

# Draagvermogen van geheide palen in internationale context

## Inleiding

De methoden voor het bepalen van het draagvermogen van de (geheide) palen kunnen worden onderverdeeld in empirische methoden, gebaseerd op een in-situ test zoals de sondering (CPT), analytische methoden meestal gebaseerd op de effectieve verticale spanning, of op proefbelastingen, zoals in sommige landen voor elk project vereist is. Volledig numerieke methoden

voor het ontwerp van geheide palen zijn nog in ontwikkeling en worden nog bijna niet gebruikt. Ondanks dat in Nederland geotechnische problemen in toenemende mate met numerieke modellen, zoals PLAXIS, worden getoetst, wordt de draagkracht van paalfunderingen bijna altijd met de empirische CPT-methode bepaald. Dit wordt vooral veroorzaakt door het feit dat dit soort numerieke modellen problemen hebben met de effecten in de grond die het gevolg zijn van het installeren van de palen. Anderzijds is de sondering een directe meting onder min of meer vergelijkbare condities en heeft deze in praktijk zijn waarde bewezen. Helaas blijkt dat de empirische CPT-methode per land nogal te verschillen. Om Eindige Elementen Modellen geschikt te maken voor het bepalen van het gedrag van paalfunderingen wordt door de TU-Delft en Deltares al een aantal jaar onderzoek verricht. In het kader van het Delft Cluster onderzoeksprogramma is begonnen met experimenteel en numeriek onderzoek naar de zogenaamde installatieeffecten, dit onderzoek wordt voortgezet in een STW-onderzoeksproject en het Europees Geo-Install onderzoek.

Aan de andere kant wordt in het kader van de invoering van de Eurocode gepoogd om de verschillende CPT-methoden te harmoniseren. In eerste stap daarin was dat België, Frankrijk en Nederland hun ontwerpregels hebben vergeleken en de betrouwbaarheid hebben getoetst aan een groot aantal proefbelastingen met het uiteindelijke doel om te komen tot één ontwerp methode. De lezing op de Funderingsdag 2010 deed verslag van de resultaten van het onderzoek naar deze drie ontwerpmethoden (CUR 229, 2010) en geeft een vergelijking met andere internationale literatuur.

## Directe CPT-methode

Empirische methoden om de draagkracht van palen te berekenen, waarbij een directe relatie wordt gelegd tussen de conusweerstand en de punt- en schachtweerstand van de paal worden

**Frits van Tol**

*Deltares, TU-Delft*

**Ruud Stoevelaar**

*Deltares*

**Jennifer Rietdijk**

*Deltares*

internationaal 'direct CPT-methods' genoemd. In dit artikel vertaald met 'directe CPT-methode'. Eén van de eerste onderzoekers die zo'n directe relatie aantoonde was Plantema, (1948) die op verschillende locaties in Rotterdam een proefpaal wegdruckte waarmee het puntdraagvermogen gescheiden kon worden gemeten en deze waarde vergeleek met de conusweerstand van de ter plaatse gemaakte sondering, zie *figuur 1*.

De volgende drie directe CPT-methoden worden vergeleken:

- de Nederlandse methode (Van Mierlo & Koppejan, 1952; De Ruiter & Beringen, 1979 en NEN 6743);
- Franse Methode (Bustamente & Gianceselli, 1982; Fascicule 62-V, 1993; Frank, 1999);
- Belgische methode (De Beer, 1963; NBN EN 1997-1; 2005).

De drie methoden volgen een vergelijkbare procedure om paalpunt- en schachtdraagvermogen te bepalen:

$$Q_{c;i} = Q_{b;i} + Q_{s;i}$$

$$Q_{b;i} = A_b \cdot q_{b;i}$$

$$Q_{s;i} = \sum A_s \cdot q_{s;i}$$

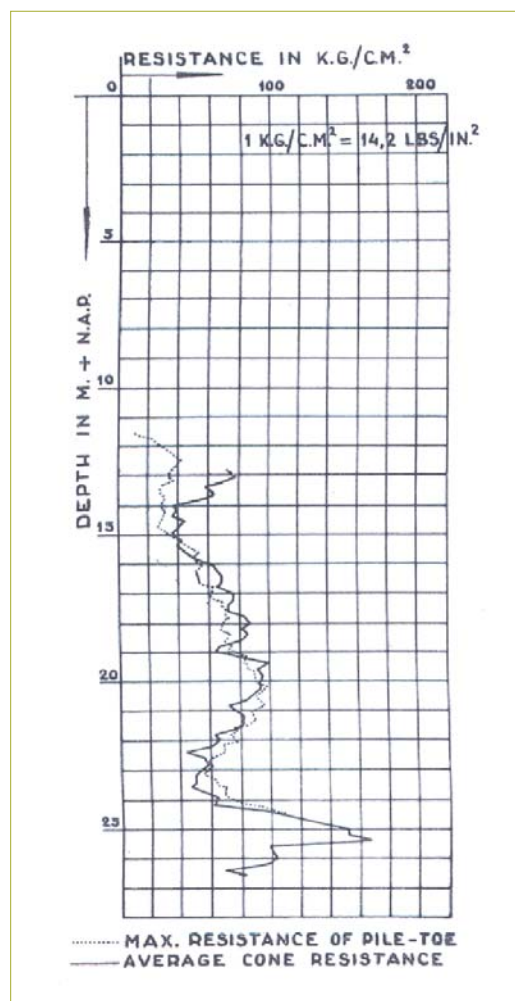
$$q_b = f_b \cdot q_{c;av}$$

$$q_s = f_s \cdot q_{c;av}$$

Waarin is:

- $Q_{c;i}$  berekende paal draagvermogen bij sondering  $i$
- $Q_{b;i}$  berekende paalpunt draagvermogen bij sondering  $i$
- $Q_{s;i}$  berekende paalschachtdraagvermogen bij sondering  $i$
- $A_b$  puntoppervlak
- $A_s$  schachtoppervlak
- $q_{c;av}$  gemiddelde conusweerstand, waarop onderstaand verder wordt ingegaan.
- $f_b, f_s$  empirische factoren voor installatie effecten, paaltype en -geometrie en grondsoort.

Soms worden nog andere factoren toegepast. Daarnaast worden in de Nederlandse norm



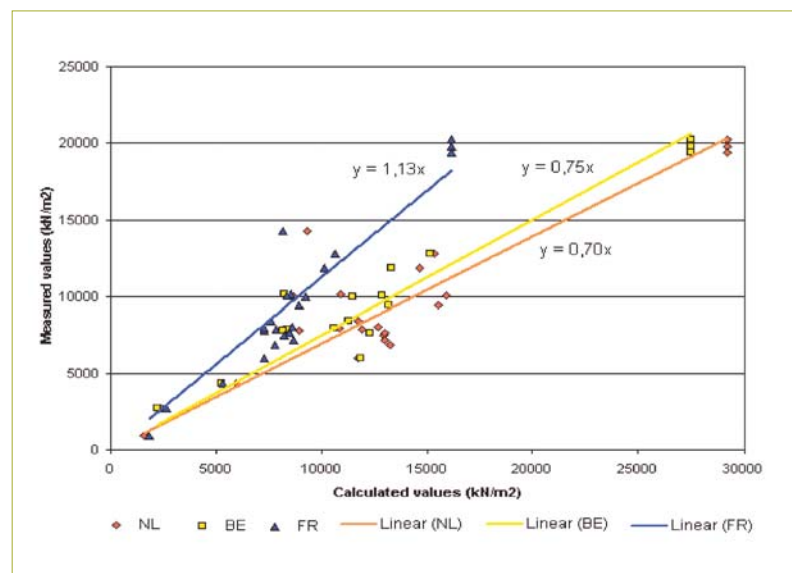
**Figuur 1** Indrukkraft paalvoet tegen gemiddelde conusweerstand van 6 sonderingen.

Paal type	Installatie/paaltype factoren		
	Puntweerstand: $q_b = f_b \cdot q_{c;av}$		
	Nederland	Belgie	Frankrijk
Grondverdringende palen geheid of weggedrukt	$f_b = \alpha_p (\beta, s=1)$	$f_b = \alpha_b (e_b=1)$	$f_b = k_c$
Prefab beton	1,0	1,0	0,5
Gesloten stalen buispaal	1,0	1,0	0,5

Tabel 1 Paalfactoren voor puntweerstand voor grondverdringende palen.

Paal type	Installatie/paaltype factoren		
	Schachtweerstand: $q_s = f_s \cdot q_{c;av}$		
	Nederland	Belgie	Frankrijk
Grondverdringende palen geheid of weggedrukt	$f_s = \alpha_s$	$f_s = \xi_s (\alpha_s \cdot \beta_s \cdot \epsilon_s)$ $q_c = 1-10 \text{ MPa}$	$1/k_s$ $5 \text{ MPa} < q_c < 15 \text{ MPa}$
Prefab beton	0,01	0,011	0,0067
Gesloten stalen buispaal	0,01	0,007	0,0033

Tabel 2 Paalfactoren voor schachtweerstand voor grondverdringende palen.



Figuur 2 Gemeten versus berekend punt draagvermogen volgens Nederlandse, Belgische en Franse methode (bezwijken is gerekend bij 10%D).

limietwaarden voor  $q_b$  en  $q_s$  aangehouden en wordt het paalpunt draagvermogen in geval van overgeconsolideerde grond gereduceerd.

### Twee belangrijkste verschillen tussen de drie methoden

- De procedure om de gemiddelde conusweerstand  $q_{c;av}$  voor puntweerstand te bepalen:
  - Nederlandse methode beschouwt een range van max 4D onder en 8D boven paalpunt niveau;
  - Franse methode een range van max 1,5D onder en 1,5D boven de paalpunt;
  - Belgische methode beschouwt een variabele range.

Hierbij staat D voor de equivalente paalpunt diameter.

Voor een gedetailleerde beschrijving van de verschillende procedures ter bepaling van de gemiddelde conusweerstand voor de puntweerstand wordt verwezen naar de respectievelijke normen en hierboven aangegeven literatuur. De middeling van de conusweerstand voor de schachtweerstand is eenduidig.

- De factoren die in rekening worden gebracht in verband met het paaltype, de paalgeometrie, de installatie effecten, en de grondsoort. De symbolen zijn verschillend maar ook de numerieke waarden.

Tabel 1 en 2 geven de factoren  $f_b$  en  $f_s$  voor respectievelijk paalpunt- en schacht-draagvermogen voor grondverdringende palen. In dit artikel wordt alleen dit paaltype gezien

omdat na een uitvoerige inventarisatie van beschikbare proefbelastingen in Nederland, België en Frankrijk bleek dat alleen van dit paaltype voldoende kwalitatief goede proefbelastingen aanwezig waren.

Uit tabel 1 blijkt al direct dat de Franse methode, wel is waar bij een andere procedure om  $q_{c;av}$  te bepalen, een veel lagere factor  $f_b$  toepast. Dit betekent sowieso dat de Franse methode bij voldoende diepe palen in een homogene grondslag een veel lager draagvermogen voorspelt. Bij de schachtweerstand, tabel 2 blijken de verschillen vooral voor de gesloten stalen buispalen erg groot.

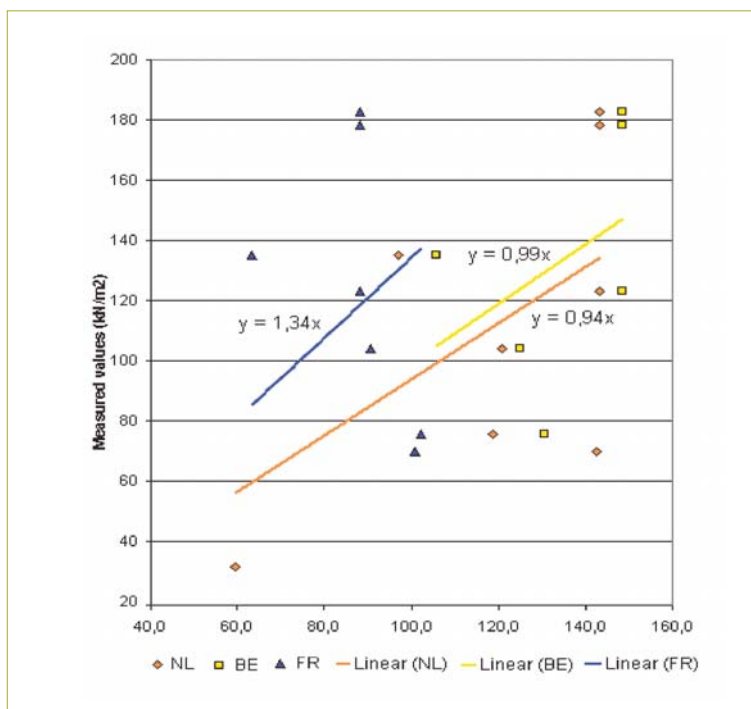
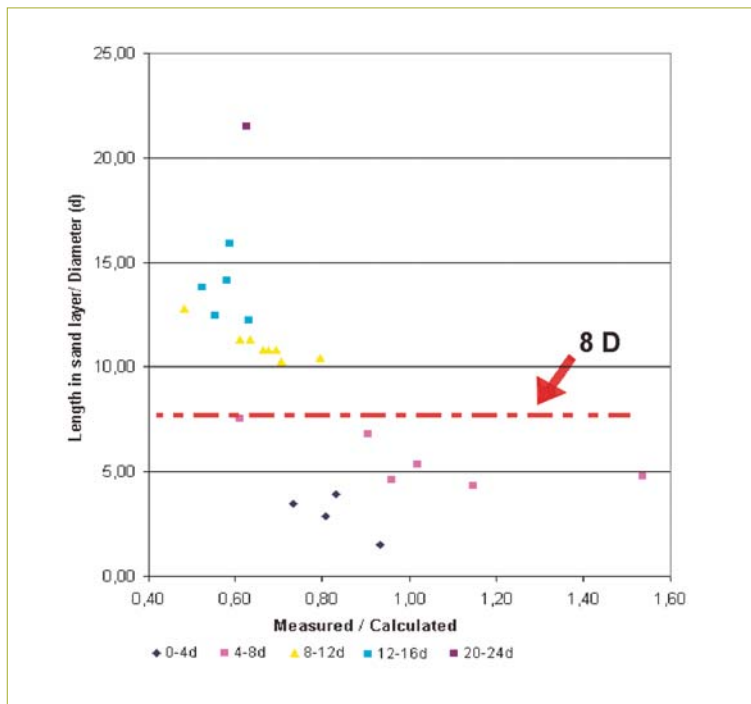
### Validatie directe CPT-methoden

Wereldwijd zijn er maar een zeer beperkt aantal verzamelingen van kwalitatief hoogwaardige proefbelastingen. Met kwalitatief hoogwaardig wordt bedoeld dat tenminste het punt- en schachtdraagvermogen gescheiden zijn gemeten, de paalpunt voldoende verplaatst is ( $>10\%D$ ) en dat grondonderzoek in de onmiddellijke nabijheid van de proefpaal aanwezig is, bij voorkeur in het hart van de paal voordat deze geïnstalleerd werd.

De validatie van de directe CPT-methoden is uitgevoerd aan de hand van in Nederland, België en Frankrijk uitgevoerde hoogwaardige proefbelastingen waarvan de gegevens in een database bij Deltares worden beheerd. In deze database zijn de gegevens van belastingen op 25 grondverdringende palen verzameld. Daarnaast is een vergelijking gemaakt met elders, in de literatuur, uitgevoerde validaties.

### PAALPUNTDRAAGVERMOGEN

Figuur 2 geeft de resultaten van de validatie van de drie directe CPT-methoden voor het punt draagvermogen. Op de horizontale as staat het berekende punt draagvermogen en op de verticale as het gemeten punt draagvermogen. Als een methode 100% juist voorspelt, liggen alle punten dus op een lijn onder 45o door de oorsprong. Bij elke gemeten punt draagvermogen moeten dus drie punten zijn aangegeven op de horizontale as, namelijk het berekende draagvermogen volgens de Nederlandse methode (orange vierkantje), de Belgische methode (geel blokje) en de Franse methode (blauw driehoekje). Op deze wijze zijn dus drie verzamelingen gecreëerd. Door de oorsprong zijn met behulp van de methode der kleinste kwadraten lijnen getekend die de drie verzamelingen het best benaderen. De tangens van de hellingshoek van deze lijnen is aangegeven en geeft gemiddelde verhouding tussen het gemeten en het berekende punt draagvermogen ( $Q_{\text{gemeten}} / Q_{\text{berekend}}$ ). Uit figuur 2 blijkt dus dat de verhouding tussen gemeten en berekend punt draagvermogen volgens de Nederlandse methode voor dit paaltype 0,7 bedraagt. De Nederlandse methode overschat het punt draagvermogen dus substantieel. De Belgische methode in mindere mate (75%) en de Franse methode is dus enigszins aan de veilige kant. Eigenlijk zou bij de Nederlandse methode voor het punt draagvermogen dus met een  $\alpha_p$  van 0,7 (in plaats van  $\alpha_p = 1,0$  zoals nu wordt gebruikt) moeten worden gerekend. Bij de interpretatie zoals in deze figuur weergegeven is de limietwaarde zoals de NEN voorschrijft buiten beschouwing gelaten.



In *figuur 3* is verder ingezoomd op de validatie Nederlandse methode, waarbij onderscheid is gemaakt naar penetratie in de zandlaag. In deze figuur staat op de horizontale as de verhouding tussen gemeten en berekend puntdraagvermogen en op de verticale as de diepte van de paal in de zandlaag uitgedrukt in lengte / paal-diameter.

Het blijkt dat voor palen die dieper dan 8 D in de zandlaag staan de verhouding tussen gemeten en berekend terugloopt naar 0,6. Voor de palen

ondiep in de zandlaag lijkt de gemiddelde waarde juist onder 1,0 te liggen. De voor de hand liggende vraag is natuurlijk of dit onderscheid niet kunstmatig door de qc middelingsprocedure van Koppejan (8D boven de punt) wordt geïntroduceerd. Op deze vraag wordt later teruggekomen.

### SCHACHTDRAAGVERMOGEN

*Figuur 4* geeft de resultaten van de validatie van de drie directe CPT-methoden voor het schachtdraagvermogen. Op de horizontale as staat het berekende schachtdraagvermogen en op de ver-

Penetratie		Gemiddelde $\alpha_p$ -waarde	Standaard afwijking ( $\sigma$ )	Variatie coëfficiënt ( $v$ )
< 8 D	Zonder limiet	0,989	0,27	0,27
	Met limiet $q_{b,max} < 15$ MPa	0,992	0,27	0,28
> 8 D	Zonder limiet	0,635	0,08	0,12
	Met limiet $q_{b,max} < 15$ MPa	0,834	0,35	0,42

*Tabel 3* Gemiddelde  $\alpha_p$  voor ondiepe en diepe palen met en zonder limietwaarden.

Schachtdraagvermogen		Gemiddelde $\alpha_p$ -waarde	Standaard afwijking ( $\sigma$ )	Variatie coëfficiënt ( $v$ )
Met limiet $q_{b,max} < 150$ kPa		0,0099	0,0036	0,36

*Tabel 4* Gemiddelde  $\alpha_p$  met limietwaarden.

**Figuur 3** De verhouding tussen gemeten en berekend puntdraagvermogen volgens Nederlandse methode als functie van de penetratie in de zandlaag.

**Figuur 4** Gemeten versus berekend schachtdraagvermogen volgens Nederlandse, Belgische en Franse methode.

ticale as het gemeten schachtdraagvermogen. Het blijkt dat de Belgische en Nederlandse methode voor de bepaling van het schachtdraagvermogen het gemiddeld goed doen, met verhoudingen van resp. 0,99 en 0,94. Hier is dus sprake van een (zeer) geringe overschatting van het schachtdraagvermogen. De Franse methode is hier met een factor 1,34 erg conservatief. Verder valt op dat de spreiding aanmerkelijk groter is dan bij het puntdraagvermogen. Ook bij deze interpretatie van de proefbelastingen werden de limietwaarden uit de norm niet gehanteerd.

### LIMIETWAARDEN

Indien de limietwaarden conform de NEN 6743 worden gehanteerd veranderen de gevonden gemiddelde waarden (gemiddelde  $\alpha_p$  en  $\alpha_s$ ) zoals weergegeven in *tabel 3* en *4*. Voor het puntdraagvermogen is nog onderscheid gemaakt in ondiepe en diepe palen. In de tabellen zijn tevens de standaard afwijking en de variatie coëfficiënten aangegeven. Het blijkt dat de mate van overschatting van het puntdraagvermogen met in acht name van de limietwaarde minder is ( $\alpha_p = 0,834$ ), maar tevens dat voor palen met een penetratie van meer dan 8D de overschatting nog groter is ( $\alpha_p = 0,635$  in plaats van 1,0). Opnieuw blijkt dat de spreiding bijzonder groot is, zeker als bedacht wordt dat de normen, (factor  $\xi$ ) uitgaat van een variatie coëfficiënt van 10 a 15%.

### ANDERE VALIDATIES

Zoals hierboven al vermeld is ook een vergelijking gemaakt met andere, in de literatuur gevonden, validaties. Puppala et al, (2002) onderzocht de betrouwbaarheid van de Franse

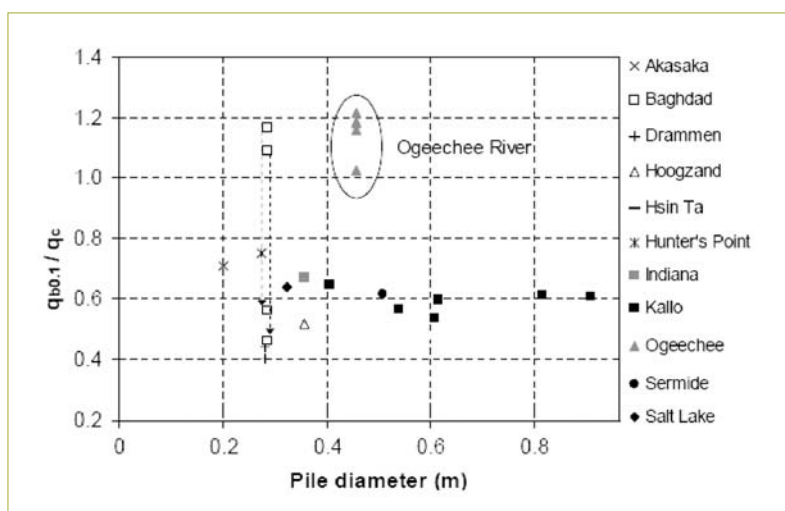
en Nederlandse methode voor het berekenen van het paal draagvermogen aan de hand van 24 proefbelastingen uit de database van Federal High Way Authorities in USA. Zij concludeerden dat voor de Franse en de Nederlandse methode de verhouding  $Q_{gemeten} / Q_{berekend}$  respectievelijk 0,94 en 0,71 bedraagt. Deze evaluatie van de Franse en Nederlandse berekeningsmethode komt vergelijkbaar uit als de hierboven beschreven evaluatie, waarbij echter moet worden bedacht dat Puppala et al, het totale draagvermogen beschouwde en niet alleen palen in zand maar ook in klei.

Een andere evaluatie werd uitgevoerd door een onderzoeker van de University of Western Australia, (UWA) aan de hand van de gegevens van 20 proefbelastingen (Xu, 2007). *Figuur 5* geeft een overzicht van de resultaten van dat onderzoek voor het paalpunt draagvermogen, waarbij op de verticale as de verhouding  $Q_{gemeten} / Q_{berekend}$  is uitgezet tegen de paaldiameter op de horizontale. Xu (2005) gebruikte voor de bepaling van  $Q_{gemeten}$  eveneens de kracht op de paalpunt bij 10%D paalpunt verplaatsing (conform CUR/rapport 229) en voor  $Q_{berekend}$  de Nederlandse procedure voor de middeling van de conusweerstand. Verder blijkt uit dit onderzoek dat de verhouding  $Q_{gemeten} / Q_{berekend}$  niet afhankelijk is van de paaldiameter, althans vanaf diameter groter dan ca 300mm. Ook volgens het CUR-onderzoek werd geen diameter afhankelijkheid gevonden.

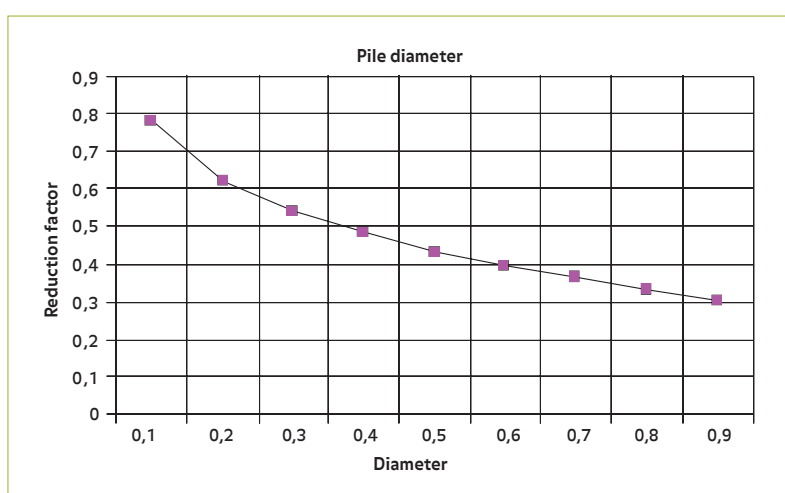
**CONCLUSIE AANGAANDE DE VALIDATIE**

Uit de uitgevoerde analyses blijkt met betrekking tot het punt draagvermogen dat de Franse methode betrouwbaar is, hoewel enigszins conservatief voor punt draagvermogen (13%). Verder dat de Nederlandse en Belgische methoden het punt draagvermogen substantieel overschatten, voor de Nederlandse methode geldt dat voor palen met meer dan 8D penetratie in zandlaag. Buitenlands onderzoek (Xu&Lehane, 2005) bevestigt dat een  $\alpha_p = 0.6$  voor Nederlandse methode beter aansluit bij de gemeten punt draagvermogens voor palen met meer dan 8D penetratie.

Het schachtdraagvermogen wordt volgens de Nederlandse en Belgische methode betrouwbaar voorspelt, waarbij echter moet worden opgemerkt dat de variatie coëfficiënt (0.36) hoger is dan waar de normen vanuit gaan bij de vaststelling van de partiële factoren. De Franse methode voor de bepaling van het schachtdraagvermogen is conservatief. Dit wordt gemiddeld 34% te laag ingeschat.



**Figuur 5** Evaluatie paalpunt draagvermogen;  $q_{b0.1}$  is gemeten puntweerstand bij 10%D verplaatsing en  $q_c$  is de gemiddelde conusweerstand conform Koppejan, overgenomen uit (Xu & Lehane, 2005).



**Figuur 6** Reductie factor voor de paalpunt diameter volgens de ICP-methode.

Naar aanleiding van deze conclusies zijn mogelijke verbeteringen van de Nederlandse methode onderzocht, die gericht waren op aanpassing van de procedure voor de bepaling van de gemiddelde conusweerstand of op aanpassing van de factoren.

Eerst wordt onderstaand gezien of andere internationale CPT gerelateerde methode ter bepaling van het punt draagvermogen tot andere inzichten leiden. Met betrekking tot de bepaling van het schachtdraagvermogen werd geen verdere studie ondernomen.

**Andere CPT-methoden**

Onderstaand wordt kort ingegaan op 2 methoden ter bepaling van het punt draagvermogen van grondverdringende palen waarin internationaal regelmatig gerefereerd wordt. Achtereenvolgens wordt ingegaan op de methode ontwikkeld door Imperial College en door University of Western Australia.

**IMPERIAL COLLEGE PILE (JARDINE ET AL., 2005)**

De ICP-methode (Imperial College Pile) is een

ontwerpmethode voor geheide palen. Het punt draagvermogen voor palen in zand wordt als volgt bepaald:

$$Q_b = q_b \cdot \pi \cdot D^2 / 4$$

$$q_b = q_c [1 - 0.5 \log (D / D_{cpt})]$$

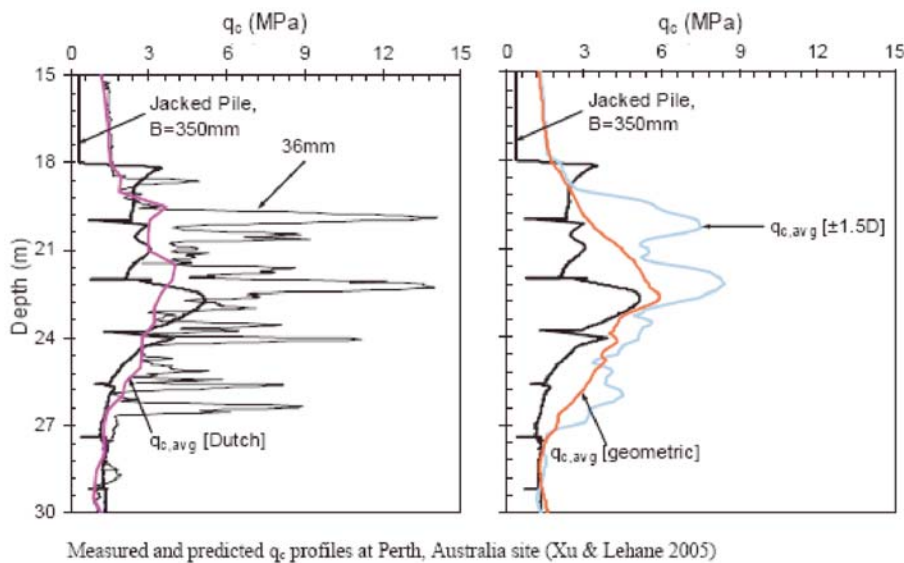
$$q_b = 0.3 q_c \text{ for } D > 0.9 \text{ m}$$

Waarin is:

- $D_{cpt}$  diameter van de gebruikte sondeerconus,
- $q_c$  middeling van de conusweerstand volgens de Franse methode met een voorbehoud voor gelaagde grond.

De overige symbolen werden al gedefinieerd. Bij deze methode is het paalpunt draagvermogen dus in sterke mate afhankelijk van de paaldiameter D. De reductiefactor voor de paaldiameter is uitgezet in *figuur 10*. De reductie factor neemt af tot 0,3 bij palen met een diameter gelijk of groter dan 0,9 m.

De diameter afhankelijkheid werd niet in het CUR 229 gevonden, noch in het Xu&Lehane, (2005), althans niet vanaf een diameter in de orde van 300 mm.



**Figuur 7** Vergelijking van verschillende  $q_c$  middeling methoden en de puntweerstand van een gedrukte paal in gelaagde grond (Xu&Lehane, 2005).

### UWA-05

UWA-05 is een CPT-gerelateerde ontwerpmethodede voor grondverdringende palen in Silica zand (Lehane et al. 2007, Xu et al. 2008). Volgens deze methode wordt het puntdraagvermogen voor gesloten palen als volgt bepaald:

$$Q_b = q_{b0.1} \cdot \pi \cdot D^2/4$$

met:

- $q_{b0.1}/q_{c,av} = 0.6$  voor geheide palen
- $q_{b0.1}/q_{c,av} = 0.9$  voor gedrukte palen
- $q_{c,av}$  middeling van de conusweerstand volgens Nederlandse methode
- $q_{b0.1}$  gemeten puntweerstand bij 10%D verplaatsing van paalpunt

Deze methode maakt onderscheid tussen geheide en gedrukte palen, waarbij de factor 0,6 voor geheide palen overeenkomt met CUR-bevindingen voor diepere palen.

Opmerkelijk is dat de ICP methode de Franse middeling aanbeveelt en de UWA-05 de Nederlandse, terwijl beide instituten zich voor een deel baseren op dezelfde onderzoeken. Een andere punt is dat UWA-05 voor zover bekend de enige methode is die onderscheid maakt tussen het puntdraagvermogen van geheide en gedrukte palen. De verklaart mogelijk waarom de Nederlandse rekenregel voor geheide palen te optimistisch is. De Nederlandse methode werd immers mede gebaseerd op de weggedrukte paal van Plantema (1948), terwijl in praktijk dit type palen geheid wordt evenals alle de palen in de Deltares proefbelastingdata-base.

### Mogelijke verbeteringen

Deltares onderzocht de volgende mogelijke verbeteringen voor het bepalen van het puntdraagvermogen.

1. Toepassing van de Franse methode voor het bepalen van de gemiddelde conusweerstand maar met een geoptimaliseerde factor  $p = 0.6$  (i.p.v. 0.5). Belangrijk bij deze methode is de vraag: hoe betrouwbaar is de Franse methode ter bepaling van het gemiddelde in gelaagde grond. Onderstaand wordt hier nader op ingegaan.
2. Toepassing van Nederlandse methode maar dan onderscheiden in

- ondiepe palen (<8D)  $\alpha_p = 1.0$
- diepe palen (>8D)  $\alpha_p = 0.6$

### BEPALING VAN GEMIDDELDE CONUSWEERSTAND

De vraag is: welke gemiddelde conusweerstand is representatief voor de paalpuntweerstand. Is de relatief eenvoudige Franse methode voldoende betrouwbaar en wordt het onderscheid tussen diepe en ondiepe palen alleen geïntroduceerd door de methode Koppejan, waarbij de conusweerstand tot 8D boven paalpunt in de middeling wordt betrokken of draagt die conusweerstand daadwerkelijk bij aan de puntweerstand. In het verleden hebben meerdere onderzoekers zich gericht op dit schaafeffect (Plantema, 1948 en De Beer 1965). Overtuigend bewijs van de juistheid van de Nederlandse 4D/8D methode wordt gevonden in Xu&Lehane, (2005). *Figuur 11* geeft

een vergelijking van verschillende middelingsmethoden en de gemeten puntweerstand van een gedrukte paal met  $D=350$  mm.

In de linker figuur is getekend: de gemeten conusweerstand (36 mm), de gemiddelde conusweerstand volgens de Nederlandse methode ( $q_{c,avg}$  Dutch) en de gemeten paalpuntweerstand (Jacked Pile). De overeenstemming in deze gelaagde grond is overtuigend. Uit de rechter figuur blijkt dat een middeling van de conusweerstand over 1,5 D boven en onder de paalpunt tot een veel te hoog gemiddelde leidt.

Ook uit onderzoek met penetratietesten in een geotechnische centrifuge met gelaagde grond blijkt dat de paalpuntweerstand op 4D boven een laag met geringe weerstand begint af te nemen en dat pas na 8D a 10D penetratie in de harde laag het effect van de bovenliggende slappe laag eindigt.

Uit dit onderzoek kan worden geconcludeerd dat de Franse Methode voorgelaagde grond niet bruikbaar is en de Nederlandse het goed doet.

### Conclusie

De empirische ontwerp methoden op basis van de sondering voorspellen het draagvermogen van geheide palen met beperkte nauwkeurigheid. De variatiecoëfficiënt ligt in de orde van 30%. De Nederlandse methode overschat het puntdraagvermogen voor het prefab beton en gesloten stalen buispalen aanzienlijk indien de penetratie in de zandlaag meer dan 8D bedraagt. De Nederlandse methode om de gemiddelde conusweerstand voor de paalpunt te bepalen is betrouwbaar. Voor gelaagde grond is de methode gebaseerd op een middeling over 1,5 D onder en boven paalpunt niveau niet betrouwbaar. Mogelijke verbeteringen zijn:

1. In geval van homogene grond over een zone gelijk aan 8D boven en 4D onder het paalpuntniveau mag de Franse Methode worden toegepast, met een aangepaste  $\alpha_p = 0,6$ .
2. toepassing van Nederlandse methode, maar onderscheiden in ondiepe palen (<8D) en diepe palen (>8D), waarbij  $\alpha_p = 1,0$  en respectievelijk 0,6 moet worden genomen.

### Hoe nu verder?

Het CUR-onderzoek betrof alleen geheide prefab beton en gesloten stalen buispalen. Van andere systemen zijn geen of onvoldoende kwalitatief goede proefbelastingen aangeleverd om een vergelijkbaar onderzoek te doen. Bekend is dat de meeste factoren voor de andere paalsystemen zijn afgeleid uit vergelijking met de prefab beton palen en niet zijn gebaseerd op een betrouwbare

serie proefbelastingen. Dat wil zeggen dat het beeld nu nog niet compleet is. De betreffende NEN-commissie, die verantwoordelijk is voor de NEN-EN norm voor paalfunderingen heeft in een artikel in nummer 1 van jaargang 15 van Geotechniek aangegeven hoe zij om zal om gaan met de resultaten van het DelftCluster/CUR-onderzoek (Hannink & Seters, 2010)

#### Literatuur

- CUR-rapport 229 – *Axiaal draagvermogen van palen*. CUR, Gouda 2010
- Bustamante. M & Gianceselli. L (1982). *Pile bearing capacity prediction by means of static penetrometer CPT*. Second European Symposium on Penetration Testing, Amsterdam, 24-27 May 1982.
- DeBeer. E (1965). *De invloed van de dwarsafmetingen van een paal op de puntweerstand*. De Ingenieur jaargang 77 (no.3, 15 jan. 1965): B1-21.
- De Ruiter. J. and Beringen F.L. (1979) *Pile foundations for large North Sea structures*. Marine Geotechnology 3.
- Fascicule62-V (1993). *Regles Techniques de Conception et de Calcul des Fondations*

#### *des Ouvrages de Genie Civil*

- Fran– Roger. *Calcul des fondations superficielles et profondes*. Presses de l’Ecole Nationale des Ponts et Chaussées. 141 p.
- Hannink, G. en A. van Seters, (2011) *Eurocode 7 en Nationale norm NEN 9997-1, Draagkracht van palen*, Geotechniek, nr ???
- Jardine. R.J., Chow. F.C., Overy. R.F. and Standing. J.R. (2005). *ICP design methods for driven piles in sand and clays*. Thomas Telford, London, 97.
- Lehane, B.M, Scheider, J.A., and Xu. X (2007). *Development of the UWA-05 design method for open and closed driven piles in siliceous sand*. *Contemporary Issues in Deep Foundations*, ASCE GSP 158, Geo Denver 2007, 1-10.
- Plantema, G. (1948). *Results of a special loading test on a reinforced concrete pil, a so-called pile sounding, interpretation of the results of deep soundings, permissible pile loads an extende settlement observations*. *Second International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Rotterdam 1948.
- Puppala, A.J., E. Wattanasanticharoen, L.R. Hoyos, R. Satyanarayana (2002). *Use of*

*Cone Penetration Test (CPT) Results for Achurate Assessments of Pile Capacities*. *Ninth Internaciona Conference on Piling and Deep Foundations*, Nice, Presse de l’Ecole Nationale des Pont et Chaussées, p 575-581.

- W.C. van Mierlo & A.W. Koppejan (1952). *Lengte en draagvermogen van heipalen; vaststelling hiervan en enige daarbij verkregen ervaringen*. Bouw nr.3 1952 (19 januari).
- X. Xu & B.M. Lehane (2005). *Evaluation of end-bearing capacity of closed-ended pile in sand from cone penetration data*. *Frontiers in Offshore Geotechnics: ISFOG 2005* – Gourvenec & Cassidy (eds).
- Xu Xiangtao (2007) *Investigation of the end bearing performance of displacement piles in sand*. PhD dissertation University of Western Australia.
- X. Xu & J.A. Schneider & B.M. Lehane (2008). *Cone penetration test (CPT) methods for end-bearing assesment of open- and closed-ended driven piles in siliceous sand*. *Canadian Geotechnical Journal* 45: 1130-1141. ■



**Gemeentewerken**  
Gemeente Rotterdam

Ingenieursbureau

Postbus 6633  
3002 AP Rotterdam  
Telefoon: 010-4896621  
E-mail: ingenieursbureau@gw.rotterdam.nl  
Internet: www.gw.rotterdam.nl

**INGENIEURSBUREAU**



Ingenieursbureau Gemeentewerken Rotterdam (IGWR) realiseert grote en kleine infrastructurele projecten en verzorgt daarbij het complete geotechnisch onderzoek en advies. **De Rotterdamse aanpak!**

