

PAALBELASTINGS- PROEVEN TE LIMELETTE

DEEL 2 : DYNAMISCHE PROEVEN

Noël Huybrechts, ir., onderzoeker,
afdeling Geotechniek & Uitvoerings-
methoden, WTCB

Christian Legrand, ir., afdelingshoofd, Geo-
techniek & Uitvoeringsmethoden, WTCB

Alain Holeyman, hoogleraar, Burger-
lijke Bouwkunde, UCL

Naar aanleiding van belastingsproeven, uitgevoerd door het WTCB in Limelette op palen voor diepfunderingen, werden in een vroeger tijdschriftnummer [5] de resultaten van de statische proeven gepubliceerd. In dit tweede deel van het artikel vindt men een bespreking van de dynamische proeven, uitgevoerd op een geheide kokerpaal en een prefab paal.

1 DYNAMISCH VS. STATISCH

In essentie gebeuren dynamische belastingsproeven op palen als volgt: de paalkop wordt aan een impact onderworpen (bv. door middel van een zware vallende massa). Tijdens de impact worden metingen uitgevoerd aan de paalkop (snelheid, kracht en verplaatsing). Op basis van de resultaten van deze metingen alsook van de golfvoortplantingstheorie en de modellering van de interactie paal/grond worden karakteristieken afgeleid met betrekking tot het statische draagvermogen van de paal.

Dit lijkt zeer aantrekkelijk, aangezien de uitvoering van dynamische proeven economisch veel voordeliger is dan het uitvoeren van omvangrijke statische proeven. Desondanks blijft de toepassing van dynamische proeven alsnog beperkt in België. Dit heeft vooral te maken met de volgende kritieken:

- ☐ de statische karakteristieken, afgeleid uit dynamische belastingsproeven, zijn niet noodzakelijk representatief voor het statisch gedrag van de paal op lange termijn
- ☐ de paalverplaatsing, die veroorzaakt wordt tijdens een dynamische belastingsproef, is kleiner dan de verplaatsingen die waargenomen worden bij het bezwijken van een paal tijdens een statische belastingsproef voor onderzoeksdoeleinden (in dit geval wordt de paal meestal belast totdat men een zakking bekomt van minstens 10 keer de paaldiameter). Dit argument geldt niet wanneer statische belastingsproeven uitgevoerd worden voor controledoeleinden (de maximale paalbelasting wordt dan beperkt tot 1,5 à 2 keer de dienstlast).

In het algemeen kan men stellen dat dit wantrouwen tegenover dynamische proeven vooral

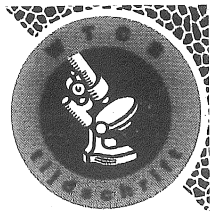
gevoed wordt door een gebrek aan ervaring, voornamelijk bij het interpreteren (analyseren) van de meetgegevens in bestaande modellen.

In wat volgt, wordt besproken hoe de resultaten van dynamische proeven geïnterpreteerd en geanalyseerd worden. De meetresultaten van de dynamische proeven te Limelette op een geheide kokerpaal en een prefab paal worden geanalyseerd en geïnterpreteerd volgens één model, nl. het TNO-model. Uiteraard bestaan er nog andere modellen, waarmee de meetgegevens geanalyseerd kunnen worden, maar deze testen waren hoofdzakelijk bedoeld om aan te tonen hoe dynamische paalbelastingsproeven verlopen, op basis van welke gegevens de modellering gebeurt en welke resultaten men er uiteindelijk uit kan afleiden.

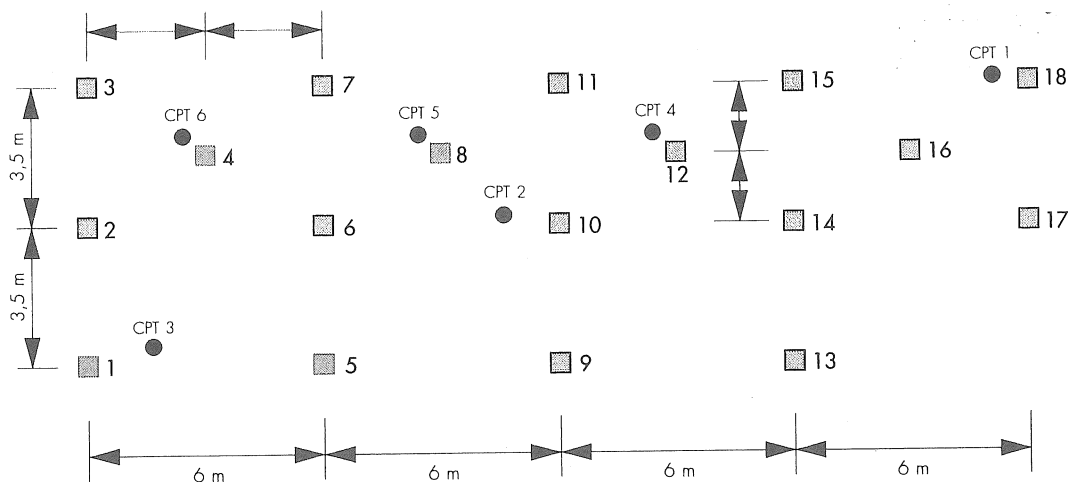
2 PAAL- EN BODEMGEGEVENS

Op het proefterrein van het WTCB te Limelette zijn 18 palen geïnstalleerd. Afbeelding 1 toont de ligging van de palen en de uitvoeringsplaatsen van het grondonderzoek (6 sonderingen met behulp van de *Cone Penetration Test* of CPT). Palen 1 (kokerpaal) en 5 (prefab paal) zijn geheide palen die dynamisch belast zijn. Paal 4 en paal 8 zijn respectievelijk de statisch beproefde kokerpaal en prefab paal. Meer details in verband met de resultaten van de statische belastingsproeven, de dimensies en de uitvoeringsmethoden van de verschillende palen zijn terug te vinden in deel 1 [5].

De eerste 8 meter van de bodem bestaan uit zand en leem, vanaf 8 meter diepte bevindt zich een dichtgepakte zandlaag. De grondwaterspiegel bevindt zich op grote diepte.



Afb. 1 Plan van de proeven uitgevoerd op het terrein van het proefstation te Limelette.



In afbeelding 2 wordt het resultaat van sondering CPT 3 vlakbij palen 1 en 5 weergegeven. Deze sondering wordt aangewend om het draagvermogen van de palen te berekenen, als ook later voor de analyse van de dynamische belastingsproeven. Deze afbeelding geeft ook de dynamische weerstanden (Q_d) per oppervlakte-eenheid, die palen 1 en 5 aan hun basis ondervonden tijdens het heien. Q_d (in N) is afgeleid van de heikalenders, opgetekend tijdens het heien van de betrokken palen, met behulp van de Hollandse heiformule :

$$Q_d = \frac{\eta_i \cdot \eta_c \cdot M \cdot g \cdot h}{s}$$

met :

$$\eta_i = \text{rendement van de impact; } \eta_i = \frac{M}{M + M_p}$$

met M_p de massa van de paal

η_c = rendement van de val; $\eta_c = 1$

M = massa van het valgewicht

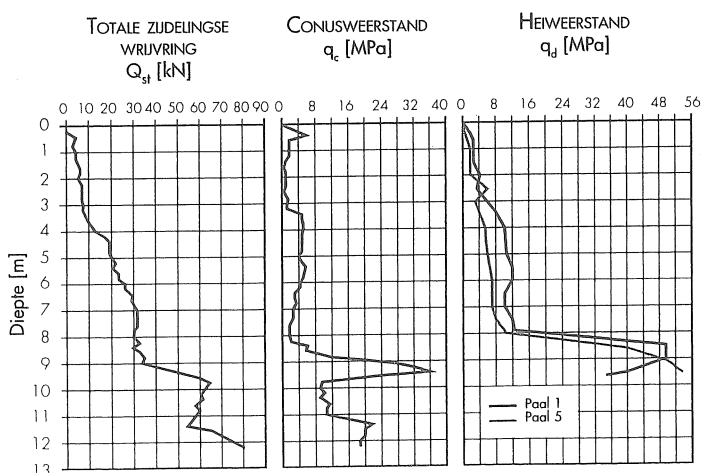
g = valversnelling

h = valhoogte

s = blijvende indringing.

Deze heiweerstandsdigrammen tonen aan dat de heterogeniteit van het terrein een invloed heeft op de proefresultaten, zeker wanneer men de resultaten van de dynamische proeven vergelijkt met die van de statische belastingsproeven. Wat de heterogeniteit van het terrein betreft, is de meest storende invloed de compacte zandlaag op een diepte van 8 à 10 m. Zowel qua aanvangsdiepte en dikte als qua conusweerstand is deze zandlens nogal heterogeen, hetgeen blijkt uit de vergelijking van de verschillende sonderingen. Vermits de paalbasisen aangezet zijn in deze compacte zandlaag, heeft dit een grote invloed op de resultaten.

Paal 1 is aangezet op een diepte van 9,6 m, en de terugval in het heiweerstandsdigram toont aan dat op deze diepte de conusweerstand terug afneemt, net boven een zwakkere zone. Paal 5, die op een diepte van 9,5 m is aangezet, bevindt zich met zijn basis ongeveer in het midden van de compacte zandlens. Ten gevolge van de aanzet van de paalfunderingen in de compacte zandlens speelt bovendien gewelfwerking een rol bij de resultaten van de dynamische proeven.

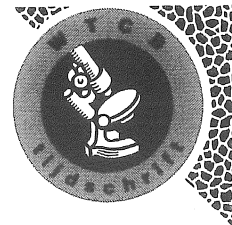


Afb. 2 Mechanische sondering CPT 3 en dynamische weerstandsdigrammen volgens de Hollandse heiformule.

3 BEREKENING VAN HET PAAL-DRAAGVERMOGEN

De methoden ter berekening van het draagvermogen werden besproken in deel 1. Het draagvermogen van de palen bestaat uit twee componenten, nl. : de weerstand aan de paalbasis en de schachtwrijving. Beide worden berekend uitgaande van de sondeerresultaten van CPT 3.

De methode *De Beer* is aangewend om de referentiewaarde van de uiterste weerstand aan de paalbasis (Q_{bu}) te berekenen, terwijl de refe-



rentiewaarde van de uiterste wrijvingsweerstand van de paal (Q_{su}) bepaald is uit evenredigheid met de gemeten totale wrijvingsweerstand bij de mechanische sondering CPT 3.

Merk hierbij op, dat op deze referentiewaarden een aantal installatiecoëfficiënten dienen toegepast te worden, die de effecten van het paalttype, de uitvoeringsmethode en de grondsoort in rekening brengen. Het zijn precies deze installatiecoëfficiënten die bepaald zijn uit de statische belastingsproeven, zoals besproken in deel 1. Wanneer we deze empirisch bepaalde coëfficiënten toepassen op de berekende referentiewaarden voor de dynamisch te beproeven paal 1 en paal 5, dan kunnen we veronderstellen dat we een goede benadering maken van het werkelijke statische draagvermogen van de palen (vermits het terrein en de paaltypen dezelfde zijn voor beide proeven).

In tabellen 1 en 2 wordt het aldus berekend draagvermogen van palen 1 en 5 bepaald. Ter vergelijking zijn ook de uiterste bezwijklasten van de statisch beproefde palen 4 en 8 gegeven.

Tabel 1 Berekend draagvermogen van kokerpaal 1, vergeleken met de gemeten waarden voor kokerpaal 4.

ELEMENT	BEREKENDE REFERENTIE- VAAARDE	INSTALLATIE- COËFFICIËNT VOOR PAAL 4 (cf. DEEL 1)	BEREKENDE UITERSTE BEZWIJKLAST VOOR PAAL 1	GEMETEN UITERSTE BEZWIJKLAST VOOR PAAL 4
Paalbasis	562 kN	1 (i.p.v. 1,24) (*)	562 kN	817 kN
Paalschacht	473 kN	0,79	374 kN	326 kN
Totaal	—	—	936 kN	1143 kN

(*) In tabel 4 van deel 1 van dit artikel werd een α_s -coëfficiënt van 1,24 voor de paalbasis bepaald uit de statische belastingsproef op paal 4. Beter is een coëfficiënt 1 toe te passen naar analogie met de α_s -factoren bekomen voor palen 8 en 12. De verklaring hiervoor is dat de weerstand aan de basis van paal 4 niet berekend werd met CPT 6, uitgevoerd in de as van de paal (zoals verkeerdelijk weergegeven in tabel 2 van deel 1), maar met CPT 5.

Tabel 2 Berekend draagvermogen van prefab paal 5, vergeleken met de gemeten waarden voor prefab paal 8.

ELEMENT	BEREKENDE REFERENTIE- VAAARDE	INSTALLATIE- COËFFICIËNT VOOR PAAL 8 (cf. DEEL 1)	BEREKENDE UITERSTE BEZWIJKLAST VOOR PAAL 5	GEMETEN UITERSTE BEZWIJKLAST VOOR PAAL 8
Paalbasis	826 kN	0,95	784 kN	851 kN
Paalschacht	461 kN	1,39	641 kN	901 kN
Totaal	—	—	1425 kN	1752 kN

Uit vergelijking van de geschatte werkelijke uiterste bezwijklasten voor palen 1 en 5 met de meetresultaten van respectievelijk palen 4 en 8 kan men reeds afleiden dat de verschillen

aanzienlijk zijn. Dit is vooral te wijten aan de heterogeniteit van de compacte zandlens waarin de palen zijn aangezet. Bij paal 1 is vooral de afgeleide weerstand aan de basis kleiner dan bij paal 4. Dit is het gevolg van het dieper aanzetpeil van paal 1 (9,6 m). Bij paal 5 is het vooral de schachtwrijving die significant kleiner is dan bij paal 8. Dit wordt verklaard door de uitvoering van CPT 5 (in de as van paal 8), waaruit blijkt dat de compacte zandlens daar dikker is dan voor paal 1 (CPT 3). Hierdoor kan er meer wrijving ontwikkeld worden bij paal 8.

4 DYNAMISCHE BELASTINGS-PROEVEN EN METINGEN

Bij het uitvoeren van de dynamische proeven is geopteerd

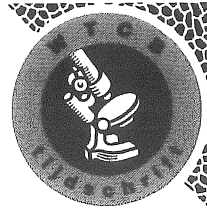
voor een heimachine voorzien van een geleid valgewicht van 8000 kg met een maximale valhoogte van 80 cm. Op de paalkop wordt een houten muts aangebracht om de impactenergie enigszins te spreiden in de tijd, en zo te hoge dynamische krachtpieken te vermijden, die de paalkop zouden kunnen beschadigen.

De krachten en snelheden op de paalkop worden tijdens de impact gemeten met twee parallelle systemen. Enerzijds worden metingen verricht met de speciaal voor dynamische paalproeven ontworpen acquisitie- en meetapparatuur van TNO (Nederlandse Organisatie voor toegepast-natuurwetenschappelijk onderzoek). Deze apparatuur is een geïntegreerd systeem bestaande uit een piëzoresistieve versnellingsmeter en een rekstrookopnemer, dat rechtstreeks op de paal geschroefd wordt. De acquisitie gebeurt met de PDA-software (*Pile Dynamic Analysis*) van TNO. Ter controle van deze opnemers werden rekstrookjes gekleefd op de paalkop, en werden piëzo-elektrische versnellingsmeters aangebracht.

Tenslotte wordt de zakking van de palen vóór en na elke impact opgemeten met een niveau.

In afbeelding 3 worden de meetuitrusting en de kenmerken van paal 1 en paal 5 aangegeven. De golfvoortplantingssnelheid c en de impedantie Z worden bepaald uit integriteits-testen. Volgende methoden zijn daarbij toegepast:

- bij de *echodetectiemethode* wordt een versnellingsmeter op de paalkop geplaatst. Wanneer men een tik geeft op de paalkop, wordt c bepaald uit de verhouding van de



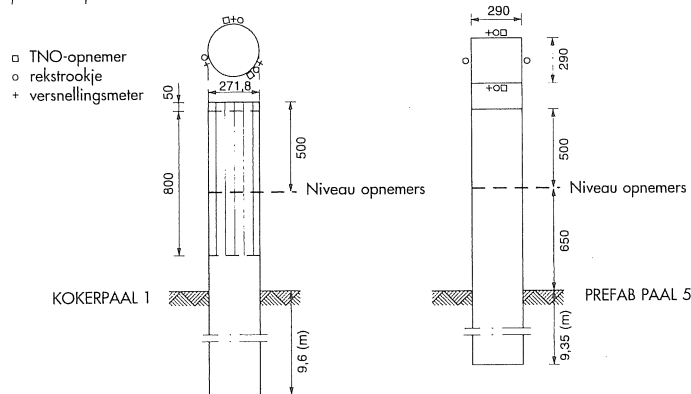
afgelegde weg van de golf (2 keer de paallengte) tot het tijdsinterval tussen de vertrekkende en de gereflecteerde golf

- bij de *mechanische-admittantiemethode* worden zowel de op de paalkop uitgeoefende kracht als de paalkopsnelheid (na integreren van de versnelling) bepaald. Beide worden getransformeerd in het frequentiedomein. Uit de verhouding van beide grootheden in het frequentiedomein kan de gemiddelde admittantie van de paal afgeleid worden, d.i. het omgekeerde van de paal-impedantie.

Voor meer informatie omtrent deze methoden verwijzen we naar de literatuurlijst [7].

De elasticiteitsmodulus wordt tenslotte bepaald uit de volgende betrekking : $E = \rho \cdot c^2$, met ρ de dichtheid van het paalmateriaal.

Afb. 3 Meetuitrusting en karakteristieken van kokerpaal 1 en prefab paal 5.



KARAKTERISTIEKEN	PAAL 1	PAAL 5
Wapening	5 x Ø 25 mm + 5 x Ø 25 mm extra kop- wapening over een lengte van 800 mm	4 x Ø 20 mm (paalkop versterkt met extra dwarswapening)
Sectie	A = 58021 mm ²	A = 84100 mm ²
Golfvoortplan- tingssnelheid	c = 3900 m/s	c = 4285 m/s
Impedantie	Z = 669479 kg/s	Z = 883197 kg/s
Dynamische elas- ticiteitsmodulus	E = 45000 N/mm ²	E = 45000 N/mm ²

De uitvoering van dynamische proeven wordt beschreven in de Amerikaanse norm ASTM D-4945-89 (1994).

In tabel 3 worden de uitgevoerde impactslagen samengevat. Uit de verschillende slagen wordt per paal één impact geselecteerd en geanalyseerd. Bij de selectie van een impact spelen volgende factoren een rol :

- ◆ de klap moet centrisc zijn; dit kan gecontroleerd worden door vergelijking van de

opgemeten krachten rondom de omtrek van de palen

- ◆ er moet een zo groot mogelijke energieoverdracht naar de paal plaatsvinden, zodat zo veel mogelijk weerstand gemobiliseerd wordt. Dit komt tot uiting onder andere in de verplaatsing van de paal.

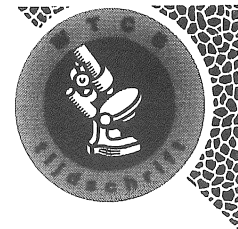
Tabel 3 Impactslagen op de palen.

	IMPACTNUMMER	VALHOOGTE (cm)	INDRINGING VAN DE PAAL (mm)
PAAL 1	Proeven uitgevoerd met houten paalmuts		
	1	5	0,92
	2	10	0,73
	3	15	1,15
	4	25	1,62
	5	35	3,43
	6	50	5,27
	7	60	6,93
	8	80	10,83
	9	80	11,27
	10	60	9,61
	11	80	12,32
	Proeven uitgevoerd zonder paalmuts		
	12	10	5,20
	13	10	6,64
	14	15	8,22
	15	30	7,01
	16	50	14,27
	17	80	19,67
	18	80	19,26
	19	80	22,87
	20	80	12,57
PAAL 5	Proeven uitgevoerd met houten paalmuts		
	1	5	0,51
	2	10	0,07
	3	15	0,23
	4	20	0,02
	5a	25	0,18
	5b	25	0,15
	6a	40	0,24
	6b	40	0,16
	7	70	0,40
	8	80	0,42
	8a	80	0,60
	8b	80	1,38

De slagen die geselecteerd werden voor de analyse, zijn de volgende :

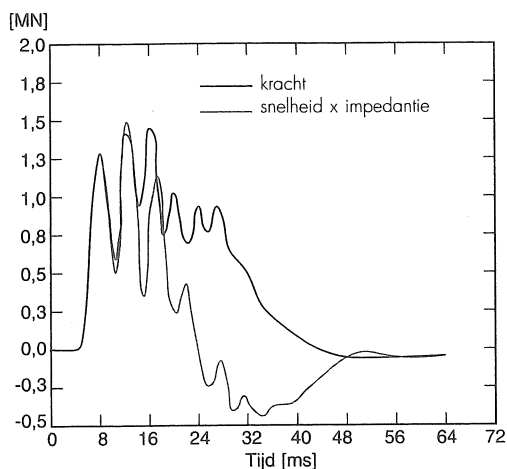
- ◆ *paal 1* : impact 11 met een blijvende verplaatsing van 12,32 mm en een tijdelijke maximale verplaatsing van 14,7 mm (bekomen uit de integratie van het opgemeten snelheidssignaal)
- ◆ *paal 5* : impact 8b met een blijvende verplaatsing van 1,38 mm en een tijdelijke maximale verplaatsing van 7,6 mm (bekomen uit de integratie van het opgemeten snelheidssignaal).

De metingen uitgevoerd tijdens deze slagen worden samengevat in afbeeldingen 4 en 5.

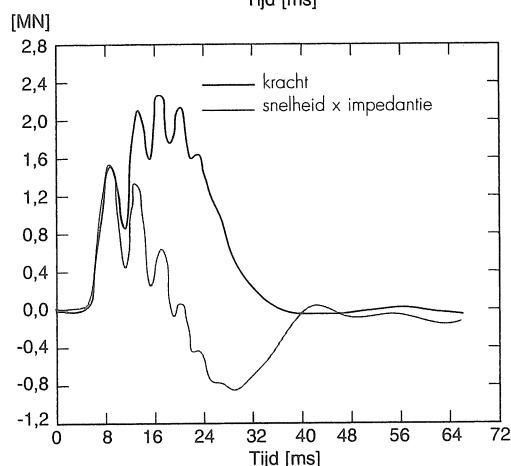


Op die grafieken worden de gemiddelde kracht op de paalkop en de impedantie, vermenigvuldigd met de snelheid, gegeven.

Afb. 4
Gemiddelde
kracht en product
(snelheid x
impedantie)
gemeten op
paal 1.



Afb. 5
Gemiddelde
kracht en product
(snelheid x
impedantie)
gemeten op
paal 5.



5 ANALYSE VAN DE MEETRESULTATEN

Vooreerst is het nuttig iets dieper in te gaan op het golfvoortplantingsgedrag dat tot stand komt wanneer de paal aan een impact onderworpen wordt.

A. Holeyman [3] beschrijft op een vereenvoudigde manier de interacties van een in de paal opgewekte drukgolf met de schachtwrijving en de weerstand aan de paalbasis. Afbeelding 6 illustreert de wisselwerking van een zich neerwaarts voortplantende korte (in vergelijking met de paallengte L) drukgolf met een component van de schachtwrijving op diepte z^* , en met de paalbasis op diepte L . Om de voorstelling van de interactie paal/grond eenvoudig te houden, worden de gemobiliseerde schachtwrijving Q_f en de gemobiliseerde basisweerstand Q_b constant verondersteld voor de duur van de golf.

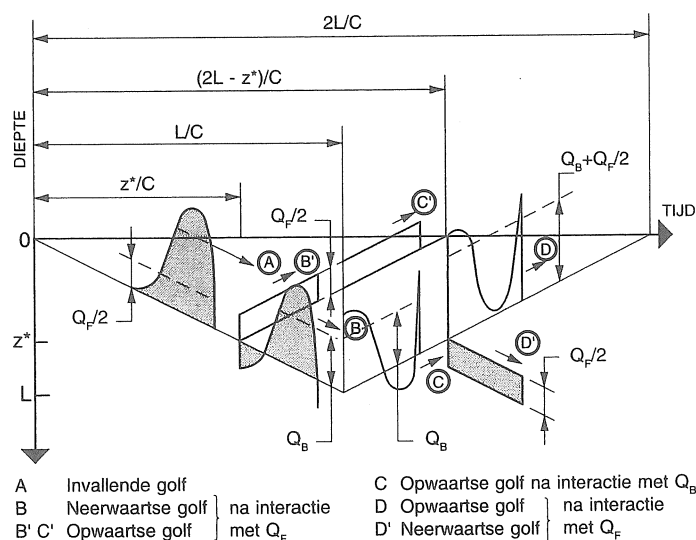
Wanneer de initiële neerwaartse drukgolf niveau z^* bereikt, worden 2 golven gegenereerd :

- ♦ een opwaarts gerichte drukgolf met ampli-

tude $Q_f/2$, die een nieuwe gereflecteerde golf is

- ♦ een neerwaarts gerichte trek-golf met amplitude $-Q_f/2$, die zich verenigt met de initiële neerwaartse drukgolf.

Als de paalbasis bereikt wordt, wordt de resulterende neerwaartse golf opwaarts gereflecteerd en geïnverteerd (druk wordt trek) met een druk-offset die overeenstemt met de gemobiliseerde basisweerstand Q_b . Op zijn terugweg naar boven vindt er dan weer een interactie plaats tussen deze golf en de schachtwrijving op diepte z^* om na een tijd $t=2L/c$ de paalkop terug te bereiken.

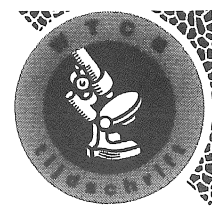


Afb. 6 Golven in een dynamisch belaste paal [3].

Uit deze vereenvoudigde voorstelling, die veralgemeend kan worden tot het geval waarbij langsheen heel de schacht wrijvingsweerstand aanwezig is, kan men afleiden dat de effecten van de schachtwrijvingsweerstand waargenomen kunnen worden aan de paalkop uit de opwaartse golven met amplitude $Q_f/2$.

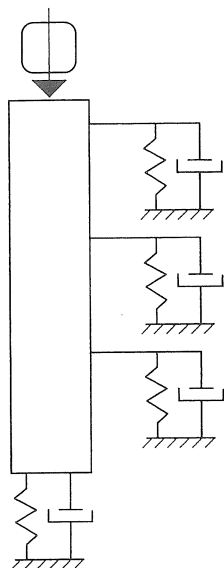
De verdeling van de schachtwrijving in de diepte kan bepaald worden uit de tijdsevolutie van de opwaartse gereflecteerde golven tot een tijd $t = 2L/c$. De golven die ontvangen worden na deze tijdsduur zijn resultanten van verschillende interacties, en zijn daarom meestal moeilijk te interpreteren.

Uit deze voorstelling blijkt het grote voordeel van dynamische testen : namelijk dat diepteafhankelijke informatie verkregen kan worden uit de tijdsafhankelijkheid van de metingen aan de paalkop. Dit in tegenstelling tot statische belastingsproeven, waarbij het noodzakelijk is metingen uit te voeren op verschillende diepten, wil men informatie bekomen omtrent de verdeling van de wrijving langs de paalschacht.

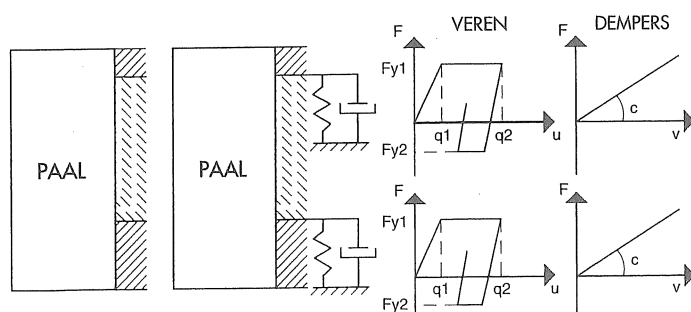


Er bestaan verschillende modellen waarmee de meetresultaten in detail geanalyseerd kunnen worden ter bepaling van het statische paal-draagvermogen. Deze modellen steunen op de golfvoortplantingstheorie, waarbij de interactie paal/grond meestal gesimuleerd wordt door systemen van veren en dempers (afb. 7). Het is vooral de modellering van deze interactie die bepalend is voor de resultaten van de analyse van een dynamische paalbelastingsproef.

Afb. 7 Modellering van de interactie paal/grond.



Het model dat hier toegepast wordt om de meetresultaten van de eerder geselecteerde slagen te analyseren is het TNO-model. De karakteristieken van de palen dienen ingevoerd te worden in het model. Vervolgens wordt de ondergrond (met behulp van CPT 3) opgedeeld in 5 lagen, waarbij iedere laag beschreven wordt door 10 parameters (afbeelding 8).



Afb. 8 Modellering voor één grondlaag.

Zoals uit afbeelding 8 blijkt, gaat men voor de modellering van de grond uit van asymmetrische elasto-plastische veren en lineaire dempers. Tenslotte wordt de weerstand aan de paal-basis gemodelleerd door één lineaire demper en één elasto-plastische veer.

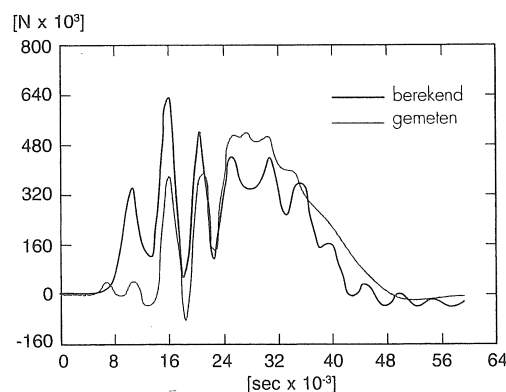
De krachten, gemeten tijdens een impact op de paalkop, vormen de invoergegevens in het model. Het model berekent hiermee de opwaartse krachtgolf $F\uparrow = 1/2 \cdot (F - Z \cdot v)$. Deze wordt dan vergeleken met de opwaartse krachtgolf $F\uparrow$, die bepaald wordt uit de metingen van de kracht F en de snelheid v . Het model wordt aangepast totdat een goede overeenstemming verkregen wordt tussen de berekende en de gemeten waarden van $F\uparrow$. Deze techniek wordt *signal matching* genoemd.

Ter controle worden de berekende neerwaarts gerichte krachtgolf $F\downarrow$ en de berekende snelheid v op de paalkop vergeleken met de meetwaarden van $F\downarrow = 1/2 \cdot (F + Z \cdot v)$ en v . Zo komt men tot een grondmodel dat het gedrag van de paal beschrijft onder de gestelde proefomstandigheden. Dit model wordt dan statisch belast om de last/zakkingscurve van de paal te bekomen.

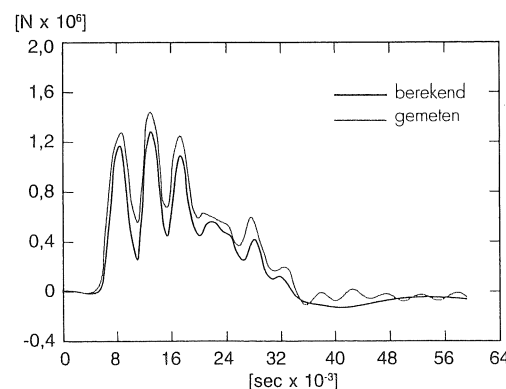
6 RESULTATEN VAN DE SIGNAL MATCHING, VERGELEKEN MET DE STATISCHE PROEVEN

In afbeeldingen 9 en 10 worden de gemeten krachten ($F\uparrow$, $F\downarrow$) en

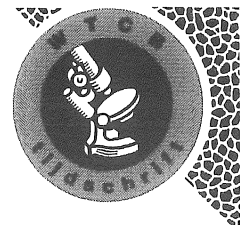
snelheden vergeleken met de rekenwaarden die verkregen zijn na toepassing van de *signal-matching*-techniek.



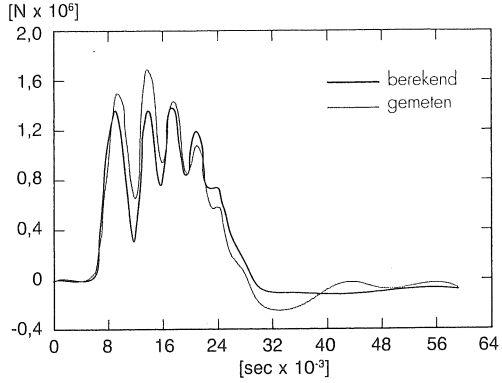
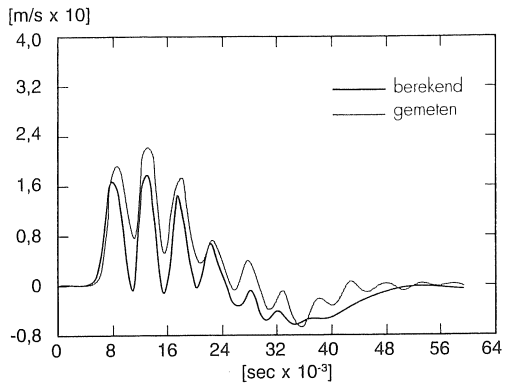
Afb. 9a Gemeten en berekende waarden van $F\uparrow = 1/2 \cdot (F - Z \cdot v)$ voor paal 1.



Afb. 9b Gemeten en berekende waarden van $F\downarrow = 1/2 \cdot (F + Z \cdot v)$ voor paal 1.

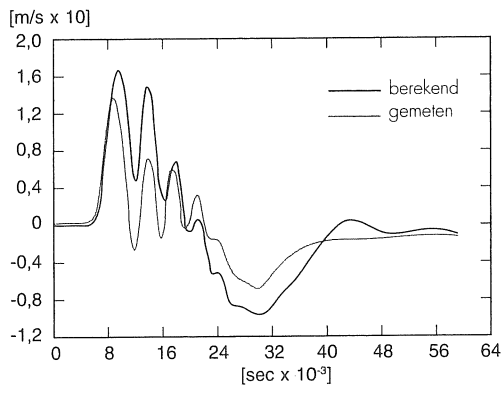
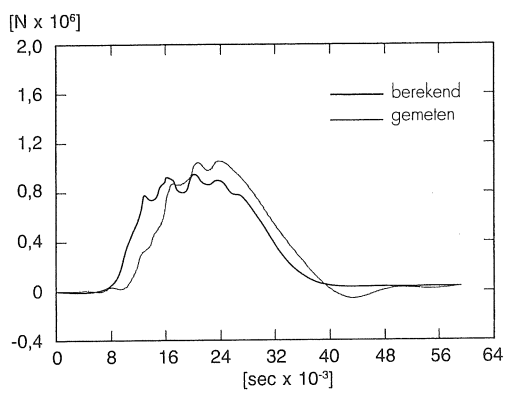


Afb. 9c
Gemeten en berekende snelheid op paalkop 1.



Afb. 10b
Gemeten en berekende waarden van $F_tilde = 1/2 \cdot (F + Z.v)$ voor paal 5.

Afb. 10a
Gemeten en berekende waarden van $F_tilde = 1/2 \cdot (F + Z.v)$ voor paal 5.



Afb. 10c
Gemeten en berekende snelheid op paalkop 5.

Het grondmodel wordt, zoals eerder vermeld, beschouwd als bestaande uit veren en dempers. De veren modelleren de statische component van de grondweerstand, terwijl de dempers de dynamische grondweerstand modelleren. Vermits tijdens een statische paalbelastingsproef enkel de statische grondweerstand gemobiliseerd wordt, wordt bij de bepaling van de statische schachtwrijving en puntweerstand enkel rekening gehouden met de veren in het grondmodel.

6.1 VERGELIJKING VAN DE GEMOBILISEERDE WEERSTANDEN

In tabellen 4 en 5 worden de resultaten uit de analyse van de dynamische proeven op paal 1 en 5 vergeleken met de gemobiliseerde weerstand, opgemeten bij de statische proeven op paal 4 en 8, en dit overeenkomstig de maximale tijdelijke verplaatsingen zoals waargenomen tijdens de dynamische proeven. In deze tabellen zijn ook de uiterste bezwijklasten opgenomen. Voor palen 4 en 8 werden deze bepaald uit de statische belastingsproeven. Voor palen 1 en 5 zijn de uiterste bezwijklasten bepaald door berekening (zie ook tabel 2, p. 20).

Gezien de heterogeniteit van de compacte zandlens waarin de palen zijn aangezet, bestaan er reeds relatief grote verschillen tussen de statische weerstandskrachten van dezelfde

Tabel 4 Gemobiliseerde statische weerstanden voor kokerpalen 1 en 4 bij een zakking van 14,7 mm en bij breuk.

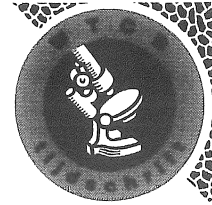
PARAMETER	KOKERPAAL 1		KOKERPAAL 4	
	GEMOBILISEERDE WEERSTAND BIJ 14,7 mm (TNO-ANALYSE)	BEREKENDE UITERSTE BEZWIJKLAST (CF. TABEL 1)	GEMETEN GEMOBILISEERDE WEERSTAND BIJ 14,7 mm	GEMETEN UITERSTE BEZWIJKLAST
Puntdragvermogen	174 kN	526 kN	674 kN	817 kN
Wrijving	607 kN	374 kN	326 kN	326 kN
Totaal	781 kN	936 kN	1000 kN	1143 kN

Tabel 5 Gemobiliseerde statische weerstanden voor prefab palen 5 en 8 bij een zakking van 7,6 mm en bij breuk.

PARAMETER	PREFAB PAAL 5		PREFAB PAAL 8	
	GEMOBILISEERDE WEERSTAND BIJ 7,6 mm (TNO-ANALYSE)	BEREKENDE UITERSTE BEZWIJKLAST (CF. TABEL 2)	GEMETEN GEMOBILISEERDE WEERSTAND BIJ 7,6 mm	GEMETEN UITERSTE BEZWIJKLAST
Puntdragvermogen	547 kN	784 kN	640 kN	851 kN
Wrijving	779 kN	641 kN	770 kN	901 kN
Totaal	1326 kN	1425 kN	1410 kN	1752 kN

typen palen (zie eveneens tabel 2, p. 20). Het ligt dus niet voor de hand de statische weerstandskrachten, afgeleid uit de analyse van de dynamische proeven, te vergelijken met de resultaten van de statische belastingsproeven.

Wat wel vergeleken kan worden, is de verhouding van de gemobiliseerde weerstand, overeenkomstig een paalzakking gelijk aan de tijdelijke maximale verplaatsing bij de dynami-



sche proeven, tot de uiterste bezwijklast. Zo bijvoorbeeld is deze verhouding voor de totale weerstand van de statisch beproefde paal 8 :

$$\frac{1410 \text{ kN}}{1752 \text{ kN}} = 80 \%$$

met :

1410 kN de totaal gemobiliseerde weerstand van prefab paal 8 bij een zakking van 7,6 mm (tijdelijke maximale verplaatsing bij de dynamische proef op prefab paal 5)

1752 kN de totale bezwijklast van prefab paal 8.

Deze verhouding kan nu vergeleken worden met de verhouding voor de dynamisch beproefde prefab paal 5 :

$$\frac{1326 \text{ kN}}{1425 \text{ kN}} = 93 \%$$

met :

1326 kN de uit de dynamische proef (TNO-analyse) afgeleide statische weerstand overeenkomstig de tijdelijke maximale verplaatsing van 7,6 mm tijdens deze proef

1425 kN de berekende uiterste bezwijklast van paal 5.

Deze verhoudingen, uitgedrukt in percentages, worden in tabellen 6 en 7 samengevat.

Tabel 6 Verhouding van de gemobiliseerde statische weerstand, bij een paalzakking gelijk aan de tijdelijke maximale verplaatsing geregistreerd tijdens de dynamische proef, tot de totale bezwijklast.

PARAMETER	KOKERPAAL 1	KOKERPAAL 4
	GEMOBILISEERDE WEERSTAND BIJ 14,7 mm (TNO-ANALYSE) T.O.V. DE BEREKENDE UITERSTE BEZWIJKLAST	GEMOBILISEERDE WEERSTAND BIJ 14,7 mm T.O.V. DE TOTALE UITERSTE BEZWIJKLAST (UIT STATISCHE PROEF)
Punt draagvermogen	33 %	82 %
Wrijving	162 %	100 %
Totaal	83 %	87 %

Tabel 7 Verhouding van de gemobiliseerde statische weerstand, bij een paalzakking gelijk aan de tijdelijke maximale verplaatsing geregistreerd tijdens de dynamische proef, tot de totale bezwijklast.

PARAMETER	PREFAB PAAL 5	PREFAB PAAL 8
	GEMOBILISEERDE WEERSTAND BIJ 7,6 mm (TNO-ANALYSE) T.O.V. DE BEREKENDE UITERSTE BEZWIJKLAST	GEMOBILISEERDE WEERSTAND BIJ 7,6 mm T.O.V. DE TOTALE UITERSTE BEZWIJKLAST (UIT STATISCHE PROEF)
Punt draagvermogen	70 %	75 %
Wrijving	121 %	85 %
Totaal	93 %	80 %

Zowel voor de prefab paal als de voor kokerpaal komt men, in vergelijking met de statisch

beproefde palen, tot een goede benadering van de totaal gemobiliseerde weerstand, overeenkomstig de maximale tijdelijke zakking, en afgeleid uit de analyse van de dynamische proeven.

Bij de prefab paal verkrijgt men een goede overeenkomst wat betreft de puntweerstand, terwijl de gemobiliseerde schachtwrijving overschat wordt in vergelijking met de statische proef.

Bij de kokerpaal komt men tot een goede overeenkomst wat betreft de totale weerstand, maar de puntweerstand en schachtwrijving worden respectievelijk onderschat en overschat. Een mogelijke verklaring valt hier eventueel terug te vinden in het heiveerstandsdiagram van paal 1 (zie afbeelding 2, p. 19).

6.2 VERGELIJKING VAN DE LAST-ZAKKINGSDIAGRAMMEN

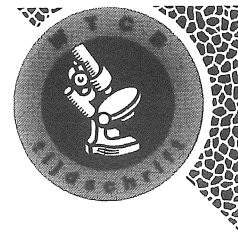
De last-zakkingcurven van de palen werden berekend met behulp van het TNOSTAT-deel van het TNOWAVE-programma.

Een rechtstreekse vergelijking van het last-zakkingdiagram, bekomen uit de dynamische proef, met het last-zakkingdiagram, bekomen uit de statische belastingsproef, is niet mogelijk voor palen 1 en 5. Daarom wordt het last-zakkingdiagram, bekomen uit de analyse van de dynamische proef op kokerpaal 1, indirect vergeleken met het last-zakkingdiagram van de statisch belaste kokerpaal 4 (zie afbeelding 11, p. 26). Analooog worden in afbeelding 12 de last-zakkingdiagrammen van prefab palen 5 en 8 vergeleken.

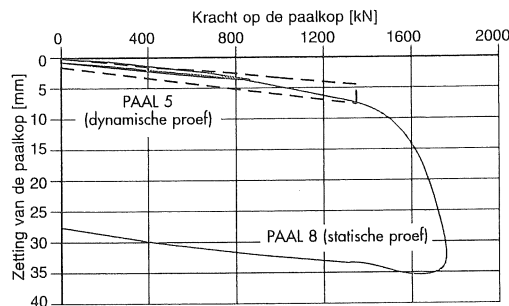
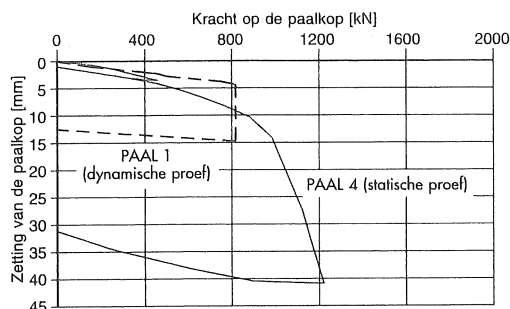
Hierbij dienen de volgende bezwijklasten beschouwd te worden (voor palen 4 en 8 volgt dit uit de statische belastingsproeven, voor palen 1 en 5 uit de berekening met de installatiecoëfficiënten bekomen uit de statische belastingsproeven) :

- ◆ kokerpaal 4 : 1143 kN (kokerpaal 1 : 936 kN)
- ◆ prefab paal 8 : 1752 kN (prefab paal 5 : 1425 kN).

Vermits het in afbeeldingen 11 en 12 om palen van hetzelfde type in dezelfde grondsoort gaat, maar met een verschillende bezwijklast, is enkel vergelijking van het eerste deel van de curven representatief. Hierbij valt op dat men in het gebied onder de dienstlast een zeer goede overeenkomst verkrijgt voor beide curven.



Afb. 11 Last-zakingscurven bekomen uit de statische en dynamische belastingsproeven op de kokerpalen.



Afb. 12 Last-zakingscurven bekomen uit de statische en dynamische belastingsproeven op de prefab palen.

BESLUIT

De bezwijklast van palen 1 en 5 werd bepaald door berekening uit de dichtstbijzijnde CPT (3), met toepassing van de installatiecoëfficiënten, als bepaald uit de statische belastingsproeven op palen 4 en 8.

Tijdens de dynamische belastingsproeven op palen 1 en 5 zijn tijdelijke maximale verplaatsingen van respectievelijk 14,7 mm en 7,6 mm opgemeten. Bijgevolg kunnen uit de analyse van de dynamische proeven niet de uiterste bezwijklasten afgeleid worden, maar wel de gemobiliseerde weerstanden overeenkomstig deze tijdelijke maximale verplaatsingen.

Gezien de heterogeniteit van de compacte zandlaag waarin de palen zijn aangezet, is het eveneens moeilijk de uit de dynamische proeven afgeleide statische weerstanden te vergelijken met de gemobiliseerde weerstanden van dezelfde typen palen 4 en 8 die statisch proofbelast zijn.

Daarom is de verhouding van de gemobiliseerde weerstand tot de uiterste bezwijklast als vergelijkingsbasis aangewend (tabellen 6 en 7, p. 25). Op basis van deze vergelijking kan besloten worden dat men tot een goede benadering komt van de statische belastingsproeven voor wat betreft de totaal gemobiliseerde weerstand en de last-zakingscurve in het gebied onder de dienstlast.

Bij de opdeling van de totaal gemobiliseerde weerstand in puntweerstand en wrijvingsweerstand blijkt de dynamische analyse van de metingen op de prefab paal aanvaardbare resultaten te leveren, alhoewel de wrijving enigszins overschat wordt.

Bij de kokerpaal is de afwijking groter, de puntweerstand en wrijvingsweerstand worden hier respectievelijk onder- en overschat. Voor dit fenomeen kan het heiweerstandsdia-

gram van paal 1 gedeeltelijk een verklaring geven (afbeelding 2, p. 19). Uit de terugval in het heiweerstandsdia-

gram blijkt immers dat paal 1 aangezet is aan de onderkant van de compacte zandlens, waar de conusweerstand terug afneemt, vlak boven een wat zwakkere zone. Vermits het nu impact 11 is die geanalyseerd wordt, is de paal ten gevolge van de 10 vorige impacts reeds gezakt met een vijftal centimeters, zodat de paalbasis zich net in die zwakkere zone bevindt, wat een verklaring kan zijn voor de relatief lage gemobiliseerde puntweerstand.

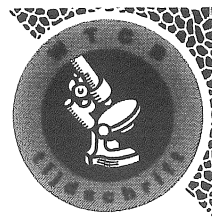
Andere factoren die een rol kunnen spelen zijn de volgende :

- ☐ in tegenstelling tot de totale bezwijklast die zeer nauwkeurig bepaald is (geijkte dynamometer), moet men bij de opdeling in puntweerstand en schachtwrijving rekening houden met een variabiliteit op de resultaten, die te wijten is aan een variabiliteit op de elasticiteitsmodulus van het paalmateriaal
- ☐ de invloed van de gewelfwerking tijdens de dynamische proeven.

De berekening van het statische draagvermogen uit de dynamische proeven wordt bovendien bemoeilijkt door de volgende effecten :

- ◆ frequentie-afhankelijke traagheid en radiatiedemping
- ◆ verschillen in vervormingspatroon langsheen de paalschacht en de paalbasis tussen dynamische en statische belastingsproeven
- ◆ opwekking en dissipatie van poriënwateroverspanningen
- ◆ snelheidsafhankelijkheid van de samendrukkings- en schuifspanningsmoduli van de grond.

Tenslotte speelt het interactiemodel paal/grond een grote rol in de analyse van de meetresultaten. Aan de hand van de *signal-matching*-techniek kan een vrij nauwkeurig grondmodel



ontwikkeld worden, op voorwaarde dat men over kwalitatief goede meetresultaten beschikt.

Hieruit kan men in het algemeen besluiten dat bij dynamische belastingsproeven de paalverplaatsingen meestal niet groot genoeg zijn om de uiterste bezwijklasten te bepalen, zoals afgeleid uit statische belastingsproeven die uitgevoerd worden tot bezwijken van de paalfundering (proeven voor onderzoeksdoeleinden of ontwerpproeven).

De verplaatsingen zijn echter wel van dezelfde grootteorde als die van de statische belastingsproeven voor controledoeleinden, waar de paal belast wordt tot 1,5 à 2 keer het nuttig draagvermogen. Op deze manier – en dit blijkt ook uit de resultaten – kan de dynamische proef zeer nuttige informatie opleveren met betrekking tot de controle van het draagvermogen. ■

LITERATUURLIJST

1 American Society for Testing and Materials
ASTM D-4945-89 Standard Test Method for High-Strain Dynamic Testing of Piles. Philadelphia, Annual Book of American Society for Testing and Materials, volume 4.09 (7 p.), 1994.

2 Holeyman A.
Pile dynamic testing, driving formulae, monitoring and quality control : Background for discussion. Brussel, Proceedings of the ERTC 3 seminar, 1997.

3 Holeyman A.
Technology of Pile Dynamic Testing, Keynote Lecture. Den Haag, Proceedings of the 4th International Conference on the Application of Stress Wave Theory to Piles, pp. 403-410, 1992.

4 Holeyman A.
Theorie van de dynamische proeven. (Capacité portante). Brussel, Proceedings of the

Belgium Symposium on Pile Dynamic Testing-Integrity and Bearing Capacity, Groupement belge de la Société internationale de Mécanique des Sols et des Travaux de Fondations, pp. II.50-II.103, 1987.

5 Huybrecht N., Legrand Chr. & De Cock F.
Paalbelastingsproeven te Limelette. Deel 1 : statische proeven. Brussel, WTCB-Tijdschrift, winter 1997.

6 Middendorp P. & Bielefeld M.W.
Dynamic Load Test Signal Matching, Users Manual (version 1.1). Delft, TNO Building and Construction Research, 1991.

7 Vyncke J. & Van Nieuwenburg D.
Theorie van de dynamische proeven. Deel A Integriteit. Brussel, Proceedings of the Belgium Symposium on Pile Dynamic Testing-Integrity and Bearing Capacity, Groupement belge de la Société internationale de Mécanique des Sols et des Travaux de Fondations, pp. II.1-II.49, 1987.