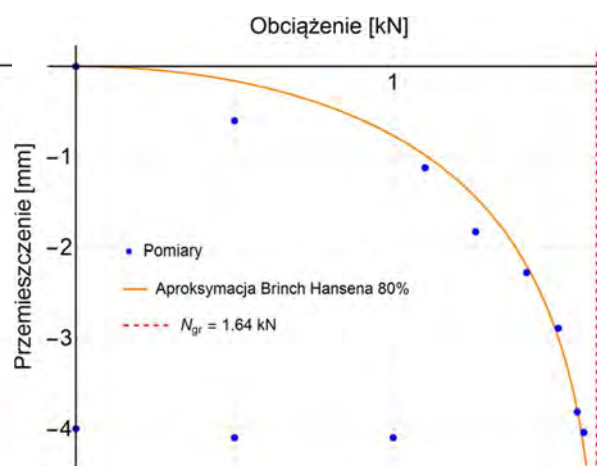
Rys. 5.47. Pomiar nośności podstawy modelu pala nr 3, wykonany 21.09.2018 r.



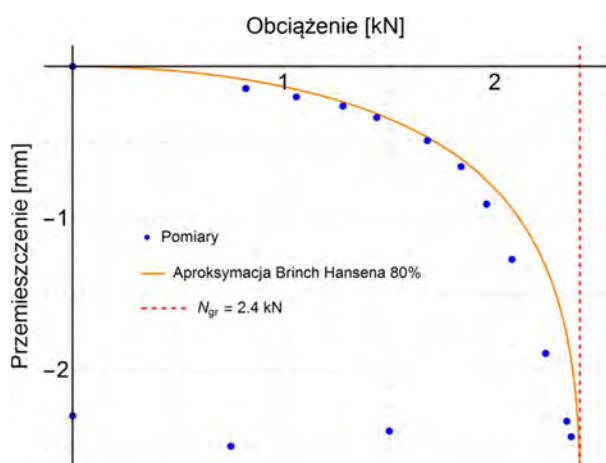
Rys. 5.48 Pomiar nośności podstawy modelu pala nr 4, wykonany 26.09.2018 r.



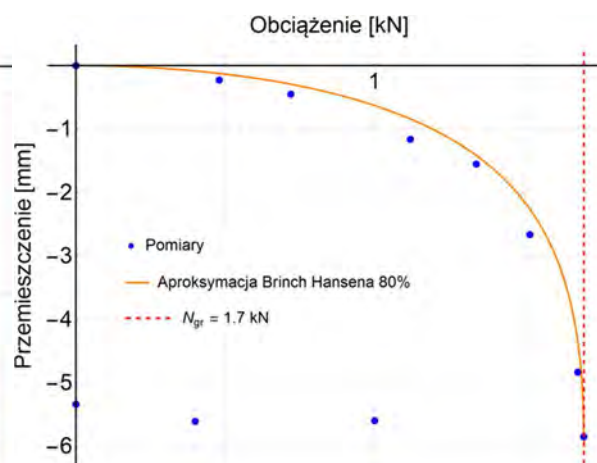
Rys. 5.49. Pomiar nośności podstawy modelu pala nr 3, wykonany 1.10.2018 r.



Rys. 5.50. Pomiar nośności podstawy modelu pala nr 4, wykonany 5.10.2018 r.

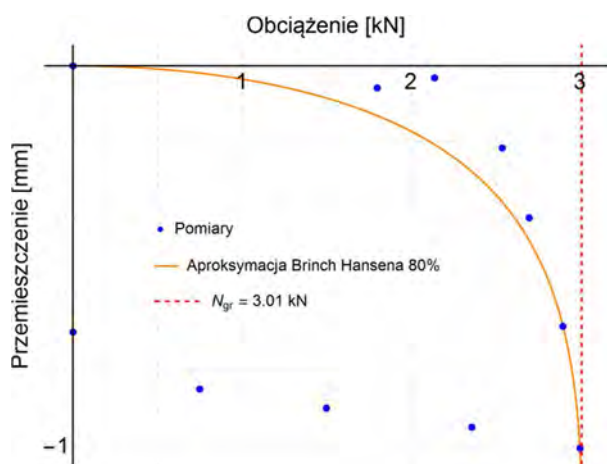


Rys. 5.51. Pomiar nośności podstawy modelu pala nr 3, wykonany 12.10.2018 r.

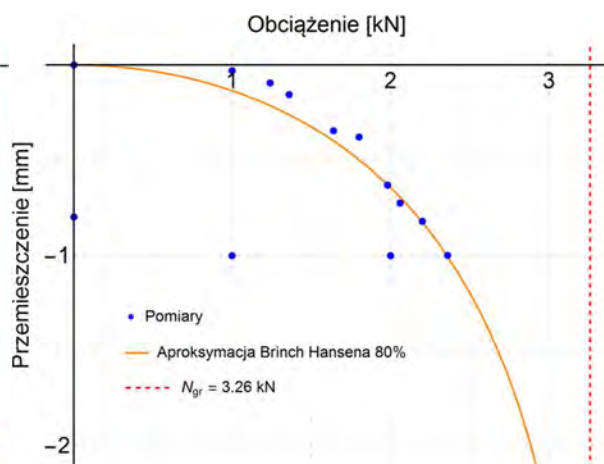


Rys. 5.52. Pomiar nośności podstawy modelu pala nr 4, wykonany 17.10.2018 r.

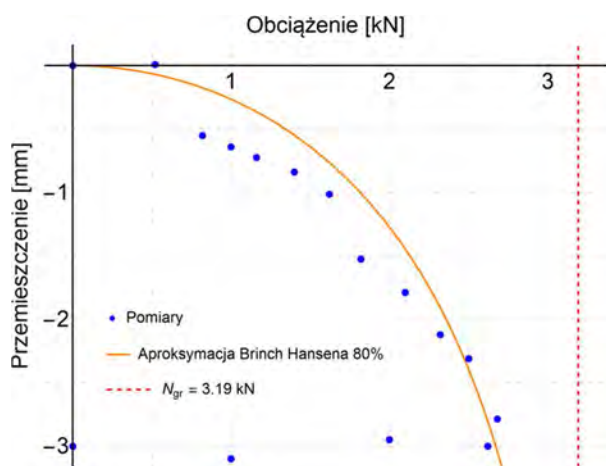




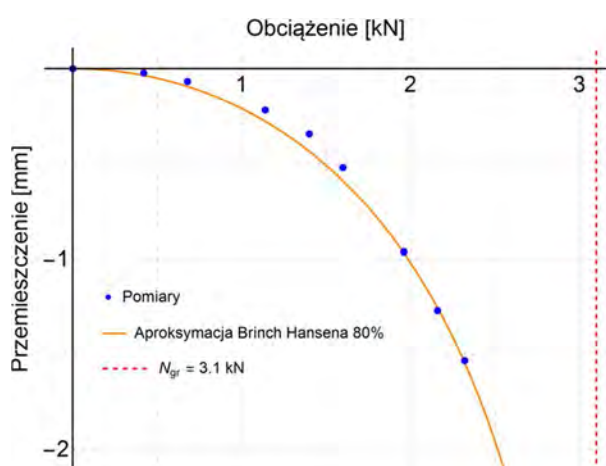
Rys. 5.53. Pomiar nośności podstawy modelu pała nr 5, wykonany 26.10.2018 r.



Rys. 5.54 Pomiar nośności podstawy modelu pała nr 6, wykonany 21.12.2018 r.

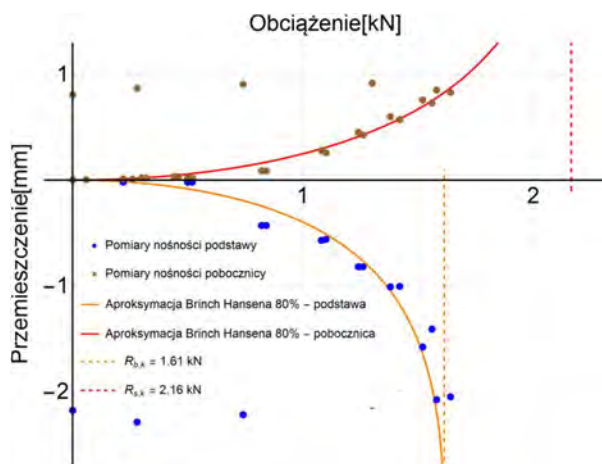


Rys. 5.55. Pomiar nośności podstawy modelu pała nr 5, wykonany 6.12.2018 r.

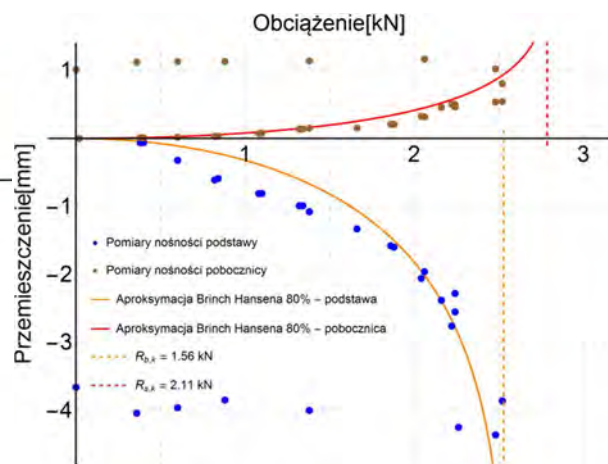


Rys. 5.56. Pomiar nośności podstawy modelu pała nr 5, wykonany 21.12.2018 r.

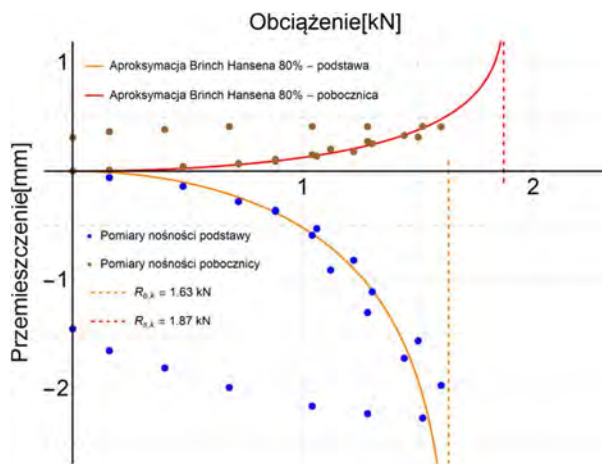
## Testy samozrównoważone



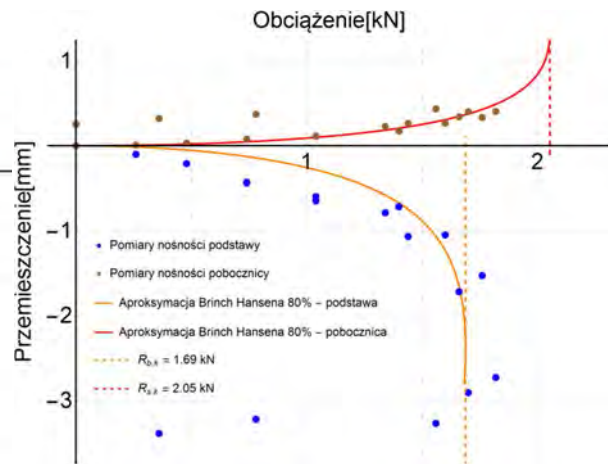
Rys. 5.57. Pomiar testem samozrównoważonym, pała nr 1 wykonany 16.11.2018 r.



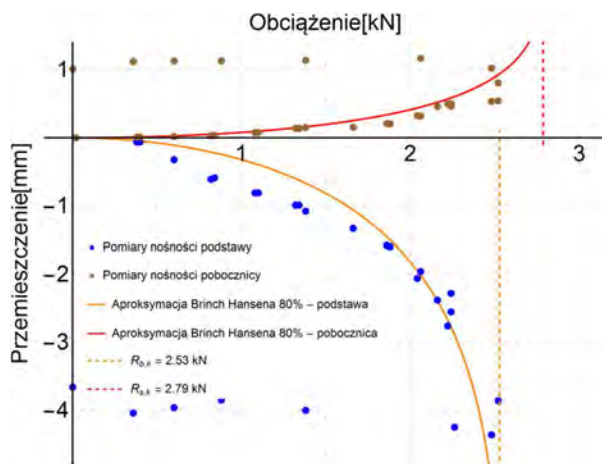
Rys. 5.58. Pomiar testem samozrównoważonym, pała nr 2 wykonany 20.11.2018 r.



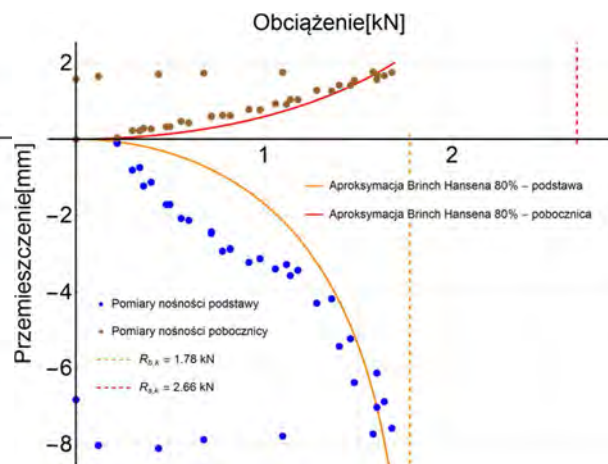
Rys. 5.59. Pomiar testem samozrównoważonym, pała nr 1 wykonany 04.12.2018 r.



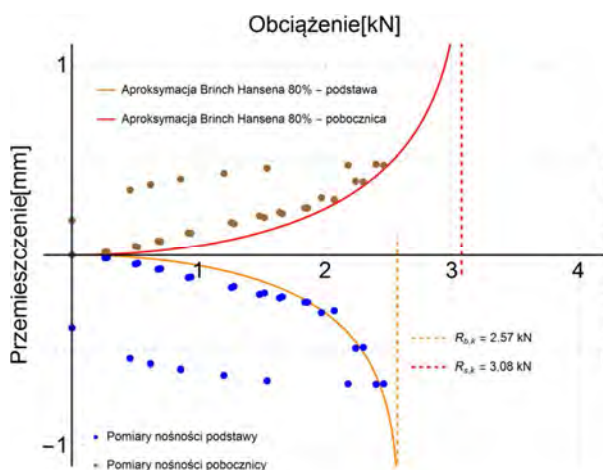
Rys. 5.60. Pomiar testem samozrównoważonym, pała nr 2 wykonany 04.12.2018 r.



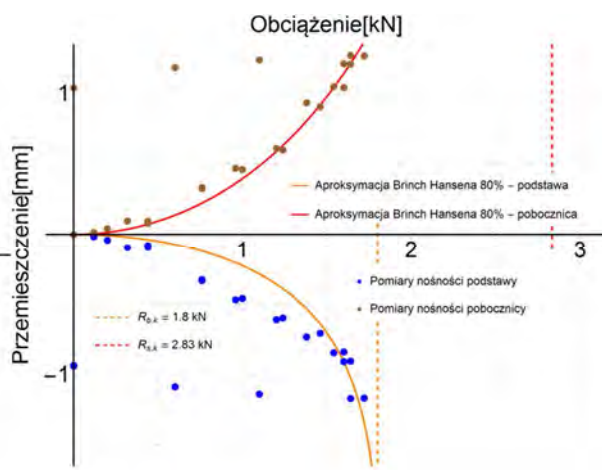
Rys. 5.61. Pomiar testem samozrównoważonym, pała nr 3 wykonany 22.11.2018 r.



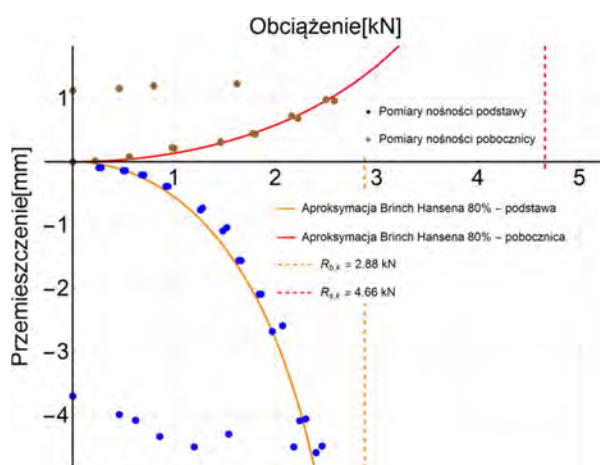
Rys. 5.62. Pomiar testem samozrównoważonym, pała nr 4 wykonany 23.11.2018 r.



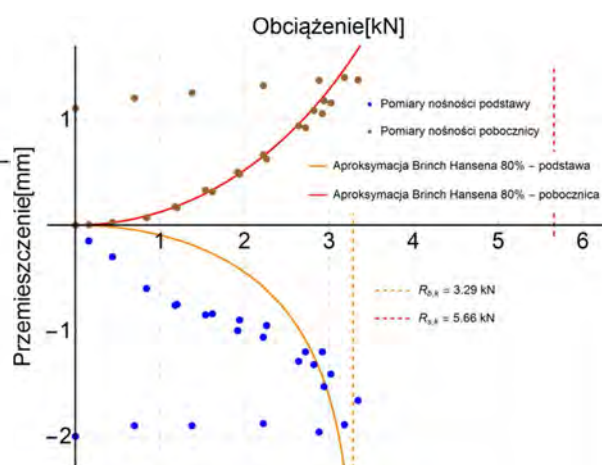
Rys. 5.63. Pomiar testem samozrównoważonym pala nr 3 wykonany 21.12.2018 r.



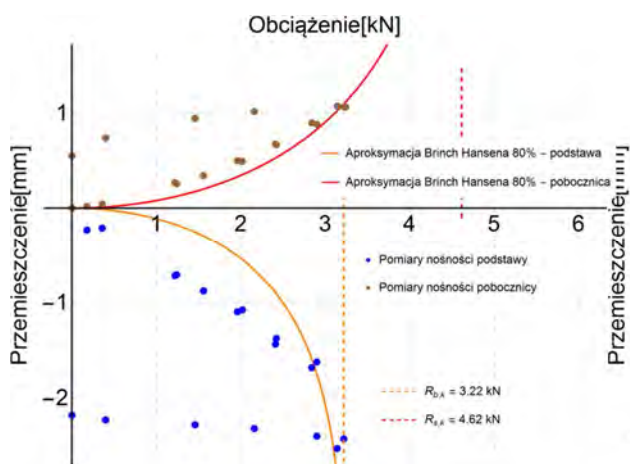
Rys. 5.64. Pomiar testem samozrównoważonym pala nr 4 wykonany 03.01.2018 r.



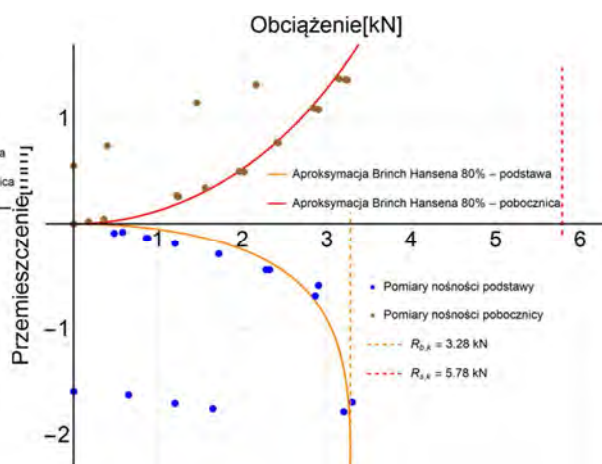
Rys. 5.65. Pomiar testem samozrównoważonym, pala nr 5 wykonany 02.01.2018 r.



Rys. 5.66. Pomiar testem samozrównoważonym, pala nr 6 wykonany 18.01.2018 r.



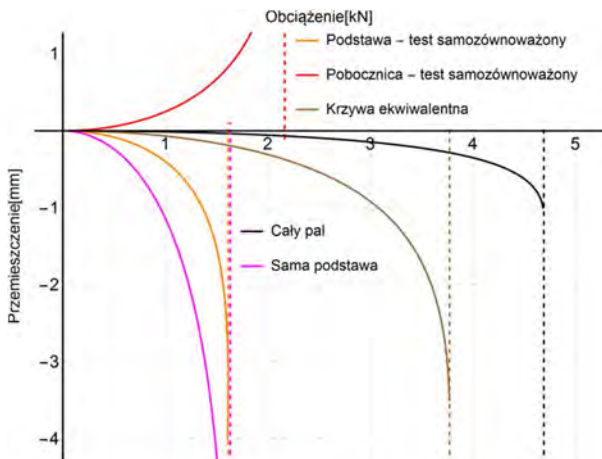
Rys. 5.67. Pomiar testem samozrównoważonym, pala nr 5 wykonany 14.02.2018 r.



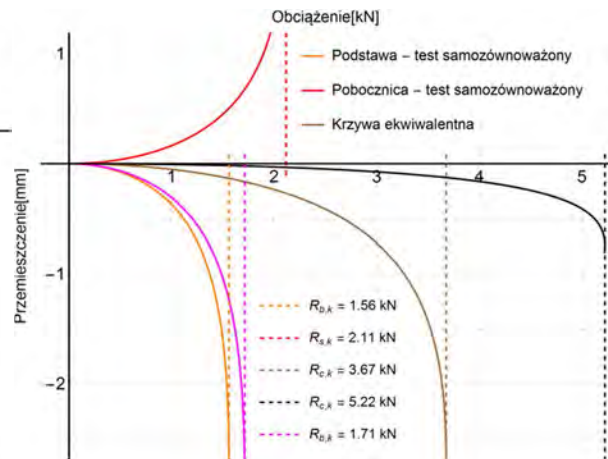
Rys. 5.68. Pomiar testem samozrównoważonym, pala nr 6 wykonany 14.02.2018 r.



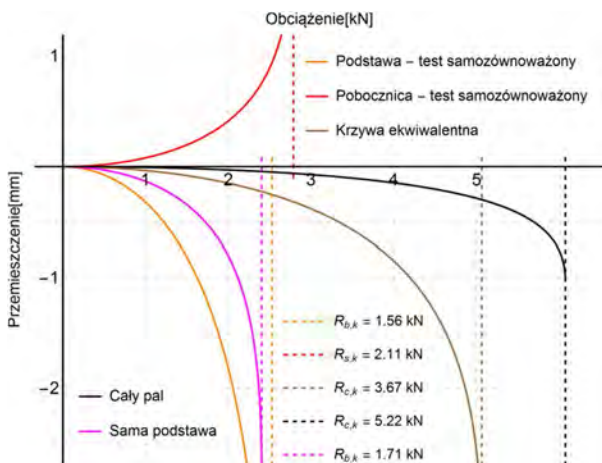
Na wykresach poniżej pokazano zbiorcze zestawienie uzyskanych wyników badań dla poszczególnych pali. Każdy wykres zawiera krzywe końcowe uzyskane z badań całego pala, podstawy pala i testów samozrównoważonych dla pojedynczego modelu pala. Dodatkowo, na podstawie wyników testów samozrównoważonych wykreślono krzywe ekwiwalentne, które również zamieszczono na wykresach. Zebrano również wszystkie nośności uzyskane z badań.



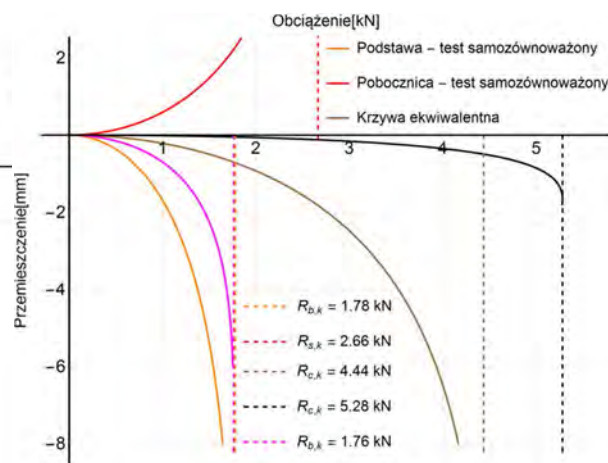
Rys. 5.69. Zestawienie krzywych  $Q$ -s z poszczególnych badań dla pala nr 1



Rys. 5.70. Zestawienie krzywych  $Q$ -s z poszczególnych badań dla pala nr 2

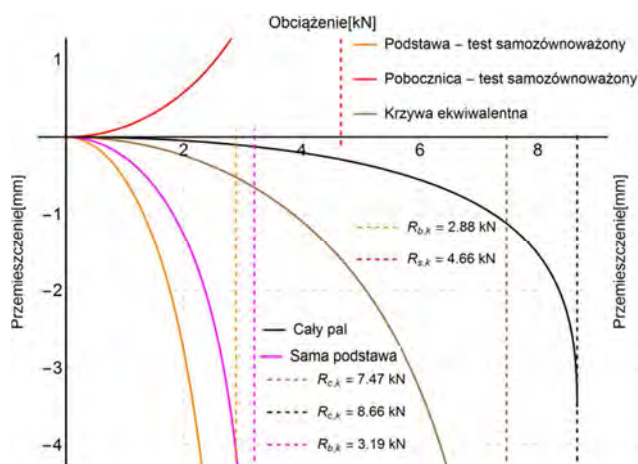


Rys. 5.71. Zestawienie krzywych  $Q$ -s z poszczególnych badań dla pala nr 3

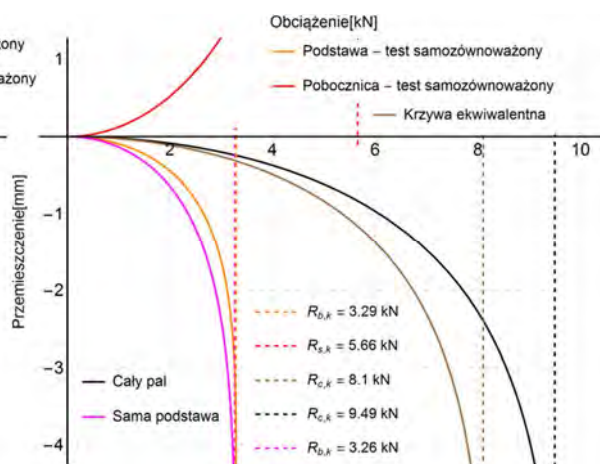


Rys. 5.72. Zestawienie krzywych  $Q$ -s z poszczególnych badań dla pala nr 4





Rys. 5.73. Zestawienie krzywych  $Q$ - $s$  z poszczególnych badań dla pala nr 5



Rys. 5.74. Zestawienie krzywych  $Q$ - $s$  z poszczególnych badań dla pala nr 6

## 5.5. Komentarz i wnioski

Badania laboratoryjne przeprowadzono na 6 modelach pali wykonanych w skali półtechnicznej (1:10) odwzorowujących wymiary pala, na którym prowadzono badania polowe. Każdy pal był najpierw instalowany w skrzyni, po czym od razu badano nośność całego pala standardowymi próbnymi obciążeniami statycznymi. Badanie to powtarzano w późniejszych okresach, by zaobserwować zmiany nośności modelu pala w czasie. Kolejnym etapem badań były próbne obciążenia statyczne podstawy każdego z modeli pala, a na koniec badano modele w teście samozównoważonym. Wynikami testów są krzywe  $Q$ - $s$ , na których podstawie określono nośności wykorzystując metodę Brinch-Hansena 80%.

Wyniki badań nośności uzyskane na modelach pali wykazują między sobą pewne różnice. Można zaobserwować wyraźne powiązanie nośności uzyskanych z pomiarów z zagęszczeniem gruntu, tj. większą nośność modeli pali zaobserwowano dla modeli pali, przy których instalacji otrzymano większe opory przy wbijaniu lekką sondą dynamiczną (pale nr 5 i 6). Pale te były zlokalizowane wewnątrz skrzyni (por. rys. 5.8), w miejscu gdzie najłatwiej było zagęścić grunt wokół pala. Przy najmniejszej liczbie uderzeń sondą (pale nr 1 i 2 zlokalizowane bliżej naroży), nośność modeli pali wychodziła zdecydowanie mniejsza. Ponadto można zaobserwować wyraźne wzrosty nośności w czasie podczas badań całego modelu pala, wykonywanych najwcześniej oraz stabilizację nośności przy badaniach wykonywanych później (np. przy pomiarze podstawy pala).

Przy próbnym obciążeniu statycznym całych modeli pali oraz ich podstaw, na wykresach  $Q$ - $s$  można wyraźnie zaobserwować moment utraty nośności, więc można było łą-

twiej ocenić jego nośność. W przypadku modelu pala nr 6 udało się przeprowadzić tylko po jednym badaniu, gdyż cała konstrukcja badawcza nie była przystosowana do przenoszenia takich dużych obciążeń. Określenie nośności w przypadku tego badania opierało się na szacowaniu metodą Brinch-Hansena 80% i rezultat może być mniej dokładny. W przypadku badania metodą trzpienia wszystkich modeli pali, pobocznica miała większą nośność niż podstawa, odwrotnie niż przy badaniach polowych (por. rozdz. 4.), na co mogła mieć wpływ bardziej skomplikowana budowa podłoża w sytuacji rzeczywistej. Mimo to w każdym przypadku podczas badań modelowych pobocznica podczas utraty nośności przez podstawę znajdowała się w stanie sprężysto-plastycznym, bliskim utraty nośności, więc można było z dużą dokładnością określić, oprócz nośności podstawy, również nośność pobocznic.

Na podstawie wyników testu samozrównoważonego wykreślono krzywe ekwiwalentne  $Q$ - $s$ , określające nośność całego pala. Skorzystano tu, tak jak w przypadku badań polowych, z metody Osterberga (por. rozdz. 2.5.1.). Wyniki dla poszczególnych modeli pali porównano z wynikami próbnymi obciążeń statycznych całych modeli pali i ich podstaw i zestawiono w tab. 7.2.

Tab. 5.10. Zestawienie wyników badań laboratoryjnych

pal	pobocznica	$R_{bk}$	$R_{ck}$	$R_{sk}$	$R_{bk,s}$	$R_{sk,s}$	$R_{ck,e}$	$R_{sk,s}/R_{sk}$	$R_{ck,e}/R_{ck}$
		kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN
1	gładka	1,63	4,69	3,06	1,60	1,85	3,45	0,60	0,74
2	gładka	1,71	5,22	3,51	1,56	2,11	3,67	0,60	0,70
3	szorstka	2,42	6,07	3,65	2,53	2,79	5,06	0,76	0,83
4	szorstka	1,76	5,28	3,52	1,78	2,66	4,44	0,76	0,84
5	gładka	3,19	8,66	5,47	3,02	4,56	7,53	0,83	0,87
6	szorstka	3,26	9,49	6,23	3,29	5,66	8,10	0,90	0,85

gdzie:

$R_{bk}$  –nośność podstawy uzyskana z badań ,

$R_{ck}$  –nośność całego pala uzyskana z badań,

$R_{sk} = R_{ck} - R_{bk}$  – nośność pobocznic, jako różnica między nośnością całego pala, a nośnością podstawy,

$R_{bk,s}$  –nośność podstawy uzyskana z badań metodą trzpienia rurowego,

$R_{sk,s}$  –nośność pobocznic uzyskana z badań metodą trzpienia rurowego,

$R_{ck,e}$  –ekwiwalentna nośność całego pala uzyskana z badań metodą trzpienia rurowego,

$R_{sk,s}/R_{sk}$  –stosunek nośności pobocznic wyciąganej do wciskanej,

$R_{ck,e}/R_{ck}$  – stosunek nośności ekwiwalentnej do całkowitej nośności pala.

Analizując wyniki można zauważyć, że wartości dla dwóch pierwszych pali odbiegają wyraźnie od pozostałych jeżeli chodzi o stosunki nośności poboczniczy wyciąganej do wciśkanej i stosunek nośności ekwiwalentnej do całkowitej. Może to wynikać z faktu, przy tych modelach pali były najmniejsze opory przy ich instalacji (wpływ zagęszczenia początkowego). Dla pozostałych modeli pala ww. stosunki są porównywalne do pala zainstalowanego na poletku badawczym.

Chociaż nie było to celem badań, istnieje problem z przeniesieniem wyników badań laboratoryjnych na rzeczywistą skalę pala fundamentowego. Dla zaprezentowanych wyników badań modelowych, wykorzystując zależności podane w (tab. 5.2)(Altaee i Fellenius 1994) wyniki nośności dla pali rzeczywistych 10 razy większych od badanych modelowych (przy przeliczniku skali dla siły  $1/(n^2N)$  mogłyby wynosić od 1156 do 9490 kN. Wyniki bardziej miarodajne byłyby możliwe do uzyskania, przy użyciu gruntu o drobniejszym uziarnieniu (np. piasek drobny i pylasty). Takie warunki były stosowane np. w (Altaee i Fellenius 1994). Przede wszystkim jednak warunki prawdopodobieństwa modelowego są bardziej złożone, ponieważ  $R_b$  zależy od  $D^2$ , natomiast  $R_s$  zależy od  $D$  dla tej samej długości pala  $L$ .



## 6. Studium numeryczne

### 6.1. Wstęp

Dzięki rozwojowi nowoczesnego oprogramowania i mocy obliczeniowej współczesnych komputerów, do analizy bardziej złożonych problemów geotechnicznych coraz powszechniejsze staje się użycie metod numerycznych, wśród których prym wiodzie zwłaszcza Metoda Elementów Skończonych (Zienkiewicz, 1972). Metody te pozwalają na uwzględnienie bardziej złożonych warunków gruntowych, zaawansowanych równań konstytutywnych oraz interakcji na kontakcie pomiędzy gruntem a konstrukcją i w konsekwencji osiągnięcie bardziej realistycznych rozwiązań zagadnień geotechnicznych.

Istnieją jednak wciąż pewne obszary, które ze względu na brak jednoznacznych rozwiązań, wymagają dalszych pogłębionych analiz i badań. Zaliczają się do nich symulacje numeryczne pracy pali przemieszczeniowych w gruncie, nierzadko rozbieżne z rezultatami rzeczywistych próbnych obciążeń statycznych (Broere i van Tol, 2006). Różnice te spowodowane są głównie problemami z odpowiednim zamodelowaniem procesu instalacji pala. W palach przemieszczeniowych, przeciwnie niż w przypadku pali wierconych, dochodzi do znaczących zmian w gruncie w porównaniu do ośrodka nieodkształconego. Techniki wykonywania pali przemieszczeniowych odznaczają się większą inwazyjnością względem otaczającego gruntu od pali wierconych, co w istotny sposób wpływa na zmiany w parametrach gruntowych, historię obciążenia, a w konsekwencji na zachowanie się pala pod wpływem obciążenia. Zagadnienia związane z zachowaniem się pali podczas instalacji oraz zmiany zachodzące w gruncie w trakcie i po instalacji wciąż nie zostały dokładnie przebadane doświadczalnie (Engin, 2013, Dijkstra, 2009), a wpływ tych zjawisk na parametry gruntu i stan naprężeń wokół pala, a w konsekwencji jego nośność, jest kluczowy. W Polsce tymi zagadnieniami zajmował się ostatnio Krasieński (Krasieński, 2013), w pewnym stopniu również Sękowski (Kwiecień i Sękowski, 2012), a od strony numerycznej Truty i Mozgawa (Truty i Mozgawa, 2015).

#### 6.1.1. Czynniki wpływające na wiarygodność obliczeń numerycznych

Jak już zostało pokazane w rozdziale 2, nośność pala zależy od wielu czynników, m. in. warunków gruntowych *in-situ*, zagęszczenia gruntu, OCR, kształtu i wymiarów pala

oraz metody jego wykonania. Metody instalacji pali przemieszczeniowych można podzielić na: wciskanie, wbijanie impulsowe i wwbrowywanie. Każdy typ instalacji w inny sposób oddziałuje na grunt i może mieć inny wpływ na nośność. Kompletne zamodelowanie procesu instalacji pala metodami numerycznymi wciąż jeszcze nie zostało wykonane w zadowalający sposób (Engin 2013). Poprawny model numeryczny powinien nie tylko pozwalać na oszacowanie nośności podstawy i poboczniczy pala, ale przede wszystkim dokładnie odwzorowywać kształt krzywej  $Q-s$  dla pali. Model powinien również pozwolić na zastosowanie parametrów gruntowych uzyskanych ze standardowych badań *in-situ*. W celu spełnienia tych warunków, powinny być uwzględnione następujące aspekty (Engin, 2013, Phuong i in., 2014):

- Model konstytutywny, który pozwoli na powiązanie historii zmian w zagęszczeniu i naprężeniach z wytrzymałością i sztywnością gruntu, np. hipoplastyczny (von Wolffersdorff, 1996). Parametry modelu uzyskuje się zazwyczaj na podstawie tradycyjnych testów laboratoryjnych, choć połowe obserwacje wykazują, że ścieżki  $\sigma-\varepsilon$  mogą się bardzo różnić od wyników uzyskanych z testów laboratoryjnych.
- Wpływ dużych deformacji, które mogą powodować lokalne koncentracje naprężeń i zniekształcenia siatki. Skutkować to może niedokładnymi lub rozbieżnymi rozwiązaniami. Również geometria modelu powinna być aktualizowana na bieżąco by uzyskać bardziej realistyczne przemieszczenia, odkształcenia i w konsekwencji pola naprężeń.
- Efekt kruszenia ziaren, który stanowi dodatkowe utrudnienie w dla modelu konstytutywnego, gdyż może powodować dodatkowe zmiany w parametrach materiałowych (Lobo-Guerrero i Vallejo, 2005).
- Interakcja pomiędzy elementami, o znaczących różnicach w sztywności i wytrzymałości (np. grunt i pal). Pozwoli to na osiągnięcie bardziej reprezentatywnej mobilizacji naprężeń w gruncie.
- Dwufazowe zachowanie materiału (np. konsolidacja) i wpływ zmian w ciśnieniu porowym na rezultaty obliczeń, zwłaszcza wtedy, gdy grunt pracuje w warunkach bez odplywu.
- Algorytm obliczeniowy odznaczający się stabilnością w przypadku dynamicznych i cyklicznych obciążeń, upłynnienia i zmęczenia gruntu.
- Pojawienie się innych stanów niż spodziewane, problemy z modelowaniem „przepływu” gruntu wokół podstawy pala oraz efekty bezwładnościowe podczas instalacji.

Dokładne określenie procesów zachodzących w gruncie podczas instalacji pała może pozwolić również określić jaki jest wpływ instalacji na sąsiednie struktury w gruncie, np. sąsiednie pale lub inne elementy posadowienia. Ilość i złożoność tych czynników powoduje, że uproszczenia są nieuniknione. Dla procesów quasi-statycznych, np. wciskania, efekty bezwładnościowe można pominąć i założyć warunki pracy gruntu z drenażem (Engin, 2013). Przez to poziom złożoności modelu obliczeniowego może być trochę zredukowany. Należy też podkreślić, że zmiany naprężeń w gruncie ulegają zmniejszeniu po wbiciu pała (relaksacja).

### **6.1.2. Metody stosowane przy analizie numerycznej pali przemieszczeniowych**

Analityczne metody określania nośności pali przemieszczeniowych opierają się głównie na stosowaniu różnych zależności empirycznych, skorelowanych za pomocą próbnych obciążeń statycznych albo z parametrami gruntu, albo bezpośrednio z wynikami badań *in-situ* (por. rozdział 2). Są one jednak zwykle ograniczone do specyficznych warunków i sytuacji. Bardziej rozbudowane metody to Cavity Expansion (Randolph i in., 1994) – ekspansja cylindrycznego otworu poboczniczy i Strain Path Methods (Einav i Randolph, 2005). Niemniej jednak metody analityczne okazują się z reguły niewystarczające dla bardziej rozbudowanych przypadków obliczeniowych i materiałowych niejednorodności.

W pierwszych próbach modelowania pracy pali lub sondowań za pomocą metod numerycznych stosowano MES dla małych odkształceń np. (De Borst i Vermeer, 1984), nie uwzględniając efektów instalacji. W zadaniach tych przyjmowano, że pał lub stożek sondy był już umieszczony w przeznaczonym do tego miejscu przed rozpoczęciem właściwych symulacji, a przyjęte warunki początkowe, które są modelowane wokół badanego pała, odpowiadały geostatycznym warunkom określonym na podstawie badań *in-situ*, czyli przed wykonaniem pała. Symulacje te, choć dające dobrą podstawę do obliczeń nośności, nie pozwalały jednak na określenie warunków początkowych zadania powiązanych z występowaniem dużych odkształceń, które mają wpływ na stan naprężenia wokół pała i zagęszczenie gruntu. Późniejsze pojawienie się programów MES z analizą dużych odkształceń pozwoliło na dalszy postęp odwzorowania instalacji pała. Dziś analiza efektów instalacji dookoła pała może być dokonana przez wiele numerycznych technik, nie tylko stosując MES, ale również np. Metodę Elementów Dyskretnych (Lobo-Guerrero i Vallejo, 2005), metody bezsiatkowe i wiele innych. Metody można podzielić na specjalistyczne kody numeryczne, często służące wyłącznie do modelowania interakcji na kontakcie pał-grunt oraz różne pakiety komercyjne,

głównie do Metody Różnic Skończonych i Metody Elementów Skończonych. Zagadnienia te szeroko omawiają np. Sikora i Ossowski (Ossowski i Sikora, 2004).

Programy oparte na metodzie elementów skończonych są powszechnie dostępne, często stosowane do obliczania różnych zagadnień geotechniki i stosunkowo mało wymagające obliczeniowo. Poprawne odwzorowanie numeryczne pracy pojedynczego pala wciąż jest obiektem zainteresowania wielu badaczy i poświęcone zostało mu wiele prac, również wieloletnich prac doktorskich (Engin, 2013, Dijkstra, 2009). Poniżej omówiono kilka metod do obliczeń numerycznych, od najprostszych modeli ze standardowymi obliczeniami MES, po bardziej zaawansowane metody dla dużych deformacji.

### **Pominięcie procesu instalacji**

Modelowanie numeryczne pracy pali od razu umiejscowionych w gruncie za pomocą elementów belkowych lub objętościowych z warstwą interface (ang. *wished-in-place*), bez uwzględniania efektów instalacji, może być wiarygodne jedynie w przypadku pali wierconych, ponieważ taka technika instalacji pala w najmniejszym stopniu wpływa na warunki gruntowe *in-situ* (Engin, 2013). Uproszczona procedura obliczeń pozwala na wyodrębnienie istotnych zjawisk, które będą miały również wpływ na modelowanie pali przemieszczeniowych. Symulacje numeryczne, przeprowadzone przez Wehnerta i Vermeera (Wehnert i Vermeer, 2004) w programie PLAXIS (Brinkgreve i Vermeer, 1998) dla pali wierconych w glinie, pokazały znaczny wpływ warstwy interface na dokładność odwzorowanie zjawisk zachodzących na kontakcie pal-grunt. Zastosowanie elementów interface z nieciągłościami pola przemieszczeń pozwala na zmniejszenie zagęszczenia siatki w tym rejonie, co zwiększa dokładność obliczeń i skraca ich czas. Przeprowadzone symulacje pokazały również, że w odróżnieniu od modeli Soft Soil (bazującym na modelu Cam Clay) i Coulomba-Mohra, model gruntowy Hardening Soil pozwala na lepsze odwzorowanie pracy pala, ze względu na hiperboliczną relację obciążenie-odkształcenie i liniową zależność między odciążeniem a powtórny obciążeniem, która oparta jest na różnych modułach dla odciążania i powtórnego obciążania. Ukazane zostało również, że wybór modelu ma główne znaczenie dla szacowania nośności poboczniczy, a mniejsze dla szacowania nośności podstawy. Wadą modelu Hardening Soil jest duża liczba niestandardowych parametrów, na które model jest bardzo czuły.



## Proste modele uwzględniające efekty instalacji

Najprostszą metodą uwzględnienia instalacji pala jest zmiana wartości parametrów gruntu, a konkretnie podwyższenie wartości kąta tarcia wewnętrznego oraz sztywności gruntu, na skutek wzrostu zagęszczenia gruntu.

Inną metodą modelowania pali przemieszczeniowych w modelach MES jest pominięcie modelowania samego procesu instalacji, a jedynie narzucenie samych efektów instalacji poprzez wstępne warunki w modelu, np. przez dodatkowe przemieszczenia wokół pala. Prosty przykład modelu szacującego wpływ instalacji pala został pokazany m. in w pracy (Broere i van Tol, 2006). Autorzy przedstawili procedurę MES, pozwalającą na oszacowanie nośności pala używając programu Plaxis 2D. Skupiono się na palach w gruntach niespoistych z pominięciem efektów dynamicznych i na zagrożeniach podczas korzystania ze standardowego pakietu MES. Symulacja procesu instalacji odbyła się za pomocą wymuszeń przemieszczeniowych. Wyniki obliczeń porównano z rezultatami badań na modelach pali w wirówce geotechnicznej, ponieważ te badania pozwalają na uzyskanie dokładniejszych informacji na temat pracy pala, niż badania nad palami w skali rzeczywistej.

Podobne podejście zostało zaproponowane przez Krasieńskiego (Krasieński, 2013) dla numerycznego modelowania procesu instalacji pali wkręcanych. Model ten stanowi uproszczone podejście do tego zagadnienia, ponieważ sam proces wkręcania pala w grunt jest bardzo skomplikowany. W tym przypadku wkręcanie zostało zamodelowane jako rozpieranie gruntu na boki, podobnie jak w teorii cavity expansion, którą wykorzystuje się np. do modelowania sondowań CPTU lub badań presjometrycznych. Obliczenia zostały wykonane metodą elementów skończonych w programie Plaxis (Brinkgreve i Vermeer, 1998). W modelu wykonuje się wąski otwór na całej długości projektowanego pala, a następnie modeluje się samo wkręcanie w formie radialnych przemieszczeń ścianek tego otworu. Ponadto w górnej i dolnej części pala należy zmniejszyć przykładowe obciążenia, ze względu na powstające tam zaburzenia. W kolejnym kroku modeluje się parcia od mieszanki betonowej i powstały otwór zastępuje elementami objętościowymi o parametrach betonu (Krasieński, 2013). Model ten pozwala na uwzględnienie zmian zachodzących w gruncie podczas wykonywania pali wkręcanych, ale porównanie wyników symulacji z wynikami rzeczywistych pomiarów pokazało, że parametry gruntowe wymagają jeszcze dodatkowych poprawek w strefach obok pala. Strefy te zostały wyznaczone na podstawie kalibracji wyników modelowania z wynikami rzeczywistych próbnych obciążeń statycznych.

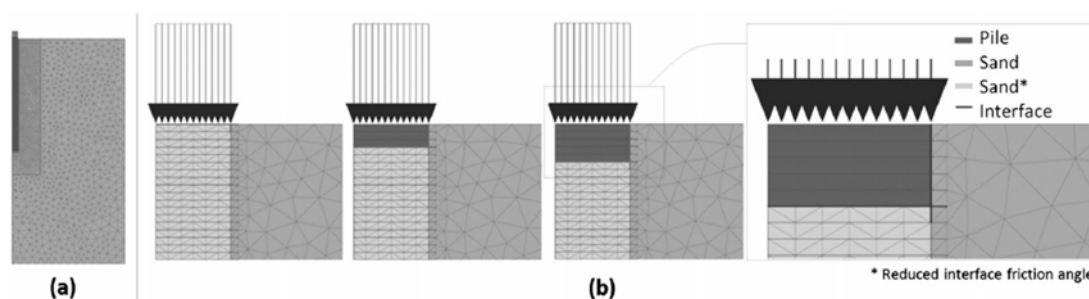
W obu zaprezentowanych przykładach, pomimo stosowanych różnych podejść do procesu instalacji pala, wymagane są znaczące poprawki w parametrach gruntów *in-situ*, by uzyskać zbieżność rezultatów symulacji z wynikami próbnych obciążeń statycznych.

Inna metoda została przedstawiona w (Truty i Mozgawa, 2015), gdzie zastosowano stopniowe rozpychanie kolejnych segmentów gruntu. Uzyskane rezultaty pokazały jednak, że metoda rozpychania nie pozwala na uzyskanie prawidłowej historii naprężenia, a uzyskanie dokładniejszych wyników wymaga zastosowania bardziej rozbudowanych metod.

Wbijanie pala następuje w kierunku pionowym i taki też jest dominujący kierunek przemieszczeń gruntu, a zatem modele z poziomym rozpychaniem istotnie zaburzają historię przemieszczeń i naprężeń; dotyczy to niestety w dużym stopniu modelu Hardening Soil, który jest bardziej czuły na te zmiany niż prostszy model sprężysto-plastyczny Coulomba-Mohra.

### Metoda Press Replace Technique

W pracy (Engin, 2013) zaprezentowano metodę symulacji instalacji pali nazwaną Press Replace Technique. W metodzie tej, wykorzystując standardowy kod MES, zamodelowano proces wciskania pali w piaskach. Przed rozpoczęciem obliczeń cały obszar obliczeniowy odpowiadający palowi został podzielony na warstewki i przypisane mu zostały parametry otaczającego go gruntu. Same obliczenia podzielone zostały na kilka etapów. Pierwszym etapem było przyłożenie przemieszczenia do głowicy pala o wartości równej miąższości pierwszej warstewki, co spowodowało jej „wciśnięcie”. Następnie nastąpiła aktualizacja geometrii do punktu początkowego, została dodana warstwa interface, a parametry kolejnej warstewki zostały zmienione na te odpowiadające materiałowi pala. Kroki te były powtarzane, aż cały pożądaný obszar otrzymał parametry materiału pala (rys. 6.1).



Rys. 6.1 Graficzne przedstawienie Press Replace Technique (Engin, 2013)

Do zamodelowania procesu instalacji pala użyto specjalnego modelu hipoplastycznego, który pozwala na uzależnienie aktualnego stanu gruntu od jego aktualnej sztywności

i poziomu naprężeń (von Wolffersdorff 1996). Zastosowanie „małych” kroków wciskania spowodowało uproszczenie w postaci małych deformacji, co pozwoliło uniknąć problemów związanych z zniekształceniami siatki. Instalacja została tu potraktowana jako proces quasi-statyczny, w celu pominięcia wpływu efektów dynamicznych na zachowanie się pala. Wyniki symulacji numerycznych porównano z wynikami badań na modelach pali w wirówce geotechnicznej (Dijkstra, 2009) oraz wynikami próbných obciążeń statycznych na palach rzeczywistych.

Głównym celem tych symulacji było użycie proponowanej metody do uwzględnienia efektów instalacji bez konieczności symulowania całego procesu penetracji. Skutkiem tego można znacząco zredukować wymagany czas obliczeniowy, co ma znaczenie szczególnie w przypadku obliczeń grup palowych. Metoda pozwala na zbadanie zachowania pala w trakcie i po fazie wciskania oraz uwzględnienia towarzyszących temu efektów instalacji dla różnych geometrii pala i różnych gęstości gruntu.

Największą zaletą tej metody jest możliwość jej implementacji w standardowym kodzie elementów skończonych, pozwalając jednocześnie zamodelować zagadnienie dużych deformacji – wciskania pala. Poza tym metoda jest stosunkowo stabilna obliczeniowo i może być wykorzystywana do ilościowego określenia efektów instalacji. Do wad tej metody można zaliczyć problem z uchwyceniem warunków pola naprężeń blisko podstawy pala. Możliwe jest wdrożenie niegładkiej powierzchni (ostre krawędzie na palu), co jednak powoduje wystąpienie nierealistycznych koncentracji naprężeń w tych miejscach. Pod postawą pala pojawiają się wysokie poziomy naprężeń ( $>5\div 10$  MPa), które w rzeczywistości powodowałyby w gruncie kruszenie ziaren, a w konsekwencji duże zmiany materiałowe.

Problem z walidacją modelu obliczeniowego i osiągnięciem bardziej dokładnych rozwiązań wynika wg autora z faktu, że prawdopodobnie nie ma żadnego fizycznego testu, który by pozwalał na określenie efektów instalacji w postaci ciągłego pola naprężeń z zadowalającym poziomem dokładności. Dokładność proponowanych funkcji aproksymacyjnych mogłaby być zwiększona, gdyby jednocześnie zwiększono dokładność pomiarów wpływu instalacji podczas badań polowych i laboratoryjnych.

### **Zaawansowane metody numeryczne dla dużych deformacji**

Metody zaliczające się do grupy metod „zamka błyskawicznego” (ang. zipper type techniques) (Mabsout i Tassoulas 1994) powstały z rozwinięcia Cavity Expansion Theory.

Siatka jest „otwierana” od osi pala jak właśnie w zamku błyskawicznym, a jej rozszerzaniu towarzyszy ścinanie i różne poziomy kompaktacji na podstawie i poboczniczy pala, które zależą od warunków brzegowych przemieszczeniowych lub kontaktowych. Dla modeli kontaktowych w miejscu instalacji pala wstępnie umieszcza się beztarciowy otwór o średnicy 1 mm. Podczas penetracji sztywnego pala otwór stopniowo rozsuwa elementy kontinuum do zadanej średnicy pala. Modele kontaktowe sprawdzają się w modelowaniu interakcji, niemniej jednak są wymagające obliczeniowo i wymagają relatywnie żmudnej implementacji w kodzie elementów skończonych. W większości modeli stosuje się małe współczynniki w strefie kontaktu (np. interface), by zredukować lokalne dystorsje siatki (Sheng i in., 2007). W przypadku zastosowania większych współczynników tarcia i występowania ścinania, które może powodować zniekształcenia siatki, stosuje się remeshing i inne zaawansowane techniki, oparte na mieszanych opisach Langrange’a i Eulera, por. (Engin i in., 2015).

Standardowo, do opisanego zagadnień mechaniki ciała stałego w tradycyjnych zadaniach MES stosuje się opis materialny (Langrange’a). W opisie tym siatka elementów skończonych jest przypisana do materiału i węzły siatki przemieszczają się wraz z materiałem. Zależności opisujące zachowanie się punktu materialnego są funkcją współrzędnych konfiguracji początkowej. W tych symulacjach duże deformacje prowadzą do dystorsji siatki i dużych odkształceń elementów. By zniwelować te efekty czasem wykorzystuje się również aktualizację siatki (tzw. updated Langrangian) lub remeshing (Engin i in., 2015). Jednak wymagany remapping parametrów stanu może w wielu przypadkach prowadzić do dużych błędów. Najwięcej problemów pojawia się w obszarze obok pala i pod samym palem. Alternatywne podejście jest zawarte w opisie przestrzennym (Eulera), stosowanym głównie w obliczeniach mechaniki płynów. Zależności opisujące punkt materialny w danej chwili opisane są w bieżącej konfiguracji i zależą od współrzędnych bieżących oraz czasu  $t$ . Siatka elementów skończonych nie jest związana z ciałem odkształconym i się zmienia wraz ze zmianą konfiguracji.

W celu połączenia zalet obu opisów do zmierzenia się z problemem zagadnień związanych z uwzględnieniem instalacji pali w ostatnich latach uznane zdobyły metody oparte na połączonych opisach Langrange’a i Eulera: Sprzężona analiza Langrange’a–Eulera (ang. Coupled Eulerian Langrangian), Arbitrary Langrangian Eulerian (ALE) oraz Material Point Method (MPM). Użycie wyżej wymienionych metod daje obiecujące rezultaty w zabezpieczeniu się przed odkształceniami siatki natomiast ich implementacja w standardowym kodzie MES może być żmudna i metody te są wymagające obliczeniowo (długi czas obliczeń).

W ALE (Wang i Gadala, 1997) stosuje się siatkę elementów skończonych, która może się przemieszczać z materiałem (opis Lagrange'a) lub być stała w przestrzeni (opis Eulera). Siatka jest częściowo przypisana do materiału i może stawać się niezależna, kiedy jest to konieczne, w innych przypadkach, przemieszczenia materiału i siatki są niezależne. Jeden krok obliczeń ALE składa się z trzech faz. Pierwsza to klasyczne obliczenia metoda jawną Lagrange'a. Kolejny krok to adaptacja siatki, która staje się niezależna od przylegającego do niej materiału. W ostatniej fazie rozwiązanie wyznaczone w fazie Lagrange'a jest adaptowane do nowej siatki, która powstała w fazie drugiej.

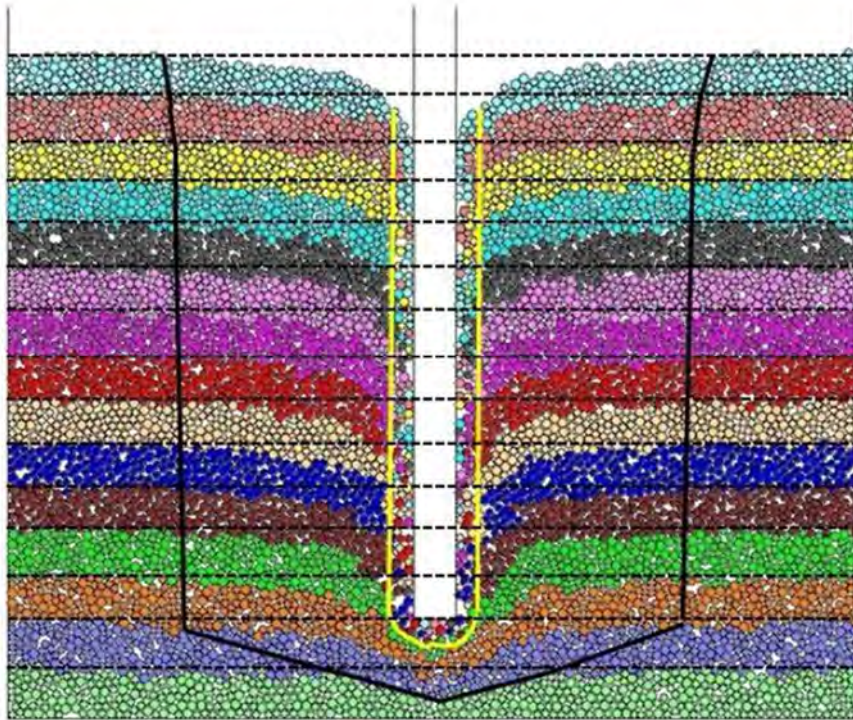
Material Point Method (MPM) (Bigler i in., 2006) jest odmianą metody Particle in Cell, ma też dużo cech wspólnych z ALE. W odróżnieniu od ALE, w MPM występuje siatka w tle która ma pełne, częściowo pełne lub puste elementy, które mogą być aktywowane lub dezaktywowane przez poruszające się elementy. W konsekwencji aktualizowana siatka może się różnić od siatki początkowej, natomiast w ALE aktualizowana siatka wraca do konfiguracji początkowej. Zaletą MPM jest możliwość dodawania nowych punktów materialnych, a największą wadą jest długi czas obliczeń.

Metoda sprzężonej analizy Lagrange'a–Eulera (ang. Coupled Eulerian Lagrangian-CEL) (Qiu i in., 2011, Konkol i Balachowski, 2017) ma za zadanie uchwycić wytrzymałość w opisie Lagrange'a i ruch w opisie Eulera. W zagadnieniach CEL materiał może swobodnie przepływać przez eulerowską siatkę. W zagadnieniach geotechnicznych siatka Lagrange'a jest stosowana do dyskretyzacji struktur, natomiast siatka Eulera dyskretyzuje grunt. Metoda ta została zaimplementowana m. in. w programie ABAQUS (Hibbitt i in., 2001).

### **Metoda elementów dyskretnych**

Rozwiązaniem alternatywnym jest stosowanie Metody Elementów Dyskretnych (ang. Discrete Element Method – DEM). Pozwala ona na bardziej realistyczne zamodelowanie zachowania się gruntu przez odwzorowanie pracy cząstek gruntu, w tym ich przemieszczania się i kruszenia. W pracy (Lobo-Guerrero i Vallejo, 2005) autorzy przedstawili model 2D w programie PFC<sup>2D</sup> do symulacji procesu instalacji pala dla modelu z uwzględnieniem kruszenia cząstek gruntu i bez uwzględnienia tego zjawiska. Mimo zastosowaniu wielu uproszczeń, dzięki obliczeniom ukazane zostało, jak zachowują się cząsteczki gruntu pod wpływem instalacji. Problemem jest jednak odpowiednie odwzorowanie kontaktu międzycząsteczkowego, bardzo zunifikowany kształt ziaren, zaniżony wpływ pierwotnego stanu naprężeń w ośrodku, duża czasochłonność obliczeń i problem z dostępem do profesjonalnego oprogra-

mowania. Ponadto metoda ta nie jest odpowiednia do rozwiązywania zagadnień o dużych wymiarach zadania, gdyż wtedy wymagana jest duża liczba elementów dyskretnych. Zbyt mała liczba użytych elementów dyskretnych wymaga przeskalowania modelu, co może skutkować późniejszymi problemami z interpretacją. Inne podejście do wykorzystania DEM do modelowania procesu instalacji pała przedstawiono np. w (Cheng i Cheng, 2014) (rys. 6.2).



Rys. 6.2. Graficzne przedstawienie zastosowania DEM do modelowania procesu instalacji pała (Cheng i Cheng, 2014)

### 6.1.3. Analiza zmian zachodzących podczas instalacji

Główne zagadnienia badane podczas modelowania procesu instalacji pała to zmiany w naprężeniach i zagęszczeniu w gruncie i zmiany materiałowe. Analiza tych zagadnień opiera się głównie na testach przeprowadzonych na modelach laboratoryjnych w wirówce geotechnicznej (Dijkstra, 2009) oraz w symulacjach numerycznych (Engin, 2013).

#### Zmiany w naprężeniach w gruncie

Badanie naprężeń w gruntach podczas testów na modelach laboratoryjnych nie jest proste, gdyż ogranicza się do kilku punktów w przestrzeni, gdzie można umieścić czujniki pomiarowe. Badania w wirówce (Dijkstra, 2009) pokazały, że prościej jest mierzyć stałe naprężenia pionowe niż poziome i pozwoliły na ilościowe wskazanie zmian w naprężeniach.

Modelowanie numeryczne procesu wciskania pala pokazuje zwiększenie naprężeń horyzontalnych i wertykalnych w obszarze przy wciskaniu. Jednak przy symulacjach wwi-browywania i wbijania pali zaobserwowano redukcję naprężeń w bliskim otoczeniu pobocz-nicy pala (Engin, 2013). Region zmniejszenia naprężeń może mieć zakres od 1,5D do 2÷3D w zależności od pierwotnego zagęszczenia gruntu. Poza tym regionem wydzielono strefę zwiększenia naprężeń w gruncie, która może sięgać nawet 20D i wynosić od 30 do 100% po-czątkowej wartości  $K_0$  (Engin, 2013).

Dijkstra (Dijkstra, 2009) porównał ze sobą wyniki modelowania procesu instalacji w wirówce geotechnicznej z symulacjami numerycznymi tych badań, przeprowadzonymi w zdolnym do pracy w zakresie dużych odkształceń programie Tochdog. Wykazano, że wy-stępują istotne różnice w tym modelowania, które wynikają głównie z ograniczeń parametrów modelu. Model konstytutywny w symulacjach numerycznych powinien uchwycić duży zakres odkształceń i naprężeń.

### **Zmiany w zagęszczeniu gruntu**

Przyjmuje się, że zachowanie nienawodnionych piasków pod wpływem ścinania jest funkcją zagęszczenia i naprężeń pierwotnych. Zagęszczenie wraz z poziomem naprężeń de-terminuje sztywność gruntu. Wobec tego ważne jest by poznać zmiany w zagęszczeniu gruntu podczas instalacji, a w konsekwencji poznać zmiany naprężeń w otoczeniu pala i zmiany w jego nośności. Niestety nie ma wielu prac na badanie zmian w zagęszczeniu i wpływu za-gęszczenia na zmiany parametrów w gruncie w przypadkU instalacji pali przemieszczenio-wych.

W badaniach na modelach laboratoryjnych pali (Dijkstra, 2009) zaobserwowano roz-luźnienie blisko poboczniczy pala, co można wytłumaczyć wysokim poziomem ścinania blisko pala. Wystąpiły tam również zjawiska dylatacyjne. Największą dylatację podczas instalacji zaobserwowano dla najbardziej zagęszczonych próbek. Pojawiła się również nieoczekiwana dylatacja dla luźnych próbek gruntu, którą można tłumaczyć poprzez niepewności w warun-kach początkowych blisko pala. Może ona również wynikać z relatywnie dużych pasm ścina-nia powodowanych przez wymiary ziaren w teście wirówkowym, pomimo zastosowanej po-prawnej skali. Pomiary porowatości wykazały, że dylatacja osiąga stan ustalony i pozostaje stała (pozostałość krytyczna). Zagęszczenie wokół poboczniczy zaowocowało w redukcji na-prężenia ograniczającego jak i redukcji tarcia na poboczniczy.

W symulacjach numerycznych stosujących remeshing przy wciskaniu pala (Engin, 2013) wyróżniono strefę dylatacji blisko pala. Strefa ta postawa na ok. 1D wokół pala. Jednak do zamodelowania tego zjawiska użyto niskiego współczynnika tarcia na kontakcie pal-grunt, który w rzeczywistości jest dużo większy. Użycie mniejszego współczynnika powoduje zredukowaną transmisję naprężeń i odkształceń do gruntu, przez co poziom mobilizacji ścinania jest mniejszy.

W Polsce Kwiecień i Sękowski zbadali zmiany zachodzące w gruncie pod wpływem formowania kolumn kamiennych (Kwiecień i Sękowski, 2012). Badania laboratoryjne próbek gruntu przed i po wykonaniu kolumny wykazały zmianę parametrów wilgotnościowych i porowatości, wzrost parametrów odkształceniowych i kąta tarcia wewnętrznego gruntu, ale spadek spójności.

Porównując te wyniki wraz z innymi różnymi metodami modelowania tego zagadnienia można zauważyć różne podejścia i różne oceny zmiany zagęszczenia wokół pala. Wyniki powinny być analizowane z uwzględnieniem założeń przyjętych w tych metodach.

### **Zmiany materiałowe**

Testy na modelach laboratoryjnych wykazały, że podczas modelowania procesu instalacji pala można zaobserwować występowanie bardzo dużych naprężeń pod jego podstawą. Może to powodować kruszenie materiału gruntu i rozchodzenie się cząstek rozdrobnionego gruntu. Efektem tego mogą być np. zmiany w objętości gruntu i spadek naprężeń wzdłuż pobocznic pala, nazywany friction fatigue (Dijkstra 2009). Większe zniszczenie ziaren gruntu zaobserwowano pod podstawą pala o płaskiej podstawie niż o kształcie stożka. Istnieją też prace, w których nie zaobserwowano zjawiska kruszenia ziaren podczas badań, np. (Dijkstra 2009). Może to wynikać z relatywnie dużych średnic ziaren w tym badaniu.

Symulacje metodą elementów dyskretnych pala wciskanego ze stałą, niską prędkością ukazało podobne zachowanie ziaren gruntu (Lobo-Guerrero i Vallejo, 2005). Niewłaściwe, bardzo wysokie, naprężenia występujące pod podstawą pala w tradycyjnych symulacjach MES zostały zmniejszone do realistycznych poziomów przez uwzględnienie efektu obrotów i kruszenia ziaren. Na redukcję naprężeń ma również wpływ migracja i (dyfuzja) zmiażdżonych ziaren. Pomimo pewnych uproszczeń wyniki symulacji mogą być potwierdzone ilościowo. Ponadto MED pozwala na porównanie redystrybucji naprężeń dla materiału z uwzględnieniem i bez uwzględnienia kruszenia.



Inną metodą jest użycie wyrafinowanego modelu konstytutywnego, np. skokowego powierzchniowego modelu dla piasków (Engin, 2013), co powoduje bardziej realistyczny rozkład naprężeń i odkształceń. Jednak mechanizm zniszczenia powinien uwzględniać dodatkowe zmienne wpływające na kruche zniszczenie materiału.

W palach przemieszczeniowych następuje wzrost naprężeń radialnych wokół pala. Podczas instalacji pali prefabrykowanych powstają rezydualne naprężenia ścinające wzdłuż i wokół pobocznicy pala i wstępna mobilizacja naprężeń pod podstawą pala. W związku z występowaniem przemieszczeń i kompresji gruntu otaczającego instalowany pal następuje wzrost naprężeń radialnych, który może jednak ulegać częściowej relaksacji.

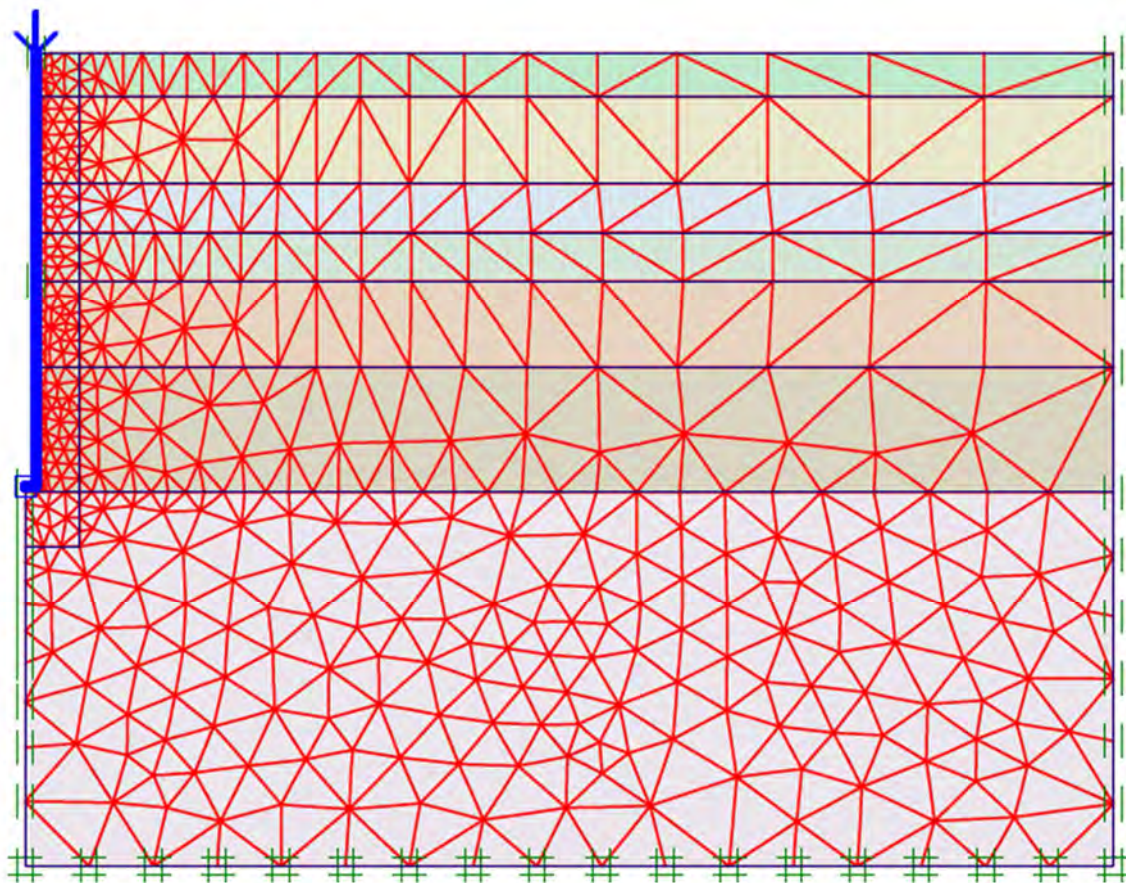
Badania na modelach laboratoryjnych i palach rzeczywistych pokazują dobitnie, że instalacja powoduje duże zmiany w zagęszczeniu gruntu, jego silną deformację, skutkujące zmianami w naprężeniach w gruncie i w naprężeniach kontaktowych pomiędzy gruntem a palem.

## **6.2. Symulacje numeryczne badań polowych**

Wykorzystując dane z wykonanych badań polowych (por. rozdz. 3), przeprowadzono symulacje numeryczne, których zadaniem było odwzorowanie przeprowadzonych próbnych obciążeń statycznych. Dokładne odwzorowanie badań wymaga wyboru wiarygodnego modelu budowy geologicznej podłoża, doboru właściwego modelu konstytutywnego, przyjęcia odpowiednich parametrów gruntowych oraz warstwy kontaktowej między palem a gruntem. W przypadku pali przemieszczeniowych, osobną kwestią jest odpowiednie uwzględnienie wpływu instalacji pala na zmiany parametrów *in-situ*, co istotnie wpływa na rezultaty obliczeń, por. rozdz. 6.1.

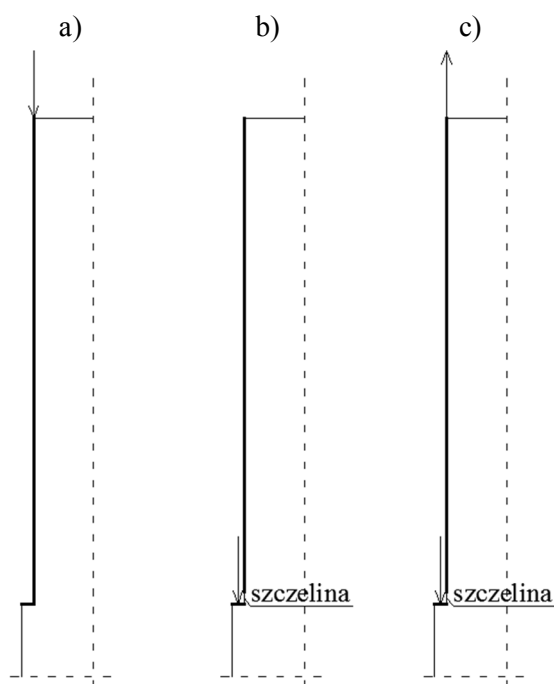
### **6.2.1. Ogólne założenia do obliczeń**

Obliczenia wykonano metodą elementów skończonych przy użyciu programu PLAXIS<sup>®</sup> v.7.2 (Brinkgreve i Vermeer, 1998) w warunkach osiowej symetrii, z zastosowaniem elementów 6-węzłowych. Elementy stalowe pala zamodelowano jako tzw. sprężyste elementy belkowe, natomiast warstwy gruntu zamodelowano jako elementy objętościowe o parametrach modelu Hardening Soil (Schanz i in., 1999). Pomiedzy modelem pala a gruntem wprowadzono elementy kontaktowe typu interface.



Rys. 6.3. Obszar obliczeniowy w programie PLAXIS<sup>®</sup> v.7.2 z siatką elementów skończonych i warunkami brzegowymi (opis w tekście).

Obszar obliczeniowy (na podstawie wstępnych symulacji) przyjęto jako walec o promieniu 20 m i wysokości 15 m, natomiast pał ma promień 0,2 m i długość 8,0 m (rys. 6.3). Siatki MES w modelu zostały dodatkowo dogęszczone w strefie 1 m wokół pała. Obszar obliczeniowy wraz z wygenerowaną siatką elementów skończonych i warunkami brzegowymi został przedstawiony na rys. 6.2. Symulacje zostały przeprowadzone dla dwóch etapów badań wykonanych w warunkach polowych, czyli zagłębienia pała na głębokość 6,5 m oraz 8,0 m (rys. 6.3). Dla zagłębienia pała na głębokość 6,5 m przeprowadzono tylko symulacje testów samorzównoważonych, natomiast dla zagłębienia 8,0 m przeprowadzono symulacje testów samorzównoważonych oraz standardowych próbnych obciążeń statycznych całego pała i samej jego podstawy. Sposoby przykładania obciążenia w modelach numerycznych w zależności od rodzaju modelowanego testu statycznego przedstawione są na rys. 6.4. Pogrubioną linią zaznaczono elementy belkowe odwzorowujące elementy rurowe i buta stalowego (stalową końcówkę). Standardowe próbne obciążenia statyczne zamodelowano poprzez przyłożenie siły skupionej do głowicy pała, a obciążenie było przenoszone na grunt poprzez zespolone elementy belkowe: pionowe (rura zewnętrzna) i poziome (but) (rys. 6.4a).



Rys. 6.4. Schemat przykładowych obciążeń dla a) próbnego obciążenia statycznego całego pala b) próbnego obciążenia statycznego samej podstawy c) testów samozrównoważonych

Próbne obciążenia statyczne samej podstawy pala przeprowadzane w rzeczywistości poprzez rurę wewnętrzną zamodelowano poprzez przyłożenie siły skupionej do buta stalowego (rys.6.4b). Między pionowym a poziomym elementem belkowym występowała mała szczelinka, pozwalająca tylko na przemieszczenia samego poziomego elementu belkowego. Testy samozrównoważone przeprowadzono na podobnym modelu do poprzedniego, lecz oprócz siły przyłożonej do podstawy pala pojawia się dodatkowo pionowa siła skupiona przyłożona do pionowego elementu, co pozwala zasymulować wyciąganie rury zewnętrznej podczas testów samozrównoważonych (rys. 6.4c).

### 6.2.2. Dobór parametrów modelu

Bazą do określenia wartości parametrów gruntowych w modelu numerycznym były wyniki sondowań CPTU, przeprowadzone na poletku badawczym w miejscowości Bojszowy Nowe, które przedstawiono w tab.4.1. Parametry geotechniczne podczas badań zostały określone do głębokości 10 m, wobec tego na potrzeby tej symulacji przyjęto, że ostatnia określona warstwa geotechniczna występuje do 15 m poniżej głębokości terenu.

Na podstawie parametrów gruntu określonych z rzeczywistych badań podłoża (por. tab. 15) wyprowadzono parametry do modelu Hardening Soil. Określono je, korzystając z założeń i korelacji zebranych w pracach (Truty i Obrzud, 2011, Brinkgreve i Vermeer, 1998). W celu wyznaczenia parametrów Hardening Soil założono, że wyznaczony w bada-

niach gruntu moduł  $M_0$  będzie traktowany jako  $E_{oed}^{ref}$ . Referencyjny poziom odniesienia  $\sigma_{oed}^{ref}$  dla każdej warstwy przyjęto zgodnie ze średnim poziomem naprężeń wynikającym z pierwotnego stanu naprężeń pionowych w gruncie (w tab. 6.1 określonym jako  $\sigma_{vo}$ ). Pomięto zwierciadło wody gruntowej, jako nie wpływające na obliczenia. Ponadto wartość kąta dylatacji  $\psi$  dla poszczególnych warstw gruntu wyznaczono z zależności  $\psi = \varphi' - 3^\circ$ , a wartość spójności dla gruntów niespoistym przyjęto równą 1,0 kPa. Sztywność odprężeniową  $E_{ur}^{ref}$  przyjęto jako trzykrotność  $E_{50}^{ref}$  zgodnie z zaleceniami z (Brinkgreve i Vermeer 1998). Wyznaczone wartości parametrów Hardening Soil użyte w obliczeniach przedstawiono w tab. 6.1. Ciężar objętościowy  $\gamma$  przyjęto na podstawie  $I_D/I_L$  za (PN-B/81-03020).

Tab. 6.1. Parametry warstw gruntu dla modelu Hardening Soil

LP	Grunt	Grunt wg ISO	$\gamma$	$\varphi'$	$\psi$	$c'$	$E_{oed}^{ref}$	$\sigma_{oed}^{ref}$	$K_0^{NC}$	$m$	$E_{50}^{ref}$	$E_{ur}^{ref}$
			kN/m <sup>3</sup>	°	°	kPa	MPa	kPa	-	-	MPa	MPa
1	N	-	18,5	29,8	0,0	1	12,1	5	0,5	0,591	18,2	54,5
2	Pd	FSa	16,6	30,5	0,5	1	15,4	10	0,5	0,591	23,4	70,2
3	Ps	MSa	17,7	36,0	6,0	1	63,8	20	0,4	0,466	96,4	289,3
4	Nm	Or	16,7	18,0	0,0	5	3,4	30	0,7	1,000	4,9	14,8
5	G	siCl	19,1	19,2	0,0	16	8,6	40	0,7	0,850	12,1	36,2
6	Ps	MSa	17,7	34,7	4,7	1	53,1	60	0,4	0,513	81,7	245,2
7	Ps	MSa	17,7	32,7	2,7	1	35,5	80	0,5	0,559	54,8	164,3
8	Ps	MSa	17,7	36,2	6,2	1	92,2	110	0,4	0,466	139,7	419,1

Parametr  $E_{50}^{ref}$  wyznaczono zgodnie z założeniami z rozdziału 3.2.3 w (Truty i Obrzud, 2011).

$$E_{oed}^{ref} \cong E_{50}^{ref} \cdot (K_0^{NC})^m, \quad (6.1)$$

gdzie:

$K_0^{NC}$  – współczynnik rozporu bocznego, dla gruntów normalnie skonsolidowanych wyznaczany ze wzoru:  $K_0^{NC} = 1 - \sin \varphi'$ ,

$m$  – wykładnik potęgowej, wyznaczany na podstawie (Truty i Obrzud, 2011) w zależności od rodzaju i stanu gruntu.

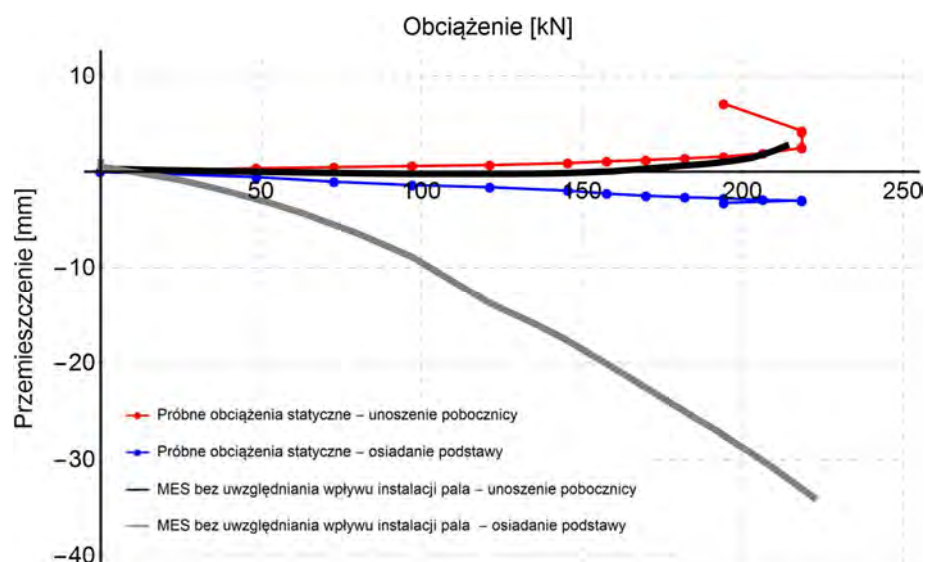
Pale rurowe i but stalowy zostały zamodelowane jako sprężyste elementy belkowe. o  $E = 210 \text{ GPa}$  i  $\nu = 0,3$ . Szerokość ścianek przyjęto 0,05 m dla rur i 0,1 dla buta. Na tej podstawie wyznaczono parametry elementów belkowych, które zestawiono w tab. 6.2. Parametr  $w$  określa ciężar belki na mb.

Tab.6.2. Parametry elementów belkowych

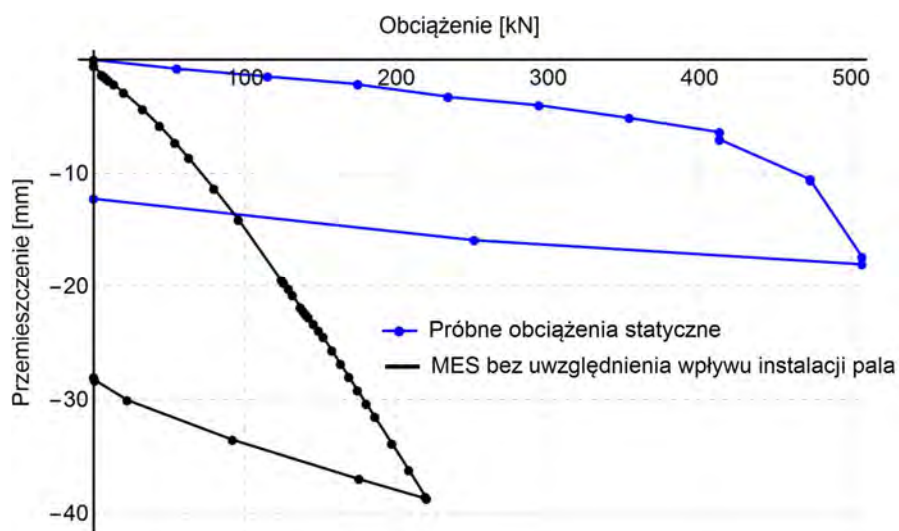
	EA	EI	w	v
	kN/m	kNm <sup>2</sup> /m	kN/m/m	-
rura	$1,05 \cdot 10^7$	2187,5	3,9	0,3
but	$6,30 \cdot 10^7$	$4,30 \cdot 10^5$	7,7	0.3

### 6.2.3. Wyniki obliczeń bez uwzględniania efektów instalacji

Wstępnie obliczenia przeprowadzono na modelach, które uwzględniają pierwotny stan naprężeń w gruncie, ale nie uwzględniają efektów instalacji. Poniżej przedstawiono wyniki dla różnych testów statycznych w postaci krzywych  $Q-s$  z próbnymi obciążeniami statycznymi i odpowiadających tym testom symulacjom numerycznym.

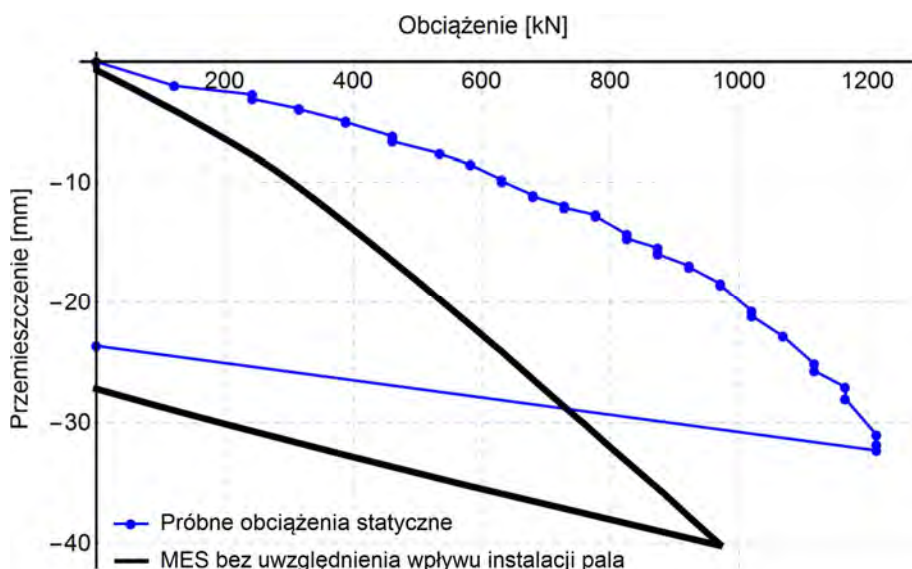


Rys.6.5. Porównanie wyników próbnych obciążeń statycznych z wynikami symulacji numerycznych testów samorzównoważonych przeprowadzonych przy zagłębieniu pala na 6,5 m

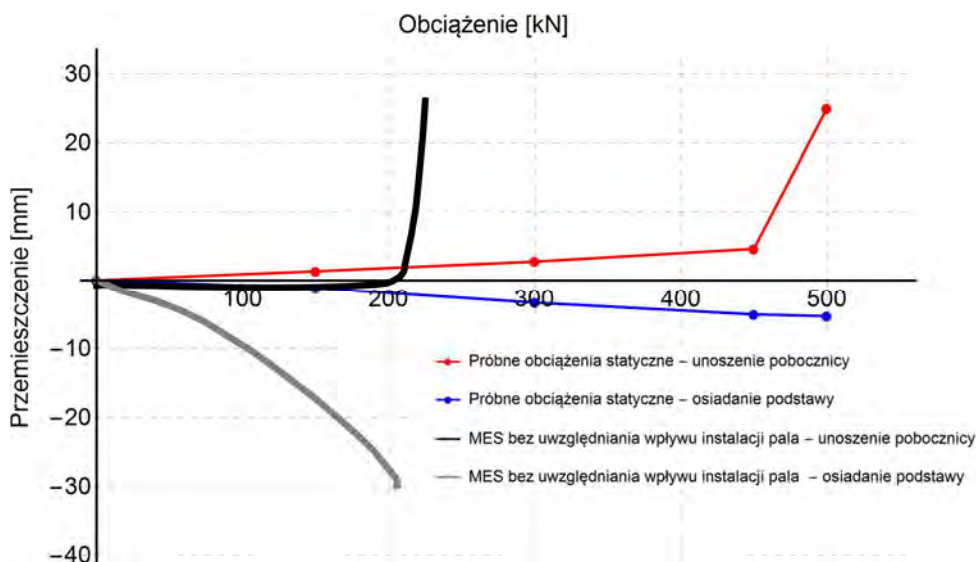


Rys. 6.6. Porównanie wyników próbnych obciążeń statycznych z wynikami symulacji numerycznych samej podstawy przeprowadzonych przy zagłębieniu pala na 8,0 m (rys. 6.4b)





Rys.6.7. Porównanie wyników próbných obciążeń statycznych z wynikami symulacji numerycznych całego pala przeprowadzonych przy zagłębieniu pala na 8,0 m (rys. 6.4a)



Rys. 6.8. Porównanie wyników próbných obciążeń statycznych z wynikami symulacji numerycznych testów samozrównoważonych przeprowadzonych przy zagłębieniu pala na 8,0 m (rys. 6.4c)

Na podstawie wstępnie przeprowadzonych testów numerycznych stwierdzono, że symulowanie numeryczne próbných obciążeń statycznych pali rurowych wyłącznie poprzez odwzorowywanie samych badań w warunkach gruntowych *in-situ*, na bazie danych uzyskanych z badań CPTU, jest niewystarczające. Wynika to z faktu, że sama instalacja pala powoduje znaczące zmiany w gruncie, znacznie większe niż sondowanie CPTU (por. rozdz. 6.1).

#### 6.2.4. Uwzględnienie instalacji pala w obliczeniach numerycznych

Wykonywanie pali przemieszczeniowych powoduje duże zmiany zagęszczenia i niejednorodny stan naprężenia (lokalne osiągnięcie stanu granicznego). „Wstępny” stan naprężenia





do którego od wewnątrz przykładana się wymuszenie przemieszczeniowe rozszerzające otwór do końcowego promienia 0,2 m. Ze względu na opisane w literaturze problemy brzegowe (Kraśiński, 2013), przyjęto, że w głowicy pala wymuszenie jest równe 0 i liniowo rośnie do maksymalnej wartości 0,1 m, którą osiąga na głębokości 0,5 m (rys. 6.9).

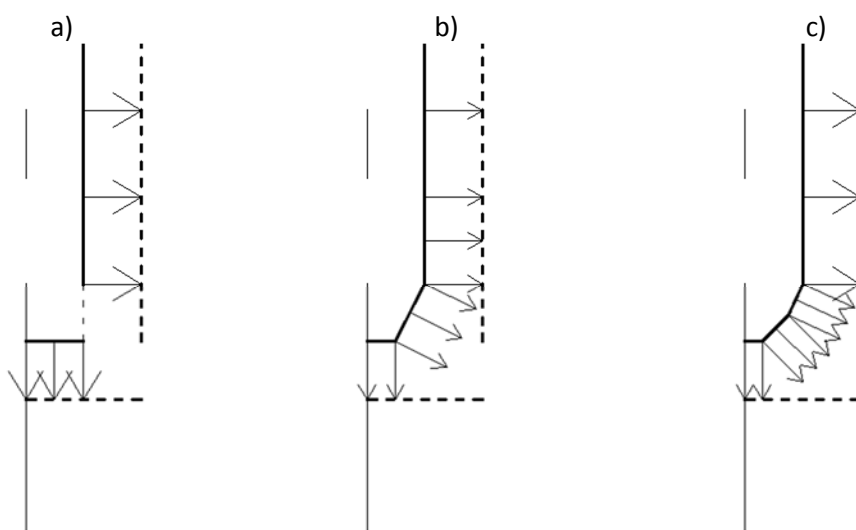
– Rozpychanie w rejonie podstawy pala zostało wytestowane dla różnych wariantów.

– Pojedyncza symulacja numeryczna składała się z trzech zasadniczych etapów:

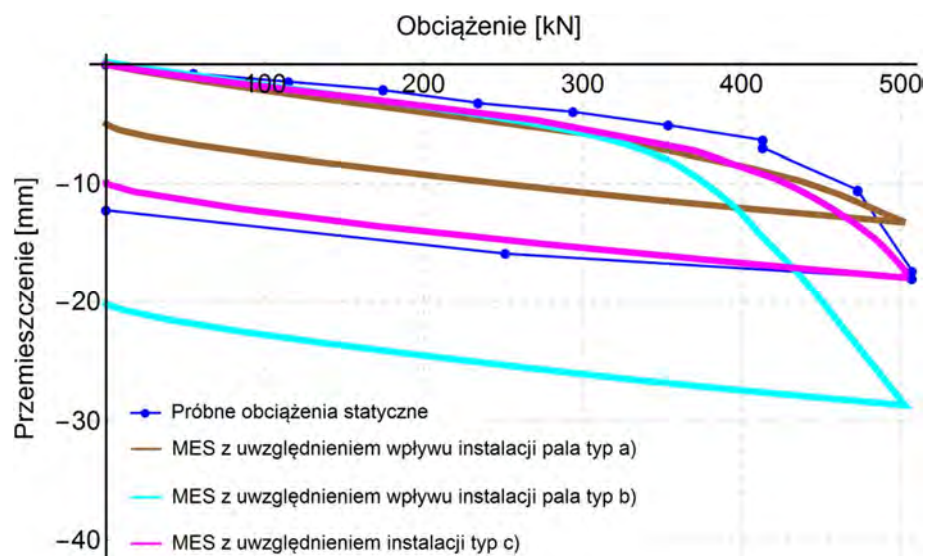
- a) procesu instalacji,
- b) resetowaniu przemieszczeń (opcja *updated mesh* w programie Plaxis v. 7.2 (Brinkgreve i Vermeer, 1998), połączonej z usunięciem obszarów niepotrzebnych,
- c) uaktywnieniu elementów rurowych i symulacja próbnych obciążeń statycznych.

### Modelowanie instalacji podstawy pala

W pierwszej kolejności zajęto się schematem w przypadku obciążenia samej podstawy przy zagłębieniu pala na 8,0 m (rys. 6.4b) i w ten sposób kalibrowano model, w celu jego późniejszego wykorzystania również w przypadku pozostałych schematów obciążenia. Wybrano trzy sposoby zamodelowania i przetestowano je na modelu symulującym próbne obciążenia statyczne samej podstawy pala. Testowane sposoby instalacji przedstawiono na rys. 6.10, a rezultaty obliczeń MES z uwzględnieniem wpływu różnych sposobów instalacji na rys. 6.11.



Rys. 6.10. Sposoby modelowania instalacji pala przy podstawie

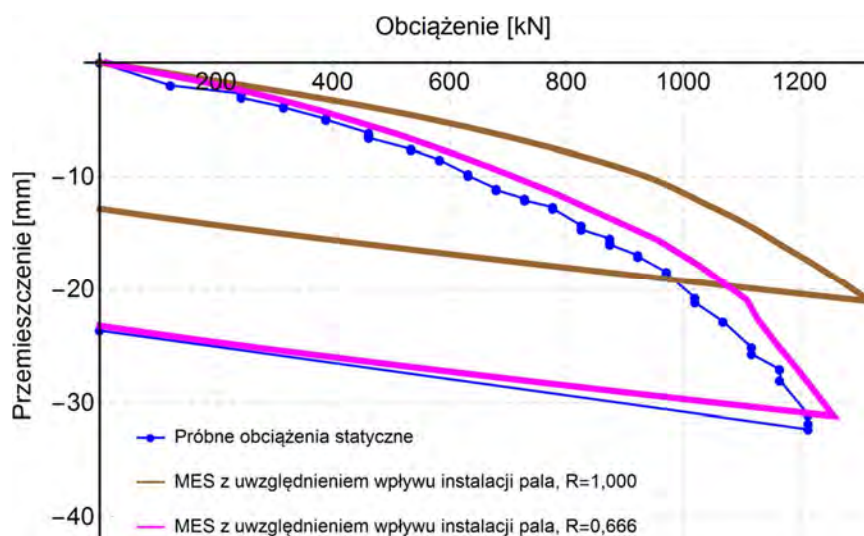


Rys. 6.11. Porównanie wyników próbnych obciążeń statycznych z wynikami symulacji numerycznych pala dla podstawy pala przy zagłębieniu pala na 8,0 m dla różnych typów modelowania instalacji pala.

Na podstawie zamieszczonych wyżej obliczeń wybrano sposób instalacji typu c) i dla niego prowadzono dalsze symulacje numeryczne.

### Dobór parametru $R$ warstwy kontaktowej

Po wyborze sposobu zamodelowania wpływu instalacji pala przetestowano model ze względu na wrażliwość na parametr redukcyjny  $R$ , który opisuje kontakt między palem a gruntem (Brinkgreve i Vermeer, 1998). W tym celu przeprowadzono kilka symulacji numerycznych dla całego pala zagłębionego na 8,0 m przy różnych wartościach parametru  $R$ . Za najbardziej właściwą wartość uznano  $R = 0,666$  i dla tej wartości prowadzono dalsze obliczenia. Wyniki symulacji dla  $R = 1,000$  i  $R = 0,666$  przedstawiono na rys. 6.12.



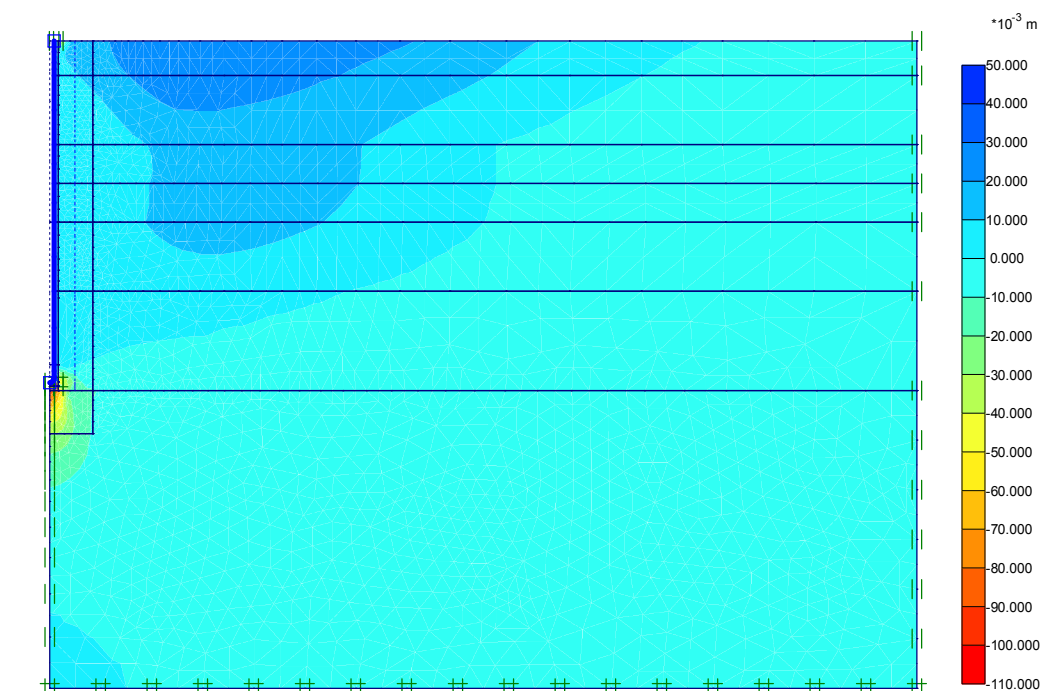
Rys.6.12. Porównanie wyników próbnych obciążeń statycznych z wynikami symulacji numerycznych dla całego pala przeprowadzonych przy zagłębieniu pala na 8,0 m dla różnych wartości parametru  $R$ .

Należy mocno podkreślić, że było to jedyne miejsce, w którym parametry modelu przyjęto na podstawie analizy wariantów. Wszystkie pozostałe parametry modelu Hardening Soil wartości wynikające z zaleceń literaturowych, a nie dopasowania wyników obliczeń do pomiarów.

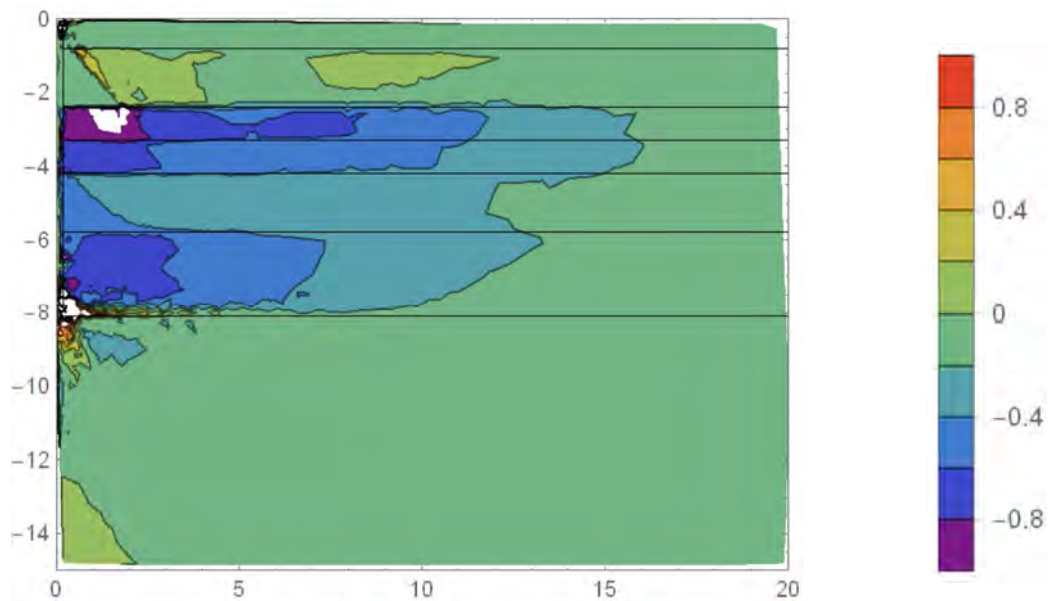
### 6.2.5. Wizualizacja wpływu instalacji pala na zmiany parametrów gruntowych

Zastosowanie opcji typu *updated mesh* pozwala na sumowanie wpływów w naprężeniach w kolejnych krokach przy jednoczesnym resetowaniu się przemieszczeń, dzięki czemu można uniknąć problemów związanych z występowaniem dużych dystorsji siatki. Dodatkowo, w modelu Hardening Soil zmiany w polach naprężeń przekładają się na zmiany sztywności gruntu, co pozwala na lepsze odwzorowanie procesu instalacji pala.

Poniżej pokazano wybrane rozwiązania dla etapu po instalacji pala, ale jeszcze przed modelowaniem obciążeń próbnych. Przyjęte wymiary obszaru obliczeniowego 20 m x 15 m uznano za wystarczające – wpływ brzegu obszaru jest pomijalnie mały.



Rys. 6.13. Pionowe przemieszczenia dla fazy instalacji pala w ośrodku uwarstwowym 20 m.

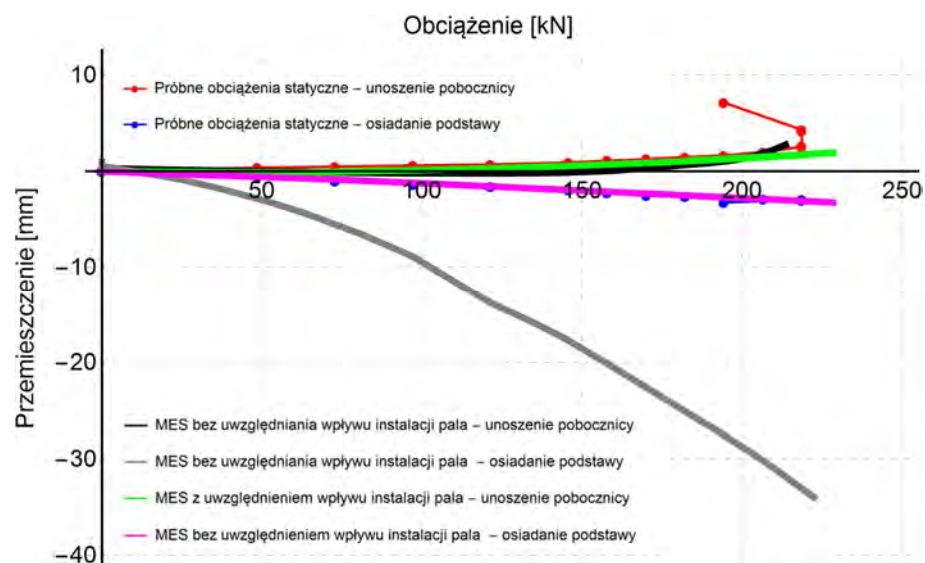


Rys.6.14. Odkształcenia objętościowe w ośrodku uwarstwionym (%)

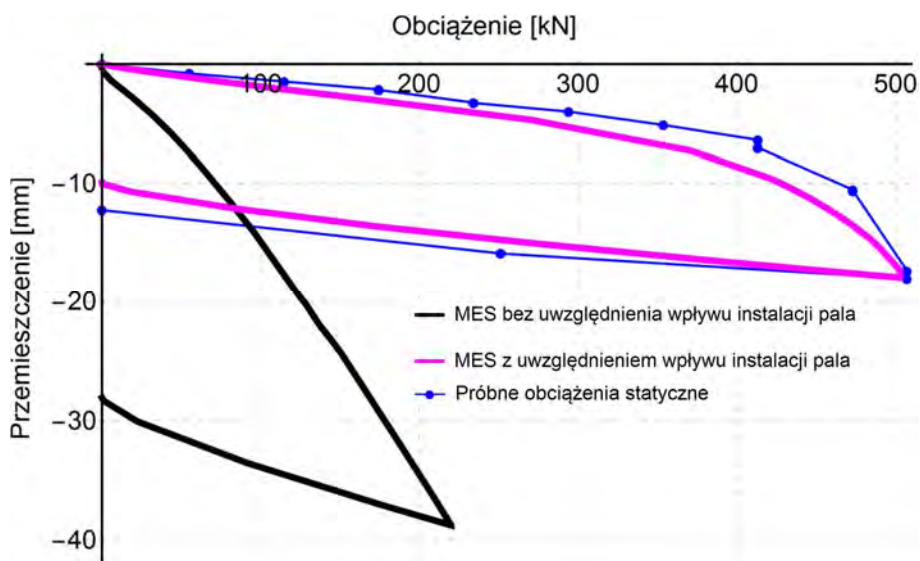
Na rys. 6.14 widać, że na odkształcenia objętościowe ma duży wpływ uwarstwienie gruntu.

### 6.2.6. Ostateczne wyniki symulacji

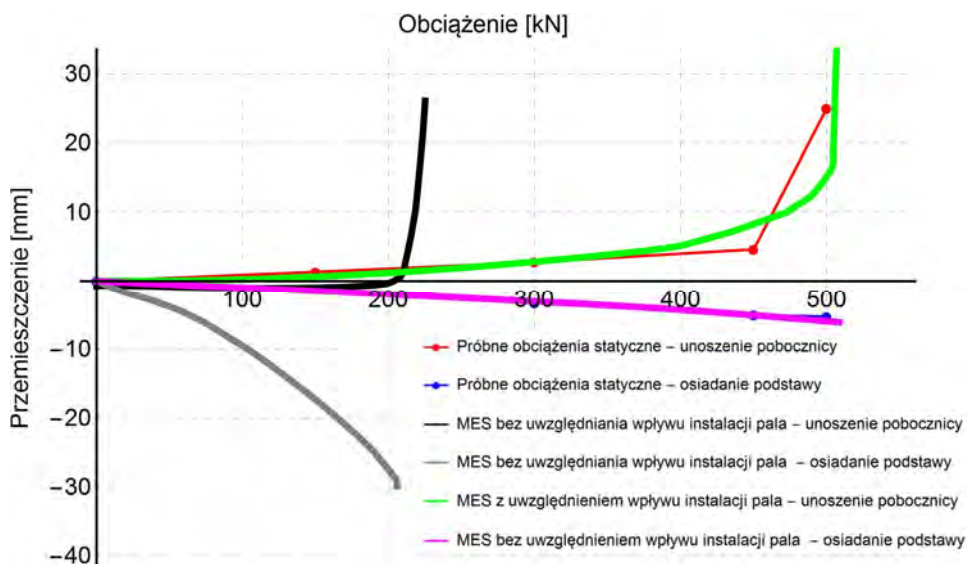
Na wykresach poniżej przedstawiono zależności  $Q$ - $s$  wyniki symulacji numerycznych z uwzględnieniem wpływu instalacji pala, w nawiązaniu do testów statycznych przeprowadzonych na rzeczywistych palach rurowych w czterech przypadkach: dla próbnych obciążeń statycznych całego pala, próbnych obciążeń statycznych samej podstawy pala i testów samorzównoważonych zarówno przy zagłębieniu pala na głębokość 6,5 m oraz przy zagłębieniu na głębokość docelową 8,0 m.



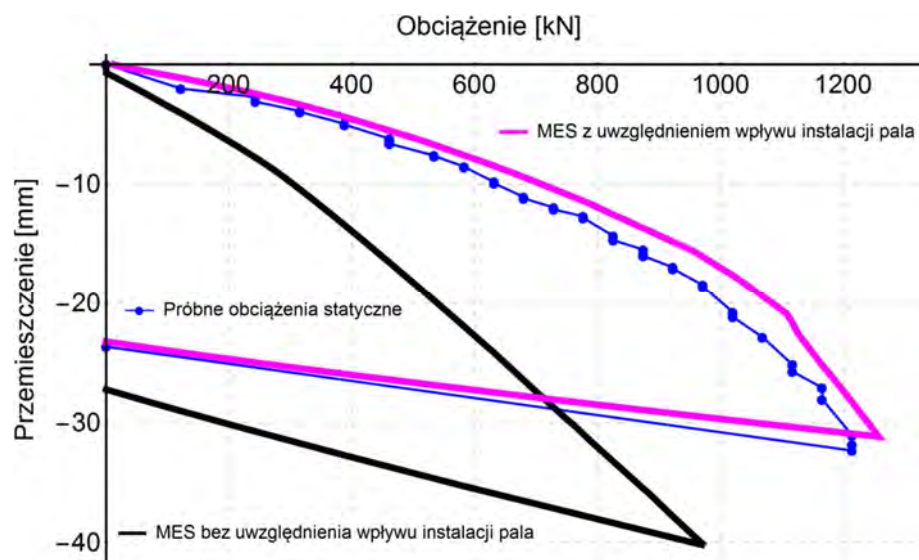
Rys 6.15. Porównanie wyników próbnych obciążeń statycznych testu samo zrównoważonego dla pala zagłębionego do 6,5 m z obliczeniami numerycznymi przy uwzględnieniu i nieuwzględnieniu efektów instalacji



Rys. 6.16. Porównanie wyników próbnych obciążeń statycznych samej podstawy dla pala zagłębionego do 8,0 m z obliczeniami numerycznymi przy uwzględnianiu i nieuwzględnianiu efektów instalacji



Rys. 6.17. Porównanie wyników próbnych obciążeń statycznych testu samozrównoważonego dla pala zagłębionego do 8,0 m z obliczeniami numerycznymi przy uwzględnianiu i nieuwzględnianiu efektów instalacji



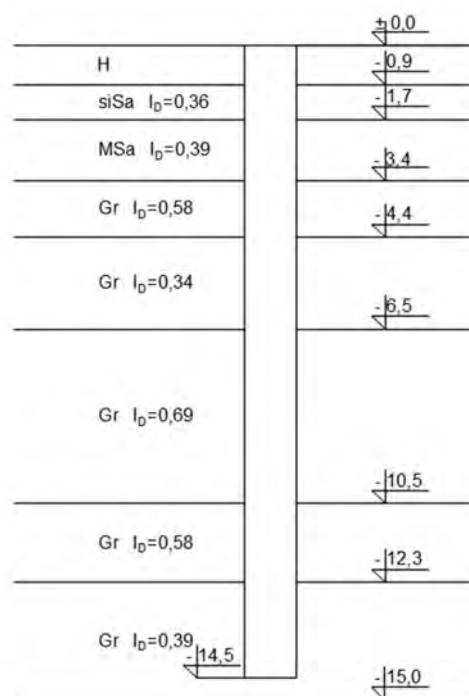
Rys 6.18. Porównanie wyników próbných obciążeń statycznych całego pala zagłębionego do 8,0 m z obliczeniami numerycznymi przy uwzględnieniu i nieuwzględnieniu efektów instalacji

### 6.3. Symulacje numeryczne badań Vuis-P

#### 6.3.1. Próbne obciążenia statyczne metodą Vuis-P

W celu dodatkowej weryfikacji modelu numerycznego, przeprowadzono symulacje, których zadaniem tym razem było odwzorowanie badań Vuis-P, prowadzonych w Słowacji przez firmę Keller, opisanych w raporcie (Mišove and Velič, 2010). Analizie poddano próbne obciążenia statyczne przeprowadzone urządzeniem Vuis-P w dniu 1.06.2010 r. na palu o długości 14,5 m i średnicy  $\Phi 600$ . Warunki gruntowe w miejscu wykonania pala zostały przedstawione na rys. 6.19., a parametry gruntowe otrzymane z badań przedstawiono w tab. 6.3. (Škvarka et al., 2009).





Rys. 6.19. Profil geotechniczny gruntu w miejscu wykonania testu Vuis-P (Škvarka i in. 2009)

Tab. 6.3. Wartości parametrów gruntowych wyznaczonych dla badań Vuis-P (Škvarka i in., 2009)

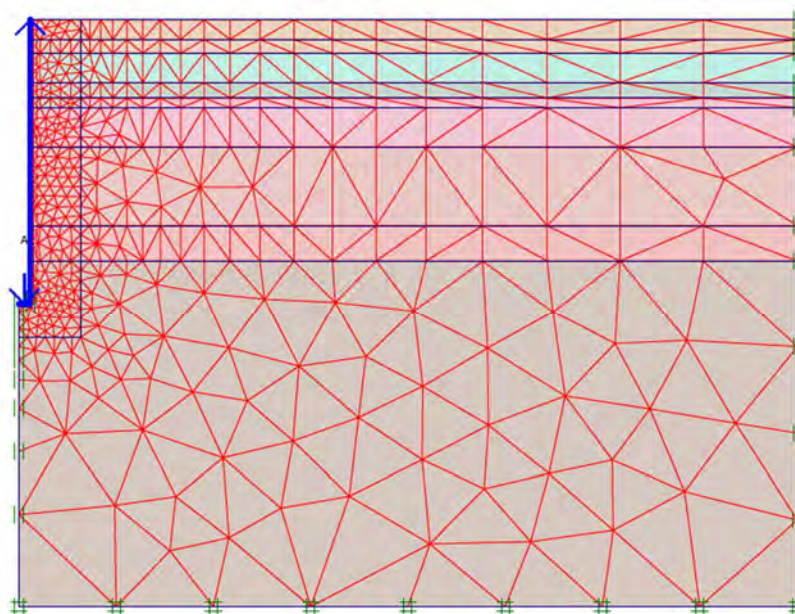
LP	przelot	miąższość warstwy	Grunt	$I_D$	$E_{oed}$	$c'$	$\varphi'$	$\gamma$	$\beta$
	/m.p.t./	/m/							
1	0,00-0,90	0,90	nasyp	-	-	-	-	-	-
2	0,90-1,70	0,80	piasek ilasty	0,36	9,2	4	26	18,5	0,62
3	1,70-3,40	1,70	piasek średni	0,39	25,9	0	31	18,5	0,78
4	3,40-4,40	1,00	żwir	0,58	120,0	0	36	20,1	0,90
5	4,40-6,50	2,10	żwir	0,34	50,0	0	31	19,1	0,90
6	6,50-10,5	4,00	żwir	0,69	160,0	0	37	20,7	0,90
7	10,5-12,3	1,80	żwir	0,58	120,0	0	36	20,1	0,90
8	12,3-15,0	2,70	żwir	0,39	62,2	0	32	19,3	0,90

$E_{oed}$  jest edometrycznym modułem ścisłości, a  $\beta$  to wskaźnik skonsolidowanego gruntu. Badanie wykonane na pału zostały opisane w raporcie (Mišove i Velič, 2010). Rezultatem badań były wyniki próbnych obciążeń statycznych dla podstawy i pała przedstawione na rys. 6.21.

### 6.3.2. Założenia do obliczeń

Symulacje numeryczne przeprowadzono podobnie jak w przypadku symulacji badań w miejscowości Bojszowy Nowe (por. pkt. 6.2.). Obliczenia wykonano metodą elementów skończonych przy użyciu programu PLAXIS<sup>®</sup> v.7.2 (Brinkgreve i Vermeer, 1998) w warunkach osiowej symetrii, z zastosowaniem elementów 6-węzłowych. Elementy betonowe pała

zamodelowano jako tzw. elementy belkowe, natomiast warstwy gruntu zamodelowano jako elementy objętościowe o parametrach modelu Hardening Soil (Schanz i in., 1999). Pomiędzy modelem pala a gruntu wprowadzono elementy kontaktowe typu interface. Obszar obliczeniowy przyjęto jako walec o promieniu 40 m i wysokości 30 m, natomiast pał ma promień 0,6 m i długości 14,5 m. Siatki MES w modelu zostały dodatkowo dogęszczone w strefie 1,0 m wokół pala. Obszar obliczeniowy wraz z wygenerowaną siatką elementów skończonych i warunkami brzegowymi zostały przedstawione na rys. 6.20.



Rys. 6.20. Siatka elementów skończonych wraz z zaznaczonymi warstwami gruntu (Opis w tekście)

Na podstawie parametrów w tab. 6.3. wyznaczono dla wydzielonych warstw gruntu parametry modelu Hardening Soil, które przedstawiono w tab. 6.4, a parametry belkowe przedstawiono w tab. 6.5.

Tab. 6.4. Parametry gruntu w modelu Hardening Soil

LP	Grunt wg ISO	$E_{oed}^{ref}$	$\sigma_{oed}^{ref}$	$\varphi'$	$K_0^{NC}$	$m$	$E_{50}^{ref}$	$E_{ur}^{ref}$
		MPa	kPa	°	-	-	MPa	MPa
1	siSa	9,2	24	26	0,56	0,588	12,9	38,7
2	MSa	25,9	47	31	0,48	0,578	39,4	118,1
3	Gr	120,0	73	36	0,41	0,519	190,0	570,1
4	Gr	50,0	103	31	0,48	0,594	76,8	230,5
5	Gr	160,0	165	37	0,40	0,484	249,9	749,8
6	Gr	120,0	224	36	0,41	0,519	190,0	570,1
7	Gr	62,2	268	32	0,47	0,578	96,3	288,8



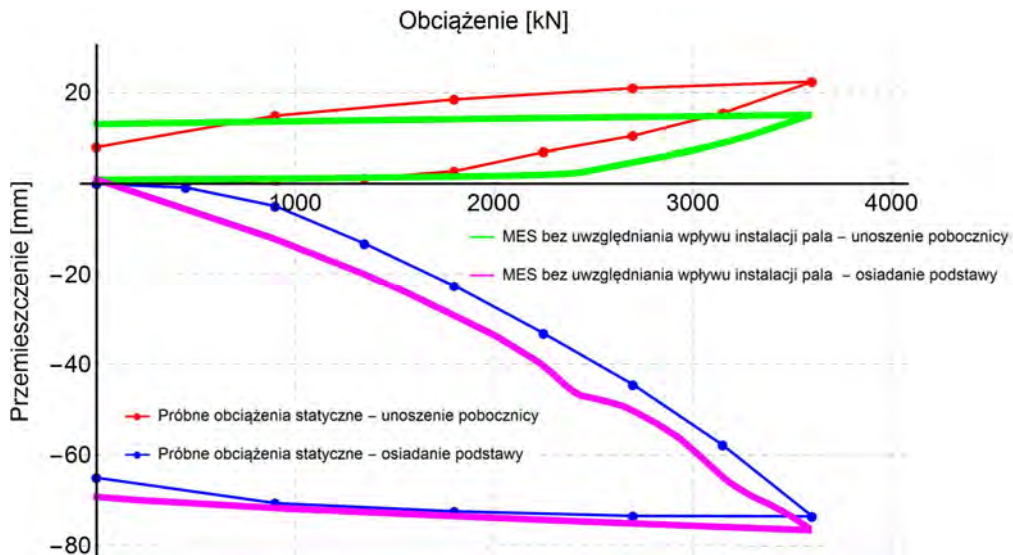
Tab.6.5. Parametry elementów belkowych

	EA	EI	w	v
	kN/m	kNm <sup>2</sup> /m	kN/m/m	-
rura	$3,0 \cdot 10^6$	2500	2,5	0,2
but	$1,5 \cdot 10^7$	$3,13 \cdot 10^5$	12,5	0,2

W obliczeniach pominięto wpływ instalacji pala, ponieważ pal był wiercony w rurze obsadowej, co skutkuje mniejszym wpływem na otaczający grunt niż w przypadku pali przemieszczeniowych (por. pkt 6.2).

### 6.3.3. Rezultaty obliczeń

Rezultaty symulacji numerycznych badań metodą Vuis-P w porównaniu do badań rzeczywistych przedstawiono na rys. 6.21. Optymalne dopasowanie krzywej uzyskano przy zastosowaniu współczynnika  $R = 0,900$  na warstwie interface.



Rys. 6.21. Wyniki próbnego obciążenia statycznego metodą Vuis-P i rezultaty symulacji numerycznych

## 6.4. Testy samorzównoważone w różnych warunkach gruntowych

### 6.4.1. Założenia

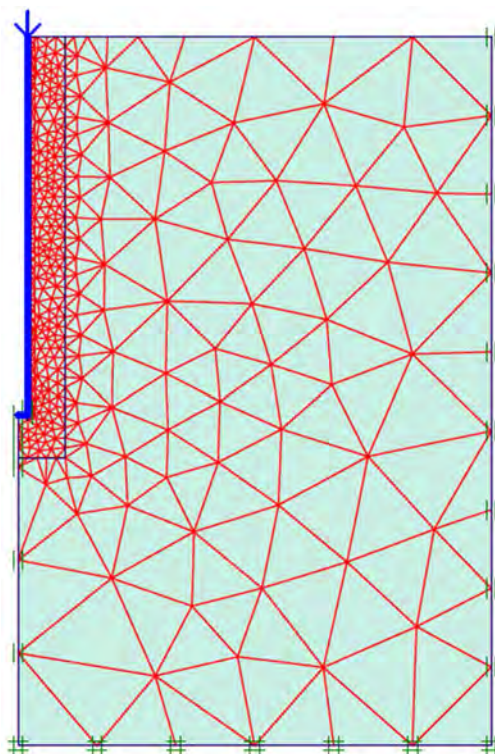
Po weryfikacji modelu numerycznego dla badań w miejscowości Bojszowy Nowe i badań słowackich, przeprowadzono symulacje numeryczne testów samorzównoważonych dla różnych warunków gruntowych. Przygotowany model wyglądał podobnie do modelu, który pozwala na symulacje badań połowych (por. 6.2). Model odwzorowywał pracę pala rurowego o średnicy 0,4 m i długości 8 m, ale tym razem przyjęto jednorodne warunki gruntowe dla całego modelu. Do przetestowania wybrano kilka przykładowych modeli grunto-

wych. Użyto do tego modele gruntu wykorzystane na potrzeby symulacji badań w miejscowości Bojszowy Nowe. Z przygotowanych tam modeli gruntu wybrano cztery, które odwzorowywały piaski zagęszczone, średniozagęszczone i luźne oraz glinę w stanie plastycznym. Parametry gruntowe dla poszczególnych gruntów w modelu Hardening Soil przedstawiono w tab. 6.4. Pozostałe parametry (np. belkowe), przyjęto takie same jak w pkt. 6.2.

Tab.6.6. Parametry modeli gruntów w modelu Hardening Soil

LP	Grunt	I <sub>L</sub>	I <sub>D</sub>	$\gamma$	$\varphi'$	$c'$	$K_0^{NC}$	$\sigma_{oed}^{ref}$	$m$	$E_{oed}^{ref}$	$E_{50}^{ref}$	$E_{ur}^{ref}$
				kN/m <sup>3</sup>	°	kPa	-	kPa	-	MPa	MPa	MPa
1	FSa	-	0,35	18,5	30,5	1,0	0,5	100	0,591	15,4	23,4	70,2
2	MSa	-	0,60	19,0	34,7	1,0	0,4	100	0,513	53,1	81,7	245,2
3	CSa	-	0,75	19,5	36,2	1,0	0,4	100	0,466	92,2	139,7	419,1
4	siCl	0,44	-	20,5	19,2	10,0	0,7	100	0,850	8,6	12,1	36,1

Dla podanych parametrów modelu przeprowadzono symulacje trzech etapów badań (por. rys. 3.1.), czyli symulacje standardowych próbnych obciążeń statycznych, próbnych obciążeń statycznych samej podstawy i testów samorzównowazonych. Każdy etap symulacji był wykonany w jednorodnym podłożu gruntowym dla każdego gruntu z tab. 6.6. Ponadto symulacje przeprowadzono dla różnych wartości parametru warstwy kontaktowej (R=0,900, R=0,750, R=0,666) oraz dla przypadków uwzględniających instalację pała (por. pkt. 6.2.4) i pomijających ten element (pale wiercone).



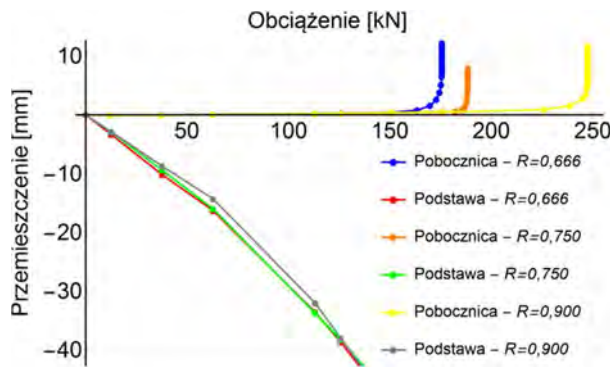
Rys. 6.22. Obszar obliczeniowy przy symulacjach pracy pała w jednorodnym gruncie

Obszar obliczeniowy na podstawie wstępnych symulacji przyjęto jako walec o promieniu 10 m i wysokości 15 m, natomiast pal ma promień 0,4 m i długości 8,0 m. Jednorodne warunki gruntowe spowodowały, że nie były potrzebne większe wymiary obszaru.

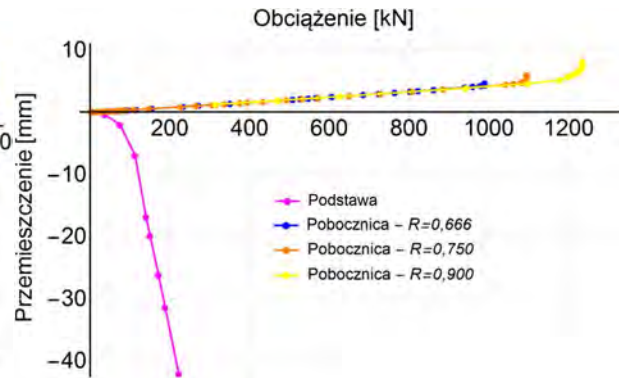
#### 6.4.2. Wyniki symulacji

W rozdziale przedstawiono rezultaty symulacji w postaci krzywych  $Q$ - $s$ . Rezultaty obliczeń pogrupowano w zależności od modeli gruntów w symulacjach. W prawej kolumnie przedstawiono wykresy przy uwzględnianiu wpływu instalacji pala, a w lewej przy nieuwzględnianiu tego zjawiska. Dla każdego gruntu najpierw przedstawiono wyniki symulacji testu samorzównoważonego w zależności od przyjętego parametru  $R$ , a następnie wyniki symulacji dla standardowych próbnych obciążeń statycznych i próbnych obciążeń statycznych samej podstawy, również w zależności od parametru  $R$ . Następnie zaprezentowano na osobnych wykresach zestawienie symulacji wszystkich trzech rodzajów testów na palu dla pojedynczej wartości parametru  $R$ , z wyznaczoną dodatkowo krzywą ekwiwalentną. W przypadku symulacji pracy pala z uwzględnieniem instalacji pala nie przedstawiono wyników wciskania podstawy w teście samorzównoważonym, bo wyniki wychodziły dokładnie takie same, jak dla wciskanej samej podstawy. Dodatkowo, w przypadku gliny zaprezentowano tylko wyniki obliczeń dla przypadku nieuwzględniającego wpływu instalacji pala, ponieważ przy uwzględnianiu instalacji pala nie udało się uzyskać zbieżnych rezultatów.

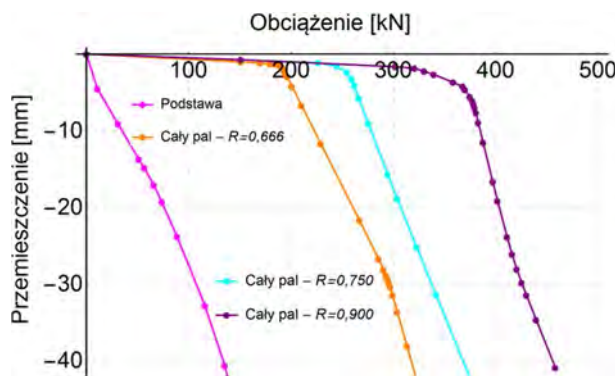
## Piasek drobny



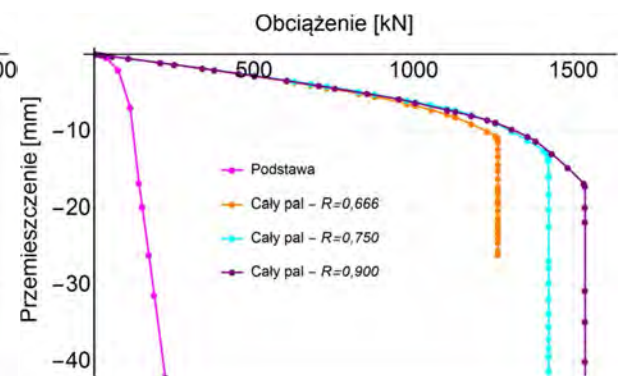
Rys. 6.23. Unoszenie się pobocznic i osiadanie podstawy w piasku drobnym, dla różnego  $R$ , bez uwzględnienia instalacji pała



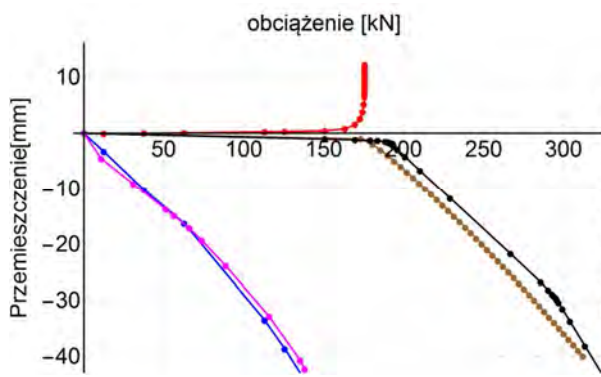
Rys. 6.24. Unoszenie się pobocznic i osiadanie podstawy w piasku drobnym, dla różnego  $R$ , z uwzględnieniem instalacji pała



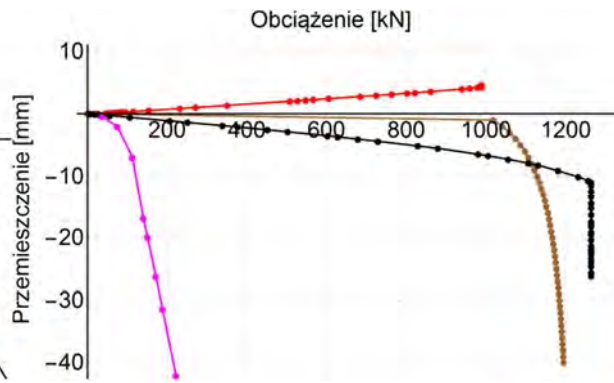
Rys. 6.25. Zestawienie krzywych  $Q$ -s podstawy i całego pała w piasku drobnym dla różnego  $R$ , bez uwzględnienia instalacji pała



Rys. 6.26. Zestawienie krzywych  $Q$ -s podstawy i całego pała w piasku drobnym dla różnego  $R$ , z uwzględnieniem instalacji pała

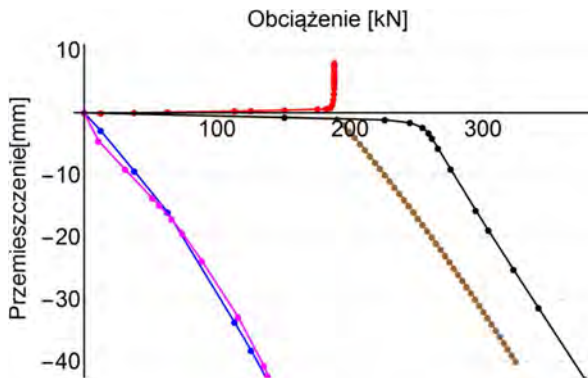


Rys. 6.27. Zestawienie wyników dla pala w piasku drobnym,  $R = 0,666$  bez uwzględniania wpływu instalacji pala

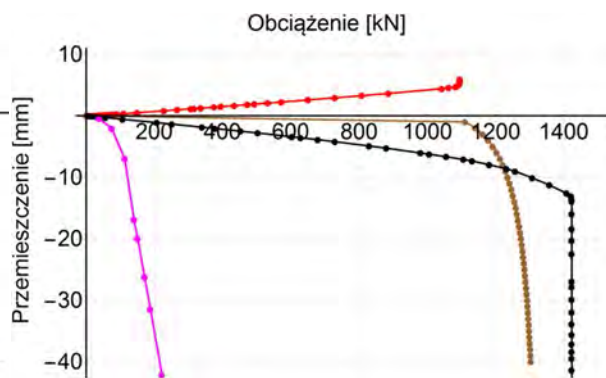


Rys. 6.28. Zestawienie wyników dla pala w piasku drobnym,  $R = 0,666$  z uwzględnieniem wpływu instalacji pala

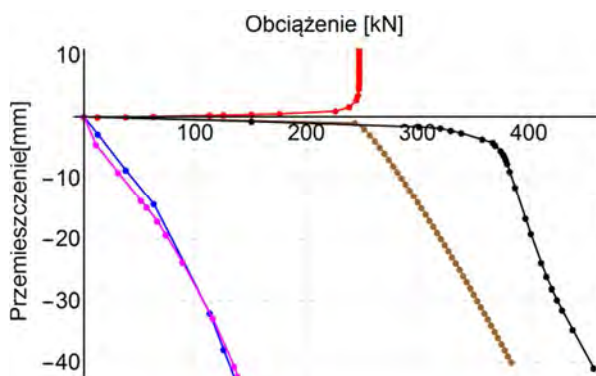
—●— Podstawa – test samorzównoważony      —●— Krzywa ekwiwalentna      —●— Sama podstawa  
—●— Pobocznica – test samorzównoważony      —●— Cały pal



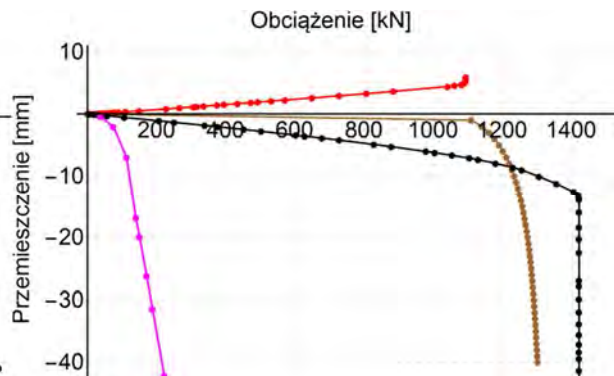
Rys. 6.29. Zestawienie wyników dla pala w piasku drobnym,  $R = 0,750$  bez uwzględniania wpływu instalacji pala



Rys. 6.30. Zestawienie wyników dla pala w piasku drobnym,  $R = 0,750$  z uwzględnieniem wpływu instalacji pala



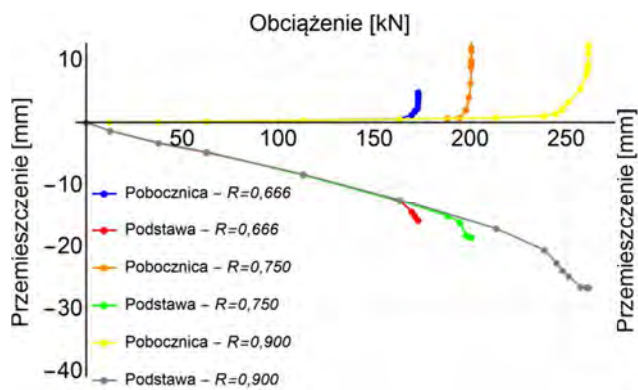
Rys. 6.31. Zestawienie wyników dla pala w piasku drobnym,  $R = 0,900$  bez uwzględniania wpływu instalacji pala



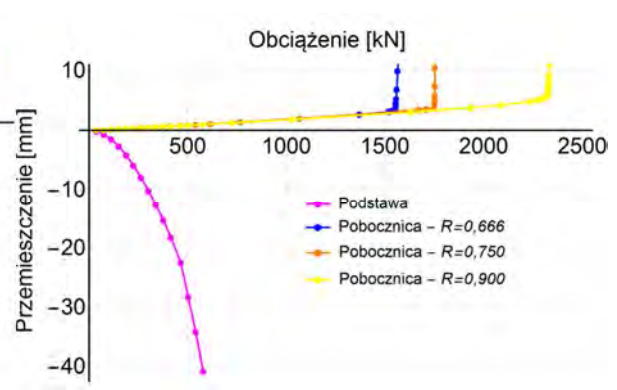
Rys. 6.32. Zestawienie wyników dla pala w piasku drobnym,  $R = 0,900$  z uwzględnieniem wpływu instalacji pala



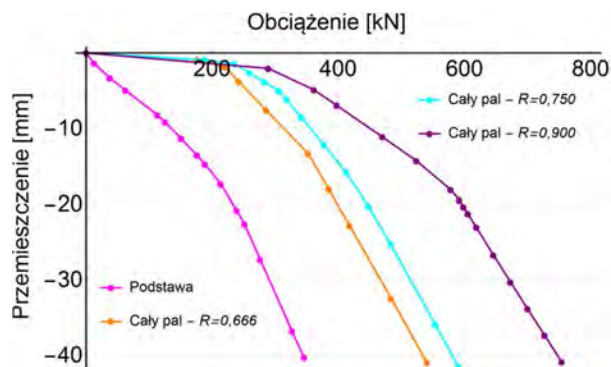
## Piasek średni



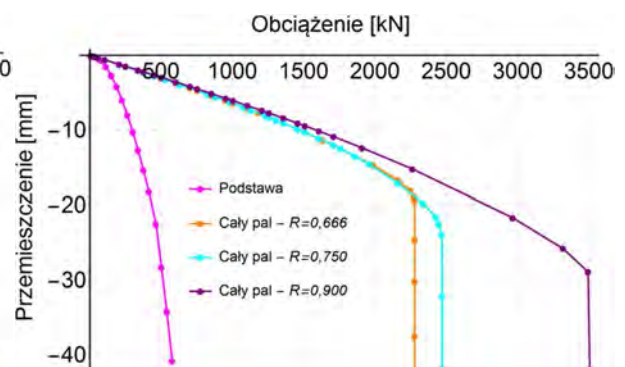
Rys. 6.33. Unoszenie się pobocznic i osiadanie podstawy w piasku średnim, dla różnego  $R$ , bez uwzględnienia instalacji pała



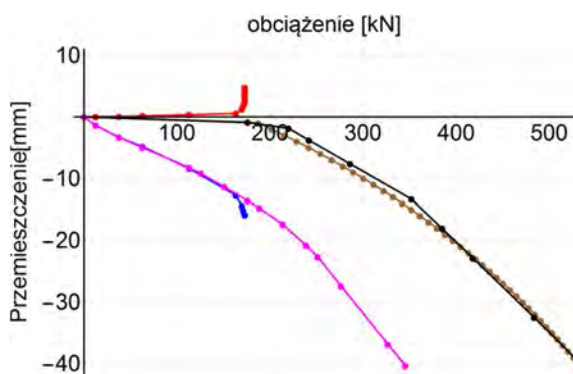
Rys. 6.34. Unoszenie się pobocznic i osiadanie podstawy w piasku średnim, dla różnego  $R$ , z uwzględnieniem instalacji pała



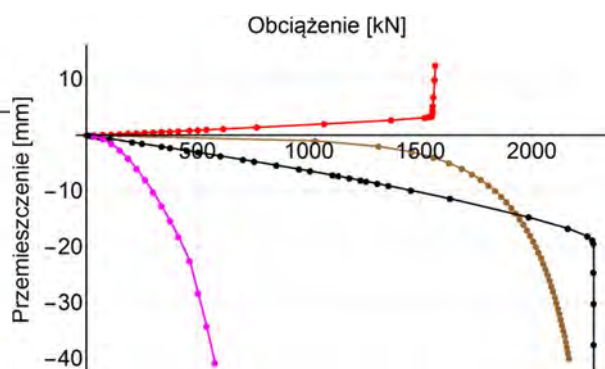
Rys. 6.35. Zestawienie krzywych  $Q-s$  podstawy i całego pała w piasku średnim dla różnego  $R$ , bez uwzględnienia instalacji pała



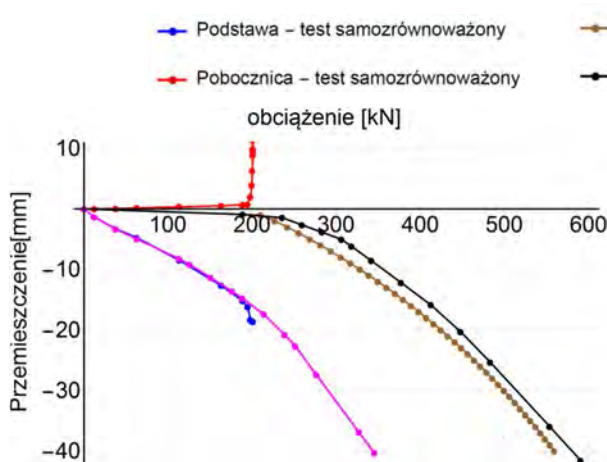
Rys. 6.36. Zestawienie krzywych  $Q-s$  podstawy i całego pała w piasku średnim dla różnego  $R$ , z uwzględnieniem instalacji pała



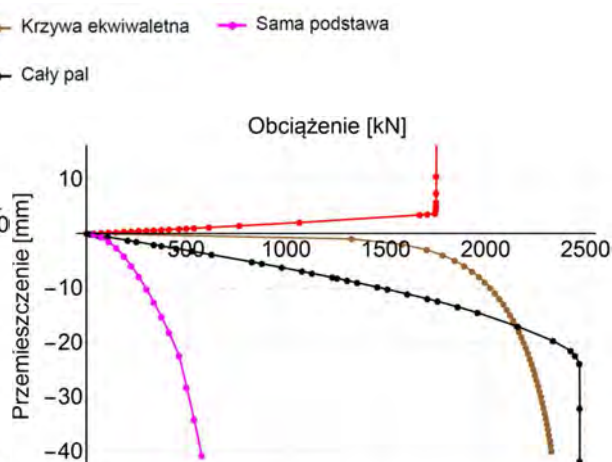
Rys. 6.37. Zestawienie wyników dla pala w piasku średnim,  $R = 0,666$  bez uwzględniania wpływu instalacji pala



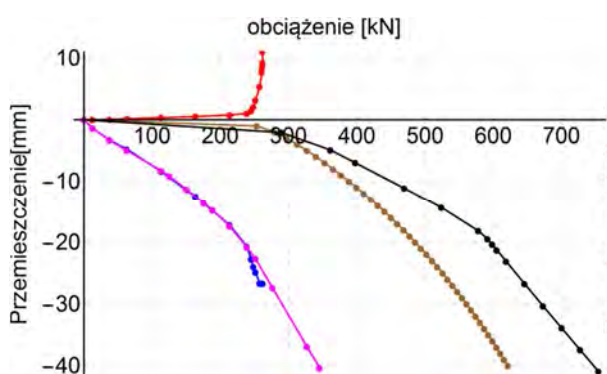
Rys. 6.38. Zestawienie wyników dla pala w piasku średnim,  $R = 0,666$  z uwzględnieniem wpływu instalacji pala



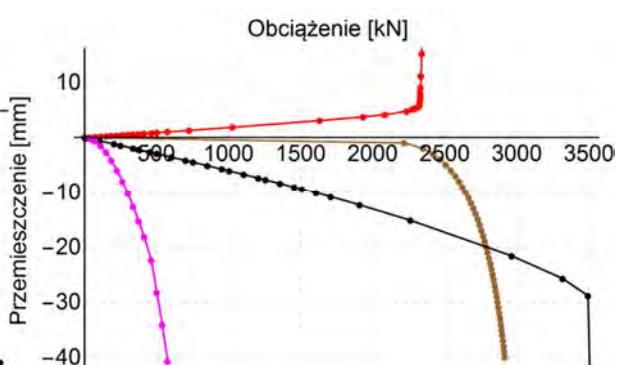
Rys. 6.39. Zestawienie wyników dla pala w piasku średnim,  $R = 0,750$  bez uwzględniania wpływu instalacji pala



Rys. 6.40. Zestawienie wyników dla pala w piasku średnim,  $R = 0,750$  z uwzględnieniem wpływu instalacji pala



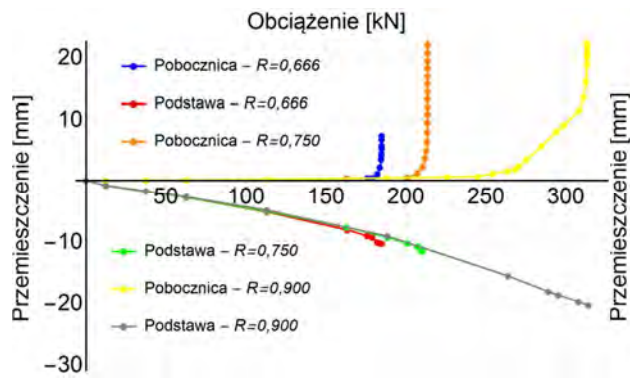
Rys. 6.41. Zestawienie wyników dla pala w piasku średnim,  $R = 0,900$  bez uwzględniania wpływu instalacji pala



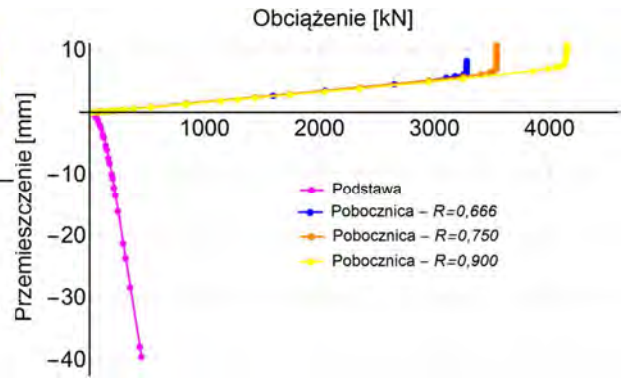
Rys. 6.42. Zestawienie wyników dla pala w piasku średnim,  $R = 0,900$  z uwzględnieniem wpływu instalacji pala



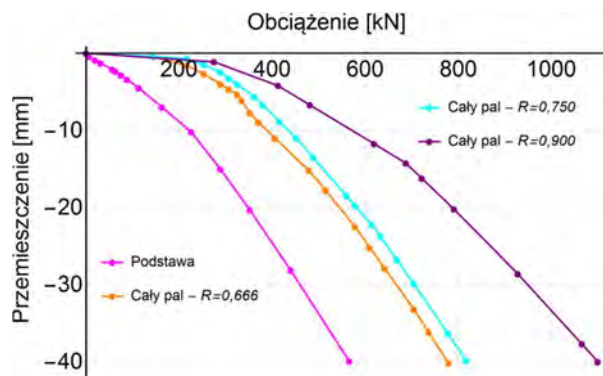
## Piasek gruby



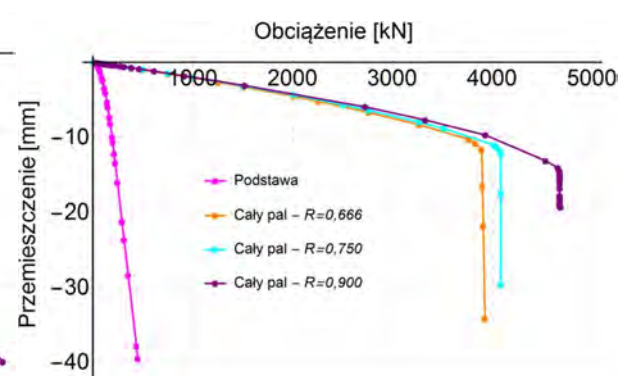
Rys. 6.43. Unoszenie się poboczniczy i osiadanie podstawy w piasku grubym, dla różnego  $R$ , bez uwzględniania instalacji pała



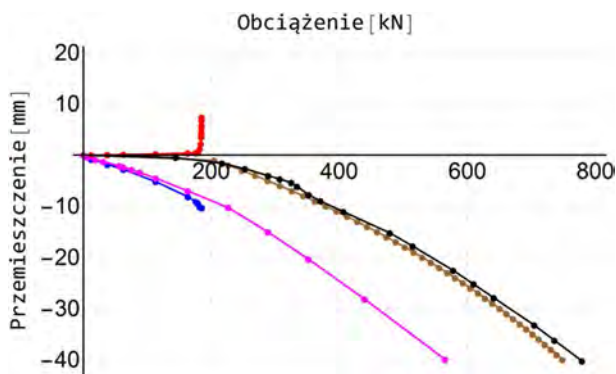
Rys. 6.44. Unoszenie się poboczniczy i osiadanie podstawy w piasku grubym, dla różnego  $R$ , z uwzględnieniem instalacji pała



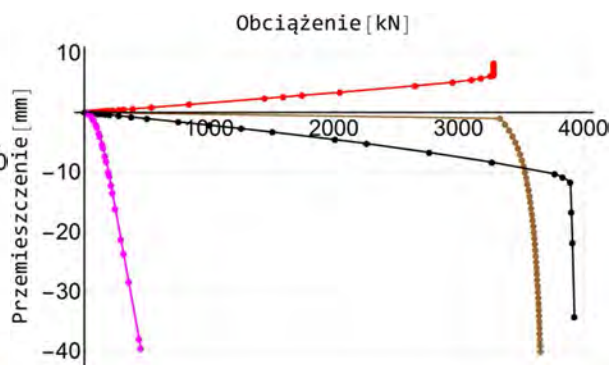
Rys. 6.45. Zestawienie krzywych  $Q-s$  podstawy i całego pała w piasku grubym dla różnego  $R$ , bez uwzględniania instalacji pała



Rys. 6.46. Zestawienie krzywych  $Q-s$  podstawy i całego pała w piasku grubym dla różnego  $R$ , z uwzględnieniem instalacji pała



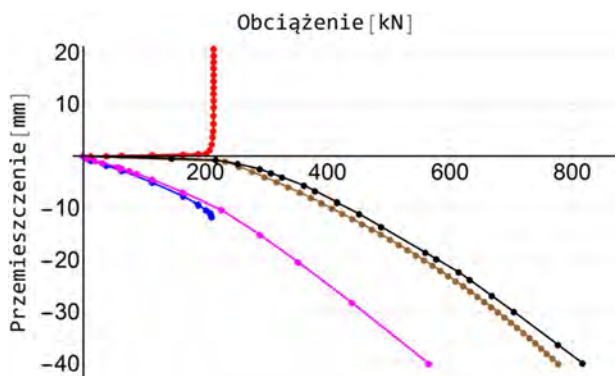
Rys. 6.47. Zestawienie wyników dla pala w piasku grubym,  $R = 0,666$  bez uwzględnienia wpływu instalacji pala



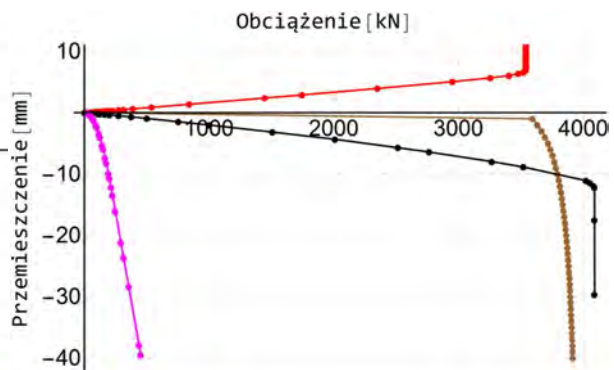
Rys. 6.48. Zestawienie wyników dla pala w piasku grubym,  $R = 0,666$  z uwzględnieniem wpływu instalacji pala

—●— Podstawa – test samorzównowazony  
—●— Pobocznicza – test samorzównowazony

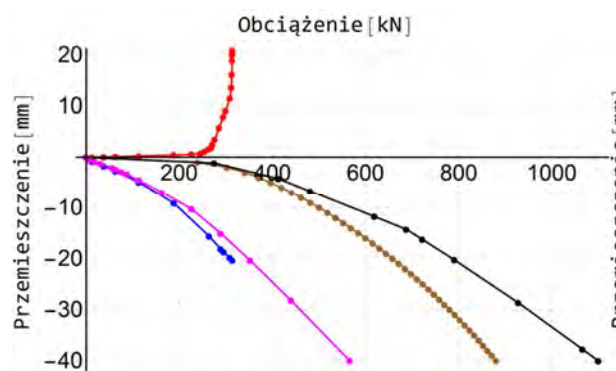
—●— Krzywa ekwiwalentna  
—●— Sama podstawa  
—●— Cały pal



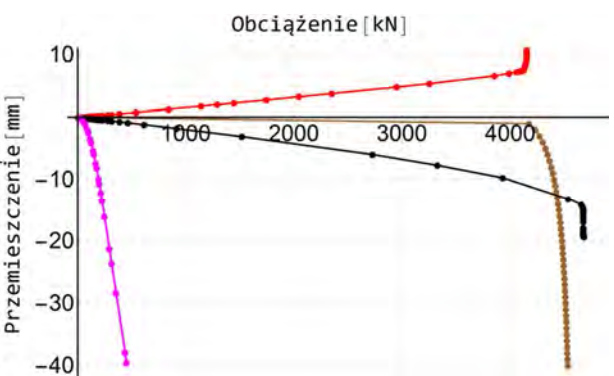
Rys. 6.49. Zestawienie wyników dla pala w piasku grubym,  $R = 0,750$  bez uwzględnienia wpływu instalacji pala



Rys. 6.50. Zestawienie wyników dla pala w piasku grubym,  $R = 0,750$  z uwzględnieniem wpływu instalacji pala

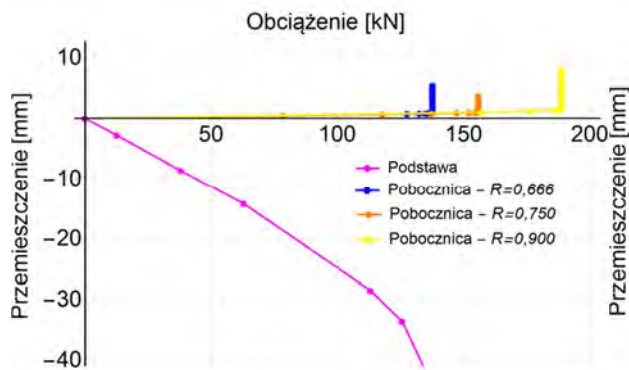


Rys. 6.51. Zestawienie wyników dla pala w piasku grubym,  $R = 0,900$  bez uwzględnienia wpływu instalacji pala

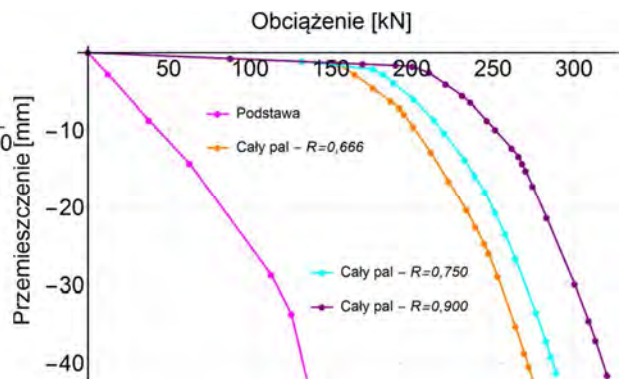


Rys. 6.52. Zestawienie wyników dla pala w piasku grubym,  $R = 0,900$  z uwzględnieniem wpływu instalacji pala

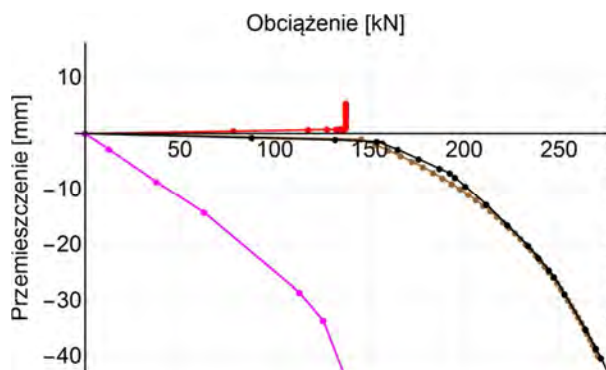
## Glina



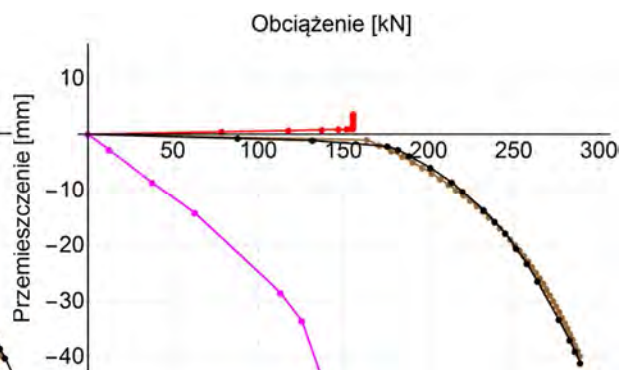
Rys. 6.53. Unoszenie się pobocznic i osiadanie podstawy w glinie dla różnego  $R$ , bez uwzględniania wpływu instalacji pała



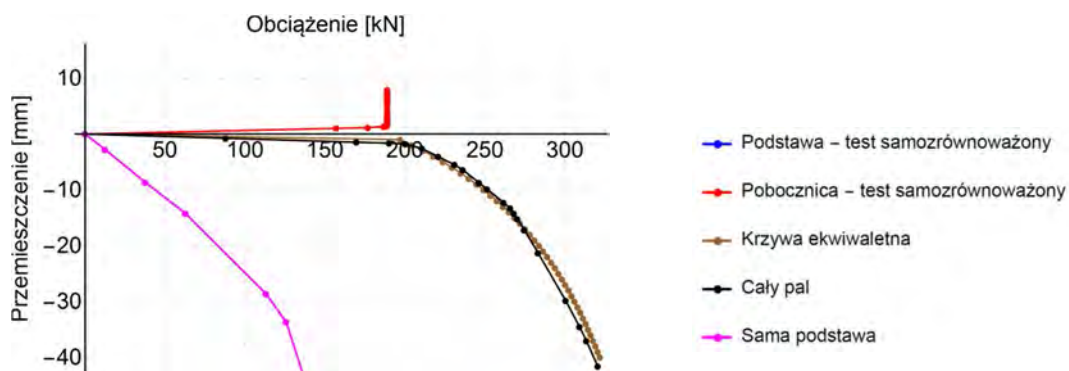
Rys. 6.54. Zestawienie krzywych  $Q-s$  podstawy i całego pała w glinie dla różnego  $R$ , bez uwzględniania wpływu instalacji pała



Rys. 6.55. Zestawienie wyników dla pała w glinie,  $R = 0,666$  bez uwzględniania wpływu instalacji pała



Rys. 6.56. Zestawienie wyników dla pała w glinie,  $R = 0,750$  z uwzględnieniem wpływu instalacji pała



Rys. 6.57. Zestawienie wyników dla pała w glinie,  $R = 0,666$  bez uwzględniania wpływu instalacji pała

Zbiorecze zestawienia wyników przedstawionych na wykresach zawierają tab. 6.7 i tab. 6.8. W niektórych symulacjach nie można było dokonać jednoznacznej oceny nośności gra-

nicznej, więc za nośność graniczną przyjmowano obciążenie odpowiadające osiadaniom równym 10 % średnicy pała (40 mm).

Tab.6.7. Nośności uzyskane w wyniku symulacji badań bez uwzględnienia wpływu instalacji pała

Grunt	R	Badania						Porównanie wyników	
		Standardowe			Samozrównoważone			Pobocznicza	Całość
		$R_{bk}$	$R_{ck}$	$R_{sk}$	$R_{bk,s}$	$R_{sk,s}$	$R_{ck,e}$	$R_{sk,s}/R_{sk}$	$R_{ck,e}/R_{ck}$
	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	
siCl	0,666	133	271	139	133	138	270	0,99	1,00
	0,750	133	289	156	133	156	289	1,00	1,00
	0,900	133	320	187	133	185	318	0,99	0,99
FSa	0,666	136	318	182	129	176	312	0,97	0,98
	0,750	136	368	232	133	189	324	0,81	0,88
	0,900	136	455	319	130	248	384	0,78	0,84
MSa	0,666	358	534	176	201	173	531	0,98	0,99
	0,750	358	575	217	258	201	559	0,93	0,97
	0,900	358	738	380	311	263	621	0,70	0,84
CSa	0,666	544	779	235	276	185	729	0,79	0,94
	0,750	544	807	263	333	214	758	0,81	0,94
	0,900	544	1061	497	418	317	880	0,64	0,83

Tab.6.8. Nośności uzyskane w wyniku symulacji badań z uwzględnieniem wpływu instalacji pała

Grunt	R	Badania						Porównanie wyników	
		Standardowe			Samozrównoważone			Pobocznicza	Całość
		$R_{bk}$	$R_{ck}$	$R_{sk}$	$R_{bk,s}$	$R_{sk,s}$	$R_{ck,e}$	$R_{sk,s}/R_{sk}$	$R_{ck,e}/R_{ck}$
	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	
FSa	0,666	205	1270	1064	205	990	1195	0,93	0,94
	0,750	205	1468	1262	205	1098	1302	0,87	0,89
	0,900	205	1564	1359	205	1277	1482	0,94	0,95
MSa	0,666	565	2262	1697	565	1603	2165	0,94	0,96
	0,750	565	2423	1859	565	1766	2328	0,95	0,96
	0,900	565	3510	2945	565	2353	2913	0,80	0,83
CSa	0,666	619	4094	3475	619	3281	3899	0,94	0,95
	0,750	619	4258	3639	619	3541	4160	0,97	0,98
	0,900	619	4851	4232	619	4158	4777	0,98	0,98

gdzie:

$R_{bk}$  –nośność podstawy uzyskana z symulacji badań samej podstawy

$R_{ck}$  –nośność całego pala uzyskana z symulacji badań całego pala

$R_{sk} = R_{ck} - R_{bk}$  –nośność poboczniczy, jako różnica między nośnością całego pala, a nośnością podstawy

$R_{bk,s}$  –nośność podstawy uzyskana z symulacji badań metodą trzpienia rurowego

$R_{sk,s}$  –nośność poboczniczy uzyskana z symulacji badań metodą trzpienia rurowego

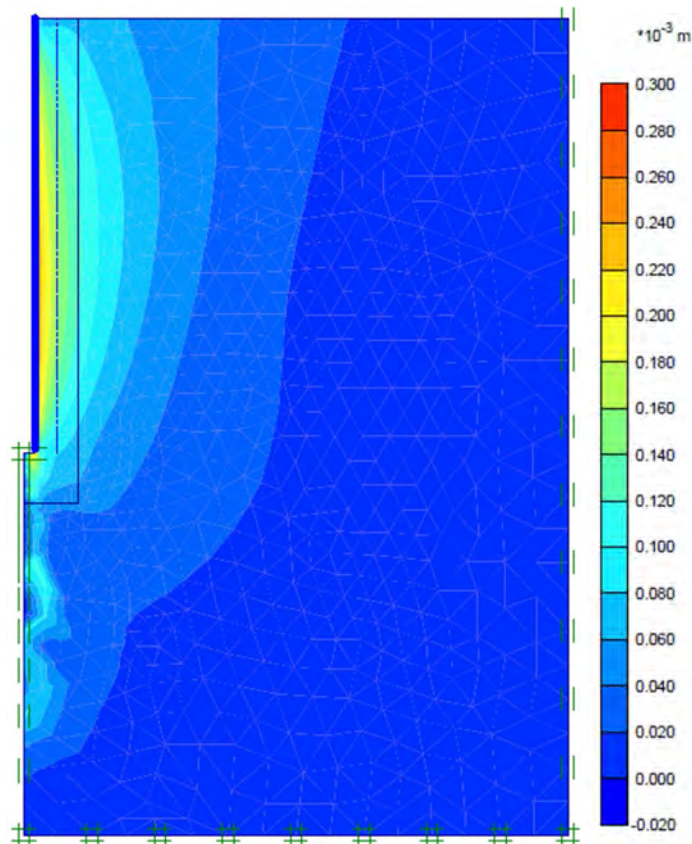
$R_{ck,e}$  –ekwiwalentnośność całego pala uzyskana z symulacji badań metodą trzpienia rurowego

$R_{sk,s}/R_{sk}$  –stosunek nośności poboczniczy wyciąganej do wciskanej

$R_{ck,e}/R_{ck}$  – stosunek nośności ekwiwalentnej do całkowitej nośności pala

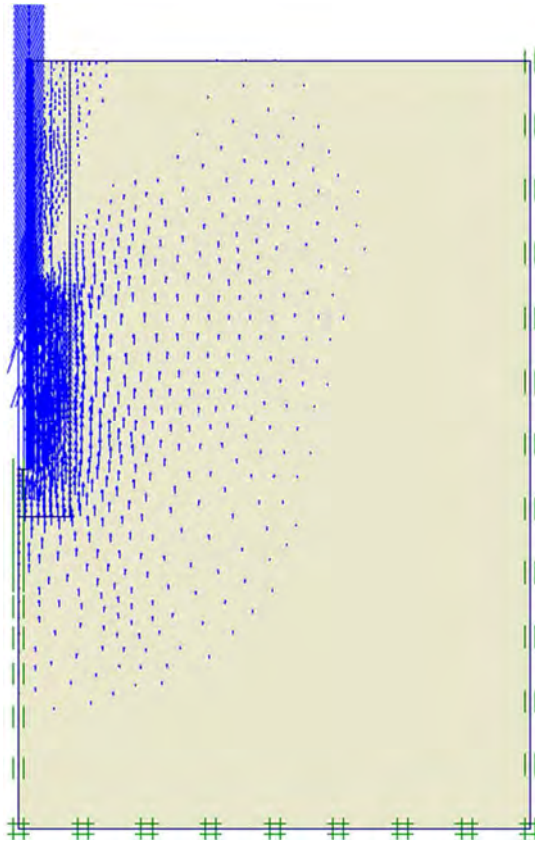
## 6.5. Zachowanie się poboczniczy pala przy wyciąganiu i wciskaniu

Poniżej przedstawiono jak się prezentują przykładowe przemieszczenia gruntu w postaci mapy przemieszczeń (rys. 6.58, rys. 6.60) i przyrosty przemieszczeń w postaci wektorów (rys. 6.59, rys. 6.61) dla poboczniczy wyciąganej i wciskanej w stanie „bliskim osiągnięcia nośności”.

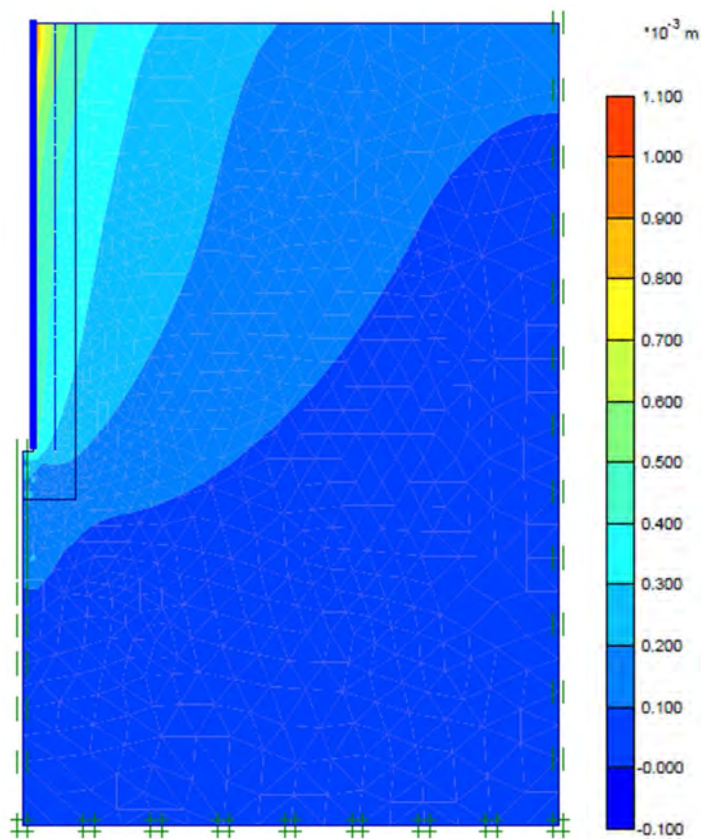


Rys. 6.58. Mapa przemieszczeń gruntu dla modelu wyciągania poboczniczy.

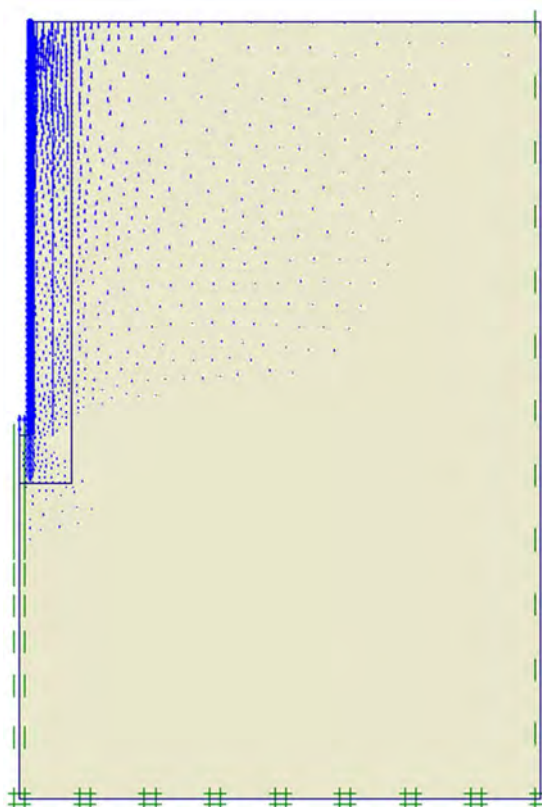




Rys. 6.59. Wektory przyrostów przemieszczeń dla modelu wyciągania poboczniczy



Rys. 6.60. Mapa przemieszczeń gruntu dla modelu wciskania poboczniczy.



Rys. 6.61. Wektory przyrostów przemieszczeń dla modelu wciskania pobocznicy.

## 6.6. Komentarz i wnioski

Celem przeprowadzonych badań numerycznych było stworzenie modelu, który pozwalałby na odwzorowanie rzeczywistych badań pali, zarówno standardowych próbnych obciążeń statycznych, jak i badań testem samozrównoważonym. W rozdziale 6.1 przedstawiono metody wykorzystywane do symulacji numerycznych pracy pala. Zagadnieniem, które ma największy wpływ na dokładność przeprowadzanych obliczeń jest odpowiednie odwzorowanie instalacji pala, które w istotny sposób wpływa na zachowanie się gruntu, co powinno być uchwycone w przygotowanym modelu. Z wielu metod, które się stosuje do opisu tego zagadnienia, każda ma pewne ograniczenia.

Obliczenia numeryczne, przeprowadzone na potrzeby tej pracy, zostały wykonane metodą elementów skończonych w programie Plaxis 2D. Metoda ta jest powszechnie stosowana do modelowania różnych zagadnień geotechnicznych, choć w przypadku symulowania procesu instalacji pala, pojawiają się pewne rozbieżności pomiędzy wynikami symulacji numerycznych, a badaniami polowymi. Przeprowadzone obliczenia objęły symulacje rzeczywistych badań polowych (por. rozdz. 4), słowackich badań Vuis-P i różnych przypadków badań w jednorodnych warunkach gruntowych. Praca na modelach numerycznych odwzorowują-



cych rzeczywiste badania polowe pozwoliła na lepszą walidację modelu pod kątem jego wiarygodności, a dodatkowe symulacje numeryczne w różnych warunkach gruntowych pozwoliły na dodatkową weryfikację testu samozrównoważonego.

Symulacje badań polowych jednoznacznie wykazały konieczność uwzględnienia wpływu instalacji pala na podłoże gruntowe. Ze wstępnych symulacji badań pali rurowych, przeprowadzonych bez uwzględniania wpływu instalacji, nie udało się uzyskać dobrej zbieżności wyniku z badaniami rzeczywistymi. Zaproponowano więc model numeryczny, wzorowany na pracy (Kraśński, 2013), który pozwolił w prosty sposób uwzględnić proces instalacji pala. Instalację zamodelowano jako proces „rozpychania” gruntu, głównie w kierunku poziomym, przed wykonaniem docelowych symulacji badań statycznych pali. Zastosowanie tej metody umożliwiło zwiększenie poziomu naprężeń w otoczeniu pala i w konsekwencji uzyskanie wyników symulacji o lepszej zgodności z badaniami rzeczywistymi. Przy symulacji badań Vuis-P udało się uzyskać dobrą zbieżność bez uwzględniania wpływu instalacji pala. Powodem tego może być różnica w technologiach wykonania pala, gdyż pale rurowe są palami przemieszczeniowymi, natomiast pale w badaniu Vuis-P są instalowane jak pale wiercenne. Należy również podkreślić, że w obu przypadkach udało się osiągnąć zadowalające rezultaty bez zmieniania parametrów *in-situ* otrzymanych z badań.

Na podstawie przeprowadzonych symulacji badań rzeczywistych można stwierdzić, że zaproponowany model numeryczny odznacza się dobrą skutecznością w odwzorowywaniu wyników badań na palach rzeczywistych. Nieuwzględnianie procesu instalacji pozwala na poprawne odwzorowanie pracy pali instalowanych tylko metodami nie zmieniającymi znacząco stanu podłoża. W przypadku pali przemieszczeniowych (tj. pali rurowych) zastosowanie prostego modelu „rozpychania” gruntu pozwoliło na osiągnięcie przyrostu nośności pala, spowodowanego procesem instalacji. Dalsza weryfikacja zaproponowanego modelu wymaga przeprowadzenia symulacji innych badań rzeczywistych w różnych warunkach gruntowych. W przeprowadzonych symulacjach pojawiają się jednak pewne rozbieżności w odwzorowaniu poziomu naprężeń, odkształceń i zjawisk plastycznych w gruncie, lecz ten problem stale występuje w symulacjach instalacji pala metodą elementów skończonych. Poprawa zbieżności rozwiązania również w tych obszarach wymagałaby zastosowania bardziej rozbudowanych metod numerycznych.

Oprócz symulacji odwzorowujących rzeczywiste badania w terenie, wykorzystując zaproponowany model numeryczny, przeprowadzono symulacje badanego zagadnienia dla

pali zagłębionych w jednorodnym podłożu gruntowym. Obliczenia wykonano dla czterech różnych rodzajów podłoża, różnych współczynników warstwy kontaktowej i zarówno przy uwzględnianiu, jak i pominięciu procesu instalacji pala.

Wszystkie uzyskane w tych symulacjach nośności ekwiwalentne wychodzą generalnie mniejsze od odpowiadających im nośności ze standardowego testu, chociaż te różnice nie są duże



## 7. Podsumowanie i wnioski końcowe

W pracy wszechstronnie przebadano nowatorską metodę badawczą do określania nośności pali, nazwaną testem samozrównoważonym lub metodą trzpienia rurowego – cele badań zdefiniowane w rozdz. 3.2 zostały zrealizowane. Metoda ta pozwala na osobny pomiar nośności pobocznicy i podstawy pala bez potrzeby budowy konstrukcji oporowej, jak to ma miejsce w przypadku standardowych próbnych obciążeń statycznych. Zaproponowane rozwiązanie nawiązuje do testu Osterberga (Osterberg, 1998), austriackiej propozycji badań mikropali Hay Proof System (Hayden, 2013) i słowackiego rozwiązania Vuis-P (Mišove i Velič, 2010). Główna różnica pomiędzy zaproponowanym w pracy testem samozrównoważonym a ww. metodami polega na użyciu do badania elementów stalowych, które nie są tracone i mogą być powtórnie wykorzystane w kolejnych pomiarach.

W celu weryfikacji zaproponowanej metody wykonano badania na palach rurowych w skali rzeczywistej, badania na modelach laboratoryjnych pali w skali półtechnicznej oraz studium numeryczne zagadnienia. Każdy z etapów badania obejmował standardowe próbne obciążenia statyczne, próbne obciążenia statyczne z obciążeniem przyłożonym wyłącznie do podstawy pala oraz testy samozrównoważone. Głównym celem pracy była kalibracja nowej metody badawczej w odniesieniu do standardowych próbnych obciążeń statycznych. Oprócz tego porównano pracę pobocznicy w przypadku pala pracującego na wciskanie i pracującego na wyciąganie oraz przebadano metodę pod kątem jej przydatności jako badania służącego dostarczaniu danych do projektowania pali.

Aby porównać ze sobą dwa typy badań, skonstruowano krzywe ekwiwalentne  $Q-s$ , uzyskane z testów samozrównoważonych (metodą Osterberga) i porównano je z krzywymi  $Q-s$  uzyskanymi ze standardowych badań. Ponadto zestawiono ze sobą nośności całkowite pala uzyskane z obu typów badań oraz nośności pobocznicy przy jej wciskaniu i wyciąganiu. Zbiorcze zestawienie wszystkich wyników przedstawiono w tab. 7.1.

Tab. 7.1. Zbiorcze zestawienie wyników badań

	Porównanie wyników	
	pobocznicza	całość
Badania	$R_{sk,s}/R_{sk}$	$R_{ck,e}/R_{ck}$
polowe	0,72	0,82
modelowe	0,60-0,91 średnio 0,74	0,70-0,94 średnio 0,80
numeryczne	0,64-1,00 średnio 0,80	0,83-1,00 średnio 0,94

gdzie:

$R_{ck}$  – nośność całego pala uzyskana z badań,

$R_{sk} = R_{ck} - R_{bk}$  – nośność poboczniczy, jako różnica między nośnością całego pala, a nośnością podstawy (pobocznicza wciskana) ,

$R_{sk,s}$  – nośność poboczniczy uzyskana z badań metodą trzpienia rurowego (pobocznicza wyciągana,

$R_{ck,e}$  – ekwiwalentna nośność całego pala uzyskana z badań metodą trzpienia rurowego.

Analiza otrzymanych wyników wymaga dokładnego zdefiniowania pojęcia nośności. Klasyczne pojęcie nośności granicznej oznacza maksymalne obciążenie przyłożone do pala, powyżej którego następuje „niekontrolowany” przyrost osiadań pala. W pracy udało się uzyskać taką nośność w większości badań polowych i laboratoryjnych oraz w niektórych symulacjach numerycznych. W części badań laboratoryjnych do wyznaczenia nośności posłużono się aproksymacją nośności metodą Brinch-Hansena 80%, a w części symulacji numerycznych (głównie przy określaniu nośności podstawy i całego pala) przyjęto nośność pala jako siłę, która odpowiada osiadaniom równym 10% średnicy pala. Jedynie dla przeprowadzonych polowych testów samozrównoważonych pala nie udało się określić nośności jego podstawy. Wynika to z faktu, że praca podstawy pala w tych badaniach nie wyszła znacząco poza zakres sprężysty, więc za nośność przyjęto maksymalną siłę przyłożoną do podstawy w badaniu, co jest oszacowaniem bezpiecznym. W praktyce często nie ma możliwości dokładnego zdefiniowania momentu, w którym pal zaczyna plastycznie płynąć lub obciążenie graniczne występuje dla dużych i nierealnych osiadań pala. Określanie nośności jako siły, przy której występuje osiadanie równe 10% średnicy również może być kłopotliwe, ponieważ osiadania mogą wtedy przekraczać standardowy zakres pracy pala. Metoda zaproponowana w tej pracy wychodzi naprzeciw tym problemom, pozwala wykreślić krzywą  $Q$ -s w pełnym zakresie ob-

ciążenia. W niniejszej rozprawie do określania krzywej ekwiwalentnej, opisującej rzeczywistą pracę pala na podstawie testu samorzównoważonego, zastosowano metodę Osterberga (por. rozdz. 2.5.1), w której zakłada się, że praca pobocznicy wyciąganej jest taka sama jak pobocznicy wciskanej. Na przykładzie wyników badań polowych w teście samorzównoważonym, przeprowadzonych na głębokości 8,0 m (rys. 4.21), można zauważyć, że niemożliwe jest uzyskanie krzywej w pełnym zakresie pracy pala, jeżeli oba badane elementy (tj. podstawa i pobocznica pala) nie osiągają porównywalnych wartości nośności. Zakres uzyskanej krzywej jest zatem determinowany przez zakres osiadań najsłabszego elementu układu (w tym wypadku podstawy pala). W przypadku badań modelowych aproksymowano otrzymane wyniki metodą Brinch Hansena 80%, co pozwoliło na wykreślenie krzywej ekwiwalentnej w pełnym zakresie, podobnie było z wynikami symulacji numerycznych.

Przeprowadzone badania wykazały zgodność przy porównywaniu metody trzpienia ze standardowymi próbnymi obciążeniami statycznymi. Stosunki nośności pobocznicy wyciąganej do nośności pobocznicy wciskanej wahają się od 0,60 do 0,95 (średnio ok. 0,75), a stosunki nośności ekwiwalentnej do całkowitej nośności pala od 0,80 do 0,94 (średnio ok. 0,85), co nie jest dużą różnicą, zważywszy na inny charakter pracy pobocznicy i podstawy w obu porównywanych ze sobą testach. Ponadto porównanie wyników próbnych obciążeń statycznych samej podstawy pala i zachowania się podstawy w testach samorzównoważonych nie wykazało znaczących rozbieżności w uzyskanych wynikach, zarówno w badaniach modelowych, jak i w symulacjach numerycznych. To może wskazywać, że sposób pracy pobocznicy w palu nie wpływa znacząco na zachowanie się podstawy pala i nie jest dużym błędem traktowanie podstawy i pobocznicy pala jako dwóch niezależnych składników nośności. Co więcej, porównując ze sobą uzyskane krzywe  $Q$ -s z testów samorzównoważonych z krzywymi ze standardowych testów statycznych, w większości przypadków można zauważyć zgodność – krzywe z testów samorzównoważonych leżą pod wykresami standardowych testów (po stronie bezpiecznej), a różnica dla w zakresie mniejszych przemieszczeń jest jeszcze mniejsza. Uzyskane wyniki potwierdzają więc poprawność i użyteczność stosowanej metodyki badania w układzie samorzównoważonym.

Metoda autora wpisuje się w nowy trend, polegający na wykorzystaniu próbnych obciążeń pali do dostarczenia danych do projektowania docelowych pali (Fellenius i in., 1999, Matsumoto i in., 2008). Wykorzystując nośność pali wyznaczoną metodą trzpienia można (z uwzględnieniem odpowiednich współczynników korekcyjnych) za pomocą analizy wstecznej wyznaczyć opory jednostkowe, które okażą się przydatne do zaprojektowania właściwego

układu palowego. Można więc potraktować urządzenie badawcze jako sondę CPTU w większej lub nawet w naturalnej skali, dzięki czemu efekty skali są pomijalnie małe. Te zagadnienia były przedmiotem wniosku patentowego, złożonego w dniu 15.07.2016 r., w którym przedstawiono metodę jako narzędzie służące określaniu oporów jednostkowych do projektowania pali.

Dalsze prace nad testami samorzównoważonymi powinny objąć badania na palach w innych warunkach gruntowych i badania pali o innych proporcjach  $L/D$ . Ponadto metoda pozwala na prowadzenie innych typów badań, np. badań cyklicznych, długoterminowych badań nośności, badań przy stałym obciążeniu, ocenę wpływu czasu, pełzania i relaksacji, czy wykorzystanie badań do analizy wstecznej parametrów geotechnicznych podłoża. Dodatkowo istotnym zagadnieniem jest znalezienie związków korelacyjnych między prowadzonymi badaniami na palach rurowych, a innymi technologiami palowymi, dzięki czemu będzie można łatwiej wykorzystać dane z testów samorzównoważonych do oceny nośności pali w innych technologiach. Analogiczne zagadnienia dla dużych grup palowych, a nie pojedynczego pala, wymagałyby również odrębnej analizy.

Poszerzona analiza i pełniejsze zrozumienie istoty pracy pala oraz zależności pomiędzy palem a gruntem może pozwolić na bezpieczniejsze i bardziej ekonomiczne projektowanie fundamentów palowych. Proponowana w pracy metoda badań może temu pomóc i usprawnić projektowanie fundamentów palowych. Przeprowadzone badania pokazały, że autorska metoda może stanowić alternatywę lub uzupełnienie dla standardowych próbnych obciążeń statycznych.



## 8. Literatura

- Altaee, A. & Fellenius, B. H. (1994) Physical Modeling In Sand. *Canadian Geotechnical Journal* 31(3):420-431.
- Altaee, A., Fellenius, B. H. & Evgin, E. (1992) Axial load transfer for piles in sand. I. Tests on an instrumented precast pile. *Canadian Geotechnical Journal* 29(1):11-20.
- Atkinson, J. (2007) *The mechanics of soils and foundations*. CRC Press.
- Baca, M., Muszyński, Z., Rybak, J. & Zyrek, T. (2015) The application of geodetic methods for displacement control in the self-balanced pile capacity testing instrument. *Proceedings of the International Conference on Engineering Sciences and Technologies*, 27-29 May 2015, Tatranská Štrba, High Tatras Mountains-Slovak Republic. CRC Press, 2015.
- Balachowski, L. (2007) Size effect in centrifuge cone penetration tests. *Archives of Hydro-Engineering and Environmental Mechanics* 54(3):161-181.
- Balachowski, L. & Dembicki, E. (2003) Nośność pali w badaniach w komorze kalibracyjnej. *Zeszyty Naukowe. Budownictwo / Politechnika Śląska* 97:33-40.
- Bigler, J., Guilkey, J., Gribble, C. P., Hansen, C. D. & Parker, S. G. (2006) A Case Study: Visualizing Material Point Method Data. *EuroVis.*, 299-306.
- Bolton, M. D. (1986) The Strength and Dilatancy of Sands. *Geotechnique* 36(1):65-78.
- Brinkgreve, R. & Vermeer, P. (1998) Plaxis manual. *Version 7.5*.
- Broere, W. & Van Tol, A. F. (2006) Modelling the bearing capacity of displacement piles in sand. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers-Geotechnical Engineering* 159(3):195-206.
- Chandrasekaran, S. S., Boominathan, A. & Dodagoudar, G. R. (2010) Group Interaction Effects on Laterally Loaded Piles in Clay. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* 136(4):573-582.
- Cheng, L. & Cheng, Y. P. (2014) Modelling pile penetration using 2D discrete element method. *UCL Department of Civil, Environmental and Geographic Engineering*.
- Chin, F. K. (1970) Estimation of the ultimate load of piles from tests not carried to failure. *Proc. 2nd Southeast Asian Conference on Soil Engineering*, Singapore.
- De Borst, R. & Vermeer, P. (1984) Finite element analysis of static penetration tests. *Géotechnique* 34(2):199-210.
- De Nicola, A. & Randolph, M. F. (1993) Tensile and compressive shaft capacity of piles in sand. *Journal of Geotechnical Engineering* 119(12):1952-1973.
- De Nicola, A. & Randolph, M. F. (1999) Centrifuge modelling of pipe piles in sand under axial loads. *Geotechnique* 49(3):295-318.
- Decourt, L. (1999) Behavior of foundations under working load conditions. *11th Pan-American Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Foz do Iguacu*(4):453-488.
- Dijkstra, J. (2009) On the modelling of pile installation. TU Delft, Delft University of Technology.

- Einav, I. & Randolph, M. F. (2005) Combining upper bound and strain path methods for evaluating penetration resistance. *International Journal for Numerical Methods in Engineering* 63(14):1991-2016.
- Engin, H. K. (2013) Modelling Pile Installation Effects: A Numerical Approach.
- Engin, H. K., Brinkgreve, R. B. J. & Van Tol, A. F. (2015) Simplified numerical modelling of pile penetration - the press-replace technique. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics* 39(15):1713-1734.
- England, M. (2003) Bidirectional static load testing—State of the art. *Proceedings of 4th international geotechnical seminar on deep foundations on BAP, Ghent, Belgium.*, 309-313.
- Fellenius, B. H. (1980) The analysis of results from routine pile load tests. *Ground engineering* 13(6):19-31.
- Fellenius, B. H. (1999a) *Basics of foundation design*. Richmond, BC: BiTech Publishers Limited.
- Fellenius, B. H. (1999b) Bearing Capacity of Footings and Piles—A Delusion? *Proceedings of DFI Annual Meeting, October 14 – 16, 1999*.
- Fellenius, B. H., Altaee, A., Kulesza, R. & Hayes, J. (1999) O-cell testing and Fe analysis of 28-M-deep barrette in Manila, Philippines. *Journal of Geotechnical and Environmental Engineering* 125(7):566-575.
- Fleming, K., Weltman, A., Randolph, M. & Elson, K. (2008) *Piling Engineering, Third Edition*. CRC Press.
- Foray, P., Balachowski, L. & Colliat, J. L. (1998) Bearing capacity of model piles driven into dense overconsolidated sands. *Canadian Geotechnical Journal* 35(2):374-385.
- Gaaver, K. E. (2013) Uplift capacity of single piles and pile groups embedded in cohesionless soil. *Alexandria Engineering Journal* 52(3):365-372.
- Garnier, J., Gaudin, C., Springman, S. M., Culligan, P., Goodings, D., Konig, D., Kutter, B., Phillips, R., Randolph, M. & Thorel, L. (2007) Catalogue of scaling laws and similitude questions in geotechnical centrifuge modelling. *International Journal of Physical Modelling in Geotechnics* 7(3):1.
- Gwizdała, K. (2010) *Fundamenty palowe. Technologie i obliczenia*. Wydawnictwo Naukowe PWN.
- Gwizdała, K. (2013) *Fundamenty palowe. Badania i zastosowania*. Wydawnictwo Naukowe PWN.
- Gwizdała, K. & Krasinski, A. (2016) Fundamenty palowe, obliczenia z zastosowaniem zasad Eurokodu 7 i doświadczeń krajowych. *Acta Scientiarum Polonorum. Architectura* 15(2).
- Hansen, J. (1961) A general formula for bearing capacity, *Danish Geotechnical Insitute* 1(11):38-46.
- Hayden, D. M. Pile (2013) HAY-Proof-System®(Pile HPS) New Test Method for Static Load Tests of Slender Piles. Ground Engineering
- Hibbitt, Karlsson & Sorensen (2001) *ABAQUS/standard User's Manual*. Hibbitt, Karlsson & Sorensen.
- Hirany, A. & Kulhawy, F. H. (1991) *Conduct and interpretation of load tests on drilled shaft foundations: Detailed guidelines*. Electric Power Research Institute.

- Jardine, R., Lehane, B. & Everton, S. (1993) Friction coefficients for piles in sands and silts. *Offshore site investigation and foundation behaviour*. Springer, 661-677.
- Jastrzębski, P., Mutermilch, J. & Orłowski, W. (1986) *Wytrzymałość materiałów*. Arkady.
- Kishida, H. & Uesugi, M. (1987) Tests of the interface between sand and steel in the simple shear apparatus. *Geotechnique* 37(1):45-52.
- Konkol, J. & Balachowski, L. (2017) Influence Of Installation Effects On Pile Bearing Capacity In Cohesive Soils - Large Deformation Analysis Via Finite Element Method. *Studia Geotechnica Et Mechanica* 39(1):27-38.
- Kraśniński, A. (2013) *Pale przemieszczeniowe wkręcane. Współpraca z niespoistym podłożem gruntowym*. Wydawnictwo Politechniki Gdańskiej.
- Kwiecień, S. & Sękowski, J. (2012) *Kolumny kamienne formowane w technologii wymiany dynamicznej*, Wydawnictwo Politechniki Śląskiej.
- Kłosiński, B. (2012) Zasady i problemy projektowania pali według Eurokodu 7. *Seminarium „Fundamenty palowe”*. Warszawa, 68(4):177-182.
- Lee, J.-S. & Park, Y.-H. (2008) Equivalent pile load-head settlement curve using a bi-directional pile load test. *Computers and Geotechnics* 35(2):124-133.
- Lehane, B., Jardine, R., Bond, A. J. & Frank, R. (1993) Mechanisms of shaft friction in sand from instrumented pile tests. *Journal of Geotechnical Engineering* 119(1):19-35.
- Leshchinsky, D., Vahedifard, F. & Meehan, C. L. (2012) Application of a Hydraulic Gradient Technique for Modeling the Uplift Behavior of Piles in Sand. *Geotechnical Testing Journal* 35(3):400-408.
- Likins, G. E., Fellenius, B. H. & Holtz, R. D. (2012) Pile driving formulas: past and present. *Full-Scale Testing and Foundation Design: Honoring Bengt H. Fellenius.*, 737-753.
- Lobo-Guerrero, S. & Vallejo, L. E. (2005) DEM analysis of crushing around driven piles in granular materials. *Geotechnique* 55(8):617-623.
- Matsumoto, T., Matsuzawa, K. & Kitiyodom, P. (2008) A role of pile load test - Pile load test as element test for design of foundation system. *Application of Stress-Wave Theory to Piles: Science, Technology and Practice*:39-49.
- Majcher-Pisarska, M., Stelmach, K. & Szczurek, W. J. (2012) *Dokumentacja geotechniczna określająca warunki gruntowo-wodne na poletku doświadczalnym w Bojszowach Nowych*.
- Meyer, Z. (2014) Static load tests, short series interpretation. *Studia Geotechnica et Mechanica* 36(2):45-49.
- Meyer, Z. & Kowalów, M. (2010) Statyczny test Osterberga zastosowany dla pali o dużej nośności. *Inżynieria Morska i Geotechnika*, 3:427-431.
- Meyer, Z. & Szmeczel, G. (2013) Wybór funkcji aproksymującej parametry modelu-krzywej obciążenie osiadanie dla pali prefabrykowanych na podstawie testów statycznych. *Budownictwo i Architektura* 12(3):105-112.
- Mišove, P. & Velič, P. (2010) Projekt Zařazovacej Skůšky Pilůty Systėmom Vuis-P.
- Monsberger, C., Woschitz, H. & Hayden, M. (2016) Deformation measurement of a driven pile using distributed fibre-optic sensing. *Journal of applied geodesy* 10(1):61-69.
- Muszynski, Z., Rybak, J. & Kaczor, P. (2018) Accuracy Assessment of Semi-Automatic Measuring Techniques Applied to Displacement Control in Self-Balanced Pile Capacity Testing Appliance. *Sensors* 18(11):23.

- Osterberg, J. O. (1998) The Osterberg load test method for bored and driven piles the first ten years. *Proc., 7th Int. Conf. and Exhibition on Piling and Deep Foundations*. Deep Foundations Institute Vienna, Austria, 1-28.
- Pando, M. A., Ealy, C. D., Filz, G. M., Lesko, J. & Hoppe, E. (2006) *A laboratory and field study of composite piles for bridge substructures*.
- Phuong, N., Van Tol, F. & Rohe, A. (2014) New developments in numerical modelling of pile installation. *KIVI Geotechnical Lectures Evening*. TU Delft.
- PN-B/81-03020 Grunty budowlane. Posadowienie bezpośrednie budowli. Obliczenia statyczne i projektowanie.
- PN-B/83-02482 Fundamenty budowlane. Nośność pali i fundamentów palowych.
- PN-EN (1536:1999) Wykonawstwo specjalnych robót geotechnicznych – Pale wiercone.
- PN-EN (1538:2002) Wykonawstwo specjalnych robót geotechnicznych – Ściany szczelinowe.
- PN-EN (1997-1:2008) Projektowanie geotechniczne. Część 1: Zasady ogólne.
- PN-EN (1997-2:2009) Projektowanie geotechniczne - Część 2: Rozpoznanie i badanie podłoża gruntowego.
- PN-EN (1997-1:2008/Ap2) Załącznik Krajowy NA. Postanowienia krajowe w zakresie przedmiotowym EN 1997-1:2004.
- PN-EN (12699:2000) Wykonawstwo specjalnych robót geotechnicznych – Pale przemieszczeniowe.
- PN-EN (14199:2008) Wykonawstwo specjalnych robót geotechnicznych – Mikropale.
- PN-EN (ISO 14688:2006) Badania geotechniczne. Oznaczanie i klasyfikowanie gruntów. Część 1: Oznaczanie i opis.
- Poschel, T., Saluena, C. & Schwager, T. (2001) Can we scale granular systems? *Powders and Grains 2001*:439-442.
- Poulos, H. G. (2001) Foundations and retaining structures-research and practice. *Proc. 15th ICSMGE, Istanbul, 2001*.
- Poulos, H. G. & Davis, E. H. (1980) *Pile foundation analysis and design*.
- Poulos, S. J. (1981) The steady state of deformation. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* 107(ASCE 16241 Proceeding).
- Qiu, G., Henke, S. & Grabe, J. (2011) Application of a Coupled Eulerian-Lagrangian approach on geomechanical problems involving large deformations. *Computers and Geotechnics* 38(1):30-39.
- Randolph, M. F. (2003) Science and empiricism in pile foundation design. *Geotechnique* 53(10):847-874.
- Randolph, M. F., Dolwin, J. & Beck, R. (1994) Design Of Driven Piles In Sand. *Geotechnique* 44(3):427-448.
- Rybak, J. (2008) Wyznaczanie nośności granicznej pali w badaniach referencyjnych. *Geoinżynieria : drogi, mosty, tunele* nr 3:34-37.
- Rychlewski, P. (2013) Pale wiercone - zwiększanie nośności metodą iniekcji podstaw. *Inżynier Budownictwa* .1/2013.
- Schanz, T., Vermeer, P. A. & Bonnier, P. G. (1999) The hardening soil model: Formulation and verification. *Beyond 2000 in Computational Geotechnics: 10 Years of Plaxis International*:281-296.

- Schmertmann, J. H. & Hayes, J. A. (1997) The Osterberg cell and bored pile testing – A symbiosis. *Proceedings: 3rd International Geotechnical Engineering Conference, Cairo University, Cairo, Egypt.*, 3-12.
- Sheng, D., Wriggers, P. & Sloan, S. W. (2007) Application of frictional contact in geotechnical engineering. *International journal of geomechanics* 7(3):176-185.
- Škvarka, J., Šikula, G., Takáčová, M. & Šikula, G. (2009) FGD Slovnaft Bratislava podrobný inžinierskogeologický prieskum.
- Sobala, D. (2012) Projektowanie pali wg Eurokodu 7 - metody i przykłady praktycznego wykorzystania. *Autostrada Polska, Kielce 2012.*
- Taylor, R. E. (2014) *Geotechnical centrifuge technology*. CRC Press.
- Tomlinson, M. & Woodward, J. (2007) *Pile Design and Construction Practice, Fifth Edition*. CRC Press.
- Truty, A. & Mozgawa, K. (2015) Wzmocnienie podłoża kolumnami przemieszczeniowymi. Konstrukcja modeli obliczeniowych. *Geoinżynieria w budownictwie*, Kraków.
- Truty, A. & Obrzud, R. (2011) The Hardening Soil Model a Practical Guidebook. *Zace Services Ltd, Software engineering. Lausanne.*
- Velič, P. & Mišove, P. (2013) Statické zaťažovacie skúšky pilót. *Inženýrské stavby* 4.
- Vesic, A. S. (1977) Design of pile foundations. *NCHRP synthesis of highway practice* (42).
- Von Wolffersdorff, P. A. (1996) A hypoplastic relation for granular materials with a predefined limit state surface. *Mechanics of Cohesive-frictional Materials* 1(3):251-271.
- Wang, J. & Gadala, M. S. (1997) Formulation and survey of ALE method in nonlinear solid mechanics. *Finite Elements in Analysis and Design* 24(4):253-269.
- Wehnert, M. & Vermeer, P. (2004) Numerical analyses of load tests on bored piles. *Numerical methods in geomechanics–NUMOG IX*:505-511.
- White, D., Take, W. & Bolton, M. (2003) Soil deformation measurement using particle image velocimetry (PIV) and photogrammetry. *Geotechnique* 53(7):619-632.
- White, D. J. & Lehane, B. M. (2004) Friction fatigue on displacement piles in sand. *Geotechnique* 54(10):645-658.
- Wiłun, Z. (1982) *Zarys geotechniki*. WKiŁ.
- Wrana, B. (2015) Pile load capacity – calculation methods. *Studia Geotechnica et Mechanica* Vol. 37(nr 4).
- Yuan, B. X., Chen, R., Li, J. H., Wang, Y. X. & Chen, W. W. (2016) A hydraulic gradient similitude testing system for studying the responses of a laterally loaded pile and soil deformation. *Environmental Earth Sciences* 75(2):7.
- Zienkiewicz, O. C. (1972) *Metoda elementów skończonych*, Arkady.
- <https://www.google.com/maps>
- <https://nafundamente.ru/svajnyj/sticheskie-ispytaniya-svaj.html>
- <http://www.piletest.eu/eng/services/>
- <http://skd-inzynieria.pl/projects.html>



Michał Baca\*

\*Politechnika Wrocławska, Wydział Budownictwa Lądowego i Wodnego

## **Modelowanie pracy pala w warunkach samozrównoważonych obciążeń próbnych**

### **Streszczenie:**

Próbne obciążenia statyczne są powszechnie uważane za najbardziej miarodajną metodę oceny nośności pala fundamentowego. Głównym problemem w badaniu jest konieczność zapewnienia odpowiedniej konstrukcji oporowej, zdolnej do przeniesienia obciążeń przyłożonych do pala za pomocą siłownika hydraulicznego. Realizuje się to zazwyczaj za pomocą pali kotwiących i odpowiedniego balastu, co może generować znaczące koszty i problemy techniczne, zwłaszcza przy palach o dużej nośności. Na przestrzeni lat trwały więc poszukiwania metody pozwalającej na równie dokładne określenie nośności pala, ale przy zniwelowaniu problemów związanych z budową konstrukcji oporowej.

W 1984 roku Jorj Osterberg zaproponował nową metodę badawczą, nazwaną od jego nazwiska testem Osterberga (Osterberg, 1998). W metodzie tej siłowniki umieszcza się wewnątrz badanego pala podczas jego instalacji w gruncie. Podczas wykonywania testu badana jest nośność dwóch części pala, jednej pod siłownikiem, a drugiej nad nim. Na podstawie otrzymanych z badania dwóch krzywych  $Q$ -s (osobnej dla górnej i dolnej części pala) można wykreślić tzw. krzywą ekwiwalentną i oszacować nośność ekwiwalentną, czyli nośność pala wyznaczoną z testu Osterberga. Główną zaletą badania jest brak konieczności budowy konstrukcji oporowej, gdyż rozparcie dla siłownika jest zapewnione przez górną część pala. Z drugiej strony, nie brakuje jednak głosów, że test Osterberga jest innym badaniem niż standardowe próbne obciążenia statyczne i nie można ze sobą zestawiać tych dwóch testów, m. in. ze względu na inną pracę pobocznicy.

W pracy wszechstronnie przebadano nowatorską metodę badawczą do określania nośności pali, która pozwala na osobny pomiar nośności pobocznicy i podstawy pala bez potrzeby budowy konstrukcji oporowej, jak to ma miejsce w przypadku standardowych prób-



nych obciążeń statycznych. Na potrzeby tej pracy metodę nazwano metodą trzpienia rurowego lub testem samorzównoważonym, ze względu na powstający w palu podczas badania układ dwóch samorzównoważących się sił (wciskającej podstawę i wyciągającej pobocznice). Metoda nawiązuje do testu Osterberga, metody austriackiej Haydena dotyczącej mikropali i słowackiej metody Vuis-p. Główna różnica pomiędzy ww. metodami, a zaproponowaną w pracy nową metodą polega na użyciu do badania elementów stalowych, które nie są tracone i mogą być powtórnie wykorzystane w kolejnych pomiarach.

W celu weryfikacji zaproponowanej metody wykonano badania na palach rurowych w skali rzeczywistej, badania na modelach laboratoryjnych pali w skali półtechnicznej oraz studium numeryczne zagadnienia. Każdy z etapów badania obejmował standardowe próbne obciążenia statyczne, próbne obciążenia statyczne z obciążeniem przyłożonym wyłącznie do podstawy pala oraz testy samorzównoważone. Głównym celem pracy była kalibracja nowej metody badawczej w zestawieniu ze standardowymi próbnymi obciążeniami statycznymi. Oprócz tego porównano pracę pobocznicy w przypadku pala pracującego na wciskanie i pracującego wyciąganie oraz przebadano metodę pod kątem jej przydatności jako badania służącego dostarczaniu danych do projektowania pali.

Aby porównać ze sobą dwa typy badań, skonstruowano krzywe ekwiwalentne  $Q$ - $s$ , uzyskane z testów samorzównoważonych (metodą Osterberga) i porównano je z krzywymi uzyskanymi ze standardowych badań. Ponadto zestawiono ze sobą nośności całkowite pala uzyskane z obu typów badań oraz nośności pobocznicy, w zależności, czy była ona wciskana, czy wyciągana.

Przeprowadzone badania wykazały zgodność przy porównywaniu metody trzpienia ze standardowymi próbnymi obciążeniami statycznymi. Zgodność uzyskano również przy porównaniu pracy pobocznicy w obu testach. Ponadto porównanie wyników próbnych obciążeń statycznych samej podstawy pala i zachowania się podstawy w testach samorzównoważonych nie wykazało znaczących różnic w uzyskanych wynikach, zarówno w badaniach modelowych, jak i w symulacjach numerycznych. To może wskazywać, że charakter pracy pobocznicy w palu nie wpływa znacząco na zachowanie się podstawy pala i nie jest dużym błędem traktowanie podstawy i pobocznicy pala jako dwóch niezależnych elementów. Uzyskane wyniki pozwalają więc rozwiać wątpliwości co do stosowanej metodyki badania w układzie samorzównoważonym i pokazują, że autorska metoda może stanowić alternatywę lub uzupełnienie dla standardowych próbnych obciążeń statycznych.

Michał Baca\*

\*Wrocław University of Science and Technology, Faculty of Civil Engineering

## **Modelling of pile behaviour in the bi-directional static load test**

### **Abstract:**

A static load test is widely considered as the most reliable method for assessing the bearing capacity of a pile. The most significant disadvantage of the test is a problem with applying a load to a pile by means of a hydraulic jack, which requires a proper reaction system. Its construction by means of anchor piles and a ballast generates significant costs and technical problems, especially for higher load piles. Therefore, there is a necessity of a method allowing for equally accurate determination of the pile's load capacity while overcoming the problems related to the construction of the retaining construction.

In 1984 Jorj Osterberg proposed a new research method called the Osterberg test. In this method the hydraulic jack is placed inside the examined pile during its installation. During the test the load capacity of two parts of the pile can be examined (a base and a shaft of the pile). Based on the two  $Q$ - $s$  curves obtained from the test (separate for the upper and lower part of the pile) the pile equivalent curve and equivalent pile capacity can be determined. The main advantage of the test is that no kentledge system is required during the test because the upper part of the pile behaves like an anchor. On the other hand, there are some doubts that the Osterberg test differs from the standard static load test and it is not possible to combine these two tests, for instance due to other shaft working conditions.

In the paper an innovative research method for determining the load capacity of a pile has been introduced. The method allows for separate measurement of the bearing capacity of the pile shaft and the base without a requirement of a kentledge construction. For the purpose of this work, the method was called the bi-directional static load test or self-balanced test, due to an occurrence of two self-balanced forces in the pile during the test (pressing in the base and extending the shaft). The method refers to the Osterberg test, the Austrian Hayden method for micropiles and the Slovak Vuis-P method. Contrary to the above-mentioned methods, in the new method all the elements of the testing device can be reused in following tests.

In order to verify the proposed method, tests were carried out on pipe piles in a real scale, in laboratory scale and a numerical study of the issue was performed. Each stage of the study included standard static load tests, static load tests with the load applied only to the pile base and the bi-directional tests. The main goal of the work was to calibrate the new test method with the standard static load test. In addition, the working conditions of the pile shaft were compared under an uplift and a compressing loading. Finally, the method was tested for its usefulness for a pile designing process.

To compare two types of research,  $Q$ - $s$  equivalent curves, obtained from bi-directional tests were constructed (by the Osterberg method) and compared with the curves obtained from standard tests. Furthermore, the total load capacity obtained from both types of tests and the bearing capacity of the shaft was compared, depending on whether it was under a compressed or uplift load.

Conducted tests showed compliance in comparing the new method with the standard static load test. Compatibility was also obtained in comparing shaft working conditions in both tests. Additionally, the comparison of test results of static load tests of the pile base and the results of base capacity in the self-balanced test did not show significant differences in the obtained results, both in model tests and in the numerical simulations. This may show that the way the pile shaft working conditions do not significantly affect the behavior of the pile base. Therefore, the pile base and pile shaft can be considered as two independent parts of a pile, not significantly affecting each other. The obtained results allow to dispel doubts about the application of the self-balanced system and showed that the method can be a significant alternative to the traditional static load tests.