

Politechnika Krakowska im. Tadeusza Kościuszki  
Wydział Inżynierii Lądowej  
Instytut Mechaniki Budowli  
Zakład Współdziałania Budowli z Podłożem



mgr inż. Bartłomiej Czado

# ANALIZA NOŚNOŚCI PALI FUNDAMENTOWYCH NA PODSTAWIE POLOWYCH BADAŃ GRUNTÓW SONDĄ STATYCZNĄ

---

Praca doktorska

Promotor: dr hab. inż. Bogumił Wrana, prof. PK

Kraków 2014



*Chciałbym serdecznie podziękować  
promotorowi niniejszej pracy  
**drowi hab. inż. Bogumiłowi Wranie, prof. PK**  
za udzieloną pomoc merytoryczną i redakcyjną  
oraz konstruktywne uwagi*

*Autor*

## Spis treści

Spis załączników .....	4
Symbole i oznaczenia .....	5
Objaśnienia użytych skrótów .....	7
1. Wprowadzenie .....	8
1.1. Cel pracy .....	9
1.2. Teza pracy .....	9
1.3. Zawartość pracy .....	9
2. Sformułowanie zagadnienia .....	10
2.1. Motywacja podjęcia tematu .....	10
2.2. Pale fundamentowe – zastosowania .....	11
2.3. Rodzaje pali i technologie ich wykonywania .....	12
2.4. Definicje nośności pala .....	13
3. Sondowanie statyczne CPT .....	23
3.1. Wprowadzenie .....	23
3.2. Porównanie badań penetrometrami typu CPTM i CPTE .....	23
3.3. Wpływ wykonania wykopu fundamentowego na uzyskiwane wyniki badań CPT .....	25
3.4. Interpretacja wyników badania CPT .....	25
4. Metody wyznaczania nośności pojedynczego pala na podstawie wyników CPT .....	27
4.1. Wprowadzenie .....	27
4.2. Metoda Schmertmanna .....	30
4.3. Inne metody .....	31
5. Metody opisu charakterystyki obciążenie–osiadanie pojedynczego pala .....	35
5.1. Wprowadzenie .....	35
5.2. Propozycja prof. Z. Meyera .....	35
5.3. Propozycja prof. K. Gwizdały .....	36
5.4. Proponowana metoda. Założenia i równania .....	38
5.5. Określenie wartości nośności granicznej pojedynczego pala na podstawie wyników CPT na potrzeby wyznaczenia charakterystyki obciążenie–osiadanie .....	47

6. Porównanie metod wyznaczania nośności pojedynczego pala na przykładzie budowy obiektów Centrum Jana Pawła II .....	53
6.1. Wprowadzenie .....	53
6.2. Opis warunków geotechnicznych .....	53
6.3. Próbné obciążenia statyczne pali pod budowę Centrum Jana Pawła II jako baza porównawcza .....	55
6.4. Nośność obliczeniowa wg Eurokodu 7 .....	62
6.5. Nośność graniczna wyznaczona proponowaną metodą.....	63
6.6. Porównanie wartości nośności wyznaczonych metodami obliczeniowymi z wynikami próbných obciążeń .....	68
7. Weryfikacja proponowanej metody określania zależności obciążenie–osiadanie na tle wyników próbných obciążeń.....	74
7.1. Wprowadzenie .....	74
7.2. Wyniki otrzymane proponowaną metodą.....	74
7.3. Wnioski .....	75
8. Podsumowanie .....	77
8.1. Oryginalne elementy pracy.....	77
8.2. Planowane dalsze prace.....	77
Literatura .....	78
Spis rysunków.....	82
Spis fotografii .....	83
Spis tabel .....	84

## Spis załączników

- Z1. Centrum Jana Pawła II
- Z2. Sondowanie statyczne CPT
- Z3. Wyniki własne sondowań statycznych
- Z4. Wyniki próbných obciążeń statycznych

## Symbole i oznaczenia

$A_b$	pole powierzchni podstawy pala [m <sup>2</sup> ]
$A_{s,i}$	pole powierzchni poboczniczy pala w $i$ -tej warstwie obliczeniowej [m <sup>2</sup> ]
$d_{crit}$	głębokość krytyczna; głębokość liczona od poziomu posadowienia podstawy pala, do której sięga wpływ parametrów gruntów zalegających pod podstawą pala, na jej nośność [m]
$D_{eq}$	średnica zastępcza; równa nominalnej średnicy wiertła lub rury obsadowej (w przypadku pali wierconych) lub średnicy koła o powierzchni równej powierzchni podstawy pala (dla pali o kształcie podstawy innym niż kołowy) [m]
$D_p$	średnica nominalna podstawy pala o przekroju kołowym [m]
$f_s$	opór tarcia na tulei ciernej sondy statycznej [Pa]
$F_s$	siła oporu tarcia na tulei ciernej [N]
$i$	nr kolejnej warstwy obliczeniowej wzdłuż poboczniczy pala
$I_L$	stopień plastyczności gruntu spoistego [-]
$I_D$	stopień zagęszczenia gruntu niespoistego [-]
$N_{10H}$	ilość uderzeń na każde 10 cm wpędu sondy dynamicznej ciężkiej (DPH)
$N_{10L}$	ilość uderzeń na każde 10 cm wpędu sondy dynamicznej lekkiej (DPL)
$q$	jednostkowa graniczna wytrzymałość gruntu pod podstawą pala [Pa] (PN-83/B-02482, 1983)
$Q$	obciążenie pionowe przyłożone do pala [N]
$q^{(r)}$	jednostkowa obliczeniowa wytrzymałość gruntu pod podstawą pala [Pa] (PN-83/B-02482, 1983)
$q_b$	jednostkowy opór gruntu pod podstawą pala [Pa]
$q_c$	opór wprowadzania stożka sondy statycznej [Pa]
$Q_c$	siła oporu wprowadzania stożka [N]
$q_d$	opór wprowadzania stożka sondy dynamicznej [Pa]
$q_{s,i}$	jednostkowy opór gruntu wzdłuż poboczniczy pala w $i$ -tej warstwie obliczeniowej [Pa]
$q_t$	opór stożka skorygowany (ze względu na wpływ ciśnienia porowego) [Pa]
$R_b$	opór (nośność) podstawy pala [N]
$R_{b,cal}$	nośność podstawy pala, obliczona na podstawie wyników badań podłoża, w stanie granicznym nośności [N] (PN-EN 1997-1, 2008)
$R_c$	nośność pala wciskanego uwarunkowana oporami gruntu, w stanie granicznym nośności [N] (PN-EN 1997-1, 2008)

$R_{c;cal}$	wartość $R_c$ wyznaczona z obliczeń [N] (PN-EN 1997-1, 2008)
$R_{c;m}$	wartość $R_c$ zmierzona w jednym próbnym obciążeniu pali lub kilku takich obciążeniach [N] (PN-EN 1997-1, 2008)
$R_{c;ult}$	nośność graniczna pala na wciskanie [N]
$R_f$	znormalizowany współczynnik tarcia (ang. <i>friction ratio</i> ) będący stosunkiem oporu tarcia na tulei cierniej do oporu stożka [%]
$R_s$	opór (nośność) poboczniczy pala [N]
$R_{s;cal}$	graniczna nośność poboczniczy pala, obliczona z użyciem parametrów geotechnicznych określonych z wyników badań [N] (PN-EN 1997-1, 2008)
$s$	osiadanie pala mierzone jako przemieszczenie pionowe jego głowicy [m]
$t$	jednostkowa graniczna wytrzymałość gruntu wzdłuż poboczniczy pala [Pa] (PN-83/B-02482, 1983)
$t^{(r)}$	jednostkowa obliczeniowa wytrzymałość gruntu wzdłuż poboczniczy pala [Pa] (PN-83/B-02482, 1983)
$u_2$	ciśnienie porowe mierzone penetrometrem sondy statycznej w położeniu pomiędzy stożkiem a tuleją cierną [Pa]

## Objaśnienia użytych skrótów

CFA	<i>continuous flight auger</i> (pal wiercony świdrem ciągłym)
CPT	<i>cone penetration test</i> (test penetracji stożka)
CPTU	<i>piezocone penetration test</i> (test penetracji stożka z pomiarem ciśnienia porowego)
S-CPTU	<i>seismic piezocone penetration test</i> (test penetracji stożka z pomiarem ciśnienia porowego i badaniem prędkości propagacji fali poprzecznej w gruncie)
CPTM	<i>cone penetration test – mechanical</i> (test penetracji stożkiem mechanicznym)
CPTe	<i>cone penetration test – electrical</i> (test penetracji stożkiem elektrycznym)
DP	<i>dynamic probing</i> (sondowanie dynamiczne)
DPL	<i>dynamic probing light</i> (sondowanie dynamiczne lekkie – masa młota 10 kg)
DPH	<i>dynamic probing heavy</i> (sondowanie dynamiczne ciężkie – masa młota 50 kg)
DPSH	<i>dynamic probing super heavy</i> (sondowanie dynamiczne bardzo ciężkie – masa młota 63 kg, wysokość opuszczania 75 cm)
ISSMFE	International Society for Soil Mechanics and Foundation Engineering
ISSMGE	International Society for Soil Mechanics and Geotechnical Engineering
IRTP	International Reference Test Procedure (międzynarodowa ujednolicona procedura badawcza)
MES	metoda elementów skończonych (ang. <i>finite element method</i> , FEM)

# 1. Wprowadzenie

W wyniku intensywnego rozwoju obszarów miejskich inwestorzy coraz częściej decydują się na lokalizowanie nowych obiektów na terenach, które wcześniej omijano ze względu na niekorzystne warunki gruntowe. Zastosowanie posadowienia głębokiego (np. pale fundamentowe, ściany szczelinowe) jest w takiej sytuacji istotną alternatywą dla kosztownych metod wymiany bądź wzmocnienia gruntu. Dąży się tu do redukcji kosztów wykonania fundamentów obiektu, przy jednoczesnym zachowaniu warunków bezpieczeństwa (nośności) i użyteczności. Metody takie wymagają precyzyjnego określenia parametrów podłoża gruntowego. Badania gruntu *in situ*, w tym przede wszystkim sondowania geotechniczne, są tutaj naturalnym wyborem.

W ostatnich latach coraz częściej do oceny warunków gruntowych wykorzystywane jest badanie sondą statyczną CPT. Polega ono na wprowadzeniu w grunt ze stałą prędkością sondy w kształcie stożka (ang. *cone penetration test*) z jednoczesnym pomiarem oporów penetracji  $q_c$  oraz oporów tarcia na umieszczonej bezpośrednio za stożkiem tulei ciernej  $f_s$ . Charakter badania CPT szczególnie predysponuje je do zastosowania jego wyników do oceny nośności pali fundamentowych. W pracy postawiono tezę o możliwości bezpośredniego wykorzystania parametrów uzyskiwanych sondą CPT do modelowania zachowania pala pod obciążeniem, a w konsekwencji do wyznaczania nośności fundamentów palowych.

Niniejsza rozprawa doktorska dotyczy zagadnień stanów granicznych fundamentów palowych, gdzie wymagane jest sprawdzenie stanu granicznego nośności i stanu granicznego użyteczności. Stan graniczny nośności pala głównie dotyczy nośności gruntu otaczającego pal, gdyż konstrukcja pala w większości przypadków nie ulega zniszczeniu. Zatem, gdy w niniejszej pracy mowa jest o nośności pala, to rozważana jest ona jako relacja siły obciążającej pal do jego przemieszczenia w otaczającym go gruncie.



## 1.1. Cel pracy

Celem pracy jest podanie metody wyznaczania charakterystyki obciążenie–osiadanie, tj. krzywej  $s(Q)$ , dla rozważanego pala fundamentowego, wykonanego w technologii formowania świdrem ciągłym (CFA), posadowionego w obszarze tzw. *Białych Mór* w Krakowie–Łagiewnikach. Parametry podłoża określane są na podstawie wyników badań podłoża sondą statyczną (CPT).

## 1.2. Teza pracy

Nośność pala, jako pojęcie obejmujące stan graniczny nośności i użyteczności, określona jest na podstawie relacji siły obciążającej pal do przemieszczenia w otaczającym go gruncie. W pracy podano propozycję opisu takiej relacji.

## 1.3. Zawartość pracy

W pracy można wyróżnić dwie zasadnicze części. Część pierwsza, obejmująca rozdziały od 2 do 4, zawiera: sformułowanie problemu posadowienia pośredniego na palach fundamentowych wraz z definicją nośności pala (rozdział 2); prezentację narzędzia do wykonywania badań podłoża, jakim jest sonda statyczna, wraz z interpretacją wyników pomiarów (rozdział 3); aktualny stan wiedzy na temat wyznaczania nośności pojedynczego pala fundamentowego na podstawie wyników CPT (rozdział 4).

Część druga, obejmująca rozdziały od 5 do 7, zawiera: opis aktualnie proponowanych metod określenia charakterystyki obciążenie–osiadanie pojedynczego pala wraz z prezentacją metody proponowanej przez autora rozprawy doktorskiej (rozdział 5); porównanie metod określania nośności pojedynczego pala fundamentowego na przykładzie budowy obiektów Centrum Jana Pawła II w Krakowie (rozdział 6); porównanie proponowanego opisu charakterystyki obciążenie–osiadanie z wynikami testu obciążenia statycznego (rozdział 7); podsumowanie zawierające opis oryginalnych elementów pracy wraz z planem dalszych prac naukowych (rozdział 8). Po rozdziałach merytorycznych znajduje się spis pozycji cytowanej literatury, spis rysunków i fotografii.

Do pracy należą też cztery załączniki. W załączniku Z1 opisano budowę obiektów Centrum Jana Pawła II w Krakowie: rys historyczny tworzenia podłoża z odpadów poprodukcyjnych dawnych Krakowskich Zakładów Sodowych „Solvay”, koncepcję architektoniczną obiektów, rozwiązania konstrukcyjne oraz opis koncepcji posadowienia. Załącznik Z2 zawiera podstawowe informacje o sondowaniu statycznym CPT, w tym: opis konstrukcji sondy, zasady działania, błędy pomiarów oraz problemy związane z pomiarami i interpretacją wyników. Załącznik Z3 zawiera wyniki badań sondą statyczną przeprowadzonych na obszarze Centrum Jana Pawła II. Załącznik Z4 zawiera szczegółowe wyniki próbnych obciążeń statycznych wykorzystane w pracy.

## 2. Sformułowanie zagadnienia

### 2.1. Motywacja podjęcia tematu

W klasycznych obliczeniach projektowych fundamentów opartych na palach wyróżnia się stan graniczny nośności pala (SGN) i stan graniczny użyteczności (SGU). Fundament wraz z palami, na którym opiera się konstrukcja naziemna, jest modelowany na ogół jako podpora sztywna.

W modelowaniu konstrukcji inżynierskich systemami MES istnieje potrzeba uwzględnienia interakcji budynku z podłożem: pal pod fundamentem powinien być opisany jako podpora nieliniowa, przez charakterystykę obciążenie–osiadanie – połączenie stanów granicznych SGN i SGU. W tym aspekcie definicja pojęcia *nośność pala* wciąż nie jest jednoznaczna.

Problem ten jest aktualny i podejmowany w licznych pracach, np. Gwizdały (2009), który stwierdza: „Nośność pojedynczego pala należy oceniać na podstawie pełnej charakterystyki obciążenie–osiadanie, określonej w badaniach terenowych lub na podstawie obliczeń. Obecnie wciąż jeszcze mówimy o sprawdzaniu stanu granicznego nośności i stanu granicznego użyteczności [...]”. Propozycje opisu takiej charakterystyki w Polsce sformułowane zostały m.in. przez Gwizdałę (1996) oraz Meyera i Kowalowa (2010).

Badania polowe stanowią podstawowe źródło informacji o gruncie na potrzeby określenia stanów granicznych. Spośród dostępnych metod badań *in-situ* w największym stopniu charakterowi pracy pala w gruncie odpowiadają pomiary sondą statyczną. Badania CPT (stożkiem elektrycznym) pozwalają ponadto określić właściwości mechaniczne podłoża niezależnie od *czynnika ludzkiego*. Bezpośrednią motywacją podjęcia przez autora badań z wykorzystaniem tego narzędzia było zakupienie przez Zakład Współdziałania Budowli z Podłożem (Wydział Inżynierii Lądowej, PK) sondy statycznej wyposażonej w stożki CPTM/CPTU/S-CPTU w ramach grantu aparaturowego – rok 2009.

Możliwość realizacji prac badawczych nad wymienionymi zagadnieniami (w zakresie od badań podłoża poprzez wstępne próbne obciążenia pali, projektowanie, a w końcu weryfikację przez dalsze próbne obciążenia) pojawiła się wraz z realizacją inwestycji pn. Centrum Jana Pawła II „Nie lękajcie się!”, na terenie tzw. *Białych Mór* w Krakowie–Łagiewnikach. Za projekt posadowienia tej inwestycji (przedstawionej bardziej szczegółowo w załączniku Z1) odpowiedzialny był prof. B. Wrana – promotor pracy.

Występujące tu nietypowe warunki geotechniczne skłoniły autora do zaproponowania metodyki wyznaczania nośności pali sformułowanej lokalnie dla tego obszaru. Takie podejście jest zgodne z wymaganiami normy Eurokod 7, w której zapisano: „Jeśli

graniczna nośność pala wciskanego albo wyciąganego [...] jest wyprowadzona na podstawie wyników badania CPT, wtedy należy wykorzystywać zasady obliczania oparte na lokalnie ustalonych korelacjach między wynikami próbnych obciążeń statycznych pali, a wynikami badania CPT." (Eurokod 7, Część 2, p. 4.3.4.2 (1)P). Ponadto obszar ten, mający powierzchnię około 60 ha, może być w przyszłości wykorzystany pod kolejne inwestycje.

## 2.2. Pale fundamentowe – zastosowania

Pale fundamentowe są podstawowym i najbardziej rozpowszechnionym rozwiązaniem posadowienia pośredniego obiektów budowlanych. Mają one zastosowanie przede wszystkim, gdy:

- w górnych warstwach podłoża zalegają grunty o małej nośności i dużej odkształcalności (organiczne, spoiste o konsystencji miękkoplastycznej) lub luźne nasypy,
- charakter obiektu wymaga przeniesienia dużych sił skupionych (przyczółki mostów, budynki wysokie, wieże, maszty, słupy linii wysokiego napięcia, kominy, elektrownie wiatrowe, platformy wiertnicze),
- ze względu na warunki konstrukcyjne, technologiczne lub eksploatacyjne konieczna jest redukcja bezwzględnej wielkości osiadania lub zniwelowanie różnic w osiadaniach poszczególnych fundamentów,
- zachodzi potrzeba posadowienia obiektu na terenach uprzednio wykorzystywanych do składowania odpadów komunalnych przemysłowych, górniczych (hale produkcyjne, obiekty handlowe, drogi).

Ponadto pale wykorzystuje się w innych rozwiązaniach projektowych, wśród których wymienić można ich zastosowanie:

- do stabilizacji, wzmocnienia i zabezpieczenia skarp, zboczy, nasypów na odkształcalnym podłożu,
- jako obudowy głębokich wykopów, garaży podziemnych, podziemnych odcinków tras infrastruktury transportowej,
- do wzmocnienia istniejących fundamentów bezpośrednich, gdy konieczne jest przeniesienie obciążeń do głębszych warstw podłoża lub zredukowanie osiadania,
- jako wzmocnienie podłoża naturalnego w celu zwiększenia jego sztywności lub odporności na obciążenia dynamiczne (fundamenty pod maszyny).

### 2.3. Rodzaje pali i technologie ich wykonywania

Pale fundamentowe wykonywane są różnymi metodami, które mogą być podzielone na grupy z wykorzystaniem wielu różnych kryteriów. Poniżej przedstawiono podział oparty na kilku z nich.

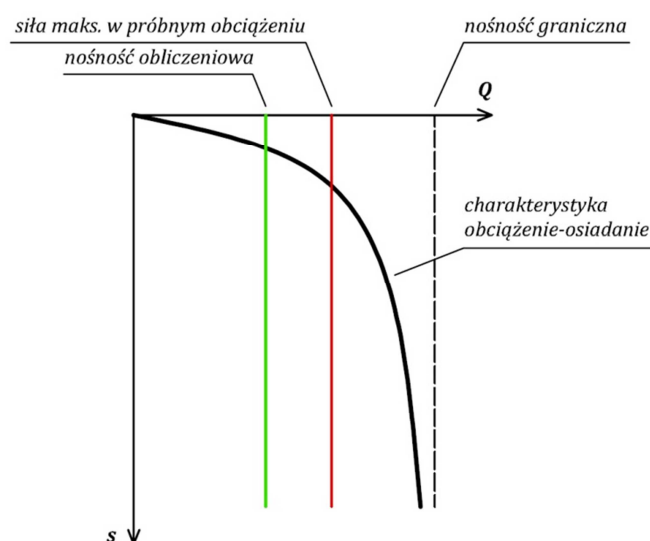
- Ze względu na rodzaj obciążenia przyłożonego do pala, możemy wyróżnić pale: wciskane osiowo (obciążone siłą pionową); wyciągane; obciążone poprzecznie; poddane złożonym stanom obciążeń.
- Ze względu na sposób przekazywania obciążenia z pala na grunt możemy wyróżnić pale: stojące (stopowe) – przenoszące główną część obciążenia poprzez podstawę pala na warstwę gruntów nośnych, w których jest ona zagłębiona; zawieszane (tarciove) – przenoszące obciążenia głównie poprzez pobocznice pala, w sytuacji gdy jego podstawa nie osiąga warstwy gruntu o wyraźnie wyższej nośności; normalne – przenoszące obciążenie zarówno przez podstawę, jak i pobocznice.
- Ze względu na materiał konstrukcyjny pale dzielą się na: drewniane; stalowe; żelbetowe prefabrykowane, żelbetowe betonowane *in-situ*; betonowe (tzw. kolumny).
- Ze względu na metodę wprowadzania w grunt, pale można podzielić na kilka podstawowych grup, z których w każdej można wydzielić kilka wariantów: wbijane – prefabrykowane (drewniane, żelbetowe, stalowe) lub wykonywane w rurze osłonowej wprowadzanej przez wbijanie (np. Franki, Vibrex); wciskane – w formie profilów stalowych lub żelbetowe prefabrykowane (modułowe); wkręcane – z ostrzem traconym (np. Atlas), przemieszczeniowe (np. Omega, De Wall, Fundex), z iniekcją na pobocznicy i pod podstawą (np. Tubex); wiercone – w rurze obsadowej (np. Wolfsholza, Contractor, CFP), z użyciem płuczki (bentonitowej lub z dodatkiem polimerów), świdrem ciągłym (ang. *continous flight auger*, CFA) (np. Starsol, PCS Lambda), wielkośrednicowe; wykonywane przez iniekcję – niskociśnieniową lub wysokociśnieniową (ang. *jet-grouting*).
- Ze względu na stan naprężenia w podłożu w czasie wykonywania rozróżnia się dwie podstawowe grupy: pale przemieszczeniowe (ang. *displacement piles*) – zalicza się do niej pale wbijane, ale także technologie wiercenia bez wydobywania urobku (rozpychanie gruntu na boki podczas wiercenia); pale wykonywane z wydobywaniem urobku (ang. *replacement piles*) – do tej drugiej grupy zaliczają się technologie oparte na wierceniu; można też wyróżnić technologie pośrednie, gdzie albo ilość wydobywanego na powierzchnię urobku jest mniejsza niż wynikałoby to z geometrii wykonywanego pala (np. CFA), albo przemieszczenie gruntu podczas wbijania jest niewielkie (pale stalowe z profilów lub rur z dnem otwartym).

W niniejszej pracy analizie poddane zostały pale wykonywane w technologii wiercenia świdrem ciągłym (CFA), obciążone pionową (osiową) siłą wciskającą, zbrojone stalowym kształtownikiem typu HEB na około 2/3 długości pala. Analizowano pale zagłębione w warstwy nośnych gruntów na około 1/3 ich długości (licząc od podstawy).

## 2.4. Definicje nośności pala

### 2.4.1. Wprowadzenie

Pojęcie nośności pala jest trudne do jednoznacznego zdefiniowania, funkcjonuje bowiem w praktyce inżynierskiej wiele definicji: tradycyjnych (potocznych) i normowych, teoretycznych i praktycznych. Dodatkowo mamy do czynienia z kilkoma dodatkowymi określeniami nośności, takimi jak: graniczna, maksymalna, charakterystyczna, obliczeniowa, geotechniczna. Nośność pala na ogół utożsamiana jest z konkretną wartością (liczbą).



Rys. 2.1. Rodzaje nośności pala

W niniejszej pracy zaproponowano, aby nośność pala określać na podstawie pełnej charakterystyki obciążenie–osiadanie (zależność pomiędzy siłą przyłożoną do pala  $Q$ , a przemieszczeniem pionowym jego głowicy  $s$ , patrz Rys. 2.1). Takie podejście pozwoli projektantowi konstrukcji świadomie ocenić, jaki jest zapas bezpieczeństwa dla projektowanego pala.

### 2.4.2. Nośność pala a nośność gruntu

Norma Eurokod 7 definiuje ogólne pojęcie nośności w sposób następujący: **nośność (opór)** (ang. *resistance*) – zdolność elementu lub przekroju poprzecznego elementu konstrukcji do przeniesienia oddziaływań bez zniszczenia mechanicznego, np. nośność (opór) gruntu, nośność na zginanie, nośność na wyboczenie, nośność na rozciąganie (PN-EN 1997-1, 2008).

Zgodnie z powyższą definicją, mówiąc o nośności pala, mówimy o jego nośności jako elementu konstrukcyjnego, tj. zdolności do przenoszenia obciążenia przez materiał, z którego wykonany jest pal. W praktyce przyczyną niepożądanego zachowania (czy nawet awarii) fundamentu palowego stosunkowo rzadko jest uszkodzenie samego trzonu

pala, znacznie częściej mamy natomiast do czynienia z nadmiernym osiadaniem pala spowodowanym przekroczeniem **nośności gruntu**, w którym znajduje się pal.

W tym kontekście przy posługiwaniu się pojęciem **nośność pala** istotne jest wyraźne określenie, o którą nośność chodzi. Często stosuje się więc pojęcie **nośność geotechniczna pala**, które utożsamiane jest z wartością obciążenia, jakie jest w stanie przenieść grunt wokół pala (przy określonej geometrii i technologii wykonania). Powszechnie stosowane potoczne pojęcie nośności pala stanowi pewien skrót myślowy i jest utożsamiane właśnie z tą definicją. Również w niniejszej pracy – każdorazowo, gdy mowa jest o nośności pala – należy ją rozumieć jako nośność geotechniczną, czyli *de facto* nośność gruntu.

### 2.4.3. Nośność obliczeniowa pala – definicje normowe

#### 2.4.3.1. Polska norma palowa

Praktyka inżynierska projektowania pali w Polsce związana jest ze sprawdzaniem dwóch rodzajów stanów granicznych: nośności i użytkowalności. Weryfikacja pierwszego z nich wymaga określenia liczbowej wartości, określającej obliczeniową nośność pala, w celu porównania jej z obliczeniową wartością obciążenia przyłożonego do pala.

Zgodnie z polską normą palową: **obliczeniowa nośność pionowa pala** to maksymalne obciążenie statyczne, które pal może przenieść bezpiecznie w danych warunkach gruntowych (PN-83/B-02482, 1983).

Wyznaczana jest ona na podstawie wartości jednostkowej **obliczeniowej wytrzymałości gruntu**, odpowiednio pod podstawą pala  $q^{(r)}$  i wzdłuż pobocznic  $t^{(r)}$ . Wartości te zależą od wartości granicznych wytrzymałości, które zostały stabelaryzowane dla poszczególnych nazw gruntu i wartości parametru określającego jego stan (odpowiednio  $I_D$  lub  $I_L$ ).

Wartość nośności obliczeniowej w polskiej normie palowej nie jest w jakikolwiek sposób powiązana z odpowiadającymi jej wartościami osiadania – warunek stanu granicznego użytkowalności, związany z oszacowaniem maksymalnego osiadania pala, sprawdzany jest niezależnie.

Według normy: **osiadanie pala** (fundamentu) to pionowe przemieszczenie pala (fundamentu) spowodowane obciążeniem zewnętrznym działającym na pal oraz ciężarem własnym pala (fundamentu). W praktyce projektowej istotne jest przemieszczenie pionowe mierzone na głowicy pala, które przekłada się na przemieszczenie całego fundamentu.

W podejściu zastosowanym w polskiej normie oszacowuje się jedynie maksymalną wartość osiadania, jaka może się pojawić po przyłożeniu do pala maksymalnej (charakterystycznej) wartości obciążenia. Brak jest zatem powiązania wartości osiadania z wartością obciążenia podczas normalnej pracy fundamentu.

### Procedura obliczeniowa

Polska norma zawiera szczegółowy algorytm projektowania pojedynczego pala. Metoda obliczania nośności pali pojedynczych obciążonych siłą pionową wg SGN oparta jest na tzw. statycznym wzorze na nośność pala, wykorzystującym jako parametry wytrzymałości graniczne gruntu pod podstawą pala  $q$  i wzdłuż poboczniczy pala  $t$ .

Wartości graniczne wytrzymałości gruntu pod podstawą pala  $q$ , w zależności od nazwy gruntu oraz jego stanu (wyrażonego odpowiednio przez wartość  $I_D$  lub  $I_L$ ), zestawiono w Tabelicy 1 normy. Obliczeniowa wartość tego parametru  $q^{(r)}$  została dodatkowo uzależniona od głębokości posadowienia (poprzez tzw. *długość krytyczną* pala  $h_c$ ), średnicy podstawy pala lokalizacji warstw nienośnych (tzw. szczególne warunki gruntowe).

Nośność w ujęciu normy określona jest wzorem:

$$N_t = N_p + N_s = S_p q^{(r)} A_p + \sum S_{si} t_i^{(r)} A_{si} \quad (2.1)$$

W normie nie przedstawiono procedury obliczeniowej uwzględniającej niekorzystny wpływ warstw słabonośnych zalegających bezpośrednio poniżej lub powyżej poziomu posadowienia pala na nośność jego podstawy. Sformułowano natomiast minimalne wartości zagłębienia podstawy w warstwie nośnej, a także minimalne odległości poziomu posadowienia od stropu warstwy słabej zalegającej poniżej (w zakresie 2,5-5,0  $D_p$ ), które mają zapewnić uniknięcie takiego niekorzystnego wpływu.

Wartości graniczne wytrzymałości gruntu wzdłuż poboczniczy pala  $t$  zestawiono w odpowiedniej tabeli normy. Wartość obliczeniowa  $t^{(r)}$  nie zależy od średnicy pala, została natomiast uzależniona od głębokości zalegania danej warstwy i lokalizacji ewentualnych przewarstwień gruntów nienośnych. W niektórych szczególnych sytuacjach  $t$  może przyjmować wartości ujemne (tzw. tarcie negatywne).

Współczynniki technologiczne  $S_p$  oraz  $S_{si}$  również zostały stabelaryzowane (Tabelica 4 normy), a uzależniono je, poza rodzajem i sposobem wykonania pala, również od nazwy i stanu gruntu. Tabelica zawiera współczynniki dla kilkunastu rodzajów pali powszechnie stosowanych w Polsce w czasie wprowadzania normy, nie zawiera jednak współczynników dla wielu innych typów pali, na przykład pali wierconych świdrem ciągłym (CFA).

Wartości oporów  $q$  podane w Tabelicy 1 normy dotyczą pala o podstawie na głębokości nie mniejszej niż głębokość krytyczna – dla pala o średnicy 0,4 m wynosi ona 10 m. Powyżej głębokości krytycznej wartość  $q$  spada liniowo do zera. W normie zapisano zależności pozwalające na wyznaczenie głębokości krytycznej dla innych długości i średnic pali.

### *Wykorzystanie wyników badania CPT*

Należy nadmienić, że w PN-83/B-02482 dopuszczono stosowanie innych metod obliczeniowych, w tym wykorzystujących parametry geotechniczne otrzymane bezpośrednio z badań gruntu sondą wciskaną oraz presjometrem. Norma nie proponuje jednak żadnej konkretnej procedury obliczeniowej.

Powszechna dotychczas praktyka projektowa opiera się na pośrednim wykorzystaniu wyników sondowania CPT do wyznaczenia wartości granicznych wytrzymałości (oporów jednostkowych gruntu) pod podstawą  $q = q_{b,u}$  oraz wzdłuż pobocznic pąla  $t = q_{s,u}$ . W pierwszej kolejności wyniki sondowania służą wyodrębnieniu w podłożu stref o podobnych wartościach mierzonych parametrów (subiektywna ocena interpretatora), które pozwalają sklasyfikować grunty (podać nazwę) i przyporządkować je do poszczególnych warstw geotechnicznych. Do tej klasyfikacji stosuje się najczęściej diagram Robertsona zaadaptowany dla gruntów polskich. Dalej możliwa jest interpretacja wyników sondowania w celu oznaczenia parametrów stanu gruntów, zgodnie z zależnościami opisanymi w załączniku Z2.

#### **2.4.3.2. Eurokod 7**

Norma Eurokod 7 nie podaje definicji pojęcia nośności pąla, a jedynie samo pojęcie **nośności** (przytoczone w 2.4.2). W opisie stosowanych w normie symboli pojawia się natomiast oznaczenie  $R_c$  jako **nośność pąla wciskanego** uwarunkowana oporami gruntu w stanie granicznym nośności.

W przeciwieństwie do polskiej normy palowej, norma Eurokod 7 nie wskazuje na jeden konkretny algorytm projektowania pąli. Zgodnie z jej zapisami (punkt 7.4.1 normy) „w projektowaniu należy stosować jedno z niżej wymienionych podejść:

- a. na podstawie wyników próbných obciążeń statycznych, których zgodność z innym porównywalnym doświadczeniem została wykazana za pomocą obliczeń lub w inny sposób” – brak jest w normie określenia, jakie wartości uważa się za wyniki próbných obciążeń (jaki zapas w stosunku do nośności granicznej),
- b. „na podstawie empirycznych lub analitycznych metod obliczeniowych, których wiarygodność została wykazana przez próbne obciążenia statyczne w podobnych sytuacjach,
- c. na podstawie wyników próbných obciążeń dynamicznych, których wiarygodność została wykazana przez próbne obciążenia statyczne w podobnych sytuacjach” – powinny być one zweryfikowane próbnymi obciążeniami statycznymi,
- d. „na podstawie obserwacji zachowania porównywalnych fundamentów palowych, jeżeli dane te są potwierdzone wynikami badań w terenie i badań podłoża” (PN-EN 1997-1, 2008).

Ze względu na szeroką gamę dostępnych metod zostały sformułowane tylko ogólne wzory, pozwalające na statystyczną obróbkę uzyskanych wyników obliczeń (wzory 7.6–7.8, p. 7.6.2.3 normy) bądź pomiarów (wzory 7.2–7.5, p. 7.6.2.2 normy), które należy stosować



do wyznaczania charakterystycznej i obliczeniowej wartości nośności. Zależnie od zastosowanej metody projektowania wartość  $R_c$ , może być albo wyznaczona z obliczeń ( $R_{c;cal}$ , ang. *calculated*, podejście b) lub też zmierzona ( $R_{c;m}$ , ang. *measured*, podejścia a i c) w próbnym obciążeniu pali.

### *Wyznaczanie nośności na podstawie wyników badań podłoża (podejście b)*

Przy projektowaniu fundamentów na palach zgodnie z zasadami zawartymi w Eurokodzie 7 najczęściej wykorzystuje się metody obliczeniowe oparte na wynikach badań podłoża gruntowego. Do określenia nośności pala wyznaczonej w obliczeniach  $R_{c;cal}$  (nie mylić z wartością obliczeniową) stosuje się na ogół poniższy wzór na nośność (wzór 7.9 normy):

$$R_{c;cal} = R_{b;cal} + R_{s;cal}, \quad (2.2)$$

gdzie  $R_{b;cal}$  jest nośnością podstawy pala wyznaczaną ze wzoru:

$$R_{b;cal} = A_b \cdot q_b, \quad (2.3)$$

a  $R_{s;cal}$  jest nośnością poboczniczy pala wyznaczaną ze wzoru:

$$R_{s;cal} = \sum_i A_{s,i} \cdot q_{s,i}. \quad (2.4)$$

Na podstawie kilku (lub więcej) wartości nośności  $R_{c;cal,i}$ , wyznaczonych z obliczeń przeprowadzonych dla każdego punktu badawczego (przebadanego profilu), wyznacza się **nośność charakterystyczną**, korzystając ze wzoru:

$$R_{c;k} = R_{b;k} + R_{s;k} = \frac{R_{b;cal}}{\xi} + \frac{R_{s;cal}}{\xi} = \frac{R_{c;cal}}{\xi} = \min \left\{ \frac{(R_{c;cal})_{mean}}{\xi_3}; \frac{(R_{c;cal})_{min}}{\xi_4} \right\} \quad (2.5)$$

gdzie:

$(R_{c;cal})_{mean}$  – wartość średnia nośności wyznaczonych z obliczeń,

$(R_{c;cal})_{min}$  – najmniejsza z wartości nośności wyznaczonych z obliczeń,

$\xi_3, \xi_4$  – współczynniki korelacyjne, stosowane odpowiednio do wartości średniej oraz najmniejszej, zależne od liczby zbadanych profili  $n$ , przyjmowane zgodnie z Tab. 2.1,

$n$  – liczba zbadanych profili gruntowych, dla których przeprowadzono obliczenia wartości  $R_{c;cal}$ .

Tab. 2.1. Współczynniki korelacyjne  $\xi$  do wyznaczania wartości charakterystycznych nośności na podstawie wyników badań podłoża;  $n$  – liczba badanych profili (PN-EN 1997-1, 2008)

$\xi$ dla $n =$	1	2	3	4	5	7	10
$\xi_3$	1,40	1,35	1,33	1,31	1,29	1,27	1,25
$\xi_4$	1,40	1,27	1,23	1,20	1,15	1,12	1,08

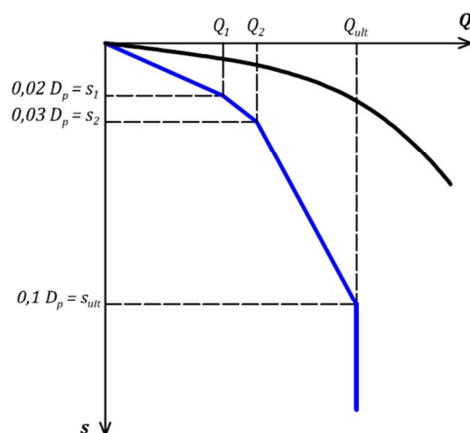
Powyższe podejście sprawdza się najlepiej w przypadku inwestycji, w których planowane jest wykonanie bardzo dużej ilości pali (liczonej w setkach czy nawet tysiącach). W takiej sytuacji projektowanie każdego z pali z osobna nie jest w praktyce stosowane. Przedstawione podejście statystyczne pozwala na zmniejszenie liczby wymaganych obliczeń do ilości odpowiadającej liczbie zbadanych profili gruntowych. Obliczenia powtarza się dla każdej długości i średnicy pala planowanej do wykonania.

Wartość **nośności obliczeniowej**  $R_{c;d}$  wyznacza się, dzieląc wartość charakterystyczną przez współczynnik częściowy do nośności  $\gamma_R$ , którego wartość zależy od stosowanego normowego podejścia obliczeniowego (ang. *design approach*) – w zalecany przez Załącznik Krajowy NA do stosowania w Polsce normowym podejściu obliczeniowym drugim (DA-2) współczynnik ten wynosi  $\gamma_R = 1,1$ , niezależnie od technologii wykonania pala.

#### *Wykorzystanie wyników badania CPT (podejście b)*

Przykłady dwóch różnych metod, wykorzystujących wyniki badania CPT do określania nośności pala fundamentowego, zawarto w Załączniku D, w Części 2 normy Eurokod 7 (PN-EN 1997-2, 2009).

Pierwsza z przedstawionych metod (Załącznik D.6 normy) opiera się na przyjmowaniu jednostkowych, charakterystycznych wartości oporów  $q_{b;k}$  i  $q_{s;k}$  na podstawie korelacji z oporem zagłębienia stożka  $q_c$  opisanych tabelarycznie (Tablice D.3 oraz D.4). Stosowalność tych korelacji została jednak ograniczona do gruntów gruboziarnistych (niespoistych) z co najwyżej niewielką ilością domieszki drobnych frakcji, co znacznie zawężyło możliwości jej praktycznego wykorzystania. Na uwagę zasługuje uzależnienie przyjmowanych do obliczeń jednostkowych wytrzymałości gruntu od dopuszczalnej względnej wartości osiadania pala, wyrażonej jako ułamek jego średnicy (odpowiednio  $0,02D_p$ ,  $0,03D_p$  i  $0,1D_p$  – nie zaleca konkretnego współczynnika). Pozwala to na zgrubne wyznaczenie charakterystyki obciążenie–osiadanie dla projektowanego pala, która przyjmie kształt linii łamanej, złożonej z czterech odcinków (German Society for Geotechnics (DGGT), 2013). Przykład zastosowania tej metody pokazano na Rys. 2.2. Należy jednak zaznaczyć, że zaproponowane w tej metodzie wartości  $q_{b;k}$  i  $q_{s;k}$  są relatywnie niskie i prowadzą do znacznego niedoszacowania nośności pala.



Rys. 2.2. Przykład zastosowania metody przedstawionej w Załączniku D.6 Części 2 normy Eurokod 7

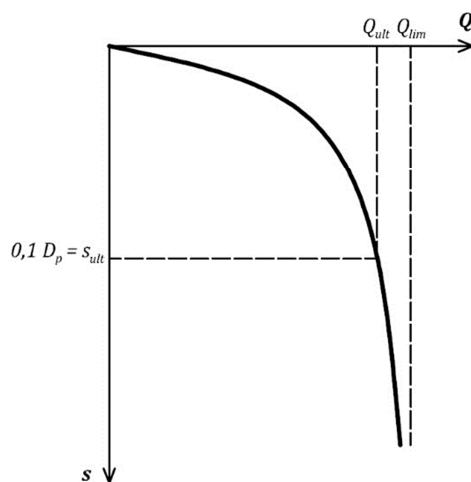
Druga z przedstawionych przykładowych metod (opisana w załączniku D.7 normy) jest nieco bardziej złożona i uwzględnia wpływ kilku dodatkowych czynników. Przyjmowanie jednostkowych, charakterystycznych wartości oporów  $q_{b;k}$  i  $q_{s;k}$  oparto na korelacji z oporem zagłębiania stożka  $q_c$ . Na wartość jednostkowego oporu gruntu pod podstawą pala dodatkowo wpływają tu m.in: rodzaj (klasa) pala i sposób jego zagłębiania w podłożu, kształt przekroju pala, geometria podstawy pala. Szerszy opis tej metody przedstawiono w załączniku Z2.

## 2.4.4. Nośność graniczna pala

### 2.4.4.1. Wprowadzenie

Problematyczne wciąż pozostaje jednoznaczne określenie pojęcia nośności granicznej (ang. *ultimate bearing capacity*) dla pala fundamentowego. Najczęściej jest ona definiowana jako: obciążenie przyłożone do pala  $Q_{lim}$ , przy którym dalsze zagłębianie pala występuje bez wzrostu obciążenia (definicja teoretyczna). Taki opis zakłada, że funkcja  $s(Q)$  opisująca charakterystykę obciążenie–osiadanie ma asymptotę pionową  $Q = Q_{lim}$  (Rys. 2.3). Z praktycznych doświadczeń wynika jednak, że taki przebieg tej zależności występuje niezwykle rzadko – pal, przemieszczając się w dół pod obciążeniem, natrafia podstawą na kolejne warstwy podłoża, zmieniają się zatem warunki jego pracy (m.in. wzrasta ciśnienie boczne).

W praktyce inżynierskiej częściej stosuje się zatem inną, tradycyjną definicję nośności granicznej: utożsamia się ją z obciążeniem przyłożonym do pala  $Q_{ult}$  (graniczne, ang. *ultimate*), przy którym następuje osiadanie pala o wartości odpowiadającej dziesięciu procentom średnicy pala,  $s_{ult} = 0,1 D_p$  (Rys. 2.3). Definicja taka również ma istotne mankamenty: nie bierze chociażby pod uwagę efektu sprężystego skrócenia pala, które w przypadku długich pali stanowi istotny ułamek całkowitego przemieszczenia mierzonego w głowicy pala.



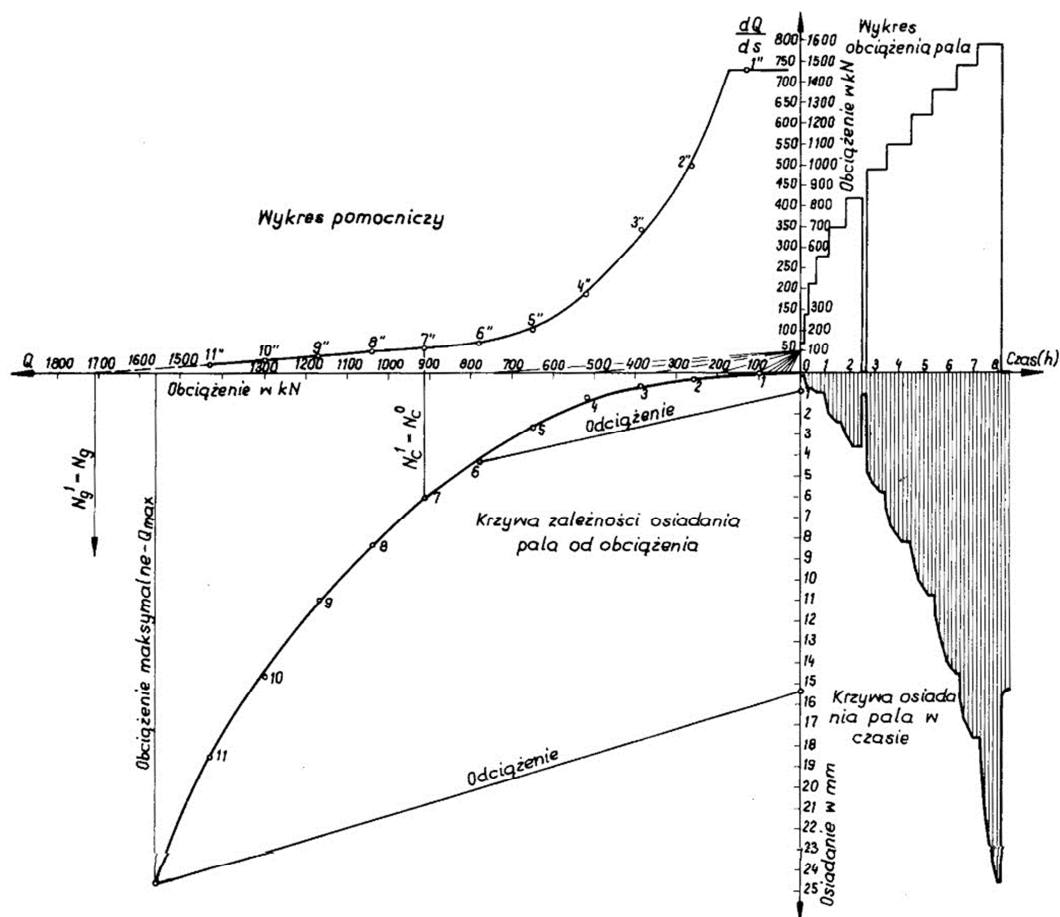
Rys. 2.3. Definicje nośności granicznej pala

Podczas pracy pala w gruncie nie następuje jego zniszczenie w rozumieniu tego słowa stosowanym w projektowaniu konstrukcji stalowych czy żelbetowych, gdzie jest ono związane np. z nagłym pękaniem elementu bądź bifurkacją. Należy zatem przyjąć inne kryterium zniszczenia – dyskusja w tej kwestii jest nadal otwarta.

#### 2.4.4.2. Polska norma palowa

Pojęcie granicznej nośności pala (oznaczenie  $N_g$ ) w polskiej normie używane jest jedynie w części dotyczącej sprawdzania nośności pali w terenie (p. 7 normy). Jej wartość określana jest przez przedłużenie w przybliżeniu prostoliniowego odcinka wykresu pomocniczego ( $dQ/ds$ , patrz Rys. 2.4) do punktu jego przecięcia z osią  $Q$ . Taka interpretacja wykresu oznacza założenie o istnieniu pionowej asymptoty funkcji  $s(Q)$ , co jest zgodne z pierwszą definicją przytoczoną w 2.4.4.1.

Tego rodzaju metodę ekstrapolacji krzywej obciążenie–osiadanie, umożliwiającą wyznaczenie nośności granicznej na podstawie wyników badań pali, w których nie osiągnięto wartości obciążenia „niszczącego” pal, zaproponował Chin (1970), zawężając do pali ogólniejsze sformułowania przedstawione wcześniej przez Kondnera (1963).



Rys. 2.4. Wykres zależności osiadania pala od wielkości obciążenia, zawierający: krzywą zależności osiadania pala od obciążenia; wykres obciążenia pala w czasie; wykres osiadania pala w czasie; wykres pomocniczy  $dQ/ds$  (PN-83/B-02482, 1983)

### 2.4.4.3. Inne propozycje

Poniżej przedstawiono propozycje sposobu określania wartości nośności granicznej pala na podstawie testu statycznego (Fellenius, 2001).

#### Metoda Davissona

Metoda określa maksymalne dopuszczalne przemieszczenie głowicy pala, odpowiadające jego nośności granicznej, jako sumę trzech składników (Davisson, 1972):

- wartości przemieszczenia odpowiadającej skróceniu sprężystemu pala rozważanego jako wolnostojący słup,
- wartości stałej równej  $0,15'' \approx 4$  mm,
- wartości zależnej od średnicy pala  $D_p/120$ .

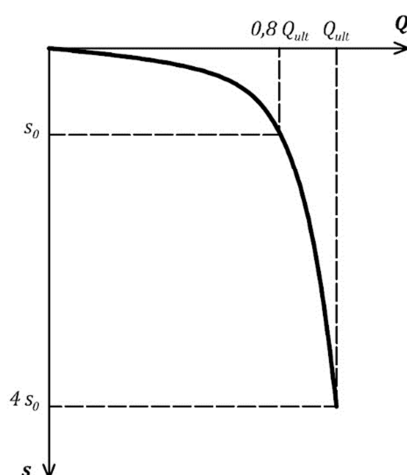
Metoda ta prowadzi w większości przypadków do dosyć ostrożnego oszacowania wartości nośności granicznej (Abdelrahman, Shaarawi i Abouzaid, 2003).

### Metoda De Beera

Metoda oparta na analizie wykresu obciążenie–osiadanie przedstawionego w podwójnej skali logarytmicznej: wartość nośności, nazywana przez autora „obciążeniem uplastyczniającym” (ang. *yield load*), odpowiada punktowi przecięcia dwóch w przybliżeniu liniowych odcinków tego wykresu (De Beer, 1967). Praktyczne zastosowanie tej metody jest często utrudnione ze względu na fakt, że mimo zastosowania podwójnej skali logarytmicznej, nie zawsze można jednoznacznie wyselekcjonować dwa prostoliniowe odcinki zależności obciążenie–osiadanie. Aby było to możliwe, badanie pala musi być przeprowadzone do wartości obciążenia bliskiej obciążeniu „niszczącemu” pal.

### Metoda Hansena

Hansen (1963) definiuje nośność graniczną jako obciążenie, przy którym przemieszczenie głowicy pala osiąga 4-krotność wartości uzyskiwanej przy 80% wartości tego obciążenia. Zasadę działania tego kryterium przedstawiono na Rys. 2.5. Takie kryterium wydaje się być bardzo przydatne w praktycznym zastosowaniu.



Rys. 2.5. Kryterium Hansena – zasada określania nośności granicznej

#### 2.4.4.4. Podsumowanie

Podstawowym problemem w określeniu wartości nośności granicznej pala na podstawie wyników próbnego obciążenia jest na ogół fakt, że w badaniu pala wartość przyłożonej siły nie jest bliska wartości nośności granicznej – np. zgodnie z polską normą palową pal obciąża się maksymalnie do wartości 150% projektowanego obciążenia. W założeniu pal powinien „wytrzymać” badanie do tej siły bez uszkodzenia, a po badaniu ma się wciąż nadawać do wykorzystania w pracy konstrukcji.

## 3. Sondowanie statyczne CPT

### 3.1. Wprowadzenie

Badanie CPT (ang. *cone penetration test*) polega na wprowadzeniu w grunt sondy (penetrometru) w kształcie stożka za pomocą zestawu żerdzi, przy zachowaniu stałej prędkości penetracji. Podczas badania rejestrowane są: opór penetracji stożka  $q_c$  oraz opór tarcia na tulei ciernej  $f_s$ .

W Polsce badanie to nazywa się testem statycznej penetracji stożka lub, w skrócie, „sondowaniem statycznym”, dla odróżnienia od bardziej u nas rozpowszechnionego sondowania dynamicznego DP (ang. *dynamic probing*).

W rozumieniu normy ISO 22476-1 (2012) oznaczenie CPT odnosi się do badań prowadzonych zarówno sondami z końcówką mechaniczną (ang. *mechanical cone penetration test*), jak i elektryczną (ang. *electrical cone penetration test*). Dla ich wyraźnego rozróżnienia badania sondą mechaniczną (tzw. stożkiem Begemanna) otrzymały oznaczenie CPTM i opisane są w części 12 wspomnianej normy (ISO 22476-12, 2009), w odróżnieniu od tych wykonywanych stożkiem elektrycznym, które oznaczają się jako CPTE.

Obecnie najbardziej rozpowszechnioną, a jednocześnie dającą względnie precyzyjną informację o badanym gruncie, wersją stożka sondy statycznej jest stożek typu CPTU (ang. *piezocone penetration test*). Badanie CPTU uwzględnia dodatkowo pomiar ciśnienia porowego w sąsiedztwie stożka (ISO 22476-1, 2012).

Szersze informacje na temat tej metody badań gruntu, historii rozwoju konstrukcji penetrometrów, metod interpretacji wyników i inne zawarto w załączniku Z2. Kompendium wiedzy na temat badań sondą statyczną stanowi praca Lunne, Robertsona i Powella (1997) *Cone Penetration Testing in Geotechnical Practice*.

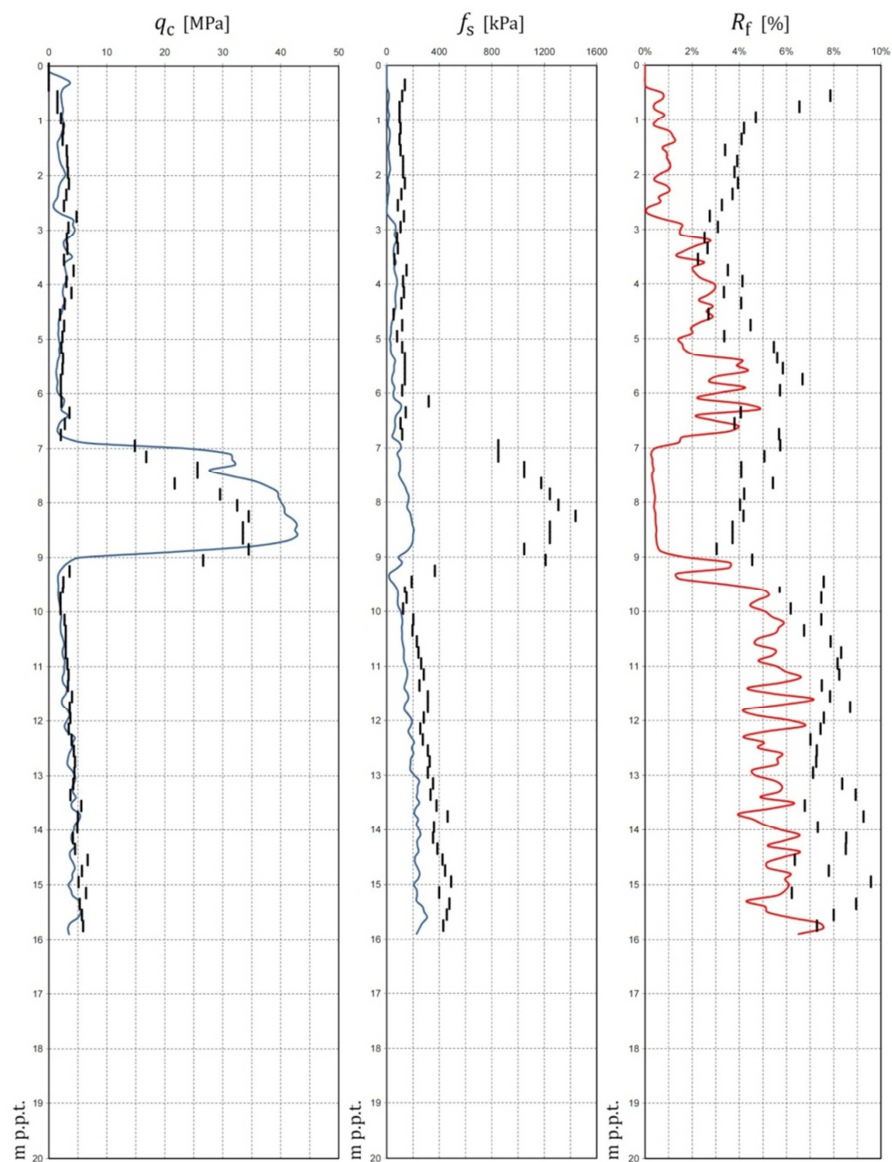
### 3.2. Porównanie badań penetrometrami typu CPTM i CPTE

Stożki sondy statycznej, mechaniczny i elektryczny, dość znacząco różnią się co do kształtu (patrz Fot. 3.1) i sposobu wykonywania pomiarów. Różnice te mogą w istotny sposób wpływać na rejestrowane podczas testu wyniki.

Autor przeprowadził własne badania porównawcze w tym zakresie: przykładowe ich wyniki pokazano na Rys. 3.1, a bardziej szczegółowo opisano je w załączniku Z2.



Fot. 3.1. Stożki sondy statycznej: elektryczny S-CPTU (z lewej) i mechaniczny CPTM (z prawej) na wyposażeniu Zakładu Współdziałania Budowli z Podłożem, PK (fot. B. Czado)



Rys. 3.1. Porównanie wyników badań penetrometrem elektrycznym (linie ciągłe) i mechanicznym (znaczniki)



Ze względu na wykazane różnice w wynikach pomiarów autor całkowicie odstąpił od wykonywania badań penetrometrem mechanicznym Begemanna (CPTM), uznając ich wyniki za niedostatecznie wiarygodne. W niniejszej pracy wykorzystane zostały tylko dane uzyskane w badaniach przeprowadzonych sondą typu CPTe/CPTU.

Również przedstawiona w niniejszej pracy propozycja metody wyznaczania nośności pala zakłada, że do obliczeń wykorzystane będą wyniki badań wykonanych z użyciem stożka elektrycznego typu CPTe, CPTU lub S-CPTU.

### 3.3. Wpływ wykonania wykopu fundamentowego na uzyskiwane wyniki badań CPT

Ciężar gruntu zalegającego powyżej poziomu, na którym następuje pomiar oporów penetracji, wywołuje w gruncie określony stan naprężenia (tzw. naprężenia pierwotne), co ma wpływ na rejestrowane wartości. Pojawia się wątpliwość, czy badania wykonywane z powierzchni terenu, przed zdjęciem nadkładu do poziomu posadowienia fundamentów (tj. przed wykonaniem wykopu), odzwierciedlają w sposób właściwy docelową nośność gruntu wokół pala. Rozważania tego problemu wraz z analizą porównawczą wyników badań przedstawiono w załączniku Z2.

Ze względu na fakt, że w większości przypadków badania podłoża wykonywane są z pierwotnego poziomu terenu, metoda wyznaczenia nośności pala zaproponowana w niniejszej pracy jest również oparta na takim założeniu.

### 3.4. Interpretacja wyników badania CPT

Wyniki testu statycznej penetracji stożka mogą posłużyć:

- do interpretacji rodzaju gruntu,
- do określenia następstwa warstw w podłożu,
- do wyznaczenia parametrów mechanicznych będących podstawą do obliczenia nośności fundamentów, w szczególności palowych,
- pośrednio (poprzez odpowiednie korelacje) do określenia parametrów geotechnicznych, takich jak: gęstość gruntu, wytrzymałość na ścinanie w warunkach bez odpływu  $s_u$  i stopień plastyczności  $I_L$  gruntów drobnoziarnistych, efektywny kąt tarcia wewnętrznego  $\varphi'$  i stopień zagęszczenia  $I_D$  gruntów gruboziarnistych, a także parametrów charakteryzujących odkształcalność podłoża.

Sposoby interpretacji badań CPT dla określenia rodzaju gruntu, następstwa warstw w podłożu, parametrów stanu/konsystencji gruntów w poszczególnych warstwach przedstawiono w załączniku Z2.

Metoda wyznaczania nośności pala fundamentowego zaproponowana w niniejszej pracy zakłada, że interpretacja wyników sondowania CPT będzie wykorzystana jedynie na etapie przyjmowania geometrii pala i poziomu posadowienia jego podstawy. Z kolei do wyznaczenia w obliczeniach wartości nośności posłużą jedynie parametry oporów penetracji bezpośrednio pomierzone w badaniu.

## 4. Metody wyznaczania nośności pojedynczego pala na podstawie wyników CPT

### 4.1. Wprowadzenie

W niniejszym rozdziale pracy przedstawiono inne metody zastosowania wyników badań CPT do projektowania pali niż wspomniane wcześniej w 2.4.3.2. Metody tego typu są bardzo liczne – przede wszystkim ze względu na mnogość technologii wykonywania pali, ale też ze względu na różnorodność warunków geotechnicznych, dla których pale są projektowane. Metody wykorzystujące w sposób bezpośredni wyniki badania CPT dają najbardziej satysfakcjonujące wyniki z następujących powodów:

- kształt penetrometru jest zbliżony do kształtu pala; wyjątek stanowi tu końcówka stożkowa, jednakże np. podczas procesu wbijania pod jego podstawą tworzy się strefa zagęszczonego gruntu o kształcie zbliżonym do stożka,
- stan gruntu podczas wykonywania badania jest na ogół podobny do tego, w jakim będzie wykonywany pal (z uwzględnieniem zastrzeżeń opisanych w p. 3.3),
- proces wykonywania badania CPT jest *quasi*-statyczny, co bardziej odpowiada charakterowi późniejszej pracy pala niż w przypadku innych badań,
- sonda podczas penetracji powoduje wystąpienie wokół niej stanu granicznego w gruncie, zarówno pod stożkiem, jak i wzdłuż tulei ciernej, co powinno mieć bezpośrednie przełożenie na możliwość przewidywania wystąpienia stanu granicznego wokół pala (Bloomqvist, McVay i Hu, 2007).

Metody takie muszą jednak brać pod uwagę kilka istotnych trudności:

- efekt skali, spowodowany istotną różnicą pomiędzy średnicą stożka sondy a średnicą pala,
- możliwość błędnej identyfikacji gruntów scementowanych jako gruntów o większym zagęszczeniu (wyższe rejestrowane wartości  $q_c$ ),
- badanie prowadzone w gruntach nasyconych o niskiej przepuszczalności powoduje wygenerowanie nadwyżki ciśnień porowych, powodując wzrost rejestrowanych wartości  $q_c$ , (Bloomqvist, McVay i Hu, 2007) w gruntach takich powinno się stosować sondę CPTU umożliwiającą pomiar ciśnienia porowego i wprowadzenie odpowiednich korekt.

Poniższa tabela zawiera zestawienie metod wyznaczania nośności pali na podstawie wyników sondowania CPT w porządku chronologicznym.

Tab. 4.1. Zestawienie metod wyznaczania nośności pali na podstawie wyników badań CPT

Autorzy	Rok	Autorzy	Rok
Van der Veen i Boersma	1957	Velloso	1981
Meyerhoff	1959	Bustamante i Gianeselli	1982
Begemann	1963	Tumay i Fakhroo	1982
Mohan, et al.	1963	Price i Wardle	1982
Tassois	1974	Philipponat	1983
Janbu i Senneset	1974	Gwizdała	1984
Aoki i De Alencar	1975	Wiłun, et al.	1987
Nottingham	1975	Eslami i Fellenius	1997
Schmertmann	1978	Bustamante i Gianeselli	1998
Philipponat	1978	Takesue, et al.	1998
Adamczyk	1978	Stęczniewski	2003
Energopol	1979	Gwizdała, et al.	2009
De Ruitter i Beringen	1979	Ardalan, et al.	2009

Metody te dotyczą na ogół wybranych typów pali posadowionych w określonych warunkach gruntowych. Najczęściej nie jest więc możliwe bezpośrednie porównanie otrzymywanych za ich pomocą nośności.

Zdecydowana większość metod projektowania pali na podstawie wyników badania CPT opiera się na wykorzystaniu statycznego wzoru na nośność graniczną pala (Gwizdała, Stęczniewski i Dyka, 2009):

$$R_{c;cal} = R_{b;cal} + R_{s;cal} = A_b q_b + \sum_i A_{s,i} q_{s,i}. \quad (4.1)$$

#### 4.1.1. Opór podstawy

Jednostkowy opór gruntu pod podstawą pala  $q_b$  wyznaczany jest na podstawie uśrednionego oporu pod stożkiem sondy  $q_c$  zarejestrowanego w strefie gruntu wokół podstawy pala. Przy jego obliczaniu stosowane jest na ogół jedno z dwóch przedstawionych niżej podejść.

##### *Podejście 1*

Podejście to polega na zastosowaniu współczynnika redukcyjnego do uzyskanej średniej wartości oporów pod stożkiem sondy statycznej, zgodnie ze wzorem:

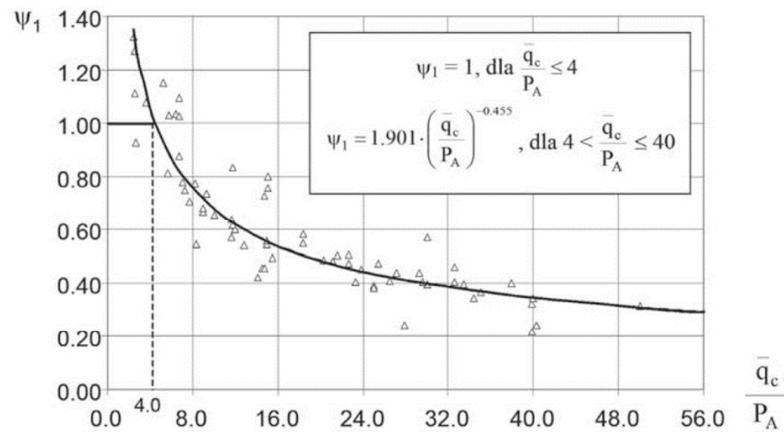
$$q_b = \psi_1 \bar{q}_c. \quad (4.2)$$

gdzie:

$\psi_1$  współczynnik redukcyjny zależny od wartości średniej  $\bar{q}_c$ ,

$\bar{q}_c$  wartość średnia z wartości oporu pod stożkiem zarejestrowanych w strefie gruntu wokół podstawy pala.

Współczynnik  $\psi_1$  podawany jest w poszczególnych metodach w formie tabelaryzowanej lub funkcyjnej. Propozycję funkcyjnej zależności, opracowaną dla pali wbijanych, przedstawia Rys. 4.1.



Rys. 4.1. Zależność współczynnika  $\psi_1$  od średniej wartości  $\bar{q}_c$  wokół podstawy pala (Gwizdała, Stęczniewski i Dyka, 2009);  $P_A = 1$  MPa

### Podejście 2

Drugie podejście polega na zastosowaniu takiej metody uśredniania wartości  $q_c$  zarejestrowanych w strefie gruntu wokół podstawy pala, aby już uzyskana średnia była wartością bezpieczną i nie wymagała stosowania dodatkowego współczynnika.

Przykład takiej metody uśredniania, wykorzystującej tzw. zasadę ścieżki minimalnej (ang. *Minimum Path Rule*, MPR), zaproponowanej przez Schmertmanna (1978), przedstawiono na Rys. 4.2.

#### 4.1.2. Opór pobocznic

Jednostkowy opór gruntu wzdłuż pobocznic pala wyznaczany jest bądź to na podstawie wartości oporu pod stożkiem sondy, wg wzoru:

$$q_{s,i} = \frac{q_{c,i}}{\psi_2}, \quad (4.3)$$

albo też na podstawie rejestrowanych wartości tarcia na tulei ciernej sondy, wg wzoru:

$$q_{s,i} = \frac{f_{s,i}}{\psi_3} \quad (4.4)$$

Dyskusja co do słuszności stosowania jednego bądź drugiego podejścia jest wciąż otwarta, gdyż oba posiadają zarówno wady, jak i zalety. Zaletą bezpośredniego zastosowania wartości tarcia na tulei ciernej jest możliwość uniknięcia w procedurze obliczania nośności pala etapu interpretacji profilu gruntowego i stosowania współczynników  $\psi_2$  zależnych od rodzaju gruntu, co skłoniło autora do wykorzystania tego właśnie podejścia w proponowanej metodzie, opisanej w punkcie 5.5.

## 4.2. Metoda Schmertmanna

Metodę tę omówiono szczegółowo ze względu na fakt, że jej elementy zostały wykorzystane w proponowanej metodzie, opisanej w punkcie 5.4. Jest to metoda wykorzystująca zarówno opór stożka, jak i tarcie na tulei ciernej. Opór pod stożkiem wyznaczany jest zgodnie z zasadą ścieżki minimalnej (MPR).

Jednostkowy opór gruntu pod podstawą pala wyznacza się jako  $q_b = (q_{c1} + q_{c2})/2$ , gdzie  $q_{c1}$  jest średnią arytmetyczną wartości  $q_c$  zmierzonych na odcinku od  $yD$  poniżej podstawy pala<sup>1</sup> (ścieżka  $a-b-c$ ), przy czym na ścieżce  $a-b$  sumuje się faktycznie pomierzone wartości  $q_c$ , a na ścieżce  $b-c$  wartości wyznaczone z zasady MPR; wartość  $y$  dobiera się z przedziału  $0,7 \div 4,0$  w taki sposób, aby  $q_{c1}$  przyjęło wartość minimalną;  $q_{c2}$  jest średnią wartością  $q_c$  na odcinku od podstawy pala do głębokości  $8D$  powyżej (ścieżka  $c-e$ , zgodnie z MPR).

Opór poboczniczy pala posadowionego w gruntach piaszczystych wyznaczany jest z uwzględnieniem podziału poboczniczy pala na dwie strefy: w pierwszej, sięgającej od podstawy do odległości  $8D$  powyżej jej poziomu, pomierzona wartość  $f_s$  jest odpowiednio zredukowana zależnie od głębokości, w drugiej zaś (górnej) pozostawiona bez zmian.

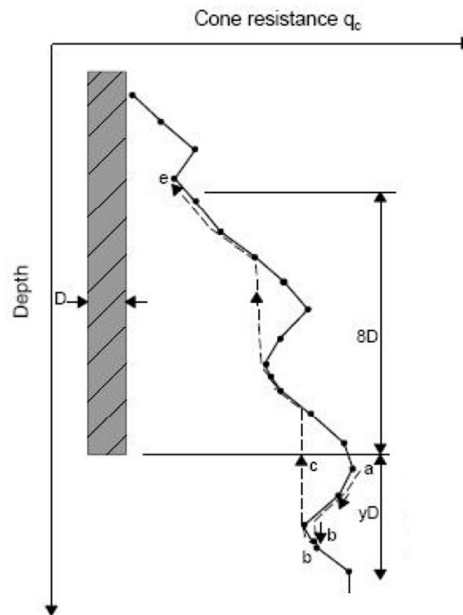
Nośność poboczniczy wyznacza się ze wzoru:

$$Q_s = \alpha_s \left( \sum_{z=0}^{8D} \frac{z}{8D} f_{sz} A_{sz} + \sum_{z=8D}^{L_p} f_{sz} A_{sz} \right), \quad (4.5)$$

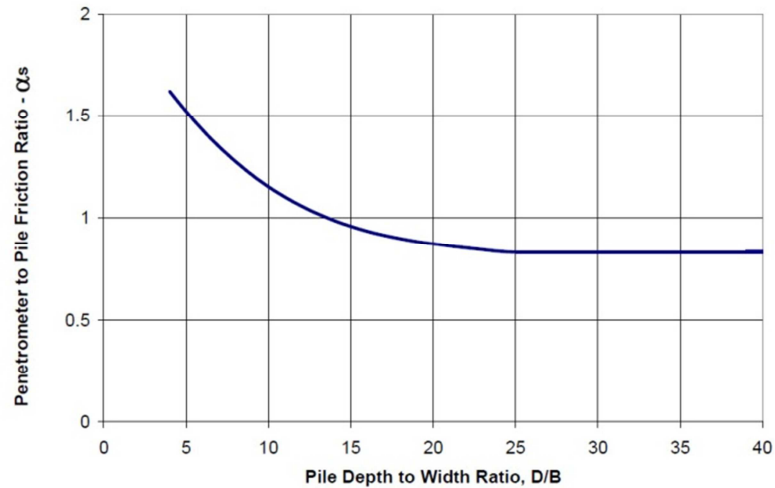
gdzie:  $\alpha_s$  jest współczynnikiem tarcia na styku pal–grunt w stosunku do tarcia na styku penetrometr–grunt, wyznaczanym w zależności od stosunku głębokości posadowienia do średnicy pala, zgodnie z Rys. 4.3;  $f_{sz}$  jest wartością oporu tulei ciernej sondy na

<sup>1</sup> Metodę opartą na przyjmowaniu zmiennej głębokości strefy uśredniania wartości  $q_c$ , zaproponował wcześniej Begemann (1963). Analogiczną metodykę wyznaczania oporu podstawy pala zawiera metoda zaproponowana w załączniku D.7 normy Eurokod 7.

rozpatrywanej głębokości  $z$ ;  $A_{sz}$  jest powierzchnią boczną rozpatrywanego odcinka pała na głębokości  $z$ .



Rys. 4.2. Uśrednianie wartości przy wykorzystaniu zasady ścieżki minimalnej MPR (Bloomqvist, McVay i Hu, 2007)



Rys. 4.3. Zależność funkcyjna do wyznaczenia współczynnika  $\alpha_s$  w metodzie Schmertmanna (Bloomqvist, McVay i Hu, 2007)

### 4.3. Inne metody

Przegląd, opis oraz wyniki obliczeń porównawczych dla niektórych metod przedstawione zostały m.in. w pracach: Stęczniewski (2003), Bloomqvist, McVay i Hu (2007), Albuquerque, Carvalho i Fontaine (2010), Wrana i Czado (2011).

Proponowane są również inne, niekonwencjonalne metody wyznaczania nośności pali na podstawie wyników sondowania CPT/CPTU, np. wykorzystujące sztuczne sieci neuronowe: Bhattacharya i Solomatine (2006), Ardalán, Eslami i Nariman-Zadeh (2009).

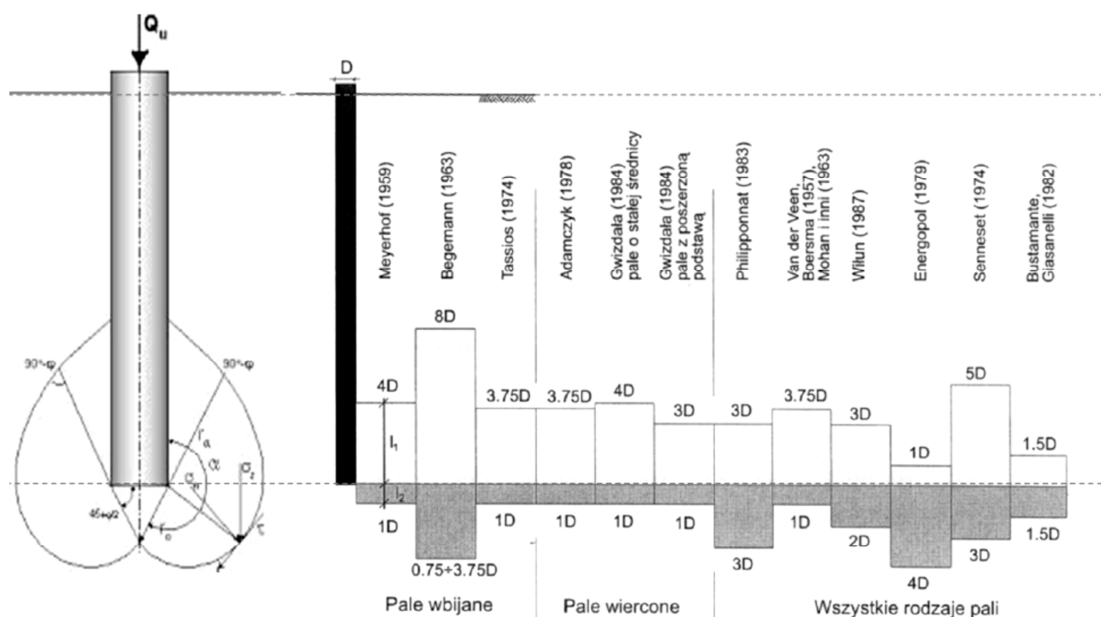
#### 4.3.1. Zasięg strefy gruntu wpływającej na nośność podstawy

Wartość jednostkowego oporu gruntu pod podstawą pala  $q_b$  określana na podstawie pomiarów oporu stożka sondy musi brać pod uwagę wartości  $q_c$  zarejestrowane w strefie obejmującej grunty zalegające zarówno powyżej, jak i poniżej poziomu podstawy pala. Jest to spowodowane wpływem parametrów gruntów warstw sąsiednich na możliwość przemieszczania się materiału gruntowego zalegającego bezpośrednio pod podstawą pala.

Poszczególne metody projektowania pali na podstawie wyników badań CPT proponują różną metodykę uśredniania wartości  $q_c$  zarejestrowanych w sąsiedztwie podstawy pala. Wszystkie omawiane wyżej metody uzależniają zasięg strefy podłoża, z której parametry podlegają uśrednianiu, od nominalnej  $D_p$  bądź zastępczej średnicy pala  $D_{eq}$ , wprowadzając mnożniki:  $l_1 = y_1 D$  – dla strefy powyżej podstawy pala,  $l_2 = y_2 D$  – dla strefy poniżej podstawy pala. Istotne różnice widoczne są przede wszystkim w:

- proporcjach pomiędzy zasięgiem strefy powyżej i poniżej podstawy pala  $l_1/l_2$ ,
- sposobie uśredniania wartości (poprzez średnią arytmetyczną lub średnią ważoną),
- uzależnieniu bądź nie zasięgu strefy od technologii wykonania pala.

Zestawienie zakresów strefy uśredniania dla różnych metod i typów pali sporządzone przez Stęczniewskiego (2003) przedstawiono na Rys. 4.4.



Rys. 4.4. Zasięg strefy podłoża uwzględnianej przy obliczaniu jednostkowego oporu podstawy pala (Stęczniewski, 2003)

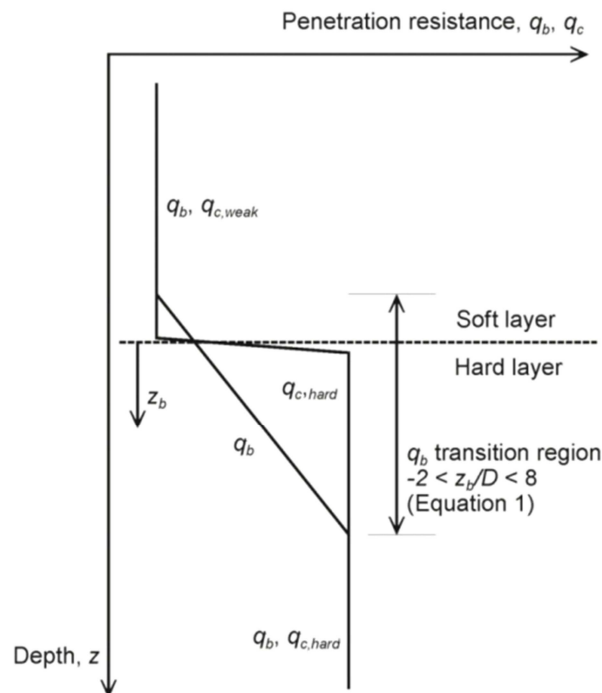


Wśród opisanych metod można wyodrębnić trzy odmienne sposoby wyznaczania zasięgu strefy uśredniania wartości  $q_c$ :

- przyjęcie stałych wartości mnożników  $\gamma_1$  i  $\gamma_2$  (Bustamante i Gianeselli, 1998),
- przyjęcie różnych wartości mnożników, wybieranych wariantowo (Stęczniewski, 2003), (Gwizdała, Stęczniewski i Dyka, 2009),
- przyjęcie stałej wartości mnożnika  $\gamma_1$  i zmiennej, uzależnionej bezpośrednio od warunków gruntowych, wartości mnożnika  $\gamma_2$  (Begemann, The use of static cone penetrometer in Holland, 1963), (Schmertmann, 1978), PN-EN 1997-2 Załącznik D.7 (2009).

Analogiczne zjawisko, występujące jednak w mniejszej skali, ma wpływ na rejestrowane wartości oporu pod stożkiem sondy i jest szczególnie widoczne przy przejściu z warstwy słabszej do mocniejszej (Lunne, Robertson i Powell, 1997). Analizy tego zjawiska podjął się m.in. White (2003). Przedstawia on schematycznie zależność oporu pod podstawą pała w funkcji głębokości (por. Rys. 4.5).

White w swojej pracy, bazującej na badaniach *in situ* wykonanych dla pali z rur stalowych z dnem zamkniętym, podważa z kolei słuszność uzależniania wielkości rozważanej strefy wokół podstawy pała od jego średnicy.



Rys. 4.5. Zależność wartości  $q_b$  oraz  $q_c$  od głębokości w strefie przejściowej pomiędzy warstwami słabszego i mocniejszego gruntu (White, 2003)

### 4.3.2. Uzasadnienie potrzeby dalszych prac

Norma Eurokod 7 (Część 2) zawiera następujący zapis: „4.3.4.2 (1)P Jeśli graniczna nośność pala wciskanego albo wyciąganego zgodnie z PN-EN 1997-1:2004 7.6.2.3 albo 7.6.3.3 jest wyprowadzona na podstawie wyników badania CPT, wtedy należy wykorzystywać zasady obliczania oparte na lokalnie ustalonych korelacjach między wynikami próbnych obciążeń statycznych pali, a wynikami badania CPT”. Stanowi on w rozumieniu normy „zasadę”, czyli zapis, od którego nie można czynić odstępstw.

Biorąc pod uwagę powyższe, uzasadnione jest podejmowanie dalszych prac nad metodami wyznaczania nośności pali opartymi na zależnościach i parametrach sformułowanych dla warunków lokalnych, nietypowych – jak chociażby te występujące w obszarze *Białych Móz* w Krakowie-Łagiewnikach.

## 5. Metody opisu charakterystyki obciążenie–osiadanie pojedynczego pala

### 5.1. Wprowadzenie

Wyniki pomiarów nośności przez próbne obciążenie statyczne pali w większości przypadków nie osiągają nośności granicznej pala – poszukiwane są zatem metody umożliwiające opis przebiegu charakterystyki obciążenie–osiadanie. Prace podejmujące to zagadnienie można podzielić na dwie grupy:

- propozycje analitycznego opisu funkcji  $s(Q)$  w najlepszym stopniu dopasowanego do wyników przeprowadzonych wcześniej badań terenowych,
- propozycje opisu tej zależności na podstawie informacji o gruncie i palu, umożliwiającej jej wyznaczenie jeszcze przed wykonaniem pala.

W pierwszym z wymienionych podejść opis funkcji  $s(Q)$  opiera się na statystycznej obróbce danych zebranych w doświadczeniach praktycznych, a przyjęty model jest kalibrowany dla danej lokalizacji, natomiast przebieg krzywej nie jest bezpośrednio zależny od danych uzyskanych z profilu gruntowego (choć pośrednio wynika z warunków gruntowych). Podejście to zastosowano m.in. w publikowanych aktualnie pracach prof. Meyera (Meyer i Szmechel, 2013), (Meyer Z. , 2013).

Do drugiej grupy zaliczyć można prace publikowane przez prof. Gwizdałę z zespołem, które opierają się na dyskretnym modelu pala w podłożu gruntowym. Uzyskiwane zależności obciążenie–osiadanie wynikają zatem bezpośrednio z informacji o gruncie i projektowanym palu.

### 5.2. Propozycja prof. Z. Meyera

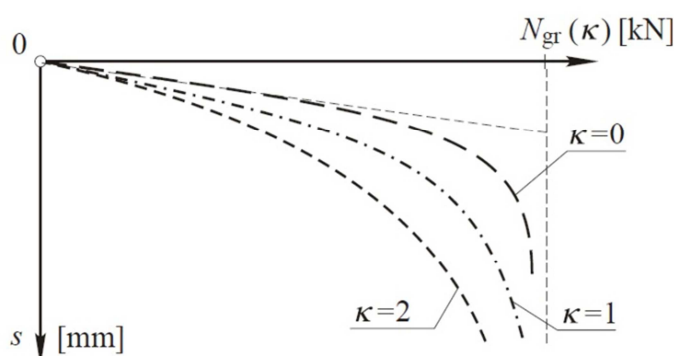
W metodzie zakłada się, że znana jest wartość nośności granicznej pala jako obciążenia, dla którego przyrost przemieszczenia następuje bez dalszego wzrostu obciążenia. Zakłada się następnie, że funkcja opisująca krzywą obciążenie–osiadanie spełnia następujące warunki:

- funkcja  $s(Q)$  posiada asymptotę ukośną w zerze, tj.: dla  $Q = 0$ ,  $s(Q) = 0$  oraz  $dQ/ds > 0$ .
- funkcja  $s(Q)$  posiada asymptotę pionową odpowiadającą nośności granicznej, tj.:  $\lim_{Q \rightarrow Q_{\text{lim}}} s(Q) = \infty$ .

Funkcję, która spełnia powyższe założenia, zaproponował prof. Meyer (2010). Zapisana jest ona wzorem:

$$s(Q) = A \cdot \left( \frac{1}{\left(1 - \frac{Q}{Q_{\text{lim}}}\right)^\kappa} - 1 \right), \quad (5.1)$$

gdzie:  $Q_{\text{lim}}$  jest wartością graniczną nośności (asymptota pionowa funkcji), natomiast wielkości  $A$  oraz  $\kappa$  są stałymi. Kształt zaproponowanej funkcji w zależności od zmiany parametru  $\kappa$  pokazano na Rys. 5.1.



Rys. 5.1. Zależność kształtu funkcji opisującej charakterystykę obciążenie–osiadanie pala fundamentowego od wartości parametru  $\kappa$  (Meyer Z., 2013)

W kolejnych pracach (Meyer Z. , 2013) (Meyer i Szmeczel, 2013) autorzy podejmują próby doboru parametrów funkcji (5.1) tak, aby możliwie najlepiej dopasować jej przebieg do wielkości pomierzonych. Wynika z nich duża wrażliwość oszacowania wartości granicznej  $Q_{\text{lim}}$  na niewielkie zmiany parametru  $\kappa$ .

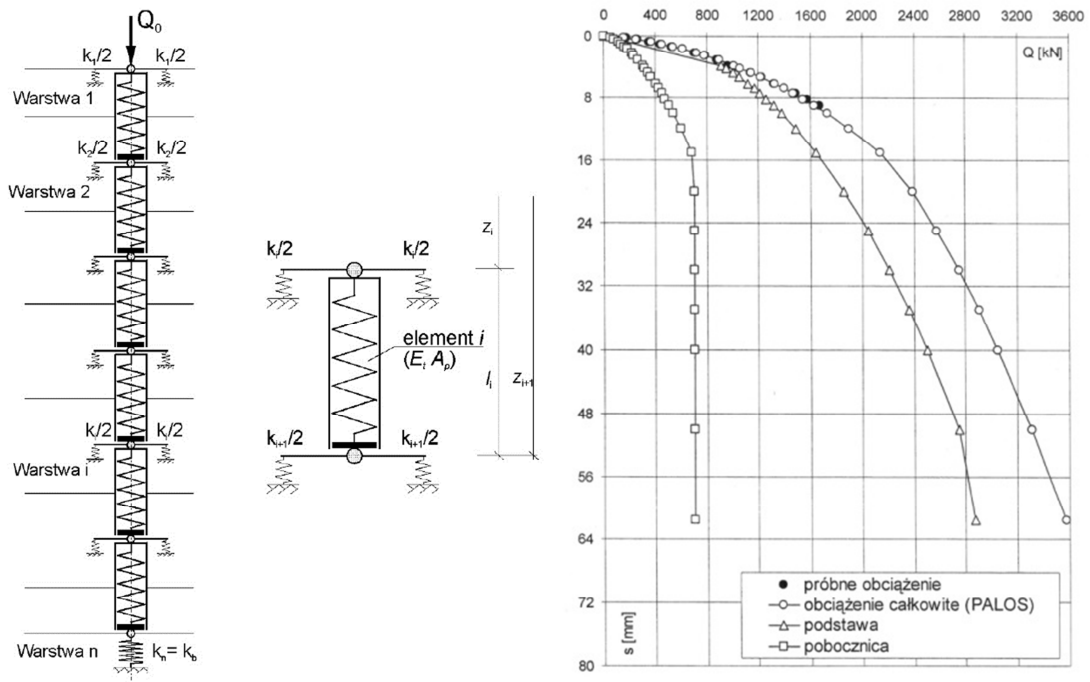
Należy zaznaczyć, że propozycja ta nie uwzględnia informacji o gruncie, w którym wykonany jest pał, oraz o geometrii i technologii samego pala. Zatem jej wykorzystanie do przewidywania zachowania pala jeszcze przed jego wykonaniem nie jest możliwe.

### 5.3. Propozycja prof. K. Gwizdały

Metoda pozwalająca na przewidywanie charakterystyki obciążenie–osiadanie na podstawie informacji o podłożu, w którym pał jest wykonany, jak również o geometrii samego pala, rozwijana jest od wielu lat przez zespół prof. Gwizdały.

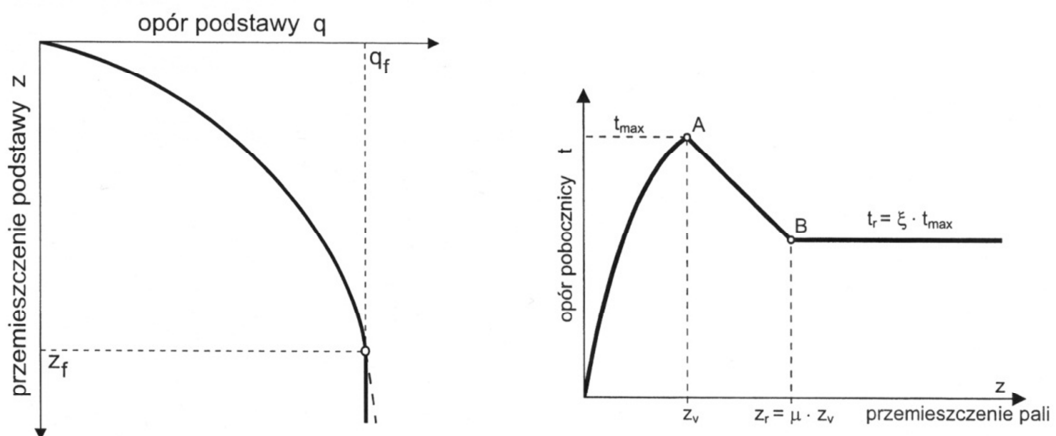
W metodzie stosowany jest dyskretny model pala w gruncie. Grunt oraz pał podzielone są na odcinki dopasowane do układu warstw gruntu. Liniowo sprężysty odcinek pala (o sztywności o co najmniej 2 rzędy wielkości wyższej niż grunt) podparty jest przez nieliniowe sprężyny opisujące reakcje otaczającego gruntu (por. Rys. 5.2). W modelu do opisu gruntu otaczającego pał stosowane są tzw. funkcje transformacyjne (Gwizdała K. ,

1996). W celu praktycznego zastosowania tej metody w procesie projektowania napisano program komputerowy o nazwie *PALOS*.



Rys. 5.2. Założenia modelu dyskretnego pala w gruncie (Gwizdała i Dyka, 2001) – z lewej; przykładowe wyniki symulacji osiadania pala w programie PALOS (Stęczniewski, 2003) – z prawej

Warto zauważyć, że zaproponowane funkcje transformacyjne (por. Rys. 5.3) zostały określone w dziedzinie przemieszczeń (osiadania pala), mają więc postać  $Q(s)$ .



Rys. 5.3. Uogólnione funkcje transformacyjne  $q$ - $z$  oraz  $t$ - $z$  (Gwizdała K., 1996)

Podstawową zaletą proponowanej metody jest możliwość przewidywania charakterystyki obciążenie–osiadanie pojedynczego pala, z rozdzieleniem oporów pomiędzy podstawę i pobocznice, jeszcze przed jego wykonaniem, na etapie projektowania. Na Rys. 5.2 przedstawiono przykładowe wyniki takiej symulacji wykonanej w programie *PALOS*.

## 5.4. Proponowana metoda. Założenia i równania

### 5.4.1. Wprowadzenie

Proponowany jest opis modelu zachowania pala pod obciążeniem na podstawie informacji o podłożu gruntowym uzyskanych z badania CPT oraz o geometrii pala i własnościach materiału, z którego jest wykonany. Przedstawiono równanie opisujące przemieszczenia głowicy pala  $s$  pod obciążeniem  $Q$  – krzywą  $s(Q)$ .

Przedstawiona tu metoda została zainspirowana pracami Gwizdały i Stęczniewskiego. Prezentuje nieco odmienne podejście, ponieważ stosuje się tu funkcje zdefiniowane w dziedzinie obciążenia, postaci  $s(Q)$ , a nie funkcji postaci  $Q(s)$ . Taka koncepcja nawiązuje do wyników badania pala przez próbne obciążenie statyczne, gdzie do głowicy pala przykładana jest siła, a mierzone jest przemieszczenie.

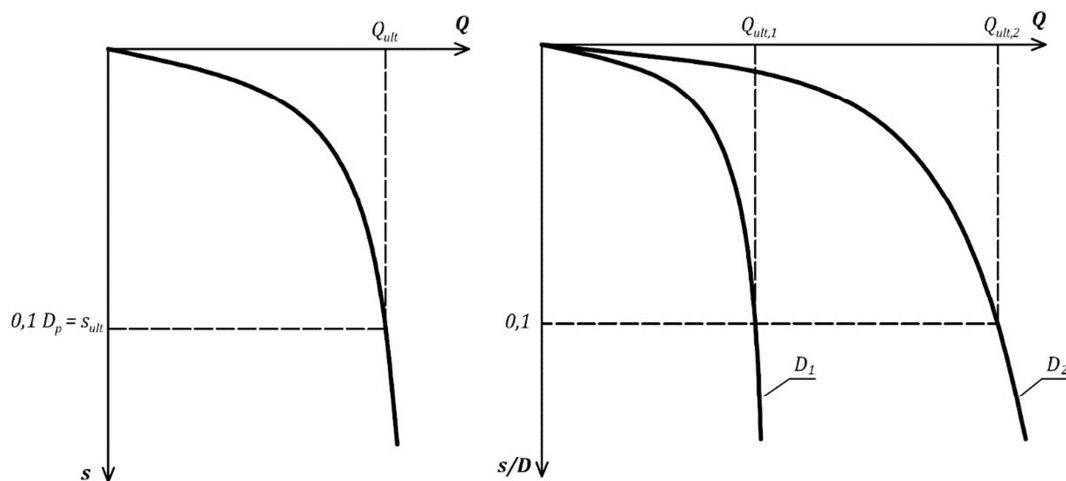
#### *Założenia dotyczące parametrów gruntu i pala*

1. Nośność graniczna podstawy pala  $R_{b,ult}$  oraz nośność graniczna poboczniczy pala  $R_{s,ult}$  wyznaczana jest na podstawie wyników badań sondą CPT.
2. Powyższe wielkości wyznaczane są w miejscach wykonania badań sondą CPT zgodnie z propozycją opisaną w dalszej części niniejszego rozdziału (punkt 5.5) i zweryfikowaną w rozdziale 6.
3. Nośność pala w miejscu jego docelowej lokalizacji wyznaczana jest metodą interpolacji przestrzennej, przedstawioną w 6.5.2.
4. Parametrami geometrii pala są: średnica pala  $D_p$ , długość pala  $L_p$ , a parametrem sztywności materiału pala jest wartość modułu  $E_m$ .

#### *Założenia dotyczące obliczeń przemieszczenia pala*

Zakłada się, że funkcja opisująca charakterystykę obciążenie–osiadanie przyjmuje wartość  $s_{ult} = 0,1D_p$  przy obciążeniu odpowiadającym granicznej nośności pala  $Q_{ult}$ , co ilustruje Rys. 5.4.

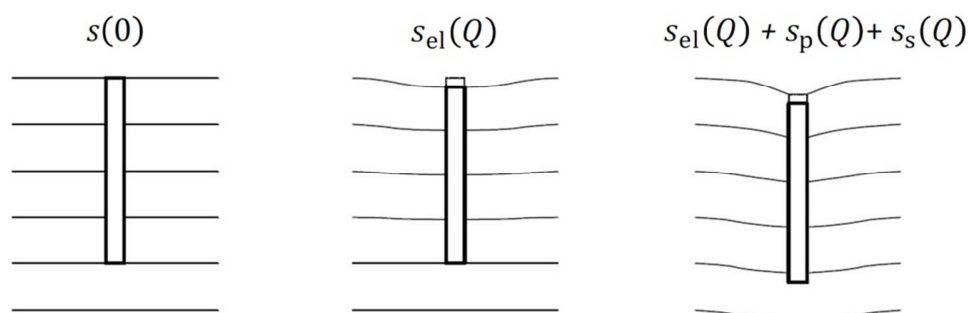
Przyjęcie takiego założenia oznacza pominięcie wpływu smukłości pala, tj. proporcji między średnicą pala a jego długością. W dotychczasowych analizach prowadzonych przez autora pracy rozważano pale, dla których stosunek średnicy do długości  $D_p/L_p$  jest rzędu  $0,035 \div 0,04$ .



Rys. 5.4. Założenie do określenia nośności granicznej w proponowanej metodzie – z lewej; charakterystyki obciążenie–osiadanie dwóch pali o różnej średnicy ( $D_1 < D_2$ ) – z prawej.

Przemieszczenie pala mierzone jest na jego głowicy, a jego wielkość zależy od trzech składników.

1. Pierwszy składnik – to przemieszczenie wynikające z odkształcenia sprężystego pala  $s_{el}$  (skrócenie pala), wywołane naprężeniem ściskającym. Rozkład naprężenia normalnego po długości pala zależy od: obciążenia zewnętrznego, rozkładu naprężenia stycznych na poboczniczy pala oraz rozkładu naprężenia normalnych w gruncie pod podstawą pala.
2. Drugi składnik – to przemieszczenie głowicy pala  $s_g$  wynikające z odkształceń gruntu wokół pala, w zakresie obciążeń niewywołujących przekroczenia nośności poboczniczy.
3. Trzeci składnik – to przemieszczenie podstawy pala  $s_p$  wynikające z odkształceń sprężystych i plastycznych gruntu pod podstawą pala przy obciążeniu przekraczającym wartość nośności poboczniczy.



Rys. 5.5. Założenia do proponowanej metody wyznaczania charakterystyki obciążenie–osiadanie pojedynczego pala

Na podstawie przyjętych założeń funkcja  $s(Q)$  może zostać zapisana jako:

$$s(Q) = s_{el}(Q) + s_s(Q) + s_p(Q) \quad (5.2)$$

W dalszej części rozdziału omówione zostaną przyjęte metody opisu poszczególnych składników zaproponowanej funkcji.

### 5.4.2. Odształcenie własne sprężyste pala

Funkcja zależności przemieszczenia głowicy pala (wynikającego z jego własnego sprężystego odształcenia) od przyłożonej do pala siły  $s_{el}(Q)$  zależy bezpośrednio od rozkładu siły w palu po jego długości.

Opis tego rozkładu opiera się na wcześniejszych pracach nad tym zagadnieniem, m.in. Gwizdały (1996), lecz przede wszystkim na analizie wyników badań ekstensometrycznych pali zrealizowanych na budowie Centrum Jana Pawła II, a opracowanych przez Sieńkę i Bednarskiego (2009).

#### 5.4.2.1. Wyniki badań ekstensometrycznych

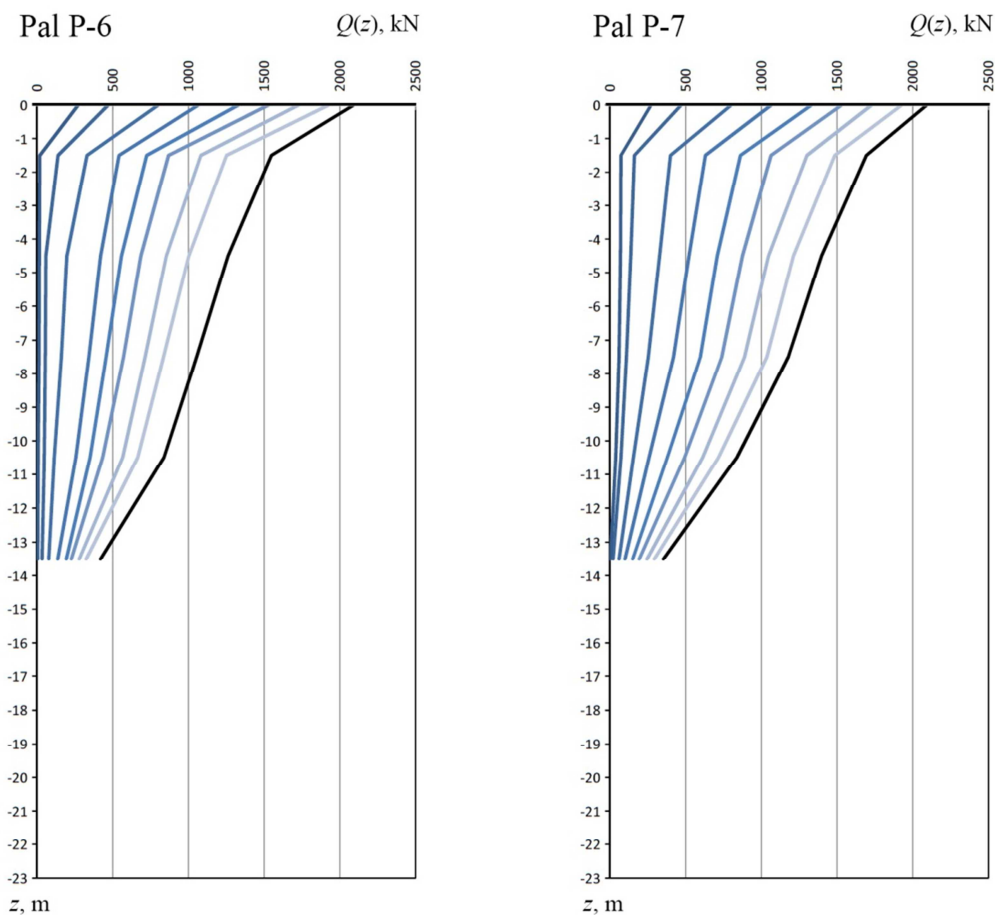
Badania ekstensometryczne, mające na celu określenie rozkładu siły po długości pali wykonanych podczas realizacji I etapu budowy Centrum Jana Pawła II, przeprowadzone zostały z inicjatywy dra hab. inż. Bogumiła Wrany (projektanta posadowienia inwestycji), a wykonawcą była firma *NeoStrain*.

Przebadano 2 pale próbne (nr P-6 i P-7). Rozkład siły po długości pali, zależnie od wartości przyłożonego obciążenia, pokazano na Rys. 5.6.

Podczas badania mierzono odształcenia poszczególnych sekcji zestawu pomiarowego, umieszczonego wewnątrz stalowej rury przyspawanej do zbrojenia pala (dwuteownika stalowego HEB 160). Na podstawie tych pomiarów określono siłę w palu na 5-ciu poziomach (co 3 m), w połowie długości każdego 3-metrowego odcinka. Pale opomiarowane zostały jedynie na długości 15 m od głowicy, gdyż na taką odległość wprowadzone było zbrojenie pala.

Pale były obciążane do siły maksymalnej, odpowiadającej 1,5-krotnej wartości obciążenia obliczeniowego wyznaczonego dla nośności pala, określonej zgodnie z polską normą palową, a zatem siły znacznie niższej niż rzeczywista nośność graniczna pala (co wykazano w rozdziale 6).





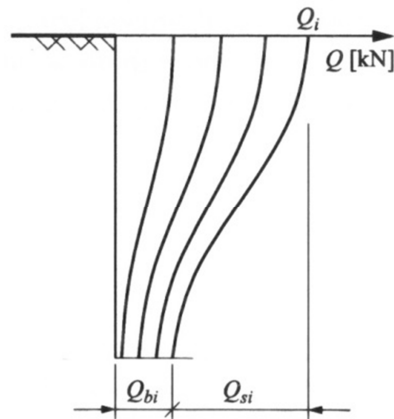
Rys. 5.6. Rozkład siły po długości pali próbnych P-6 i P-7  
wyznaczony w badaniach ekstensometrycznych

Na podstawie przedstawionych wyników można sformułować następujące spostrzeżenia:

- wartość siły zmierzona w pierwszym segmencie pomiarowym jest wyraźnie niższa od wartości przyłożonego obciążenia – jest to prawdopodobnie spowodowane przeniesieniem części obciążenia przez oczep pala na zeskaloną przypowierzchniową warstwę nasypu – w związku z tym w analizach uwzględniono tylko wartości sił zmierzone w samym palu,
- przyłożone obciążenie w całości jest przenoszone przez pobocznicę badanych pali – siła w palu zanika do 0 przed osiągnięciem podstawy pala,
- niezależnie od wartości przykładanego obciążenia jest ono „odczuwane” przez pal na całym analizowanym odcinku – wartości siły różne od 0 są odnotowane w ostatnim dolnym segmencie zestawu pomiarowego nawet przy najniższej wartości przyłożonego obciążenia.

### 5.4.2.2. Rozkład siły w palu

Autor dobrał funkcję przedstawiającą rozkład siły w palu po jego długości zgodnie z wynikami badań ekstensometrycznych. Uwzględnił też rozkład siły w palu opisany m.in. przez Gwizdałę (2011), por. Rys. 5.7.



Rys. 5.7. Typowy rozkład oporów wzdłuż pobocznicy i siły w palu po długości (Gwizdała K., Fundamenty palowe. Technologie i obliczenia., 2011)

Zaproponowano opis opierający się na funkcji postaci potęgowej:

$$F_{p1}(Q, z, L_0, p) = Q \left(1 - \frac{z}{L_0}\right)^p \quad (5.3)$$

oraz funkcji skumulowanej rozkładu normalnego:

$$F_{p2}(Q, z, L_0, Q) = \frac{Q}{2} \left[ 1 - \operatorname{erf} \left( \frac{z - \frac{L_0}{2}}{\sqrt{2 \left(\frac{L_0}{2\pi}\right)^2}} \right) \right], \quad (5.4)$$

gdzie:

$$\operatorname{erf}(x) = \frac{2}{\pi} \int_0^x e^{-t^2} dt. \quad (5.5)$$

Ostatecznie zaproponowana funkcja ma postać:

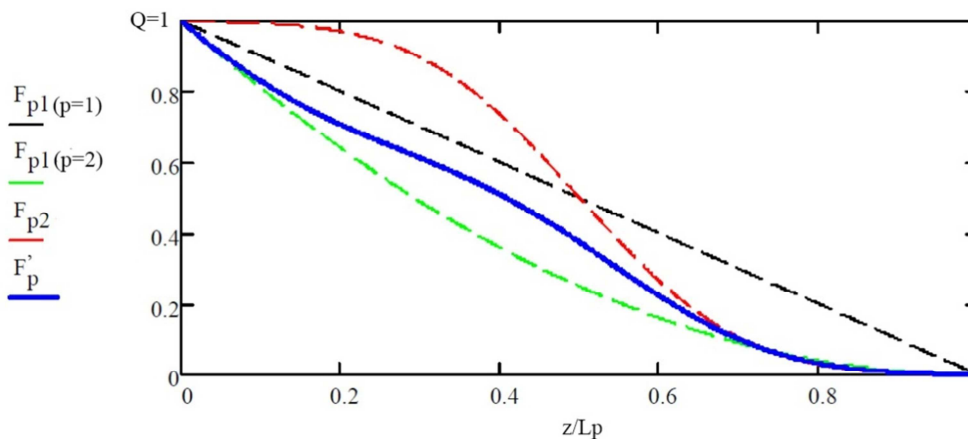
$$F'_p(Q, z, L_0, p) = \begin{cases} \left(1 - \frac{z}{L_0}\right) \cdot F_{p1}(Q, z, L_0, p) + \frac{z}{L_0} \cdot F_{p2}(Q, z, L_0), & z \in \langle 0, L_0 \rangle \\ 0, & z > L_0 \end{cases} \quad (5.6)$$

i jest określona dla dodatnich wartości z.

W powyższych funkcjach jako zmienną należy traktować  $z$ , tj. odległość liczoną od głowicy pala w dół. Parametr  $Q$  odpowiada wartości siły przyłożonej do pala, dla której chcemy wyznaczyć rozkład po długości  $z$ . Parametr  $L_0$  jest odległością od głowicy, na jakiej siła ulega całkowitemu wygaszeniu, zatem dla wartości  $Q \leq R_s$  można przyjąć, że  $L_0 = L_p$ . Wykładnik  $p$  odpowiada za kształt krzywej potęgowej.

Na

Rys. 5.8 przedstawiono wykresy funkcji  $F_{p1}$ ,  $F_{p2}$  oraz  $F_p$  wyznaczone dla jednostkowego obciążenia  $Q = 1$  i jednostkowej długości pala  $L_0 = 1$ . Pokazano wpływ parametru  $p$  na kształt funkcji  $F_{p1}$  oraz przebieg funkcji  $F'_p$  dla wartości parametru  $p = 2$ .



Rys. 5.8. Funkcja rozkładu siły w palu po długości – propozycja

Aby, korzystając bezpośrednio z zaproponowanej funkcji  $F'_p(Q, z, L_0, p)$ , wyznaczyć rozkład siły po długości pala dla dowolnego obciążenia  $z$  z zakresu nieprzekraczającego wartości nośności poboczniczy pala  $Q \leq R_s$ , parametr  $p$  proponuje się uzależnić od stosunku  $Q/R_s$ , w następujący sposób:

$$p = 4\beta + 1, \quad (5.7)$$

przy czym:

$$\beta = \frac{R_s - Q}{R_s}, \quad (5.8)$$

co przy  $Q \rightarrow 0$  daje wartość  $p = 5$ , zaś przy  $Q \rightarrow R_s$  wartość  $p = 1$ .

Dla wartości obciążenia  $Q > R_s$  rozkład siły po długości pala proponuje się wyznaczać z funkcji:

$$F_p''(Q, z, L_0, p) = F_p'(Q, z, L_0, p) + (Q - R_s) \quad (5.9)$$

przyjmując wartości parametrów  $p = 1$  oraz  $L_0 = L_p$ .

Ostatecznie:

$$F_p(Q, z) = \begin{cases} F_p'(Q, z, L_p, 4\beta + 1), & Q \leq R_s \\ F_p''(Q, z, L_p, 1), & Q > R_s \end{cases} \quad (5.10)$$

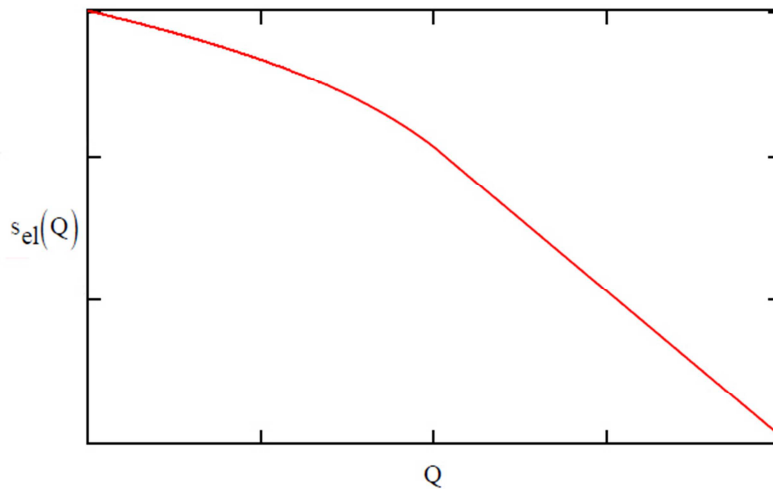
Funkcja sprężystego skrócenia pala po długości ma zatem postać:

$$\Delta L(Q, z) = \frac{1}{A_s E_m} \int_z^{L_p} F_p(Q, z) dz, \quad (5.11)$$

gdzie  $A_s$  jest polem powierzchni przekroju pala (stałym po długości w przypadku pali CFA), a  $E_m$  wartością średnią modułu sprężystości materiału pala.

Funkcja zależności składowej przemieszczenia głowicy pala wynikającego z jego sprężystego odkształcenia od przyłożonej do pala siły przyjmuje ostatecznie postać:

$$s_{el}(Q) = \Delta L(Q, z), \quad \text{dla } z = 0. \quad (5.12)$$



Rys. 5.9. Przykładowy przebieg przyjętej postaci funkcji  $s_{el}(Q)$  zgodnie z zaproponowanym opisem

Przykładowy przebieg funkcji  $s_{el}(Q)$  przedstawiono na Rys. 5.9. Jest ona nieliniowa w zakresie  $Q \leq R_s$  (ze względu na zmienną wartość parametru  $p$  w tym zakresie), dla wartości  $Q > R_s$  ma zaś przebieg liniowy (wynika to z założenia, że po przekroczeniu nośności poboczniczy siły w palu rosną proporcjonalnie do przyłożonego obciążenia).

### 5.4.3. Przemieszczenie głowicy pala w wyniku odkształceń otaczającego go gruntu

Opis odkształceń obszaru gruntu współpracującego z palem jest zagadnieniem niezwykle skomplikowanym. Analizy tego rodzaju prowadzone są obecnie głównie przy zastosowaniu metod numerycznych (w szczególności MES i metod bezsiarkowych). W analizach tych podstawowym problemem jest odpowiedni dobór modelu obliczeniowego oraz parametryzacji ośrodka na potrzeby wybranego modelu.

W niniejszej pracy proponuje się uproszczone, praktyczne podejście, polegające na przyjęciu opisu zależności  $s_s(Q)$  w postaci:

$$s_s(Q) = \begin{cases} s_{s;ult} \cdot e^{\frac{\ln(\frac{Q}{Q_{ult}})}{b}}, & Q > 0 \\ 0, & Q = 0 \end{cases} \quad (5.13)$$

gdzie:  $Q_{ult}$  jest wartością nośności granicznej pala,  $s_{ult}$  jest osiadaniem odpowiadającym tej wartości, a  $b$  jest stałą.

Podstawowym założeniem tego opisu jest przyjmowanie parametru  $Q_{ult}$  na podstawie proponowanej (przedstawionej w punkcie 5.5) metody wyznaczania nośności granicznej pala na podstawie wyników sondowania CPT, czyli:

$$Q_{ult} = R_{c;ult} \quad (5.14)$$

Metoda ta zakłada, że oszacowana nośność graniczna odpowiada osiadaniom pala na poziomie  $0,1D_p$ . W przyjętym opisie założono, że 50% tej wartości będzie przypadać w udziale składowej  $s_s$ , a zatem:

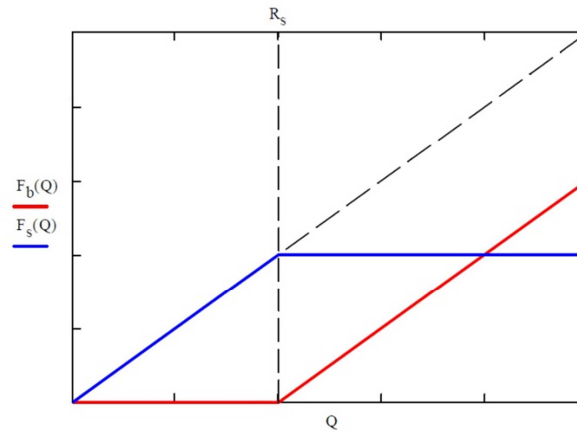
$$s_{s;ult} = 0,5 \cdot 0,1D_p. \quad (5.15)$$

Z kolei wartość parametru stałego  $b = 0,295$  przyjęto na podstawie przeprowadzonej w rozdziale 6 analizy wyników próbnych obciążeń statycznych – przyjęto najwyższą (najbardziej niekorzystną) z wartości uzyskanych w wyniku aproksymacji.

### 5.4.4. Przemieszczenie głowicy wynikające z przemieszczenia podstawy pala względem gruntu

W prezentowanym opisie przyjęto, że przemieszczenie podstawy pala, wynikające z odkształceń gruntu oraz fizycznego przemieszczania się jego cząstek w strefie wokół podstawy pala (faza „zniszczenia” materiału gruntowego), występuje przy obciążeniu przekraczającym wartość nośności granicznej poboczniczy.

Na Rys. 5.10 pokazano przyjęte założenie uproszczonego modelu zastosowanego w tym opisie. Wykorzystywany jest on zarówno do modelowania odkształceń sprężystych pala, jak i do przemieszczeń podstawy pala.



Rys. 5.10. Zależność obciążenia przeniesionego odpowiednio przez podstawę i pobocznicę pala od przyłożonego obciążenia – model uproszczony

Do opisu zależności  $s_p(Q)$  proponuje się analogiczne jak w poprzednim punkcie uproszczone podejście, z tą różnicą, że wartość przemieszczenia wyznaczana jest od wartości siły przekazywanej na podstawę pala  $F_b(Q)$  wyznaczonej zgodnie z Rys. 5.10.

Zaproponowana funkcja przyjmie zatem postać:

$$s_p(Q) = \begin{cases} s_{p;ult} \cdot e^{\frac{\ln\left(\frac{F_b(Q)}{Q_{ult}}\right)}{b}}, & Q > 0 \\ 0, & Q = 0 \end{cases} \quad (5.16)$$

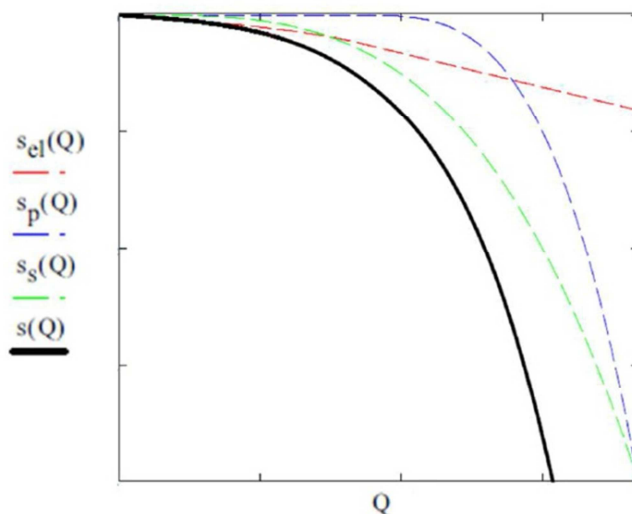
przy czym: jako  $Q_{ult}$  należy w tym przypadku przyjąć wartość nośności granicznej podstawy pala wyznaczoną według proponowanej metody:

$$Q_{ult} = R_{b;ult}, \quad (5.17)$$

Pozostałe parametry należy przyjąć analogicznie jak dla składowej  $s_s(Q)$ , tzn.:  $s_{p;ult} = 0,5 \cdot 0,1D_p$  oraz  $b = 0,295$ .

### 5.4.5. Podsumowanie

Na Rys. 5.11 przedstawiono poszczególne składowe proponowanej funkcji  $s(Q)$ . Zgodnie z przyjętymi założeniami składowa  $s_p(Q)$  przyjmuje niezerowe wartości dopiero dla obciążenia przekraczającego wartość graniczną nośności poboczniczy pala.



Rys. 5.11. Poszczególne składowe charakterystyki obciążenie–osiadanie pojedynczego pala zgodnie z zaproponowaną metodą

Na przedstawionym wykresie wartość maksymalna osiadania  $s$  odpowiada wartości  $s_{p;ult} = s_{s;ult} = 0,5 \cdot s_{ult} = 0,5 \cdot 0,1D_p$ .

## 5.5. Określenie wartości nośności granicznej pojedynczego pala na podstawie wyników CPT na potrzeby wyznaczenia charakterystyki obciążenie–osiadanie

Opisana w tym rozdziale metoda wyznaczania nośności pala na podstawie wyników badania CPT ma na celu ustalenie wartości nośności granicznej  $R_{c;ult} = R_{b;ult} + R_{s;ult}$  na potrzeby proponowanej metody wyznaczania charakterystyki obciążenie–osiadanie pojedynczego pala. Propozycja ta jest modyfikacją metody opisanej w załączniku D.7 normy Eurokod 7 (Część 2) wspartą pracami innych autorów, w szczególności pracą Schmertmanna (1978).

Proponowana metoda służy określeniu liczbowej wartości nośności granicznej pala, rozumianej jako wartość obciążenia, któremu odpowiada przemieszczenie głowicy pala równe  $0,1D_p$ . W opracowaniu tej propozycji skorzystano z wyników próbnych obciążeń statycznych wykonanych podczas realizacji budowy Centrum Jana Pawła II.

Doświadczenia w projektowaniu posadowień na palach skłaniają do sformułowania generalnego wniosku, że metoda opisana w załączniku D.7 normy Eurokod 7

niedoszacowuje wartości nośności poboczniczy dla pali CFA wykonywanych poprawnie zgodnie z normą wykonawczą (PN-EN 1536, 2001). Przyczyn tego faktu należy upatrywać w założeniach tej metody:

- przyjęcie wartości maksymalnej jednostkowego oporu podstawy pala na poziomie  $q_{b,max} = 15$  MPa, bez uzależnienia jej od pomierzonych wartości  $q_c$  gruntów warstwy nośnej,
- pominięcie w procedurze obliczeniowej rejestrowanych oporów tarcia na tulei ciernej  $f_s$ ,
- przyjęcie jako kryterium podziału gruntów wzdłuż poboczniczy pala na nośne bądź nienośne wartości minimalnej oporu  $q_c$  (bez uwzględnienia  $f_s$ ) na poziomie  $q_{c,min} = 2,0$  MPa,
- zalecenie konserwatywnej wartości współczynnika technologicznego (wsp. klasy pala) dla pali CFA równej 0,8.

W proponowanej metodzie uwzględniono zalety metody normowej, takie jak:

- uzależnienie dolnej granicy zakresu uśredniania wartości  $q_c$  na potrzeby określenia jednostkowego oporu gruntu pod podstawą pala  $q_b$  od przebiegu pomierzonych wartości  $q_c$  w funkcji głębokości,
- zastosowanie zasady ścieżki minimalnej (MPR) zaproponowanej wcześniej przez Schmertmanna (1978).

Należy zaznaczyć, że wykorzystana metoda normowa nie określa jednoznacznie, czy obliczoną przy jej zastosowaniu nośność maksymalną  $F_{max}$  można traktować jako wartość graniczną nośności. W praktyce korzysta się z niej w celu wyliczenia wartości „skalkulowanych” służących do wyznaczenia nośności charakterystycznej, a następnie obliczeniowej (zgodnie z Rys. 6.3), przyjmując  $F_{max,i} = R_{c;cal,i}$ .

### Założenia

Proponowana metoda określania wartości nośności granicznej pojedynczego pala na podstawie badań sondą statyczną została sformułowana przy następujących założeniach:

- pale wykonywane są w technologii wiercenia świdrem ciągłym (CFA),
- pale wykonywane są przy zachowaniu standardów wykonywania zgodnych z normą PN-EN 1563 (Wykonawstwo specjalnych robót geotechnicznych. Pale wiercone, 2001),
- badania podłoża prowadzone są sondą statyczną z penetrometrem elektrycznym, z pomiarem co najmniej wartości parametrów  $q_c$  i  $f_s$  co każdy 1 cm głębokości oraz inklinacji przewodu,
- podczas badań CPT zachowane są standardy wyspecyfikowane przez dokument *International Reference Test Procedure for Cone Penetration Test (CPT) and the Cone Penetration Test with pore pressure (CPTU)* (International Society of Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, 1999).



### Procedura obliczeniowa

Metoda oparta jest na następującym wzorze na nośność pala:

$$R_{c,ult} = R_{b,ult} + R_{s,ult} = A_b q_b + A_{s,1} \sum_i q_{s,i} \quad (5.18)$$

gdzie:

- $i$  numer kolejnej warstwy obliczeniowej, odpowiadający numerowi kolejnego pomiaru parametrów wzdłuż poboczniczy pala; maksymalna wartość  $i$  wynosi  $100 \cdot L_p/m$ , przy założeniu, że pomiary wykonywane są co każdy 1 cm głębokości,
- $A_b$  pole powierzchni podstawy pala; wartość teoretyczna, wyznaczona dla nominalnej średnicy pala  $D$ ,
- $A_{s,1}$  pole powierzchni poboczniczy pala na długości pomiędzy dwoma kolejnymi odczytami pomiarów sondą CPT (najczęściej 1 cm); wartość teoretyczna, wyznaczona dla nominalnej średnicy pala  $D$ ,
- $q_b$  jednostkowy opór gruntu pod podstawą pala, wyznaczany na podstawie zarejestrowanego oporu stożka sondy statycznej,
- $q_{s,j}$  jednostkowy opór gruntu wzdłuż poboczniczy pala, wyznaczany na podstawie zarejestrowanego tarcia na tulei ciernej sondy statycznej w warstwie  $j$ .

### Opór gruntu pod podstawą pala

Jednostkowy opór gruntu pod podstawą pala  $q_b$  proponuje się wyznaczać jako średnią ważoną czterech składników, według wzoru:

$$q_b = \frac{1}{4}(q_{c,I} + q_{c,II} + q_{c,III} + q_{c,IV}), \quad (5.19)$$

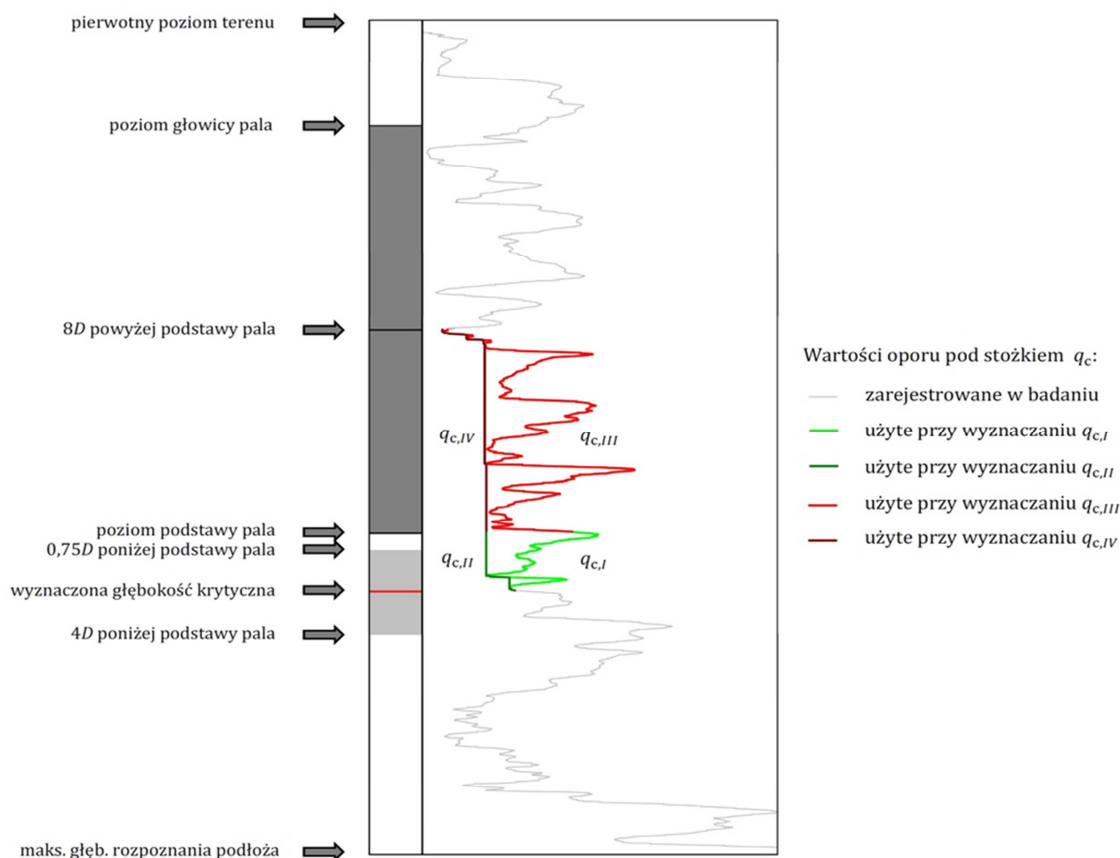
gdzie:

- $q_{c,I}$  średnia arytmetyczna wartości  $q_c$  zarejestrowanych w strefie podłoża, której górną granicą jest poziom posadowienia podstawy pala, a dolną poziom głębokości krytycznej  $d_{crit}$ ,
- $d_{crit}$  poziom głębokości krytycznej, zlokalizowany w zakresie głębokości  $0,75D \div 4D$  poniżej poziomu posadowienia podstawy pala, dla którego  $q_{c,I}$  uzyskuje najmniejszą możliwą wartość,
- $q_{c,II}$  średnia arytmetyczna wartości  $q_{c,MPR}$ , zmodyfikowanych zgodnie z zasadą ścieżki minimalnej (MPR) w strefie podłoża, której górną granicą jest poziom posadowienia podstawy pala, a dolną poziom głębokości krytycznej  $d_{crit}$ ,
- $q_{c,III}$  średnia arytmetyczna wartości  $q_c$  zarejestrowanych w strefie podłoża, której dolną granicą jest poziom posadowienia podstawy pala, a górną poziom  $8D$  powyżej tego poziomu,

$q_{c,IV}$  średnia arytmetyczna wartości  $q_{c,MPR}$ , zmodyfikowanych zgodnie z zasadą ścieżki minimalnej (MPR) w strefie podłoża, której dolną granicą jest poziom posadowienia podstawy pała, a górną poziom  $8D$  powyżej tego poziomu.

Metodyka ta jest adaptacją propozycji rozwijanej kolejno przez Begemanna (1963), Schmertmanna (1978) i normę Eurokod 7 (PN-EN 1997-2, 2009). Przykład jej zastosowania przedstawiono na Rys. 5.12.

Należy zauważyć, że przy tak przyjętej metodyce wyznaczania uśrednionego jednostkowego oporu gruntu pod podstawą pała  $q_b$ , poszczególne składniki średniej we wzorze (5.19) mają jednakową wagę, niezależnie od tego, jak duża jest miąższość strefy podłoża, w której uśredniano zarejestrowane wartości  $q_c$ . Sumaryczne wagi odpowiadające parametrom gruntu dla stref poniżej i powyżej podstawy pała są sobie równe – wynoszą po 0,5.



Rys. 5.12. Przykład zastosowania proponowanej metody uśredniania wartości  $q_c$  w strefie wokół podstawy pała

### *Opór gruntu wzdłuż poboczniczy pala*

Jednostkowy opór gruntu wzdłuż poboczniczy pala  $q_{s,i}$  proponuje się wyznaczać bezpośrednio z pomierzonych wartości tarcia na tulei ciernej sondy statycznej  $f_{s,i}$ , według wzoru:

$$q_{s,i} = \alpha_s f_{s,i}. \quad (5.20)$$

Parametr  $f_s$ , rejestrowany podczas badania CPT, odzwierciedla wartość tarcia pomiędzy badanym gruntem a powierzchnią tulei ciernej stożka sondy statycznej – stanowi on dolne oszacowanie wartości tarcia pomiędzy gruntem a palem – można to uzasadnić następująco:

- podczas badania CPT opór tarcia rejestrowany jest w sytuacji dynamicznej (stożek przemieszcza się względem gruntu z prędkością około 2 cm/s), rejestrowane są zatem wartości oparte na współczynniku tarcia dynamicznego, który jest niższy od współczynnika tarcia statycznego,
- tuleja cierna stożka sondy CPT jest wykonana ze stali o bardzo małej chropowatości w porównaniu z chropowatością powierzchni betonu pala.

Współczynnik  $\alpha_s$  przyjmuje zatem wartości większe niż 1,0 i jest zależny przede wszystkim od technologii wykonania pala. Ustalenie wiarygodnej, bezpiecznej wartości współczynnika  $\alpha_s$  dla pali CFA będzie wymagało dalszych badań. Do obliczeń prorównawczych przedstawionych w niniejszej pracy przyjęto wartość 1,0.

Ponadto, praktyczne doświadczenia wykonawców pali CFA wskazują, że objętość betonu wbudowanego w pal jest na ogół większa od wartości wynikającej z teoretycznych obliczeń. Różnice te są zazwyczaj na poziomie 5÷10% wartości objętości teoretycznej, a w skrajnych przypadkach (przy występowaniu w profilu słabych gruntów) sięgają nawet do 30% tej wartości. Zjawisko to może mieć kilka przyczyn:

- świder CFA nie jest idealnie osiowo symetryczny, więc rzeczywista średnica wykonanego otworu jest nieco większa od nominalnej średnicy pala,
- podczas wyciągania świdra (po zakończeniu wiercenia) od ścianek otworu odrywane są bryły gruntu, które wydobywane są na powierzchnię, a miejsce po nich zostaje wypełnione betonem,
- beton podawany pod ciśnieniem rozpycha słabe grunty na boki wzdłuż poboczniczy pala.

Powyższe zjawiska powodują, że nośność poboczniczy pala CFA jest na ogół większa niż to wynika z obliczeń. Dotychczasowe doświadczenia autora w projektowaniu posadowień na palach CFA to potwierdzają. Przyjęcie proponowanej przez metodę przedstawioną w normie Eurokod 7 wartości  $q_c = 2$  MPa jako decydującej o uznaniu gruntu na poboczniczy pala za nienośny wydaje się zatem nieuzasadnione dla propozycji metody oszacowującej nośność graniczną pala.

W proponowanej metodzie, w której nośność poboczniczy wyznacza się, bazując na wartościach oporów tarcia na tulei ciernej, za wartość decydującą przyjęto  $f_s = 10$  kPa. Niższe wartości  $f_s$  są typowe dla gruntów drobnoziarnistych wrażliwych, gruntów organicznych oraz gruntów mineralnych spoistych o konsystencji płynnej.

## **6. Porównanie metod wyznaczania nośności pojedynczego pala na przykładzie budowy obiektów Centrum Jana Pawła II**

### **6.1. Wprowadzenie**

Rozdział zawiera prezentację wyników obliczeń nośności pali fundamentowych, uzyskanych przykładową metodą wg normy Eurokod 7 oraz proponowaną metodą wyznaczania nośności granicznej, opartych na wynikach badań gruntu sondą statyczną.

Badania polowe, których wyniki stanowią podstawę przedstawionych w tym rozdziale rozważań, zostały przeprowadzone na terenie budowy Centrum Jana Pawła II „Nie lękajcie się!” w Krakowie-Łagiewnikach (szczegółowy opis inwestycji zawarto w załączniku Z1) Jako pale referencyjne przyjęto pale CFA, które zostały zastosowane pod płytą fundamentową obiektu Muzeum Jana Pawła II (realizowanego w ramach II etapu budowy) i dla których wykonano próbne obciążenia statyczne. Na łączną liczbę 5 sztuk pali próbnych składały się 4 pale dodatkowe, wykonane specjalnie w celach badawczych oraz 1 pal docelowo biorący udział w pracy konstrukcji.

Na potrzeby dalszych analiz wykonano obliczenia obejmujące wyznaczenie dla każdego z pali referencyjnych:

- nośności maksymalnej wg procedury załącznika D.7 normy Eurokod 7 oraz na tej podstawie nośności charakterystycznej i obliczeniowej,
- nośności skalkulowanej wg zaproponowanej procedury własnej (zakładając, że wynik stanowi oszacowanie nośności granicznej).

### **6.2. Opis warunków geotechnicznych**

Warunki geotechniczne w rejonie Centrum Jana Pawła II opisane zostały szczegółowo w dwóch dokumentacjach geologiczno-inżynierskich, przygotowanych na potrzeby projektowania I oraz II etapu inwestycji (Geoteko, 2008), (Geoteko, 2011).

Przy wydzieleniu warstw geotechnicznych za główne kryterium podziału przyjęto stratygrafię i genezę gruntu oraz dodatkowo (w obrębie jednostek stratygraficzno-genetycznych) litologię i stan gruntu. Na tej podstawie w podłożu gruntowym wyróżniono 4 zasadnicze warstwy geotechniczne.

**Warstwa geotechniczna I** – zalegające od powierzchni terenu grunty antropogeniczne utworzone w ramach rekultywacji i zagospodarowania składowiska osadów wapiennych. Do warstwy tej zaliczono ok. 0,3÷0,5 m warstwę humusu oraz nasypy piaszczysto-gruzowo-żuźłowe.

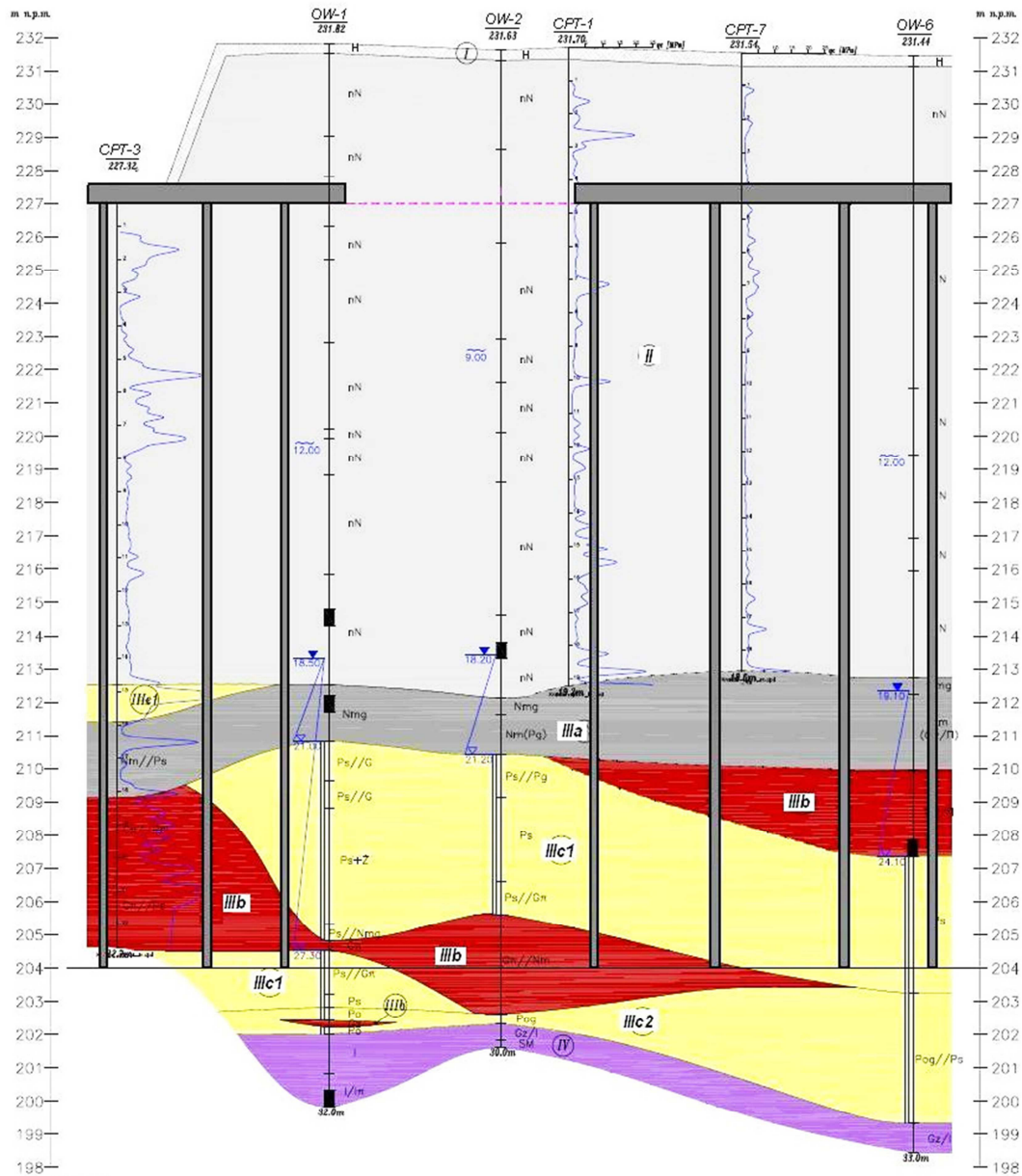
**Warstwa geotechniczna II** – osady wapienne stanowiące materiał niejednorodny pod względem składu i stanu. Wyniki badań wytrzymałościowych osadów wykazują wzrost wytrzymałości na ścinanie w warunkach bez odpływu  $\tau_{fu}$  wraz z głębokością, co nie znajduje jednak odzwierciedlenia w wynikach sondowań statycznych CPT. Grunty te należy traktować jako słabonośne. Ponadto, należy brać pod uwagę ich dużą wrażliwość na zmiany wilgotności – pod wpływem wody szybko ulegają uplastycznieniu, a tym samym ulegają pogorszeniu ich parametry wytrzymałościowe.

**Warstwa geotechniczna III** – osady rzeczne Wilgi zalegające bezpośrednio pod osadami wapiennymi i tworzące ciągłą warstwę o miąższości około 10 m. W obrębie tej warstwy wydzielono cztery podwarstwy:

- osady zastoiskowe organiczne w formie namułów, lokalnie torfów w stanie twardoplastycznym na pograniczu plastycznego (warstwa IIIa),
- osady spoiste wykształcone jako gliny, gliny pylaste z przewarstwieniami piasków, lokalnie namułów w stanie twardoplastycznym i twardoplastycznym na pograniczu półzwartego (warstwa IIIb),
- piaski średnie, lokalnie z przewarstwieniami glin w stanie średnio zagęszczonym i zagęszczonym (warstwa IIIc1),
- pospółki i pospółki gliniaste w stanie średnio zagęszczonym i zagęszczonym (warstwa IIIc2).

**Warstwa geotechniczna IV** – łył miocenijskie wykształcone jako łył, łył pylaste, gliny zwięzłe, gliny pylaste zwięzłe, lokalnie z domieszką gipsu, występujące w stanie półzwartym. Strop łyłów układu się na rzędnych od 199,3 do 203,8 m n.p.m.

Poziom posadowienia płyty fundamentowej projektowanych obiektów I etapu budowy (rzędna ok. 227,0 m n.p.m.) znajduje się w obrębie warstwy geotechnicznej II – osadów wapiennych. Podstawę pali fundamentowych zaprojektowano na rzędnej 204,0 m n.p.m., tj. w warstwach IIIb i IIIc. Układ warstw geotechnicznych w podłożu oraz założenia projektowe dla I etapu pokazano na Rys. 6.1.



Rys. 6.1. Usytuowanie pali fundamentowych obiektów I etapu inwestycji na tle przekroju geotechnicznego (z arch. B. Wrany)

### 6.3. Próbné obciążenia statyczne pali pod budowę Centrum Jana Pawła II jako porównawcza

#### 6.3.1. Wprowadzenie

Badanie przez statyczne obciążenie jest najbardziej wiarygodnym testem, jaki można przeprowadzić dla fundamentu palowego. Podstawowymi celami, dla których wykonuje się tego typu badania, są:

- badania sprawdzające, mające na celu weryfikację poprawności przyjętych założeń projektowych i określenie maksymalnych dopuszczalnych obciążeń,
- badania naukowe, mające na celu poszerzenie wiedzy geotechnicznej i pomoc w lepszym zrozumieniu mechanizmów zachodzących przy współpracy pali z gruntem,
- badania wstępne wspomagające projektowanie, mające na celu właściwy dobór sposobu posadowienia i optymalizację kosztów, przy maksymalnym bezpiecznym wykorzystaniu pali (Meyer i Szmeczel, 2013).

Zakłada się, że stan naprężenia w gruncie w trakcie wykonywania próbnych obciążeń odpowiada stanowi naprężenia podczas pracy konstrukcji, co nie zawsze jest spełnione.

Podstawowym wynikiem pomiarów prowadzonych podczas badania pala przez próbne obciążenie jest krzywa odzwierciedlająca zależność osiadania pala  $s$  (definiowanego jako przemieszczenie jego głowicy) od przyłożonej w sposób statyczny siły  $Q$ . Na podstawie tej zależności określana jest nośność graniczna pala. Przykład interpretacji wyników próbnego obciążenia pokazano na Rys. 2.4.

Czynnikami wpływającymi bezpośrednio na przebieg krzywej obciążenie–osiadanie są:

1. Układ warstw geotechnicznych, a w szczególności:
  - a. naprzemienne występowanie gruntów spoistych i niespoistych,
  - b. występowanie gruntów organicznych/nienośnych,
  - c. występowanie gruntów nasypowych/antropogenicznych.
2. Technologia wykonania pala, a w szczególności:
  - a. sztywność materiału pala,
  - b. sposób wykształcenia strefy kontaktowej pal–grunt.
3. Proporcje pomiędzy nośnością podstawy i pobocznicy pala.

W badaniach nośności pali obciążonych osiową siłą pionową stosowane są dwa możliwe podejścia:

- metoda stałej prędkości przemieszczenia CRP (ang. *Constant Rate of Penetration*),
- metoda stałych przyrostów obciążenia MLT (ang. *Maintained increment Load Test*).

Drugie z wymienionych podejść zaproponowano m.in. w polskiej normie palowej (PN-83/B-02482, 1983). Zasady wykonywania obciążeń próbnych opisane w polskiej normie nie uwzględniają występujących w rzeczywistości wpływów długotrwałego działania obciążeń statycznych (pełzanie gruntu) i wielokrotnego okresowego powtarzania obciążeń (zjawisko histerezy) działających na pale w warunkach rzeczywistych (Kosecki, 1985).

Realizacja badania wymaga zapewnienia odpowiedniej reakcji dla siły wciskającej. Można tu skorzystać z jednej z dwóch metod:

- metodę belki odwróconej (z wykorzystaniem pali kotwiących),
- metodę balastową.



Zastosowanie różnych metod zapewnienia reakcji dla siły przykładanej do pala co do zasady nie wpływa na uzyskiwane wyniki pomiarów osiadania badanego pala.

W przypadku badań prowadzonych metodą belki odwróconej wykorzystuje się na ogół konstrukcję stalową, złożoną z jednej belki głównej (podłużnej), dwóch belek pomocniczych (poprzecznych) oraz systemu spawanych połączeń belek z palami kotwiącymi. Jako pale kotwiące wykorzystywane są zazwyczaj cztery pale docelowo uczestniczące w pracy fundamentów palowych. Do zadawania obciążeń używa się zestawu składającego się z siłownika, pompy hydraulicznej oraz manometru. Zestaw pomiarowy powinien posiadać aktualne świadectwo cechowania.

W przypadku badań prowadzonych metodą balastową jako balastu używa się najczęściej przyzmy ułożonej z dostępnych na budowie materiałów zgromadzonych na paletach lub zbiornika (kontenera) wypełnianego wodą, opartego na stalowej konstrukcji wsporczej.

Próby obciążeniowe realizowane zgodnie z wytycznymi polskiej normy palowej (PN-83/B-02482, 1983) wykonywane są zwykle w następujących etapach:

- w pierwszym etapie obciążenie zwiększa się stopniowo aż do momentu uzyskania siły równej przyjętej w projekcie posadowienia wartości obliczeniowej nośności  $N_t$ ,
- po uzyskaniu obciążenia równego  $N_t$ , pal odciąża się i notuje wartość osiadania trwałego,
- w kolejnym etapie pal obciąża się ponownie do poprzedniego poziomu, a następnie obciążenie zwiększa się stopniowo aż do wartości równej 150% nośności obliczeniowej  $N_t$ .

Podczas badań przed każdym kolejnym zwiększeniem obciążenia należy odczekać do momentu stabilizacji osiadania pala, spowodowanego poprzednim obciążeniem, dokonując odczytów co każde 10 minut. Za stabilizację osiadania uznaje się stan, gdy średni przyrost osiadania w dwóch kolejnych okresach 10-minutowych jest mniejszy niż 0,05 mm.

Osiadanie (przemieszczenie pionowe) obciążanego pala kontroluje się za pomocą czujników umieszczonych na głowicy pala. Czujniki umieszcza się na ramie stalowej, zastabilizowanej w gruncie w odległości minimum 5-ciu średnic badanego pala (w celu uniknięcia wpływu odkształceń powierzchni terenu na mierzone wartości osiadania). Osiadanie pala określa się jako średnią arytmetyczną z kilku pomiarów.

W trakcie badania dokonuje się także bieżącej kontroli przemieszczeń pali kotwiących, stosując na przykład metodę niwelacji precyzyjnej.

### 6.3.2. Wyniki próbnych obciążeń

Próbne obciążenia pali w ramach II etapu inwestycji Centrum Jana Pawła II prowadzone były zgodnie z wymogami polskiej normy palowej. Wykorzystano metodę stałych przyrostów obciążenia, zapewniając reakcję dla siły wciskającej przy zastosowaniu metody belki odwróconej i czterech pali kotwiących.

Obciążenia przykładano dwuetapowo. W pierwszej kolejności pale obciążano do wartości maksymalnego przewidywanego w projekcie pionowego obciążenia obliczeniowego na pojedynczy pal, wynoszącego  $V_{c,d} = 3169,3$  kN. W drugiej kolejności pale próbne przeciążano. Projekt próbnych obciążeń zakładał uzyskanie wartości obciążenia równej 150% wartości  $V_{c,d}$ , jednak w trzech z pięciu przypadków nie osiągnięto wartości maksymalnej ze względu na obserwowane nadmierne przemieszczenia pali kotwiących.

#### Zestawienie wyników

Zestawienie pomierzonych wartości osiadania (z podziałem na ich część trwałą oraz sprężystą), odpowiadających obciążeniu maksymalnemu przyłożonemu w obu etapach próbnych obciążeń, pokazano w Tab. 6.1 oraz Tab. 6.2.

Tab. 6.1. Zestawienie wyników próbnych obciążeń: osiadania odpowiadające obliczeniowej wartości obciążenia na pal

Nr pala próbnego	Obciążenie obliczeniowe $Q_r$ [kN]	Osiadanie		
		s [mm]		
		całkowite	trwałe	sprężyste
P-1	3169,3	4,73	2,48	2,25
P-2	3169,3	3,50	1,30	2,19
P-3	3169,3	5,40	3,10	2,30
P-4	3169,3	3,29	1,13	2,16
P-5	3169,3	4,91	2,17	2,74

Tab. 6.2. Zestawienie wyników próbnych obciążeń: osiadania odpowiadające maksymalnej wartości siły przyłożonej do pala w trakcie realizacji badania

Nr pala próbnego	Obciążenie przy przeciążeniu $Q_{max}$ [kN]	Osiadanie		
		s [mm]		
		całkowite	trwałe	sprężyste
P-1	4174,3	12,39	9,31	3,08
P-2	4777,3	16,95	12,74	4,21
P-3	4174,3	14,32	11,26	3,07
P-4	4777,3	11,01	8,75	2,26
P-5	4174,3	13,79	9,98	3,81

Szczegółowe wyniki próbnych obciążeń pali na budowie Centrum Jana Pawła II przedstawiono w załączniku Z4.

### *Nośność pali próbnych wyznaczona zgodnie z polską normą*

Wyniki próbnych obciążeń statycznych analizowane były przez autorkę dokumentacji zgodnie z zapisami polskiej normy palowej (Korzępa, 2011). Zestawienie nośności pali próbnych wyznaczonych tą procedurą przedstawiono w Tab. 6.3.

W żadnym z analizowanych przypadków analiza krzywej osiadania na wykresie pomocniczym (wg rozdziału 8 normy) nie pozwalała na wydzielenie w nim linii prostej. Oznacza to, że w żadnym z tych przypadków nie udało się oszacować wartości nośności granicznej pala, a wyznaczona nośność wynika bezpośrednio z maksymalnej siły przyłożonej do pala podczas realizacji badania.

Tab. 6.3. Zestawienie nośności pali próbnych wyznaczonych zgodnie z polską normą palową

Nr pala próbnego	Obciążenie maksymalne $Q_{\max}$ [kN]	Nośność ( $k = 0,9$ ) $k \cdot N_c^0$ [kN]
P-1	4174,3	3756,9
P-2	4777,3	4299,6
P-3	4174,3	3756,9
P-4	4777,3	4299,6
P-5	4174,3	3756,9

### 6.3.3. Aproksymacja wyników próbnych obciążeń

Zakłada się, że nośność graniczna pala jest wartością obciążenia, przy którym osiadanie głowicy pala osiąga wartość 10% jego średnicy. Na podstawie badań stwierdza się, że dla funkcji  $s(Q)$  nie można określić asymptoty pionowej. Natomiast w punkcie początkowym wykresu można określić pochodną jako linię styczną, zatem: dla  $Q = 0$ ,  $s(Q) = 0$  oraz  $dQ/ds > 0$ . Podobne założenia stosowane są m.in. w:

- pracy Gwizdały (2011) i przedstawionej w niej koncepcji uogólnionych krzywych osiadania dla pali wierconych,
- opisie funkcji transformacyjnych stosowanych przez Gwizdałę (1996) i Stęczniewskiego (2003) do numerycznych symulacji krzywej osiadania pala w programie *PALOS*.

Proponowana w niniejszej pracy funkcja do aproksymacji wyników próbnych obciążeń ma postać:

$$s(Q) = k \cdot Q + s_{\text{ult}} \cdot e^{-\frac{\ln\left(\frac{Q}{Q_{\text{ult}}}\right)}{b}}, \quad (6.1)$$

gdzie:

- $s_{\text{ult}}$  graniczna wartość osiadania głowicy pala, dla którego przyjmuje się osiągnięcie jego granicznej nośności; jest to wartość stała,
- $Q_{\text{ult}}$  wartość obciążenia odpowiadająca granicznej wartości osiadania; nośność graniczna,
- $b$  współczynnik kształtu składowej nieliniowej;  $b < 1$  (dla  $b = 1$  funkcja przyjmuje postać liniową),
- $k$  współczynnik nachylenia składowej liniowej (stycznej); odzwierciedla on sztywność pala.

Zaproponowana funkcja nie jest określona dla wartości  $Q = 0$ , należy zatem uzupełnić definicję o warunek brzegowy  $s(0) = 0$ .

Aproksymację danych pomiarowych przyjętą funkcją wykonano, wykorzystując wbudowaną funkcję *genfit* pakietu Mathcad 15.0, opartą na zoptymalizowanej wersji algorytmu Levenberg-Marquart (Parametric Technology Corporation, 2010).

Na potrzeby poprawienia zbieżności algorytmu oraz zwiększenia precyzji dopasowania wyznaczono pochodne cząstkowe funkcji zapisanej wzorem (6.1) względem jej dodatkowych parametrów, tj.  $Q_{\text{ult}}$ ,  $b$  oraz  $k$ .

Pochodne te przyjmują następujące postaci:

$$\frac{\partial s(Q)}{\partial Q_{\text{ult}}} = -\frac{s_{\text{ult}} \cdot e^{-\frac{\ln\left(\frac{Q}{Q_{\text{ult}}}\right)}{b}}}{Q_{\text{ult}} \cdot b}, \quad (6.2)$$

$$\frac{\partial s(Q)}{\partial b} = -\frac{s_{\text{ult}} \cdot \ln\left(\frac{Q}{Q_{\text{ult}}}\right) \cdot e^{-\frac{\ln\left(\frac{Q}{Q_{\text{ult}}}\right)}{b}}}{b^2}, \quad (6.3)$$

$$\frac{\partial s(Q)}{\partial k} = Q. \quad (6.4)$$

#### 6.3.4. Ekstrapolacja do nośności granicznej

Wyniki próbnego obciążenia pali przeprowadzone były do maksymalnie 1,5-krotnej wielkości obciążenia obliczeniowego. Nie uzyskano zatem nie tylko pełnej krzywej osiadania, ale także zakresu obejmującego przemieszczenie  $s = 0,1D_p$  przyjmowane za odpowiadające granicznej nośności pala. W związku z tym konieczne było ekstrapolowanie danych.

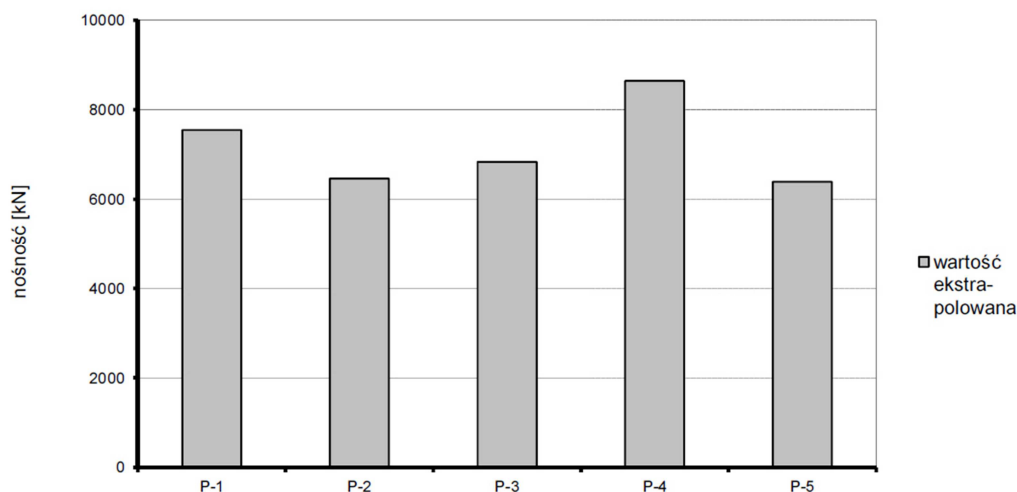
Stosując opisaną wyżej metodykę, wyznaczono parametry funkcji aproksymujących przebiegi rzeczywiste poszczególnych badań pali. Jako wartość osiadania odpowiadającą nośności granicznej  $Q_{ult}$  przyjęto  $s_{ult} = 0,1D_p = 80$  mm.

W Tab. 6.4 zestawiono parametry funkcji (6.1) odpowiadające danym zarejestrowanym podczas poszczególnych próbnych obciążeń.

Tab. 6.4. Zestawienie nośności granicznych pali próbnych oraz pozostałych parametrów funkcji aproksymacyjnej

Nr pala próbnego	Wsp. nachylenia składowej liniowej $k \cdot 10^{-4}$ [-]	Wsp. kształtu składowej nieliniowej $b$ [-]	Nośność graniczna $Q_{ult}$ [kN]
P-1	2,451	0,295	7555
P-2	6,647	0,168	6460
P-3	6,691	0,243	6829
P-4	4,881	0,261	8635
P-5	6,732	0,207	6388

Na Rys. 6.2 pokazano wartości nośności wyznaczone w wyniku ekstrapolacji dla poszczególnych pali referencyjnych.



Rys. 6.2. Zestawienie wartości nośności wyznaczonych w wyniku ekstrapolacji dla poszczególnych pali referencyjnych

## 6.4. Nośność obliczeniowa wg Eurokodu 7

Do wyznaczenia nośności wg procedury Załącznika D.7 normy Eurokod 7 wykorzystano profile sondowań od CPT-1 do CPT-7 (przedstawione w załączniku Z3). Wyznaczono nośności maksymalne hipotetycznych pali zlokalizowanych w punktach, w których wykonano sondowania – wyniki obliczeń zestawiono w Tab. 6.5.

Tab. 6.5. Zestawienie wyników obliczeń nośności pali hipotetycznych zlokalizowanych w miejscach wykonania sondowań CPTU wg procedury załącznika D.7 normy Eurokod 7 (PN-EN 1997-2, 2009)

Nr sondowania	Nośność [kN]		
	$F_{\max; \text{base}}$	$F_{\max; \text{shaft}}$	$F_{\max}$
CPT-1	4913	888	<b>5801</b>
CPT-2	3189	635	<b>3824</b>
CPT-3	3152	660	<b>3812</b>
CPT-4	4723	601	<b>5324</b>
CPT-5	3145	1246	<b>4391</b>
CPT-6	3487	576	<b>4063</b>
CPT-7	3477	544	<b>4021</b>

Dla powyższego zestawu danych wyznaczono wartość charakterystyczną nośności pala na podstawie badań podłoża gruntowego, zgodnie z procedurą normy Eurokod 7 opisaną w punkcie 2.4.3.2. Zastosowano wzór (2.5), przyjmując odpowiednie wartości nośności:

$$\begin{aligned} (R_{c; \text{cal}})_{\text{mean}} &= 4462,3 \text{ kN}, \\ (R_{c; \text{cal}})_{\text{min}} &= 3812,0 \text{ kN} \end{aligned}$$

oraz współczynniki korelacyjne dla liczby punktów badawczych  $n = 7$ , tj.:

$$\xi_3 = 1,27 \text{ i } \xi_4 = 1,12.$$

Ostatecznie:

$$R_{c; k} = \min \left\{ \frac{4462,3 \text{ kN}}{1,27}; \frac{3812,0 \text{ kN}}{1,12} \right\} = \min \{3513,6 \text{ kN}; 3403,6 \text{ kN}\} = 3403,6 \text{ kN}.$$

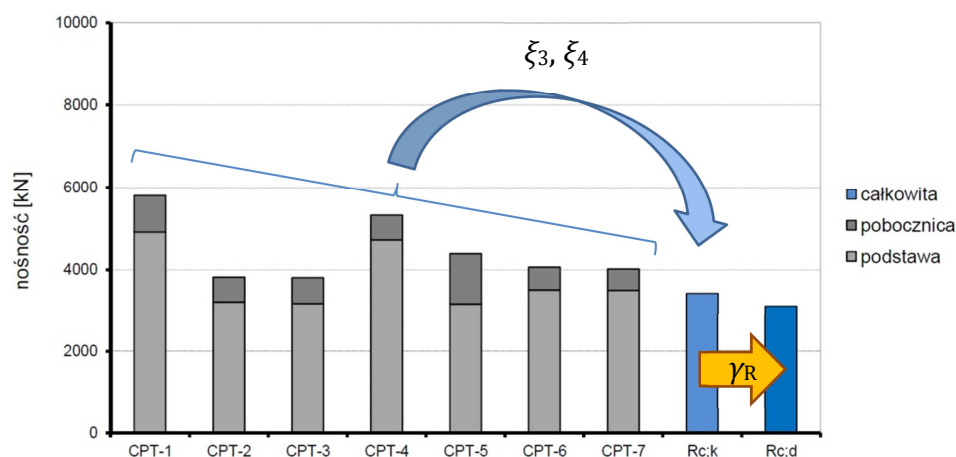
O nośności charakterystycznej decyduje zatem wartość minimalna, co świadczy o relatywnie wysokim rozrzucie wyników (poszczególnych wartości nośności obliczonych na podstawie sondowań).

Wartość obliczeniową nośności wyznaczono, stosując współczynnik częściowy dotyczący nośności całkowitej przy wciskaniu dla pali CFA, zgodnie z Załącznikiem A (Tablica A.8) Części 2 normy Eurokod 7, stosując podejście obliczeniowe DA-2 (zestaw R2), tj.  $\gamma_R = \gamma_t = 1,1$ .

$$R_{c;d} = \frac{R_{c;k}}{\gamma_t} = \frac{3403,6 \text{ kN}}{1,1} = 3094,2 \text{ kN}$$

W ramach podejścia stosowanego w normie Eurokod 7 brak jest możliwości wyznaczenia nośności charakterystycznej i obliczeniowej w procedurze określania nośności na podstawie badań podłoża (w tym badań sondą CPT) w lokalizacjach „interpolowanych”. Oznacza to, iż dla wszystkich pali referencyjnych, ze względu na ich jednakową geometrię<sup>2</sup>, należy przyjąć jednakowe wartości nośności charakterystycznej i obliczeniowej.

Wyniki obliczeń przedstawiono na Rys. 6.3. Porównano wyznaczone wartości, charakterystyczną i obliczeniową, z nośnościami pali hipotetycznych w miejscach sondowań CPT.



Rys. 6.3. Porównanie wartości nośności pali w miejscach sondowań CPT wyznaczonych wg procedury załącznika D.7 normy Eurokod 7 (PN-EN 1997-2, 2009) z wartościami, charakterystyczną i obliczeniową, wyliczonymi na ich podstawie

## 6.5. Nośność graniczna wyznaczona proponowaną metodą

### 6.5.1. Nośność pali w miejscach sondowań

Do wyznaczenia nośności wg proponowanej metody (opisanej w punkcie 5.5) wykorzystano profile sondowań od CPT-1 do CPT-7. W pierwszej kolejności wyznaczono nośności (uznawane za graniczne) pali zlokalizowanych w punktach, w których wykonano sondowania – wyniki obliczeń zestawiono w Tab. 6.6.

<sup>2</sup> Jeden z pięciu pali próbnych ma inną długość, ze względu na lokalne obniżenie płyty fundamentowej o 0,6 m – nie ma to jednak wpływu na jego nośność, gdyż posadowiony jest on na tej samej rzędnej co pozostałe pale.

Tab. 6.6. Zestawienie wyników obliczeń nośności pali hipotetycznych zlokalizowanych w miejscach wykonania sondowań CPTU wg zaproponowanej metody

Nr sondowania	Nośność [kN]		
	$R_{b,sult}$	$R_{s,sult}$	$R_{c,sult}$
CPT-1	5341	2403	<b>7744</b>
CPT-2	3626	2848	<b>6474</b>
CPT-3	3382	4837	<b>8219</b>
CPT-4	5405	2121	<b>7526</b>
CPT-5	3489	4921	<b>8410</b>
CPT-6	4063	3190	<b>7253</b>
CPT-7	4051	3063	<b>7114</b>

### 6.5.2. Propozycja metody interpolacji przestrzennej wyników

Do wyznaczenia nośności odpowiadającej palom referencyjnym ( $R_j$ ) proponuje się wykonanie interpolacji przestrzennej wartości nośności ( $R_i$ ) uzyskanych we wszystkich miejscach wykonania badań CPT. Proponuje się zastosowanie metody Sheparda (1968) opisanej wzorem:

$$R_j = \frac{\sum_i R_i w_{ij}}{\sum_i w_{ij}} \quad (6.5)$$

We wzorze tym:  $i = 1, \dots, 7$  to numer kolejnego punktu badania sondą CPT,  $j = 1, \dots, 5$  to numer kolejnego pala referencyjnego, podczas gdy:

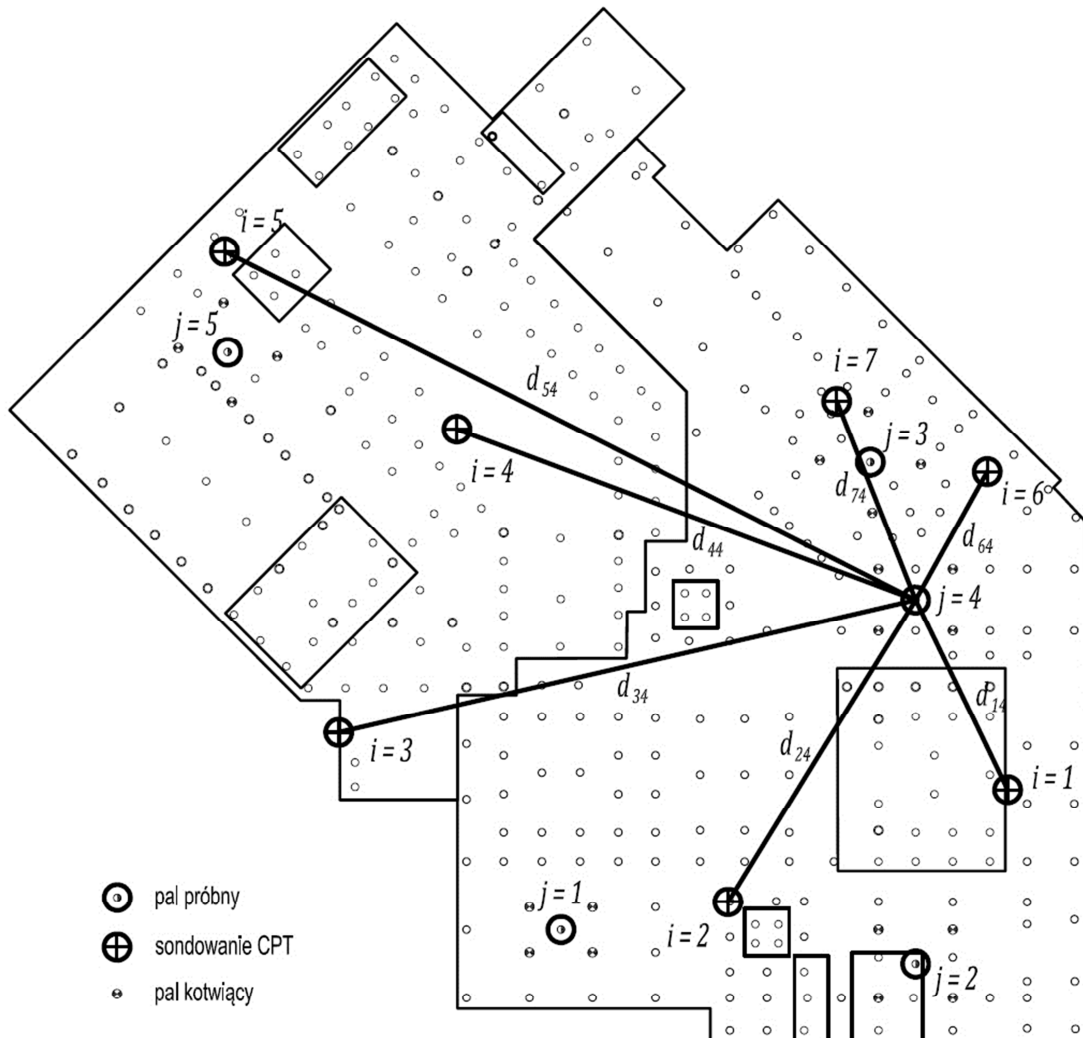
$$w_{ij} = \frac{1}{d_{ij}}, \quad (6.6)$$

gdzie:  $d_{ij}$  jest odległością w rzucie pomiędzy miejscem wykonania pala  $j$  a miejscem wykonania sondowania  $i$ .

Nośność pali referencyjnych będzie zatem wyznaczona jako średnia ważona nośności wyznaczonych w miejscach wykonania sondowań, gdzie poszczególne wagi są odwrotnie proporcjonalne do odległości pomiędzy miejscem wykonania sondowania a miejscem wykonania pala referencyjnego.

Zastosowanie metody interpolacji przestrzennej Sheparda do wyznaczania nośności pali fundamentowych na podstawie wyników badań polowych jest propozycją własną autora. Zasadę jej działania pokazano schematycznie na Rys. 6.4.





Rys. 6.4. Schemat zasady działania metody interpolacji przestrzennej

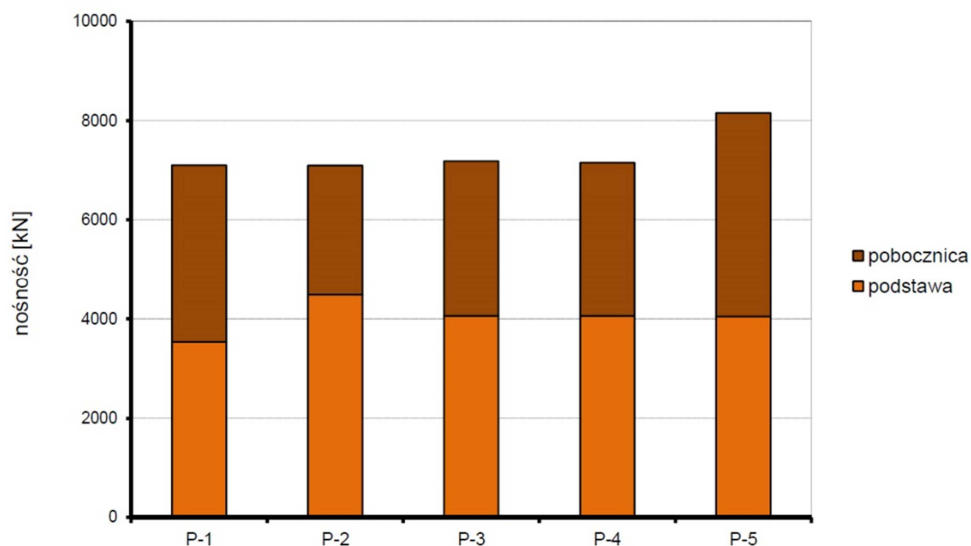
### 6.5.3. Nośność pali referencyjnych

Zestawienie odległości pomiędzy poszczególnymi punktami badawczymi CPT a miejscami wykonania pali referencyjnych przedstawiono w Tab. 6.7.

Tab. 6.7. Zestawienie odległości pomiędzy poszczególnymi punktami badawczymi a miejscami wykonania pali referencyjnych (w metrach)

<i>i \ j</i>	P-1	P-2	P-3	P-4	P-5
<b>CPT-1</b>	50,41	21,17	22,76	38,27	96,29
<b>CPT-2</b>	18,40	21,12	38,23	49,71	80,12
<b>CPT-3</b>	31,95	66,86	63,72	64,19	53,29
<b>CPT-4</b>	55,11	75,87	52,65	44,62	26,04
<b>CPT-5</b>	81,43	106,76	83,19	73,01	10,84
<b>CPT-6</b>	67,41	53,58	15,78	12,64	82,78
<b>CPT-7</b>	64,21	61,18	22,95	7,47	65,81

Wyniki obliczeń nośności zestawiono w Tab. 6.8, gdzie zawarto m.in. znormalizowane wartości wag i odpowiadające poszczególnym miejscom wykonania sodowań składniki wyznaczonej nośności. Porównanie ostatecznych wyników pokazano na Rys. 6.5.



Rys. 6.5. Zestawienie wyników obliczeń nośności pali referencyjnych wg proponowanej metody wyznaczania nośności granicznej

Tab. 6.8. Zestawienie wyników obliczeń nośności pali referencyjnych wg zaproponowanej metody własnej

Nr pala	Nr badania CPT	Waga znormalizowana $\frac{w_{ij}}{\sum_i w_{ij}}$	Składnik nośności, $R_i w_{ij}$ [kN]		
			$R_{b,ult}$	$R_{s,ult}$	$R_{c,ult}$
P-1	CPT-1	0,119	637,0	286,6	923,6
	CPT-2	0,327	1184,9	930,6	2115,5
	CPT-3	0,188	636,4	910,2	1546,7
	CPT-4	0,109	589,7	231,4	821,2
	CPT-5	0,074	257,6	363,3	621,0
	CPT-6	0,089	362,4	284,5	646,9
	CPT-7	0,094	379,3	286,8	666,1
	<b>suma</b>	<b>1</b>	<b>4047,4</b>	<b>3293,6</b>	<b>7341,0</b>
P-2	CPT-1	0,283	1509,8	679,3	2189,1
	CPT-2	0,283	1027,5	807,0	1834,5
	CPT-3	0,090	302,7	433,0	735,7
	CPT-4	0,079	426,3	167,3	593,6
	CPT-5	0,056	195,6	275,9	471,4
	CPT-6	0,112	453,8	356,3	810,1
	CPT-7	0,098	396,3	299,6	695,9
	<b>suma</b>	<b>1</b>	<b>4312,0</b>	<b>3018,3</b>	<b>7330,3</b>
P-3	CPT-1	0,196	1048,8	471,9	1520,6
	CPT-2	0,117	423,9	332,9	756,8
	CPT-3	0,070	237,2	339,3	576,5
	CPT-4	0,085	458,8	180,0	638,8
	CPT-5	0,054	187,4	264,4	451,8
	CPT-6	0,283	1150,7	903,5	2054,2
	CPT-7	0,195	789,0	596,6	1385,6
	<b>suma</b>	<b>1</b>	<b>4295,8</b>	<b>3088,5</b>	<b>7384,4</b>
P-4	CPT-1	0,084	448,9	202,0	650,8
	CPT-2	0,065	234,6	184,3	418,9
	CPT-3	0,050	169,5	242,4	411,8
	CPT-4	0,072	389,6	152,9	542,5
	CPT-5	0,044	153,7	216,8	370,5
	CPT-6	0,254	1033,8	811,7	1845,6
	CPT-7	0,431	1744,2	1318,8	3063,0
	<b>suma</b>	<b>1</b>	<b>4174,3</b>	<b>3128,8</b>	<b>7303,1</b>
P-5	CPT-1	0,052	277,9	125,1	403,0
	CPT-2	0,063	226,8	178,1	404,9
	CPT-3	0,094	318,0	454,8	772,9
	CPT-4	0,192	1040,1	408,2	1448,3
	CPT-5	0,462	1612,9	2274,8	3887,7
	CPT-6	0,061	245,9	193,1	439,1
	CPT-7	0,076	308,5	233,2	541,7
	<b>suma</b>	<b>1</b>	<b>4030,1</b>	<b>3867,3</b>	<b>7897,5</b>

Wyznaczoną nośność należy traktować jako maksymalną siłę, jaką może przenieść pal, nie przekraczając przy tym wartości granicznej przemieszczeń głowicy zdefiniowanej jako 10% średnicy pala – czyli jako zdefiniowaną w ten sposób nośność graniczną pala. W dalszej części pracy wykazany zostanie związek pomiędzy nośnością wyznaczoną przy zastosowaniu zaproponowanej metody własnej a wartościami nośności uzyskiwanymi z próbnych obciążeń statycznych.

## 6.6. Porównanie wartości nośności wyznaczonych metodami obliczeniowymi z wynikami próbnych obciążeń

W tej części rozdziału przeanalizowano wyniki obliczeń pod kątem ich relacji w stosunku do przebiegu krzywych obciążenie–osiadanie zarejestrowanych w próbnych obciążeniach pali referencyjnych, a następnie ekstrapolowanych. Pokazano w ten sposób, jakiemu zakresowi osiadania pali odpowiadają wartości nośności wyznaczone poszczególnymi metodami.

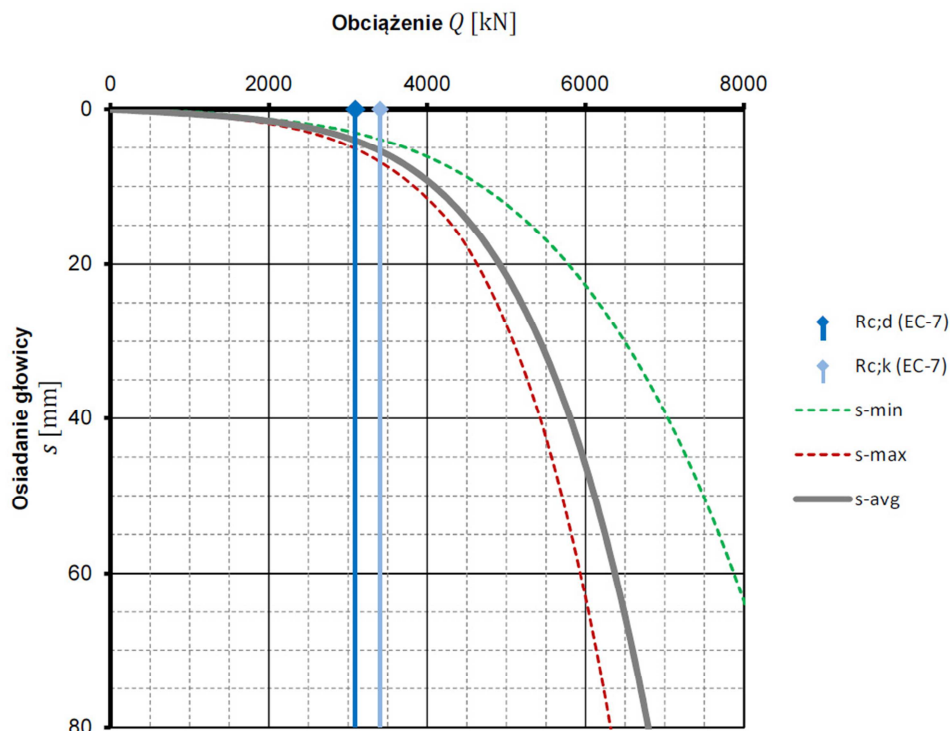
Analiza tych krzywych wskazuje na bardzo dużą wrażliwość wyznaczonej wartości osiadania na parametr  $Q_{ult}$  krzywej aproksymującej – ten z kolei determinowany jest głównie przez wartości osiadań zmierzone podczas badania pala przy maksymalnych wartościach przykładowych obciążeń. Oszacowanie wartości osiadania pala dla obciążeń zbliżonych do nośności granicznych jest zatem obarczone dużym błędem.

### *Wyniki uzyskane wg Eurokodu 7*

Na Rys. 6.6 przedstawiono wykres ilustrujący zależność pomiędzy nośnością obliczeniową pali wyznaczoną przy zastosowaniu procedury wg załącznika D.7 normy Eurokod 7 na tle krzywych uzyskanych w drodze ekstrapolacji wyników próbnych obciążeń: na wykresie przedstawiono uśredniony dla wszystkich badanych pali przebieg krzywej obciążenie–osiadanie (linia ciągła), a także „obwiednię” wszystkich wyników (przebiegi graniczne – linie przerywane).

Zestawienie wyników dla obliczeń przeprowadzonych procedurą wg załącznika D.7 normy Eurokod 7 przedstawiono w Tab. 6.9. Z ich analizy wynika, że wyznaczona w tej procedurze nośność obliczeniowa pala  $R_{c,d}$  odpowiada jego osiadaniom na poziomie około 0,5%  $D_p$  (wyznaczone wartości oscylują w zakresie 0,4 ÷ 0,7 % średnicy badanych pali).

Wartości osiadania na tym poziomie są wielkościami o rzędzie wielkości poniżej przyjmowanych wartości granicznych ze względu na stan graniczny użyteczności typowych budynków. Oznacza to, że wyznaczona na podstawie wartości  $F_{max,i}$  wartość obliczeniowa nośności pala  $R_{c,d}$  (zgodnie z procedurą normy Eurokod 7 opisaną w podrozdziale 2.4.3.2) jest wartością bezpieczną ze względu na oba rodzaje stanu granicznego w tradycyjnym podejściu do projektowania.



Rys. 6.6. Wartości nośności pali referencyjnych (charakterystyczna i obliczeniowa) wyznaczone procedurą wg załącznika D.7 normy Eurokod 7 na tle krzywych osiadania pali próbnych

Tab. 6.9. Zestawienie wartości osiadania pali referencyjnych wyznaczonych przez aproksymację wyników próbnego obciążenia dla wartości nośności pala wyznaczonych procedurą załącznika D.7 normy Eurokod 7

Nr pala referencyjnego	Nośność obliczeniowa wg EC-7 $R_{c;d}$ [kN]	Aproksymowana wartość osiadania $s$ [mm]
P-1	3094,2	5,11
P-2		3,33
P-3		5,65
P-4		3,33
P-5		4,96
<b>Średnia</b>	<b>3094,2</b>	<b>4,48</b>

Analiza powyższych wyników pozwala na postawienie tezy, że fundament zaprojektowany z zastosowaniem tej procedury można z punktu widzenia modelu obliczeniowego konstrukcji traktować:

- jako podparcie sztywne, pod warunkiem obliczeniowego zapewnienia warunków co do równomierności osiadania dla całego obiektu,
- jako podparcie podatne, zamodelowane w prosty sposób (np. modelem liniowo-sprężystym).

#### *Wyniki uzyskane wg proponowanej metody wyznaczania nośności granicznej*

Zestawienie wyników dla obliczeń przeprowadzonych zaproponowaną metodą przedstawiono w Tab. 6.10. Z ich analizy wynika, że wyznaczona w tej procedurze nośność graniczna pala  $R_{ult}$  może odpowiadać jego osiadaniom w szerokim zakresie od 5% do nawet 33% średnicy badanego pala.

Wartości osiadania na tym poziomie są wielkościami o rzędzie wielkości przekraczającym wartości graniczne przyjmowane ze względu na stan graniczny użyteczności typowych budynków. Oznacza to, że wyznaczone wartości  $R_{ult}$  **nie mogą stanowić podstawy do sprawdzania warunków stanu granicznego nośności**. Należy jednak zaznaczyć, że zamierzeniem autora nie było stworzenie metody oszacowania wartości obliczeniowej nośności.

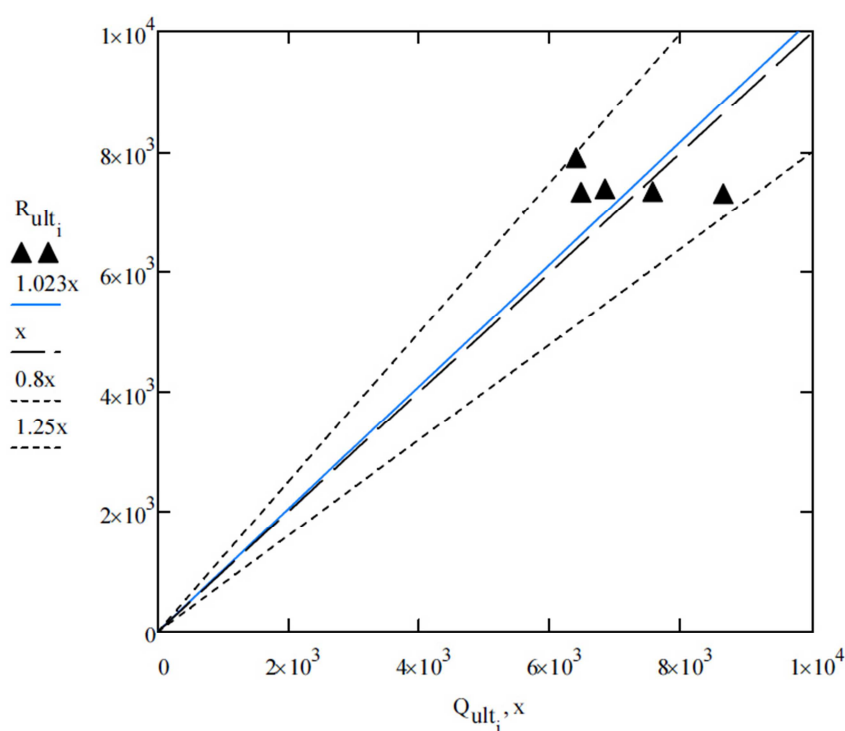
Na Rys. 6.7 pokazano zależność pomiędzy wartościami  $R_{ult,i}$  wyznaczonymi proponowaną metodą a wielkościami  $Q_{ult,i}$  wyznaczonymi w drodze ekstrapolacji wyników próbnych obciążeń pali. Porównanie to wskazuje, że proponowana metoda trafnie oszacowuje nośność graniczną pala przy uśrednieniu wartości z co najmniej kilku punktów badawczych CPT i zastosowaniu metody interpolacji przestrzennej – aproksymując wszystkie uzyskane wyniki zależnością liniową mającą postać:

$$R_{ult} = \alpha \cdot Q_{ult} \quad (4.3)$$

uzyskano współczynnik  $\alpha = 1,023$ , z błędem pojedynczego wyniku na poziomie  $\pm 20\%$ .

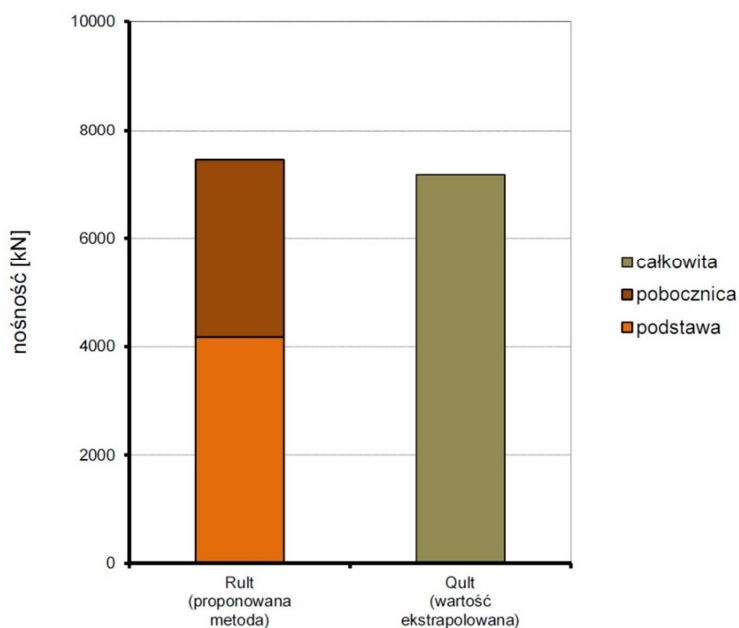
Tab. 6.10. Zestawienie wartości osiadania pali referencyjnych wyznaczonych przez aproksymację wyników próbnego obciążenia dla wartości nośności pala wyznaczonych proponowaną metodą

Nr pala referencyjnego	Nośność wyznaczona prop. metodą $R_{ult}$ [kN]	Aproksymowana wartość osiadania $s$ [mm]
P-1	7341,0	74,4
P-2	7330,3	174,6
P-3	7384,4	115,3
P-4	7303,1	45,7
P-5	7897,5	228,2
<b>Średnia</b>	<b>7451,2</b>	<b>127,6</b>



Rys. 6.7. Zależność pomiędzy wartościami  $R_{ult,i}$  wyznaczonymi proponowaną metodą a wielkościami  $Q_{ult,i}$  wyznaczonymi w drodze ekstrapolacji wyników próbnego obciążenia pali

Na Rys. 6.8 pokazano porównanie wartości średnich nośności granicznej: uzyskanej proponowaną metodą (z lewej) oraz uzyskanej w wyniku ekstrapolacji wyników próbnego obciążenia statycznych dla pięciu pali próbnych (z prawej).



Rys. 6.8. Porównanie wartości nośności granicznych: uzyskanej proponowaną metodą (z lewej) oraz wyznaczonej przez ekstrapolację wyników próbnych obciążeń (z prawej) – wartości średnie z 5-ciu wyników

Zastosowanie proponowanej metody w projektowaniu fundamentów palowych polega na wprowadzeniu podpór o nieliniowej charakterystyce w miejscach pali fundamentowych w modelu obliczeniowym konstrukcji naziemnej. Zdaniem autora proponowana metoda wyznaczania nośności granicznej pala na podstawie wyników badania sondą CPT może stanowić podstawę do wyznaczenia takiej nieliniowej charakterystyki podpory.

### *Podsumowanie*

Wybór jednej z dostępnych metod projektowania pali powinien korespondować z zastosowaną filozofią projektowania całego obiektu, uwidaczniającą się przede wszystkim w sposobie przyjęcia warunków brzegowych (warunków podparcia) dla modelu obliczeniowego całego obiektu, i tak:

- zastosowanie w modelu podpór sztywnych (utwierdzenie, przegub) powinno wymuszać projektowanie fundamentów, których przemieszczenia (osiadania) będą pomijalnie małe,
- zastosowanie w modelu podpór podatnych liniowo-sprężystych, powinno wymuszać projektowanie fundamentów w taki sposób, aby ich osiadania nie przekraczały wartości na poziomie 1% nominalnego wymiaru przekroju poprzecznego pala,
- zastosowanie w modelu podpór o nieliniowych charakterystykach wprowadza możliwość stosowania w projektowaniu fundamentów innych metod, które oszacowują nośność pala zbliżoną do nośności granicznej.



## *Wnioski*

Analizując wyniki obliczeń przedstawione w rozdziale 6, można wysunąć następujące wnioski:

- bezpośrednie porównywanie pomiędzy sobą wartości liczbowych nośności wyznaczonych różnymi metodami jest pozbawione głębszego sensu,
- fundament zaprojektowany zgodnie z procedurą polskiej normy palowej można traktować jako podparcie sztywne z punktu widzenia modelu obliczeniowego konstrukcji budynku, a jego osiadania są rzędu  $0,1\% D_p$ ,
- fundament zaprojektowany zgodnie z procedurą zamieszczoną w załączniku D.7 normy Eurokod 7 można z punktu widzenia modelu obliczeniowego konstrukcji traktować albo jako podparcie sztywne (pod warunkiem obliczeniowego zapewnienia warunków co do równomierności osiadania dla całego obiektu), albo też jako podparcie podatne, zamodelowane w prosty sposób (np. jako liniowo-sprężyste),
- wartość  $R_{ult}$  wyznaczona proponowaną metodą nie może stanowić podstawy do sprawdzania warunków stanu granicznego nośności,
- proponowana metoda wyznaczania nośności granicznej pala na podstawie wyników badania CPT może stanowić podstawę do wyznaczenia nieliniowej charakterystyki obciążenie–osiadanie pojedynczego pala.

## 7. Weryfikacja proponowanej metody określania zależności obciążenie–osiadanie na tle wyników próbnych obciążeń

### 7.1. Wprowadzenie

Charakterystykę obciążenie–osiadanie, którą z założenia określa się w punkcie podparcia fundamentu, tj. w głowicy pala, proponuje się określać jako sumę trzech przedstawionych w rozdziale 5 funkcji:

$$s(Q) = s_{el}(Q) + s_s(Q) + s_p(Q), \quad (7.1)$$

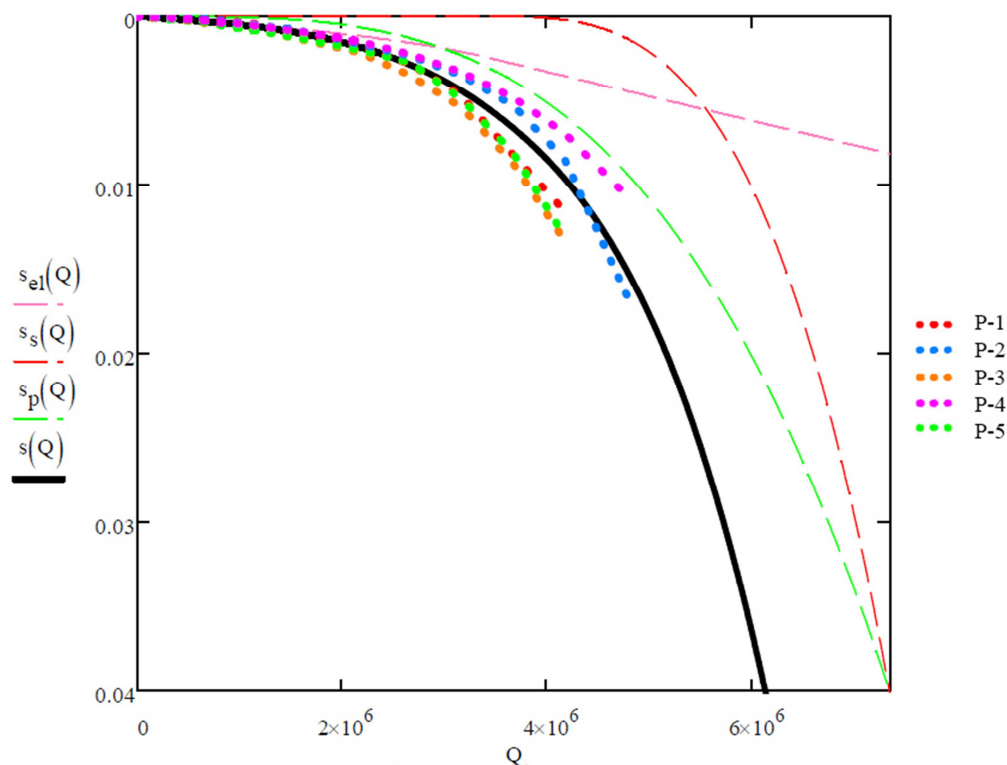
Na Rys. 7.1 przedstawiono wykres stanowiący symulację krzywej obciążenie–osiadanie dla przyjętego modelu w odniesieniu wyników próbnych obciążeń pali przeprowadzonych podczas II etapu budowy Centrum Jana Pawła II.

Na wykresie pokazano linią ciągłą wyznaczoną funkcję  $s(Q)$ , a liniami przerywanymi poszczególne jej składowe:  $s_{el}(Q)$ ,  $s_s(Q)$  oraz  $s_p(Q)$ . Liniami kropkowymi zaznaczono przebiegi wykresów osiadania pali próbnych (referencyjnych).

Funckję  $s(Q)$  wyznaczono dla następujących parametrów:  $R_{b,cal} = 4035$  kN,  $R_{s,cal} = 3310$  kN (wartości średnie nośności podstawy i pobocznicy wyznaczone dla wszystkich pali referencyjnych proponowaną metodą własną),  $E_m = 29$  GPa,  $D_p = 800$  mm,  $L_p = 21,2$  m (parametry pali referencyjnych).

### 7.2. Wyniki otrzymane proponowaną metodą

Analiza przebiegu wyznaczonej funkcji  $s(Q)$  wskazuje, że zaproponowany opis może dawać zadowalające rezultaty – symulowana krzywa zlokalizowana jest pomiędzy przebiegami rzeczywistymi, zarejestrowanymi podczas próbnych obciążeń pali.



Rys. 7.1 Weryfikacja przyjętego modelu symulacji krzywej  $s(Q)$  dla pali CFA zrealizowanych na terenie budowy Centrum Jana Pawła II

Na Rys. 7.2 przedstawiono przebieg wyznaczonej funkcji  $s(Q)$  na tle przebiegów wyznaczonych przez ekstrapolację wyników próbnych obciążeń – pokazano przebieg uśredniony oraz przebiegi graniczne.

Jako miarę błędu metody zaproponowano zależność stosunku wartości średniej osiadania wyznaczonego proponowaną metodą  $s_{ca1}$  do wartości średniej osiadania pomierzonego  $s_m$  od siły przyłożonej do pali. Wykres ten pokazano w dolnej części Rys. 7.2. Kolorem niebieskim zaznaczono zakres wartości wyznaczonych w badaniach pali, a kolorem czerwonym zakres wartości uzyskanych przez ekstrapolację.

### 7.3. Wnioski

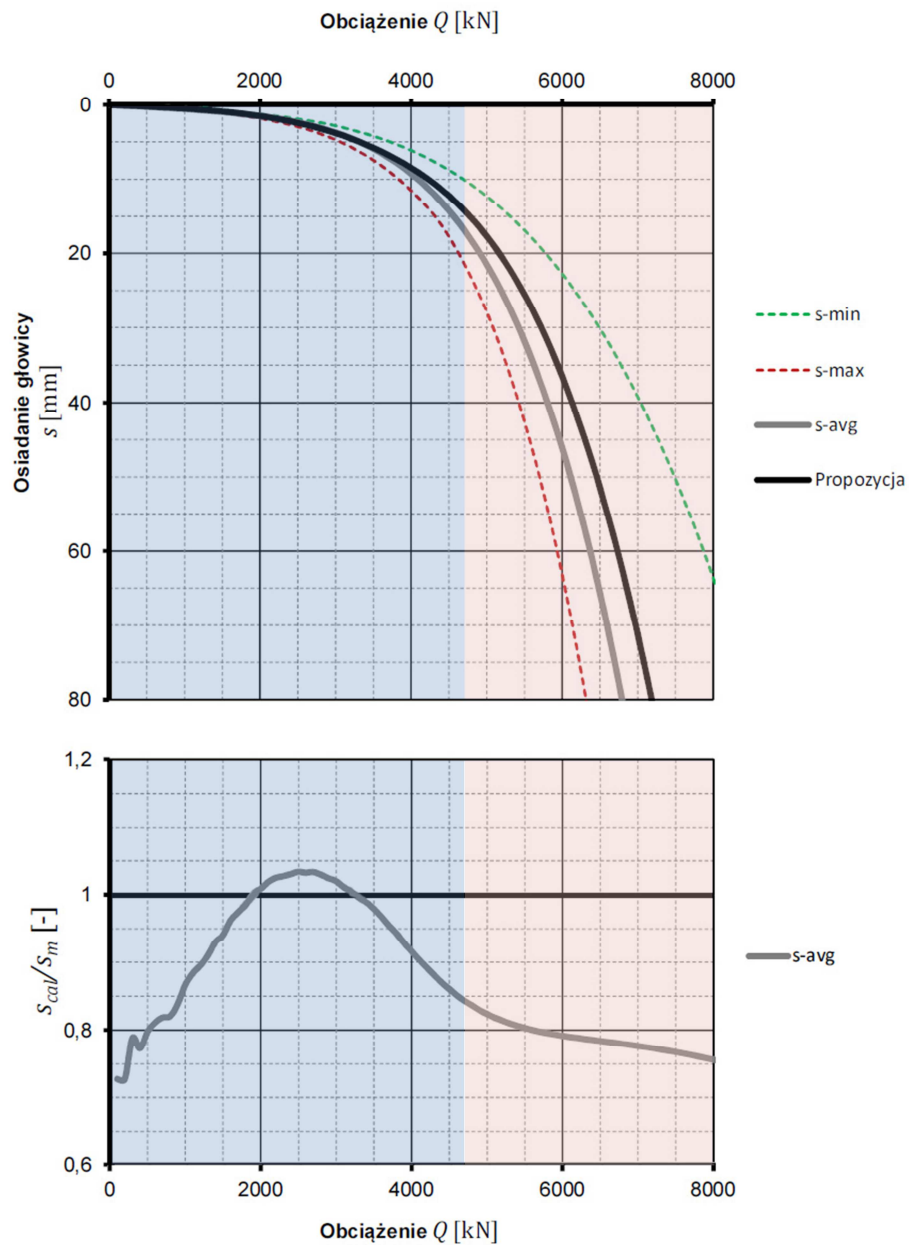
Proponowany model funkcji  $s(Q)$  opiera się na założeniach podanych w punkcie 5.4 (Rys. 5.5). Model został przetestowany na wynikach badań prowadzonych w ramach budowy obiektów Centrum Jana Pawła II w Krakowie. Nie można zatem traktować powyższej propozycji jako uniwersalnej dla dowolnych warunków gruntowych i dowolnych technologii wykonywania pali.

W pracy podjęto próbę szczegółowego opisu funkcji  $s(Q)$ , ponieważ autor dysponował pełną dokumentacją badań polowych i laboratoryjnych gruntu, dokumentacją obciążeń

statycznych pali, dokumentacją projektową konstrukcji budowlanej oraz informacjami o historii budowy.

Proponowany opis funkcji  $s(Q)$  będzie podstawą do dalszych prac w zakresie weryfikacji tego modelu głównie dla innych warunków gruntowych. Autor chciałby jednak ograniczyć proponowany model do technologii pali CFA.

Autor przewiduje w przyszłości możliwość implementacji zaproponowanego modelu w obliczeniach numerycznych – funkcja  $s(Q)$  jako charakterystyka podatnej podpory w węźle modelu MES.



Rys. 7.2. Porównanie wartości osiadania uzyskanego proponowaną metodą (średnia dla 7-miu badań CPT) z wynikami z 5-ciu próbnymi obciążeniami pali (przebiegi ekstrapolowane, uśrednione)

## 8. Podsumowanie

### 8.1. Oryginalne elementy pracy

Wśród elementów niniejszej pracy, które zdaniem autora przedstawione zostały w oryginalnym ujęciu, wymienić można:

1. Badania porównawcze (własne), mające na celu określenie zależności pomiędzy wynikami pomiarów uzyskiwanych z wykorzystaniem penetrometrów mechanicznego (CPTM) i elektrycznego (CPTE) – punkt 3.2,
2. Porównanie wyników badań CPT (własnych oraz cudzych) uzyskanych przed i po wykonaniu wykopu fundamentowego – punkt 3.3,
3. Proponowana metoda własna wyznaczania nośności granicznej pala fundamentowego na podstawie wyników sondowania statycznego – punkt 5.5,
4. Propozycja metodyki aproksymacji wyników próbnych obciążeń – punkt 6.3.3,
5. Zastosowanie metody interpolacji przestrzennej Sheparda do wyznaczenia wartości nośności pala na podstawie wyników wszystkich dostępnych badań CPT dla danego obszaru – punkt 6.5.2,
6. Sformułowanie modelu opisującego zachowanie pala pod obciążeniem przez podanie metody określania charakterystyki obciążenie–osiadanie na podstawie wyników badania gruntu sondą statyczną – punkt 5.4.

### 8.2. Planowane dalsze prace

Kierunki planowanych dalszych prac badawczych, związane z zagadnieniami podjętymi w niniejszej pracy to:

1. Weryfikacja zaproponowanej metody wyznaczania nośności granicznej pala na podstawie wyników sondowania CPT w szerszym zakresie warunków gruntowych.
2. Zastosowanie krzywej obciążenie–osiadanie w modelowaniu numerycznym fundamentów budynków przez sformułowanie definicji węzłowej podpory w modelu MES o nieliniowej charakterystyce, opartej na zaproponowanym modelu.
3. Podjęcie zagadnienia zmienności w czasie charakterystyki obciążenie–osiadanie. Badania takie powinny zostać przeprowadzone dla opomiarowanego pala (z zatopionymi czujnikami), umożliwiając obserwację zmian rozkładu sił w palu w czasie eksploatacji budynku.
4. Analiza nośności i charakterystyki obciążenie–osiadanie dla pala pracującego w grupie oraz dla grupy pali połączonych sztywnym fundamentem.
5. Poszukiwanie wpływu efektu skali – funkcji przejścia pomiędzy wynikami badań sondą CPT (wartości  $q_c$  i  $f_s$ ) o niewielkich wymiarach a wynikami badań obciążenia statycznego rzeczywistego pala (krzywa  $Q-s$ ) o relatywnie dużych wymiarach.

## Literatura

- Abdelrahman G. E., Shaarawi E. M., Abouzaid K. S. (2003). Interpretation of Axial Pile Load Test Results for Continuous Flight Auger Piles. *Emerging Technologies in Structural Engineering - Proc. of the 9th Arab Structural Engineering Conference*. Abu Dhabi.
- Albuquerque P. J., Carvalho D., Fontaine E. B. (2010). Pile capacity for Omega piles in an unsaturated Brazilian soil using the CPT. *CPT-10*.
- Ardalan H., Eslami A., Nariman-Zadeh N. (2009). Piles shaft capacity from CPT and CPTu data by polynomial neural networks and genetic algorithms. *Computers and Geotechnics*(36), 616-625.
- Begemann H. K. (1953). Improved method of determining resistance to adhesion by sounding through a loose sleeve placed behind the cone. *Proceedings of the 3rd International Conference of Soil Mechanics and Foundation Engineering, 1*, 213-217, Zurich.
- Begemann H. K. (1963). The use of static cone penetrometer in Holland. *New Zealand Engineering, Vol. 18* (No. 2).
- Begemann H. K. (1965). The friction jacket cone as an aid in determining the soil profile. *Proceedings of the 6th International Conference of Soil Mechanics and Foundation Engineering, 1*, 17-20, Montreal.
- Bhattacharya B., Solomatine D. (2006). Machine learning in soil classification. *Neural Networks*(19), 186-195.
- Bloomqvist D., McVay M., Hu Z. (2007). Updating Florida Department of Transportation (FDOT) pile/shaft design procedures based on CPT & DTP data. Gainesville: Department of Civil and Coastal Engineering, University of Florida.
- Borowczyk M., Frankowski Z. (1981). An improvement in dynamic and static sounding results interpretation. *Proceedings of 10th International Conference of Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Stockholm.
- Broms B., Flodin N. (1988). History of soil penetration testing. *Proceedings of the International Symposium on Penetration Testing, ISOPT-1, Orlando. 1*, 157-220, Rotterdam.
- Bustamante M., Gianselli L. (1993). Design of auger displacement piles from in situ tests. *Proceedings of 2nd International Geotechnical Seminar on Deep Foundations on Bored and Auger Piles (Ghent, Belgium)*, Rotterdam.
- Bustamante M., Gianselli L. (1998). Installation parameters and capacity of screwed piles. *Proceedings of the 3rd International Geotechnical Seminar on Deep Foundations on bored and auger piles*, 95-108, Ghent.

- Chemkop-Laborgeo (2011). Dokumentacja geologiczno-inżynierska dla zadania: Budowa Centrum Jana Pawła II w Krakowie, Etap II (Muzeum Jana Pawła II - Ekspozycja Główna), Kraków.
- Chin F. K. (1970). Estimation of the Ultimate Load of Piles Not Carried to Failure. *Proceedings of 2nd Southeast Asia Conference on soil Engineering*, 89-90.
- Czado B., Pietras J. S. (2012). Rozpoznanie geotechniczne podłoża przez sondowania statyczne i dynamiczne – porównanie oporów penetracji stożka. *Technical transactions. Civil Engineering*, Kraków.
- Czado B., Wrana, B. (2012). Bearing Capacity of Pile Foundation Based on CPT Results in Accordance to Polish Standards and Eurocode 7. *AGH Journal of Mining and Geoengineering*, 36 (No. 2), 111-120, Kraków.
- Davisson M. T. (1972). High capacity piles. *Proceedings of Lecture Series on Innovations in Foundation Construction*, American Society of Civil Engineers, Illinois Section, 81-112, Chicago.
- De Beer E. E. (1967). Proefondervindlijke bijdrage tot de studie van het grensdragvermogen van zand onder funderingen op staal. *Tijdschrift der Openbaar Verken van België*.
- De Ruiter J. (1971). Electric penetrometer for site investigations. *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, SM2* (97), 457-472.
- Fellenius B. H. (2001). What capacity value to choose from the results of a static loading test. *The Newsletter of the Deep Foundation Institute*.
- Filipowicz A. (1995). Projektowanie posadowień na podstawie badań sondą statyczną CPTU. In *50 lat geotechniki w ITB*, 192-199, Warszawa.
- Geoteko (2008). Dokumentacja geologiczno-inżynierska ustalająca geotechniczne warunki posadowienia dla potrzeb projektu "Centrum Jana Pawła II" w Krakowie-Łagiewnikach. Warszawa.
- Geoteko (2011). Dokumentacja badań podłoża sondą statyczną dla inwestycji pn. Krakowskie Centrum Kongresowe. Warszawa.
- German Society for Geotechnics (DGGT) (2013). Recommendations on Piling (EA-Pfaehle). John Wiley & Sons.
- Gwizdała K. (1996). Analiza osiadań pali przy wykorzystaniu funkcji transformacyjnych. *Zeszyty Naukowe Politechniki Gdańskiej - Budownictwo Wodne* (532).
- Gwizdała K. (2011). Fundamenty palowe. Technologie i obliczenia.: Wydawnictwo Naukowe PWN, Warszawa.
- Gwizdała K., Dyka I. (2001). Analityczna metoda prognozowania krzywej osiadania pala pojedynczego. *Inżynieria i Budownictwo*.
- Gwizdała K., Stęczniewski M., Dyka I. (2009). Wykorzystanie sondowań statycznych do obliczania nośności i osiadań pali. *Nowoczesne Budownictwo Inżynieryjne*, 4(25), 62-69.

- Hansen J. B. (1963). Discussion on Hyperbolic Stress-Strain Response. *ASCE Journal for Soil Mechanics and Foundation Engineering*, 97 (SM6), 931-932.
- International Society of Soil Mechanics and Geotechnical Engineering (1999). International Reference Test Procedure for Cone Penetration Test (CPT) and the Cone Penetration Test with pore pressure (CPTU). Rotterdam.
- ISO 22476-1 (2012). Geotechnical investigation and testing - Field testing - Part 1: Electrical cone and piezocone penetration test.
- ISO 22476-12 (2009). Geotechnical investigation and testing - Field testing - Part 12: Mechanical cone penetration test (CPTM).
- Janbu N., Senneset K. (1974). Effective stress interpretation of in situ static penetration tests. *European Symposium on Penetration Testing*, Stockholm.
- Kondner R. L. (1963). Hyperbolic Stress-Strain Response in Cohesive Soils. *ASCE Journal for Soil Mechanics and Foundation Engineering*, 115-149.
- Korzępa E. (2011). Wyniki próbnych obciążeń pali CFA wykonanych na budowie Muzeum Centrum Jana Pawła II w Krakowie. ZKB Geocomp Kraków.
- Kosecki M. (1985). Komentarz do normy PN-83/B-02482 "Fundamenty budowlane. Nośność pali i fundamentów palowych", PZITB, Szczecin.
- Lunne T., Robertson P. K., Powell J. J. (1997). Cone Penetration Testing in Geotechnical Practice. London and New York: Blackie Academic and Professional.
- Maertens J., Huybrechts N. (2001). Results of the static load tests. *Proceedings of the symposium on Screw Piles: Installation and design in stiff clay*, 205-246, Rotterdam.
- Meyer Z. (2013). Static Load Tests, Short Series Interpretation. *XVI French-Polish Colloquium of Soil and Rock Mechanics*, Montpellier.
- Meyer Z., Kowalów M. (2010). Model krzywej aproksymującej wyniki testów statycznych pali prefabrykowanych. *Inżynieria Morska i Geotechnika*.
- Meyer Z., Szmeczel G. (2013). Wybór funkcji aproksymującej parametry modelu - krzywej obciążenie osiadanie dla pali prefabrykowanych na podstatwie testów statycznych. *59 Konferencja Naukowa Komitetu Inżynierii Lądowej i Wodnej PAN oraz Komitetu Nauki PZITB*. Lublin-Krynica.
- Mikulski A. (2008). *Prezentacja projektu architektonicznego Centrum Jana Pawła II na obszarze tzw. "Białych Mórz" w Krakowie-Łagiewnikach*; <http://www.janpawel2.pl>.
- Młynarek Z., Tschuschke W., Niedzielski A. (1997). Ocena stanu konsystencji gruntów spoistych metodą statycznego sondowania. *XI Krajowa Konferencja Mechaniki Gruntów i Fundamentowania. Geotechnika w budownictwie i transporcie*, Gdańsk.
- Muhs H. (1978). 50 years of deep sounding with static penetrometers. *Deutsche Forschungsgesellschaft für Boden-Mechanik (Degebo)* (34), 45-50.
- Parametric Technology Corporation. (2010). Mathcad help (v.15.0).



- Philipponat (1978). Méthode pratique de calcul des pieux à l'aide du pénétromètre statique. *Informations Techniques Bulletin*.
- PN-83/B-02482. (1983). Fundamenty budowlane. Nośność pali i fundamentów palowych.
- PN-B-04452. (2002). Geotechnika. Badania polowe.
- PN-EN 1536. (2001). Wykonawstwo specjalnych robót geotechnicznych. Pale wiercone.
- PN-EN 1997-1. (2008). Eurokod 7 - Projektowanie geotechniczne. Część 1: Zasady ogólne.
- PN-EN 1997-2. (2009). Eurokod 7 - Projektowanie geotechniczne. Część 2: Rozpoznanie i badanie podłoża gruntowego.
- Poda R. (2008, wrzesień 10). Tu powstanie Centrum Jana Pawła II - teren tzw. Białych Mórz, Kraków- Łagiewniki, <http://www.janpawel2.pl>
- Robertson P. K., Cabal K. L. (2010). Guide to Cone Penetration Testing for Geotechnical Engineering. Gregg Drilling & Testing, Inc., Signal Hill, California.
- Robertson P., Campanella R. G., Grieg J. (1986). Use of piezometer cone data. *Proceedings of the ASCE Specialty Conference In Situ '86: Use of In Situ Tests in Geotechnical Engineering*, American Society of Engineers (ASCE), 1263-1280, Blacksburg.
- Sanglerat G. (1972). The penetrometer and soil exploration, Elsevier, Amsterdam.
- Schmertmann J. H. (1978). Guidelines for cone penetration test, performance and design. US Department of Transportation, Washington D.C.
- Shepard D. (1968). A two-dimensional interpolation function for irregularly-spaced data. *Proceedings of the 1968 ACM National Conference*, 517-524.
- Sieńko R., Bednarski Ł. (2009). Badania ekstensometryczne pali CFA wchodzących w skład I etapu budowy Centrum Jana Pawła II w Krakowie, NeoStrain, Kraków.
- Sionko P. (2011). Budowa Centrum Jana Pawła II z lotu ptaka - galeria zdjęć. <http://www.janpawel2.pl>.
- Stenzel J., Melzer K. (1978). Soil investigations by penetration testing according to DIN 4094. *Tiefbau* (20), 155-160.
- Stęczniewski M. (2003). Ocena nośności pala na podstawie badań sondą CPT. Praca doktorska, Politechnika Gdańska.
- Velloso P. (1981). Considerations about bearing capacity assesment and vertical and horizontal displacements of piles in soils. *Publications of Civil Engineering Departament*.
- White D. J. (2003). Field measurements of CPT and pile base resistance in sand. St John's College, University of Cambridge CUED/D-SOILS/TR327.
- Wrana B., Czado B. (2011). Zastosowanie wyników testu CPT do oceny nośności pala. *Górnictwo i Geoinżynieria*, 35 (Zeszyt 2), 165-171.

## Spis rysunków

Rys. 2.1.	Rodzaje nośności pala.....	13
Rys. 2.2.	Przykład zastosowania metody przedstawionej w Załączniku D.6 Części 2 normy Eurokod 7 .....	19
Rys. 2.3.	Definicje nośności granicznej pala.....	20
Rys. 2.4.	Wykres zależności osiadania pala od wielkości obciążenia, zawierający: krzywą zależności osiadania pala od obciążenia; wykres obciążenia pala w czasie; wykres osiadania pala w czasie; wykres pomocniczy $dQ/ds$ .....	21
Rys. 2.5.	Kryterium Hansena – zasada określania nośności granicznej.....	22
Rys. 3.1.	Porównanie wyników badań penetrometrem elektrycznym (linie ciągłe) i mechanicznym (znaczniki).....	24
Rys. 4.1.	Zależność współczynnika $\psi_1$ od średniej wartości $q_c$ wokół podstawy pala.....	29
Rys. 4.2.	Uśrednianie wartości przy wykorzystaniu zasady ścieżki minimalnej MPR.....	31
Rys. 4.3.	Zależność funkcyjna do wyznaczania współczynnika $\alpha_s$ w metodzie Schmertmanna.....	31
Rys. 4.4.	Zasięg strefy podłoża uwzględnianej przy obliczaniu jednostkowego oporu podstawy pala .....	32
Rys. 4.5.	Zależność wartości $q_c$ oraz $q_c$ od głębokości w strefie przejściowej pomiędzy warstwami słabszego i mocniejszego gruntu .....	33
Rys. 5.2.	Założenia modelu dyskretnego pala w gruncie – z lewej; przykładowe wyniki symulacji osiadania pala w programie PALOS – z prawej.....	37
Rys. 5.3.	Uogólnione funkcje transformacyjne $q$ - $z$ oraz $t$ - $z$ .....	37
Rys. 5.4.	Założenie do określenia nośności granicznej w proponowanej metodzie – z lewej; charakterystyki obciążenie–osiadanie dwóch pali o różnej średnicy ( $D_1 < D_2$ ) – z prawej. ....	39
Rys. 5.5.	Założenia do proponowanej metody wyznaczania charakterystyki obciążenie–osiadanie pojedynczego pala .....	39
Rys. 5.6.	Rozkład siły po długości pali próbnych P-6 i P-7 wyznaczony w badaniach ekstensometrycznych .....	41
Rys. 5.7.	Typowy rozkład oporów wzdłuż pobocznicy i siły w palu po długości.....	42
Rys. 5.8.	Funkcja rozkładu siły w palu po długości – propozycja .....	43
Rys. 5.9.	Przykładowy przebieg przyjętej postaci funkcji $s_{el}(Q)$ zgodnie z zaproponowanym opisem .....	44
Rys. 5.10.	Zależność obciążenia przenoszonego odpowiednio przez podstawę i pobocznice pala od przyłożonego obciążenia – model uproszczony .....	46

Rys. 5.11. Poszczególne składowe charakterystyki obciążenie–osiadanie pojedynczego pala zgodnie z zaproponowaną metodą.....	47
Rys. 5.12. Przykład zastosowania proponowanej metody uśredniania wartości $q_c$ w strefie wokół podstawy pala .....	50
Rys. 6.1. Usytuowanie pali fundamentowych obiektów I etapu inwestycji na tle przekroju geotechnicznego.....	55
Rys. 6.2. Zestawienie wartości nośności wyznaczonych w wyniku ekstrapolacji dla poszczególnych pali referencyjnych.....	61
Rys. 6.5. Porównanie wartości nośności pali w miejscach sondowań CPT wyznaczonych wg procedury Załącznika D.7 normy Eurokod 7 (PN-EN 1997-2, 2009) z wartościami, charakterystyczną i obliczeniową, wyliczonymi na ich podstawie .....	63
Rys. 6.6. Schemat zasady działania metody interpolacji przestrzennej.....	65
Rys. 6.7. Zestawienie wyników obliczeń nośności pali referencyjnych wg proponowanej metody wyznaczania nośności granicznej .....	66
Rys. 6.6. Wartości nośności pali referencyjnych (charakterystyczna i obliczeniowa) wyznaczone procedurą wg załącznika D.7 normy Eurokod 7 na tle krzywych osiadania pali próbnych.....	69
Rys. 6.7. Zależność pomiędzy wartościami $R_{ult,i}$ wyznaczonymi proponowaną metodą a wielkościami $Q_{ult,i}$ wyznaczonymi w drodze ekstrapolacji wyników próbnych obciążeń pali .....	71
Rys. 6.8. Porównanie wartości nośności granicznych: uzyskanej proponowaną metodą (z lewej) oraz wyznaczonej przez ekstrapolację wyników próbnych obciążeń (z prawej) – wartości średnie z 5-ciu wyników .....	72
Rys. 7.1. Weryfikacja przyjętego modelu symulacji krzywej $s(Q)$ dla pali CFA zrealizowanych na terenie budowy Centrum Jana Pawła II .....	75
Rys. 7.2. Porównanie wartości osiadania uzyskanego proponowaną metodą (średnia dla 7-miu badań CPT) z wynikami z 5-ciu próbnych obciążeń pali (przebiegi ekstrapolowane, uśrednione).....	76

## Spis fotografii

Fot. 2.1. Stożki sondy statycznej: elektryczny S-CPTU (z lewej) i mechaniczny CPTM (z prawej) na wyposażeniu Zakładu Współdziałania Budowli z Podłożem, PK (fot. B. Czado) .....	24
--	----

## Spis tabel

Tab. 2.1.	Współczynniki korelacyjne $\xi$ do wyznaczania wartości charakterystycznych nośności na podstawie wyników badań podłoża.....	18
Tab. 4.1.	Zestawienie metod wyznaczania nośności pali na podstawie wyników badań CPT.....	28
Tab. 6.1.	Zestawienie wyników próbnych obciążeń: osiadania odpowiadające obliczeniowej wartości obciążenia na pal.....	58
Tab. 6.2.	Zestawienie wyników próbnych obciążeń: osiadania odpowiadające maksymalnej wartości siły przyłożonej do pala w trakcie realizacji badania.....	58
Tab. 6.3.	Zestawienie nośności pali próbnych wyznaczonych zgodnie z polską normą palową.....	59
Tab. 6.4.	Zestawienie nośności granicznych pali próbnych oraz pozostałych parametrów funkcji aproksymacyjnej.....	61
Tab. 6.5.	Zestawienie wyników obliczeń nośności pali hipotetycznych zlokalizowanych w miejscach wykonania sondowań CPTU wg procedury załącznika D.7 normy Eurokod 7.....	62
Tab. 6.6.	Zestawienie wyników obliczeń nośności pali hipotetycznych zlokalizowanych w miejscach wykonania sondowań CPTU wg zaproponowanej metody.....	64
Tab. 6.7.	Zestawienie odległości pomiędzy poszczególnymi punktami badawczymi a miejscami wykonania pali referencyjnych (w metrach).....	66
Tab. 6.8.	Zestawienie wyników obliczeń nośności pali referencyjnych wg zaproponowanej metody własnej.....	67
Tab. 6.9.	Zestawienie wartości osiadania pali referencyjnych wyznaczonych przez aproksymację wyników próbnego obciążenia dla wartości nośności pala wyznaczonych procedurą załącznika D.7 normy Eurokod 7.....	69
Tab. 6.10.	Zestawienie wartości osiadania pali referencyjnych wyznaczonych przez aproksymację wyników próbnego obciążenia dla wartości nośności pala wyznaczonych proponowaną metodą.....	71

## ZAŁĄCZNIKI

---



# **Załącznik Z1**

## **Centrum Jana Pawła II**

### **Spis zawartości**

- Z1.1 Charakterystyka inwestycji
- Z1.2 Udział autora w pracach badawczych i projektowych
- Z1.3 Badania podłoża gruntowego
- Z1.4 Badania pali

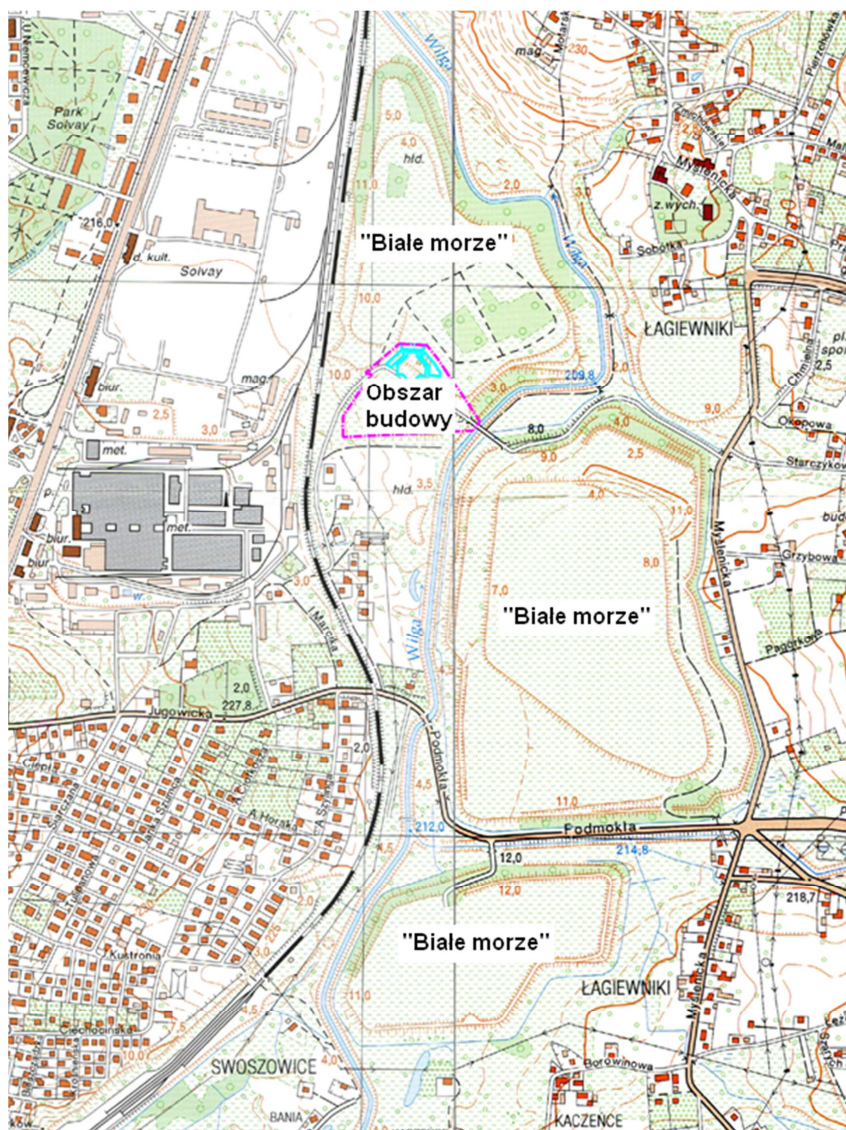
## Z1.1 Charakterystyka inwestycji

Budowa Centrum Jana Pawła II jest wyjątkowa pod wieloma względami: religijnym – zważywszy na osobę jej patrona, architektonicznym – ma charakter monumentalny, ale też geotechnicznym – posadowiona jest w bardzo nietypowych warunkach gruntowych, na obszarze tzw. *Białych Mórz* (Rys. Z1.1), których podłoże stanowią odpady poprodukcyjne dawnych Krakowskich Zakładów Sodowych „Solvay”.

### *Rys historyczny*

Odkrycie łańkowców i gipsu na terenach dawnej wsi Łagiewniki przyczyniło się do rozwoju na tym terenie przemysłu. W początkach XX w. powstały tu zakłady chemiczne „B&W Liban”, gdzie uruchomiono produkcję sody kalcynowanej i kaustycznej metodą Honigsmanna. Fabryka weszła później w skład koncernu Solvaya. W latach 1918–1939 nastąpiła szybka rozbudowa zakładu i powstały osadniki odpadów poprodukcyjnych. Po wojnie zakład nadal intensywnie się rozwijał (pod nazwą Krakowskie Zakłady Sodowe) do lat 70. XX w. – w tym czasie utworzono miejsca pod budowę kolejnych stawów osadowych (Fot. Z1.1).

Przełomowy dla historii zakładu okazał się rok 1977, kiedy to w Uchwale Rady Narodowej Miasta Krakowa (w sprawie zatwierdzenia planu zagospodarowania przestrzennego Krakowskiego Zespołu Miejskiego) stwierdzono m.in. konieczność likwidacji K.Z.P.N Bonarka i K.Z.S. Solvay, wyznaczając jako datę likwidacji koniec 1990 r. W wyniku przeprowadzonych w tym czasie analiz, uznano, że rewitalizacja osadników osadowych musi być przeprowadzona w późniejszym czasie ze względu na przyjętą technologię rekultywacji. Zagospodarowanie osadników odsunięto w czasie na kilkanaście lat (czas niezbędny dla ustabilizowania się materiału).



Rys. Z1.1. Lokalizacja budowy Centrum Jana Pawła II na mapie sytuacyjnej (źródło: archiwum Centrum Jana Pawła II)

Do połowy 1995 r. prowadzono prace rekultywacyjne na koronie osadników oraz rozplantowano i zabezpieczono skarpy wraz z nawiezieniem ziemi i obsianiem trawą. W wyniku tych prac uzyskano ok. 80 ha terenów możliwych do zagospodarowania m.in. na cele rekreacyjne. Przez okres 15 lat powierzchnia osadników w wyniku naturalnej sukcesji porośla zielenią, natomiast w ich wnętrzu postępował proces fizykochemicznej stabilizacji gruntów (Poda, 2008).





Fot. Z1.1. *Białe Morza*, stan na rok 1991 (fot. z arch. B. Wrany)

### *Koncepcja architektoniczna*

W 2007 roku został ogłoszony konkurs architektoniczny na zespół budynków Centrum Jana Pawła II „Nie lękajcie się!”. Podano okres przyjmowania prac w dniach od 18 maja do 16 października 2007 r.

Niestety pierwszy konkurs na opracowanie koncepcji urbanistyczno-architektonicznej nie przyniósł rozstrzygnięcia. Zdaniem jury najlepsze prace nadesłali Hou Liang z Szanghaju, firma Aedas CE z Warszawy oraz Holgaard Arkitekter z Danii. Jurorzy podkreślali, że nagrodzone prace są wybitne, jednak ich autorzy nie zdołali w oczekiwany sposób wyrazić idei i symboliki związanej z Centrum Jana Pawła II i osobą jego patrona. Rozpisano więc drugi konkurs, tym razem udało się wybrać projekt, który został wdrożony do realizacji. Autorem projektu jest arch. Andrzej Mikulski.

Centrum Jana Pawła II rozplanowane zostało wokół Placu otwartego w kierunku Sanktuarium Bożego Miłosierdzia w Łagiewnikach. Przestrzeń przed Placem zajmuje łąka Małych Błoń – miejsce zgromadzenia wiernych na polowej Mszy Świętej. Na osi Placu usytuowany został budynek kościoła (Rys. Z1.2), zajmując najważniejsze, centralne miejsce w jego przestrzeni. Oprócz kościoła wokół Placu usytuowano pozostałe budynki: Muzeum, Centrum Konferencyjne, Instytut Jana Pawła II, Centrum Szkolenia Wolontariatu oraz Wieżę. Program funkcjonalno-użytkowy obejmuje także inne obiekty, m.in. centrum rekolekcyjne, obiekty hotelowe (hotel, dom pielgrzyma), amfiteatr na otwartej przestrzeni, plenerową drogę krzyżową, kładkę pieszą, parkingi.



Rys. Z1.2. Koncepcja architektoniczna Centrum Jana Pawła II (Mikulski, 2008)

Główny Plac całego zespołu ma skalę rynku w Wadowicach oraz Rynku Dębnickiego w Krakowie – miejsc mocno związanych z etapami życia Ojca Świętego. Użycie naturalnych materiałów w elewacjach budynków (cegła i biały wapień) oraz sposób ich połączenia związane są z tradycją charakterystyczną dla Krakowa (Mikulski, 2008).

#### *Rozwiązanie konstrukcji i posadowienia*

Po rozstrzygnięciu konkursu architektonicznego powstał zespół roboczy do realizacji inwestycji pod nadzorem prałata ks. Jana Kabzińskiego. Zespół składał się z projektanta architektury mgra inż. arch. Andrzeja Mikulskiego i konstruktora dra hab. inż. Bogumiła Wrany, a wspomagała go pracownia architektoniczna oraz pracownia konstrukcyjna. Grunt, na którym zaplanowano inwestycję jest podłożem wyjątkowym, zatem rozwiązania konstrukcyjne wymagały dużego doświadczenia inżynierskiego. Odbłyło się wiele narad i dyskusji.

Projekt posadowienia (zbrojenie płyty dolnej wraz z projektem palowania) dla obiektów I etapu inwestycji (Kościoła, Instytutu oraz Wolontariatu) został opracowany przez dra hab. inż. Bogumiła Wraneę wraz z zespołem konstruktorów. W 2009 roku rozpoczęto prace budowlane.

Budynki Centrum posadowione są na płycie fundamentowej, opartej na palach CFA o długościach dochodzących do 26 m, przenoszących obciążenia poprzez warstwę nasypów do warstw gruntów rodzimych doliny rzeki Wilgi (por. Rys. 6.1).

### *Wybór sposobu posadowienia*

Sposób posadowienia obiektów Centrum Jana Pawła II wynika bezpośrednio z warunków geotechnicznych.

Na wniosek dra hab. inż. Bogumiła Wrany, prof. PK., na terenie inwestycji wykonane zostały badania pali próbnych (Fot. Z1.2), na podstawie których ocenione zostały możliwości wykonawcze oraz skuteczność poszczególnych technologii w różnych konfiguracjach geometrii pali.

Na podstawie doświadczeń zebranych w tych badaniach wybrano pale wykonywane w technologii wiercenia świdrem ciągłym CFA o średnicach 650, 800 i 1000 mm.



Fot. Z1.2. Poletko doświadczalne do badania pali wykonane przed rozpoczęciem projektowania posadowienia (fot. B. Czado)



Fot. Z1.3. Budowa kościoła w ramach I etapu inwestycji Centrum Jana Pawła II, widok z lotu ptaka (Sionko, 2011)

## Z1.2 Udział autora w pracach badawczych i projektowych

Inwestycja realizowana jest wieloetapowo, a udział autora w pracach badawczych i projektowych z nią związanych był różny na różnych etapach.

Jako pracownik naukowo-dydaktyczny Zakładu Współdziałania Budowli z Podłożem, kierowanego w latach 2005–2013 przez dra hab. inż. Bogumiła Wraneę, prof. PK (jednocześnie projektanta posadowienia inwestycji) autor brał m.in. udział w:

- wstępnym rozpoznaniu właściwości wapiennego materiału nasypowego budującego podłoże inwestycji (badania laboratoryjne przez bezpośrednie ścinanie w aparacie skrzynkowym); w roku 2008,
- opracowaniu koncepcji wykonania badań ekstensometrycznych podczas realizacji próbnych obciążeń pali w ramach I etapu inwestycji; w roku 2009,
- wykonaniu badań podłoża sondą statyczną CPTU na potrzeby optymalizacji projektu posadowienia obiektów II etapu inwestycji; w roku 2011,
- wykonaniu badań podłoża sondą statyczną CPTU na potrzeby optymalizacji projektu posadowienia dotychczas niezrealizowanych obiektów II i IV etapu inwestycji; w roku 2012.

Aktywny udział autora w pracach projektowych rozpoczął się przy realizacji II etapu inwestycji (budynek Muzeum Jana Pawła II). W roku 2011 podjęte zostały przez autora, we współpracy z zespołem projektantów z ZKB Geokomp Kraków w osobach dra inż. Jerzego Domskiego i mgra inż. Tomasza Kowalskiego, prace nad optymalizacją projektu palowania. Prace te doprowadziły do redukcji kosztów inwestycji (głównie w wyniku zmniejszenia średnicy realizowanych pali) przy jednoczesnym zachowaniu warunków stanów granicznych nośności i użyteczności, co potwierdziły wyniki próbnych obciążeń pali.

Należy podkreślić, że koncepcja optymalizacji opierała się na doświadczeniach zebranych podczas realizacji I etapu inwestycji, a kluczową rolę odegrała tu możliwość analizy wyników badań pali opomiarowanych (Sieńko i Bednarski, 2009) wykonanych z inicjatywy dra hab. inż. Bogumiła Wrany, prof. PK.

Wyniki tych badań przedstawiono w punkcie 5.4.2.1 pracy. Podstawowym wnioskiem z nich płynącym jest fakt, że pominięcie przez standardowe procedury polskiej normy palowej nośności poboczniczy pali wykonywanych w nasypach stanowiących podłoże inwestycji, jest zbyt daleko idącą ostrożnością. Na tej podstawie postanowiono, że fundamenty palowe realizowane w II etapie zaprojektowane zostaną z zastosowaniem procedur normy Eurokod 7, przy bezpośrednim wykorzystaniu wyników wykonanych dodatkowych badań sondą statyczną CPTU.

### **Z1.3 Badania podłoża gruntowego**

#### *Lokalizacja i zagospodarowanie terenu badań*

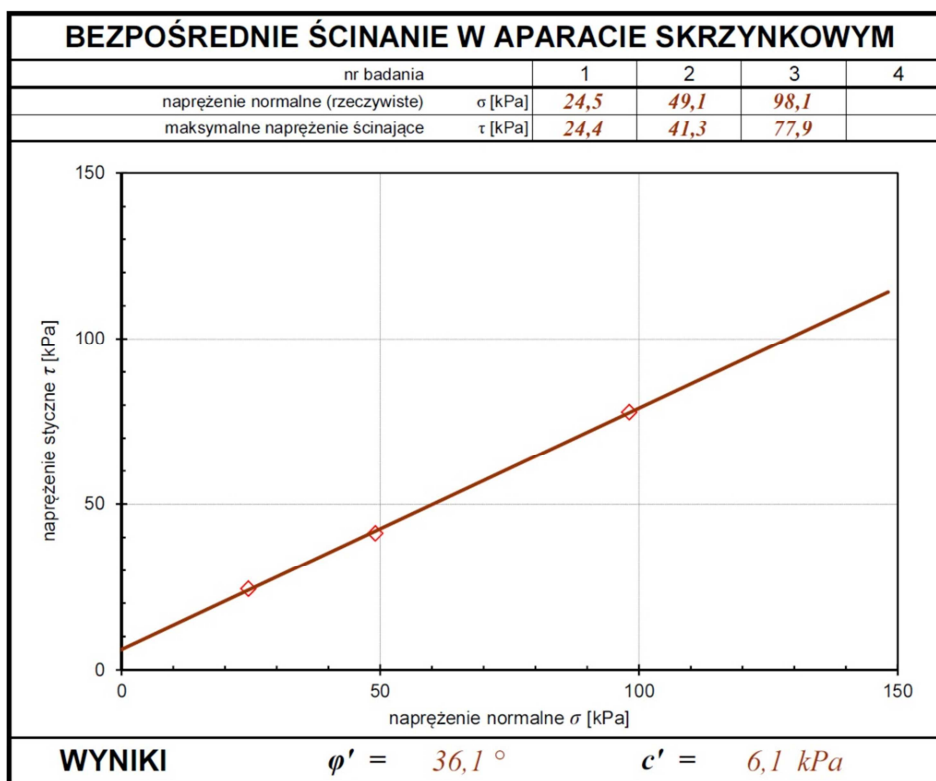
Teren badań położony jest w Krakowie-Łagiewnikach i obejmuje hałdę osadów wapiennych z dawnych Krakowskich Zakładów Sodowych „Solvay”. Obszar zlokalizowany jest w naturalnym obniżeniu doliny rzeki Wilgi, pomiędzy wzniesieniem św. Józefa na północy a Górą Borkowską na południowym zachodzie. Zachodnią granicę omawianego terenu stanowi linia kolejowa Kraków-Zakopane, za którą znajduje się centrum handlowe „Zakopianka”, utworzone na terenach dawnych KZS „Solvay”. Północną, wschodnią i południowo-wschodnią granicę składowiska wyznacza rzeka Wilga, dopływ Wisły – warto nadmienić, że dla potrzeb lokalizacji składowiska koryto rzeki przełożono.

Materiał w osadnikach deponowano metodą hydrotransportu, a wysokość osadników sięgnęła ok. 14 m. Deponowany w ten sposób osad do dziś zachował konsystencję pulpy koloru białego. W latach 60. i 70. nadbudowano osadniki o kolejne ok. 5–6 m. Rzędne terenu na analizowanym obszarze zawierają się w granicach od ok. 227 m n.p.m. w części południowej do ok. 232 m n.p.m. na pozostałej części. Pierwotny poziom terenu w rejonie projektowanej inwestycji układa się na rzędnych ok. 210–212 m n.p.m. (Geoteko, 2008).

### Zakres badań w ramach I etapu

Na potrzeby realizacji I etapu budowy Centrum wykonana została *Dokumentacja geologiczno-inżynierska ustalająca geotechniczne warunki posadowienia dla potrzeb projektu „Centrum Jana Pawła II” w Krakowie-Łagiewnikach* (Geoteko, 2008). Prace badawcze w ramach tej dokumentacji obejmowały wykonanie:

- 5 szt. otworów wiertniczych o głębokościach 26,0–33,0 m – łączny metraż: 181,0 m (badania obce, wykonawca: Chemkop-Laborgeo),
- 7 szt. sondowań CPT w zakresie głębokości 14,3–22,7 m – łączny metraż: 134,5 m (badania obce, wykonawca: Geoteko),
- badań laboratoryjnych prób gruntu: badań właściwości fizycznych (17 próbek), badań właściwości mechanicznych (badania trójosiowe: 3 badania TXUU, 1 seria badań TXCD).

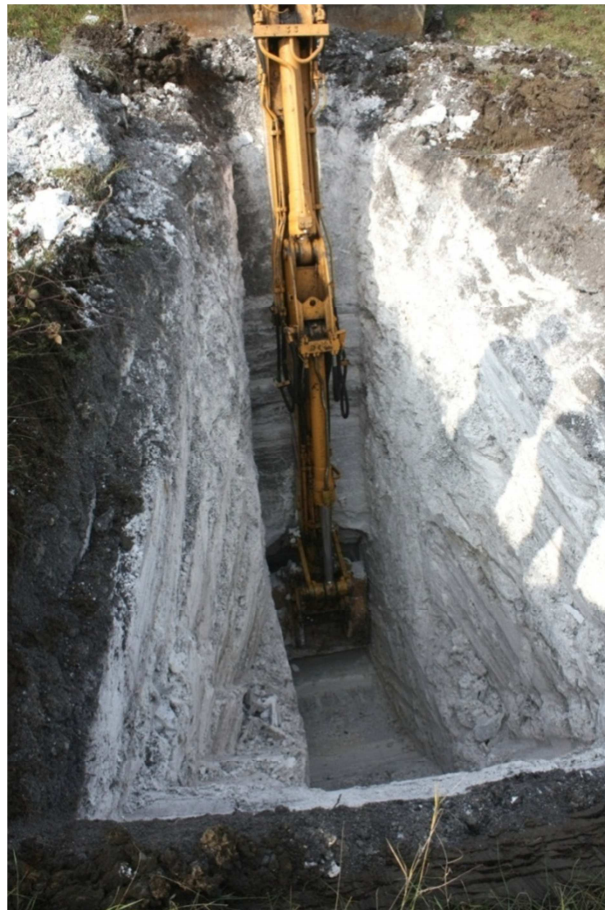


Rys. Z1.3. Wyniki badań bezpośredniego ścinania w aparacie skrzynkowym próby pobranej z wykopu na terenie budowy Centrum Jana Pawła II (badania własne)

Badania laboratoryjne przeprowadzone na potrzeby ww. dokumentacji nie obejmowały prób gruntów nasypowych uznanych za nienośne.

Autor przeprowadził niezależnie własne badania (w aparacie skrzynkowym bezpośredniego ścinania) próby gruntu pobranej z wykopu (patrz Fot. Z1.4). Ich wyniki pokazano na Rys. Z1.3.

Badania próbki w warunkach z odpływem wskazują na stosunkowo wysoką wartość efektywną kąta tarcia wewnętrznego  $\varphi' = 36,1^\circ$  i niską wartość efektywnej spójności  $c' = 6,1$  kPa. Wyniki te są istotnie różne od spodziewanych – uzyskane wartości są charakterystyczne dla gruntów niespoistych o niewielkiej zawartości drobnych frakcji, podczas gdy ocena makroskopowa badanego materiału wskazywała raczej na jego cechy typowe dla gruntów spoistych, takie jak plastyczna konsystencja czy chociażby zdolność materiału do zachowania stateczności prawie pionowej skarpy o wysokości kilku metrów (patrz Fot. Z1.4).



Fot. Z1.4. Realizacja wykopu na terenie planowanej budowy Centrum Jana Pawła II w celu poboru prób materiału wapiennego do badań (fot. B. Czado, 2008)

### *Zakres badań w ramach II etapu*

W ramach rozszerzenia rozpoznania podłoża na potrzeby optymalizacji projektu posadowienia obiektów II etapu budowy Centrum Jana Pawła II sporządzona została na zlecenie ZKB Geocomp *Dokumentacja geologiczno-inżynierska dla zadania: Budowa Centrum Jana Pawła II w Krakowie, Etap II (Muzeum Jana Pawła II – Ekspozycja Główna)* (Chemkop-Laborgeo, 2011). Zakres prac polowych obejmował:

- 6 szt. otworów wiertniczych o głębokościach od 25,2 do 30,0 m p.p.t. (badania obce, wykonawca: Chemkop-Laborgeo),
- 7 szt. sondowań statycznych CPTU o głębokościach od 23,0 do 30,0 m p.p.t. (badania własne).

Wyniki badań sondą CPTU zawarto w załączniku Z3.



## **Załącznik Z2**

### **Sondowanie statyczne CPT**

#### **Spis zawartości**

- Z2.1 Konstrukcja penetrometru sondy statycznej
- Z2.2 Pomiary metodami CPTM i CPTE – badania porównawcze
- Z2.3 Porównanie wyników badań CPT uzyskanych przed i po wykonaniu wykopu fundamentowego
- Z2.4 Interpretacja wyników badania CPT
- Z2.5 Korelacje pomiędzy wynikami sondowania statycznego i dynamicznego
- Z2.6 Metodyka badań własnych CPT

## Z2.1 Konstrukcja penetrometru sondy statycznej

Pierwsze konstrukcje mechanicznych penetrometrów stożkowych powstały w Holandii w latach 30. ubiegłego stulecia. Początkowo penetrometr składał się jedynie z części stożkowej, a dopiero po II wojnie światowej opatentowany został przez Begemanna (1953) penetrometr z tuleją cierną. Historia rozwoju metody opisana została obszernie przez Sanglerata (1972).

Ostatecznie ukształtowały się parametry charakterystyczne penetrometru sondy CPT, które są zachowane niezależnie od stosowanych rozwiązań szczegółowych, a przedstawiają się one następująco:

- średnica podstawy stożka: 35,7 mm,
- powierzchnia stożka w rzucie: 10 cm<sup>2</sup>,
- kąt wierzchołkowy stożka: 60°,
- powierzchnia boczna tulei ciernej postępującej za stożkiem: 150 cm<sup>2</sup>.

Stożek wprowadzany jest w grunt za pomocą zestawu żerdzi o średnicy około 36 mm. Standardową prędkością zagłębiania sondy jest 2,0 cm/s, a dopuszczalna odchyłka wynosi ±0,5 cm/s.

### Z2.1.1 Stożek mechaniczny

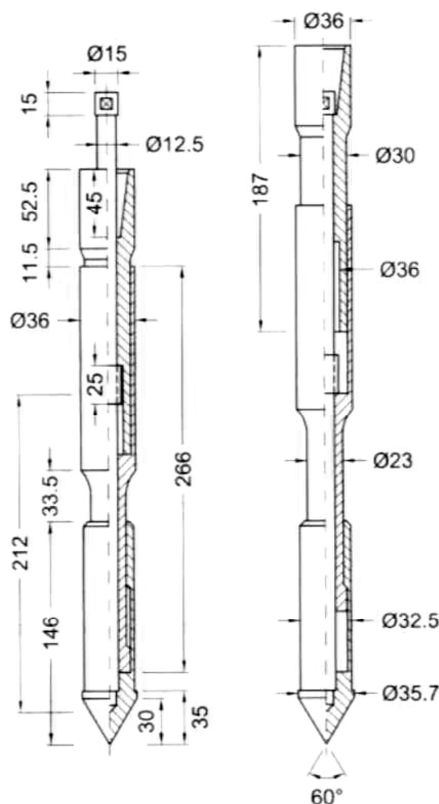
Podstawowym obecnie rozwiązaniem penetrometru mechanicznego jest rozwinięcie tzw. stożka holenderskiego zaproponowane przez Begemanna (Rys. Z2.1), należy jednak zaznaczyć, że prace nad alternatywnymi konstrukcjami były prowadzone również w innych krajach, m.in. Belgii, Szwecji, Niemczech, Francji oraz Rosji.

#### *Zasada działania*

Stożek jest wprowadzany w grunt za pomocą podwójnego zestawu żerdzi: podstawowych (zewnątrznych), o średnicy 36 mm; oraz dodatkowych (wewnętrznych), o średnicy 15 mm. Badanie wykonywane jest w kilku etapach, które zilustrowano na Rys. Z2.2 oraz wymieniono poniżej:

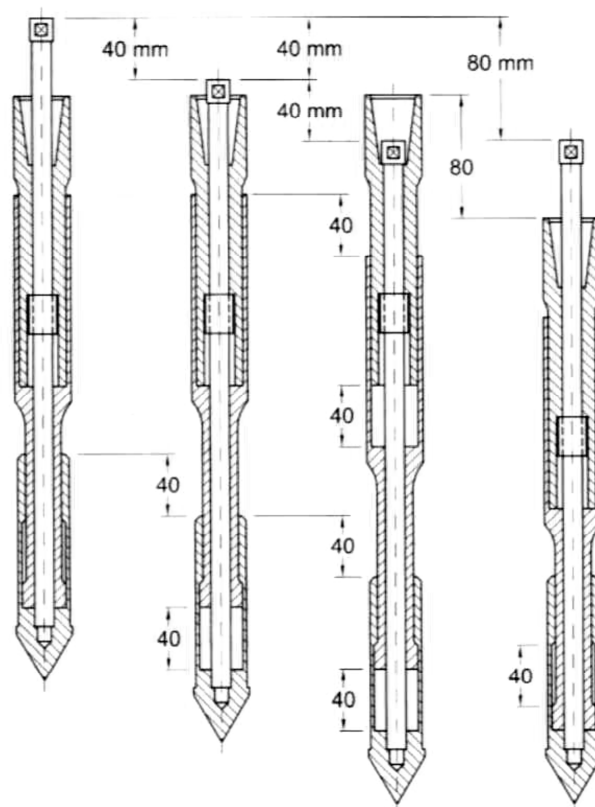
- w pierwszym etapie zestaw wprowadza się w grunt na głębokość pomiaru za pomocą żerdzi zewnętrznych – penetrometr pozostaje wtedy w pozycji „zamkniętej”,
- następnie siła wciskająca przykładana jest do żerdzi wewnętrznych, przez co w pierwszym etapie (na odcinku 40 mm) mierzona jest siła oporu wprowadzania stożka  $Q_c$ ,
- w następnym etapie (na odcinku kolejnych 40 mm) stożek i tuleja cierna wprowadzane są jednocześnie, a mierzona siła jest sumą oporu wprowadzania stożka i oporu tarcia na tulei ( $Q_c + F_s$ ),

- w kolejnym etapie możliwe jest, choć nie konieczne, dokonanie pomiaru całkowitego oporu wprowadzania stożka wraz z zestawem żerdzi (wciskane są jednocześnie żerdzie wewnętrzne i zewnętrzne),
- w ostatnim etapie ponownie wciskane są wyłącznie żerdzie zewnętrzne, powodując zsunięcie (zamknięcie) penetrometru i ustawienie go w pozycji kolejnego pomiaru.



Rys. Z2.1. Penetrometr mechaniczny Begemanna – budowa

Metodyka ta pozwala na prowadzenie pomiarów co każde 20 cm przebiegu badania, w wyjątkowych sytuacjach można się pokusić o wykonywanie pomiarów co 10 cm (Lunne, Robertson i Powell, 1997), wymaga to jednak dużego doświadczenia i jest obarczone większym ryzykiem popełnienia błędu odczytu.



Rys. Z2.2. Penetrometr mechaniczny Begemanna – zasada działania

### *Błędy występujące w pomiarach*

Pomiar siły (w pierwszych rozwiązaniach realizowany poprzez manometr, obecnie czujnikami tensometrycznymi) następuje na powierzchni terenu, przez co obarczony jest związanymi z tym faktem błędami:

- pomiędzy żerdziami wewnętrznymi a zewnętrznymi występuje tarcie, zwiększając rejestrowaną siłę wciskającą,
- żerdzie wewnętrzne opierają się bezpośrednio na stożku, pomniejszając rejestrowaną siłę wciskającą.

Pierwszy z tych błędów jest trudny do oszacowania – w jego wyniku rejestrowane wartości oporów są zawyżone (błąd w stronę niebezpieczną). Całkowite jego wyeliminowanie jest niemożliwe, można jedynie ograniczać jego wpływ, dbając o odpowiednie oczyszczenie żerdzi przed każdym badaniem – używanie smarów jest niewskazane.

Drugi z wymienionych błędów, powodujący niedoszacowanie wyników (błąd w stronę bezpieczną), może zostać wyeliminowany przez odpowiednią korektę wyników o ciężar żerdzi wewnętrznych – wraz z głębokością badania wzrasta on w sposób skokowy, łatwy do odnotowania.

Warto zauważyć, że w omawianym rozwiązaniu penetrometru tuleja cierna postępuje za stożkiem w odległości około 20 cm, stąd pomiar siły tarcia  $F_s$  dla danej głębokości jest wykonywany dopiero w kolejnym cyklu pomiarów. Nieuwzględnienie przesunięcia pomiaru  $F_s$  względem pomiaru  $Q_c$  jest prostym, aczkolwiek często popełnianym błędem w opracowaniu wyników badania.

Kolejnym błędem, tym razem niemożliwym do uniknięcia, jest rejestracja wartości  $Q_c$  potrzebnej do wyznaczenia wartości  $F_s$  (z sumarycznej siły  $Q_c + F_s$ ) na odcinku innym niż sama wcześniej pomierzona wartość  $Q_c$  (przesunięcie o 40 mm). O ile w warstwach jednorodnych o dużych miąższościach błąd ten jest niewielki, o tyle może powodować istotne błędy interpretacyjne w przypadkach:

- pomiarów wykonywanych na granicach warstw geotechnicznych,
- występowania w gruncie nieregularnych, cienkich przewarstwień,
- badań wykonywanych w gruntach zawierających frakcję żwirową.

Powyższe zastrzeżenia wskazują, że badania prowadzone sondą mechaniczną powinny być stopniowo wycofywane.

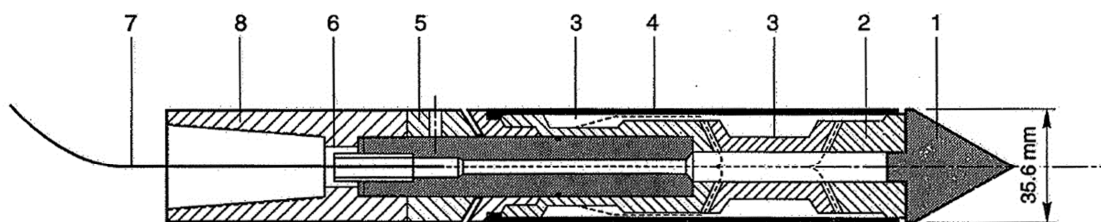
### Z2.1.2 Stożek elektryczny

Pierwszy stożek elektryczny powstał najprawdopodobniej w pracowniach Niemieckiego Stowarzyszenia Badawczego Mechaniki Gruntów (niem. *Deutsche Forschungsgesellschaft für Boden-Mechanik*, skr. *Degebo*) w Berlinie, w czasie II wojny światowej (Broms i Flodin, 1988).

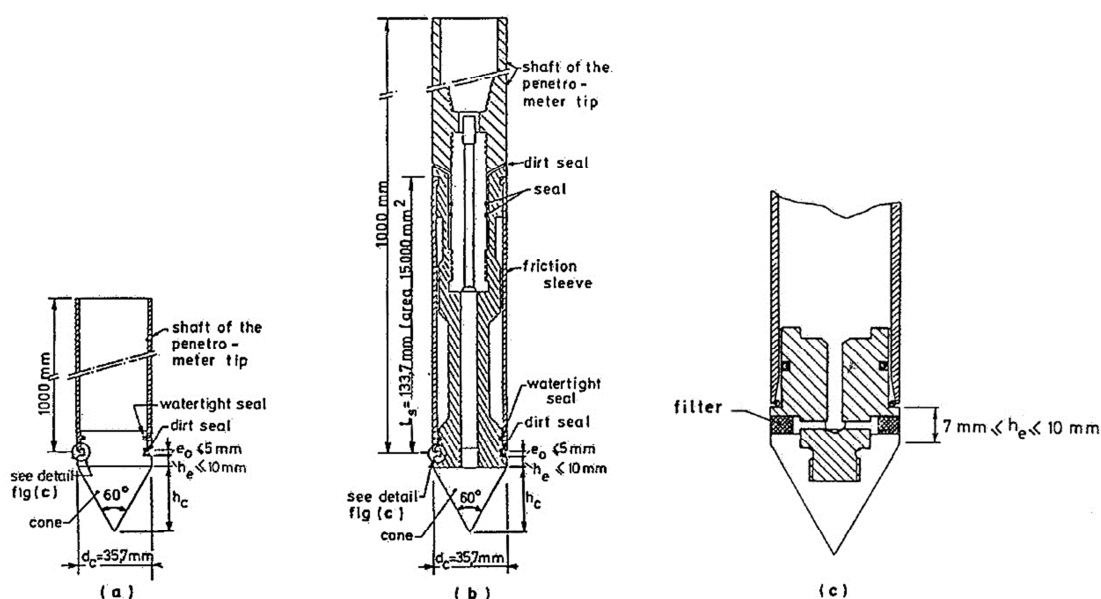
Pierwsze rozwiązanie stożka elektrycznego, w którym zastosowano rozdzielony pomiar oporów na stożku i tulei czarnej, powstało w Delft Soil Mechanics Laboratory (DSML) w roku 1957.

W latach 60. wprowadzono dodatkowy czujnik inklinometryczny, pozwalający na pomiar odchylenia przewodu od pionu w trakcie badania (De Ruiter, 1971).

W roku 1965 w firmie Fugro, we współpracy z Holenderskim Państwowym Instytutem Badawczym (TNO) powstał penetrometr elektryczny (Rys. Z2.3), którego kształt i wymiary stały się podstawą do stworzenia ujednoliconej międzynarodowej procedury badawczej (International Reference Test Procedure for Cone Penetration Test (CPT) and the Cone Penetration Test with pore pressure (CPTU), 1999) opracowanej przez Międzynarodowe Stowarzyszenie Mechaniki Gruntów i Inżynierii Geotechnicznej (ISSMGE). Wytyczne tej procedury przedstawiono na Rys. Z2.4.



Rys. Z2.3. Elektryczny stożek z tuleją cierną skonstruowany przez Fugro (De Ruiter, 1971):  
 1 – końcówka stożkowa (pow. 10 cm<sup>2</sup>); 2 – czujnik siły; 3 – tensometry; 4 – tuleja cierna;  
 5 – pierścień regulacyjny; 6 – tulejka wodoszczelna; 7 – przewód; 8 – łącznik żerdzi



Rys. Z2.4. Przykład rozwiązań konstrukcji penetrometru zgodnych ze specyfikacją ISSMGE (1999):  
 (a) bez tulei czarnej; (b) z tuleją cierną; (c) z pomiarem ciśnienia porowego

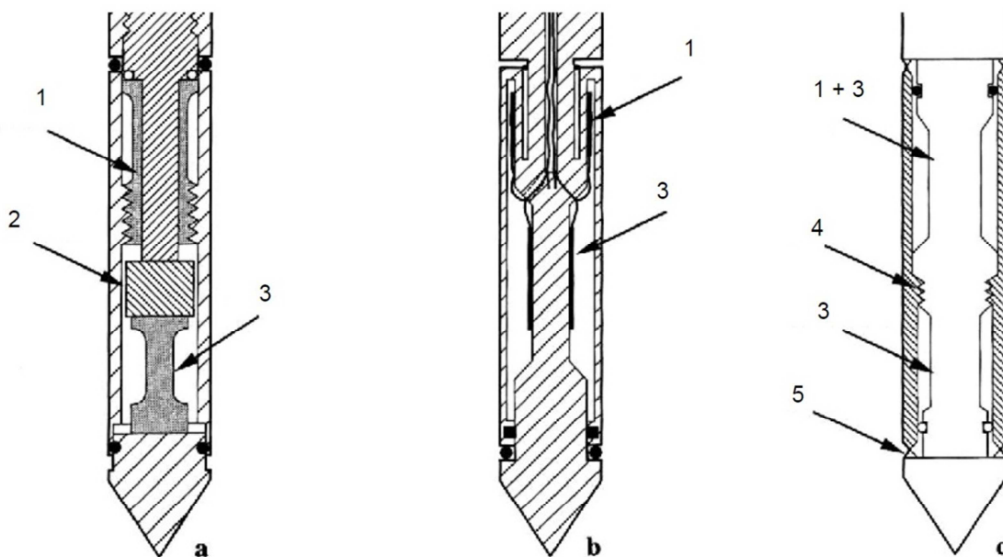
### Zasada działania

Elektryczna końcówka sondy występuje w kilku wariantach, jeśli chodzi o zastosowane rozwiązania konstrukcyjne i metody pomiaru sił. Najpowszechniej stosowanymi są:

- pomiar sił ściskających zarówno dla oporu pod stożkiem, jak i tarcia na tulei czarnej (Rys. Z2.5a),
- pomiar oporu pod stożkiem przez ściskanie, a tarcia na tulei czarnej przez rozciąganie (Rys. Z2.5b),
- pomiar przez ściskanie oporu pod stożkiem oraz sumarycznego oporu stożka i tulei czarnej (Rys. Z2.5c); opór tulei czarnej uzyskuje się poprzez obliczenie różnicy obu pomiarów – obarczony jest zatem błędem sumy, analogicznym jak w przypadku stożka mechanicznego.

W badaniach CPT z użyciem stożka elektrycznego (CPTE) stosowane są różne rozwiązania systemu rejestracji danych pomiarowych:

- kablowy – transmisja danych i zasilanie czujników poprzez przewód elektryczny; najbardziej rozpowszechniony, prosty i niezawodny, dający możliwość podglądu wyników w trakcie badania, jednak nieco kłopotliwy w obsłudze z powodu konieczności przewlekania długiego kabla przez zestaw żerdzi,
- optyczny – transmisja danych poprzez wypełniający żerdzie element przewodzący światło; dający możliwość podglądu wyników w trakcie badania, wygodny w obsłudze, jednak wymagający zasilania penetrometru z baterii i bardzo dokładnego oczyszczania miejsc styku żerdzi przed ich połączeniem,
- akustyczny – transmisja danych poprzez materiał żerdzi; dający możliwość podglądu wyników w trakcie badania, wygodny w obsłudze, jednak narażony na zakłócenia wynikające z drgań pochodzących od penetracji (szczególnie w gruntach gruboziarnistych), wymagający zasilania penetrometru z baterii,
- tzw. *memo-cone* – akwizycja danych do pamięci wewnętrznej penetrometru; nie wymaga dodatkowych elementów wewnątrz żerdzi, wygodny w obsłudze, jednak niedający możliwości podglądu wyników w trakcie badania, ponadto wymagający zasilania penetrometru z baterii.



Rys. Z2.5. Elektryczny penetrometr stożkowy: rozwiązania konstrukcyjne (ISO 22476-1, 2012):

a – pomiar  $q_c$  i  $f_s$  przez ściskanie;

b – pomiar  $q_c$  przez ściskanie, a  $f_s$  przez rozciąganie;

c – pomiar  $q_c$  i  $f_s$  przez rozciąganie;

1 – czujnik siły na tulei czarnej; 2 – urządzenie zabezpieczające przed przeciążeniem stożka;

3 – czujnik siły na stożku; 4 – połączenie na gwint; 5 – uszczelnienie

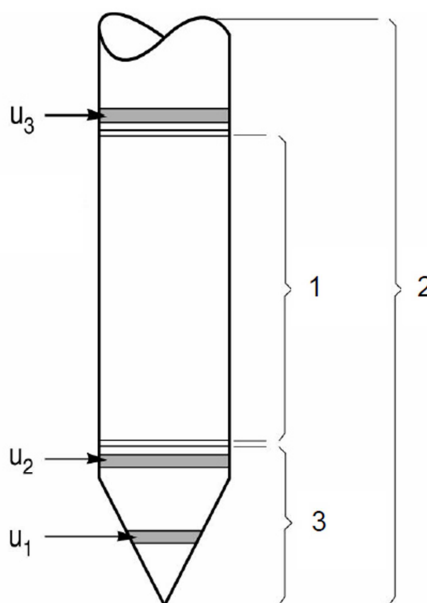
### Zalety w stosunku do stożka mechanicznego

Głównymi zaletami penetrometru elektrycznego w stosunku do mechanicznego są (Muhs, 1978)(Lunne, Robertson i Powell, 1997):

- eliminacja potencjalnego błędu pomiaru spowodowanego tarciem pomiędzy żerdziami zewnętrznymi a wewnętrznymi,
- stała prędkość penetracji na dłuższym odcinku badania (odpowiadającym długości pojedynczej żerdzi, zwykle 1,0 m),
- prostszy i bardziej wiarygodny pomiar oporów (następujący w samym penetrometrze, nie zaś na powierzchni terenu),
- możliwość zastosowania bardziej czułych czujników siły do badań w gruntach słabych.

### Z2.1.3 Piezostożek

Pierwsze znaczące prace wykonane z użyciem sond przeznaczonych do pomiaru ciśnienia porowego zaprezentowane zostały w latach 70. XX wieku. Pionierami w tym zakresie byli Janbu i Senneset (Norwegia, 1974), Schmertmann (Niemcy, 1974), Torstensson (Szwecja, 1975) oraz Wissa *et al.* (USA, 1975).



Rys. Z2.6. Warianty usytuowania filtra porowego piezostożka CPTU  
(Lunne, Robertson i Powell, 1997):  
1 – tuleja cierna; 2 – penetrometr; 3 – końcówka stożkowa



W roku 1980 opublikowane zostały pierwsze wyniki badań wykorzystujących rozwiązanie penetrometru umożliwiające jednoczesny pomiar oporów wprowadzania stożka i ciśnienia porowego – Roy *et al.* (Kanada).

W latach 90. rozwinięto wiele rozwiązań penetrometrów umożliwiających jednoczesny pomiar oporu wprowadzania stożka, tarcia na tulei ciernej i ciśnienia porowego (CPTU) (Lunne, Robertson i Powell, 1997).

Podstawowe różnice między stosowanymi penetrometrami uwidaczniają się w położeniu elementów do pomiaru ciśnienia porowego względem stożka i tulei ciernej. Najczęściej stosowane rozwiązania przedstawiono na Rys. Z2.6.

Warto nadmienić, że zalecanym obecnie przez międzynarodową specyfikację techniczną (ISO 22476-1, 2012) położeniem jest pozycja  $u_2$ .

#### Z2.1.4 Stożek sejsmiczny

Penetrometry stożkowe elektryczne mogą być rozbudowywane o dodatkowe elementy pomiarowe. Jednym z nich jest akcelerometr (jedno- lub trzykierunkowy), dzięki któremu możliwe jest rejestrowanie czasu dotarcia do stożka poprzez grunt fali poprzecznej wygenerowanej na powierzchni terenu.



Fot. Z2.1. Stożek sejsmiczny marki PAGANI G.E., wyposażenie PK, L-46 (fot. B. Czado)

Tak wyposażony penetrometr nazywany jest potocznie stożkiem sejsmicznym, a realizowane nim badanie oznaczane jest skrótem SCPT (lub S-CPT). Często występuje ono w wariancie z pomiarem ciśnienia porowego, czyli SCPTU (S-CPTU).

Na Fot. Z2.1 pokazano stożek sejsmiczny marki PAGANI G.E. będący na wyposażeniu Zakładu Współdziałania Budowli z Podłożem Politechniki Krakowskiej.

## Z2.2 Pomiary metodami CPTM i CPTE – badania porównawcze

Badania porównawcze, mające na celu określenie zależności pomiędzy wynikami pomiarów uzyskiwanych z wykorzystaniem penetrometrów – mechanicznego (CPTM) i elektrycznego (CPTE), zainspirowane zostały przez niejednoznaczne podejście do tego problemu w polskiej normie do badań polowych.

Polska norma PN-B-04452 (2002) zwraca uwagę na różnice w wartościach oporów wprowadzania stożka uzyskiwanych przy użyciu sondy mechanicznej i elektrycznej, zależność pomiędzy nimi zaproponował Bustamante i Giancesellego (1993):

$$q_c^{(m)} = \beta \cdot q_c^{(e)}, \quad (Z2.1)$$

gdzie:  $q_c^{(m)}$  – wartość odpowiadająca badaniu penetrometrem mechanicznym;  $q_c^{(e)}$  – wartość odpowiadająca badaniu penetrometrem elektrycznym;  $\beta$  – współczynnik zależny od rodzaju gruntu (przy czym:  $\beta = 1,4 \div 1,7$  dla gruntów spoistych;  $\beta = 1,3$  dla nawodnionych piasków).

Określenie współczynnika  $\beta$  w sposób zakresowy, a także brak jednoznacznego wskazania, który z wyników należy zastosować w przedstawionych w normie korelacjach, skłonił autora do przeprowadzenia własnych badań w tym zakresie.

Badania przeprowadzone zostały na poligonie badawczym w Krakowie-Ześlavicach (Fot. Z2.2), zlokalizowanym na terenie wyłączonej z eksploatacji kopalni łąw. Profil gruntowy w obszarze badań (przylegającym bezpośrednio do wyrobiska kopalni) budują kolejno:

- pyły i gliny pylaste, lessowe, do głębokości ok. 7 m p.p.t.,
- piaski średnie o miąższości ok. 2 m,
- mioceńskie łąy, łąy pylaste i łąy piaszczyste, do głębokości osiągniętej badaniami, tj. ok. 20 m p.p.t.

Występowanie w profilu badawczym gruntów o uziarnieniu zróżnicowanym w bardzo szerokim zakresie pozwoliło na analizę wyników dla trzech podstawowych grup gruntów: ilastych, pylastych i piaszczystych.

Porównano wyniki badań CPT wykonanych za pomocą dwóch różnych penetrometrów: mechanicznego i elektrycznego (patrz Rys. 3.1 w głównej części pracy). Badania wykonano tego samego dnia, w minimalnej możliwej odległości od siebie, wynoszącej 0,5 m, za pomocą tego samego urządzenia wciskającego. Należy zatem uznać, że wpływ na wynik badania czynników innych niż rodzaj zastosowanego penetrometru został ograniczony do minimum.



Fot. Z2.2. Realizacja badań sondą statyczną samobieżną PAGANI TG 63-150 na poligonie badawczym w Zesławicach (fot. arch. autora)

Wynik sondowania CPTM jest rejestrowany co każde 20 cm głębokości badania, jednak pomiary wykonywane są na pierwszych 8-miu centymetrach tego odcinka (po 4 cm dla siły  $Q_c$  i sumy sił  $Q_c + F_s$ ), pozostałe 12 cm przebiegu wykorzystywane jest do:

- pomiaru całkowitej siły wciskającej (oporu tarcia całego przewodu),
- ponownego złożenia rozsuniętego penetrometru (patrz Rys. Z2.2),
- ustawienia penetrometru w pozycji kolejnego pomiaru.

Z kolei wynik badania CPTM rejestrowany jest co każdy 1 cm głębokości, zatem w celu bezpośredniego porównania należy przyjmować średnią z wyników CPTM w warstwie o miąższości 8 cm, na głębokości odpowiadającej pomiarowi wykonanemu stożkiem mechanicznym.

### *Wnioski*

Analiza wyników pomiaru oporu pod stożkiem penetrometru  $q_c$  nie wzbudza większych zastrzeżeń: szczególnie dla warstw gruntów spoistych wyniki są na zbliżonym poziomie, jedynie w przewarstwieniu piaszczystym zanotowano wartości niższe o około 20% dla stożka mechanicznego.

Poważne wątpliwości budzi natomiast porównanie rejestrowanych wartości tarcia na tulei ciernej  $f_s$ : we wszystkich warstwach gruntu stożek mechaniczny daje znacznie zawyżone wyniki – od kilkudziesięciu do nawet kilkuset procent. Ma to swoje odzwierciedlenie w wyliczonych na ich podstawie wartościach współczynnika tarcia  $R_f$ , które są zawyżone w analogicznych proporcjach.

Ze względu na przedstawione różnice w wynikach pomiarów autor odstąpił od wykonywania badań penetrometrem mechanicznym. W niniejszej pracy wykorzystane zostały tylko dane uzyskane w badaniach sondą typu CPTe/CPTU.

Przedstawiona w pracy propozycja metody wyznaczenia nośności pala zakłada, że do obliczeń wykorzystane będą wyniki badań wykonanych z użyciem stożka elektrycznego typu CPTe, CPTU lub S-CPTU.

## **Z2.3 Porównanie wyników badań CPT uzyskanych przed i po wykonaniu wykopu fundamentowego**

Ciężar gruntu zalegającego powyżej rozważanej głębokości, na której następuje pomiar, wywołuje w gruncie określony stan naprężenia (tzw. naprężenia pierwotne). Stan ten ma wpływ na rejestrowane wartości oporów penetracji.

Występuje zatem wątpliwość, czy badania wykonywane z powierzchni terenu, przed zdjęciem nadkładu do poziomu posadowienia oczepu (tj. przed wykonaniem wykopu fundamentowego), odzwierciedlają w sposób właściwy docelową nośność gruntu wokół pala.

Podstawą porównania są: badanie własne oraz badanie obce (Geoteko, 2011). Punkt badawczy własny CPT-PK-1 zlokalizowany został w pobliżu punktu archiwalnego CPT4 w celu porównania parametrów uzyskiwanych przed i po zdjęciu nadkładu i potencjalnym odprężeniu podłoża.

Badanie CPT-PK-1 wykonano w dniu wykopu, z poziomu rzędnej 197,0 m n.p.m. (w dniu 09.12.2011), natomiast badanie CPT4 z poziomu rzędnej 201,2 m (w dniu 28.09.2011). Wartości oporu pod stożkiem sondy uzyskane dla obu omawianych badań przedstawiono na wykresie (Rys. Z2.7).

W analizowanym podłożu gruntowym, w zakresie rzędnych, dla którego wykonywane jest porównanie, występują trzy wyraźnie różniące się parametrami grupy gruntów:

- warstwa I – grunty gruboziarniste (piaski) – zalegająca do poziomu rzędnej ok. 195,8 m n.p.m.,
- warstwa II – grunty gruboziarniste (piaski ze żwirem, żwiry) – o miąższości ok. 2,8 m, zalegająca w zakresie rzędnych ok. 195,8–193,0 m n.p.m.,
- warstwa III – grunty drobnoziarniste (iły, iły pylaste) – zalegająca poniżej rzędnej 193,0 m n.p.m., stwierdzona badaniem CPT-PK-1 do rzędnej 179,0 m n.p.m.

Ze względu na poziom, z którego wykonano badanie CPT-PK-1, nie jest możliwe bezpośrednie porównanie wyników obu badań w warstwie I.

Dla warstwy II opór pod stożkiem sondy CPT uzyskany w badaniu CPT4 kształtuje się na poziomie  $15,0 \div 35,0$  MPa i charakteryzuje się dużą zmiennością, co jest typowe dla gruntów zawierających frakcję żwirową. Wyniki dla tej samej warstwy uzyskane w badaniu CPT-PK-1 mają wartości z przedziału  $11,5 \div 19,0$  MPa.

W warstwie III można zauważyć wzrost wartości oporu pod stożkiem wraz z głębokością: od wartości ok. 1,5 MPa w stropie do  $4,0 \div 6,0$  MPa na rzędnych 184,0–182,0 m n.p.m. Wyniki sondowań CPT4 i CPT-PK-1 są tutaj zbliżone.

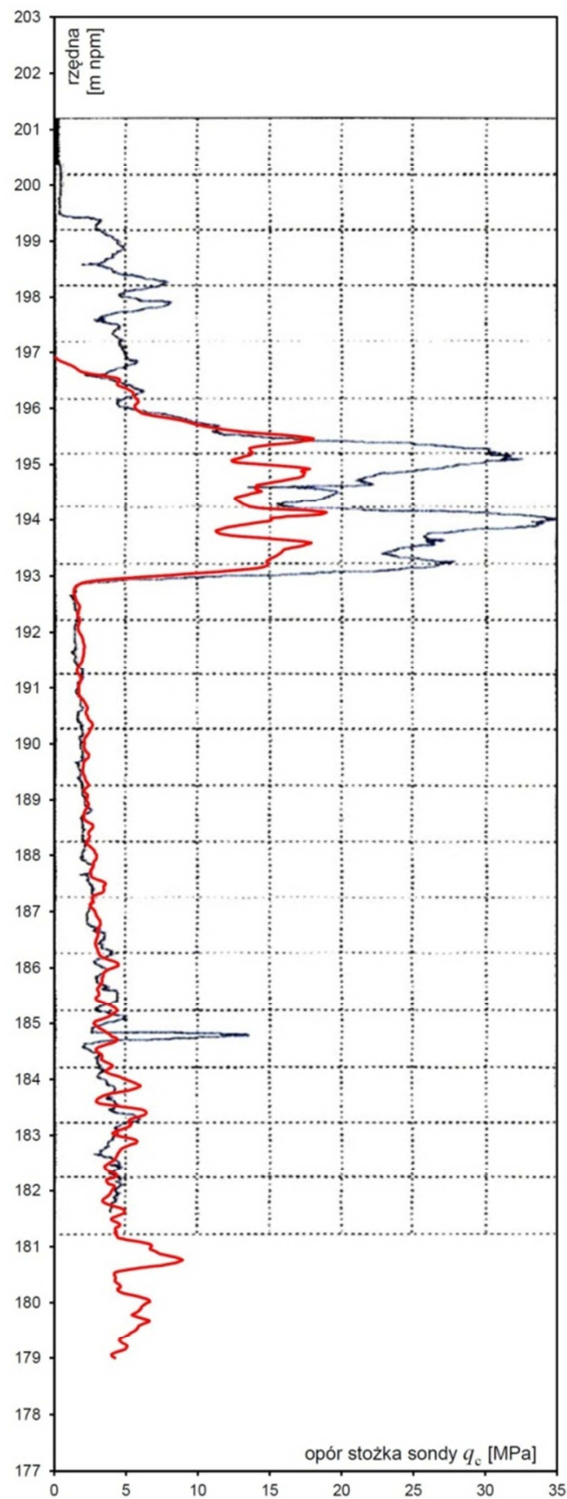
Zdjęcie nadkładu o miąższości ok. 4,2 m do rzędnej 197,0 m n.p.m. spowodowało spadek naprężeń w zalegających niżej warstwach gruntu. Fakt ten ma wyraźne odzwierciedlenie w mierzonych parametrach gruntów gruboziarnistych warstwy II (spadek wartości  $q_c$  z poziomu  $15,0 \div 35,0$  MPa do poziomu  $11,5 \div 19,0$  MPa). Odprężenie tych gruntów następuje w krótkim czasie po zdjęciu obciążenia.

W gruntach drobnoziarnistych warstwy III (iły, iły pylaste) nie zaobserwowano podobnego zjawiska. Wartości oporów wciskania sondy statycznej dla badań wykonanych przed i po zdjęciu nadkładu są w tych gruntach na zbliżonym poziomie, co wskazuje na to, że odprężenie tych warstw następuje w dłuższym okresie czasowym.

### *Wnioski*

Ze względu na fakt, że w większości przypadków badania podłoża wykonywane są z pierwotnego poziomu terenu, podczas gdy poziom posadowienia spodu fundamentu jest na ogół inny, konieczne wydaje się wprowadzenie korekty do obliczeń nośności fundamentu opartych na wynikach sondowania statycznego w sytuacji, gdy jest on posadowiony w gruntach piaszczystych.

Na podstawie uzyskanych wyników można stwierdzić, że w przypadku gruntów ilastych, o ile posadowienie realizowane jest po niedługim czasie od zdjęcia nadkładu, taka korekta nie jest konieczna.



Rys. Z2.7. Porównanie wyników sondowań CPT wykonanych przed i po wykonaniu wykopu:  
a) z poziomu rzędnej 201,2 m n.p.m. (Geoteko) – linia czarna,  
b) z poziomu rzędnej 197,0 m n.p.m. (Politechnika Krakowska) – linia czerwona

## Z2.4 Interpretacja wyników badania CPT

### Z2.4.1 Określenie rodzaju gruntu

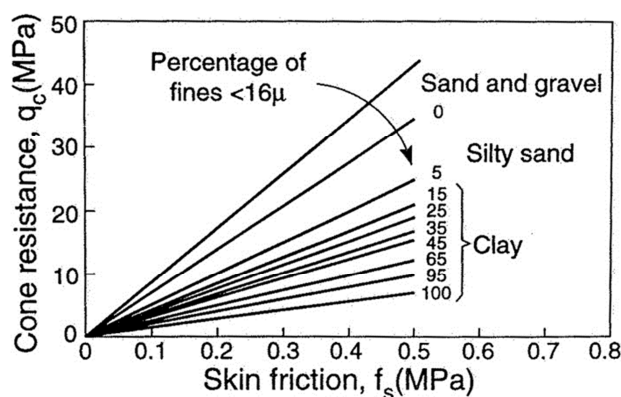
Podstawowym kierunkiem rozwoju metod interpretacji wyników badań sondą statyczną było i jest nadal ich wykorzystanie w celu ustalenia rodzaju gruntu. Przełom w tej dziedzinie nastąpił wraz z zaproponowaniem współczynnika (Begemann, 1965) będącego stosunkiem wartości oporu tarcia na tulei ciernej do oporu pod stożkiem (ang. *friction ratio*).

$$R_f = \frac{f_s}{q_c} [\%]. \quad (Z2.2)$$

Begemann zauważył, że wartość ta jest proporcjonalna do spoistości badanego gruntu (Rys. Z2.8).

Sposób interpretacji wyników sondowania statycznego w celu określenia wartości parametrów geotechnicznych zależy od rodzaju badanego gruntu – można tutaj wydzielić trzy grupy gruntów (Lunne, Robertson i Powell, 1997):

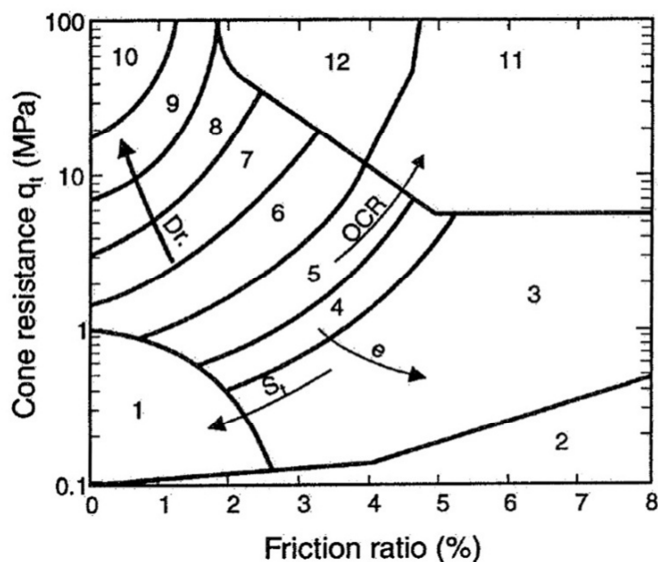
- drobnoziarniste – penetracja w warunkach bez odpływu,
- gruboziarniste – penetracja w warunkach z odpływem,
- złożone (mieszane) – proces penetracji skomplikowany w opisie.



Rys. Z2.8. Identyfikacja gruntów na podstawie proporcji pomiędzy oporem tarcia na tulei ciernej a oporem stożka (Begemann, 1965)

### Diagram Robertsona

Najpowszechniej stosowaną w Polsce metodą interpretacji badań CPT jest wykorzystanie tzw. *diagramu Robertsona* (Robertson, Campanella i Grieg, 1986), przedstawionego na Rys. Z2.9.



**Zone: Soil Behaviour Type:**

- |                           |                              |                              |
|---------------------------|------------------------------|------------------------------|
| 1. Sensitive fine grained | 5. Clayey silt to silty clay | 9. Sand                      |
| 2. Organic material       | 6. Sandy silt to clayey silt | 10. Gravelly sand to sand    |
| 3. Clay                   | 7. Silty sand to sandy silt  | 11. Very stiff fine grained* |
| 4. Silty clay to clay     | 8. Sand to silty sand        | 12. Sand to clayey sand*     |

\* Overconsolidated or cemented.

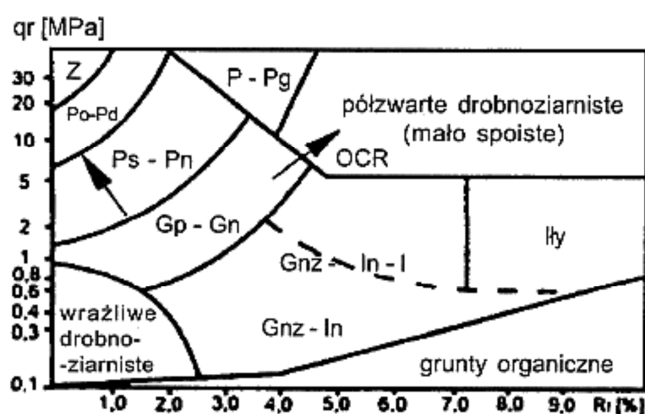
Rys. Z2.9. Diagram klasyfikacyjny Robertsona (Robertson, Campanella i Grieg, 1986)

Z doświadczeń autora wynika, że wykorzystanie diagramu Robertsona może prowadzić do błędnego rozpoznania nawodnionych gruntów piaszczystych w stanie luźnym (wartość  $R_f$  na poziomie ok.  $1,2 \div 1,6\%$ , przy jednocześnie bardzo niskich oporach wprowadzania sondy  $q_c$ , nawet poniżej 1 MPa) jako gruntów drobnoziarnistych wrażliwych.

### Diagram Robertsona dla gruntów polskich

Ponieważ zaproponowany przez Robertsona diagram opiera się na klasyfikacji gruntów odmiennej od tradycyjnie stosowanej w Polsce, został on adaptowany do polskiego nazewnictwa gruntów i wprowadzony normą PN-B-04452:2002 (Rys. Z2.10).





Rys. Z2.10. Adaptacja wykresu Robertsona dla gruntów polskich (PN-B-04452, 2002)

### Inne metody

Istnieją również inne, niestandardowe metody wydzielenia warstw geotechnicznych i określania rodzaju gruntu na podstawie wyników sondowania CPT. Bhattacharya i Solomatine (2006) przedstawili na przykład propozycję automatyzacji tego procesu bazującą na wykorzystaniu sztucznych sieci neuronowych.

### Z2.4.2 Określenie następstwa warstw w podłożu

Wydzielenie warstw geotechnicznych w gruncie na podstawie wyników sondowania CPT ma nieco inny charakter, niż ma to miejsce przy interpretacji profilu wiertniczego. Analiza wyników sondowania pozwala na rozróżnienie warstw przede wszystkim na podstawie ich własności mechanicznych, a w nieco mniejszym stopniu na podstawie uziarnienia.

Przy zastosowaniu podejścia tradycyjnie stosowanego w Polsce do projektowania fundamentów (szczególnie bezpośrednich) kluczowym elementem dokumentacji geotechnicznej jest tabelaryczne zestawienie parametrów poszczególnych warstw geotechnicznych – najczęściej nie do końca trafnie nazywane „Legendą do przekrojów”. Na jego podstawie projektant przyjmuje parametry wytrzymałościowe: kąt tarcia wewnętrznego  $\varphi_u$  i spójność  $c_u$  – przy projektowaniu fundamentu bezpośredniego (model Coulomba); jednostkowe opory pod podstawą  $q$  i wzdłuż pobocznicy  $t$  – przy projektowaniu pała fundamentowego. Najczęściej stosowane są tu korelacje z jednym z parametrów wiodących: stopniem plastyczności  $I_L$  dla gruntów spoistych i stopniem zagęszczenia  $I_D$  dla gruntów niespoistych.

Wyniki sondowania statycznego są pomierzonymi *in situ* parametrami wytrzymałościowymi gruntu, zatem wyznaczanie warstw geotechnicznych o uśrednionych parametrach jest niepotrzebne, a wręcz niewskazane.

Gdy jednak zachodzi potrzeba wydzielenia warstw geotechnicznych i określenia ich parametrów wiodących, sondowanie statyczne może być istotnym i wiele wnoszącym uzupełnieniem do programu badań.

### *Dokładność pomiaru*

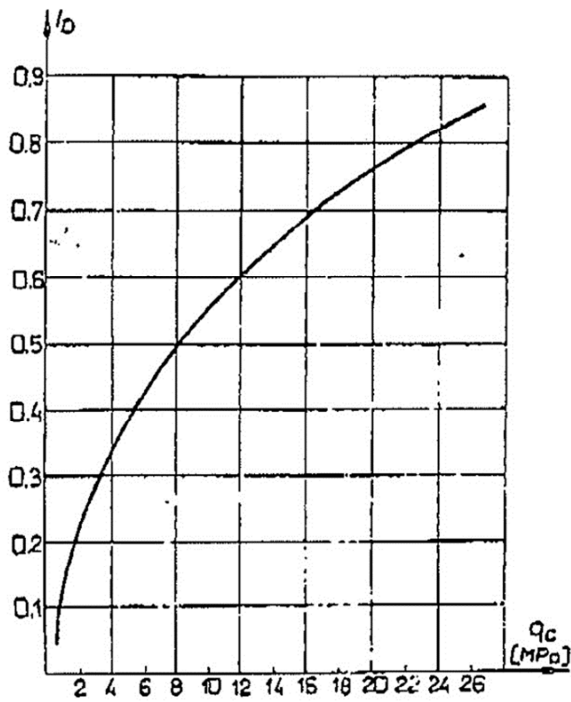
Precyzja wyznaczenia granic pomiędzy warstwami nie odpowiada gęstości próbkowania wyniku pomiarów, wynoszącej zazwyczaj 1 cm (lub maksymalnie 2 cm) dla penetrometrów elektrycznych. Na rejestrowany na danej głębokości opór stożka  $q_c$  wpływ mają właściwości penetrowanego materiału zalegającego w pewnej odległości powyżej oraz poniżej stożka. Co za tym idzie, przejście stożka z jednego do drugiego, wyraźnie innego, materiału nie będzie zarejestrowane jako ostra, skokowa zmiana wartości oporu (Lunne, Robertson i Powell, 1997). Tarcie na tulei czarnej  $f_s$  jest z kolei wartością średnią z odcinka około 13 cm po głębokości, co wynika bezpośrednio z konstrukcji penetrometru – taką bowiem długość ma tuleja cierna o typowej powierzchni 150 cm<sup>2</sup> i średnicy 35,7 mm.

Biorąc pod uwagę powyższe, można przyjąć, że dokładność wyznaczania położenia granicy pomiędzy dwoma wyraźnie od siebie różnymi warstwami wynosi około 10 cm. Jest to precyzja większa niż uzyskiwana w typowych wierceniach wykonywanych za pomocą wiertnic mechanicznych z zastosowaniem świdrów ciągłych, wystarczająca dla potrzeb projektowania fundamentów. Uzyskanie większych dokładności wymaga zastosowania wierceń lub sondowań (RKS, SPT) pozwalających na pobór z profilu nieuszkodzonego rdzenia.

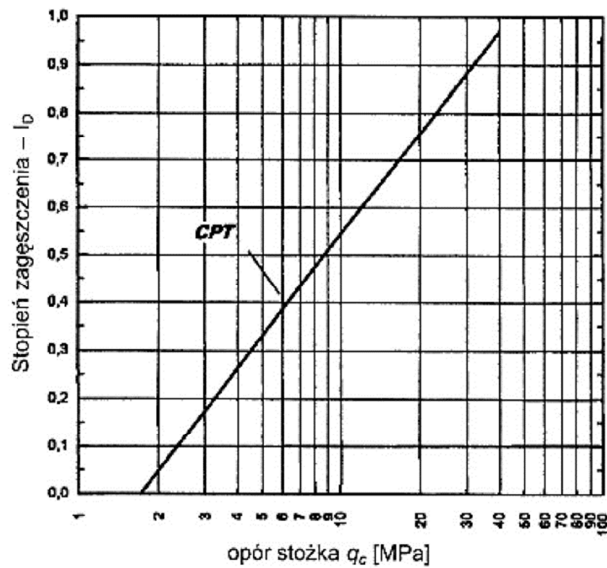
### **2.4.3 Korelacje z parametrami stanu gruntu**

Istnieje możliwość wykorzystania wyników badania CPT w tradycyjnym podejściu do projektowania – są bowiem dostępne korelacje pomiędzy tymi wynikami a parametrami stanu gruntów:  $I_L$  dla gruntów spoiстых oraz  $I_D$  dla gruntów niespoistych.

W komentarzu do polskiej normy palowej (PN-83/B-02482) przedstawiono m.in. korelację pomiędzy stopniem zagęszczenia  $I_D$ , a oporem pod stożkiem sondy statycznej  $q_c$  (Rys. Z2.11).



Rys. Z2.11. Interpretacja sondowania sondą statyczną wciskaną SW w gruntach niespoistych (Kosecki, 1985)



Rys. Z2.12. Zależność korelacyjna stopnia zagęszczenia  $I_D$  od oporu pod stożkiem  $q_c$  (Filipowicz, 1995)

Podobną, jednak opartą na innych badaniach, zależność znajdziemy w polskiej normie *Geotechnika. Badania polowe* (PN-B-04452, 2002).

Przedstawiona na wykresie (Rys. Z2.12) zależność może być stosowana dla piasków drobno-, średnio- i gruboziarnistych o wskaźniku różnoziarnistości  $U > 3$ , a opisana jest funkcją:

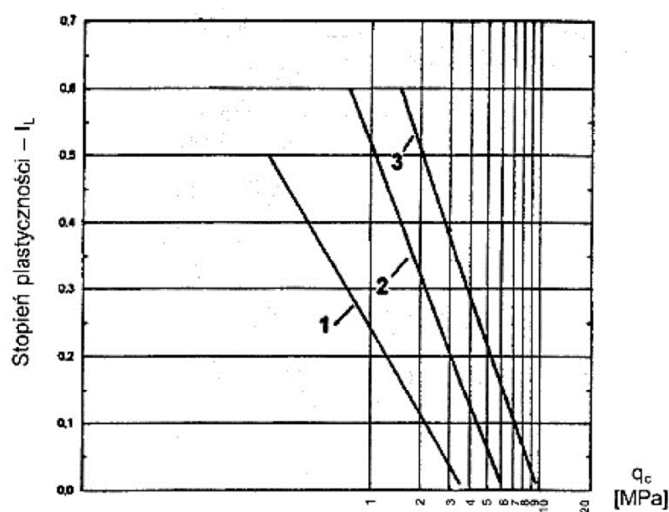
$$I_D = 0,709 \log(q_c) - 0,165. \quad (Z2.3)$$

Interpretacja wyników sondowania statycznego w kierunku stopnia plastyczności  $I_L$  gruntów spoistych jest znacznie bardziej skomplikowana. Polska norma (PN-B-04452, 2002) przytacza tu zależności zaproponowane przez Borowczyka i Frankowskiego (1981). Stanowią one trzy funkcje (patrz Rys. Z2.13), których stosowalność uzależniona została od zawartości frakcji iłowej  $f_i$  penetrowanego gruntu:

$$I_L = 0,242 - 0,427 \log(q_c), \text{ dla } f_i > 30\% \quad (Z2.4)$$

$$I_L = 0,242 - 0,427 \log(q_c), \text{ dla } f_i = 10\% \div 30\%, \quad (Z2.5)$$

$$I_L = 0,729 - 0,736 \log(q_c), \text{ dla } f_i < 10\%. \quad (Z2.6)$$

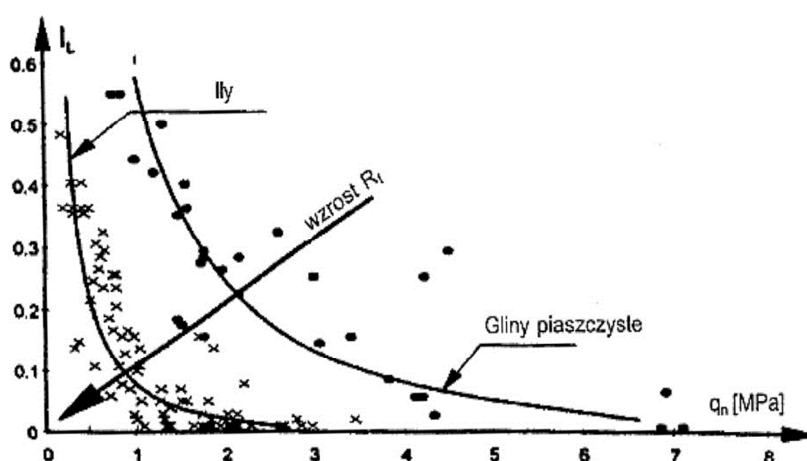


Rys. Z2.13. Zależność korelacyjna stopnia plastyczności  $I_L$  od oporu pod stożkiem  $q_c$ :  
1- grunty spoiste,  $f_i > 30\%$ , 2- grunty spoiste,  $f_i = 10\% \div 30\%$ , 3- grunty spoiste,  $f_i < 10\%$ .

Prawidłowe zastosowanie powyższych zależności wymaga wykonania w pobliżu badania CPT otworu wiertniczego z opróbowaniem, a następnie badań granulometrycznych pobranych prób gruntu. Inną ewentualnością jest wykonanie interpretacji wyników badania CPT w celu określenia rodzaju gruntu, następnie oszacowanie zawartości frakcji iłowej tych gruntów i wreszcie wybranie odpowiedniej funkcji w celu wyznaczenia stopnia plastyczności  $I_L$ .

Takie podejście stosowane jest powszechnie, głównie ze względów ekonomicznych – należy je jednak stosować z dużą ostrożnością. Doświadczenia autora wskazują, że zastosowanie tej uproszczonej procedury prowadzi do uzyskania wyników, których dalsze wykorzystanie w projektowaniu jest poważnie utrudnione. Wynika to ze skokowej zmienności parametru  $I_L$ , która nie wynika z nagłych zmian konsystencji w profilu, a jedynie ze zmiany funkcji użytej do interpretacji (Rys. Z2.13).

Prace nad zależnością  $I_L(q_c)$  prowadzone przez Młynarka, Tschuschke i Niedzielskiego (1997) w gruntach Wielkopolski, okolic Legnicy i Lubina, doprowadziły do nieco odmiennych wniosków. Zaproponowano tu dwie funkcje (Rys. Z2.14) dla wyodrębnionych dwóch grup gruntów:  $I_L = 0,059 q_n^{-1,89}$ , dla łąłw plioceńskich;  $I_L = 0,571 q_n^{-1,44}$ , dla glin piaszczystych złodowacenia bałtyckiego i środkowopolskiego.



Rys. Z2.14. Zależność korelacyjna stopnia plastyczności  $I_L$  od oporu pod stożkiem netto  $q_n$  (Młynarek, Tschuschke i Niedzielski, 1997)

## Z2.5 Korelacje pomiędzy wynikami sondowania statycznego i dynamicznego

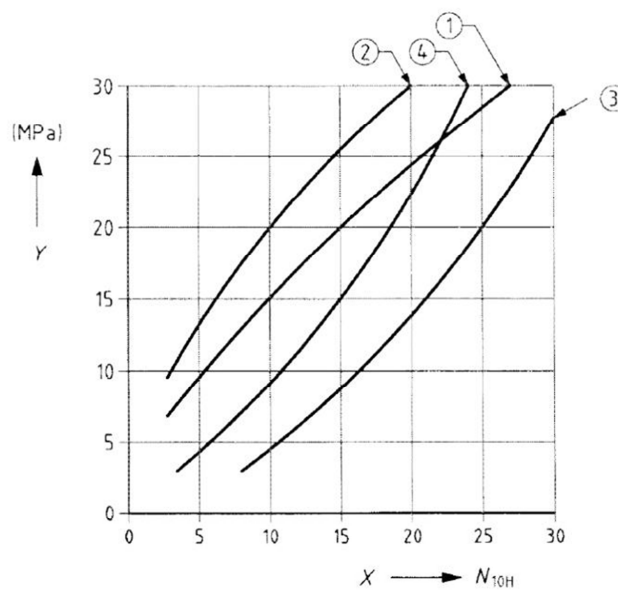
Zastosowanie sondy statycznej staje się problematyczne, gdy w podłożu zalegają grunty gruboziarniste (pospółki, żwiry) czy też grunty złożone, w których występuje frakcja bardzo gruboziarnista (np. rumosze i zwietrzliny gliniaste). Zdarza się, że wykonanie badania CPT do projektowanej głębokości staje się w takich warunkach niemożliwe, gdyż grozi uszkodzeniem końcówki sondy. W takich sytuacjach można podjąć próbę przeprowadzenia badania sondą dynamiczną (DP).

Przykłady korelacji pomiędzy liczbą uderzeń na każde 10 cm wpędu sondy dynamicznej ciężkiej  $N_{10H}$ , a oporem stożka sondy statycznej  $q_c$ , po raz pierwszy opublikowanych w pracy Stenzela i Melzera (1978), można znaleźć w Części 2 normy Eurokod 7 (PN-EN 1997-2, 2009) – patrz Rys. Z2.15.

W Zakładzie Współdziałania Budowli z Podłożem prowadzono również własne prace badawcze (Fot. Z2.3) nad tym zagadnieniem (Czado i Pietras, 2012). Ich wyniki na tle zależności normowych pokazano na Rys. Z2.16.



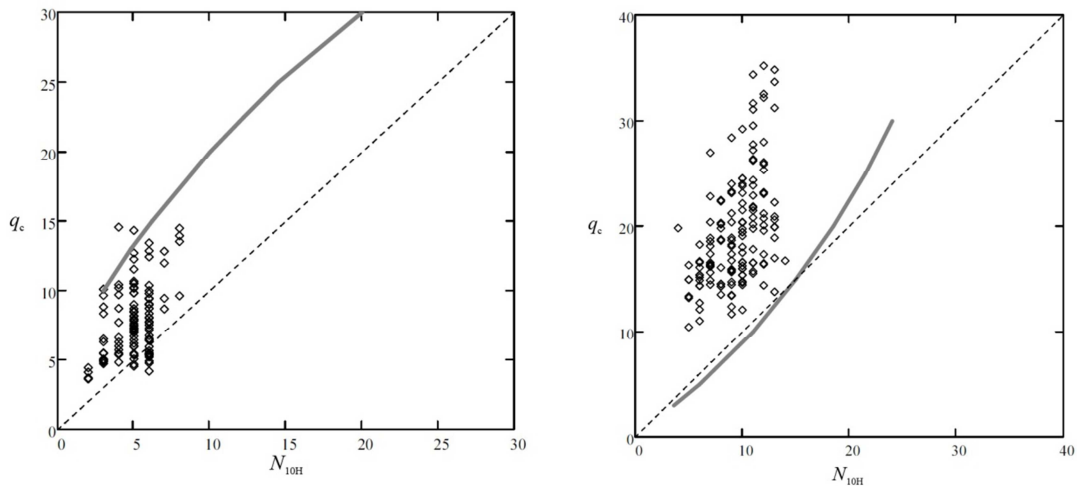
Fot. Z2.3. Badania sondą dynamiczną (fot. B. Czado)



**Key**

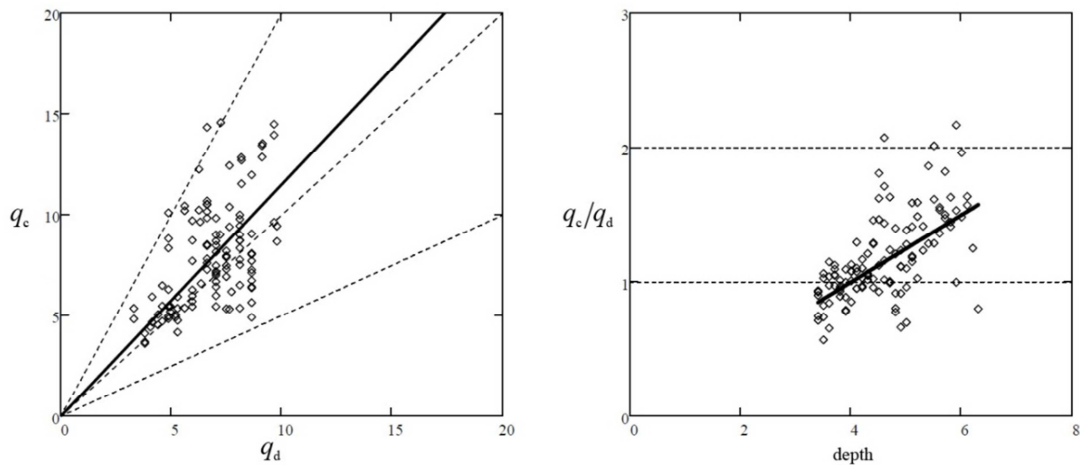
- |     |  |     |  |
|-----|--|-----|--|
| (x) | Number of blows,                               | (y) | Cone penetration resistance ( $q_c$ ). |
| 1   | Poorly-graded sand above groundwater.          |     |  |
| 2   | Poorly-graded sand below groundwater.          |     |  |
| 3   | Well-graded sand and gravel above groundwater. |     |  |
| 4   | Well-graded sand and gravel below groundwater. |     |  |

Rys. Z2.15. Zależność pomiędzy liczbą uderzeń na 10 cm wpędu sondy dynamicznej a oporem wprowadzania stożka sondy statycznej (PN-EN 1997-2, 2009)



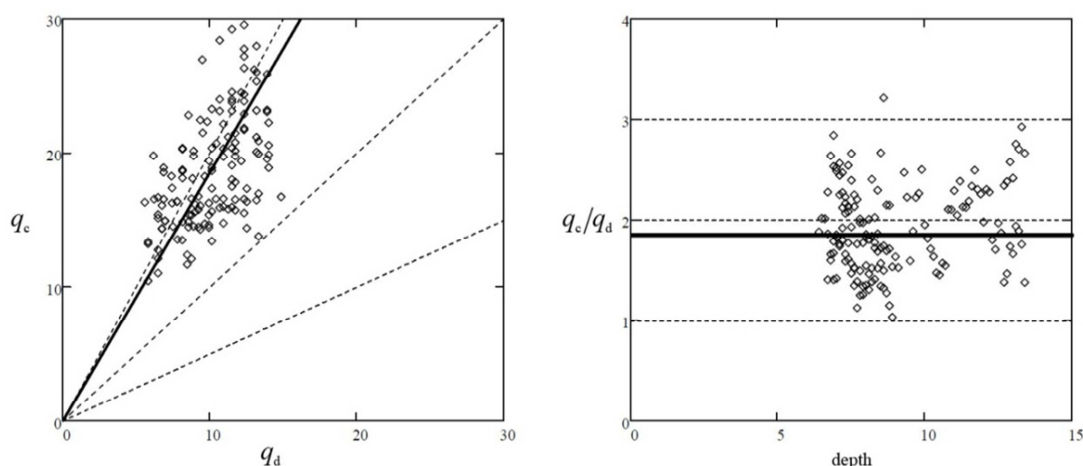
Rys. Z2.16. Zależność pomiędzy oporem wprowadzania stożka sondy statycznej  $q_c$ , a liczbą uderzeń sondy dynamicznej ciężkiej  $N_{10H}$  dla piasków (z lewej) i piasków ze żwirem (z prawej)

Korelacje pomiędzy wartościami statycznego ( $q_c$ ) i dynamicznego oporu wprowadzania stożka ( $q_d$ ), wyprowadzone na podstawie badań własnych w piaskach średnich, przedstawiono na Rys. Z2.17, a w piaskach ze żwirem – na Rys. Z2.18.



Rys. Z2.17. Wyniki badań w piaskach średnich: zależność pomiędzy oporem statycznym  $q_c$  i dynamicznym  $q_d$  (z lewej); wartości współczynnika  $q_c/q_d$  w zależności od głębokości penetracji (z prawej)

Przeprowadzone prace potwierdziły, że istnieje możliwość uzupełnienia badań CPT wynikami sondowania dynamicznego w warstwach, gdzie przeprowadzenie badania CPT jest utrudnione, a następnie wykorzystanie ich do projektowania pali fundamentowych.



Rys. Z.2.18. Wyniki badań w piaskach ze żwirzem:  
zależność pomiędzy oporem statycznym  $q_c$  i dynamicznym  $q_d$  (z lewej);  
wartości współczynnika  $q_c/q_d$  w zależności od głębokości penetracji (z prawej)

## Z2.6 Metodyka badań własnych CPT

Badania sondą statyczną, których wyniki wykorzystano w niniejszej pracy, wykonane zostały przez zespół pracowników Zakładu Współdziałania Budowli z Podłożem (L-46) Politechniki Krakowskiej, w składzie: mgr inż. Jan S. Pietras oraz mgr inż. Bartłomiej Czado (autor pracy) pod kierownictwem dra hab. inż. Bogumiła Wrany, prof. PK.

Wszystkie badania wykonano urządzeniem produkcji włoskiej, firmy Pagani, model TG 63-150. Jest to samobieżne urządzenie wciskające, hydrauliczne, napędzane silnikiem benzynowym, o nacisku maksymalnym 150 kN.

Do badań wykorzystywano dwie końcówki:

- stożek CPTU, nr seryjny MH-142,
- stożek sejsmiczny S-CPTU, nr seryjny ME-108 (po kalibracji wykonanej w roku 2012 zmieniony na MH-269),

oba marki Pagani, o identycznej konstrukcji w części podstawowej. Stożek sejsmiczny jest rozbudowany w części znajdującej się powyżej tulei czarnej (patrz Fot. Z2.1) o sekcję zawierającą jednoosiowy akcelerometr, ustawiony w kierunku poziomym – prostopadłym do osi badania.

Ze względu na fakt, że badania prędkości propagacji fali poprzecznej w gruncie wymagają wykonywania przerw podczas podstawowego badania CPT, zrezygnowano z ich wykonywania.



Podczas wykonywania badań parametry odczytywane były co każdy 1,0 cm zagłębienia stożka. Rejestrowano w szczególności:

- opór na stożku  $q_c$  [MPa],
- tarcie na tuleji ciernej  $f_s$  [kPa],
- inklinację  $i$  [°],
- ciśnienie porowe  $u_2$  (opcjonalnie – zależnie od zakresu zlecenia).

Oba wykorzystywane do badań stożki rejestrują ciśnienie porowe w pozycji  $u_2$ , tj. bezpośrednio za stożkiem, poniżej tulei ciernej (patrz Rys. Z2.6).

W trakcie przeprowadzonych badań zostały zachowane procedury zgodne z wytycznymi ISSMGE (1999) oraz normami przedmiotowymi (PN-B-04452, 2002), (PN-EN 1997-2, 2009), (ISO 22476-1, 2012).

### *Kalibracja penetrometru*

Zalecane jest regularne poddawanie czujników stożka ponownej kalibracji – wg wytycznych ISSMGE (1999) nie rzadziej niż raz na 3 miesiące. Robertson i Cabal (2010) zalecają z kolei ciągłe monitorowanie odczytów zerowych i wskazują, że w przypadku ich utrzymywania się na ustabilizowanym poziomie, nie jest konieczna ponowna kalibracja czujników.

Wykorzystywane podczas badań własnych stożki elektryczne posiadają świadectwo kalibracji (certyfikat), w którym określono współczynniki przeliczeniowe z wielkości elektrycznych na mechaniczne dla każdego z mierzonych parametrów.

### *Przygotowanie stożka do badania*

Przed rozpoczęciem badania należy odpowiednio przygotować do niego stożek – polega to na rozkręceniu poszczególnych elementów, dokładnym ich oczyszczeniu z cząstek gruntu pozostałych po poprzednim badaniu, a w końcu ponownym złożeniu. Często konieczna jest również wymiana gumowych uszczelek, które ulegają uszkodzeniu podczas penetracji, szczególnie w gruntach gruboziarnistych.

Przygotowanie stożka do badania CPTU jest bardziej pracochłonne – wymaga dodatkowo wymiany saturowanego filtra porowatego w sposób zapewniający całkowite usunięcie pęcherzy powietrza z przestrzeni pomiędzy filtrem a czujnikiem ciśnienia. Producenci stosują tutaj różne rozwiązania – w przypadku badań prowadzonych przez autora stosowana była metoda wymiany filtra w warunkach pełnego zanurzenia końcówki stożka w oleju silikonowym (Fot. Z2.4).



Fot. Z2.4. Procedura instalacji filtra porowatego bezpośrednio za stożkiem (fot. B. Czado)

Mimo zachowania maksymalnej uwagi i precyzji podczas łączenia ze sobą elementów stożka, mogą zostać wygenerowane pomiędzy nimi pewne niepożądane siły, które wpływają na wartości rejestrowane przez czujniki. Aby wyeliminować błędy z tym związane, każdorazowo przed rozpoczęciem badania należy wykonać tzw. odczyt zerowy. Odczyt ten wykonywany jest, gdy stożek ustawiony jest już w położeniu pionowym, a jego wierzchołek znajduje się na poziomie przyjętym jako rzędna 0,00 badania. Po zakończeniu badania i wyjęciu stożka na powierzchnię terenu odczyt wykonuje się powtórnie w celu porównania.

### *Kotwienie urządzenia*

Przed rozpoczęciem badania CPT wymagane jest zakotwienie urządzenia w podłożu, w celu zapewnienia reakcji dla siły wciskającej generowanej przez system siłowników hydraulicznych. Kotwienie standardowo odbywa się bezpośrednio w podłożu za pomocą dwóch kotew wkręcanych o średnicy 100 mm, w rozstawie 0,95 m. Badanie prowadzone jest w linii kotew, w punkcie znajdującym się w połowie odległości między nimi.

Kotwy wprowadza się w grunt na głębokość wymaganą w danych warunkach do uzyskania nośności na wyciąganie wystarczającej do przeprowadzenia badania na zakładaną głębokość.

W roku 2009 w Zakładzie Współdziałania Budowli z Podłożem został zaprojektowany (J. Pietras, B. Czado), a następnie wykonany (we współpracy z ZKB Geocomp Kraków) alternatywny system kotwienia sondy (Fot. Z2.5). Umożliwia on kotwienie urządzenia w posadzce betonowej, gdy zachodzi potrzeba wykonania badań wewnątrz istniejących obiektów.



Fot. Z2.5. Rozwiązanie własne zakotwienia sondy w posadzce (fot. B. Czado)

### *Przeprowadzenie badania*

Podczas realizowanych badań stosowano żerdzie o standardowej średnicy 36 mm i długości 1 m, przy czym na długości pierwszych 10 m.b. badania stosowano żerdzie z reduktorami tarcia w odległości co 2 m (co druga żerdź). Wykorzystane żerdzie wyposażone są w gwint podwójny typu *speed-lock*, co ogranicza do absolutnie niezbędnego minimum czas przestojów w badaniu konieczny do założenia kolejnej żerdzi.

Końcówka CPT była zagłębiania w grunt ze standardową prędkością 2,0 cm/s, kontrolowaną z dokładnością  $\pm 0,1$  cm/s, dzięki zastosowaniu kodera głębokości umożliwiającego podgląd prędkości w czasie rzeczywistym. Stała prędkość wciskania w zastosowanym urządzeniu jest utrzymywana automatycznie poprzez układ hydrauliczny ze sprzężeniem zwrotnym. Wartość prędkości oraz jej niezbędne korekty (np. wynikające ze wzrostu oporów wciskania wraz z głębokością badania) są z kolei wprowadzane manualnie poprzez regulację obrotów silnika napędzającego urządzenie.

Zestaw pomiarowy firmy Pagani wyposażony jest w przewodowy (kablowy) system rejestracji danych. Podczas badań stosowano kable typu 6-pin dla stożka podstawowego CPTU oraz 10-pin dla stożka SCPTU, o długościach 30 m lub 50 m, zależnie od zakładanej głębokości badania.

### *Rejestracja danych pomiarowych*

Podstawowy tor pomiarowy sondy CPT/CPTU jest złożony z następujących elementów:

- stożek z zestawem czujników,
- system transmisji rejestrowanych sygnałów (np. kablowy),
- system akwizycji danych (rejestrator),
- system przetwarzania czasu na odległość (tzw. koder głębokości),
- aplikacja do analizy danych i tworzenia wykresów.

Urządzenie w trakcie badania rejestruje wartości elektryczne – sygnały w dziedzinie czasu. Dane, poprzez dedykowany rejestrator, zapisywane są automatycznie na komputerze przenośnym.

W następnym etapie pomierzone wartości elektryczne są przeliczane na wartości mechaniczne w dziedzinie odległości – przez oprogramowanie TGSW03 V3.3. dostarczone przez producenta sondy – i ostatecznie przedstawiane w formie wykresów zależności odpowiednich parametrów od głębokości.

### *Obróbka wyników badań*

Wyniki badania wykonanego sondą statyczną z pomiarem elektrycznym przed poddaniem ich interpretacji wymagają obróbki. Dane te mogą zawierać błędy wynikające z metodyki ich rejestracji. Większość błędów korygowanych jest automatycznie przez oprogramowanie dostarczone przez producenta, na podstawie danych kalibracyjnych stożka.

Dla realizowanych badań CPT/CPTU wprowadzono dodatkowe korekty uwzględniające:

- odchylenie penetrometru od pionu (inklinację) – skorygowano głębokość rejestrowanych wyników,
- przestoje podczas badania, wynikające z konieczności zainstalowania kolejnej żerdzi w przewodzie – skorygowano lokalne błędy w rejestrowanych wartościach wynikające ze zdjęcia i ponownego przyłożenia obciążenia do przewodu.

## **Załącznik Z3**

### **Wyniki własne sondowań statycznych**

#### **Spis zawartości**

**Z3.1 Wprowadzenie**

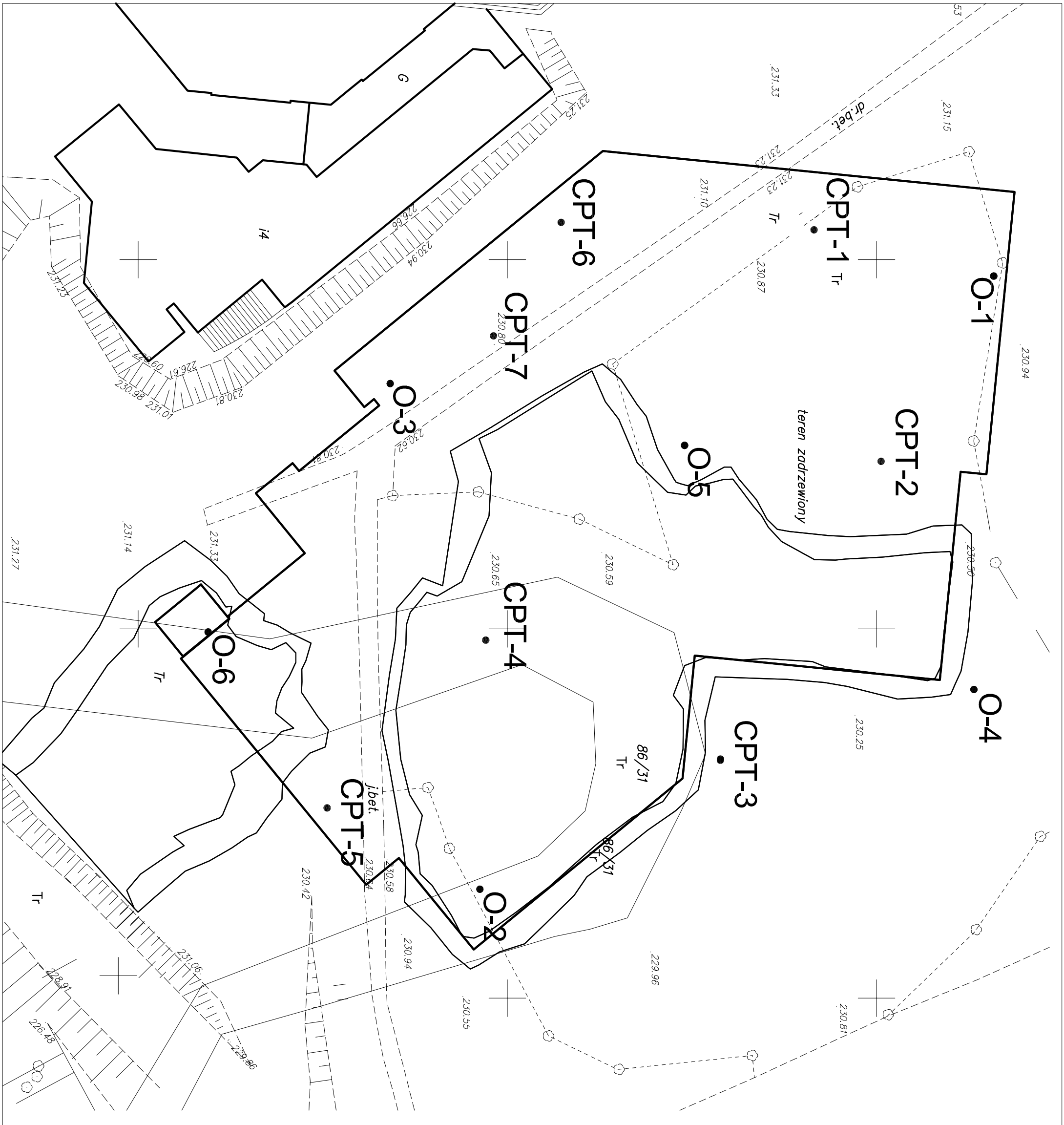
Mapa sytuacyjna z lokalizacją wykonanych sondowań CPT (1 ark. formatu A3)

Karty wyników sondowań statycznych (7 ark. formatu A3)

### Z3.1 Wprowadzenie

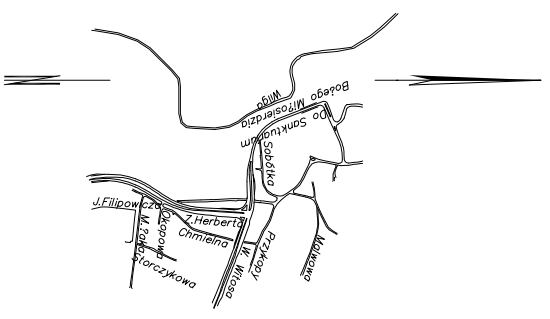
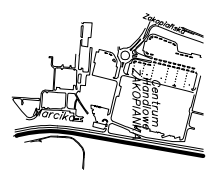
Sondowania statyczne (CPT i CPTU) wykorzystywane były do rozpoznania podłoża inwestycji pn. *Centrum Jana Pawła II „Nie lękajcie się!”* w Krakowie-Łagiewnikach na wszystkich jej etapach. W niniejszym załączniku zawarto szczegółowe wyniki badań własnych CPTU, wykorzystanych w analizach przeprowadzonych w ramach rozprawy doktorskiej.

Badania te wykonano w ramach rozszerzenia rozpoznania podłoża na potrzeby optymalizacji projektu posadowienia obiektów II etapu budowy Centrum Jana Pawła II, na zlecenie ZKB Geocomp. Ich wyniki zostały zawarte w *Dokumentacji geologiczno-inżynierskiej dla zadania: Budowa Centrum Jana Pawła II w Krakowie, Etap II (Muzeum Jana Pawła II – Ekspozycja Główna)* (Chemkop-Laborgeo, 2011).



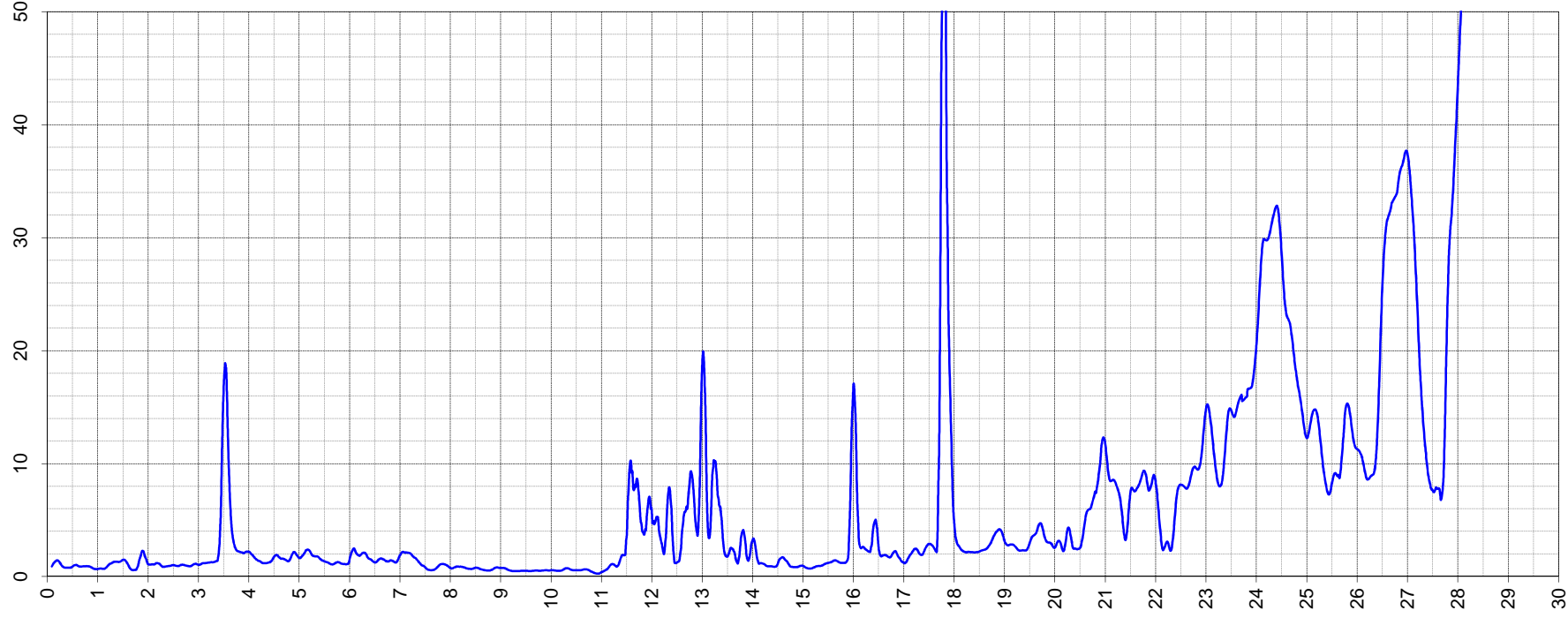
OPTIMA BG 30-709 Kraków. ul. Stoczniovców 3	
<b>INWENTARYZACJA WIERCEŃ GEOLOGICZNYCH</b> Skala 1:500	
Nr zlec. <b>1642</b>	Obiekt: <i>Centrum Jana Pawła II</i>
miasto: Kraków jen.ewid.: Podgórze obręb: <b>45, 46, 66</b> Zgodne z terenem na dzień: 01.06.2011	

Sekcje mapy zasadniczej: 1272C2, C4, 1322A1, A2, A3, A4, C1, C2, B3, D1  
 Układ poziomy: Lokalny m.Krakowa  
 Układ pionowy : Amsterdam

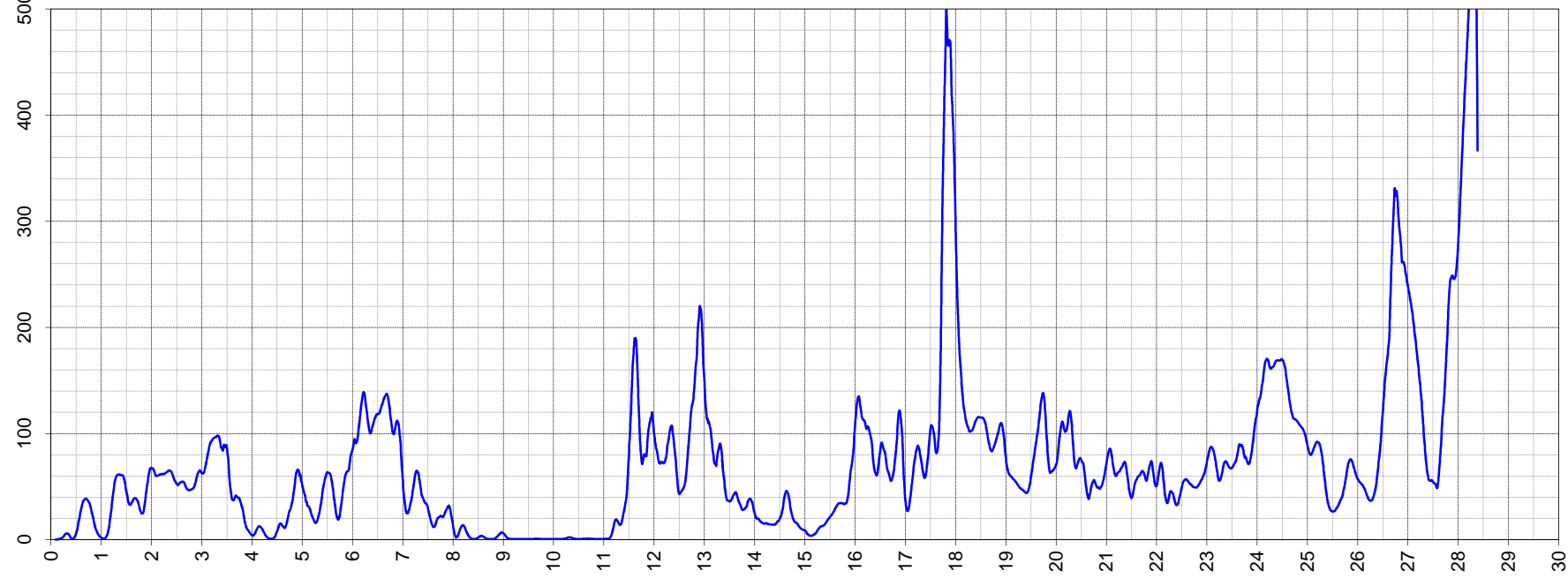


**Załącznik Z3**

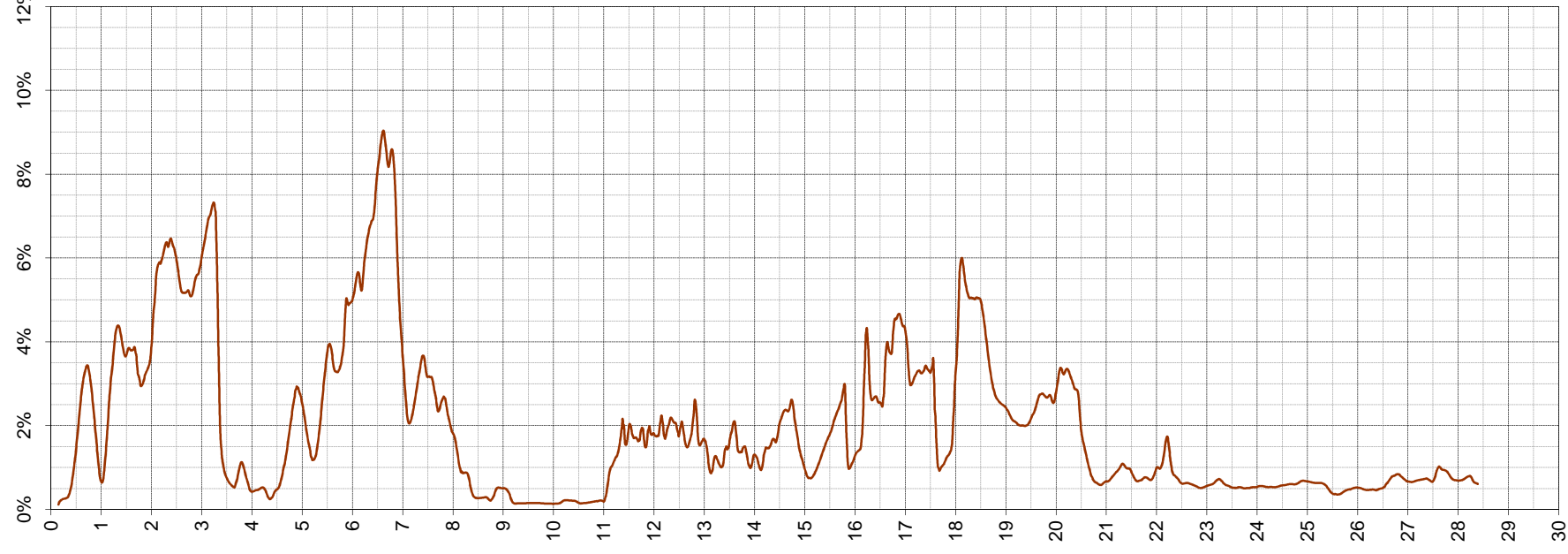
$q_c$  [MPa]



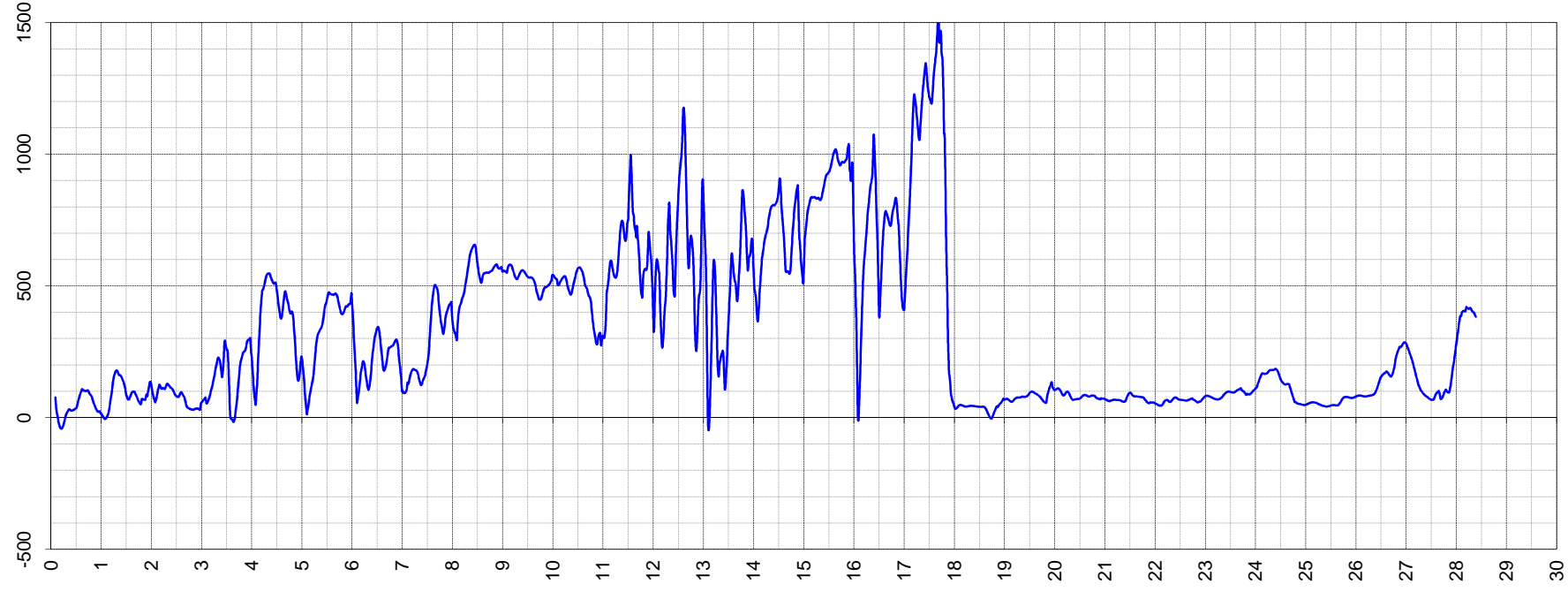
$f_s$  [kPa]



$R_f$

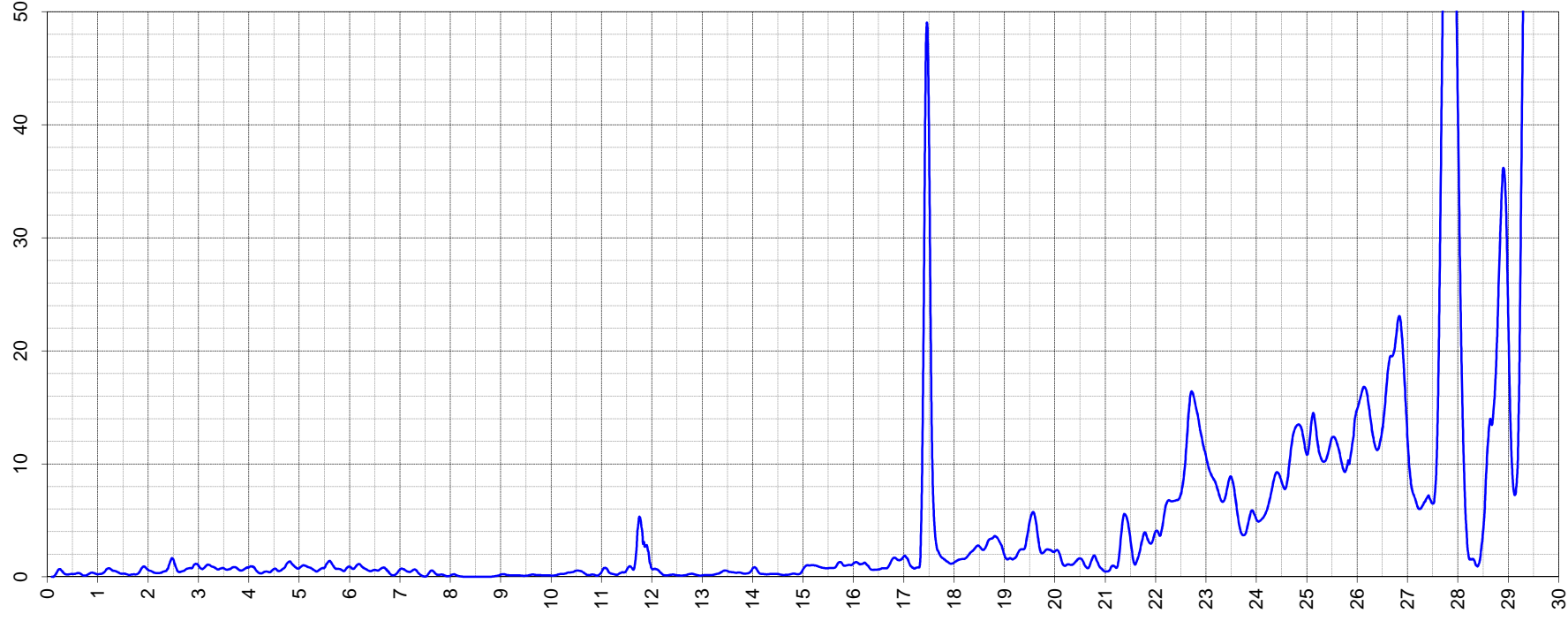


$u_2$  [kPa]

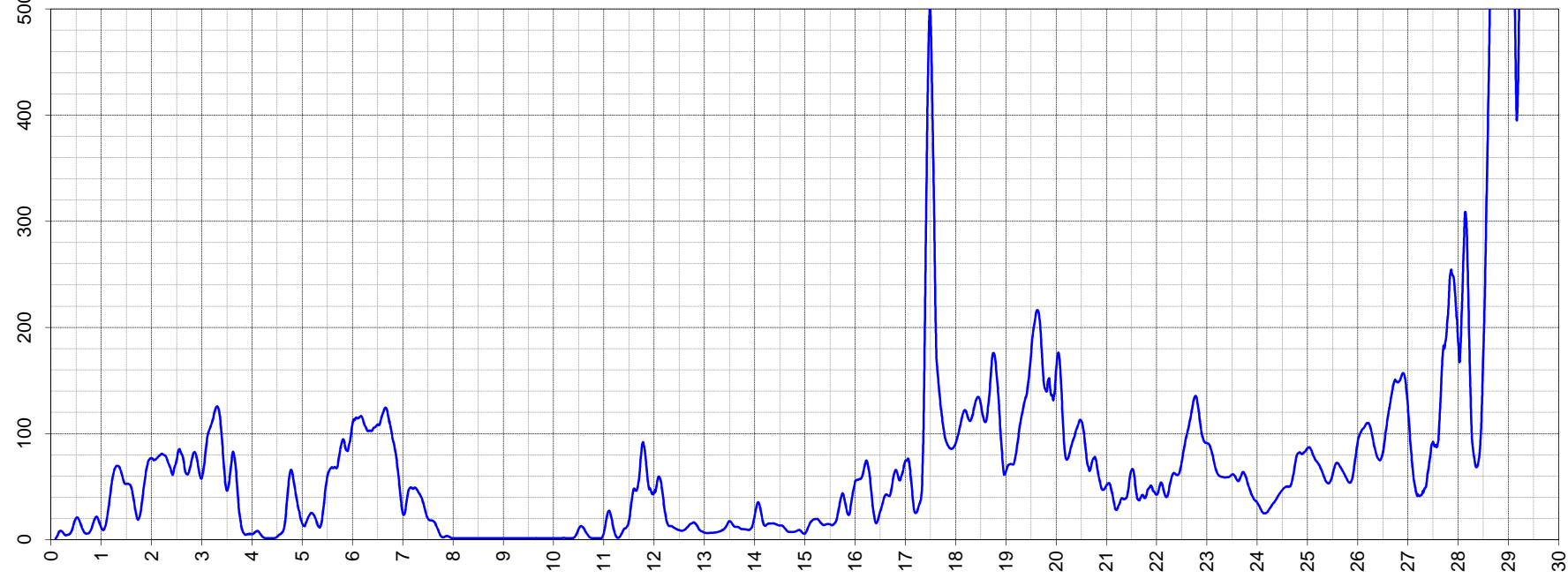




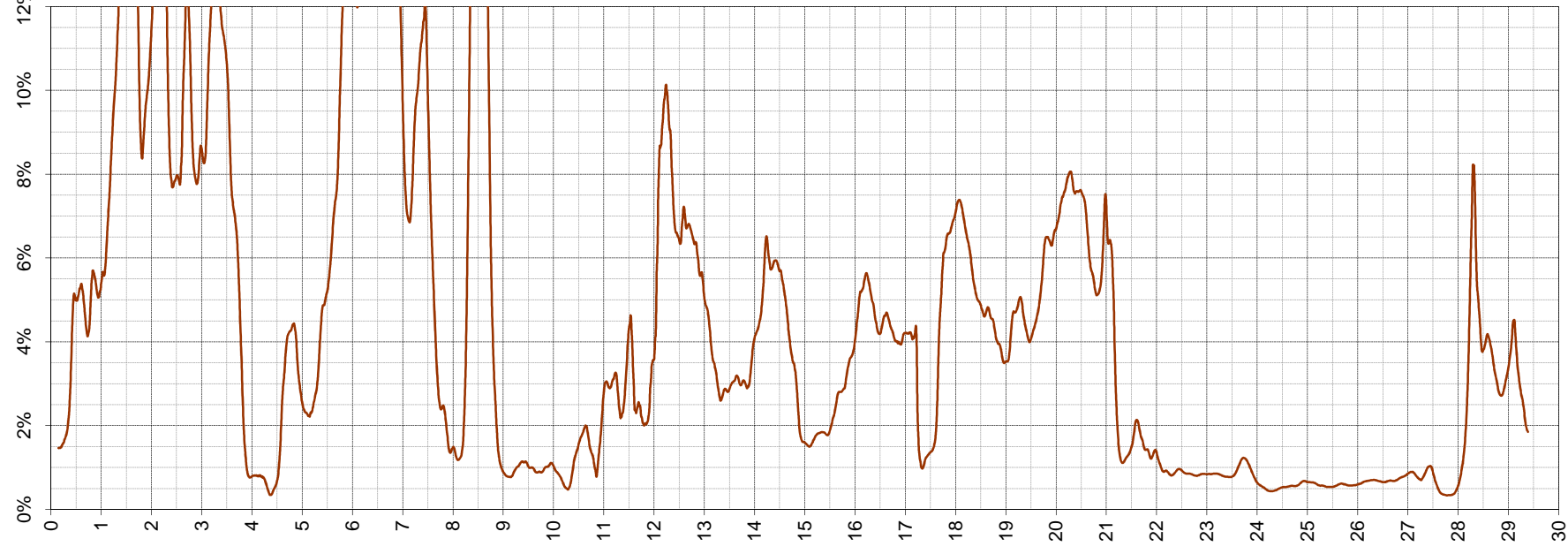
$q_c$  [MPa]



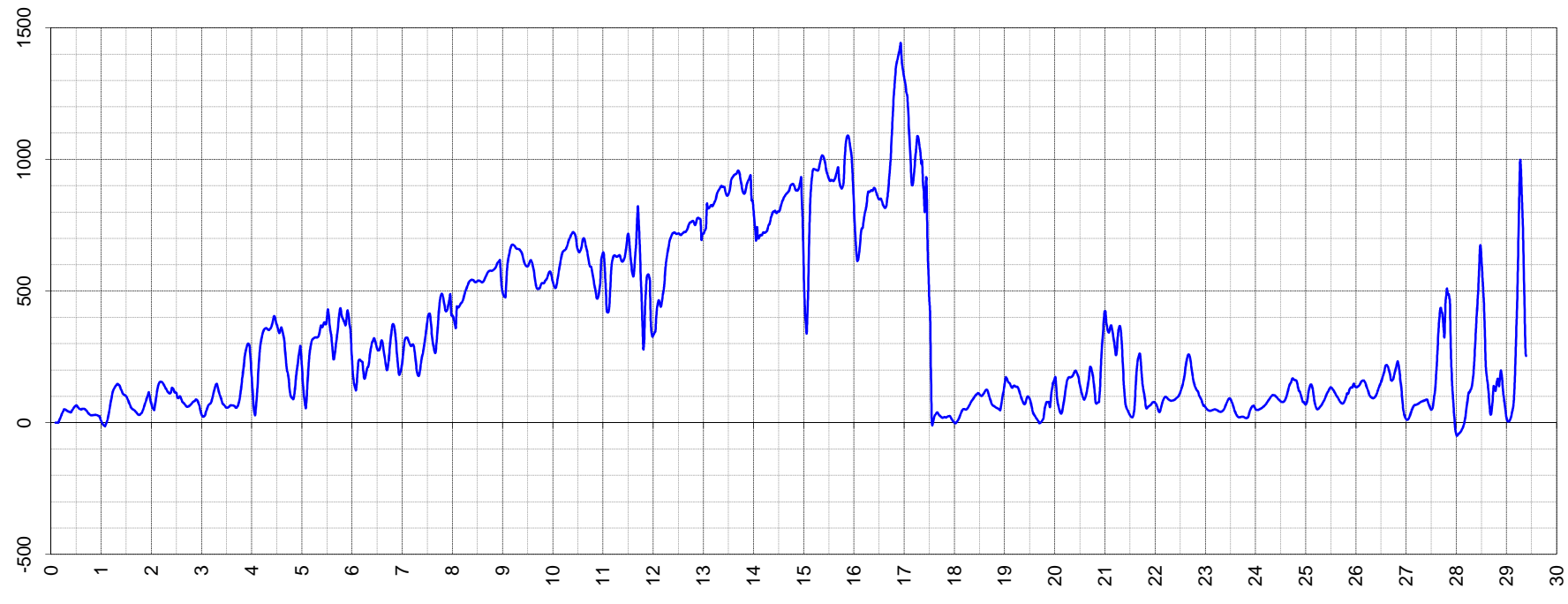
$f_s$  [kPa]



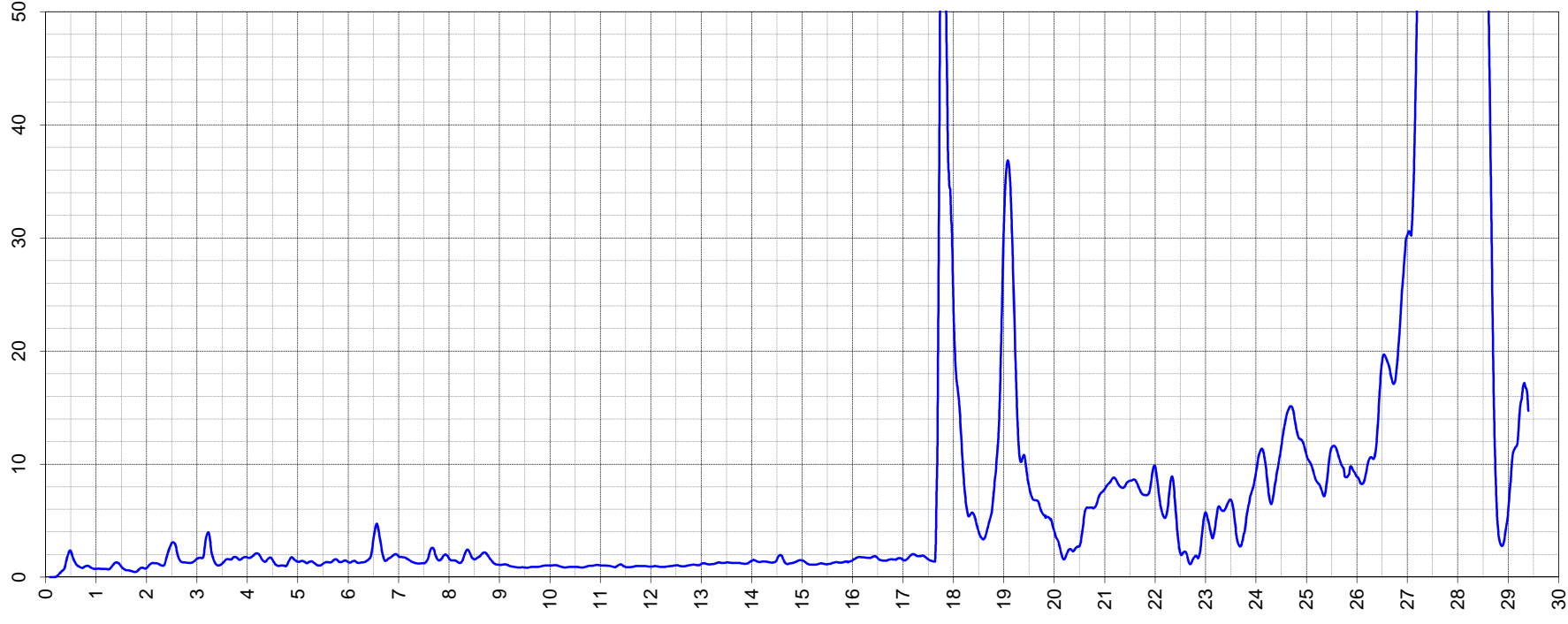
$R_f$



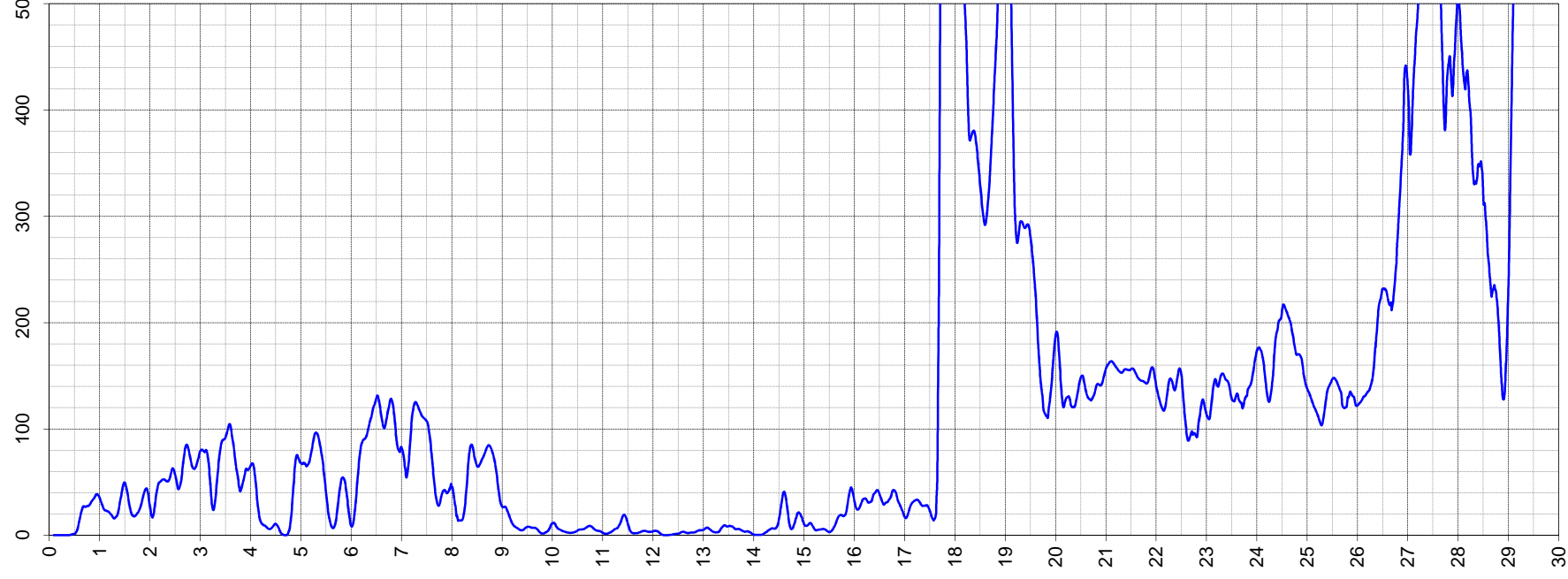
$u_2$  [kPa]



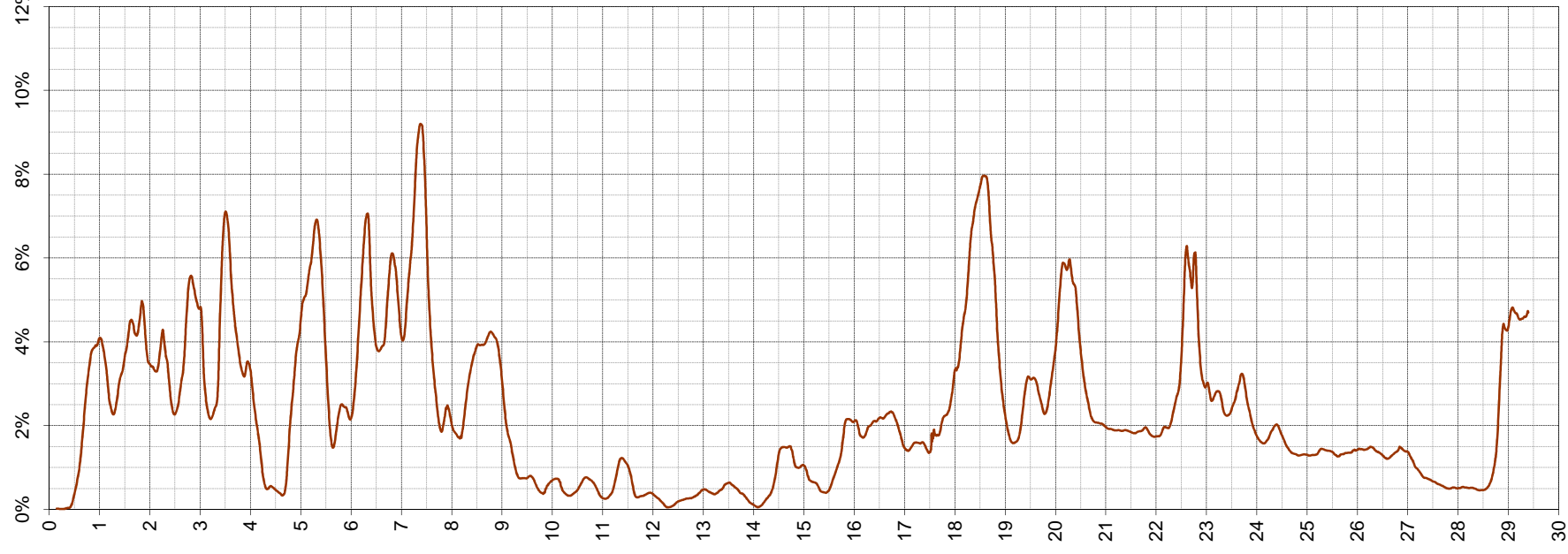
$q_c$  [MPa]



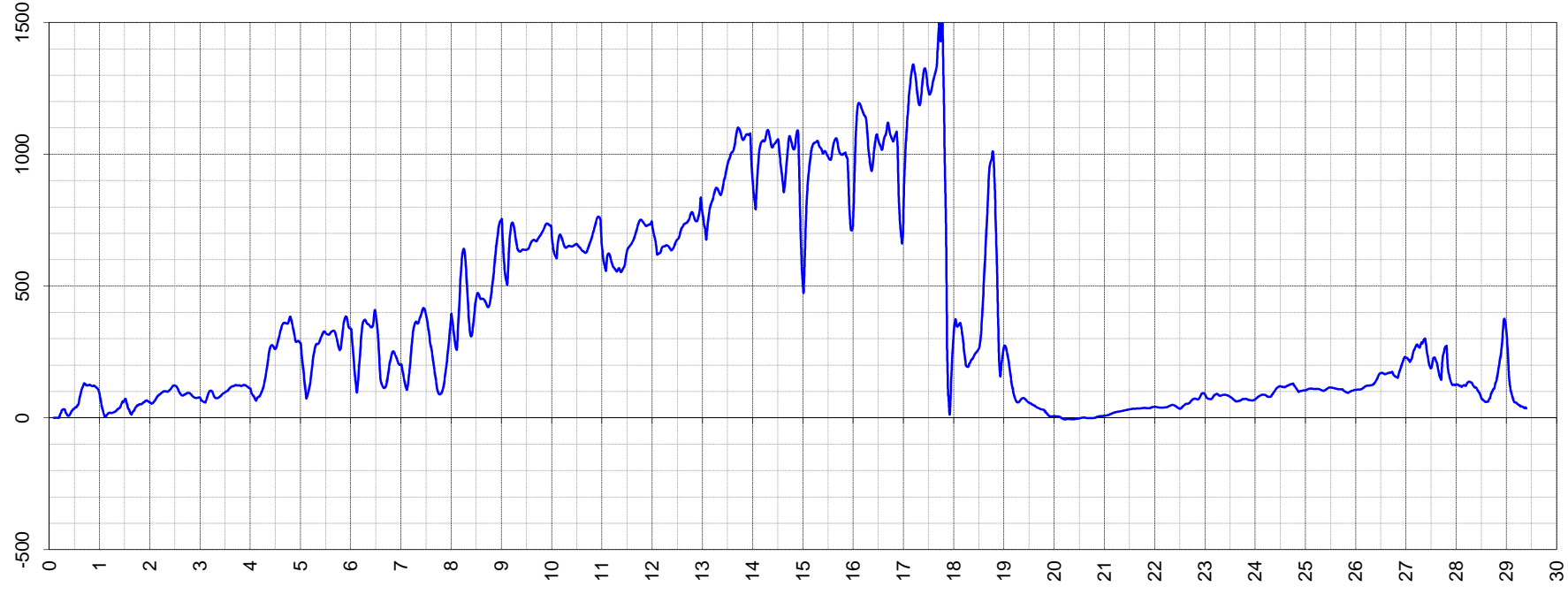
$f_s$  [kPa]



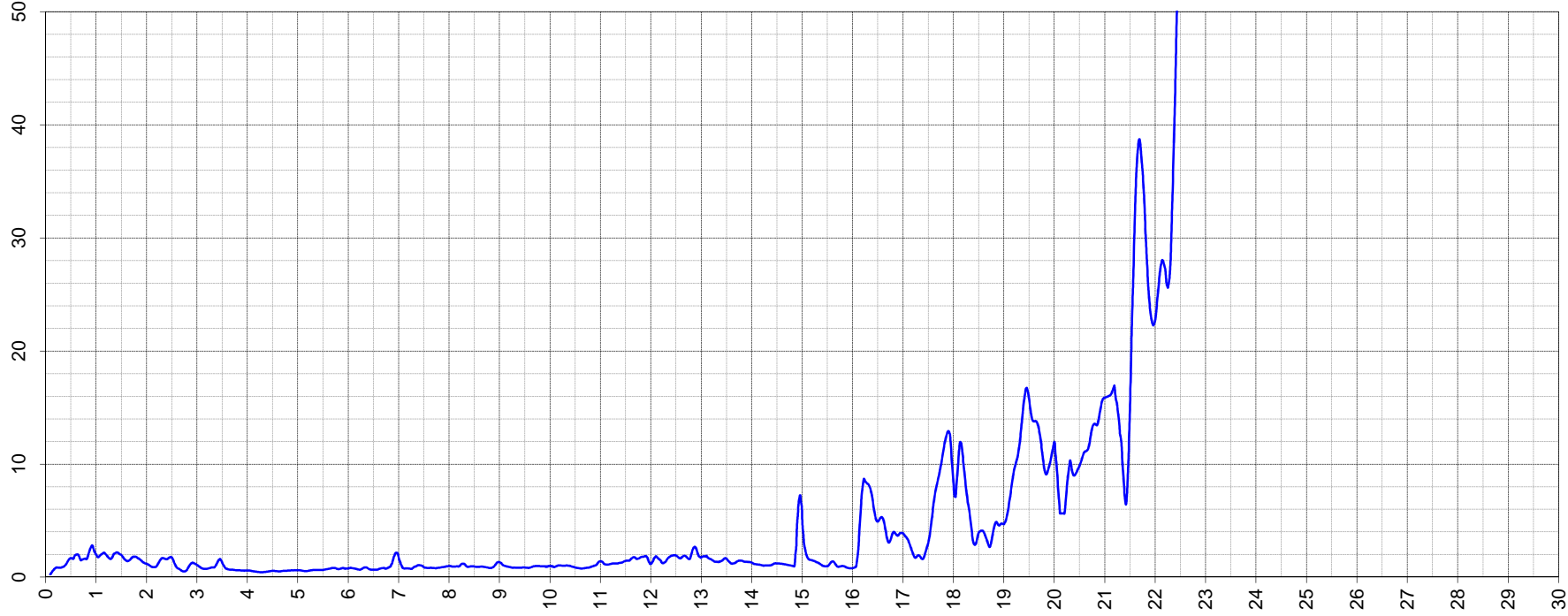
$R_f$



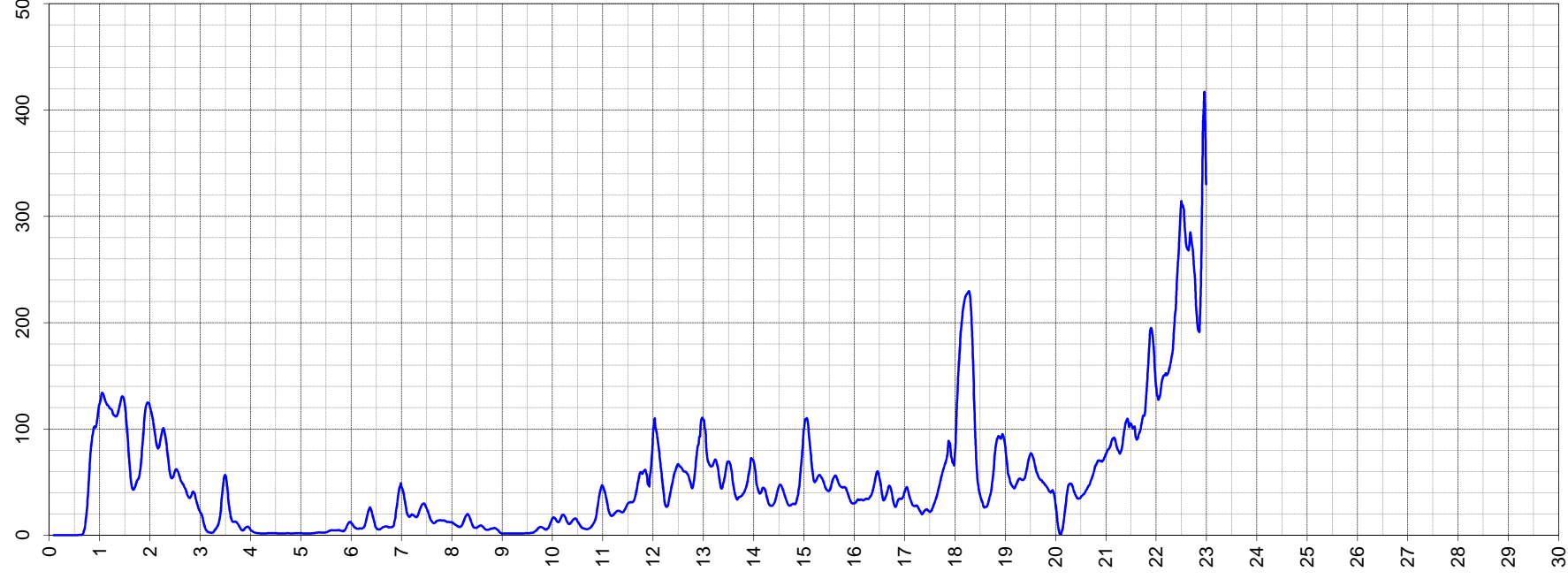
$u_2$  [kPa]



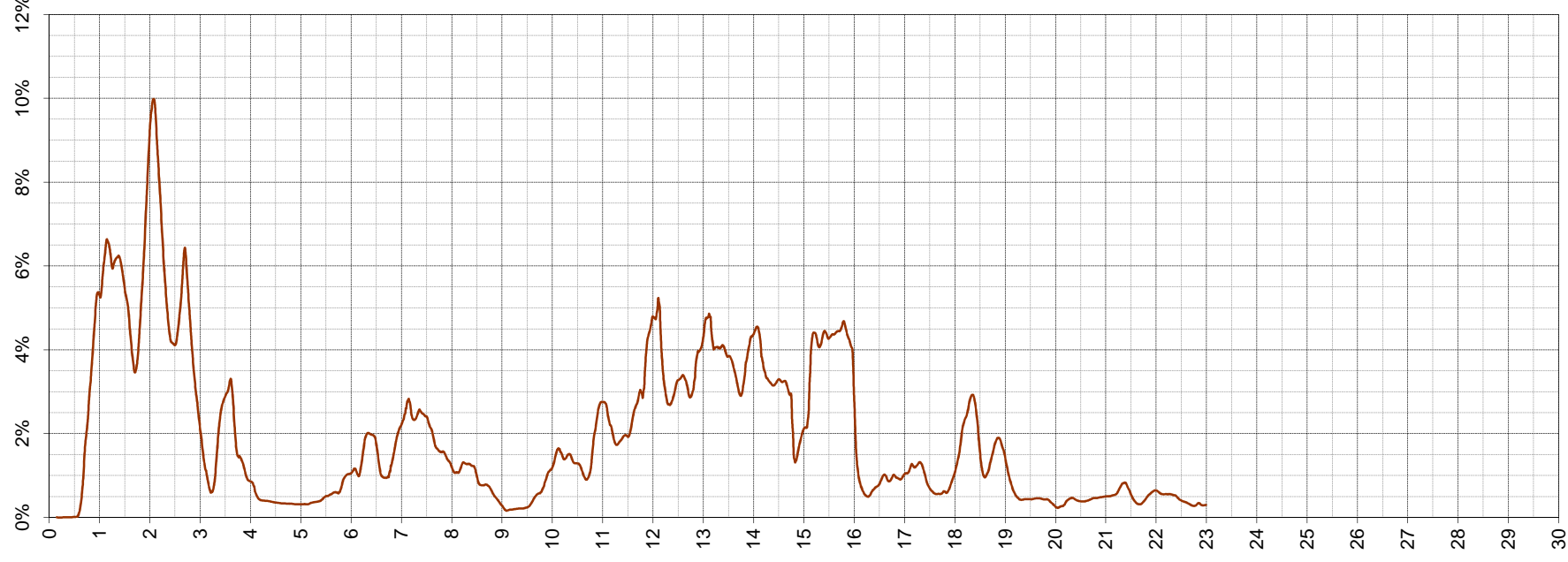
$q_c$  [MPa]



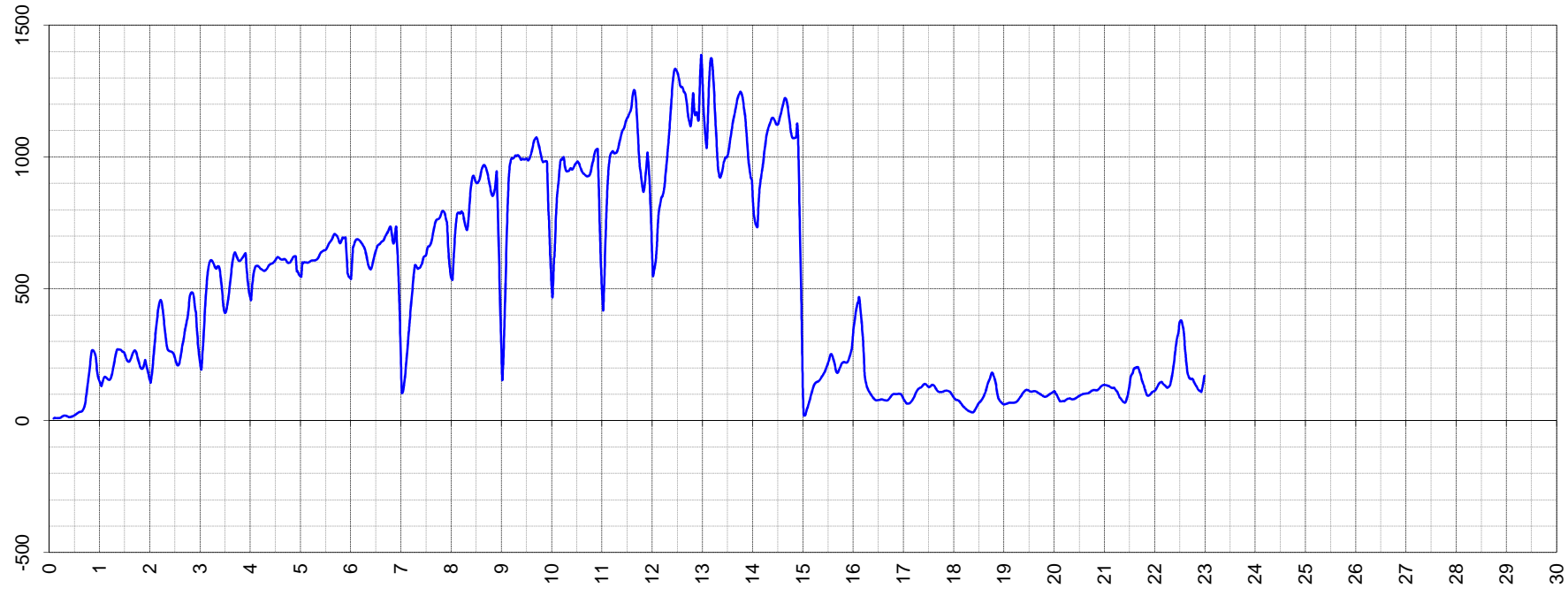
$f_s$  [kPa]



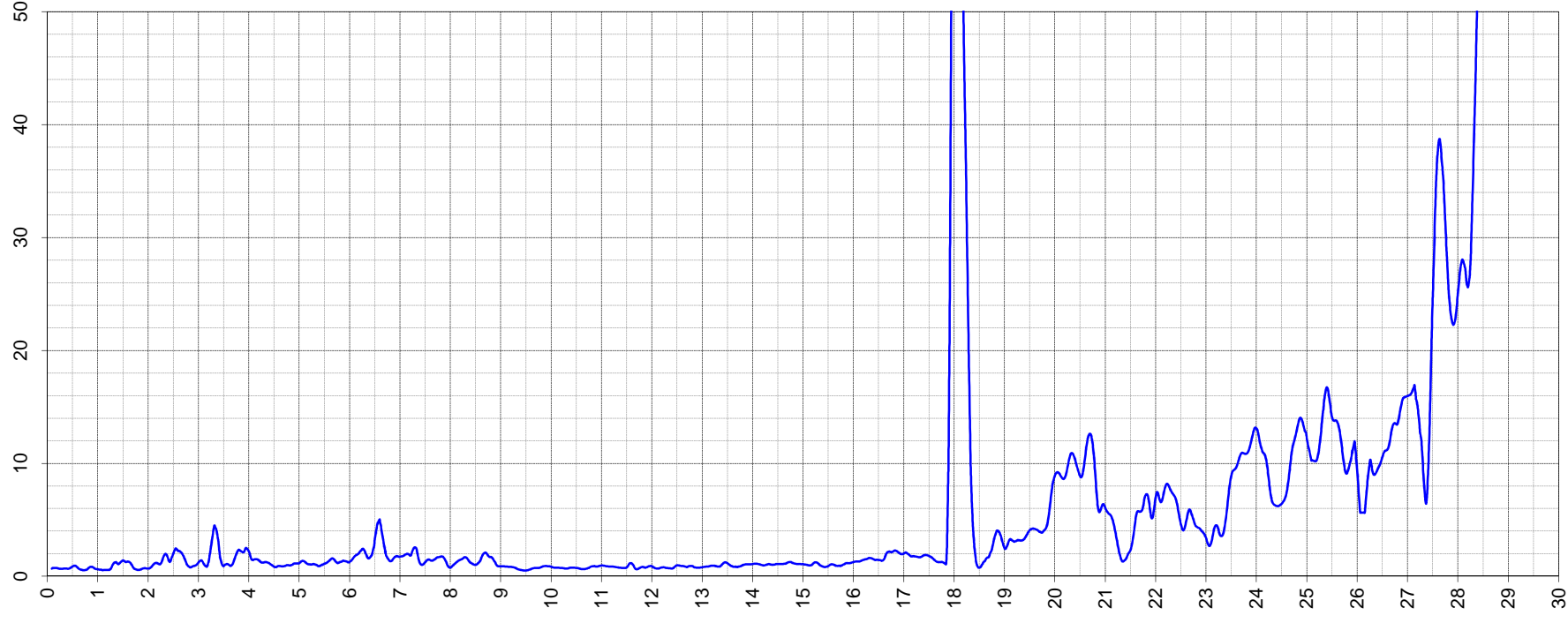
$R_f$



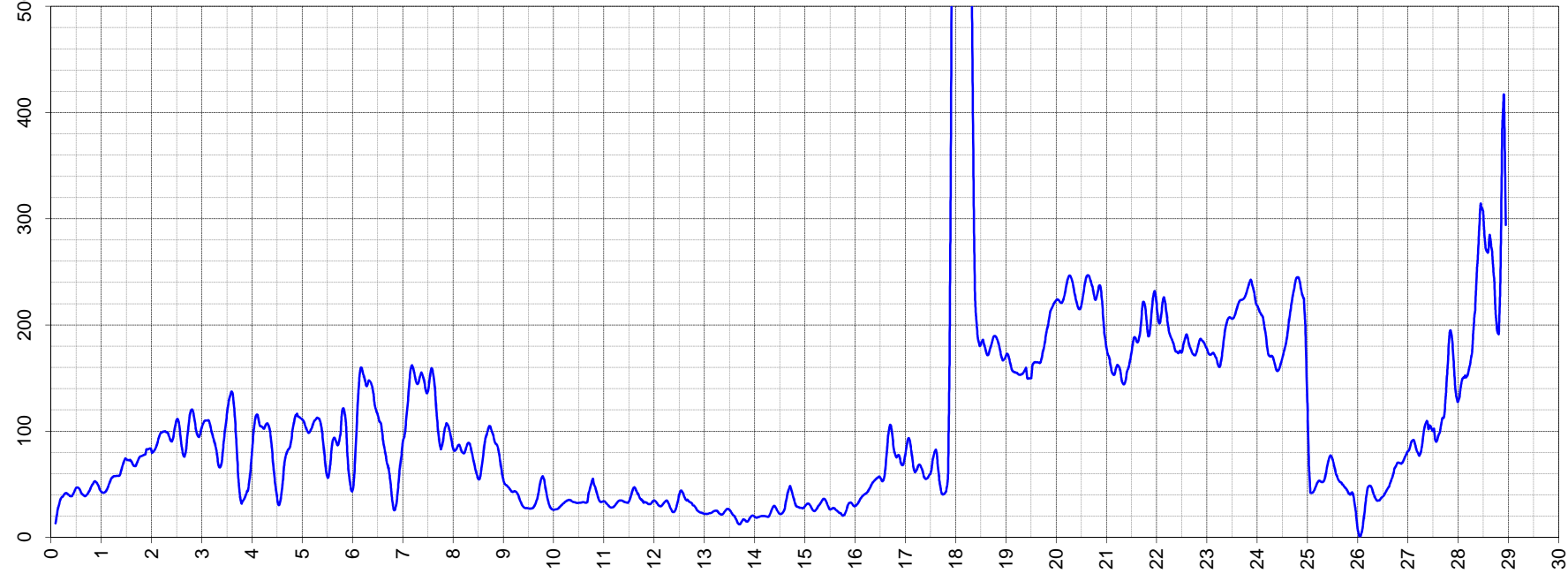
$u_2$  [kPa]



$q_c$  [MPa]



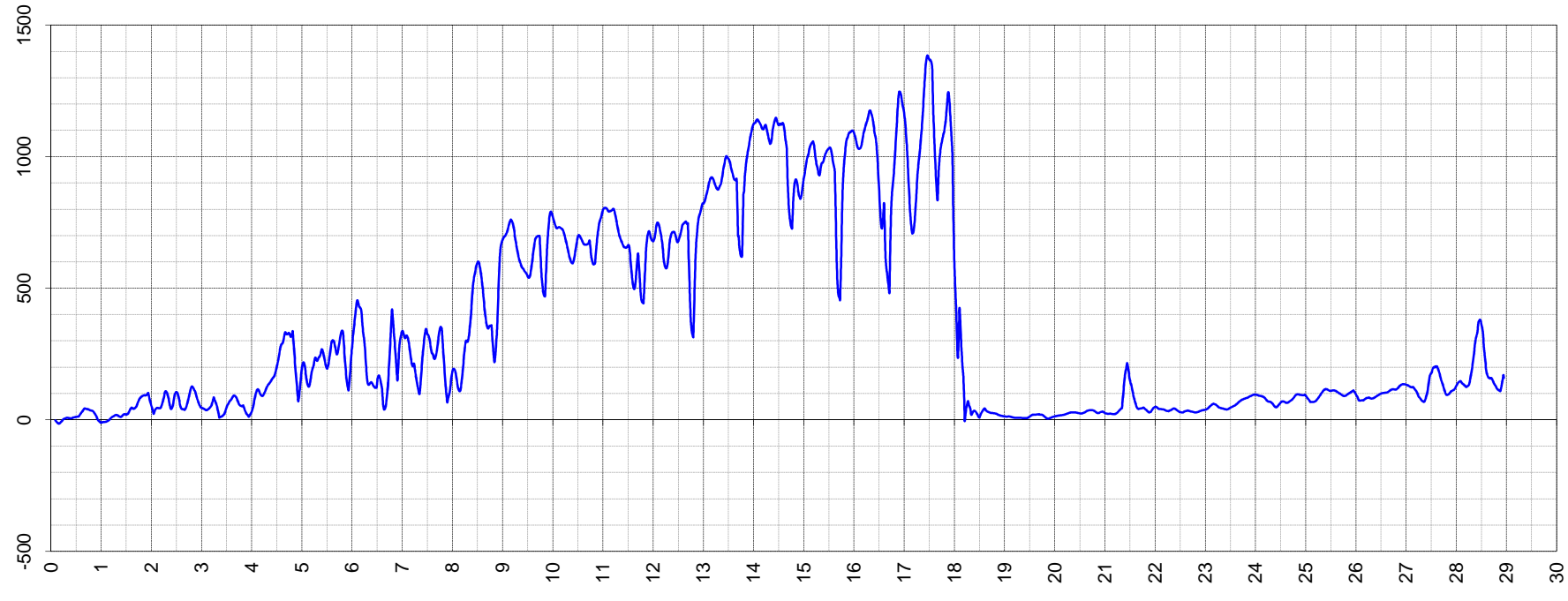
$f_s$  [kPa]



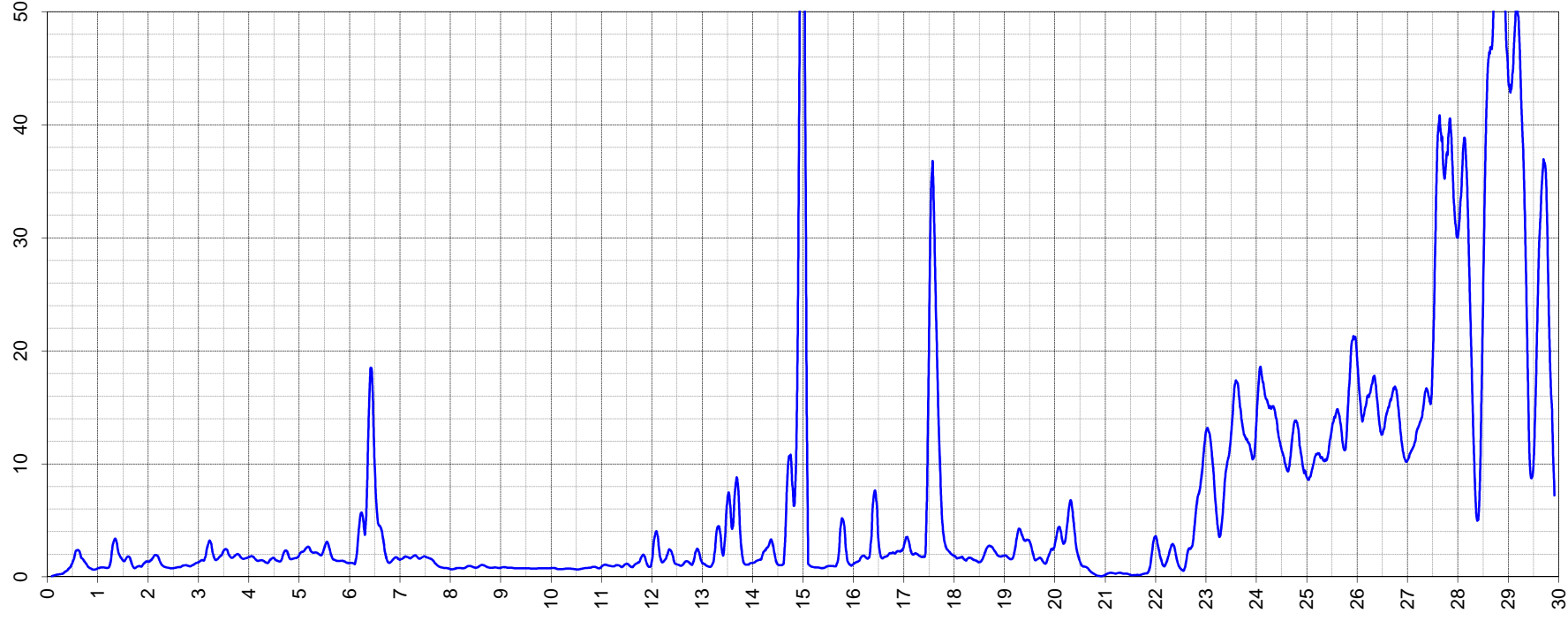
$R_f$



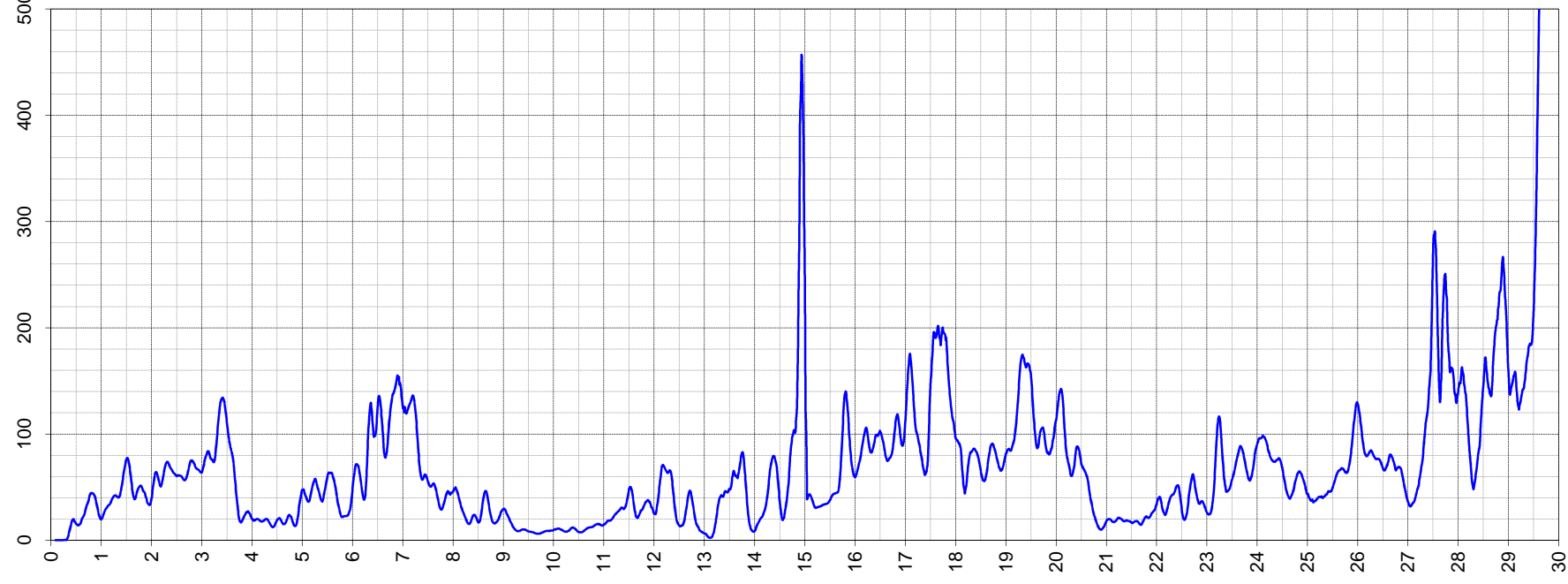
$u_2$  [kPa]



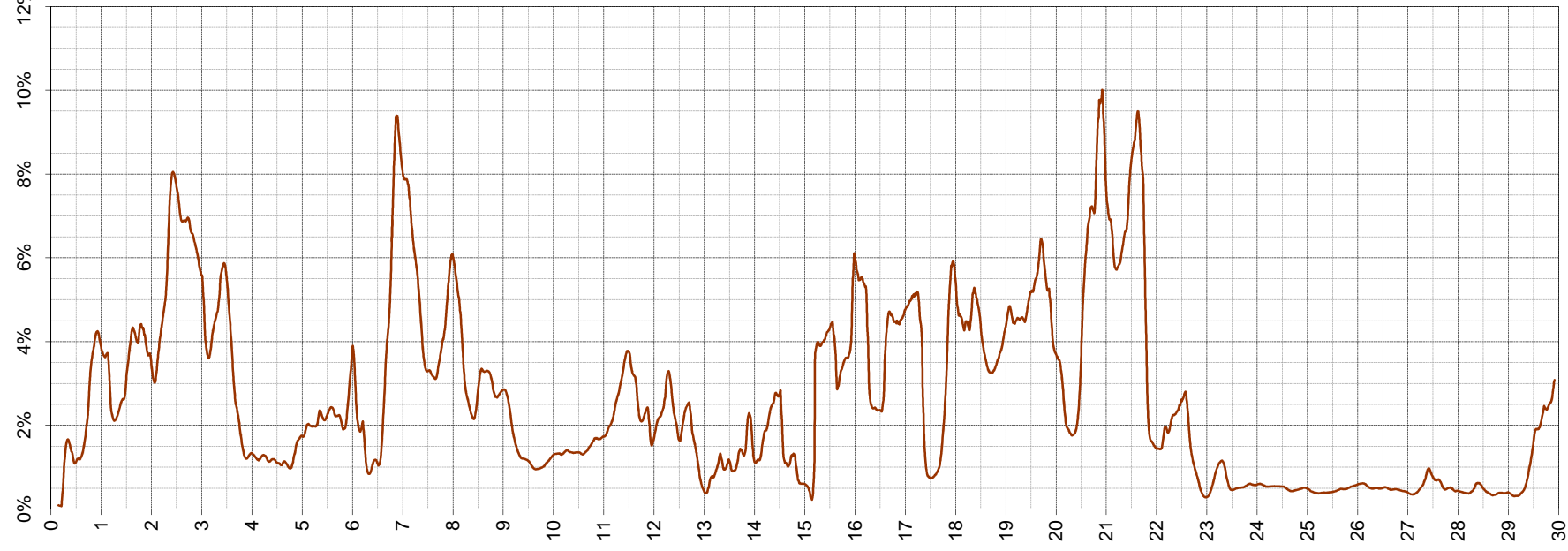
$q_c$  [MPa]



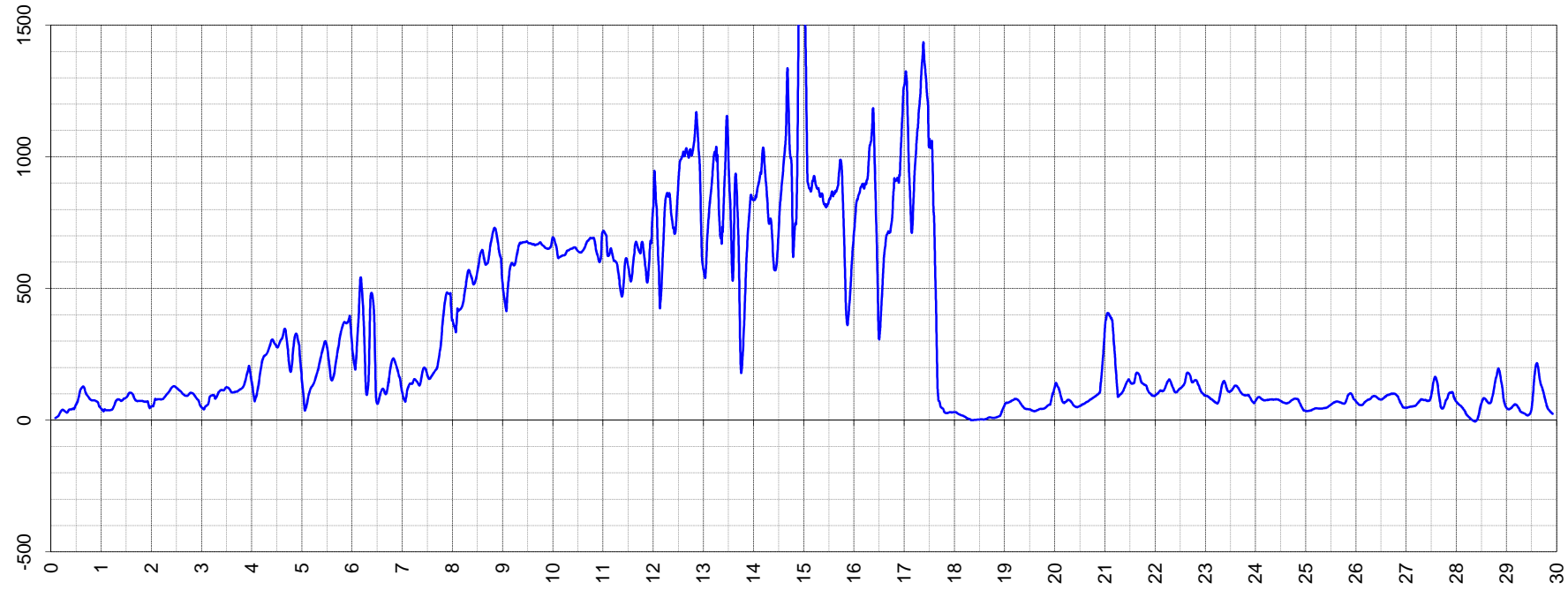
$f_s$  [kPa]



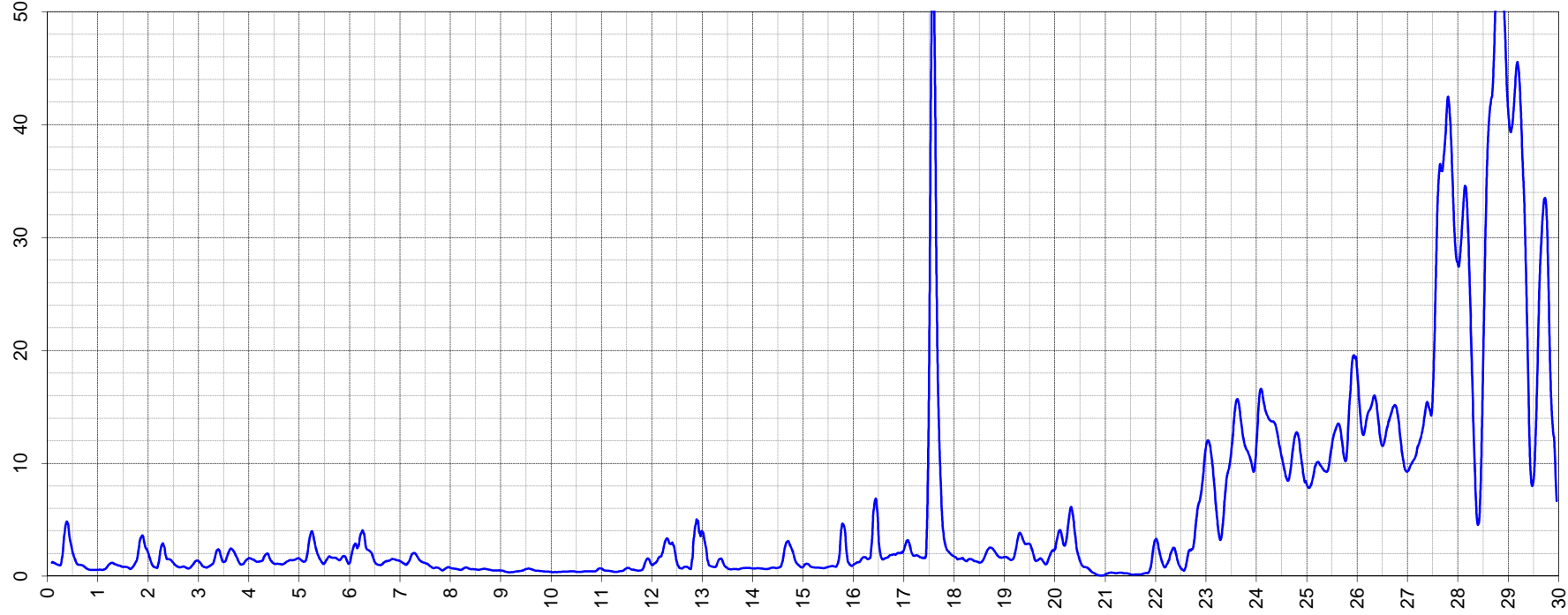
$R_f$



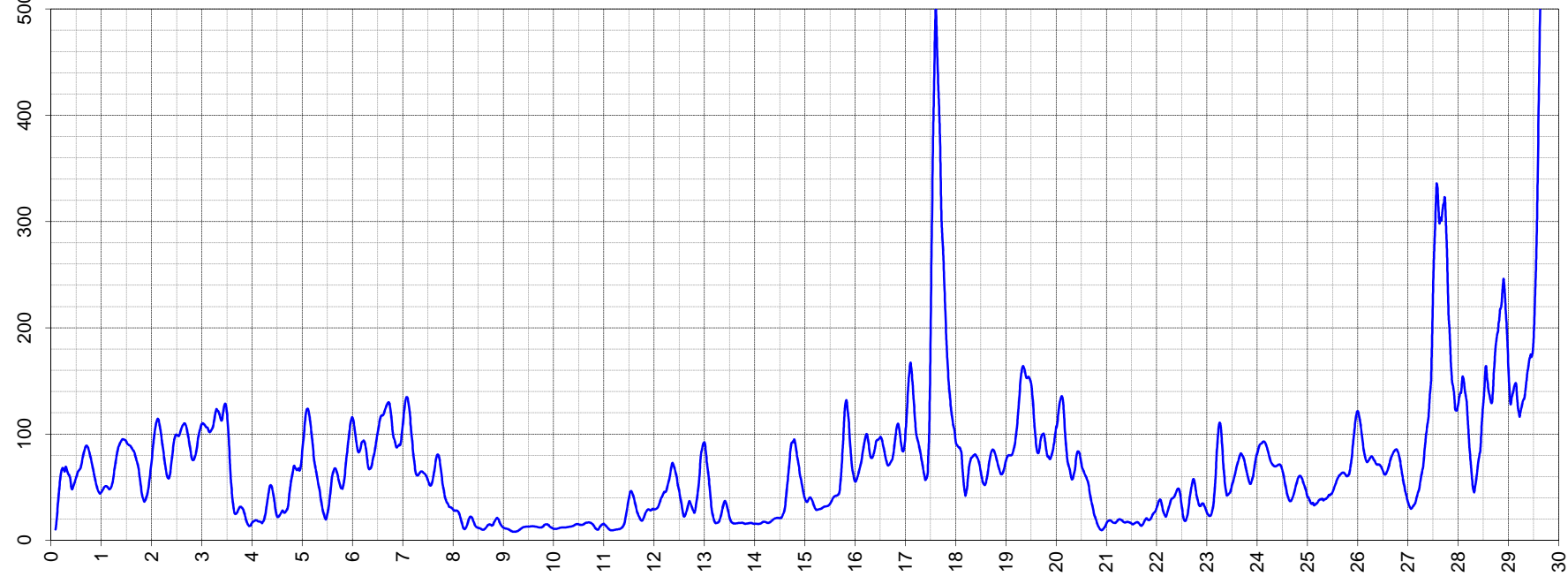
$u_2$  [kPa]



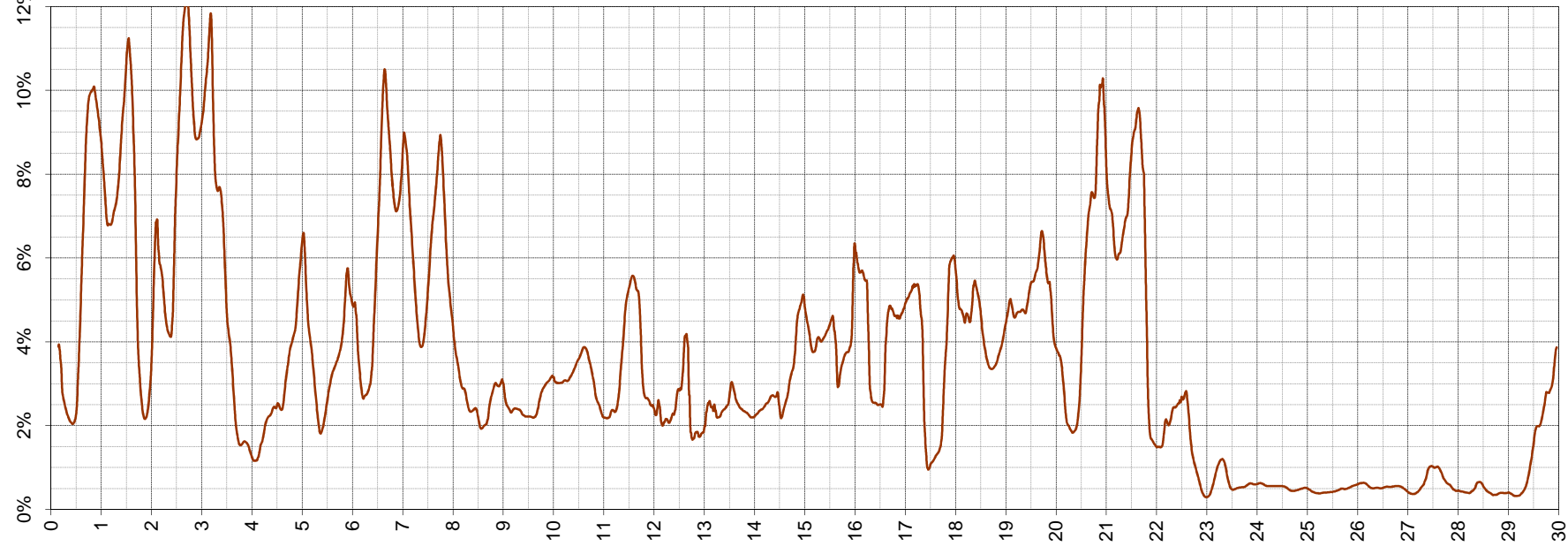
$q_c$  [MPa]



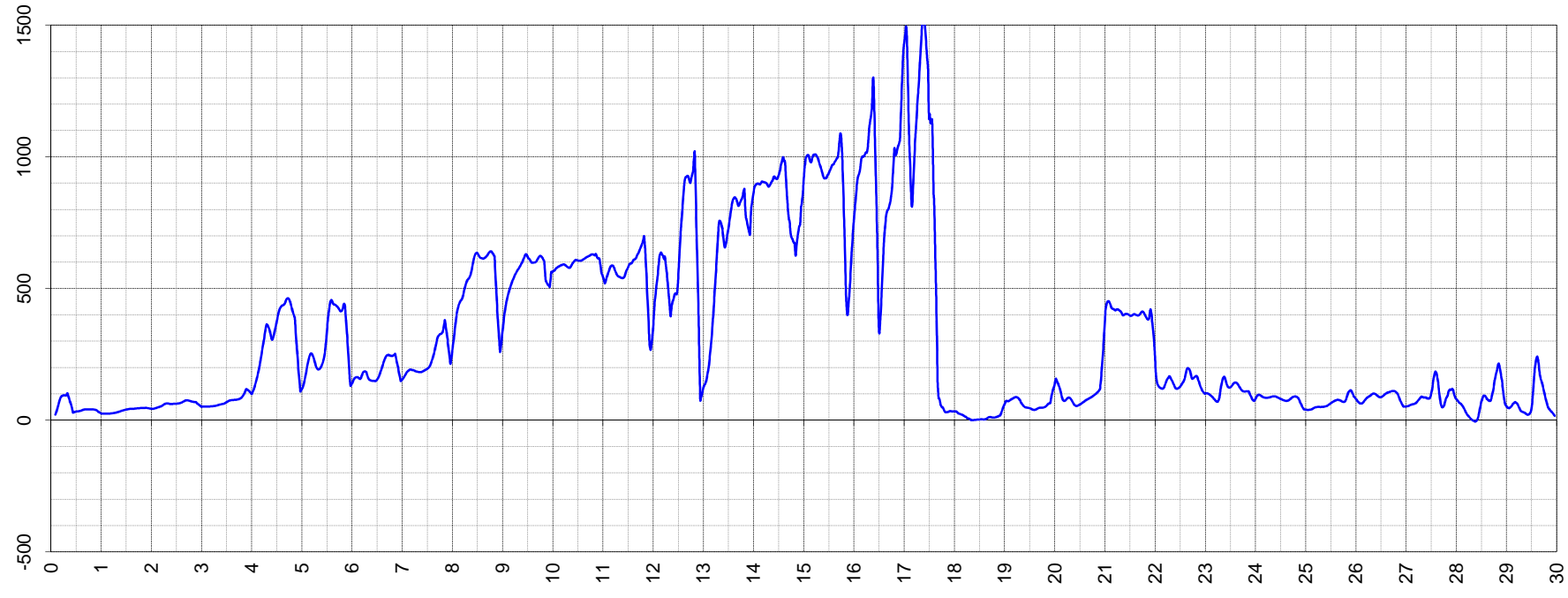
$f_s$  [kPa]



$R_f$



$u_2$  [kPa]



## **Załącznik Z4**

### **Wyniki próbnych obciążeń statycznych**

#### **Spis zawartości**

- Z4.1 Wprowadzenie
- Z4.2 Zakres badań w ramach I etapu budowy
- Z4.3 Zakres badań w ramach II etapu budowy  
Karty wyników próbnych obciążeń statycznych (5 ark. formatu A3)

## Z4.1 Wprowadzenie

Próbné obciążenia statyczne wybranych pali przeprowadzane były na dwóch etapach realizacji inwestycji pn. Centrum Jana Pawła II „Nie lękajcie się!” w Krakowie-Łagiewnikach. W niniejszym załączniku omówiono skrótowo ich zakres oraz zawarto szczegółowe wyniki badań wykorzystanych w analizach przeprowadzonych w ramach rozprawy doktorskiej.

Wyniki badań zaczerpnięto (za zgodą ich dysponentów) z poniższych dokumentów:

1. Badania ekstensometryczne pali CFA wchodzących w skład I etapu budowy Centrum Jana Pawła II w Krakowie (Sieńko i Bednarski, 2009)
2. Wyniki próbných obciążeń pali CFA wykonanych na budowie Muzeum Centrum Jana Pawła II w Krakowie (Korzępa, 2011)

## Z4.2 Zakres badań w ramach I etapu budowy

Podczas realizacji I etapu inwestycji badaniom przez próbné obciążenia poddano 9 pali, wykonanych w technologii wiercenia świdrem ciągłym (CFA), których podstawowe parametry zawarto w  
Tab. Z4.1.

Tab. Z4.1. Zestawienie danych geometrycznych pali poddanych próbným obciążenióm w ramach realizacji I etapu budowy

Nr pala próbnego	Długość pala $L$ [m]	Średnica pala $\Phi$ [mm]
<b>P-1</b>	23,0	650
<b>P-2</b>	23,0	650
<b>P-3</b>	23,0	650
<b>P-4</b>	23,0	650
<b>P-5</b>	23,0	650
<b>P-6</b>	23,0	650
<b>P-7</b>	23,0	650
<b>P-8</b>	26,0	1000
<b>P-10</b>	23,0	1000

Dwa spośród pali próbných zostały dodatkowo opomiarowane zestawem ekstensometrów (Sieńko i Bednarski, 2009). Wyniki tych badań zostały szczegółowo przedstawione w punkcie 5.4.1.2 pracy (patrz Rys. 5.6).



Wyniki badań pozostałych siedmiu pali próbnych, zrealizowane podczas I etapu budowy, wyłączono ze szczegółowych analiz przedstawionych w rozprawie doktorskiej ze względu na następujące przesłanki:

- badania podłoża gruntowego sondą CPT w tym obszarze inwestycji stanowią materiał obcy (Geoteko, 2008); autor nie dysponuje szczegółowymi informacjami na temat metodyki ich wykonania i obróbki wyników (a jedynie samymi wynikami w formie analogowej – wydruk),
- badania te przeprowadzono do głębokości niewystarczającej do określenia nośności podstawy pali próbnych zgodnie z przyjętymi procedurami – zarówno wg normy Eurokod 7, jak i zaproponowanej metody (nie jest zapewniony wymagany zakres minimum  $4D_p$  poniżej podstawy projektowanego pala),
- próbne obciążenia statyczne pali były realizowane do wartości obciążenia równego w przybliżeniu  $150\% N_t$ , czyli wartości nośności określonej zgodnie z polską normą palową; analiza badań ekstensometrycznych przeprowadzonych dla dwóch spośród omawianych pali, a także badań realizowanych w ramach II etapu budowy, wskazuje, że ten zakres obciążenia w praktyce nie wykracza poza rzeczywistą nośność samej poboczniczy pali, a co za tym idzie nie jest możliwa analiza krzywej  $s(Q)$  zgodnie z przyjętą procedurą.

W

Tab. Z4.2 zestawiono oszacowane nośności pali realizowanych w ramach I etapu inwestycji oraz wyniki próbnych obciążeń.

Tab. Z4.2. Zestawienie wyników oszacowania nośności oraz próbnych obciążeń pali zrealizowanych w ramach I etapu inwestycji

*\* pale dodatkowo opomiarowane zestawem ekstensometrów*

Nr próbne obciążenia	Nośność Pala $N_t$ [kN]	Obciążenie maksymalne w badaniu $Q_{max}$ [kN]	Osiadanie		
			$s$ [mm]		
			całkowite	trwałe	sprężyste
<b>P-1</b>	1500	<b>2094,5</b>	2,16	1,03	1,13
<b>P-2</b>	1350	<b>1862,6</b>	1,60	0,50	1,10
<b>P-3</b>	1500	<b>2094,5</b>	2,90	1,14	1,76
<b>P-4</b>	1300	<b>1796,4</b>	3,30	1,05	2,25
<b>P-5</b>	1500	<b>2094,5</b>	3,10	1,59	1,51
<b>P-6*</b>	1500	<b>2094,5</b>	1,86	0,53	1,33
<b>P-7*</b>	1500	<b>2094,5</b>	1,74	0,25	1,49
<b>P-8</b>	3800	<b>5279,8</b>	5,40	2,69	2,71
<b>P-9</b>	2400	<b>3269,8</b>	1,99	0,55	1,44

### Z4.3 Zakres badań w ramach II etapu budowy

Podczas realizacji obiektu Muzeum Jana Pawła II, w ramach II etapu inwestycji, badaniom przez próbne obciążenia poddano kolejnych 5 pali, których podstawowe parametry zestawiono w Tab. Z4.3. Pale wykonane zostały w technologii wiercenia świdrem ciągłym (CFA). Badaniu poddano pale o numerach: DP1, DP2, DP3, DP4 oraz 359, z czego pale oznaczone jako DP1÷DP4 są palami dodatkowymi, wykonanymi na potrzeby przeprowadzenia badań. Jako pale kotwiące wykorzystane zostały pale uczestniczące docelowo w pracy fundamentów.

Tab. Z4.3. Zestawienie danych geometrycznych pali poddanych próbnym obciążeniom w ramach realizacji II etapu budowy

Nr próbnego obciążenia	Nr pala wg porojektu palowania	Długość pala $L$ [m]	Średnica pala $\Phi$ [mm]
P-1	DP1	21,2	800
P-2	DP2	21,2	800
P-3	DP3	21,2	800
P-4	359	21,2	800
P-5	DP4	20,6	800

W Tab. Z4.4 zawarto wyniki próbných obciążeń omawianých pali. Szczegółowe wyniki badań pali próbných zawarte w raporcie z badań (Korzępa, 2011) przedstawiono w ich oryginalnej formie (5 ark. formatu A3). Dla każdego z pali sporządzone zostały:

- wykres osiadania pala w funkcji przyłożonej siły:  $s(Q)$ ,
- wykres osiadania pala w funkcji czasu:  $s(t)$ ,
- wykres pomocniczy:  $\frac{dQ}{ds}(Q)$ ,
- wykres zmian obciążenia w czasie:  $Q(t)$ .

Analizę tych wyników, uwzględniającą m.in. ich ekstrapolację do nośności granicznej, przedstawiono w rozdziale 6 pracy.

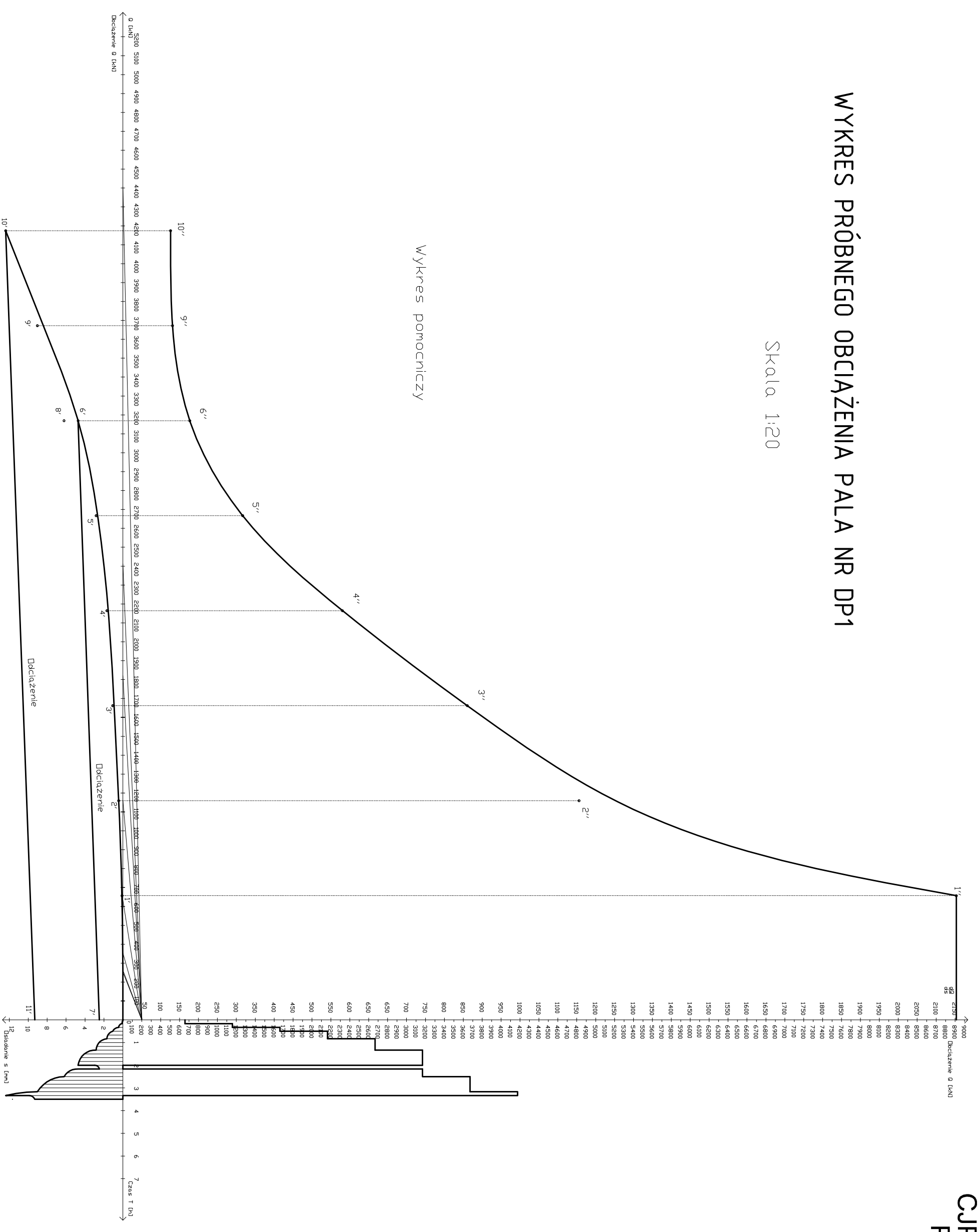
Tab. Z4.4. Zestawienie wyników próbných obciążeń pali zrealizowanych w ramach II etapu inwestycji

Nr pala próbnego	Obciążenie maksymalne w badaniu $Q_{max}$ [kN]	Osiadanie		
		s [mm]		
		całkowite	trwałe	sprężyste
P-1	4174,3	12,39	9,31	3,08
P-2	4777,3	16,95	12,74	4,21
P-3	4174,3	14,32	11,26	3,07
P-4	4777,3	11,01	8,75	2,26
P-5	4174,3	13,79	9,98	3,81

# WYKRES PRÓBNEGO OBCIĄŻENIA PALA NR DP1

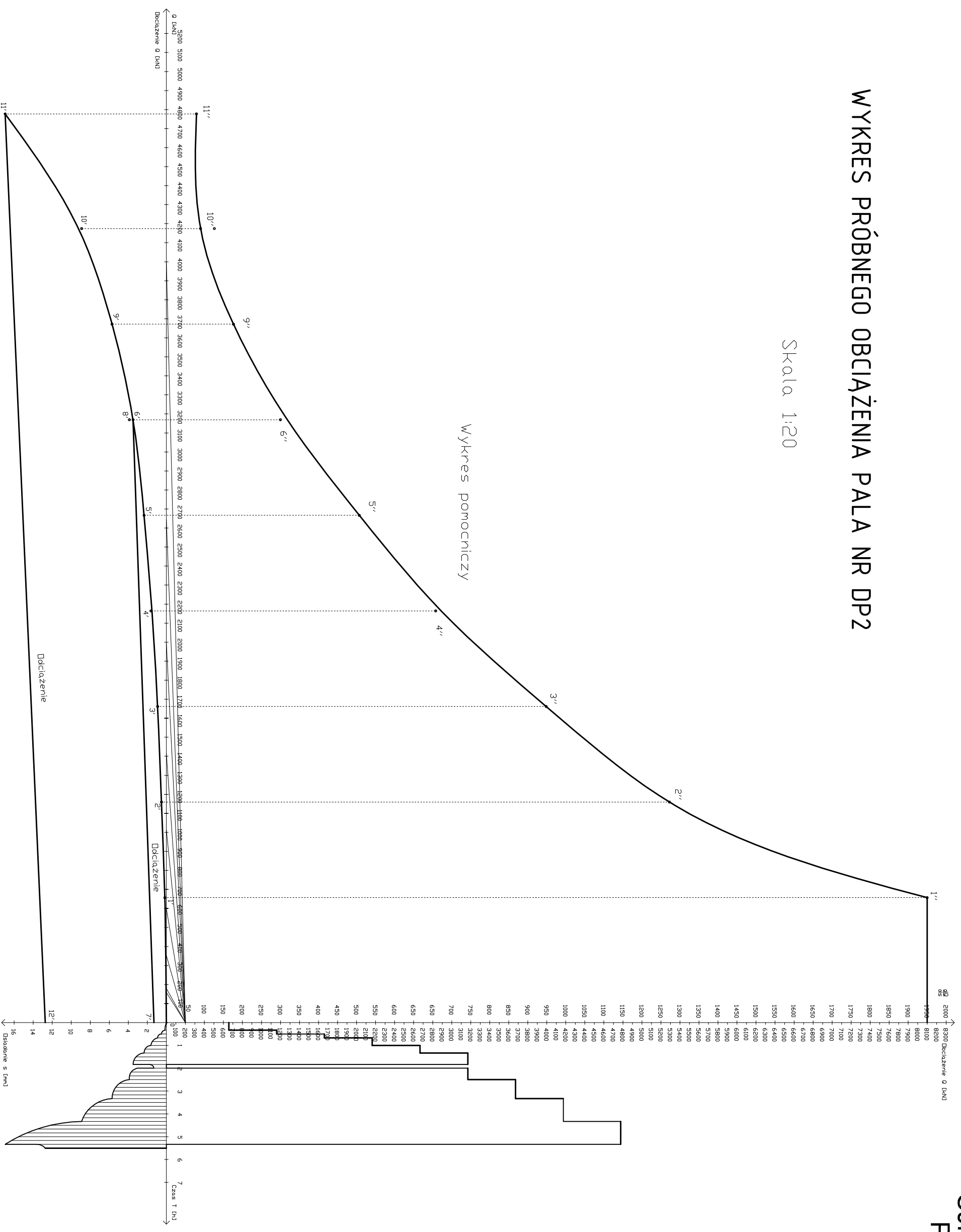
Skala 1:20

Wykres pomocniczy



# WYKRES PRÓBNEGO OBCIĄŻENIA PALA NR DP2

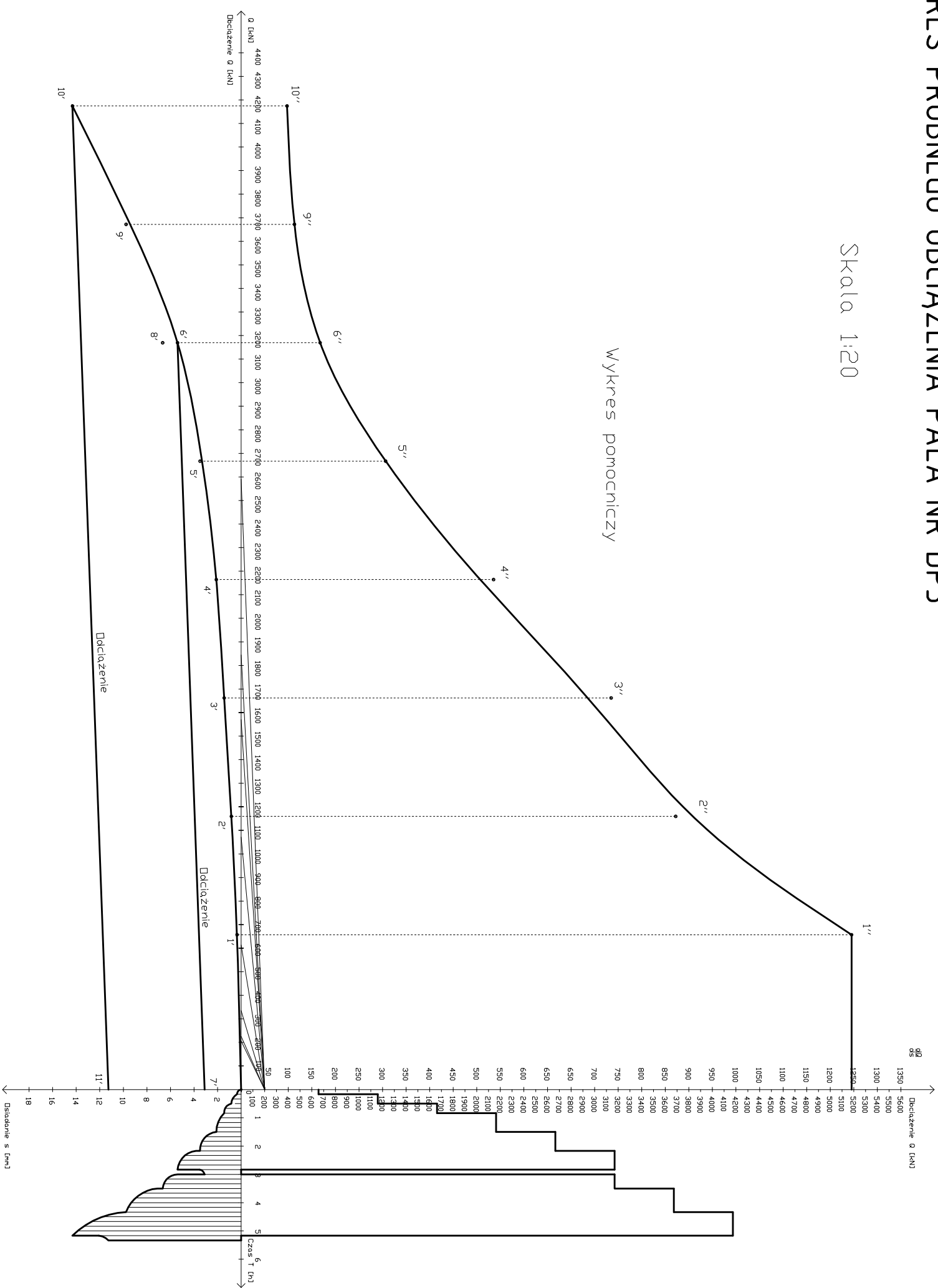
Skala 1:20



# WYKRES PRÓBNEGO OBCIĄŻENIA PALA NR DP3

Skala 1:20

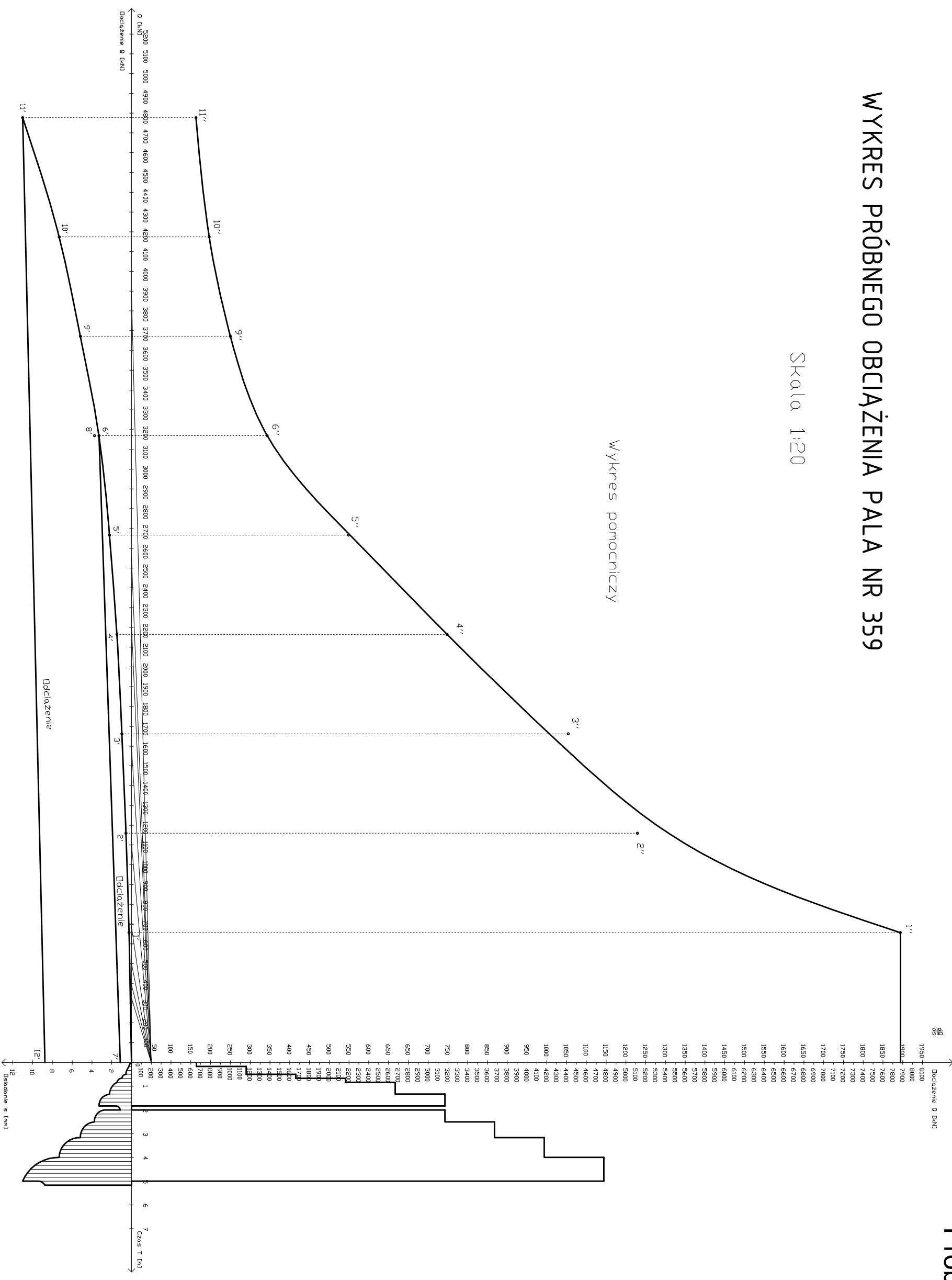
Wykres pomocniczy



# WYKRES PRÓBNEGO OBCIĄŻENIA PALA NR 359

Skala 1:20

Wykres pomocniczy



# WYKRES PRÓBNEGO OBCIĄŻENIA PALA NR DP4

Skala 1:20

Wykres pomocniczy

