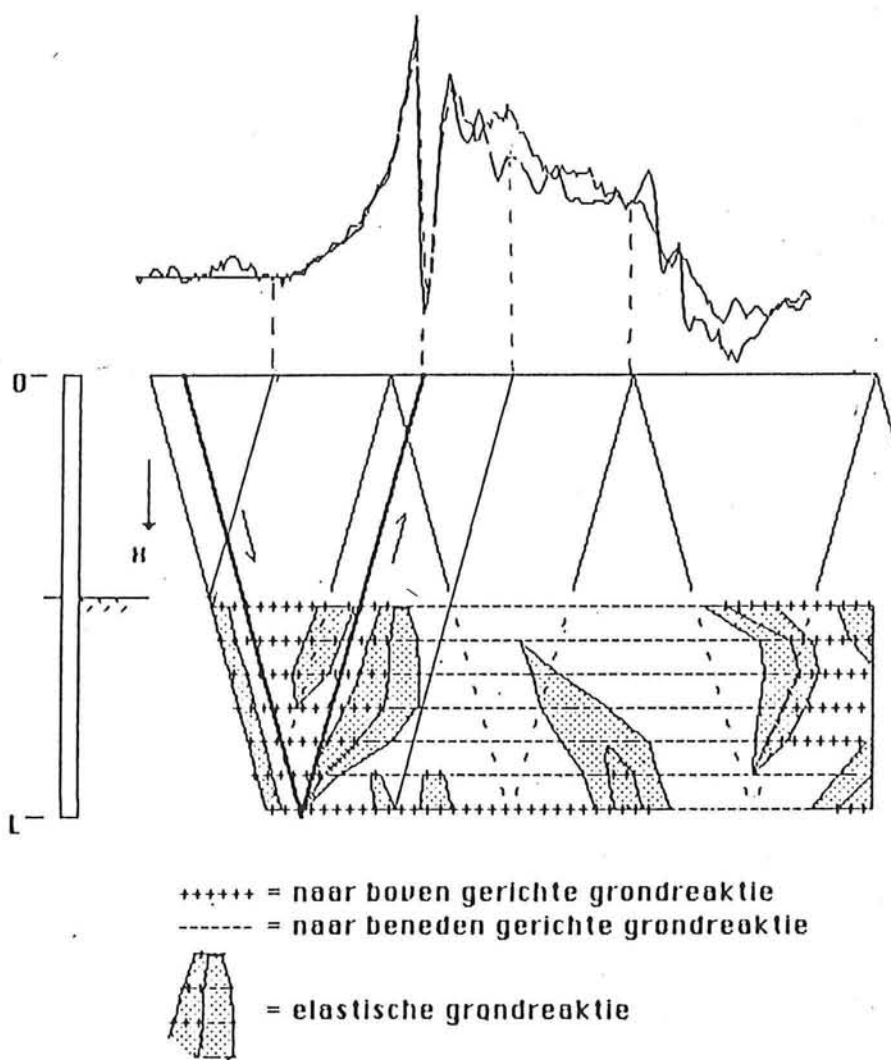


DYNAMISCH PROEFBELASTEN VAN FUNDERINGSPALEN

IN DE OFFSHORETECHNIEK



FACULTEIT: CIVIELE TECHNIEK
 VAKGROEP : OFFSHORE TECHNOLOGIE
 SECTIE : GEOTECHNIEK

AFSTUDEERVERSLAG
 WOUTER HARING
 NOVEMBER 1988

806 567

woord vooraf

Dit onderzoek is in hoofdzaak gedaan binnen de poorten van het instituut TNO-IBBC te Rijswijk. Met name de afdeling dynamika wil ik bedanken voor de genoten gastvrijheid. Mijn begeleiders van TNO, ir. Middendorp en ir. Bielefeld, dank ik voor de antwoorden op mijn vragen. Mijn afstuderen vindt plaats binnen de vakgroep Offshore Technologie van de Technische Universiteit te Delft. De coordinator aldaar, de heer Massie msc., dank ik voor zijn uitgesproken zorg, wat betreft de voortgang van het afstuderen. De inhoudelijke begeleiding van het onderzoek vanuit de universiteit gebeurt via de sectie geo-techniek. Mijn afstudeer-hoogleraar prof. dr. ir. Verruijt dank ik voor deze begeleiding. Voor mij heeft het iets banaals, om in een verslag van een afstudeeronderzoek, ouders en anderen mensen, na aan het hart, op een publiekelijke en indirekte manier te bedanken voor hun steun. Desalnietemin wil ik mijn vader in het rijtje te bedanken mensen plaatsen, voor zijn tastbare bijdrage in het afstudeeronderzoek.

Wouter Haring

Afst

OT

88-03

Technische Universiteit Delft
Bibliotheek Faculteit der Civiele Techniek
(Bezoekadres Stevinweg 1)
Postbus 5048
2600 GA DELFT

3190 838

De kern van de kennisleer van de hedendaagse filosoof Karl Popper bestaat uit drie belangerijke punten.

- Alle kennis is feilbaar
- Kennis is te ondergraven door ongefundeerde kritiek.
Immers, als kennis feilbaar is, dan is kritiek op kennis ook feilbaar.
- De aktiviteit wetenschap produceert objektieve kennis en garandeert een steeds betere benadering van de werkelijkheid.

Technische Universiteit Delft
Faculteit CiTG
Bibliotheek Civiele Techniek
Stevinweg 1
2628 CN Delft

INHOUDSOPGAVE

	pagina
HOOFDSTUK 1 INLEIDING	1
1.1 algemeen	1
1.2 strekking rapport	5
1.2.1 deel 1	5
1.2.2 deel 2	7
 HOOFDSTUK 2 BUITENGAATS PROEFBELASTEN	 9
2.1 inleiding	9
2.2 belasting	10
2.3 grondonderzoek	11
2.4 ontwerp	13
2.4.1 uiterste draagvermogen	15
2.4.2 elasto-plastische berekeningen	21
2.5 uitvoering	23
2.6 proefbelasten	25
2.7 controle	26
2.8 heibaarheid	27
 HOOFDSTUK 3 SCHEMATISATIE VAN HET DYNAMISCH SYSTEEM	 29
3.1 inleiding	29
3.2 paal	30
3.3 grondreactie	35
3.3.1 verplaatsingsafhankelijke term ($f(u)$)	
versus statisch gedrag	39
3.3.2 slipmodel	41
3.4 numerieke aanpak	47
3.4.1 beschrijving rekenmodel	47
3.4.2 structuurdiagram	50
3.5 conclusies	52

	pagina
HOOFDSTUK 4 BEPALING STATISCH DRAAGVERMOGEN UIT EEN DYNAMISCHE PROEFBELASTING	55
4.1 dynamische berekening	55
4.2 signal matching	56
4.1.1 signal matching bij T.N.O.	56
4.2.2 meetsignalen	58
4.2.3 beginschatting grondparameters	58
4.2.4 numerieke berekening	58
4.2.5 vergelijk	59
4.2.6 mantelwrijving	59
4.3 direkte methoden	63
4.3.1 dynamische weerstand	63
4.3.2 statische weerstand	65
4.4 prop	66
4.5 degradatie	69
4.6 nauwkeurigheid	71
4.6.1 nauwkeurigheid van de match-methode	71
4.6.2 nauwkeurigheid direkte-methode	75
4.7 conclusies en aanbevelingen	76
4.7.1 conclusies	76
4.7.2 aanbevelingen	76
 HOOFDSTUK 5 INTERPRETATIE VAN MEETGEGEVENS	 79
5.1 onderzoek	79
5.2 $F_o(0,t)$	80
5.2.1 interval 1	83
5.2.2 interval 2	87
5.2.3 interval 3	88
5.2.4 interval 4	89
5.2.5 interval 5	89
5.3 signal matching	90
5.3.1 mantel	90
5.3.2 puntweerstand	91
5.4 xt-diagram	93
5.5 direkte methode	94
5.6 elasticiteit	98
5.7 conclusies	100

	pagina
HOOFDSTUK 6 MATCH-PROCEDURE	103
6.1 inleiding	103
6.1.1 probleemschets	103
6.1.2 opdracht	103
6.2 matching	104
6.3 bruikbare conclusies van hoofdstuk 5	105
6.4 beginschatting	107
6.5 zoekstrategie	108
6.5.1 fase 1	108
6.5.2 fase 2	109
6.5.3 fase 3	109
 LITERATUURLIJST	 111

HOOFDSTUK 1 INLEIDING

1.1 algemeen

In de off-shore techniek is de paalfundering gebruikelijk. De paal, bestaande uit een stalen buis met een open voet, ontleent zijn draagvermogen voor een groot gedeelte aan de mantelwrijving. Dit, in tegenstelling tot funderingspalen die op land worden toegepast, die vaak tot een draagkrachtige laag worden geslagen, waarbij de punt het grootste gedeelte van het draagvermogen voor zijn rekening neemt.

In het meer van Maracaibo in Venuzuela werden stalen buizen de grond in geslagen, waarop een platform met een boortoren werd gezet. Deze eerste grootschalige niet 'on-shore' toepassing, is het startpunt geweest voor de huidige off-shore techniek. In de golf van Mexico is deze techniek verder uitgewerkt, waarbij het opvallend is, dat de ontwikkeling van de techniek niet zozeer progressief is, maar eerder conservatief vooruitstrevend. De verworven zekerheden uit ervaring, worden benut bij de ontwikkeling van nieuwe projecten. Mede hierdoor is schaalvergroting een duidelijke trend, bij de ontginning op steeds dieper water. Voor de paalfundering in de off-shore techniek is deze trend terug te vinden. De paal is nog steeds een buispaal. De diameter en de lengte van de paal en de slagkracht van de heihamer, zijn in de loop van de tijd gegroeid.

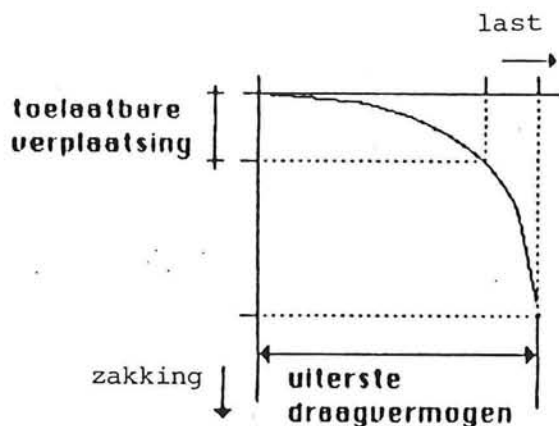
Zelfs toen de eerste olie velden op de Noordzee tot ontginning werden gebracht, is de techniek van de paalfundering niet sterk veranderd. Dit is opmerkelijk, want de Noordzee bodem is van uitzonderlijke goede vaste kwaliteit, dankzij de voorbelasting van een dikke ijskap gedurende de laatste ijstijd. Wel is hierdoor de 'gravity-structure' ontstaan. Deze methode van fundering op staal is een goed alternatief gebleken voor grote velden en diep water.

Aanvankelijk waren er problemen met het in de Noordzee bodem drijven van de palen, doordat de grond onder de Noordzee veel stijver is als die in de Golf van Mexico. De bestaande heihamers bleken niet genoeg slagkracht te hebben om de paal de grond in te krijgen.

In de off-shore techniek waar fouten desastreuze ongelukken kunnen veroorzaken, zijn veiligheid en kwaliteit 'hot items'. Nog afgezien van de vele miljarden schade, die een ernstige fout in het ontwerp kan veroorzaken, is daar het mogelijk gevolg van menselijk leed. De behoefte om de ontwerpberekening te toetsen is hierdoor vanzelfsprekend. Als zwakste schakel in de ontwerpberekening van de constructie, geldt dit zeker voor de fundering.

Een ideale situatie zou worden bereikt, indien iedere paal een kwaliteitscertificaat zou bezitten, in de vorm van een last-zakkingsdiagram. Uit dit diagram is het uiterste draagvermogen af te lezen, alsmede de stijfheid van het paal/grond systeem. Een last-zakkingsdiagram is direkt te bepalen door het aanbrengen van een proefbelasting. Het is schier onmogelijk de palen, die in de off-shore techniek worden gebruikt, van een statische proefbelasting te voorzien. Voor een dergelijke belasting is een enorm

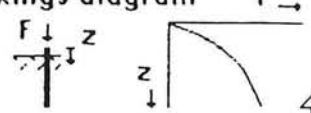
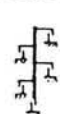
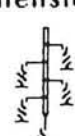
gewicht nodig. Het draagvermogen van een doorsnee paal bedraagt al gauw 4000 ton. Dit is te vergelijken met het gewicht van een kleine vrachtauto met een lengte van 100 meter.



figuur 1.1 last-zakkingsdiagram

Ten opzichte van de brute kracht die nodig is voor een statische proefbelasting, is de dynamische proefbelasting een charmant alternatief. Een dynamische proefbelasting bestaat uit een klap op de kop van de paal, waarna er een drukgolf door de paal gaat lopen. Door wrijvingskrachten tussen de paal en grond ontstaan er reflecties, die aan de kop van de paal worden gemeten. De gemeten reflecties bezitten informatie over de grond. Deze informatie is te gebruiken bij de bepaling van het statisch draagvermogen. De gehele procedure doet denken aan seismisch onderzoek.

De methode lijkt een uitkomst. De klap kan gegeven worden door de heihamer. Het materiaal dat nodig is, bestaat uit signaal opnemers en wat hard- en software om de gemeten signalen te verwerken tot het gewenste resultaat, het last-zakkingsdiagram. De kosten van deze bepaling zijn gering ten opzichte van de totale constructie en installatie kosten. Helaas heeft de methode zijn beperkingen, voortkomend uit het verschil in aard van een schokgolfbelasting en een statische belasting. Met de huidige bestaande technieken is geen betrouwbaar last-zakkings diagram te maken, doordat men er niet in slaagt de elasticiteit van de grond uit de resultaten van een dynamische proefbelasting te bepalen. De benadering van het uiterste draagvermogen wordt beperkt door een aantal factoren zoals het degradatie effect van de mantelwrijving en de propvorming in de paal.

statisch		
resultaat	uiterste draagvermogen (Q)	last-zakkings diagram 
berekening	volgens plasticiteits theorie.	numeriek
schema- tisie	één-dimensionaal model 	één-dimensionaal 
benodigde parameters voor de berekening	mantelwrijving punt draagvermogen	mantel- wrijving punt draag- vermogen quake mantel quake punt
resultaat	sommatie van binnen en buiten mantelwrijving dynamische quake	uiterste statische draagvermogen
berekening	signal matching numeriek	schatting statische draagvermogen uit de maximale dynamische weerstand
schema- tisie	ééndimensionaal model 	direkte methode
benodigde parameters voor de berekening	meetwaarden van de dynamische proefbelasting	
dynamisch		

figuur 1.2 deel 1

1.2 strekking rapport

Het rapport bestaat uit drie delen. Het eerste deel van dit rapport beslaat een beschrijving van het dynamisch proefbelasten in de off-shore techniek. Het tweede deel behandelt het ontwerp van een match-procedure. Het derde deel bestaat uit bijlagen.

1.2.1 deel 1

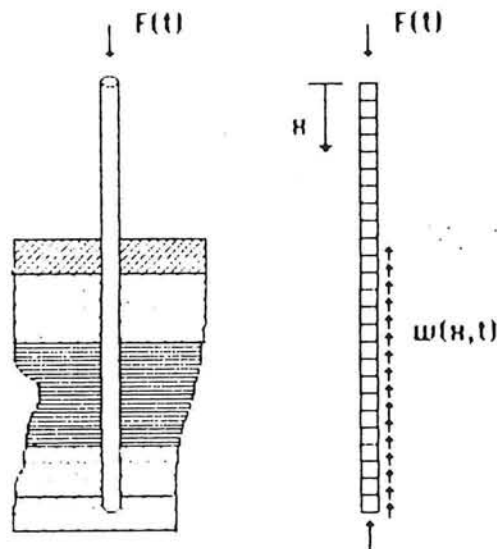
Uit de meetgegevens van een dynamische proefbelasting wordt het uiterste draagvermogen of het last-zakkingsdiagram berekend. Figuur 1.2 geeft de opzet van de rekenmethoden weer. In elk vak staan de nummers van de hoofdstukken waar het onderdeel van dit schema wordt besproken.

In hoofdstuk 2 wordt dieper ingegaan op de plaats van de dynamische proefbelasting in het ontwerp en uitvoerings proces. Met name de berekening van het statische draagvermogen van een paalfundering uit de gegevens van grondonderzoek krijgt extra aandacht, daar de berekening terug komt bij de bepaling van het statisch draagvermogen uit de meetgegevens van een dynamische proefbelasting.

In hoofdstuk 3 vindt men een schematisatie van het dynamische systeem van paal en grond. Het doel van deze schematisatie is, het maken van een rekenmodel.

Het blijkt mogelijk te zijn, het dynamisch systeem van paal en grond in een één-dimensionaal model onder te brengen. De paal wordt daarbij in een aantal elementen opgedeeld. Op ieder element grijpt een kracht aan in axiale richting. Tezamen stellen deze krachten de volledige mantelwrijving voor (figuur 1.3).

In paragraaf 3.2 is aangegeven op welke manier de golfvoortplanting in de paal kan worden berekend. In paragraaf 3.3 komt de modelkeuze van de dynamische grondreactiekracht, $w(x,t)$, aan de orde. In paragraaf 3.4 tenslotte is aangegeven, hoe het rekenmodel in een programma kan worden verwerkt.



figuur 1.3

In hoofdstuk 4 is een beschouwing gegeven van de dynamische berekeningen; signal matching en de direkte methode. De match methode berekent de benodigde parameters voor de statische berekening, waarmee uiteindelijk het statische draagvermogen wordt bepaald (zie figuur 1.2). Het blijkt niet mogelijk te zijn de statische quake waarde te berekenen met de huidige dynamische modellen.

De direkte methode kan slechts het statische uiterste draagvermogen van de paal berekenen.

In dit hoofdstuk komen de verschijnselen propvorming en degradatie van de mantelwrijving aan de orde, alsmede de invloed van deze verschijnselen op het berekenen van het statische draagvermogen

1.2.2 deel 2

Dit deel bestaat uit een ontwerp van een match procedure.

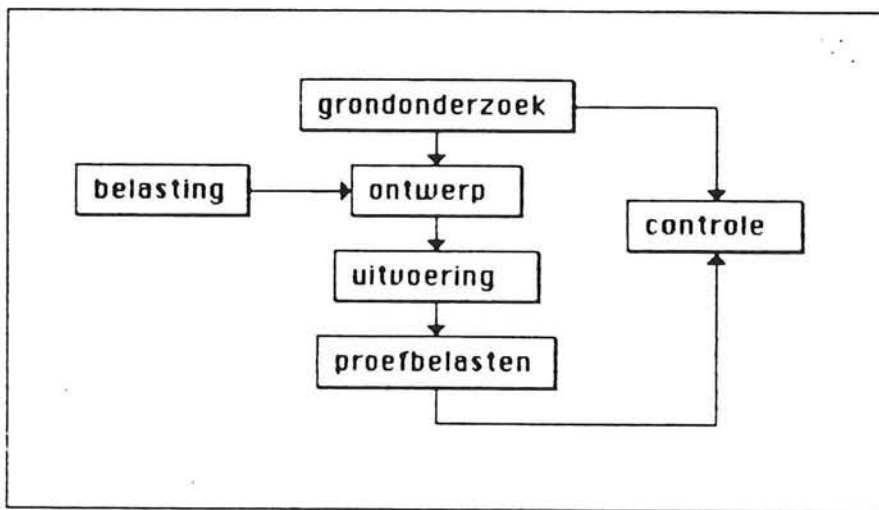
Bij het ontwerp van een match-procedure is het van belang, dat er een goed inzicht is in het meetresultaat van een dynamische proefbelasting, zodat er rekenregels en stuur opdrachten kunnen worden opgesteld. Voor dit inzicht is er een beperkt onderzoek opgezet. In hoofdstuk 5 is het resultaat van het onderzoek gegeven. Het onderzoek maakt gebruik van meetgegevens, afkomstig van vier verschillende locatie's in de Noord-zee.

Hoofdstuk 6 geeft een beschrijving van het ontwerp van de match-procedure.

HOOFDSTUK 2 BUITENGAATS PROEFBELASTEN

2.1 inleiding

Het proefbelasten van een funderingspaal wordt uitgevoerd om het draagvermogen van de paal te bepalen. Vaak dient het proefbelasten ter controle van het berekende ontwerp-draagvermogen. De plaats van de proefbelasting in het ontwerp-uitvoerings proces is in figuur 2.1 weergegeven.



figuur 2.1 ontwerp en uitvoering

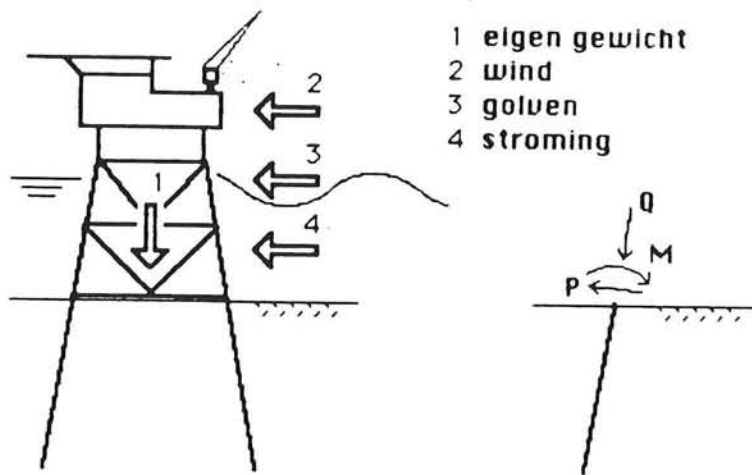
In dit hoofdstuk zal iedere activiteit uit dit schema beknopt worden besproken. De bespreking is toegespitst op de fundatie van off-shore constructies.

Alleen het draagvermogen in de axiale richting van de paal zal hier in beschouwing worden genomen. Er wordt in de praktijk geen proefbelasting in de laterale richting uitgevoerd.

2.2 belasting

De belasting op de constructie van een platform, bestaande uit het eigen gewicht, wind, stroming en golven, moet uiteindelijk opgenomen worden door de fundatie.

Uit de berekening van de krachten op de constructie, volgen de per paal maximaal op te nemen snedekrachten ter plaatse van de zeebodem. Deze bestaan uit de uiterste axiale kracht (Q), het uiterste moment (M) en de uiterste laterale kracht (P).



figuur 2.2 belasting

2.3 grondonderzoek

Het off-shore grondonderzoek bestaat uit twee soorten onderzoek:

- steken van grondmonsters (sampling)
- sondering (Cone Penetration Test, CPT)

steken van grondmonsters

De analyse van de grondmonsters gebeurt in een laboratorium. De verschillende diepten waarop een grondmonster wordt gestoken, wordt bereikt door te boren. In het laboratorium van het boorschip worden de monsters op het oog geclassificeerd en voorts aan enige proeven onderworpen. Aan boord kan men de volgende eigenschappen bepalen:

- het watergehalte
- het natte en droge volumegewicht
- de schuifsterkte, met behulp van een torvane.

Alleen op de cohesieve grondmonsters wordt een verdergaand onderzoek uitgevoerd, waarbij de volgende eigenschappen worden bepaald:

- de plasticiteitsgrens
- de vloeigrens
- de schuifsterkte en de hoek van inwendige wrijving uit een geconsolideerde gedraineerde triaxiaal proef
- de schuifsterkte uit een ongeconsolideerde ongedraineerde triaxiaal proef

Doordat de bepaling niet in situ kan gebeuren zijn de verkregen waarden van de eigenschappen beperkt in hun nauwkeurigheid. Immers de eigenschappen kunnen veranderen bij het naar boven halen van de monsters.

sondering

Bij de sondering op zee wordt er afwisselend geboord en gesondeerd. Er wordt steeds in stappen geboord, waarna er vanuit het boorgat een sonde drie meter in de grond wordt gedrukt. De sondering is dus geen continue sondering zoals deze veel op het land wordt toegepast.

In tegenstelling tot het steken van monsters, is de sondering een in-situ proef. Met de sondering wordt bepaald:

- conusweerstand
- mantelwrijving van de conus

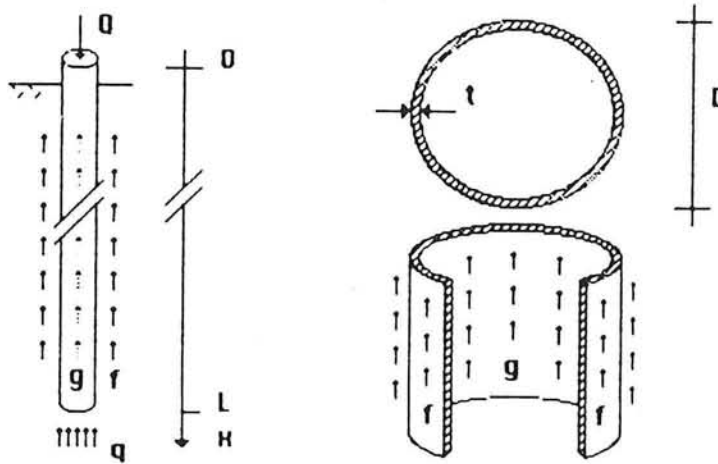
In het algemeen worden de twee onderzoek-methoden tijdens een meting parallel toegepast. Dit biedt de mogelijkheid van controle en bovendien vullen de verkregen resultaten elkaar aan.

2.4 ontwerp

In de off-shore techniek gebruikt men voor de paalfundering een holle buispaal met een open voet. De bedoeling is, dat deze paal zijn draagvermogen voornamelijk ontleent aan de mantelwrijving. Door de open voet ondervindt de paal minder weerstand tijdens het heien, maar is het draagvermogen aan de voet ook gering.

Een holle buispaal is met de volgende grootheden te karakteriseren (figuur 2.3):

- buiten diameter (D)
- dikte van de mantel (t)
- lengte (L)



figuur 2.3 holle buispaal

Bij het ontwerp van de constructie is het van belang te weten welke stijfheid de fundatie zal krijgen en wat het uiterste draagvermogen van de fundatie zal zijn.

In het algemeen hanteert men de volgende bezwijkcriteria. De constructie is bezweken indien;

- de belasting groter is dan het uiterste draagvermogen.
- de verplaatsing van de kop van de paal een vastgestelde maximale verplaatsing heeft overschreden.

De twee criteria verdienen een nadere toelichting, waarbij vooral de bezwijkanalyse belangrijker is.

T paal wordt op druk belast F	
$K := 0.7 \quad \beta := 1/300$	$K := 0.5 \quad \beta := 1/400$
RPI-methode CPT-methode	
T cohesief ? F	
$f := \alpha \cdot s_u$ $q := N_c \cdot s_u$	$f := K \cdot p' \cdot \tan(\delta)$ $q := N_q \cdot p'$
$f := \alpha \cdot s_u$ $q := N_c \cdot s_u$ $f := K \cdot p' \cdot \tan(\delta)$ $q := N_q \cdot p'$	
K = laterale grondruk coëfficiënt p' = effectieve gronddruk δ = wrijvingshoek tussen staal en grond ($\delta = \phi - 5^\circ$) ϕ = hoek van inwedige wrijving α = empirische adhesie factor ($0.5 \leq \alpha \leq 1$) s_u = ongedraineerde schuifsterkte	
T $f > f_s$ F	
$f := f_s$	
q_c = conus weerstand β = empirische coëfficiënt f_s = conusmantel wrijving	
Ilmiet waarden (MN/m²) f q zand 0.1 10 zand / silt 0.085 5 silt / zand 0.07 3 silt 0.05 2	
Ilmiet waarden (MN/m²) f q 0.12 15	

figuur 2.4 berekening grondparameters.

2.4.1 uiterste draagvermogen

Het uiterste draagvermogen is te berekenen met behulp van de plasticiteits theorie. In de bezwijkanalyse wordt uitgegaan van een bepaalde maximale schuifspanning tussen de grond en de paal en een maximale bezwijkspanning onder de voet van de paal. Deze uiterste waarden zijn constant en dus niet verplaatsings afhankelijk. De grondreactie is dan als perfect plastisch te beschouwen.

De maximale spanningen worden in dit rapport aangegeven met (figuur 2.3):

- de maximale schuifspanning aan de buitenkant van de paal (f)
- de maximale schuifspanning aan de binnenkant van de paal (g)
- bezwijkspanning onder de voet van de paal (q)

De waarden van de bovenstaande parameters, worden uit het grondonderzoek bepaald. Aansluitend bij de twee soorten grondonderzoek, zijn er ook twee manieren om de grondparameters te bepalen, respectievelijk de API-methode en de CPT-methode.

API-methode

API staat voor American Petroleum Institute. Een van de taken van dit instituut is het vaststellen van ontwerpnormen en regels voor de olie-industrie. De hier beschouwde berekeningswijze is te vinden in de API-RP2A (1982) [literatuur 1 API RP 2A]

Indien er wordt uitgegaan van afschuiving tussen grond en mantelhuid, dan kan de grote van de plastische grondreactie bepaald worden met het schuifsterkte criterium van Mohr-Coulomb, welke is gebaseerd op droge wrijving tussen twee schuivende oppervlakken

Het draagvermogen onder de punt is gebaseerd op het evenwichts draagvermogen volgens Prandtl. De berekening is in figuur 2.4 weergegeven. De grondeigenschappen, zoals de hoek van inwendige wrijving, de effectieve gronddruk en de ongedraineerde schuifsterkte worden bepaald in het laboratorium.

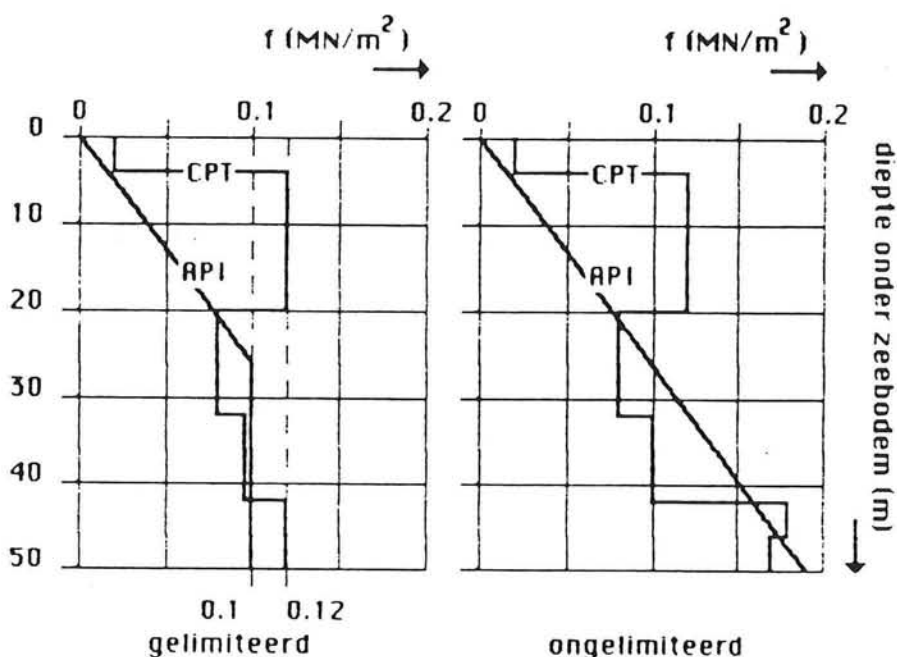
CPT-methode

De opzet van de sondering is, dat een model paal, de sonde, de grond in wordt gedrukt. De weerstand die de sonde ondervindt, zal de paal ook ondervinden. Met dien verstande, dat deze weerstand gecorrigeerd moet worden voor het verschil in afmeting tussen sonde en paal. In figuur 2.4 is de berekening van de grondparameters volgens de CPT-methode weergegeven.

In de figuur zijn ook de limietwaarden, welke in de twee methoden worden gebruikt, afgedrukt. Deze limietwaarden worden uit veiligheids overwegingen toegepast en zijn gebaseerd op ervaringen in de golf van Mexico. Door het hoge draagvermogen van de overgeconsolideerde Noordzee bodem, zijn deze waarden wat aan de lage kant voor Noordzee locaties.

In figuur 2.5 is een voorbeeld van de berekende maximale mantelwrijving uit de gegevens van een grondonderzoek, volgens de API-methode en volgens de CPT-methode afgebeeld. De gelimiteerde en de ongelimiteerde situatie is weergegeven.

Opmerkelijk aan deze figuur is het verschil tussen de berekende mantelwrijving volgens de API-methode en de CPT-methode.



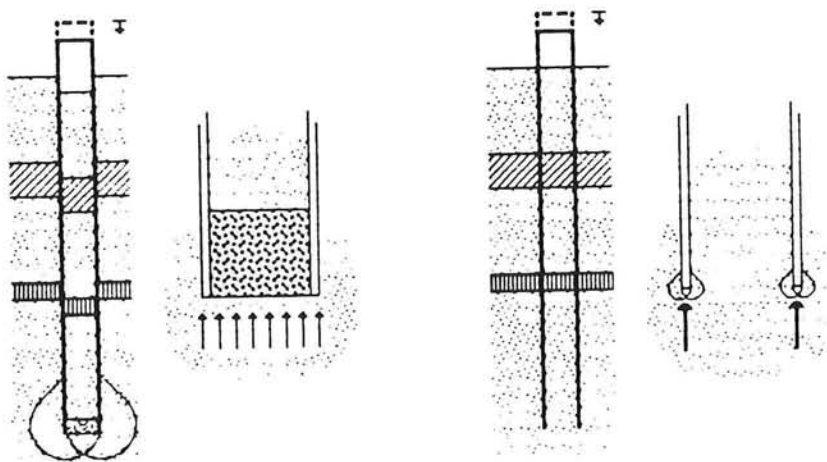
figuur 2.5 maximaal toe te passen mantelwrijving volgens de API-methode en volgens de CPT-methode voor een locatie in de Noordzee.

op druk belaste paal

Bij de berekening van het draagvermogen, wordt uitgegaan van twee mogelijke situaties, waarin een buispaal met een open voet in het bezwijkstadium kan verkeren. Een van deze situaties is, wanneer in de paal ter plaatse van de voet een prop, of plug, aanwezig is. Deze prop is niet aanwezig in de andere situatie.

Een prop kan ontstaan door boogwerking in het korrelskelet en hoge horizontale drukken in de grond ter plaatse van voet in de paal.

Een paal met een prop, is als een paal met een gesloten voet te beschouwen. De voet draagt over het gehele oppervlak van de onderkant van de paal. De kolom grond in de paal zal met de paal mee bewegen. Er is in deze situatie alleen mantelwrijving aan de buitenkant van de paal. De puntweerstand van de paal zonder plug, bestaat uit de grondreactie op de rand van de mantel. De grond in de paal verplaatst niet met de paal mee. Er is hierdoor ook mantelwrijving aan de binnenkant van de paal. Figuur 2.6 geeft de twee situaties weer. De geplugde of de niet geplugde situatie, is niet te voorspellen. In de ontwerp berekening kiest men dan ook het alternatief, dat het kleinste maximale draagvermogen geeft.



figuur 2.6 plug of geen plug

Tussen de mantelwrijving aan de binnenkant van de paal en de mantelwrijving aan de buitenkant van de paal is een duidelijk verschil op te merken. De afdracht van de kracht in de grondkolom, binnen in de paal, welke ontstaat ten gevolg van de schuifspanning tussen grond en paal, is alleen mogelijk aan de voet van de paal. In de kolom zal een aanzienlijk hoge spanning worden opgebouwd, toenemend met de diepte. De rek in de kolom zal hierdoor groot zijn.

De afdracht van de schuifspanning aan de buitenkant van de paal, vindt plaats aan de omliggende grond. De spanningen nemen in radiale richting snel af. De grond aan de buitenkant gedraagt zich hierdoor veel stijver, als de grond binnen in de paal.

Indien de paal zal worden belast vanaf een lage initiele belasting tot aan de bezwijkbelasting, dan zal vanaf het begin, de afdracht van de belasting voor het grootste gedeelte via de buitenkant van de paal geschieden. Geleidelijk aan gaat de puntweerstand een significante rol spelen. Als de paal geen plug heeft, zal pas bij grote verplaatsingen de

binnenmantelwrijving een wezenlijke bijdrage gaan leveren aan het draagvermogen van de paal.

Er kan gesteld worden dat de paal geplugd is, als de spanning in de grond onder de voet van de paal gelijk wordt aan de bezwijkspanning (q). Deze situatie doet zich niet alleen voor, als er een prop in de voet van de paal aanwezig is, maar ook als de spanning in de grond onder de voet ten gevolge van de binnenmantelwrijving gelijk is aan de bezwijkspanning.

op trek belaste paal

In de ontwerp berekening wordt vaak alleen met de buiten mantelwrijving rekening gehouden. Het eigen gewicht van de paal met hierin de kolom grond laat men buiten beschouwing.

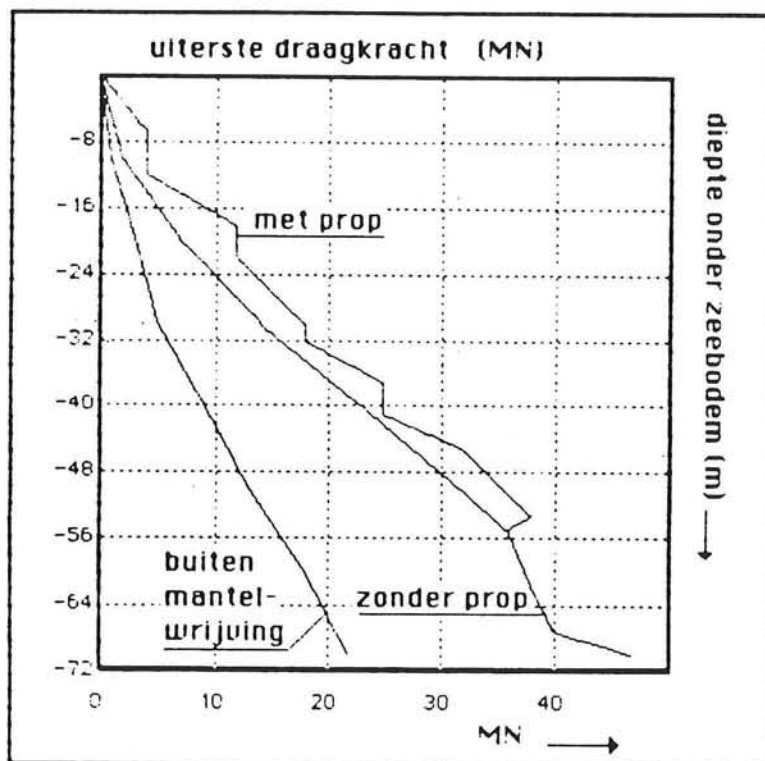
Figuur 2.7 geeft de berekening voor het bepalen van het maximale draagvermogen van de paal in axiale richting.

paal wordt op druk belast	
T	F
$A := 0.25 \cdot \pi \cdot D^2$	paal wordt op trek belast
$q \cdot A > \int_0^L g \cdot \pi \cdot (D - 2t) \, dh$	$q := 0$ $g := 0$ $f := -c \cdot f \quad (c = 0.75)$
geen plug $A := \pi \cdot (D \cdot t - t^2)$	plug $g := 0$
$Q := \int_0^L (f \cdot \pi \cdot D + g \cdot \pi \cdot (D - 2t)) \, dh + q \cdot A$	

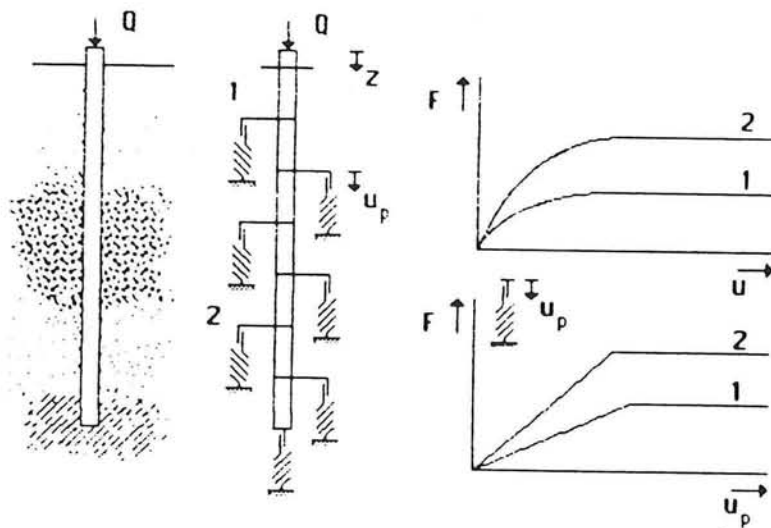
figuur 2.7 ontwerpschema

Uit bovenstaand schema volgt dat het ontwerp-draagvermogen van de paal afhankelijk is van de paalgrootheden, diameter, lengte en de manteldikte. Voor een paal met een bepaalde diameter en manteldikte kan men het draagvermogen uitzetten tegen de penetratie diepte. In figuur 2.8 is het draagvermogen van een paal met een diameter van 1.37 (m) en een mantedikte van 0.038 (m) uitgezet. De berekening is gemaakt met behulp van de gegevens van de voorbeeld locatie, waarvan de te berekenen mantelwrijving in figuur 2.5 is gegeven. Bij de berekening is de API-methode aangehouden en is de mantelwrijving gelimiteerd. Het ontwerp-draagvermogen zoals dit in figuur 2.8 is afgebeeld, wordt vaak gebruikt bij het ontwerpen van de fundering van

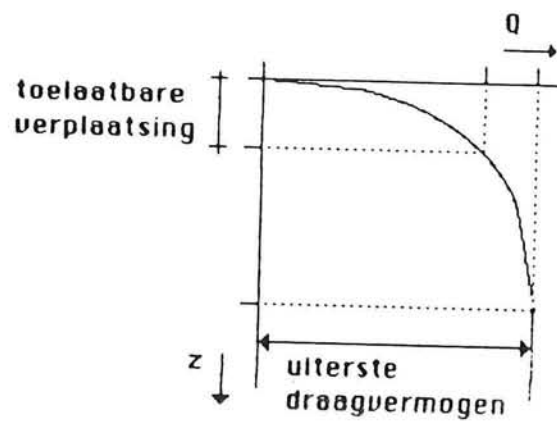
een platform. Uit de grafiek is makkelijk te bepalen welke penetratie diepte vereist is bij een bepaalde paal met een vastgestelde diameter.



figuur 2.8 draagvermogen van paal met diameter van 1.37 (m) uitgezet tegen de diepte.



figuur 2.9a één-dimensionaal systeem



figuur 2.9b last-zakkingsdiagram.

2.4.2 elasto-plastische berekeningen

Bij het ontwerp van een constructie is het van belang te weten welke stijfheid de fundatie bezit. Deze stijfheid kan bepaald worden uit het last-zakkings diagram. In de berekening van het last-zakkingsdiagram moet men naast de maximaal optredende spanningen, ook de elasticiteit van de grond kennen.

Een mogelijkheid om een bruikbaar model voor het systeem van paal en grond te maken is, door de paal en de grond op te delen in een eindig aantal elementen. Deze modellering is zeer complex, doordat het systeem drie dimensionaal is. Hoewel er verwacht mag worden, dat de berekening van een last-zakkingsdiagram met een elementen pakket een nauwkeurig resultaat kan opleveren, moet er rekening gehouden worden met het feit dat de invoer niet nauwkeurig te bepalen is. De initiele spanningstoestand in de grond is bijvoorbeeld niet te bepalen. Het systeem van paal en grond heeft een bepaalde voorspanning, wat invloed heeft op de verticale grondspanning, bovendien is de horizontale grondspanning niet bekend. De materiaal eigenschappen van de grond kunnen worden bepaald uit grondonderzoek, maar in hoeverre deze eigenschappen veranderen, nadat er een paal in de grond is geslagen, is moeilijk te vast te stellen.

Een andere benaderingswijze is, het systeem van paal en grond terug te brengen tot een één-dimensionaal systeem, waarbij de paal in een eindig aantal elementen is opgedeeld. De grondreactiekracht grijpt in axiale richting op het element aan (zie figuur 2.9). (literatuur 2 Off-shore soil mechanics)

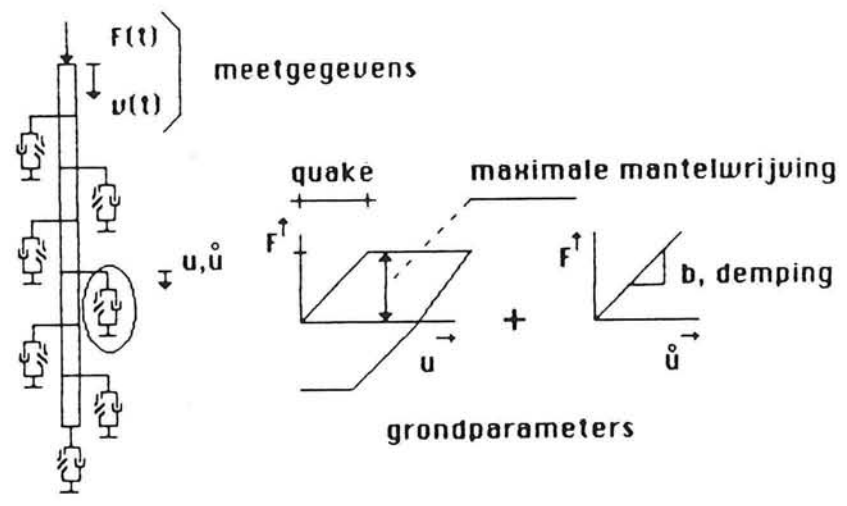
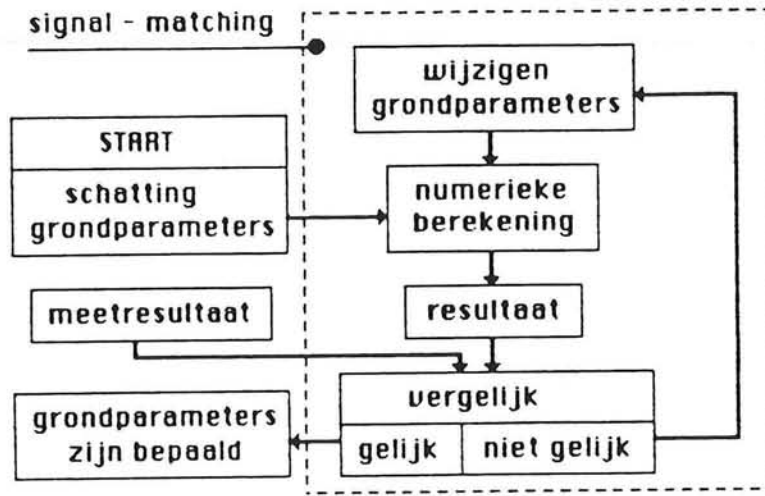
Met dit model is het niet mogelijk de verplaatsing van de grond te berekenen. De grondreactie wordt daarom als functie van de absolute verplaatsing van de paaldoorsnede voorgesteld en wel door, een bilineair model met een elastische en een plastische tak. De elastische tak is dus niet alleen afhankelijk van de elasticiteit van de grond, maar ook van de verplaatsing van de grond zelf. De elastische grondreactie op een element boven in de paal is hierdoor, afgezien van de elasticiteit van de grond zelf, slapper als die van een element onder in de paal, omdat de verplaatsing van de grond boven groter is.

De waarde van de plastische grondreactie is te bepalen met de API-methode of met de CPT-methode. De mate van elasticiteit wordt in dit model weergegeven met behulp van de quake waarde, de verplaatsing die nodig is om de plastische grondreactie te bereiken. De quakewaarde wordt bepaald op grond van empirie. Vijayvergia (literatuur 3) stelt de quake waarde op 1% van de paaldiameter.

2.5 uitvoering

De paal wordt de grond in gedreven met behulp van een grote heihamer. De meest gangbare off-shore constructie, de jacket, kent twee soorten van verbindingen tussen de paal en de constructie. Voor ondiep water en kleine platforms wordt de paal door de poot van de jacket gevoerd. De paal wordt op de juiste diepte geslagen en daarna boven het zeeniveau verbonden met de jacket-constructie.

Voor diep water en grote platforms, wordt een krans van palen rond een poot van de jacket in de grond geslagen. De palen worden met behulp van een onderwaterhamer of met behulp van een lange opzetter op de juiste diepte geslagen. Onder water wordt de paal aan de jacket gelijmd met behulp van een groutverbinding.



figuur 2.11 signal matching met model voor de numerieke berekening

2.6 proefbelasten

Vanwege het zeer hoge draagvermogen van de off-shore funderingspalen, is het niet mogelijk de palen aan een statisch proefbelasting te onderwerpen. Voor een paal van een klein platform, zal een gewicht van 4000 ton op de paal geplaatst moeten worden. Dit is de dead-weight van een klein vrachtschip met een lengte van honderd meter. Het alternatief is het dynamisch proefbelasten.

Het dynamisch proefbelasten, of Dynamic Load Testing (DLT), is een methode welke aan het begin van de jaren zestig is ontwikkeld. Bij het dynamisch proefbelasten wordt er een klap op de kop van de paal gegeven, waarna er zich een drukgolf in de paal voortplant. Door mantelwrijving en puntweerstand ontstaan er reflekties. Deze reflekties bevatten informatie betreffende de dynamische grondweerstand. Uit de dynamische grondweerstand wordt het statische draagvermogen bepaald.

Er zijn twee manieren om het statisch draagvermogen uit de meetgegevens van een dynamische proefbelasting te bepalen.

- direkte methode
- signal matching.

De direkte methode bepaald het statisch draagvermogen direkt uit de meetgegevens, de nauwkeurigheid is niet groot. Het statisch draagvermogen wordt als een bepaald percentage uit de maximale dynamische weerstand geschat. De grote van dit percentage is afhankelijk van de soort grond en berust op empirie. De scheiding in punt en mantel weerstand is niet goed mogelijk met de direkte methode.

Bij signal matching wordt met behulp van een numeriek model het dynamisch proefbelasten gesimuleert. Door het veranderen van de grondparameters in het model, wordt er naar een resultaat gezocht, dat zo goed als overeenkomt met de meetresultaten van de werkelijke proefbelasting. Dit zoeken naar een simulatieresultaat dat overeenkomt met het meetresultaat, wordt signal-matching of ook wel curve-fitting genoemd. Het schema in figuur 2.11 geeft de procedure weer.

De nauwkeurigheid van de match-methode wordt beperkt door het volgende.

- de modelkeuze van het dynamische systeem
- de bepaling van het statische draagvermogen uit het dynamische model.

Een nadere omschrijving van de twee methoden is in hoofdstuk 4 te vinden.

2.7 controle

Door vele onzekerheden is de bepaling van het ontwerpdraagvermogen beperkt in zijn nauwkeurigheid. De bepaling van de grondweerstand uit grondonderzoek is niet erg nauwkeurig, zo blijkt al uit het verschil in de resultaten van figuur 2.5 voor de twee berekeningsmethoden, de API-methode en de CPT-methode. Een andere onzekerheid is, dat de locatie van het grondonderzoek niet dezelfde locatie hoeft te zijn als de locatie van de uiteindelijke plaatsing. Afgezien van de moeilijkheid van plaatsbepaling op zee, kan de plaats van het platform veranderen gedurende de periode van het besluit van ontginning tot aan de uiteindelijke plaatsing. Zodra besloten wordt een olie of gas veld te exploiteren, zullen de verschillende activiteiten parallel worden uitgevoerd. Het is mogelijk dat de juiste locatie nog niet bekend is ten tijde van het ontwerp van de constructie. Alvorens er met het ontwerp kan worden begonnen, zal het grondonderzoek al uitgevoerd moeten zijn. Er is meestal dan een voorlopige locatie vastgesteld.

De controle mogelijkheid die een dynamische proefbelasting biedt, is beperkt door de nauwkeurigheid van het resultaat van de proefbelasting. In het algemeen wordt het draagvermogen, berekend uit de dynamische proefbelasting, dan ook niet als norm gehanteerd, maar wordt het ontwerpdraagvermogen met het resultaat van de dynamische proefbelasting vergeleken, waarna een bepaalde interpretatie aan het draagvermogen van de paal wordt gegeven.

2.8 heibaarheid

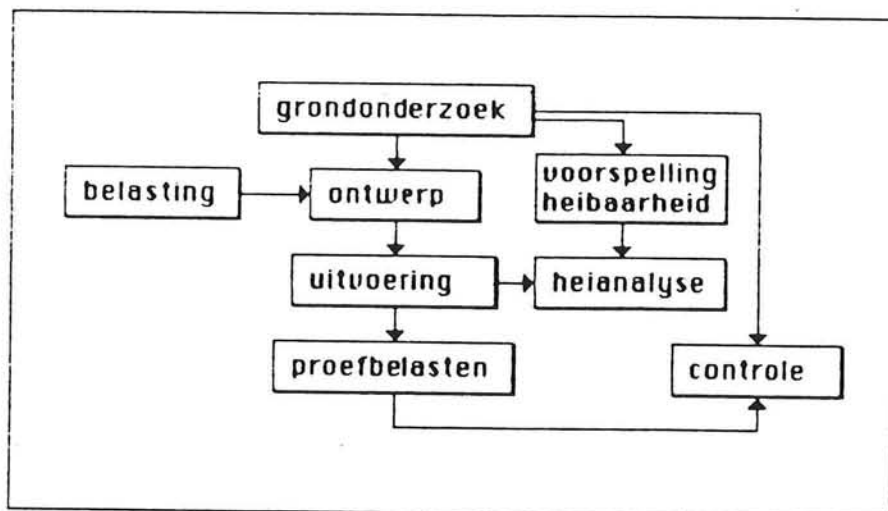
Het schema van figuur 2.1 kan worden uitgebreid tot het schema in figuur 2.12

Het voorspellen van de heibaarheid, zoals een schatting van de blowcount, wordt gemaakt met een zelfde simulatie model als het model dat bij de match-methode wordt gebruikt. Uit het grondonderzoek worden de diverse grondparameters bepaald. Tijdens het heien kan er een hei-analyse worden uitgevoerd. Bij een hei-analyse wordt er in het algemeen het volgende bepaald:

- efficiëntie heihamer, de afgedragen energie van hamer aan de paal.
- blowcount, aantal slagen per zakking van 0.25 (m).
- bepaling dynamische grondweerstand tijdens het heien.
- schatting statische grondweerstand tijdens het heien.

De bepaling van het statisch draagvermogen tijdens de hei-analyse gebeurt met behulp van de directe methode.

Elke klap van de heihamer kan gezien worden als een dynamische proefbelasting. Door continu tijdens het heien te meten, kan steeds het draagvermogen van de paal worden bepaald en geeft dit tijdens het heien een controle mogelijkheid op het ontwerp draagvermogen. Blijkt het draagvermogen tijdens het heien sterk af te wijken van het ontwerp draagvermogen, dan is het nog mogelijk dit te corrigeren.



figuur 2.12 heianalyse

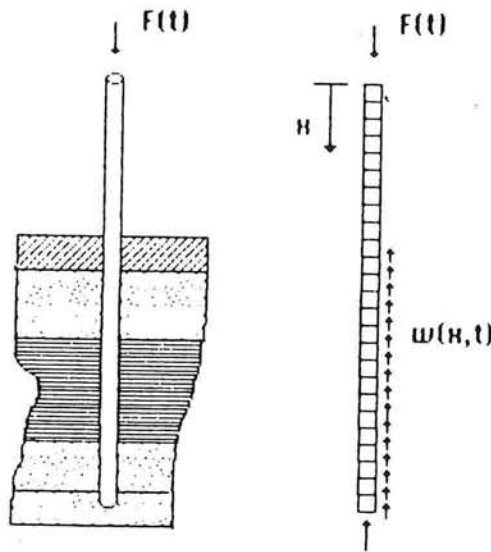
HOOFDSTUK 3 SCHEMATISATIE VAN HET DYNAMISCH SYSTEEM

3.1 inleiding

In dit hoofdstuk vind een schematisatie plaats van het dynamische systeem van paal en grond. Het doel van deze schematisatie is, het maken van een rekenmodel dat gebruikt kan worden in een programma.

Het blijkt mogelijk te zijn, het dynamisch systeem van paal en grond in een één-dimensionaal model onder te brengen. De paal wordt daarbij in een aantal elementen opgedeeld. Op ieder element grijpt een kracht aan in axiale richting. Tezamen stellen deze krachten de volledige mantelwrijving voor (figuur 3.1).

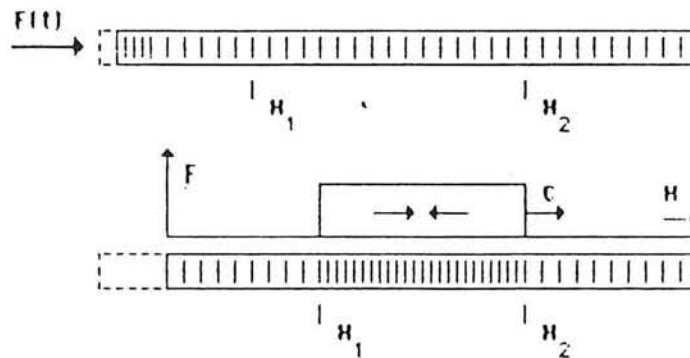
In paragraaf 3.2 is aangegeven op welke manier de golfvoortplanting in de paal kan worden berekend. In paragraaf 3.3 komt de modelkeuze van de dynamische grondreactiekracht, $w(x,t)$, aan de orde. In paragraaf 3.4 tenslotte is aangegeven hoe het rekenmodel in een programma kan worden verwerkt.



figuur 3.1

3.2 paal

In figuur 3.2 wordt op het uiteinde van een staaf van een elastisch materiaal plotseling een belasting aangebracht. Ten gevolge van deze belasting zal er een longitudinale golf door de staaf gaan lopen. Deze golf heeft een constante voortplantingssnelheid, indien de staaf uit homogeen elastisch materiaal bestaat. Dit volgt uit de één-dimensionale golfvergelijking, die men kan opstellen voor de snelheid (v) van een vlak blijvende doorsnede als afhankelijke grootte en de plaats-coördinaat (x) van de doorsnede (volgens het stelsel van Lagrange) en de tijd (t) als onafhankelijke variabelen.



eendimensionale golfvergelijking:

$$\frac{\partial^2 u}{\partial t^2} - c^2 \frac{\partial^2 u}{\partial h^2} = 0$$

oplossing:

$$u(h, t) = f_1(t-h/c) + f_2(t+h/c)$$

$$F(h, t) = Z * [f_1(t-h/c) - f_2(t+h/c)]$$

$$Z * f_1 = F_1 \quad F = F_1 + F_2$$

$$-Z * f_2 = F_2 \quad u = 1/Z * [F_1 - F_2]$$

voortplantingsnelheid:

$$c = (E/\rho)^{0.5}$$

E - elasticiteitsmodulus

ρ - dichtheid

impedantie:

$$Z = EA/c$$

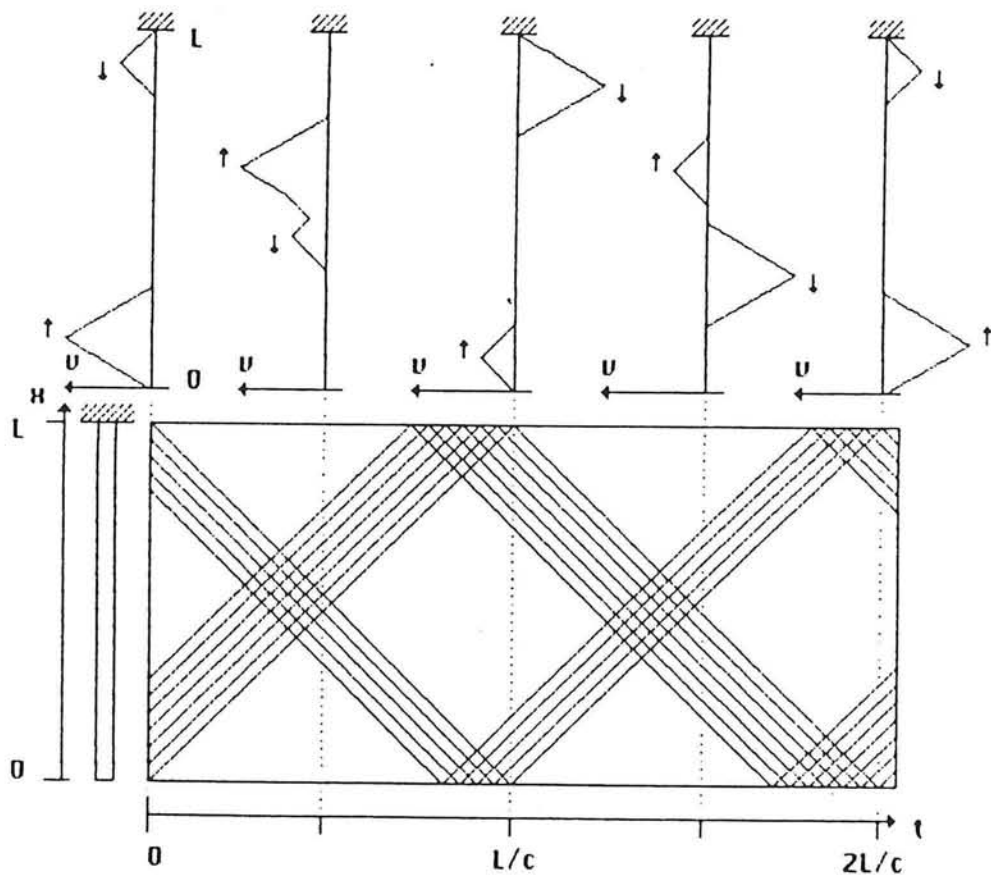
figuur 3.2 één-dimensionale golfvergelijking

De oplossing van de vergelijking kan elke functie in x en t zijn, zolang het quotiënt van x en t maar constant is. Anders geformuleerd, er is een lopende golf, met een constante voortplantingssnelheid, die elke vorm kan hebben. Er zijn in feite twee richtingen waarin een golf kan lopen. Voor de paal is dit van boven naar beneden en omgekeerd. In de paal heerst een kracht tengevolge van het samendrukken of het uit elkaar trekken van de doorsneden. Tussen deze kracht en de snelheid (v) bestaat een lineair verband; de evenredigheidsconstante heet de impedantie. De kracht in de paal t.g.v. de naar beneden lopende golf is gelijk aan de impedantie vermenigvuldigt met de snelheid t.g.v. de naar beneden lopende golf (druk is positief). Een trek golf ontstaat, als de snelheden t.g.v. de naar boven lopende golf, positief zijn (naar beneden gericht).

Er geldt:

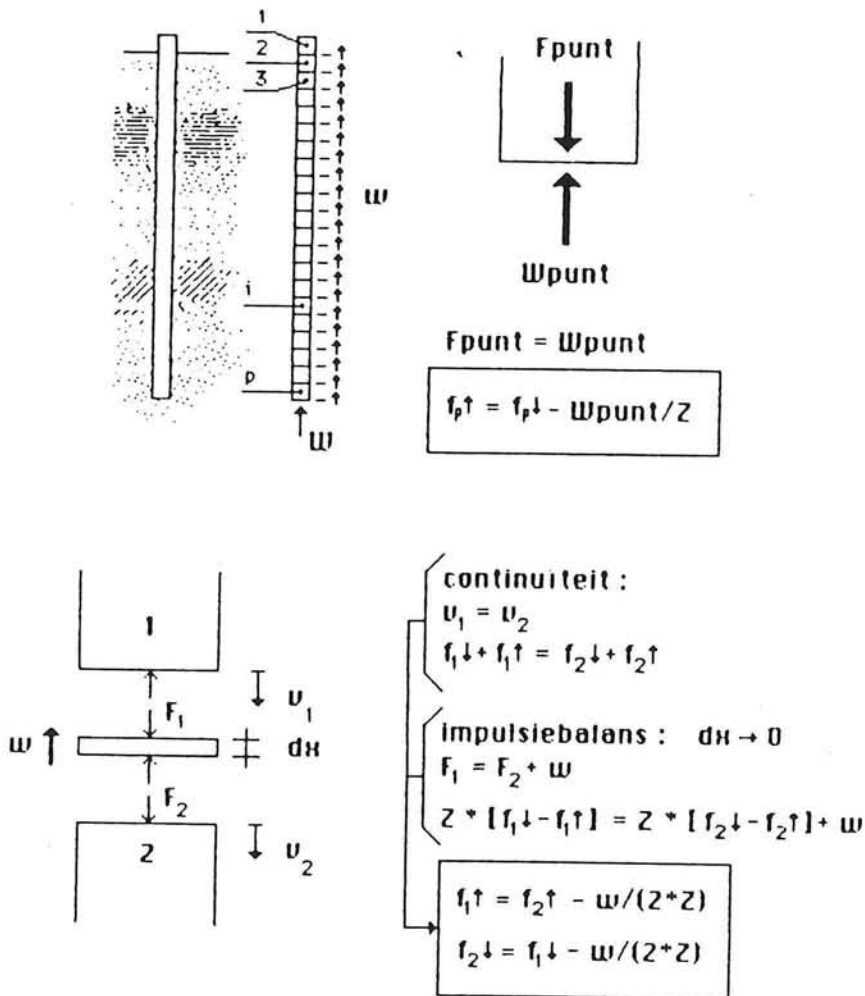
$$\begin{aligned} dx/dt &= c && \text{golf loopt in positieve x-richting (naar beneden)} \\ dx/dt &= -c && \text{golf loopt in negatieve x-richting (naar boven)} \end{aligned}$$

Bovenstaande richtingen worden de karakteristieke richtingen genoemd. Visueel kan men een golf aangeven door de snelheid op een bepaald tijdstip uit te zetten tegen de plaats op de paal, zoals in het voorbeeld van figuur 3.3. Hier zijn twee lopende golven getekend. Er zijn vijf situaties, behorende bij vijf tijdstippen, getekend. Neemt men nu een bepaald (grafisch) punt van een golf in gedachte, dan kan men dit punt in zijn loop volgen. Het punt bevindt zich op een bepaald tijdstip (t) op een bepaalde plaats (x) op de paal. Men kan nu die bepaalde x en t waarden in een xt -diagram aanbrengen. Volgt men in gedachte wederom een punt van de golf, dan loopt dat punt nu langs een rechte in het xt -diagram. De kromme is recht, omdat de voortplantingssnelheid van de golf constant is.



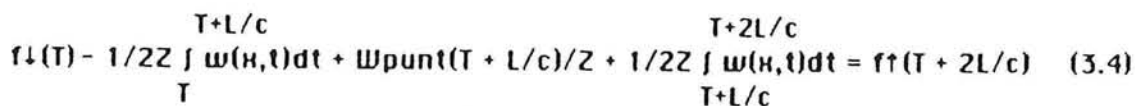
figuur 3.3 xt -diagram.

In figuur 3.4 wordt het systeem van paal en grond gediskretiseerd tot een staaf bestaande uit een aantal elementen. Tussen iedere twee elementen grijpt een kracht (w) in axiale richting op de paal aan. Deze kracht is de sommatie van de binnen en buiten mantelwrijving op het beschouwde element. In het element is de golfvergelijking van kracht en kan de grondreactie gezien worden als de randvoorwaarde van het element. De randvoorwaarde van het laatste element aan de punt van de paal is de puntreactiekracht. De randvoorwaarde aan de kop van de paal is een bekende tijdsafhankelijke kracht.



figuur 3.4 diskretisering paal/grond systeem.

De discretisering is hier verdwenen blijkens het gebruik van integraal tekens. Er zouden echter ook somtekens kunnen staan, indien het aantal elementen eindig gekozen zou zijn.



$$\begin{aligned} H &= c\dot{t} - cT & T \leq t \leq T+L/c \\ H &= -c\dot{t} + c(T+2L/c) & T+L/c < t \leq T+2L/c \end{aligned}$$

figuur 3.5 vergelijking

3.3 grondreactie

In het voorgaande is in het midden gelaten welke vorm een grondreactiekracht heeft. Bij de keuze van een model voor de dynamische grondreactie zal men aan de eis, dat het model de werkelijkheid zo waarheidsgetrouw mogelijk benadert, toe willen voegen, dat uit dit model de statische grondreactie te bepalen is.

De bewegende paal exciteert de grond. Men kan verwachten, dat de reactie afhankelijk is van de verplaatsing, snelheid en versnelling van het paalelement.

De twee meest gebruikte modellen zijn het smithmodel en het veer-dempermodel; met elk een eigen filosofie als grondslag.

Het is Smith, die voor het eerst een benadering van de dynamische paal/grond interactie heeft gegeven (literatuur 4). Smith gaat hierbij uit van de aanname, dat de dynamische grondreactie een sommatie is van de statische grondreactie en een snelheids afhankelijk deel. Dit snelheids afhankelijke deel kan gezien worden als een bepaald percentage van de statische grondreactie. Het percentage is afhankelijk van de snelheid van het paalelement.

$w = f(u) * [1 + f(u')]$ dynamische grondreactie

u - verplaatsing van de paal

u' - snelheid van de paal

$f(u)$ - statische grondreactie

$f(u')$ - $J_s * u'$ snelheids afhankelijke factor

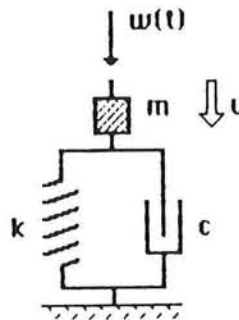
J_s - dempingconstante van Smith

De waarde van de dempingconstante wordt met behulp van empirie bepaald.

Veel dynamische systemen kan men beschrijven met behulp van een model, bestaande uit massaa's, dempers en veren. Dit is het uitgangspunt van de tweede benadering. Onderstaande figuur geeft er een voorbeeld van. Voor dit systeem geldt de bewegingsvergelijking:

$$w = k * u + c * u' + m * u''$$

$$w = f(u) + f(u') + f(u'')$$



Uit zo een model kan men makkelijk de verplaatsingsafhankelijke term $f(u)$ bepalen. De grondreactie blijkt evenwel niet lineair te zijn. Een model volgens bovenstaand systeem is door Goble gegeven. In het model van Goble is de verplaatsingsafhankelijke term bilineair gekozen (zie paragraaf 2.4.2). De versnellingsafhankelijke term is bij Goble niet aanwezig.

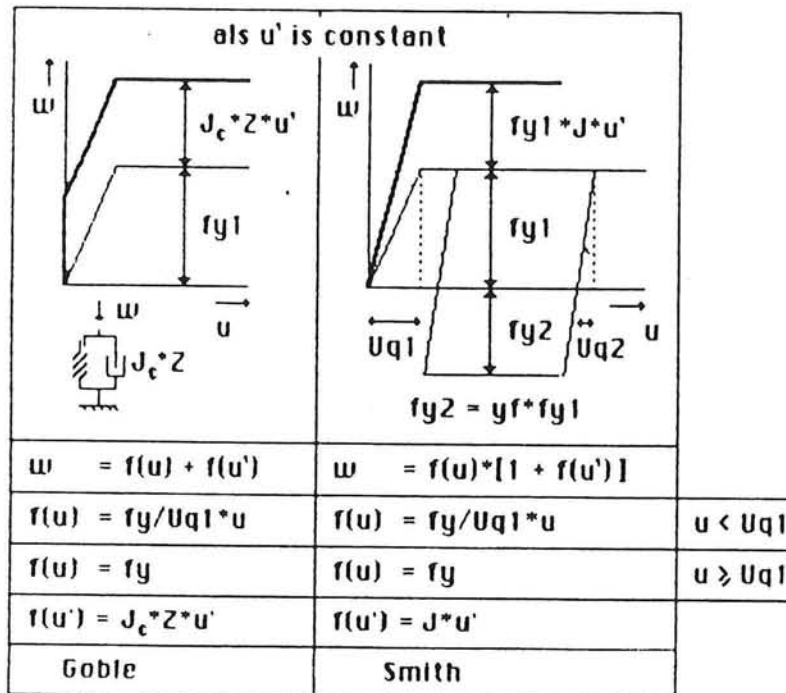
$$w = f(u) + f(u')$$

$$f(u') = J_c \cdot Z \cdot u'$$

J_c = dempingconstante van Goble

Z = impedantie van de paal

In figuur 3.6 zijn de twee modellen beschreven. De modellen zijn aan elkaar gelijk als de verplaatsings afhankelijke grondreactie plastisch is. De grondreactie is onder te verdelen in mantelweerstand en puntweerstand. Ter plaatse van de mantel treedt afschuiving op. Bij de punt is er afschuiving met verdringing. Ondanks het wezenlijke verschil in de reactie op deze twee plaatsen, houdt men in het algemeen hetzelfde model aan. De grondparameters van het puntmodel en van het mantelmodel verschillen wel van grootte voor dezelfde soort grond. Het Smith-model is het meest gebruikelijke model in de diverse heiprogramma's.



figuur 3.6 Smith en Goble

Veel onderzoek is verricht naar de bepaling van de parameters van het grondmodel. Met name voor de snelheids afhankelijke grondreactie is getracht een betere beschrijving te vinden. Het onderzoek richt zich hierbij voornamelijk op de beschrijving van de parameters met behulp van de materiaal constanten van grond. Deze beschrijving is van belang voor een goede voorspelling van de heilbaarheid uit grondonderzoek. Hier volgt een nadere beschouwing van de drie bewegings termen.

verplaatsingsafhankelijke term $f(u)$

De verplaatsingsafhankelijke grondreactie op de mantel van de paal zal de gedaante hebben, zoals in paragraaf 2.4.2 is beschreven. De reactie wordt weergegeven als functie van de verplaatsing van de paaldoorsnede. Bij ontlasten doet zich het verschijnsel hysteresis voor. Het hysteresis effect is min of meer te beschrijven door bij ontlasten een kleinere waarde te kiezen.

Nadat de reactiekracht plastisch heeft gereageert is er bij ontlasten van de grond, een blijvende verplaatsing aanwezig ten op zichte van de paal. In het model van Smith in figuur 3.6 is aangegeven hoe dit wordt verwerkt. De grond verplaatst met de paal mee in de elastische fase. Gedurende de plastische fase verplaatst de grond niet. Bij ontlasten verplaatst de grond weer met de paal mee, er is dan een verschuiving tussen paal en grond opgetreden. Er wordt nog wel eens onderscheid gemaakt in de twee richtingen van belasting, met ieder een eigen maximale mantelwrijving. De achter liggende gedachte is, dat het oppervlak van de paaldoorsnede groter of kleiner wordt ten gevolge van het dwarscontractie effect van de paal, als deze op druk of trek wordt belast. Hierdoor zal de horizontale gronddruk toe- of afnemen, en dus ook de schuifsterkte.

De volgende parameters worden in het model van Smith gebruikt; f_{y1} , U_{q1} , U_{q2} , y_f . De laatste term is de yield-factor, $y_f = f_{y2}/f_{y1}$.

snelheidsafhankelijke grondreactie $f(u')$

De snelheidsafhankelijke term, of ook wel de dempingsterm genoemd, wordt in de literatuur onderverdeeld in visceuze demping en stralings demping. Stralings demping moet gezien worden, als trillings-energie, die de oneindige halfruimte inloopt. Een voorbeeld van dit verschijnsel kan worden waargenomen bij het gooien van een steen in het water. Het water wordt plaatselijk in trilling gebracht. Na verloop van tijd is het trefpunt in rust en loopt de energie, in de vorm van golven aan het oppervlak, het oneindige vlak in. Een dergelijke vorm van demping moet samen gaan met een versnellingsafhankelijke grondreactie. De grond zal eerst in beweging moeten worden gebracht.

Naar grootte en karakter van de snelheidsafhankelijke term is veel onderzoek verricht. Een eenduidig antwoord is niet gevonden. Waarschijnlijk komt dit doordat men de verschillende dynamische effecten, die bestaan, te zeer in een term wil samenrapen.

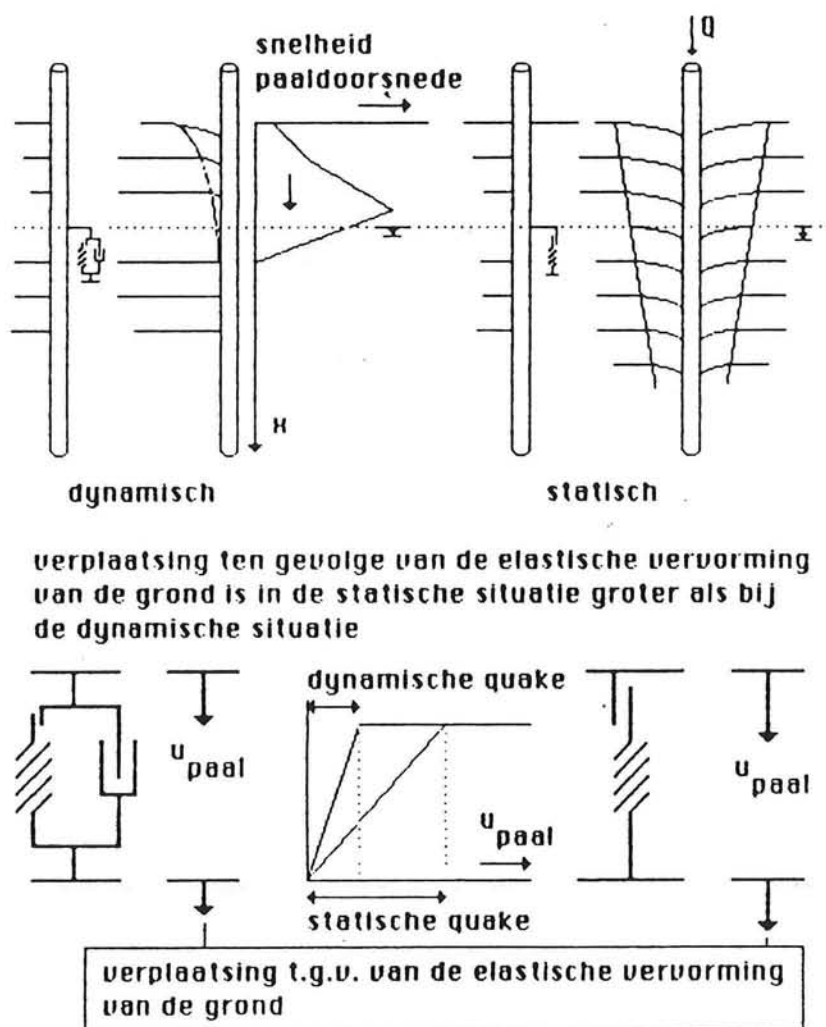
versnellingsafhankelijke grondreactie $f(u'')$

Een versnellings afhankelijke weerstand duid op meebewegende massa. In het algemeen wordt deze term verwaarloosd in de verschillende dynamische modellen.

3.3.1 verplaatsingsafhankelijke term $f(u)$ versus statisch gedrag

Tot nu toe is er steeds vanuit gegaan dat de dynamische grondreactie een sommatie is van de statische grondreactie en een dynamische term. Het is de vraag of deze aanname juist is.

De schematisatie van het paal-grond systeem tot een eendimensionaal model onder statische en dynamische belasting is in figuur 3.7 afgebeeld. Deze schematisatie suggereert, dat de twee modellen aan elkaar gelijk zijn, als de belasting van het dynamische model quasi statisch is. Bij een quasi-statische belasting kan de invloed van de belastingsnelheid worden verwaarloosd en zal er geen snelheidsafhankelijke grondreactie optreden. De dempers kunnen dan weggelaten worden en de twee modellen zijn aan elkaar gelijk.



figuur 3.7 dynamische en statische quake

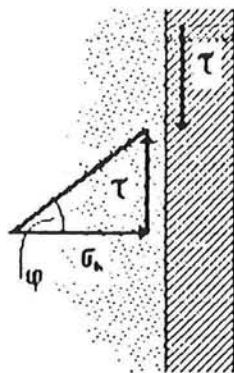
Deze redenering is juist, indien in het model ook rekening met de verplaatsing van de grond wordt gehouden. Bij de twee modellen wordt deze juist buiten beschouwing gelaten.

De dynamische en de statische quake waarden zijn niet aan elkaar gelijk. In de figuur is een voorbeeld van de verplaatsing van grond ten gevolge van de twee soorten belasting gegeven. In de praktijk is dit ook waarneembaar. De statische quake waarde is een factor tien groter dan de dynamische quake.

In het algemeen wordt er uitgegaan van perfecte plasticiteit. Er mag verwacht worden dat de maximale wrijving verandert onder invloed van de dynamische belasting, terwijl deze onder quasi statische belasting constant is. Gaat men uit van het Mohr-Coulomb bezwijk criterium, waarbij voor de eenvoud aangenomen wordt dat de afschuiving tussen paal en grond optreedt, dan kan de schuifsterkte veranderen door (zie figuur 3.8).

- het veranderen van de normaalspanning
- het veranderen van de hoek van inwendige wrijving

De gronddruk kan afnemen door opbouw van de waterspanning. Door de excitatie gaan er drukgolven in de grond lopen, die van invloed zijn op de normaalspanning. Afhankelijk van de pakking van de grond kan er dilatantie optreden (volume vergroting bij verhoging van de belasting in een richting). Door het optreden van glijvlakken of eigenlijk het gladder worden van het afschuifvlak tijdens de afschuiving, verandert de hoek van inwendige wrijving.



$$\tau = \sigma'_h * \tan \varphi$$

τ - schuifsterkte

σ'_h - effectieve horizontale
grondruk

φ - hoek van inwendige
wrijving

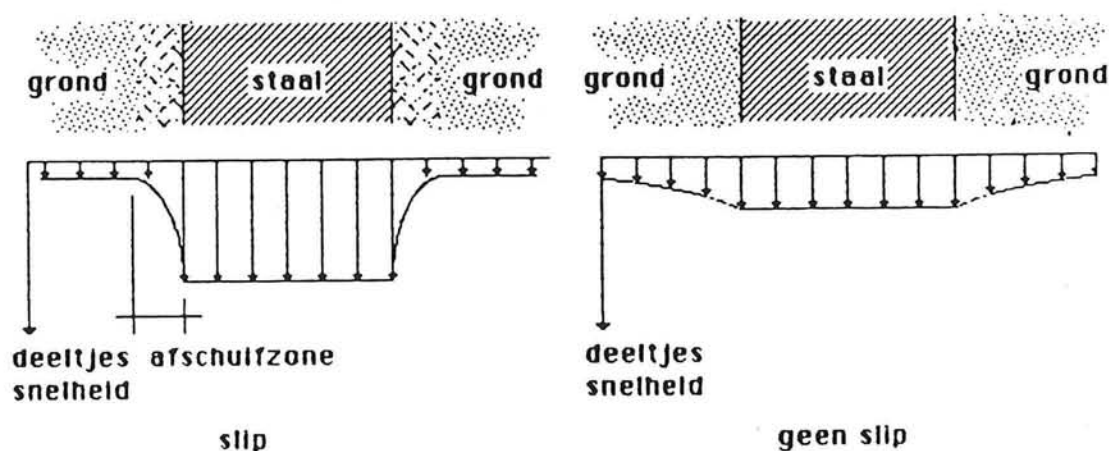
figuur 3.8 Mohr-Coulomb

Het is duidelijk dat de benadering van het grondgedrag met de verplaatsings afhankelijke term uit het dynamisch model zijn beperkingen heeft. Vooral de beschrijving van het elastisch gedrag is niet goed mogelijk. Het is zelfs

de vraag of het smithmodel en het veer-dempermodel het elastische grondgedrag onder dynamische belasting goed beschrijven. Als de grond vanuit rust toestand wordt geëxciteerd, dan zal de grond met de paal meeverplaatsen totdat de schuifsterkte tussen de paal en de grond is bereikt. De verplaatsing van de grond is dan gelijk aan de quake waarde. Volgens de twee modellen beweegt de grond niet meer totdat de excitatiekracht van de paal op de grond weer kleiner is dan de schuifsterkte, waarbij de elastische energie in de grond weer vrij komt. De demping is tijdens de elastische fase en de plastische fase gelijk. Deze beschrijving is niet aannemelijk. De beweging van de grond zal niet zomaar stoppen als de schuifsterkte is bereikt. Verder is te verwachten dat de demping een andere waarde bezit als de plastische grondreactie optreedt.

3.3.2 slipmodel

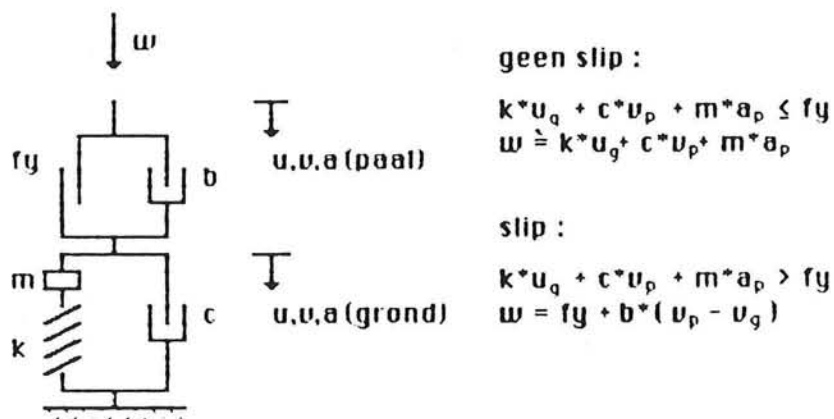
Een nieuwe benadering voor het eendimensionale model voor de mantelwrijving is gegeven door verscheidende onderzoekers, waaronder Corte, Simon & Randolph (literatuur 6). In deze benadering wordt rekening gehouden met de verplaatsing van de grond.



figuur 3.8 slip of geen slip

Als de schuifsterkte in de grond is bereikt treedt er slip op en verandert de mate van demping. De demping kan dan alleen nog maar uit visceuze demping

bestaan. In slip toestand, zal de grond een eigen verplaatsing en snelheid hebben. In het nieuwe model wordt deze berekend. Figuur 3.8 geeft een beeld van de twee toestanden.



figuur 3.9 slipmodel

Het slipmodel is in figuur 3.9 weergegeven. Het model kan als volgt worden geïnterpreteerd. De grond buiten de afschuifzone is een elastisch medium. Zodra er slip optreedt is de grond in de afschuifzone, als een visceuze vloeistof te beschouwen. Op de begrenzing van de afschuifzone en de elastisch reagerende grond is de schuifspanning gelijk aan de schuifsterkte f_y .

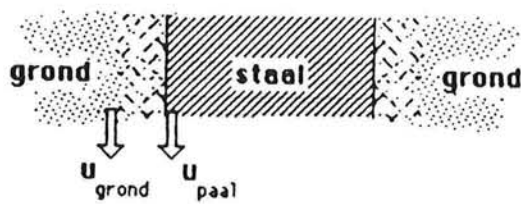
Als er geen slip optreedt, dan zijn de snelheid en de versnelling van de grond ter hoogte van een paaldoorsnede gelijk aan die van de paaldoorsnede. De grondreactie is door de traagheid van de grond versnellings afhankelijk. Verder treedt er stralings demping op.

Als er slip op treedt, dan kan gesteld worden dat de grond en de paal ieder een eigen snelheid hebben. Er zal een afschuifzone zijn, hier zal naast droge wrijving een snelheidsafhankelijke wrijving kunnen optreden.

Na een periode waarin slip heeft opgetreden, zal de grond niet dezelfde verplaatsing meer hebben als de paal, de paal is ten opzichte van de grond verschoven. De elastische kracht in het model is daarom altijd afhankelijk van de grond verplaatsing. De visceuze demping is afhankelijk van het verschil in de snelheid van de grond en de paal

Dit model brengt een probleem met zich mee. De verplaatsing en de snelheid van de grond moeten worden berekend als de slip toestand geldt. In figuur 3.10 is de berekening gegeven.

statische randvoorwaarde
 $f_y = k \cdot q$ q is de quake



D.V. $f_y = k \cdot u_{\text{grond}} + c \cdot \dot{u}_{\text{grond}} + m \cdot \ddot{u}_{\text{grond}}$

opl. $u_{\text{grond}} = A \cdot \exp(r_1 \cdot t) + B \cdot \exp(r_2 \cdot t) + C$
 $r_{1,2} = \frac{-c \pm \sqrt{c^2 - 4mk}}{2m}$

$t \rightarrow \infty \Rightarrow u_{\text{grond}} = q \quad A = 0 \quad C = q$

$t = 0 \Rightarrow u_{\text{grond}} = u_o \quad B = u_o - q$

$u_{\text{grond}} = (u_o - q) \cdot \exp(r \cdot t) + q$ $r = \frac{-c - \sqrt{c^2 - 4mk}}{2m}$
Randolph & Simon $m = 0 \Rightarrow r = -k/c$

figuur 3.10 verplaatsing grond in sliptoestand.

Uitgangspunt is:

- slip treedt op als de schuifsterkte is bereikt (bi-lineair model). Er ontstaat dan een afschuifzone met een constante breedte, die verwaarloosbaar klein is ten opzichte van de verplaatsingen van de grond.

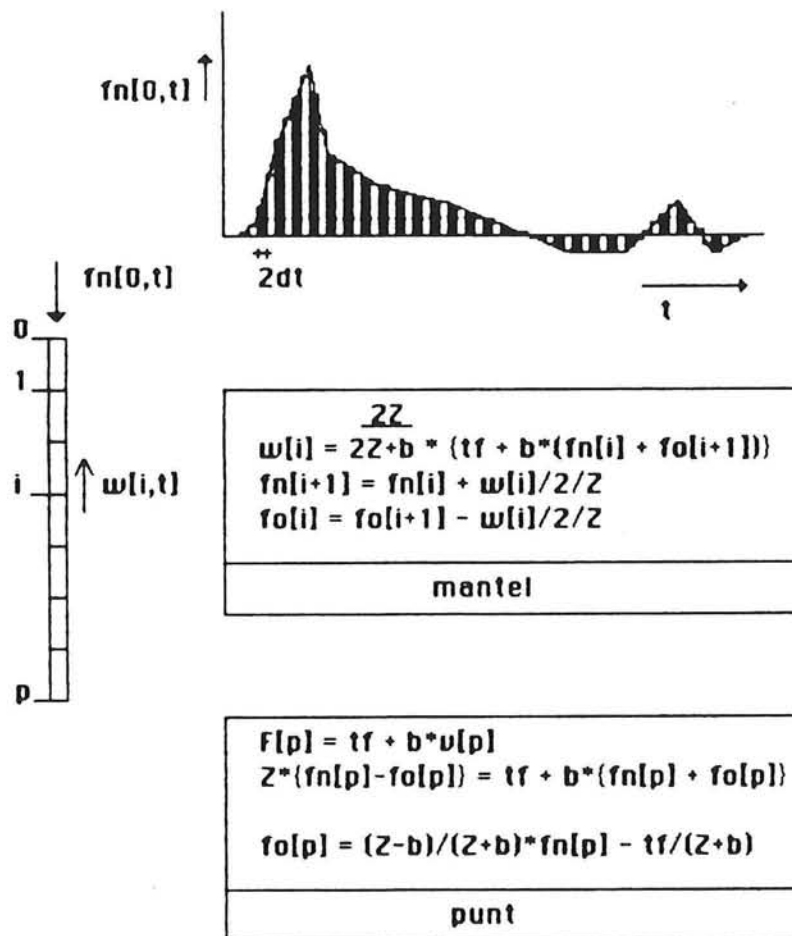
Randolph & Simon vinden een andere waarde voor de wortel als in deze berekening gegeven. Deze onderzoekers stellen dat de elastische grondreactie te beschrijven is zonder een versnellings afhankelijke term:

$$w = k*u + c*u'$$

De beschrijving van de grondreactie wordt hierdoor eenvoudiger. De bepaling van de grondverplaatsing heeft zijn beperkingen, naarmate het verschil in snelheid tussen grond en paal groter wordt, zal de breedte van de afschuifzone ook groter worden. Verder is het nog de vraag of de elastische grondreactie met de lineaire bewegingsvergelijking te beschrijven is.

Er zal tijdens de slip toestand nog steeds elastische energie in de grond worden opgeslagen. Bij relaxatie zal door de traagheid van de grond niet in een klap alle elastische energie vrij komen.

In vergelijk met het Smith model en het veer-demper model, mag verwacht worden, dat het slipmodel een betere benadering van het dynamische elastische grondgedrag zal geven.



figuur 3.11 numeriek model

3.4 numerieke aanpak

3.4.1 beschrijving rekenmodel

Als integratie methode wordt in deze aanpak gebruik gemaakt van de oplossing langs karakteristieken. De paal met de lengte L , wordt opgedeeld in een aantal elementen. Door het vaststellen van het aantal elementen met de lengte dx , wordt meteen ook de integratietijdstap dt vastgelegd, door de relatie:

$$dx/dt = c$$

In een tijdstap zal een paaldoorsnede een constante snelheid bezitten. De randvoorwaarden aan de kop en de punt van de paal zijn gegeven. Aan de kop vindt de tijdsafhankelijke belasting plaats door heihamer of vallend gewicht. In het rekenmodel is de kop van de paal op het niveau waar in werkelijkheid wordt gemeten. Uit de meetgegevens zijn de functies van de snelheden ten gevolge van de neerwaarts lopende golf en de opwaarts lopende golf te berekenen. De functie van de neerwaarts lopende golf wordt gebruikt als invoer van het rekenmodel. De opwaarts lopende golf wordt berekend en kan worden vergeleken met de gemeten functie.

Aan de punt vindt de grondreactie plaats, die afhankelijk is van de verplaatsing en de snelheid van de punt.

De mantelwrijving langs de paal wordt per element geconcentreerd en gedacht aan te grijpen ter plaatse van de doorsnede tussen twee elementen. De mantelwrijving is afhankelijk van de verplaatsing en de snelheid van de doorsnede. Figuur 3.11 laat het rekenmodel zien.

De verplaatsing van een doorsnede kan bepaald worden uit de relatie:

$$u[i,t] = u[i,t-dt] + dt*v[i,t-dt] \quad (3.4.1)$$

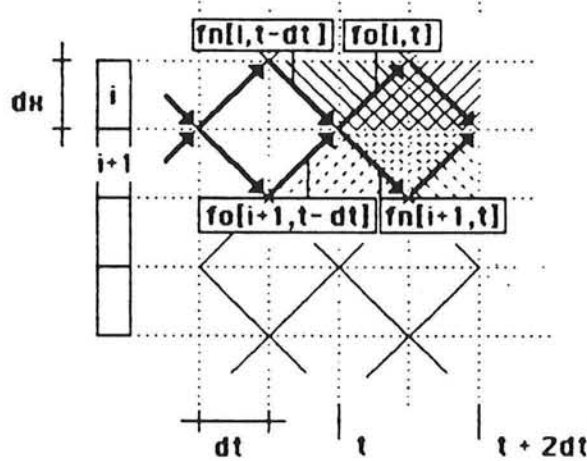
Uitgangspunt is dat de grondreactie met het veer-demper model kan worden beschreven. De grondreactie wordt voorlopig aangeduid met de volgende vergelijking:

$$w = tf(u) + b*v \quad (3.4.2)$$

$tf(u)$ is de bi-lineaire functie die de statische grondreactie weergeeft. Uit (1) en (2) volgt:

$$w[i,t] = tf(u[i,t]) + b*v[i,t] \quad (3.4.3)$$

In figuur 3.12 zijn de snelheden van de golven in een element gegeven. De snelheid en de verplaatsing van een paaldoorsnede gedurende een tijdstap moeten worden berekend.



van t tot $t+2dt$ geldt voor de snelheid van de doorsnede tussen de elementen i en $i+1$:

$$v[i, t] = fn[i, t-dt] + fo[i, t]$$

$$v[i, t] = fn[i+1, t] + fo[i+1, t-dt]$$

figuur 3.12 snelheid van een paaldoorsnede.

Van t tot $t+2dt$ geldt voor de snelheid van de doorsnede tussen de elementen i en $i+1$:

$$v[i, t] = fn[i, t-dt] + fo[i, t] \quad (3.4.4)$$

$$v[i, t] = fn[i+1, t] + fo[i+1, t-dt] \quad (3.4.5)$$

Als $fn[i, t-dt]$ en $fo[i+1, t-dt]$ bekend zijn, dan kunnen $fn[i+1, t]$ en $fo[i, t]$ worden berekend met behulp van de vergelijkingen uit paragraaf 3.2:

$$fn[i+1, t] = fn[i, t-dt] - w[i, t]/2Z \quad (3.4.6)$$

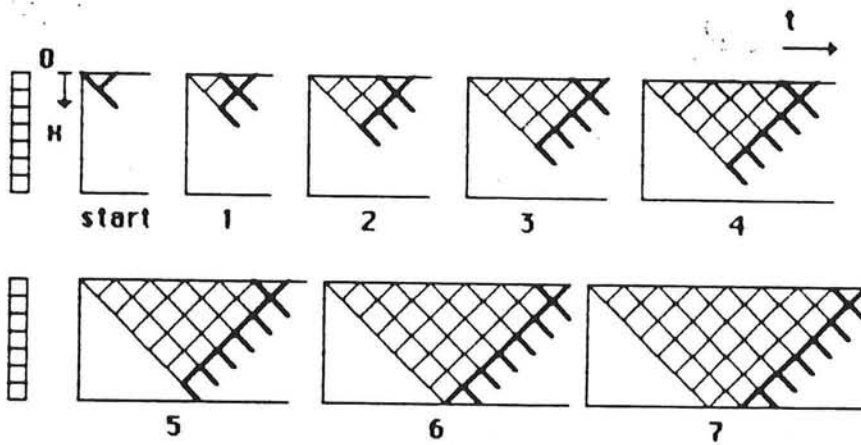
$$fo[i, t] = fo[i+1, t-dt] - w[i, t]/2Z \quad (3.4.7)$$

Vergelijking (3.4.3) met (3.4.6), (3.4.7), (3.4.4), (3.4.5) geeft:

$$w[i, t] = 2*Z/(2*Z+b) * (tf + b*(fn[i, t-dt] + fo[i+1, t-dt])) \quad (3.4.8)$$

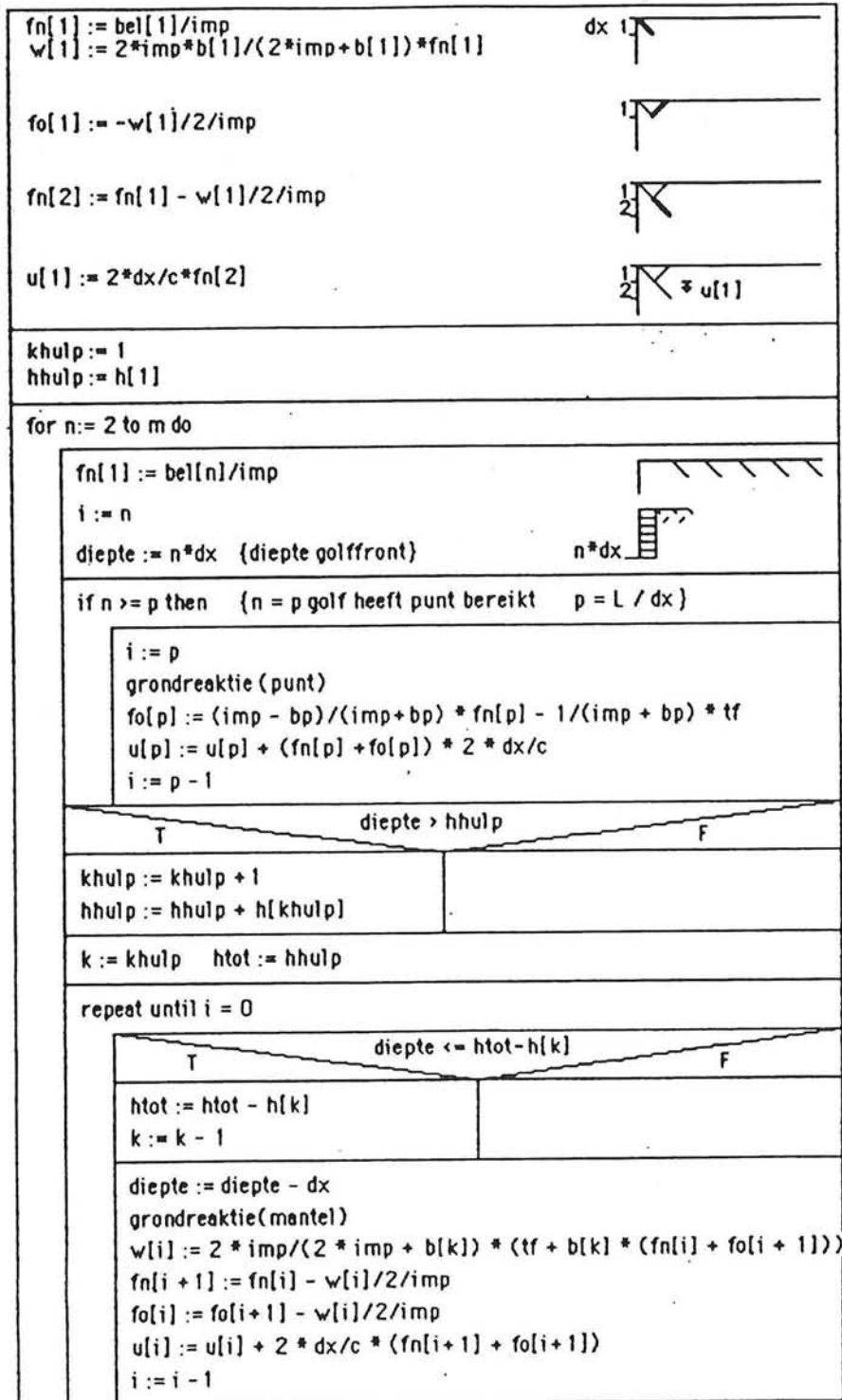
De berekening is er op gericht om de kracht, snelheid en verplaatsing ter plaatse van $x=0$ te bepalen. Om rekentijd te besparen wordt er zover mogelijk langs de $x=0$ as in de tijd gerekend.

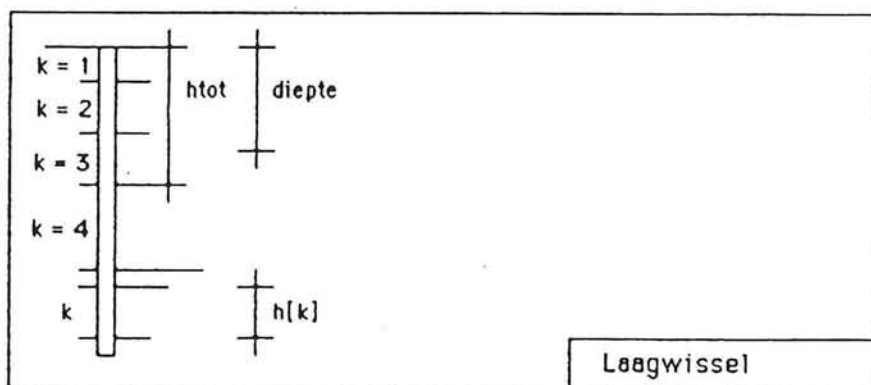
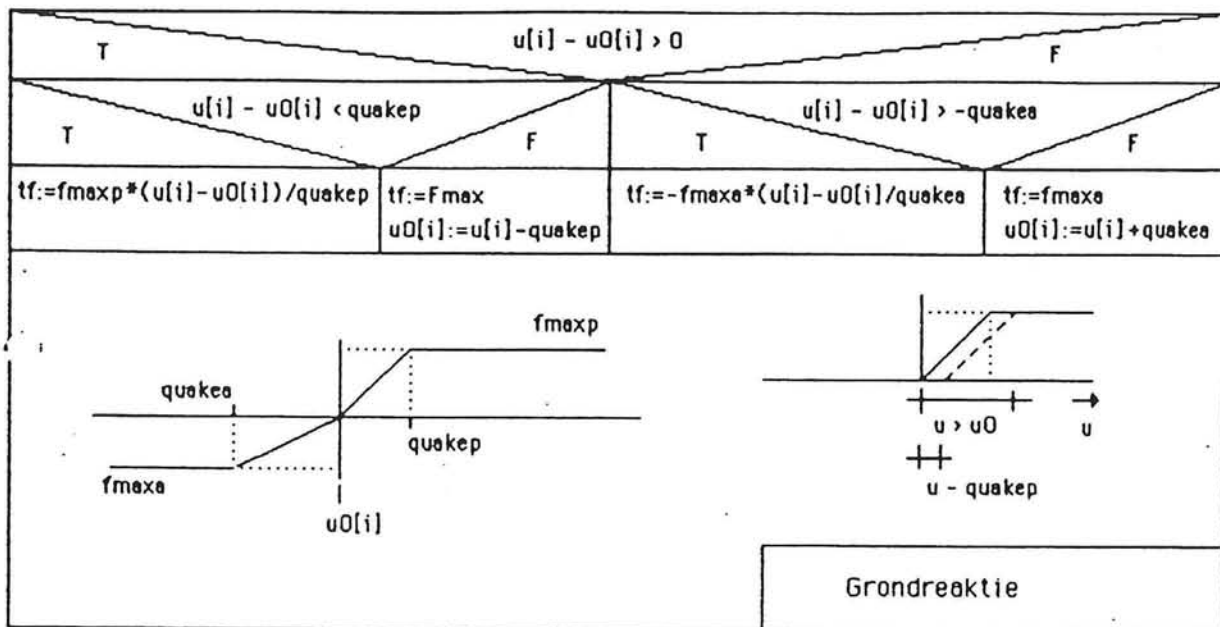
Figuur 3.13 geeft de rekenwijze weer. Per cyclus wordt voor elk element i de waarden van de vetgedrukte f_o en f_n berekend. Alleen de vetgedrukte f_o en f_n in een element hoeven bekend te zijn, de rest mag worden vergeten. De berekening van de nieuwe f_o en f_n geschied vanaf het onderste element tot aan het bovenste element. De te berekenen $f_o[1,t]$ moet bewaard blijven.



figuur 3.13 berekening

3.4.2 structuurdiagram





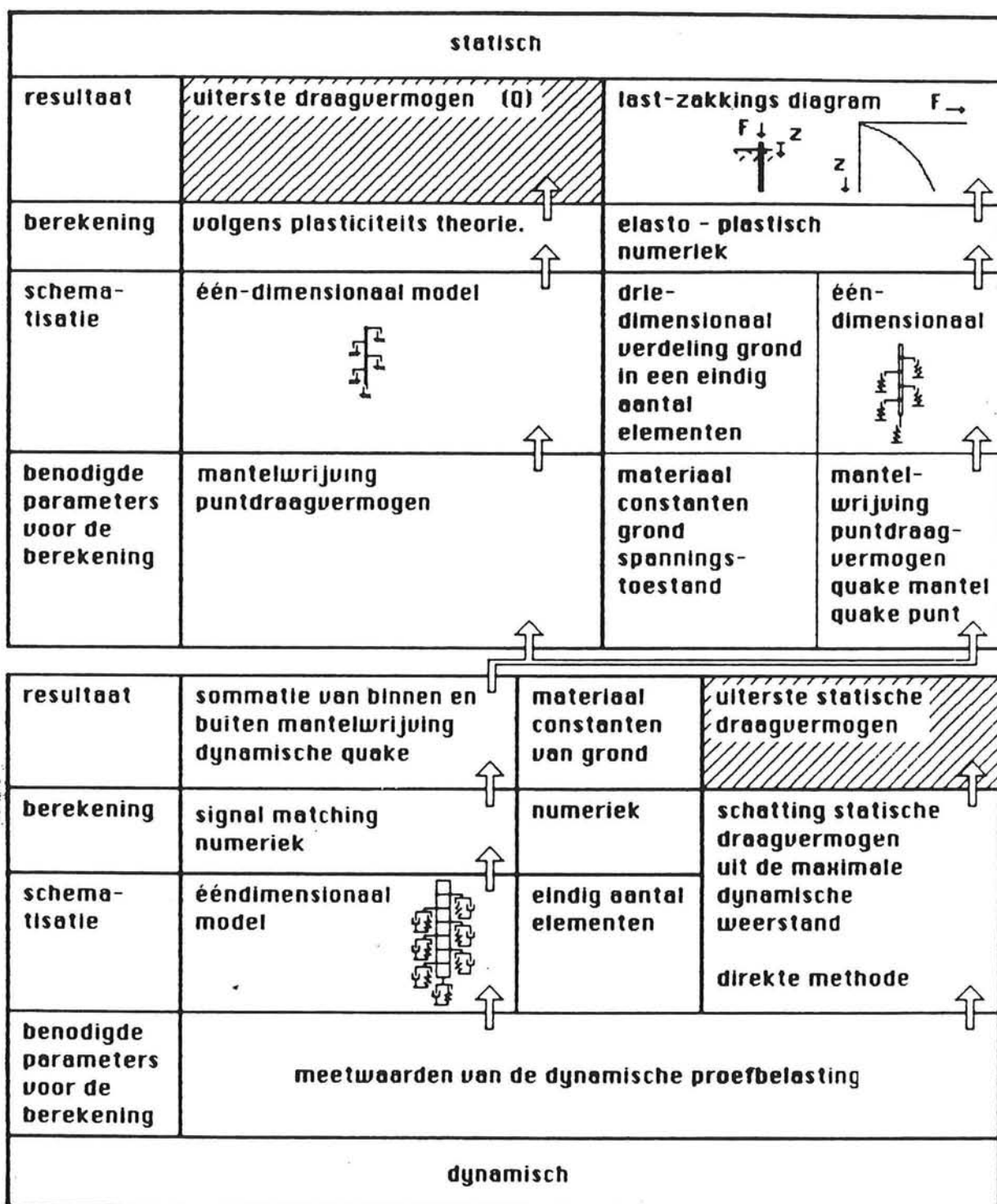
3.5 conclusies

3.A

De elastische vervormingen van de grond zijn onder statische belasting groter als bij de dynamische belasting. Hieruit volgt; dat de quake, die in het Smithmodel en het veer-dempermodel wordt gebruikt, niet gelijk is aan de quake, die bij de statische berekeningen wordt gebruikt.

3.B

De beschrijving van de dynamische elastische grondreactie met het Smithmodel en het veer-dempermodel wordt beperkt door het feit dat de verplaatsing van de grond tijdens de fase dat er slip optreedt nul wordt gesteld.



figuur 4.1 bepaling van het statisch draagvermogen uit een dynamische proefbelasting

HOOFDSTUK 4 BEPALING STATISCH DRAAGVERMOGEN UIT EEN DYNAMISCHE PROEFBELASTING

4.1 dynamische berekeningen

De bepaling van het statische draagvermogen uit een dynamische proefbelasting is in figuur 4.1 weergegeven.

De statische berekeningen zijn in hoofdstuk 2 al eerder aan de orde gekomen. In dit hoofdstuk zal de dynamische berekening in beschouwing worden genomen. De bepaling van de materiaal constanten van grond met een elementen methode is in dit schema aangegeven, maar zal in dit rapport niet worden besproken. Er zijn verschillende instituten die dergelijke berekeningen aan het ontwikkelen zijn. Mede door de grote rekentijd die nodig is, mag verwacht worden dat dit soort berekeningen, voorlopig niet in de praktijk zal worden toegepast.

De twee berekeningswijzen die overblijven zijn de match methode en de direkte methode. De match methode berekent de benodigde parameters voor de statische berekening, waarmee uiteindelijk het statische draagvermogen wordt bepaald. Het blijkt niet mogelijk te zijn de statische quake waarde te berekenen met de huidige dynamische modellen. Voor de bepaling van het last-zakkings diagram, zal er dan een quake waarde geschat moeten worden. De direkte methode kan slechts het statische uiterste draagvermogen van de paal berekenen. Deze berekening wordt beperkt door het feit dat het draagvermogen geschat wordt uit de maximale dynamische weerstand.

4.2 signal matching

Door uit te gaan van een bepaald fysisch model, voor paal en grond, is het mogelijk het proces van een klap op een funderingspaal te omschrijven. Samen met de meetgegevens en het fysische model zou het mogelijk moeten zijn, hieruit direkt de grondparameters te bepalen.

Deze bepaling wordt door twee aspecten bemoeilijkt.

- De matrix vergelijkingen die onstaat als boven beschreven probleem moet worden opgelost, bevat niet lineaire vergelijkingen. (zie hoofdstuk 3)
- Grond vertoont een uiterst grillig gedrag. De modellering hiervan is niet eenvoudig. Hierdoor zal er een grote hoeveelheid parameters en een grote matrix ontstaan.

Een alternatief voor het bepalen van de grondconstanten, kan gerealiseerd worden door het hele proces te simuleren, waarbij de simulatie uitkomsten worden vergeleken met de meetuitkomsten.

De procedure begint met een schatting voor de grondparameters in het simulatie model, zoals aantal lagen en de dikte hiervan, elasticiteit, maximale mantelwrijving en damping. Met deze constanten wordt er gesimuleerd. De uitkomsten van de simulatie worden vergeleken met de meetresultaten. Uit dit vergelijk volgt een nieuwe invoer voor een nieuwe simulatieronde. In de nieuwe invoer worden een aantal waarden van de grondparameters veranderd, waarvan verwacht wordt dat deze een beter resultaat zullen opleveren, bij een nieuwe simulatieronde.

Dit proces wordt net zolang herhaald, totdat de simulatie uitkomst voldoende op die van de meting lijkt.

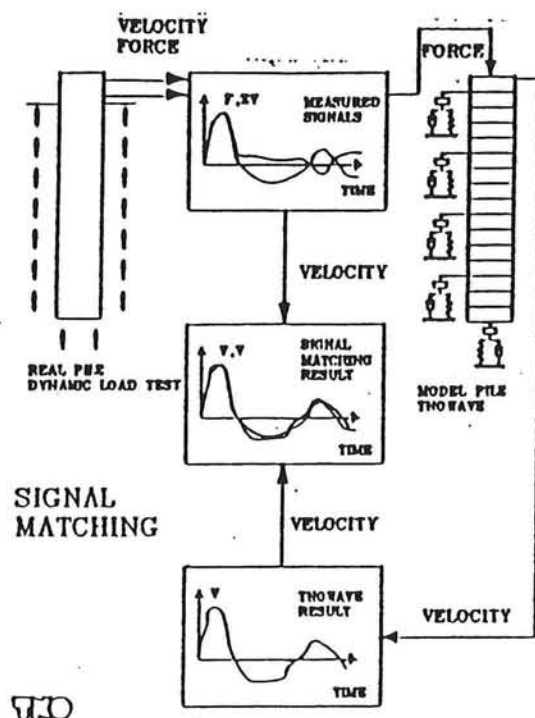
Met behulp van de grondparameters, bepaald volgens de methode van signal matching, wordt een berekening uitgevoerd, welke het statische draagvermogen van de paal bepaald.

4.2.1 signal matching bij T.N.O.

Figuur 4.2 geeft schematisch het signal matching bij T.N.O. weer. T.N.O. heeft een simulatie programma ontwikkeld, wat onderdeel is van het programma pakket TNO-wave. In de figuur staat aangegeven hoe het hele dynamische systeem in het programma TNO-wave wordt gemodelleerd. De paal wordt in een eindig aantal elementen opgedeeld. De grondwrijving per element, wordt geconcentreerd en gedacht aan te grijpen tussen twee elementen. Voor de mantelwrijving en de puntweerstand bestaat de keuze mogelijkheid voor verschillende modellen, waarvan het demper-veer model het meest gebruikelijke is.

Ter plaatse van het meetniveau wordt de paal als het ware afgehakt. Hier wordt dan, als randvoorwaarde, de gemeten kracht op gezet.

Vroeger werd met het programma TNO-wave de snelheid in de paal ter plaatse van het meetniveau berekend. Deze snelheid werd dan vergeleken met de gemeten snelheid.



figuur 4.2 signal matching bij T.N.O.

Tegenwoordig wordt er bij het passen van de berekende grafiek en de gemeten grafiek, niet meer gebruik gemaakt van het snelheidssignaal, maar van het krachtsignaal van de zogenaamde 'upward travelling wave'. Het krachtsignaal bestaat uit twee componenten, de kracht in de doorsnede ten gevolge van de naar beneden lopende golf en de kracht in de doorsnede ten gevolge van de naar boven lopende golf. Het voordeel van het gebruik van de naar boven lopende golf is, dat dit signaal uit grond reflecties bestaat. De kracht in een paaldoorsnede veroorzaakt door de naar boven lopende golf, kan als volgt worden berekend (zie hoofdstuk 3):

$$F_o(t) = 0.5 * [F(t) - Z * v(t)]$$

$F_o(t)$ = kracht in een paaldoorsnede veroorzaakt door de naar boven lopende golf

$F(t)$ = kracht in een paaldoorsnede

$v(t)$ = snelheid van een paaldoorsnede

Z = impedantie paal

4.2.2 meetsignalen

Er worden twee signaalsoorten gemeten, rekken en versnellingen. Op de buitenkant van de paal worden op twee tegenover elkaar liggende plaatsen, signaalopnemers gemonteerd. De signalen die in het programma worden gebruikt zijn een gemiddelde van deze twee signalen, zodat eventuele buigings effecten worden geelimineerd.

De signalen worden tijdens het meten op magnetische band vastgelegd. Uit de rekken wordt de kracht berekend en uit de versnelling wordt na integratie de snelheid berekend.

4.2.3 beginschatting grondparameters

De beginschatting van de grondparameters wordt vaak gemaakt op basis van de gegevens van de sondering en of boring. Deze gegevens zijn niet strikt noodzakelijk, iedere start invoer voldoet. Als van het veer-demper model wordt uitgegaan, dan zijn de te bepalen grondparameters:

- aantal grondlagen en de dikte hiervan.
- maximale mantelwrijving per grondlaag
- demping per grondlaag
- quake per grondlaag
- maximale puntweerstand
- demping punt
- quake punt

Deze parameters worden als volgt uit de resultaten van een sondering bepaald. Voor de mantelwrijving wordt gebruik gemaakt van de grafiek van de conusmantelwrijving of van de grafiek van de conusweerstand vermenigvuldigd met een reductie factor. De grafiek wordt glad gestreken, waarna een grove indeling van de grondlagen wordt gemaakt. De maximale mantelwrijving wordt afgelezen uit de glad gestreken grafiek. De quakewaarde wordt arbitair gekozen, meestal tussen de 1 tot 4 millimeter. De demping wordt bepaald op basis van de soort grond. Voor de maximale puntweerstand wordt de conusweerstand op de beschouwde diepte genomen. De puntquake is weer een bepaalde gekozen waarde, meestal dezelfde als die van de mantel of iets groter. De demping wordt bepaald op basis van de soort grond.

4.2.4 numerieke berekening

De numerieke berekening duurt 5 tot 10 minuten op een AT personal computer. Gedurende deze tijd is de matcher werkloos. Het programma TNO-wave biedt de mogelijkheid, om na een vastgesteld interval steeds het tot dan toe berekende resultaten op het scherm af te beelden. Wijkt het berekende resultaat in het begin al te veel af van het gemeten resultaat, dan kan de berekening worden afgebroken waarna de invoer kan worden veranderd voor een nieuwe berekening.

4.2.5 vergelijk

Voor de bepaling van nieuwe invoerwaarden uit het vergelijk van het meetresultaat met het berekende resultaat bestaan een aantal ervaringsregels die hier verder buiten beschouwing worden gelaten.

De persoon die de match uitvoert, de matcher, is gedurende de gehele procedure constant bezig het berekende resultaat te interpreteren, waarna hij een nieuwe invoer bepaald.

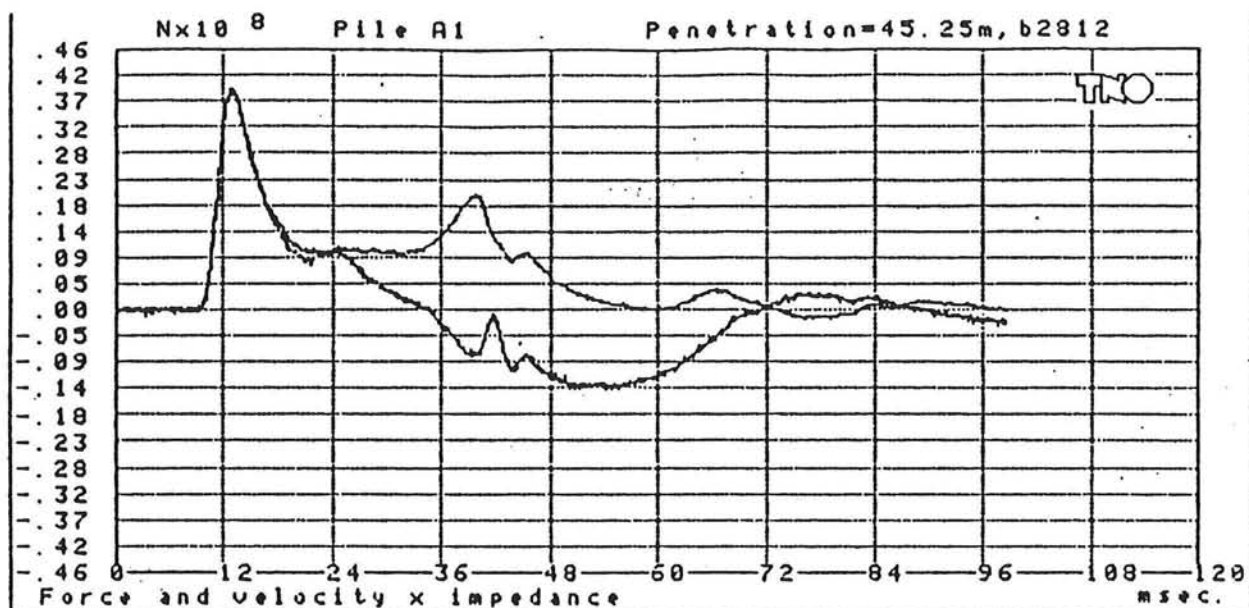
Gedurende de match wordt er steeds naar een invoer gezocht, die een beter resultaat oplevert dan de tot nog toe beste match. Dit houdt in, dat de kans, dat het match resultaat beter is als het resultaat van de voorgaande match tijdens de rekencyclus steeds kleiner wordt. Bij T.N.O. bestaat er geen gedefinieerd criterium voor het afbreken van de rekencyclus, in het algemeen is het criterium de mate van irritatie van de matcher, die na een aantal malen matches geen beter resultaat kan vinden. Loopt de berekening voorspoedig, dan zal de totale matchcyclus uit tien tot twintig rekensessies bestaan, doen er zich problemen voor dan kan dit aantal een veelvoud hiervan zijn.

Belangerijk bij de interpretatie van het berekende resultaat is, dat de invoer en de uitkomst van iedere rekensessie geregistreerd is. Na een aantal sessies weet de matcher niet meer welk effect bij welke invoer hoort. Het is een feit dat de matcher steeds roekelozer wordt gedurende het match proces. Aan het eind wil de matcher opschieten, terwijl de kans dat de sessie een beter resultaat oplevert steeds kleiner wordt. De beloning voor een uitgebreide overweging wordt steeds kleiner. De matcher krijgt dan de neiging snel een nieuwe invoer te proberen, zonder een goede overweging te maken.

De bepaling van een nieuwe invoer is in zekere zin een gevoels kwestie. Door ervaring wordt handigheid in het 'matchen' verkregen.

4.2.6 mantelwrijving

Bij de berekening van de parameters van het grondmodel uit de meetgegevens van de dynamische belasting blijkt het niet mogelijk de totale mantelwrijving te verdelen in de twee componenten van binnen- en buitenmantelwrijving. De elasticiteit van de grond binnen de paal en buiten de paal kan nooit voldoende verschillen, zodat dit in de totale grondreactie terug te vinden is. Het model volstaat dan ook met een totale mantelwrijving, als sommatie van binnen- en buitenmantelwrijving en een quake waarde, als de maximale quake waarde van de binnen- en buitenmantelwrijving.



Pila A1 Penetration=45.25m, b2812 Pila A1 Penetration=45.25m, b2812

SKIN FRICTION (SPRING) DATA

layer no.	fyl [N/mm ²]	Uq1 [mm]	Uq2 [mm]	γf
1	.000	.00	.00	.000
2	.037	1.00	.20	.200
3	.039	1.00	.20	.200
4	.033	1.00	.20	.200
5	.120	1.00	.20	.200
6	.130	1.00	.20	.200

STATIC SKIN FRICTION

Layer no	Thickness [m]	Skin Friction [MN]
1	33.750	.000
2	14.000	4.879
3	4.500	1.704
4	12.500	4.029
5	3.550	4.102
6	10.700	13.332

Pila A1 Penetration=45.25m, b2812

SKIN FRICTION (DAMPER) DATA

layer no	thickn [m]	C [MN/m ³]	Jc
1	33.750	.000	.000
2	14.000	.000	.000
3	4.500	.000	.000
4	12.500	.000	.000
5	3.550	.000	.000
6	10.700	.130	.064

STATIC TOE RESISTANCE

Toa Resistance = .000 [MN]

TOTAL STATIC RESISTANCE

Total Resistance = 28.046 [MN]

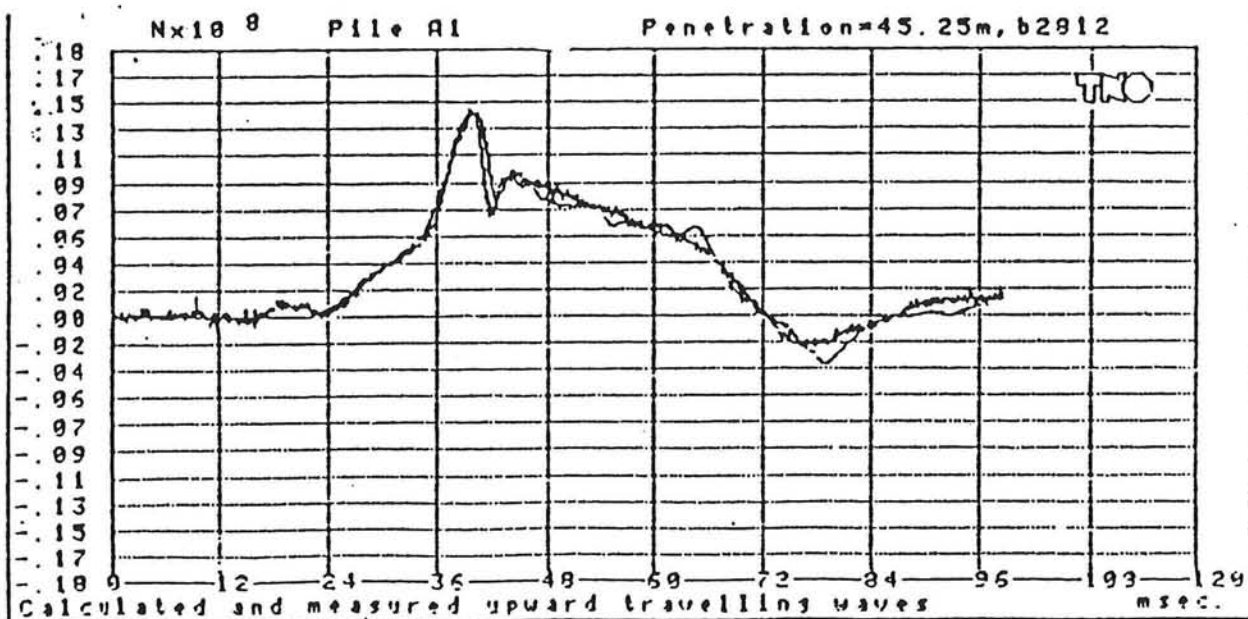
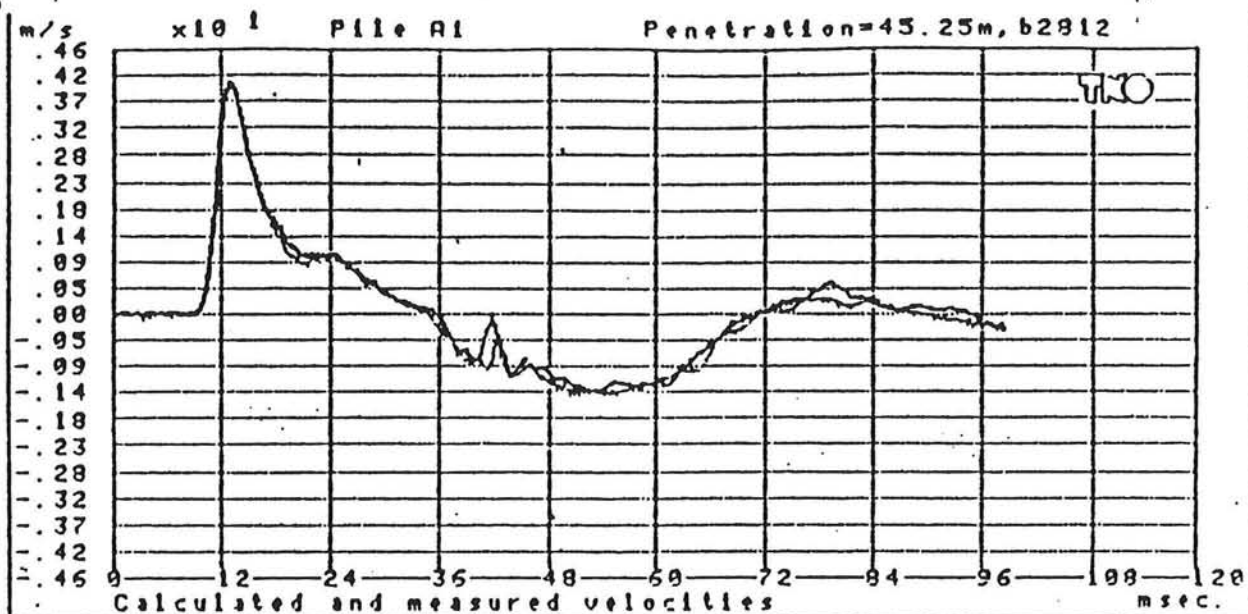
Pila A1 Penetration=45.25m, b2812

TOE RESISTANCE MODEL DATA

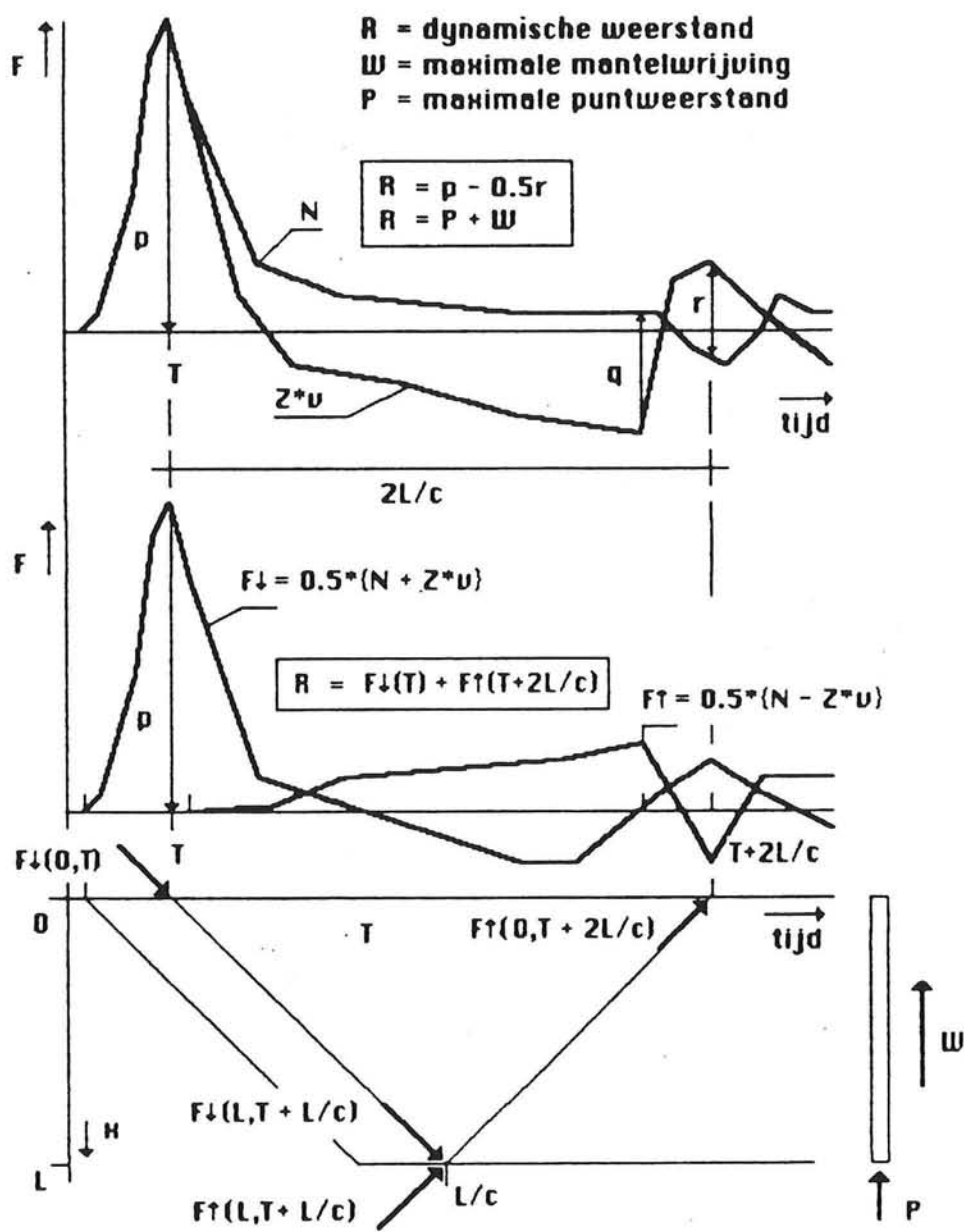
Toe	fyl [N/mm ²]	Uq1 [mm]	Uq2 [mm]	γf
	.000	.00	.00	.000

Toa	C [MN/m ³]	Jc
	.000	.000

figuur 4.3 gemeten signalen en resultaat van signal matching m.b.v. TNO-wave



figuur 4.3 gemeten signalen en resultaat van signal matching m.b.v. TNO-wave



figuur 4.4 dynamische weerstand

4.3 direkte methoden

Er bestaan verscheidende direkte methoden, waarvan er hier twee worden besproken;

- Case methode
- Impedantie methode

Bij deze methoden wordt eerst de maximale dynamische weerstand bepaald. De methoden onderscheiden zich, door de manier waarop de statische weerstand uit de dynamische weerstand wordt bepaald. In beide gevallen wordt een bepaalde demping aangenomen.

4.3.1 dynamische weerstand

Uit de meetgegevens, kracht en snelheid maal impedantie, is het mogelijk om direct de maximale dynamische weerstand te bepalen:

$$R = P + W - 1/2 * (N(T) + N(T+2L/c) + Z * [v(T) - v(T+2L/c)])$$

R	- maximale dynamische weerstand.
P	- maximale dynamische puntweerstand
W	- maximale dynamische totale mantelwrijving
N(T)	- gemeten kracht in de paal op het tijdstip T wanneer de kracht maximaal is
v(T)	- gemeten snelheid van de paaldoorsnede op het tijdstip T
N(T+2L/c)	- de gemeten kracht in de paal op het tijdstip T+2L/c
v(T+2L/c)	- de gemeten snelheid van de paaldoorsnede op het tijdstip T+2L/c
Z	- impedantie van de paal

Bovenstaande formule is alleen geldig, als aan de volgende twee voorwaarden wordt voldaan.

- De grondreactie ter plaatse van een bepaalde paaldoorsnede is maximaal, als de top van de snelheidsgolf de paaldoorsnede passeert. Dit geldt niet alleen op het moment dat de golf naar beneden loopt, maar ook op het moment dat de golf is weerkaatst aan de punt en terug loopt naar de kop.
- De punt van de paal moet na de klap een voldoende grote verplaatsing hebben ondergaan.

Bovenstaande houdt in dat de drukgolf in de paal als een trek golf wordt gereflekteerd, zodat de snelheden en verplaatsingen van de paaldoorsneden na reflectie nog steeds naar beneden gericht zijn. In bijlage C is een wiskundig bewijs van de vergelijking van de dynamische weerstand gegeven.

$$P = F\downarrow(L,t) + F\uparrow(L,t)$$

$$v_{\text{punt}} = F\downarrow(L,t) - F\uparrow(L,t)$$

grote verplaatsing punt

$$\begin{cases} F\downarrow(0,T) - 0.5W = F\downarrow(L,T + L/c) \\ F\uparrow(L,T + L/c) + 0.5W = F\uparrow(0,T + 2L/c) \end{cases}$$

$$\begin{cases} F\downarrow(0,T) + F\uparrow(0,T + 2L/c) = W + P \\ F\downarrow(0,T) - F\uparrow(0,T + 2L/c) = Z \cdot v_{\text{punt}} \end{cases}$$

reflexie aan de punt:

De terug gekaatste golf is een trek golf.

geen verplaatsing punt ($v_{\text{punt}} = 0$)

$$\begin{cases} F\downarrow(0,T) - 0.5W = F\downarrow(L,T + L/c) \\ F\uparrow(L,T + L/c) - 0.5W = F\uparrow(0,T + 2L/c) \end{cases}$$

$$\rightarrow F\downarrow(0,T) + F\uparrow(0,T + 2L/c) = P$$

reflexie aan de punt:

De terug gekaatste golf is een druk golf. De mantelwrijving zal nadat de golf is terug gekaatst tegen gesteld van richting zijn.

case methode	Impedantie methode
$Q = R - J_c \cdot Z \cdot v_{\text{punt}}$ $Q = (1 - J_c) \cdot F\downarrow(0,T) + (1 + J_c) \cdot F\uparrow(0,T + 2L/c)$	$P_{\text{stat}} = P / (1 + J_s \cdot v_{\text{punt}})$ $Q = P_{\text{stat}} + W$ $W = q$
Q = uiterste statische draagvermogen J_c = case demping constante J_s = Smith demping constante	

figuur 4.5 direkte-methode

4.3.2 statische weerstand

Met behulp van de berekende maximale dynamische weerstand moet een schatting worden gegeven van het statische draagvermogen van de paal. Met de direkte methode is het niet mogelijk de demping direkt uit de meetgegevens te bepalen. Deze demping wordt dan ook geschat, waarbij er rekening wordt gehouden met de soort grond, waarin de paal zich bevindt.

De case-methode berekent de statische weerstand van de paal, door een bepaalde demping aan te nemen voor de grond waarin de paal zich bevindt. De case-methode maakt geen onderverdeling in puntweerstand en mantelwrijving.

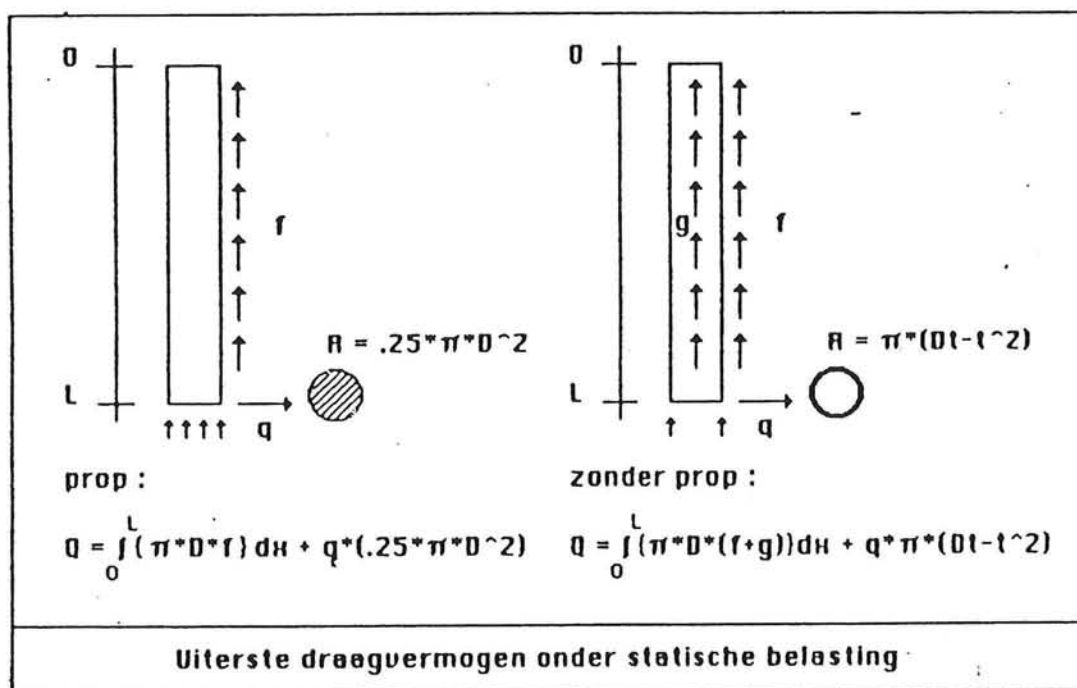
De Impedantie-methode maakt deze onderverdeling wel, maar bij deze methode wordt alleen demping aan de punt verondersteld, waarbij de mate van demping weer geschat wordt.

Figuur 4.5 laat de berekeningswijze van de twee methoden zien

4.4 prop

De bepaling van het statische draagvermogen van een paal uit een dynamische proefbelasting brengt een extra probleem met zich mee, als het een holle buispaal met een open voet betreft. Een dergelijke paal kan een prop of een plug bevatten.

De propvorming is in paragraaf 2.4.1 al eerder aan de orde gekomen. Figuur 4.6 geeft nog eens de berekening van het statische draagvermogen (Q), wanneer de paal al dan niet een prop bezit.



figuur 4.6

Kenmerkend voor een prop is, dat de schuifsterkte van de grond in de prop niet wordt bereikt. Het gedrag van de grond in de prop is derhalve als elastisch te beschouwen. In een prop zijn de horizontale drukken plaatselijk zeer hoog. De grond is als het ware opgespannen in de paal. Dit heeft de consequentie, dat de mantelwrijving plaatselijk zeer hoog is. Als er onder dynamische belasting zich een prop in de voet van de paal bevindt, dan zal deze prop volledig met de punt mee moeten bewegen. Hierdoor zal een grote hoeveelheid massa moeten worden versneld. De kracht die hiervoor nodig is

moet via schuifspanningen tussen mantel en grond overgebracht worden. Onder statische belasting zijn er geen versnellings afhankelijke krachten. De schuifsterkte wordt hierdoor minder snel bereikt. Prop vorming onder statische belasting kan hierdoor eerder optreden.

Uit de dynamische proefbelasting wordt met behulp van signal matching het volgende bepaald : • de gecombineerde maximale mantelwrijving (f+g) • de puntweerstand (P)			
Voor P geldt : • prop => $P = q \cdot 0.25 \cdot \pi \cdot D^2$ • zonder prop => $P = q \cdot \pi \cdot (Dl - l^2)$		$P = q \cdot A$ $A = \pi \cdot (Dl - l^2)$ verwaarloosbaar $q = P / (\pi Dl)$	
bepaling statische		statisch	
ulterste draagvermogen		prop	zonder prop
dynamisch	prop	1 $Q = \int_0^L \{ \pi \cdot D \cdot f \} dH + P$	2 komt niet voor
	zonder prop	3 $Q = \int_0^L \{ \pi \cdot D \cdot f \} dH + D / (4l) \cdot P$	4 $Q = \int_0^L \{ (f+g) \cdot \pi \cdot D \} dH + P$

figuur 4.7 bepaling van statische draagvermogen

Figuur 4.7 geeft de drie mogelijke situaties weer, die kunnen optreden indien een paal tot bezwijken wordt belast, bij statische belasting en bij dynamische belasting. Hierbij is het uitgangspunt dat de paal geplugd of ongeplugd reageert en dat tussen vormen van deze twee uitersten uitgesloten zijn. De situatie waarbij de paal dynamisch als ongeplugd en statisch als geplugd wordt beschouwd, is de situatie die het meest voorkomt. De bezwijkspanning (q) onder de voet van de paal te bepalen, als vast staat onder welke conditie de paal heeft gereageerd bij de dynamische proefbelasting. Door na te gaan in hoeverre de grond in de paal met de paal meezakt, kan de propvorming onder dynamische belasting worden waargenomen. Het blijkt dat dit bij off-shore palen niet vaak voorkomt.

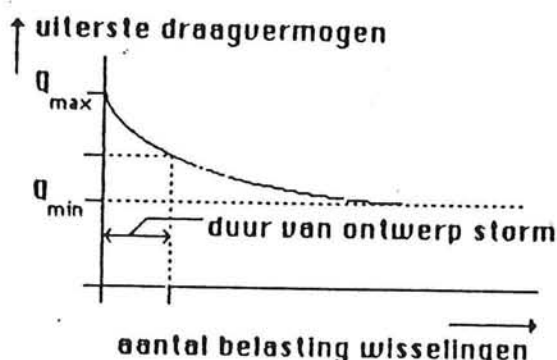
Omdat niet bekend is of de paal onder statische belasting in het bezwijkstadium, al dan niet een prop heeft, zal de weg moeten worden gevolgd zoals deze in paragraaf 2.4.1 is aangegeven, waarbij er gekozen wordt voor het alternatief dat het kleinste draagvermogen oplevert.

De maximale mantelwrijving, bepaald met behulp van de match-methode, bestaat uit de binnen-mantelwrijving en de buiten-mantelwrijving. Deze twee componenten zijn niet van elkaar te scheiden. Dit feit legt een grote beperking op een bepaling van het statisch draagvermogen van een buispaal met een open voet. Het statische draagvermogen is alleen te bepalen, indien de paal onder dynamische en statische belasting geen prop heeft (situatie 4). Bij de twee andere situaties moeten de twee componenten van de totale mantelwrijving gescheiden worden.

In de praktijk is het gebruikelijk, dat de binnenmantel-wrijving gelijk wordt gesteld aan de buitenmantel-wrijving. Doordat tijdens het heien de gesteldheid van de grond verandert is deze aanname niet juist. Vooral de spanningstoestand van de grond binnenin de buis, zal anders zijn als buiten de buis. Hierbij moet gedacht worden aan de waterspannings-toestand en de horizontale gronddruk.

4.5 degradatie

De waarde van de maximale mantelwrijving kan tijdens plastische vervorming afnemen. Een sluitende fysische verklaring voor dit effect is nog niet gegeven. Wel kan vastgesteld worden dat de verdichting van de grond en de waterspannings opbouw hier veel mee te maken heeft. In de literatuur wordt het degradatie effect aangegeven met 'vermoeling' en 'soil fatigue'. Het draagvermogen van de paal kan uitgezet worden tegen het aantal belastingswisselingen. Figuur 4.8 geeft hiervan een voorbeeld.



figuur 4.8 degradatie effect

Het draagvermogen gedurende het heien zal in de buurt van de ondergrens liggen. Wordt de paal na het belasten weer met rust gelaten, dan zal het draagvermogen toenemen. Dit verschijnsel is een berucht fenomeen bij off-shore heiwerk. De dynamische heiweerstand neemt aanzienlijk toe, nadat het heiwerk enige tijd heeft stil gelegen. Wordt er na deze pauze verder geheid, dan neemt de heiweerstand weer af.

De waterspannings opbouw in de met grond gevulde holle buispaal moet een belangrijke rol spelen in dit verschijnsel. Het water kan alleen afvloeien bij de punt of boven in de paal. Tijdens het heien neemt de waterspanning in de grond toe. De effectieve horizontale grondruk en dus ook de mantelwrijving nemen hierdoor af. Wordt de paal met rust gelaten dan kan het water afvloeien en neemt de effectieve horizontale grondruk weer toe.

Aan de buitenkant van de paal kan het water veel sneller afvloeien en dit effect zal in veel mindere mate optreden, waarbij moet worden opgemerkt, dat de snelheid van afvloeien afhankelijk is van de grondsoort.

Doordat off-shore constructies cyclisch worden belast door golfbelasting, bestaat er geen constant draagvermogen voor de palen van deze constructies.

Zo is het mogelijk dat het uiterste draagvermogen en de stijfheid van de fundatie zullen afnemen ten gevolge van degradatie van de mantelwrijving.

Voor de bepaling van het draagvermogen heeft dit consequenties.

De grafiek van figuur 4.8 wordt door twee grenzen gekenmerkt, een bovengrens en een ondergrens. De bovengrens is het statisch draagvermogen van de paal in rust toestand. De ondergrens is het draagvermogen als het aantal belasting wisselingen naar oneindig gaat. Deze twee parameters zijn te bepalen met een dynamische proefbelasting. De ondergrens kan bepaald worden door te stellen dat dit het draagvermogen is bepaald uit een meting gedurende het heien. De bovengrens is het draagvermogen bepaald uit een meting van een proefbelasting nadat de paal enige tijd met rust is gelaten, de zogenaamde redrive.

Het draagvermogen van een fundering zal afnemen, als een off. 80re constructie gedurende een storm wordt belast. Het is de vraag of de ondergrens zal worden bereikt voordat de storm is afgelopen. Is dit niet het geval dan zal er een berekening moeten worden gemaakt om te bepalen welk draagvermogen een paal aan het eind van de storm heeft. Een dergelijke berekening zal niet eenvoudig zijn, daar het degradatie effect van iedere grondlaag en elke belastingwisseling in beschouwing zal moeten worden genomen. De degradatie van de mantelwrijving kan worden bepaald door vanaf een redrive voldoende lang te heien totdat de ondergrens van het draagvermogen is bereikt.

4.6 nauwkeurigheid

De bepaling van het last-zakkings diagram uit een statische proefbelasting zal zeer nauwkeurig zijn, doordat deze slechts beperkt is door de meetnauwkeurigheid. Bij het berekende resultaat uit een dynamische proefbelasting ligt dit anders.

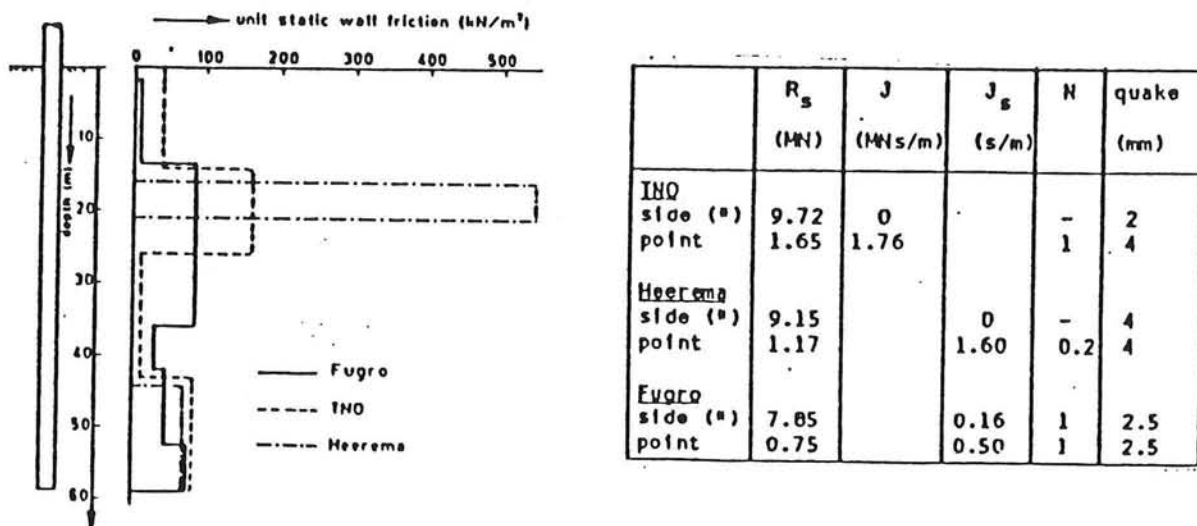
De bepaling van het statisch draagvermogen met behulp van een dynamische proefbelasting komt in wezen via diverse omwegen tot stand. Dit betekent dat de nauwkeurigheid van de berekening door meerdere aspecten beperkt zal zijn.

Onafhankelijk van welke methode, is de bepaling van het draagvermogen van een buispaal met een open voet beperkt nauwkeurig, doordat de scheiding van binnen en buiten mantelwrijving niet mogelijk is. Wordt bijvoorbeeld aangenomen, dat deze verdeling gelijk is en blijkt in werkelijkheid deze verdeling 1/3 buiten en 2/3 binnen, dan wordt er een fout gemaakt van 30%, als in de statische berekening met een prop rekening wordt gehouden. De nauwkeurigheid van de match-methode en van de direkte-methode zullen hier apart worden besproken.

4.6.1 nauwkeurigheid van de match-methode

Het is een bekend verschijnsel, dat als een aantal personen een match uitvoert op eenzelfde meting, er evenveel verschillende resultaten als personen zullen zijn.

Een voorbeeld hiervan is de case-study waaraan de volgende drie bedrijven hebben deelgenomen, Heerema, Fugro en T.N.O. (literatuur 6 offshore pile and hammer monitoring 1987). Volgens de opzet van de case-study, moest ieder bedrijf met behulp van de match methode het statische draagvermogen van een paal bepalen. Ieder bedrijf kreeg dezelfde meting van een dynamische proefbelasting op een off-shore paal. De match werd uitgevoerd met de programma's die de drie bedrijven in huis hebben. Heerema gebruikte het programma DYNPAC en Fugro het programma CAPWAP. Deze twee programma's schematiseren de paal met behulp van een massa-veer systeem en het model van Smith wordt als grondmodel gebruikt. T.N.O. gebruikte het eigen programma TNO-wave. De schematisatie van het dynamische paal/grond systeem in TNO-wave is in hoofdstuk 3 gegeven. De resultaten zijn in figuur 4.10 gegeven. De afwijking tussen de resultaten geeft een indicatie van de nauwkeurigheid bij de bepaling van het statisch draagvermogen uit een dynamische proefbelasting. In dit geval is de spreiding in de bepaling van het statische draagvermogen 30 %.



figuur 4.10 resultaten case-study

De nauwkeurigheid van de bepaling van het statische draagvermogen met behulp van de match-methode is door het volgende beperkt:

- de nauwkeurigheid van het meten.
- nauwkeurigheid van de gemaakte match.
- de modelkeuze van het dynamisch systeem.
- de bepaling statische grondreactie uit het dynamisch model.

De nauwkeurigheid van het meten wordt in dit rapport buiten beschouwing gelaten. Over het algemeen is de nauwkeurigheid van het meten niet maatgevend ten opzichte van de andere nauwkeurigheden, mits het meten zonder onregeligheden gebeurt. Een voorbeeld van een minder goed meetresultaat, dat in de praktijk nog weleens wordt waargenomen, is een los getrilde signaal opnemer. Het signaal kan hierdoor bijzonder piekerig worden. Een ander voorbeeld is, het meten van oneigenlijke reflexties, welke alleen lokaal een rol spelen, zoals door materiaal dat in de buurt van de signaal opnemer is vast gelast.

Een perfecte match bestaat niet. Het berekende resultaat zal altijd afwijken van het gemeten resultaat. De nauwkeurigheid van de gemaakte match is te meten door het invoeren van een ratio. Een voorbeeld van een dergelijke ratio is, de som van de kwadraten van het verschil tussen de meetwaarden en de berekende waarden. Als naast deze ratio een bepaalde eis wordt vastgesteld

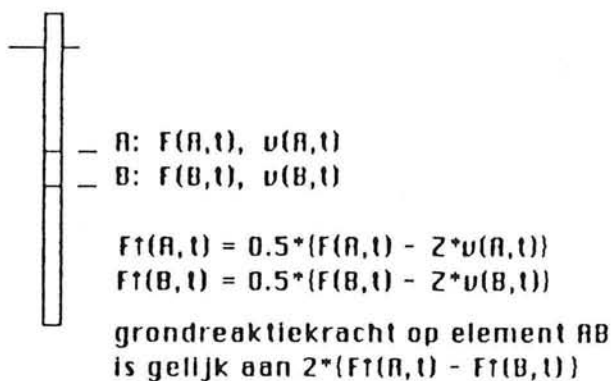
waaraan de matchratio moet voldoen, dan kan een zekere nauwkeurigheid gewaarborgd worden. De match nauwkeurigheid zegt nog niets over de nauwkeurigheid van de bepaling van het draagvermogen van de paal, omdat deze ook afhankelijk is van het gekozen model.

De nauwkeurigheid van de model keuze voor het paal/grond systeem is beperkt. Deze beperking is niet eenvoudig te meten. Een mogelijkheid kan zijn door in-situ proeven uit te voeren. Het grondmodel is te verifiëren als de grond/paal interactie te meten is.

Een mogelijkheid voor een dergelijk soort meting is het meten van de signalen in de grond zelf. Indien op twee niveau's onder elkaar een signaal opnemer wordt bevestigd, dan kan als de meetnauwkeurigheid dit toelaat, de grondreactiekracht op het tussen liggende paalelement bepaald worden. In figuur 4.11 is aangegeven hoe deze grondreactiekracht als functie van de bewegings grootheden van de paal te berekenen is.

Voor de bepaling van de puntreactie is het voldoende om een opnemer dicht bij de voet van de paal te monteren. Een dergelijke meting is gegeven in appendix B. De paal is een holle buispaal met een open voet. Het interessante van deze meting is het feit, dat duidelijk zichtbaar is dat de puntreactie ook versnellings afhankelijk is. Vaak is in het model van de puntreactie geen versnellingsafhankelijke term opgenomen en wordt er aangenomen dat de paal ongeplugd is.

Bij het verifiëren van een bepaald grondmodel wordt er nog wel eens van uitgegaan, dat het model een goed model is als het goede match resultaten oplevert. Een dergelijk uitgangspunt is discutabel.



figuur 4.11 meetopstelling

De nauwkeurigheid van de bepaling van de statische grondreactie uit het dynamische model, is ook het beste te verifiëren met behulp van de meetopstelling, welke hiervoor is besproken. Door eerst een dynamische proefbelasting op een paal uit te voeren en hierna een statische proefbelasting, kunnen de grondreacties onder de twee condities worden bepaald. De rek in de paal zal moeten worden gemeten om de verplaatsing op de beschouwde diepte te kunnen bepalen, wanneer alleen de verplaatsing aan de kop van de paal bekend is

De bepaling van het draagvermogen van een paal met de match methode heeft een extra probleem, welke wordt gekemerkt door de vraag of een gevonden oplossing met signal matching uniek is. Is er niet nog een oplossing mogelijk die een ander statisch draagvermogen van de paal geeft. Dit bijna filosofische vraagstuk zal hier nader worden toegelicht.

Gegeven is een paal/grond systeem, dat met absolute nauwkeurigheid te beschrijven is met een model bestaande uit een eindig aantal parameters. Indien de excitatie van het systeem oneindig lang voortduurt met voldoende variatie, dan mag worden aangenomen dat er een unieke oplossing te vinden is, voor de waarden van de parameters.

Is deze excitatie, of het meetinterval, daarentegen maar van beperkte duur, dan kan de situatie zich voordoen dat er meerdere oplossingen mogelijk zijn. Er zijn dan meer onbekenden dan vergelijkingen.

Ook als de hierboven besproken nauwkeurigheden dermate groot zijn dat het resultaat een hoge nauwkeurigheid heeft, kan de nauwkeurigheid van de bepaling van het statische draagvermogen beperkt zijn door dat er meerdere oplossingen mogelijk zijn.

Door de fit op een zolang mogelijk meetinterval uit te voeren, is deze beperking aan banden te leggen.

Uit het onderzoek, weergegeven in hoofdstuk 5, waarin een parameter studie met de match methode is uitgevoerd, kan men het volgende concluderen.

Indien het meetresultaat gefit wordt over het meetinterval van het begin van de klap tot het tijdstip $2L/c$ hierna, dan is ieder draagvermogen van de paal van nul tot een bepaald maximum te bepalen met een goede fit. Dit betekent dat er dan bijzonder veel oplossingen mogelijk zijn.

De voorbeelduitvoer van figuur 4.3 is op het eerste gezicht een zeer goede match. Als de waarden van de grondparameters worden bekeken dan valt het volgende op. Er is geen puntreactie. De yield-factor van de mantel is 0.2. Dit betekent dat de neerwaartst gerichte maximale mantelwrijving een factor 0.2 kleiner is dan de naar boven gerichte mantelwrijving. Fysisch is het moeilijk te verklaren dat er geen puntweerstand aanwezig is. Evenzo is er geen directe verklaring voor dat er een zo groot verschil is in de mantelwrijving bij de twee richtingen. De matchnauwkeurigheid van dit voorbeeld is zeer hoog. Naar verwacht mag worden zal de meetnauwkeurigheid ook hoog zijn. Er zijn drie opties te bedenken voor het verschijnsel dat een dergelijke niet waarschijnlijke invoer een goede match oplevert.

- model is juist invoer is juist
- model is juist invoer is niet juist (er is nog een oplossing)
- model is onjuist

Het eerste punt geeft aan, dat er toch een goede interpretatie te vinden is voor de gegeven onwaarschijnlijke grondparameters. Verwacht mag worden dat in dit geval de benadering van het statisch draagvermogen hoog zal zijn, mits er met dit meetresultaat slechts een unieke oplossing te vinden is. Het tweede punt gaat ervan uit dat er een andere wezenlijk verschillende oplossing te vinden is. Bovendien wordt er gesteld dat voor de gegeven invoer geen fysische verklaring te bedenken is. Het laatste punt geeft aan, dat de model keuze onjuist kan zijn maar, dat met een dergelijke invoer toch een goed match resultaat verkregen kan worden.

4.6.2 nauwkeurigheid direkte-methode

Doordat de damping geschat moet worden en niet berekend zoals bij de match-methode, is te verwachten dat de direkte-methode onnauwkeuriger is. In hoofdstuk 5 is het resultaat van de berekening met behulp van de direkte-methode vergeleken met dat van de match-methode. Gemiddeld wijkt het resultaat berekent met de case-method 8 procent af, van het resultaat van de match-methode. Het maximale percentuele verschil bedraagt 45 procent. De nauwkeurigheid van het berekeningsresultaat van de direkte-methode is te vergelijken met dat van de match-methode, als de spreiding in de match-resultaten van de case-study, behandeld in paragraaf 4.6.1, als maatgevende spreiding wordt gehanteerd. De maximale spreiding van in de berekende resultaten met behulp van de match-methode bedraagt bij de case-study, 30 procent.

De nauwkeurigheid van de direkte methode hangt samen met de schatting van de damping. Voor deze schatting zal in ieder geval de soort grond waarin de paal zich bevindt, bekend moeten zijn. In hoofdstuk 5 is gekeken naar de verandering van het resultaat als de waarde voor de damping veranderd wordt. De met de case-method bepaalde resultaten van een paal in een zand bodem, liggen niet verder dan 30 procent uit elkaar. (Voor zand geldt, dat de damping J_c tussen 0 en 0.2 ligt.)

4.7 conclusies en aanbevelingen

4.7.1 conclusies

4.A

De totale mantelwrijving, bepaalt met de match-methode, is niet te scheiden in de binnenmantelwrijving en de buitenmantelwrijving.

4.B

Het statische draagvermogen van een buispaal met open voet is niet te bepalen uit de meetgegevens van een dynamische proefbelasting, indien de paal onder statische belasting een prop bezit. Voor de berekening is de scheiding van de totale mantelwrijving in binnen- en buitenmantelwrijving nodig.

4.C

Als de fundering van een constructie cyclisch wordt belast, waarbij er afschuiving tussen paal en grond optreedt, dan bestaat er geen constant uiterste draagvermogen gedurende deze belasting.

4.D

Indien een bepaald grondmodel goede match-resultaten oplevert, wil dit nog niet zeggen dat het model waarheidsgetrouw is.

4.7.2 aanbevelingen

4.1

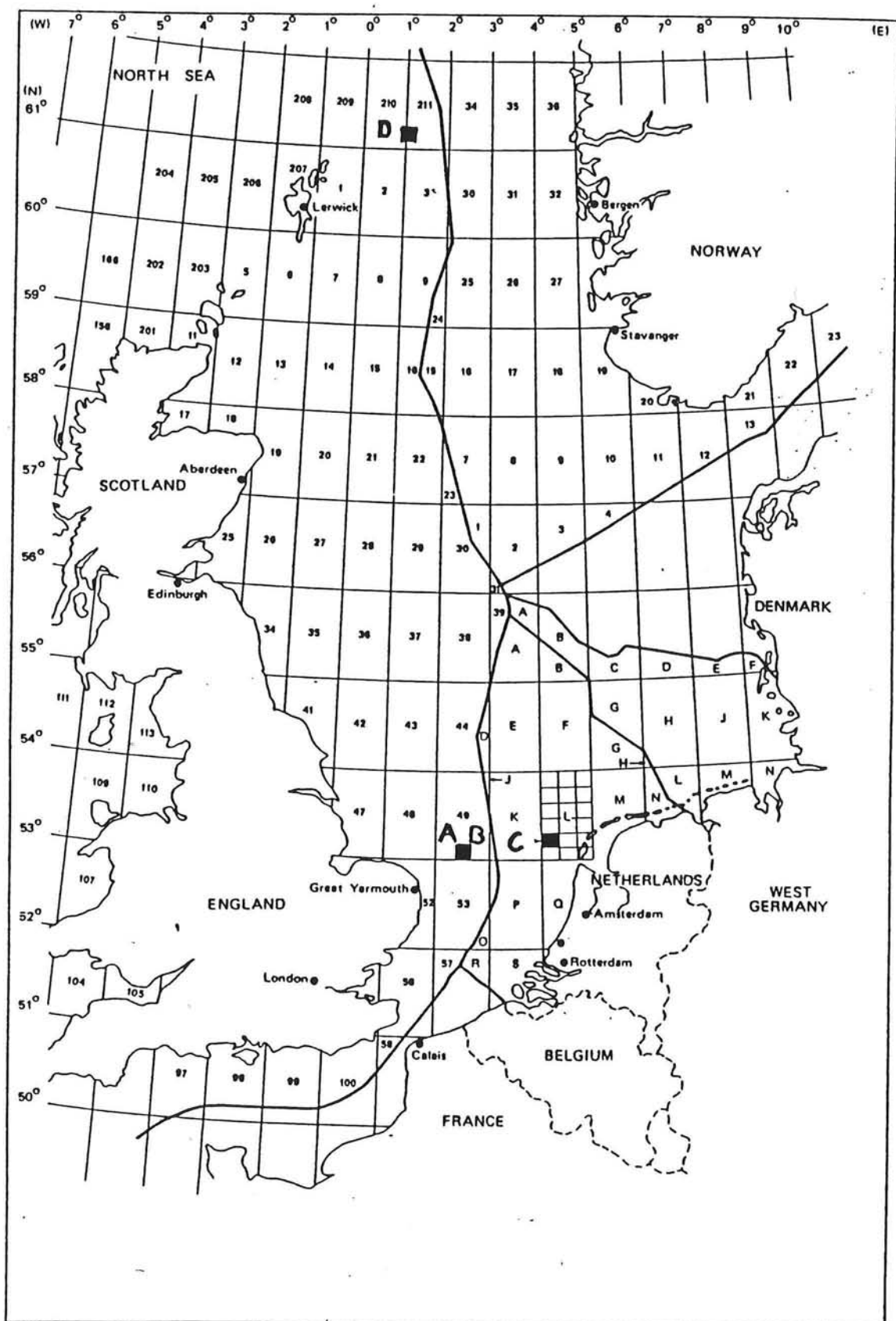
Ten einde een bepaalde nauwkeurigheid van de match-aktiviteit te garanderen, moet er een gedefinieerd criterium voor het afbreken van de rekencyclus in de match-methode vast gesteld worden. De mate van de match-nauwkeurigheid is te berekenen met behulp van de som van de kwadraten van het verschil tussen de meetwaarden en de berekende waarden.

4.2

Een nader onderzoek naar de bepaling van het uiterste draagvermogen van een paal onder cyclische belasting is aan te bevelen, waarbij het degradatie effect van de mantelwrijving in rekening wordt gebracht.

4.3

Een model voor de reactiekracht van de grond, kan het beste geverifieerd worden, door in de grond zelf te meten. Indien op twee niveau's onder elkaar een signaalopnemer wordt bevestigd, dan kan als de meetnauwkeurigheid dit toelaat, de grondreactiekracht op het tussen liggende paalelement bepaald worden.



HOOFDSTUK 5 INTERPRETATIE VAN MEETGEGEVENS

5.1 onderzoek

Bij het ontwerp van een match-procedure is het van belang, dat er een goed inzicht is in het meetresultaat van een dynamische proefbelasting, zodat er rekenregels en stuur opdrachten kunnen worden opgesteld. Hiervoor is er een beperkt onderzoek opgezet.

Het onderzoek maakt gebruik van meetgegevens, afkomstig van vier verschillende locatie's in de Noord-zee (zie figuur 5.1).

- locatie A	paallengte	106 meter
	penetratiediepte	45 meter
	grondsoort	zand
- locatie B	paallengte	84 meter
	penetratiediepte	47 meter
	grondsoort	zand/silt
- locatie C	paallengte	93 meter
	penetratiediepte	52 meter
	grondsoort	zand
- locatie D	paallegte	69 meter
	penetratiediepte	50 meter
	grondsoort	overgeconsolideerde klei

Locatie D onderscheidt zich van de andere locaties, doordat er onderwater is geheid. In bijlage A is het resultaat van het grondonderzoek van de vier locaties gegeven.

De aanpak van het onderzoek bestaat uit de volgende drie onderdelen:

- interpretatie van de grondreflekties, in de vorm van een analyse van $F_o(0,t)$
- signal-matching en een parameter-studie
- vergelijk van de direkte-methode met het matchresultaat

5.2 $F_o(0,t)$

Bij het passen van de berekende grafiek en de gemeten grafiek, wordt gebruik gemaakt van het krachtsignaal van de naar boven lopende golf $F_o(0,t)$. Het krachtsignaal bestaat uit twee componenten, de kracht in de doorsnede ten gevolge van de naar beneden lopende golf en de kracht in de doorsnede ten gevolge van de naar boven lopende golf. Het voordeel van het gebruik van de naar boven lopende golf is, dat dit signaal uit grond reflecties bestaat. Deze kracht kan als volgt worden berekend:

$$F_o(0,t) = 0.5 * [F(0,t) - Z * v(0,t)]$$

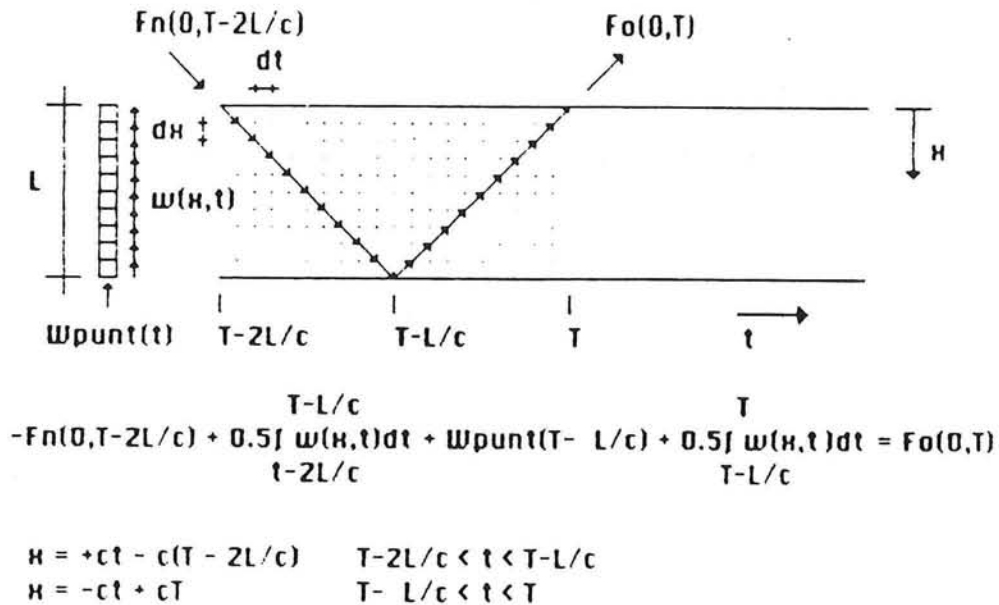
$F_o(0,t)$ = kracht in de paaldoorsnede veroorzaakt door de naar boven lopende golf, ter plaatse van het meetniveau.

$F(0,t)$ = kracht in de paaldoorsnede

$v(0,t)$ = snelheid van de paaldoorsnede

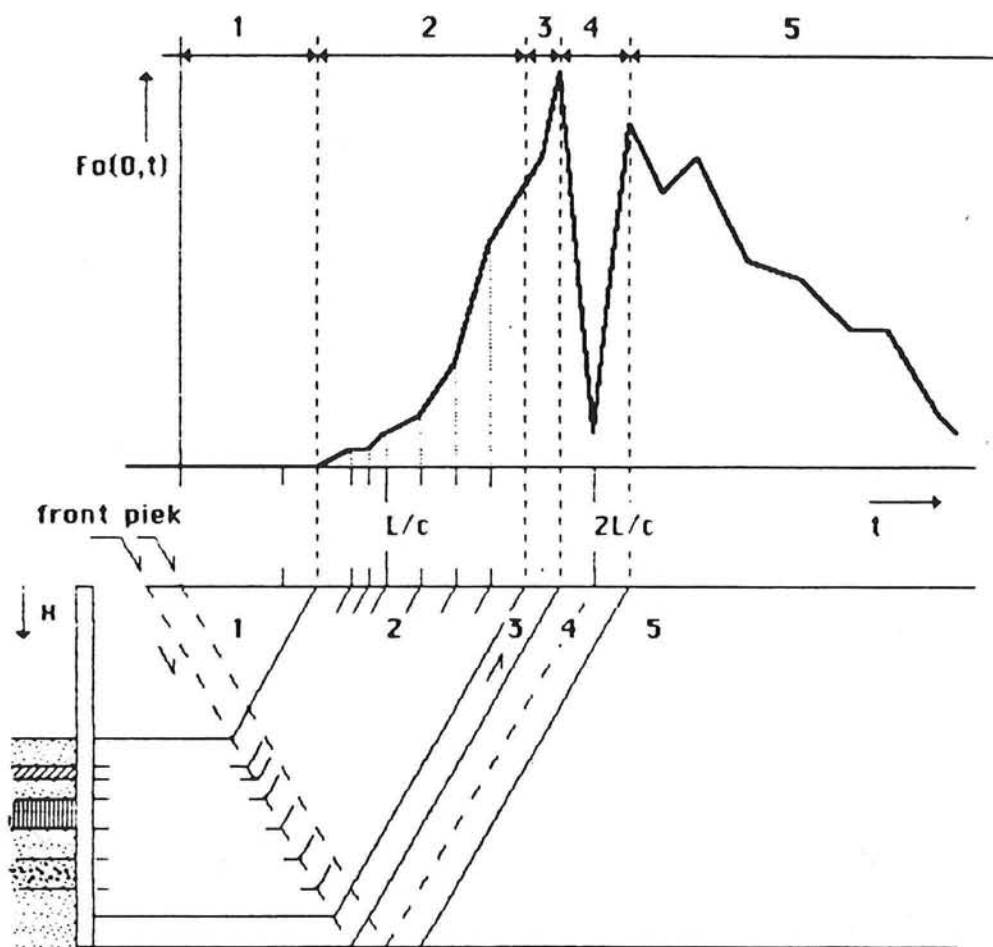
Z = impedantie paal

In Hoofdstuk 3 is een overzicht van de hier gebruikte mechanica gegeven. In figuur 5.2 is $F_o(0,t)$ uitgedrukt in de grondreactiekrachten.

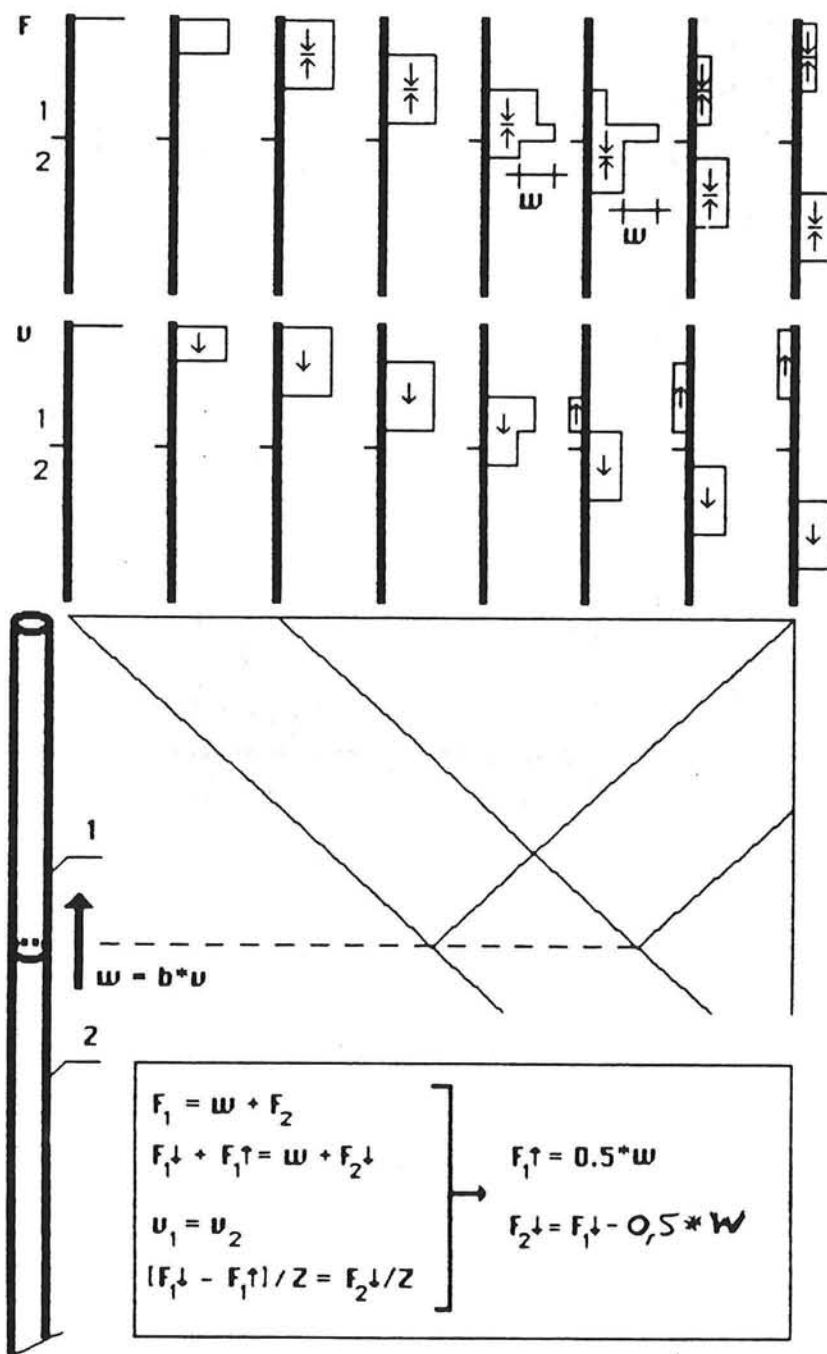


figuur 5.2 $F_o(0,t)$ als functie van de reactiekracht van de grond

Het xt -diagram is een handig hulpmiddel bij de analyse van de $F_o(0,t)$ -grafiek. Met dit diagram kan worden nagegaan waarvandaan de reflecties afkomstig zijn. Figuur 5.3 geeft een voorbeeld van een $F_o(0,t)$ -grafiek, zoals deze bij een off-shore meting eruit kan zien. In de figuur wordt het front en het maximum van de golf gevolgd m.b.v. een xt -diagram. Op tijdstip $t=0$ passeert de de piek van de golf het meetniveau ($x=0$). Op $t=L/c$ wordt de piek bij de punt gereflekteerd, de reflectie wordt op $t=2L/c$ gemeten. Voor een nadere beschouwing is de grafiek in vijf tijdsintervallen opgesplitst.



figuur 5.3 $F_o(0,t)$

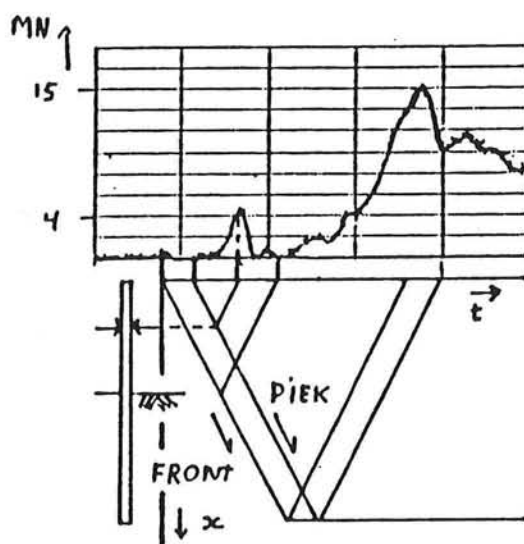


figuur 5.4 wrijvingskracht.

5.2.1 interval 1

In dit interval is er nog geen reflectie van de grond. Bij off-shore metingen, waarbij vaak boven water wordt gemeten, kan het tijdsinterval behoorlijk lang zijn. Toch wordt er in een aantal gevallen reflectie gemeten. Deze reflectie kan worden veroorzaakt door, een wrijvingskracht op de paal, of een impedantiesprong in de paal.

Figuur 5.4 laat de reflectie van een snelheids afhankelijke wrijvingskracht zien, als een blokgolf passeert. Een wrijvingskracht ontstaat bij het schuren van de paal langs zijn geleiders. Figuur 5.5 geeft een goed praktijkvoorbeeld van de wrijvingskracht tussen paal en jacket. Deze kracht is hier $2 \times 4 = 8$ (MN).



figuur 5.5 reflectie van een wrijvings kracht tussen paal en jacket

Voorals de verbinding tussen jacket en paal boven water wordt uitgevoerd, is te verwachten, dat de paal tijdens het heien flinke zijdelingse verplaatsingen kan ondergaan. Een klap op een paal zal nooit volkomen centrisc zijn, bovendien worden de palen vaak onder een hoek geheid. Over de tientallen meters boven het mudlevel is de paal alleen ondersteund door zijn geleiders (girders). Deze geleiders bevinden zich ter hoogte van de knooppunten van de jacket.

Bij elke slag van de hamer, wordt de constructie dynamisch belast. Met het oog op vermoeiing is het de vraag of een dergelijke enorme belasting geen

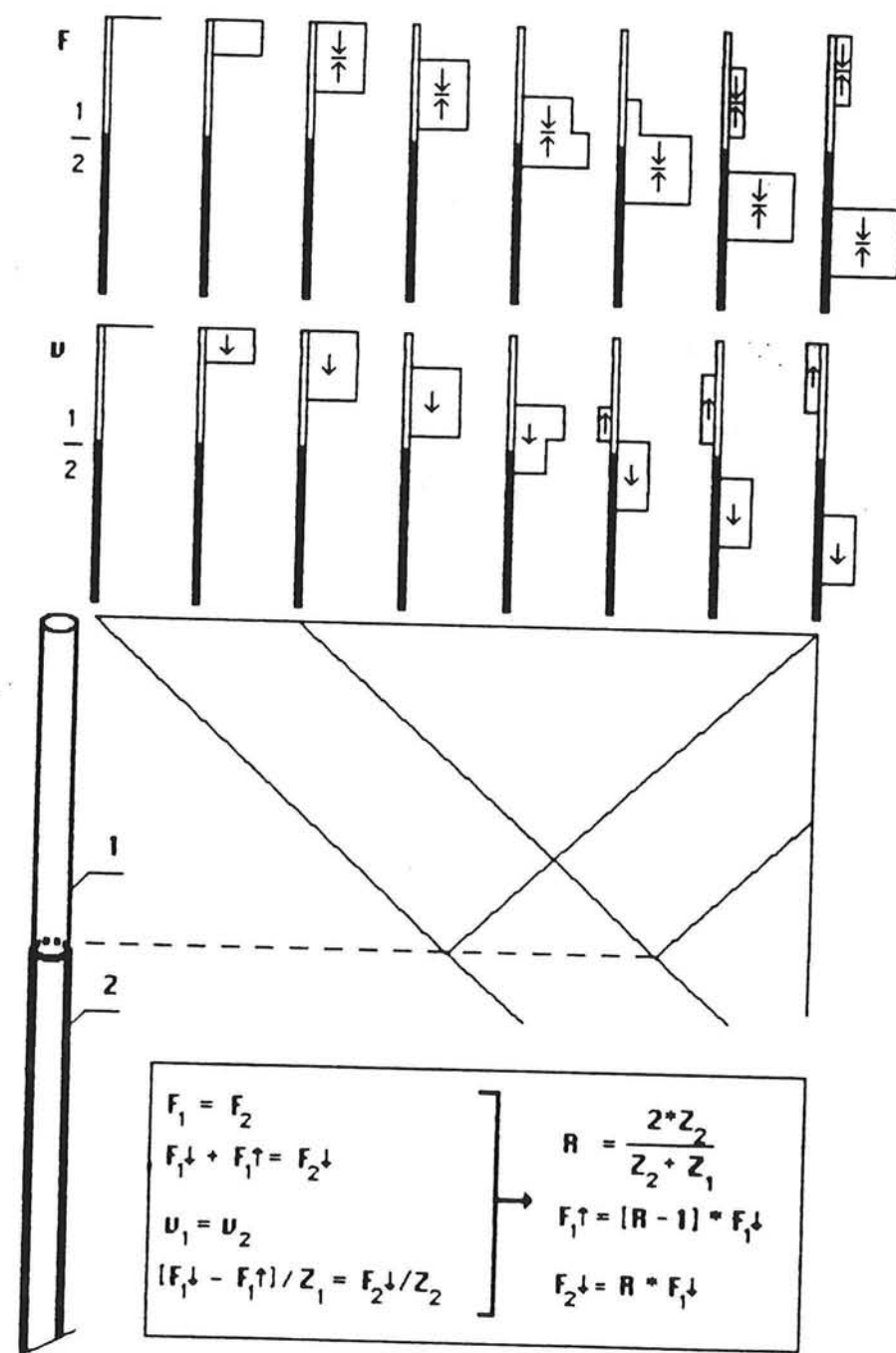
schade kan toebrengen aan de jacket-constructie. Deze vraag is actueel. Begin 1988 sloeg de olie-maatschappij Conoco alarm, nadat tijdens het heien een aantal anodes van de jacket waren getrild. Berekeningen van Conoco wezen uit dat, gedurende een dag heien, de vermoelings levensduur van een constructie met 30 jaar kan worden verkort (literatuur 8 Offshore Engineer februari 1988).

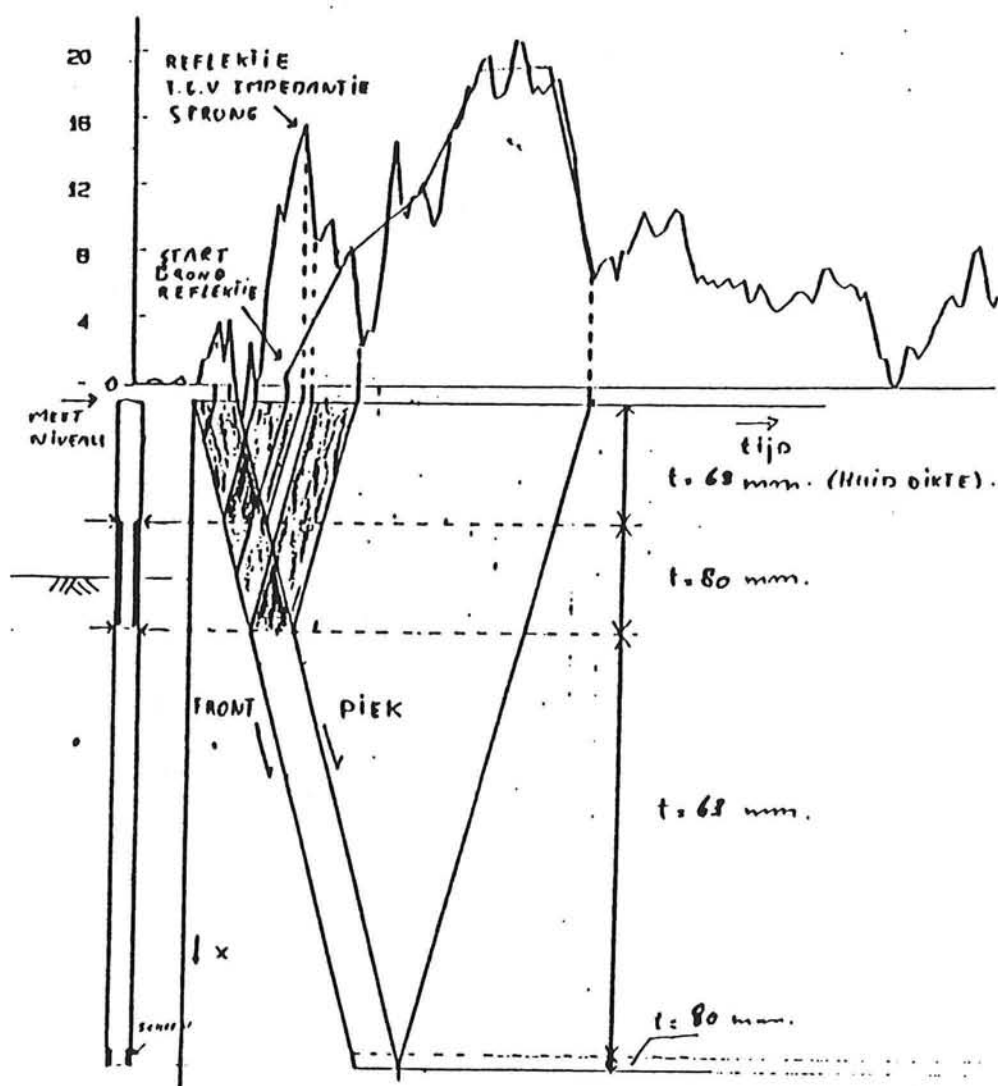
Dit probleem is het gevolg van de trend in de off-shore industrie, om de fundatie van een jacket, met zo min mogelijk palen uit te voeren. De tijd die de plaatsing van de jacket inneemt kan hierdoor worden verkort en bovendien worden de kosten gedrukt. Dit betekent dat de palen een grotere diameter krijgen en de hamers een grotere slagkracht. Samen met het verschijnsel, dat kleine en lichte jackets steeds vaker worden toegepast, leidt dit tot het probleem, dat de jacket niet voldoende 'body' heeft voor het brute geweld van de hamer.

Het meten van de longitudinale golfvoortplanting in de paal biedt een extra nuttige mogelijkheid. Het verschijnsel, dat de levensduur tijdens het heien af neemt, is te controleren, door tijdens het heien op de monitor de wrijvings krachten tussen de constructie en de paal af te lezen.

Een ander soort reflectie dat kan optreden in interval 1, is de reflectie die ontstaat bij een impedantie sprong in de paal. Figuur 5.6 geeft de reflectie weer als een blokgolf de sprong passeert. De constante R wordt de reflectieconstante genoemd.

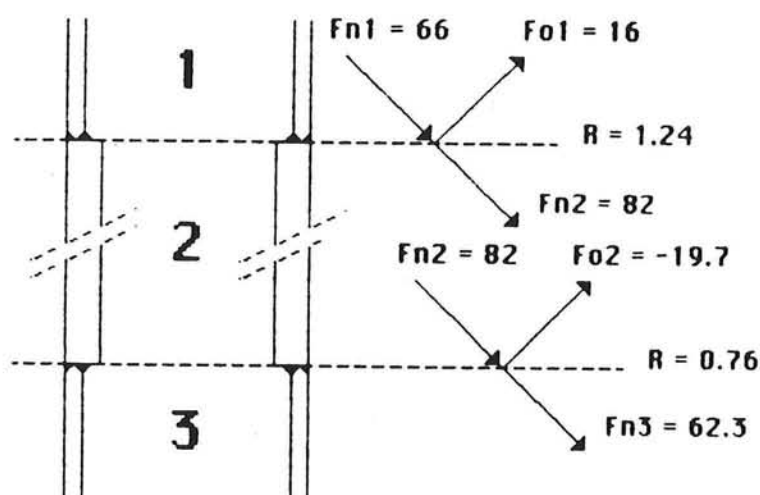
In de off-shore wordt nog wel eens plaatselijk een verdikking van de mantelhuid toegepast. Door een laterale belasting van de paal, ontstaat er een buigend moment, welke ter plaatse van de mudline maximaal is. Door hier een verdikking van de mantelhuid toe te passen, behorend bij het op te nemen moment, wordt er economisch geconstrueerd. Een plaatselijke verdikking van de mantelhuid heeft een nadelige consequentie voor het heien. Een gedeelte van de naar beneden lopende druk golf wordt gereflekteerd bij aankomst van de impedantie sprong. Dit betekent dat een gedeelte van de slag energie van de hamer verloren gaat. Een ander nadelig effect is de hoge spanning, die zal ontstaan ter plaatse van de las.





figuur 5.7 impedatiesprong in de praktijk

Figuur 5.7 geeft een praktijkvoorbeeld van een impedatiesprong. De maximale slagkracht van de hamer behorende bij deze slag bedroeg 66 (MN). Met een eenvoudige berekening kan nagegaan worden, met welk percentage de golf is verminderd nadat de plaatselijke verdikking van de mantelhuid is gepasseerd. Uit de berekening van figuur 5.8 volgt, dat in dit geval 6% van de golf wordt gereflekteerd.



figuur 5.8 reflecties op de plaatselijke verdikking van de mantelhuid

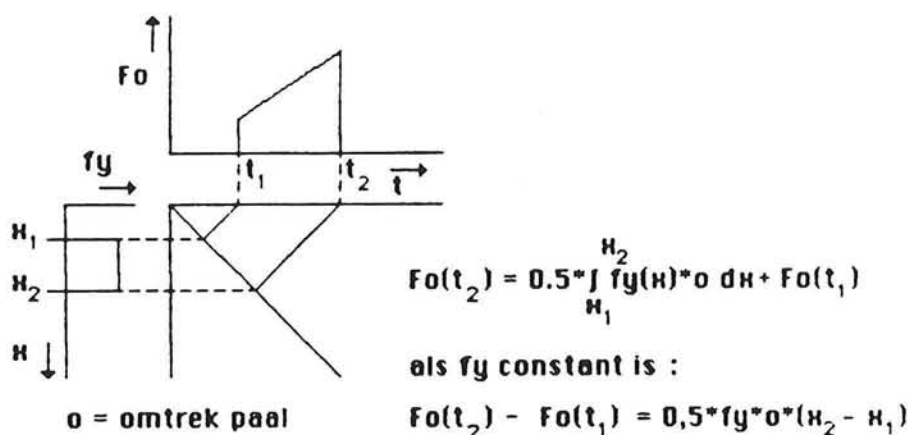
Een andere vorm van reflectie die ook nog kan optreden is de reflectie op materiaal dat aan de paal is bevestigd, zoals hijs ogen en spacer-plates voor de pik van de heihamer. De reflectie is gering, maar kan toch van invloed zijn op het meetresultaat. Bijvoorbeeld, wanneer de signaal opnemer in de buurt van dit materiaal bevestigd is.

5.2.2 interval 2

Hier is de reflectie van de grond zichtbaar. Opmerkelijk is dat in dit interval de grondreflectie van verschillende lagen zichtbaar is. $F_o(0,t)$ moet gezien worden als een sommatie van de grondreactie. Als het golf front een grondlaag met een hogere maximale wrijving ontmoet dan is dit terug te vinden in de van grafiek van $F_o(t)$, doordat deze steiler gaat lopen, ofwel dF_o/dt neemt toe. De grondreactie is direkt uit de $F_o(0,t)$ -grafiek te bepalen, als het volgende wordt aangenomen:

De grondreactiekracht bestaat slechts uit droge wrijving en werkt in opwaartse richting.

Dit betekent dat de grond direkt plastisch reageert en dat deze onafhankelijk is van de snelheid van de paal. Figuur 5.9 geeft de uitdrukking voor $F_o(0,t)$.



figuur 5.9

5.2.3 interval 3

Bij dit interval geldt net zoals bij het vorige interval, dat er nog geen puntreflektie gemeten wordt. Er is toch een onderverdeling gemaakt in de twee intervallen, omdat in interval 3 de grondreactie niet altijd meer in een richting werkt.

Deze situatie ontstaat ten gevolge van de grondreflektie, waardoor de paaldoorsnede de neiging heeft om naar boven toe te verplaatsen. Een paaldoorsnede, op het niveau x , verplaatst naar boven, als de snelheid van de naar boven lopende golf groter is als die van de naar beneden lopende golf ($F_n(x, t) < F_o(x, t)$).

$$Z \cdot v(x, t) = F_n(x, t) - F_o(x, t)$$

Het moment dat deze situatie optreedt, is afhankelijk van de mate waarin reflectie optreedt en de lengteduur van de slag.

Het moment dat de paal weer naar boven zal verplaatsen ter plaatse van de mudlevel, is uit de meetgegevens te bepalen. Als d de penetratiediepte van de paal is, dan geldt voor de plaatscoördinaat van de zeebodem, $x = L - d$. De paal ter hoogte van de bodem, verplaatst naar boven als geldt:

$$F_n(L - d, t) < F_o(L - d, t)$$

Als aangenomen wordt, dat de golven ongestoord door het vrije stuk van de paal reizen, tussen zeebodem en meetniveau ($x = 0$), dan geldt:

$$F_n(L-d, t) = F_n(0, t-(L-d)/c) \quad \text{en} \quad F_o(L-d, t) = F_o(0, t+(L-d)/c)$$

Het tijdstip t_3 , het moment dat de paal, ter plaatse van de zeebodem, weer naar boven verplaatst is nu te berekenen.

5.2.4 interval 4

Vanaf interval 3 gaat de puntreflektie een rol spelen in de grafiek van $F_o(0, t)$. De druk golf, welke is gereflekteerd aan de punt, keert na een tijds-interval, $2L/c$, terug bij het meetniveau. Afhankelijk van de aard van de punt reflectie, zal er een dal of een berg ontstaan. Een dal duid op een trek golf, veroorzaakt door een kleine weerstand aan de punt en een grote verplaatsing. Er ontstaat een berg als de paal op stuk wordt geslagen. Dit betekent dat er nauwelijks verplaatsing aan de punt optreedt en dat de drukgolf voor een groot gedeelte, als druk golf wordt gereflekteerd. Op het land wordt de punt van de paal tot aan de draagkrachtige laag geslagen. Tijdens het meten ziet men dan, bij het bereiken van de draagkrachtige laag, het dal verdwijnen uit de $F_o(0, t)$ -grafiek om plaats te maken voor een berg.

In tegenstelling tot het heien on-shore, wordt bij het heien off-shore niet tot een draagkrachtige laag geslagen en ontleent de paal zijn draagkracht voornamelijk aan de mantelweerstand. Bij off-shore metingen zal dan over het algemeen een dal zichtbaar zijn, in de grafiek van $F_o(0, t)$.

5.2.5 interval 5

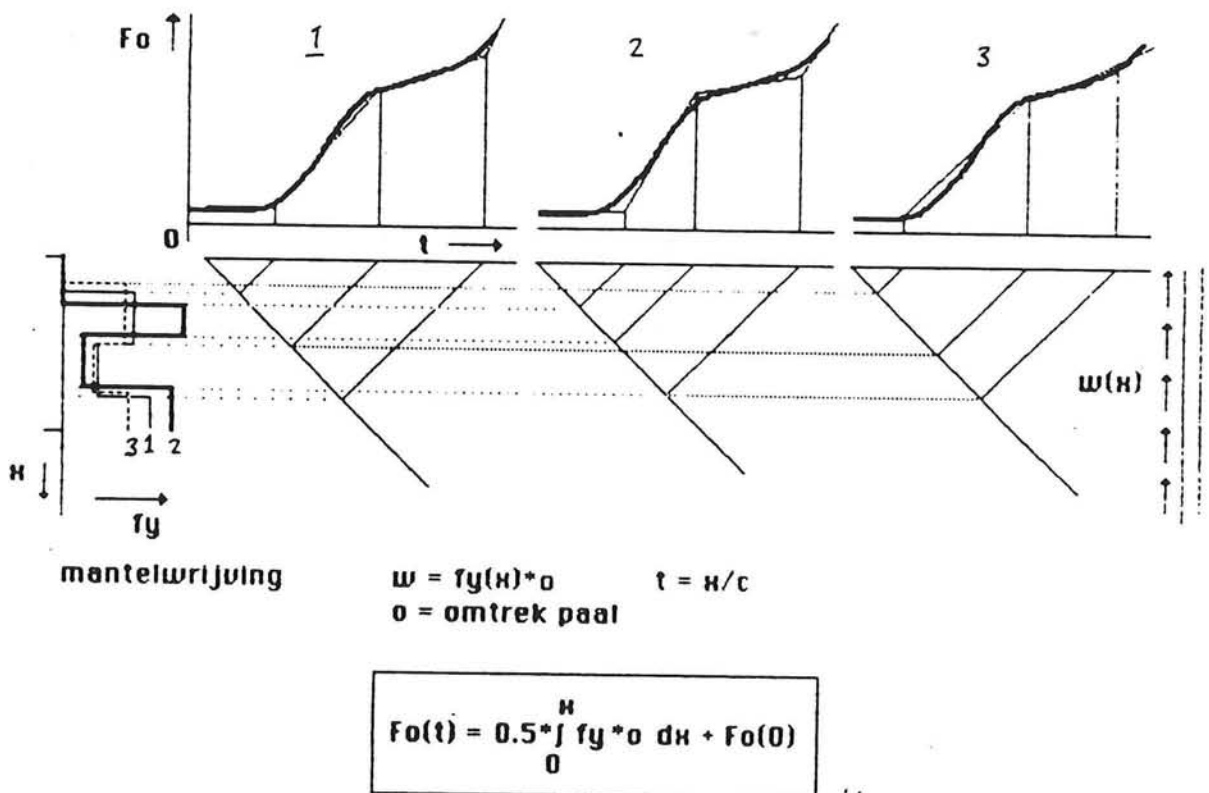
Dit gedeelte van de grafiek is moeilijk te interpreteren. Hier spelen zowel mantelwrijving, als puntweerstand een rol. In dit interval vindt relaxatie van de grond plaats. De reactie an de punt bepaald voor een belangrijk deel de vorm van de grafiek in dit interval.

5.3 signal matching

Om na te gaan in welke mate de verschillende grondparameters invloed hebben op het resultaat van de match, is er een parameter studie uitgevoerd. Als model, voor de mantelwrijving en de puntweerstand, is er steeds uitgegaan van het veer-demper model. Per grondlaag gelden de volgende parameters, laagdikte, quake, maximale mantelwrijving en demping.

5.3.1 mantel

De exacte ligging van de grondlagen en hiermee de laagdikte is niet zo belangrijk. Verandering van de dikte van de grondlagen heeft niet veel invloed op het match resultaat. Zijn de veranderingen groot, dan zal de maximale mantelwrijving aangepast moeten worden. Een voorbeeld van grond reflectie van een bepaalde laag is in figuur 5.9 weergegeven. Er is hierbij uitgegaan van het feit dat de grondreactie slechts uit een constante droge wrijvings term bestaat en alleen in opwaartse richting werkt. De resultaten van de case-study uit paragraaf 4.2 geven een dergelijk beeld.



figuur 5.9 effect van de ligging van de grondlagen.

De elasticiteit wordt in het simulatie model ingevoerd als de quake waarde. De quake waarde, wordt over het algemeen gekozen bij de eerste schatting, waarna deze niet meer wordt veranderd. Het blijkt dan ook, dat de quake waarde weinig invloed heeft op het fit resultaat. De volgende conclusies zijn te trekken:

- Het is mogelijk een zeer goede fit te maken met het grondmodel zonder elasticiteit. (quake waarde is nul)
- De quake waarde heeft niet veel invloed op het resultaat, mits deze niet te groot wordt gekozen. Dit geeft een onrustig beeld in tak 5 van $F_o(x,t)$, met slingeren.

De maximale mantelwrijving en demping zijn de belangerijke parameters voor het fitten.

De volgende conclusies zijn te trekken:

- Tak 2 en 3 zijn zeer goed te fitten met elke waarde van de maximale mantelwrijving, hierbij moet de demping aangepast worden. Het is dus mogelijk een goede fit te maken met alleen dempers of alleen met droge wrijving en al daar tussen liggende combinaties.
- Tak 5 geeft informatie over de verdeling demping en maximale mantelwrijving in de verschillende grondlagen. Ligt het simulatie resultaat boven het gemeten resultaat in tak 5, dan betekent dit dat er te weinig demping is toegepast. Hierbij moet opgemerkt worden dat deze demping ook betrekking heeft op wat is toegepast bij de puntweerstand.

5.3.2 puntweerstand

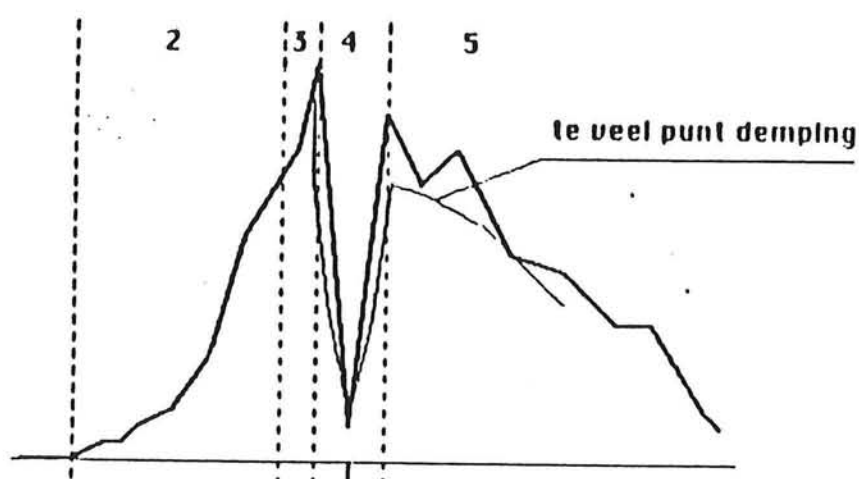
Net zoals bij de mantelweerstand, heeft verandering van de quake waarde aan de punt niet veel invloed op het uiteindelijke resultaat. Wordt de quake waarde te groot gekozen dan ontstaat er ter plaatse van $t = 4*L/c$ een 'trilling' in de berekende kromme die niet terug te vinden is in de gemeten $F_o(0,t)$. Op dit tijdstip is voor de tweede maal de reflectie van de piek van de golf aan de punt te meten, de golf is dan twee maal heen en weer gelopen.

Met het aangenomen punt model, is het over het algemeen niet mogelijk, een goede fit te produceren in de buurt van $4*L/c$. Dit houdt in, dat het puntmodel voor verbetering vatbaar is.

Voor de numerieke berekening is een waarde voor de quake meestal vereist. Wordt deze niet toegepast dan kan er instabiliteit in het rekenproces ontstaan.

De bijdrage van de puntweerstand en de bijdrage van de laatste lagen, zijn moeilijk van elkaar te scheiden. Stel tot het niveau van 4 a 5 maal de diameter van de paal boven de punt. Door meer mantelwrijving toe te passen en minder puntweerstand is een zelfde resultaat te verkrijgen.

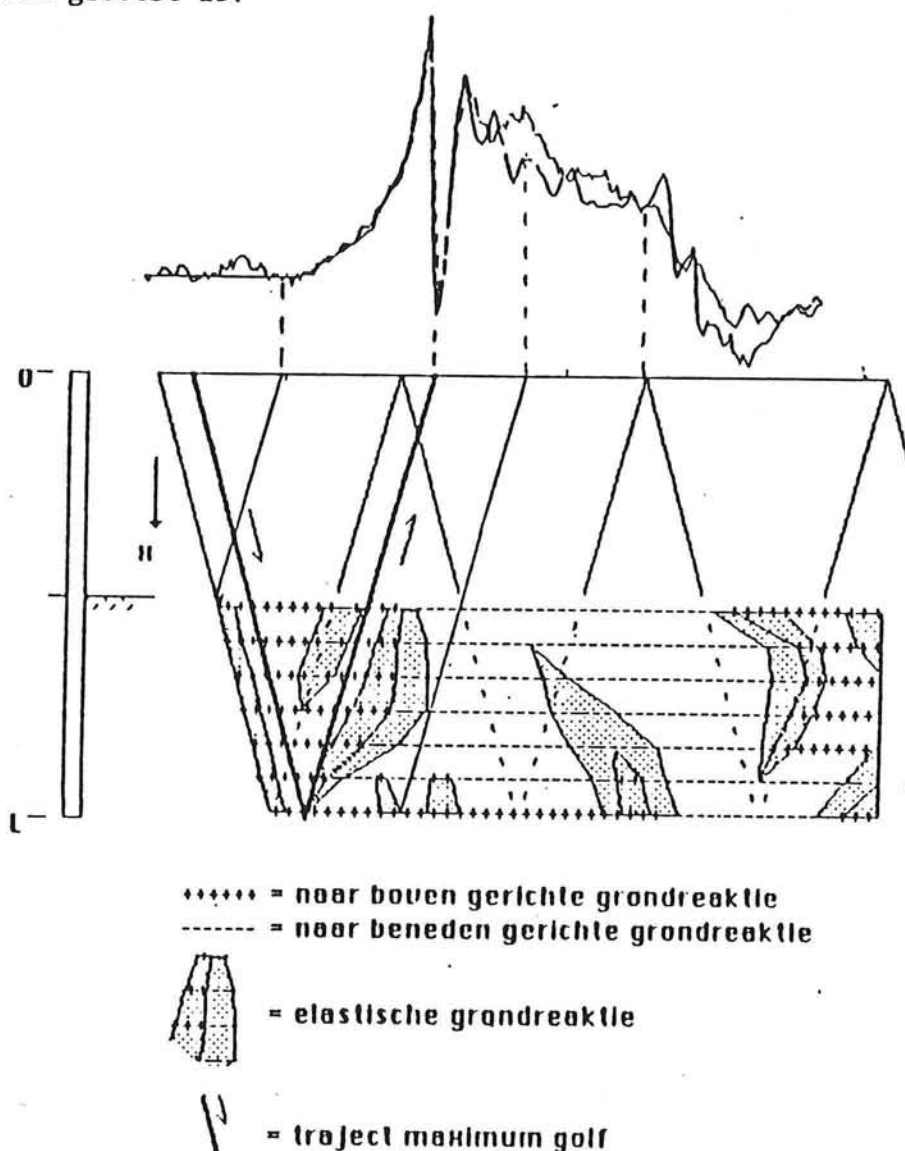
De snelheids afhankelijke weerstandsterm, de demping, levert een grote bijdrage in de totale puntweerstand. Bij de gemaakte fitten, bedroeg deze bijdrage gemiddeld 30 % van de maximale totale puntweerstand. Wordt de demping te groot gekozen, dan wordt er een resultaat verkregen zoals in figuur 5.10 is weergegeven.



figuur 5.10 effect van de demping aan de punt.

5.4 xt-diagram

TNO-wave heeft de mogelijkheid de verschillende te berekenen grootheden, zoals b.v. de verplaatsing en de snelheid van een paaldoorsnede en de grondreactiekracht op een bepaalde diepte, als functie van de tijd te bewaren. Met deze gegevens is het mogelijk de grondreactie af te beelden in het xt-vlak. Figuur 5.11 geeft dit voor een bepaalde match weer. Het golfmaximum is het moment dat de dynamische kracht in de paal t.g.v. de klap het grootst is.



figuur 5.11 $F_o(0,t)$ en xt-diagram.

5.5 direkte methode

De draagkracht van de palen van drie verschillende locaties zijn met de direkte methode bepaald, waarna deze zijn vergeleken met de resultaten van de match methode. Figuur 5.12 laat de resultaten van de berekening zien. De meetresultaten van de proefbelastingen zijn stuk voor stuk afkomstig van metingen tijdens het heien vlak voordat de gewenste penetratie diepte is bereikt. Een uitzondering hierop zijn de twee metingen van een redrive op paal C-05 van locatie C. Een redrive betekent dat de paal enige tijd met rust is gelaten. Het draagvermogen van de paal neemt gedurende deze rustperiode aanzienlijk toe, zo blijkt uit de tabel. Voor de paal C-05 bedraagt deze toename 30%.

Opmerkelijk is het grote verschil tussen het matchresultaat en het resultaat van de direkte methode, bij de twee redrive metingen van de paal C-05.

Waarschijnlijk is de klap van de hamer niet voldoende groot geweest; zodat na afloop van de belasting, de voet van de paal niet verplaatst is. In dit geval kan de direkte methode niet worden gebruikt.

Het percentuele verschil tussen de resultaten van de match-methode en de case-methode is voor iedere meting kleiner als 20%, met uitzondering van twee metingen op locatie B.

De dampingconstante is geschat op basis van de soort grond. Er is nagegaan in hoeverre een variatie in de dampingconstante van invloed is op het resultaat. Figuur 5.13 geeft hiervan een beeld. De resultaten in de vet omlijnde vakken zijn de resultaten die oorspronkelijk zijn bepaald. De bijbehorende damping is geschat op basis van het grondprofiel (zie bijlage A). Er is gekeken naar de verandering van het resultaat, indien de dampingconstante wordt gevarieerd.

Er zijn een aantal opmerkelijke punten uit dit diagram te leren. Nadat de piek van de golf aan de punt is gereflekkeerd, treed er als het ware een ontspanning van de paal op. De punt dringt verder de grond in terwijl de bovenkant van de paal naar boven verplaatst.

De aanname die bij de direkte methode wordt gemaakt betreffende het feit, dat de grondreactie maximaal moet zijn en naar boven gericht, op het moment dat het maximum passeert, is hier van kracht.

Het inzicht van het matchresultaat, kan aanzienlijk worden verbeterd door een dergelijk diagram te produceren. Met het diagram kan men traceren, welke grondlaagreflekties verantwoordelijk zijn voor de ongeregelheden uit het vergelijk van het berekende resultaat met het gemeten resultaat.

Uitgangspunt bij een dergelijke analyse moet zijn, dat het berekende resultaat redelijk op dat van het gemeten resultaat moet lijken, zodat bij een verbeterde invoer het uiterlijk van het xt-diagram niet sterk verandert, immers het afgebeelde xt-diagram geeft slechts de situatie weer van de berekening en niet van de werkelijkheid.

locatie	grond	demping	paal	uiterste statische draagvermogen		percentuele verschil
				signal match	case-methode	
		(-)		(MN)	(MN)	%
A	zand	0.1	B1	46.9	43.2	-8
			B1	37	44.3	+20
			B1	49.6	42.1	-15
			C2	33.2	39.3	+18
			C2	36.5	40.8	+12
			C2	35.5	41.5	+17
B	zand/silt	0.2	A1	26.4	31.2	+18
			A1	33.4	39.2	+17
			A1	28	40.4	+44
			B1	36.7	34.4	-6
			B1	30	43.6	+45
			B1	43.7	44	+1
C	zand	0.1	C-05	27.8	34.2	+23
			C-05	29	33.6	+16
			C-05	30	29.1	+3
			E-01	29.5	31.8	+8
			E-01	30.8	30	-3
			E-01	33.2	30.9	-7
			E-05	28.3	27.6	-2
			E-05	28.8	30.2	-5
			E-05	27	28.7	+6
C	zand	0.1	C-05	43	26	
redrive			C-05	43	25	
gemiddelde						8 %
standaard afwijking						15 %

figuur 5.12 resultaten van signal matching en de case-methode

uiterste draagvermogen									
locatie	match- methode	case-methode							
		demping							
		0		0.1		0.2		0.3	
		Q	%	Q	%	Q	%	Q	%
	MN	MN		MN		MN		MN	
A	46.9	46	6	43.2	0	31.4	-27		
B	26.4			37.6	20	31.2	0	26.8	-14
C	27.8	36.5	7	34.2	0	25.2	-26		

grond	Smith J (s/m)		Goble J _c (-)
	punt	mantel	punt
zand	0.16	0.16	0.05
zand/silt			0.15
silt/zand			0.2
silt			0.3
silt/klei			0.55
klei	0.5	0.16	1.1

5.6 elasticiteit

Een interessant gegeven uit het onderzoek, zijn de volgende conclusies.

- Het is mogelijk een goede match te maken met het veer-dempermodel, waarin de quake waarde nul is.
- De quake waarde heeft niet veel invloed op het resultaat, mits deze niet te groot wordt gekozen.

Het feit, dat kennelijk de elasticiteit van de grond onder een dynamische belasting te verwaarlozen is, is te verklaren met behulp van het slipmodel. Door de traagheid van de grond zal er snel slip optreden. De kracht in de paal ten gevolge van de naar boven lopende golf, ter plaatse van het meetniveau, ($F(0,t)$), is een sommatie van de grond/paal interactie op de verschillende diepten. Kennelijk bestaat deze sommatie voor het grootste gedeelte uit reflecties waarin de interactie in slip toestand verkeert. In het meetinterval van $F(0,t)$ overheerst de sliptoestand ten opzichte van de toestand dat er geen slip optreedt. In dit geval zal de elasticiteit van de grond weinig invloed hebben op het meetresultaat.

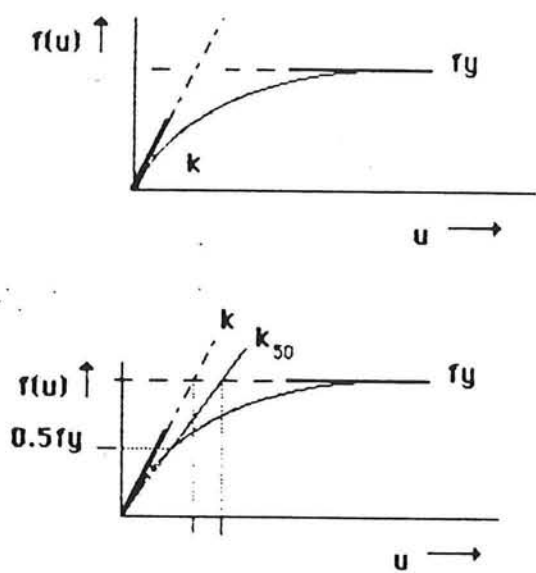
Het is aannemelijk dat de plastische vervorming tijdens het heien overheerst ten opzichte van de elastische vervorming. Het is immers de bedoeling, dat de paal de grond in verplaatst.

In figuur 5.11 is in het x - t -diagram van paragraaf 5.4 aangegeven, welke gebieden in het x - t -vlak, de grond elastisch heeft gereageert. Dit diagram hoort bij een goede match van een proefbelasting. Als grondmodel is het veer-demper model aangehouden. Hoewel dit model niet het beste model is om de elastische grondreactie weer te geven, kan uit de grafiek opgemaakt worden dat slip vaker optreedt. De quake waarde van het mantelmodel bedraagt 1 mm.

Het aantrekkelijke van de bovenstaande conclusies is, dat de quake waarde als parameter kan worden weggelaten. Dit scheelt in de bepaling van het aantal parameters en bovendien kan het aantal numerieke bewerkingen gekort worden, wat uiteindelijk minder rekentijd oplevert. Een nadeel van de conclusie is, dat de elasticiteit van de grond niet te bepalen is, zodat het lastzakings-diagram ook niet uit een normale meting tijdens het heien te bepalen is.

De elasticiteit van de grond moet te bepalen zijn als de klap minder hard is en er geen blijvende zakking van de paal optreedt. De toestand dat er slip optreedt zal niet vaak voorkomen, het grondmodel bevat nu geen slipelement. Een nader onderzoek zou moeten uitwijzen, of het niet mogelijk is de quake waarde uit de meetgegevens van een zachte klap te bepalen en de maximale mantelwrijving uit een normale slag van de hamer. Een probleem bij deze bepaling van de quake waarde is, dat met een zachte klap de elasticiteit (k) bepaald wordt. Grond is niet direkt een elastisch materiaal. Een opgelegde belasting veroorzaakt naast een elastische vervorming direkt al een plastische vervorming, doordat er altijd wel korreltjes over elkaar heen schuiven. De bepaling van een elasticiteit heeft hierdoor zijn beperkingen.

Figuur 5.14 laat zien dat de quake waarde nog niet te bepalen is, als een elasticiteits constante (k) en een maximale mantelwrijving (f_y), met een dynamische proefbelasting is bepaald.



figuur 5.14 elasticiteit

5.7 conclusies

5.A

Het verschijnsel, dat de vermoelingslevensduur van de constructie tijdens het heien af neemt, is te controleren met behulp van de instrumentatie die gebruikt wordt bij de meting van de golfvoortplanting in de paal.

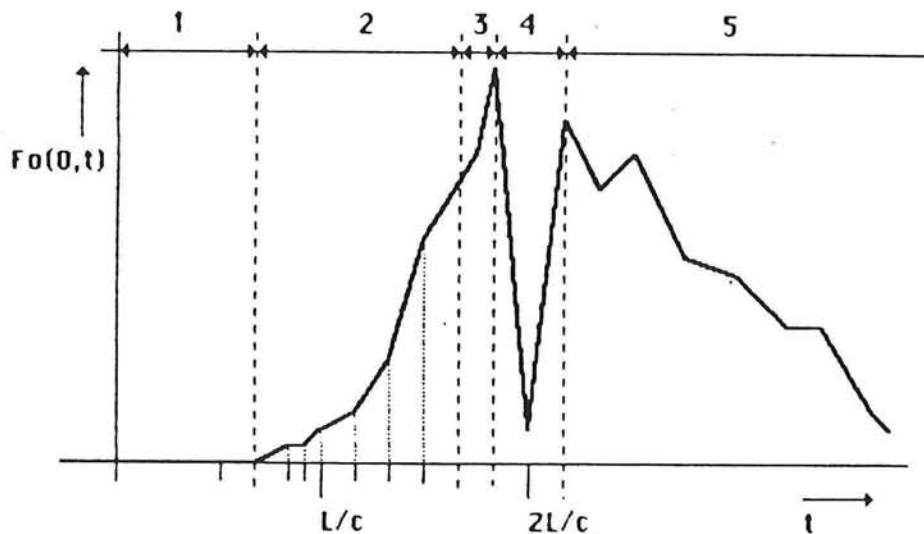
5.B

Een plaatselijke verdikking van de mantelhuid van de paal verlaagd het rendement van de heihamer, doordat een gedeelte van de slag reflekteert op de verdikking.

5.C

Het percentuele verschil tussen de resultaten van de match-methode en de case-methode is voor iedere meting uit het onderzoek kleiner als 20%, met uitzondering van twee sterk afwijkende resultaten.

De volgende conclusies hebben betrekking op $F(0,t)$, de uit de meetgegevens berekende kracht in de paal op het niveau van meten, ten gevolge van de naar boven lopende golf.



$F(0,t)$

5.E

De ligging van de grondlagen en hiermee de laagdikte, als invoer van de simulatieberekening, hoeft niet exact overeen te komen met de werkelijkheid.

Het meetresultaat is niet zo gevoelig voor een beperkte verandering van de laagdikte.

5.F

Als men aanneemt dat de wrijving tussen paal en grond constant is en in opwaartse richting op de paal werkt, dan kan deze wrijving direkt uit de $F_o(0,t)$ -grafiek worden berekend. (De mantelwrijving werkt tot en met interval 2 in opwaartse richting).

5.G

Het is mogelijk en zeer goede berekening van $F_o(0,t)$ te maken met het veer-dempermodel waarin de quake, de waarde nul heeft.

5.H

De waarde van de quake heeft niet veel invloed op het resultaat van de berekening van $F_o(0,t)$, mits deze niet te groot wordt gekozen. Dit geeft een onrustig beeld in interval 5.

5.I

Interval 2 en 3 zijn zeer goed te berekenen met elke waarde van de maximale mantelwrijving, hierbij moet de demping aangepast worden.

5.J

Interval 5 geeft informatie over de verdeling demping en maximale mantelwrijving in de verschillende grondlagen. Ligt het simulatie-resultaat boven het gemeten resultaat in interval 5, dan betekent dit dat er te weinig demping is toegepast.

5.K

De snelheidsafhankelijke weerstandterm levert een grote bijdrage in de puntweerstand. Bij de gemaakte fitten, bedroeg deze bijdrage gemiddeld 30% van de maximale totale puntweerstand.

HOOFDSTUK 6 MATCH-PROCEDURE

6.1 inleiding

Het ontwerp van een match-procedure is in dit hoofdstuk gegeven. In grove lijnen wordt de manier van aanpak beschreven. De feitelijke uitwerking van de procedure blijft in dit hoofdstuk achterwege.

6.1.1 probleemschets

Het bepalen van het draagvermogen van een paal uit een dynamische proefbelasting met behulp van de signal match methode is een tijdrovende handeling. Een match kost al gauw acht tot zestien manuren werk. Het feitelijke probleem is het oplossen van een stelsel vergelijkingen. De onbekenden zijn de grondparameters. De grondreactie is niet lineair afhankelijk van de bewegings grootheden van de paaldoorsnede. Dit maakt het oplossen van het stelsel vergelijkingen problematisch. Het grootste probleem van de match methode is het feit dat de persoon die de match uitvoert, op basis van trial and error werkt. Een goed inzicht in wat voor veranderingen een nieuwe invoer teweeg zal brengen is niet aanwezig, waardoor vooral in de laatste fase van de rekencyclus zeer veel tijd verloren gaat aan matches die een minder resultaat opleveren als de tot dan toe beste match.

6.1.2 opdracht

Een volledig automatische bepaling van het lastzakings-diagram uit de meetresultaten van een dynamische proefbelasting is het hoogste doel. Met de huidige rekentechnieken is een goede benadering hiervan nog niet mogelijk gebleken. Van de in de praktijk toegepaste methoden, geeft de match-methode de beste resultaten.

De opdracht luidt, automatiseer de match-methode. Vrij vertaald in de volgende doelstelling is dit:

Het minimaliseren van de menselijke arbeid in de bepaling van de grondparameters uit een dynamische proefbelasting met de match-methode.

Bovenstaand doel heeft de volgende randvoorwaarde meegekregen; het grondmodel, als onderdeel van het totale rekenmodel, bestaat uit het veer-demper model.

6.2 matching

Hier zal het signal matching nog eens worden bekeken. De bedoeling is te traceren welke handelingen, nu nog uitgevoerd door de mens, te automatiseren zijn en op welke manier de tijdsduur van de berekening van de grondparameters te verkorten is. De duur van de matchroutine kan beperkt worden door:

- de rekentijd van de numerieke berekening te verkleinen
- het aantal te maken matches te verkleinen.

Het aantal matches kan in mindering worden gebracht door het opstellen van een zoek strategie en een verbetering van de beginschatting. De rekentijd van de berekening is een belangrijke factor voor de tijdsduur van de match routine, maar kan niet worden veranderd zoder de berekeningswijze te veranderen. De handelingen die de mens verricht in het matchproces kunnen worden onderverdeeld in:

- beginschatting grondparameters
- Interpretatie berekende resultaat
- bepaling invoer voor een nieuwe rekencyclus

6.3 bruikbare conclusies van hoofdstuk 5

Voor de bepaling van een zoekstrategie en de beginschatting is het onderzoek van hoofdstuk 5 opgezet. Vooral de parameterstudie geeft interessante opties voor het ontwerp van een strategie. De volgende conclusies uit het onderzoek van hoofdstuk 5, zijn bruikbaar:

5.E

De ligging van de grondlagen en hiermee de laagdikte, als invoer van de simulatieberekening, hoeft niet exact overeen te komen met de werkelijkheid. Het meetresultaat is niet zo gevoelig voor een beperkte verandering van de laagdikte.

5.F

Als men aanneemt dat de wrijving tussen paal en grond constant is en in opwaartse richting op de paal werkt, dan kan deze wrijving direkt uit de $F_o(0,t)$ -grafiek worden berekend. (De mantelwrijving werkt tot en met interval 2 in opwaartse richting).

5.G

Het is mogelijk een zeer goede berekening van $F_o(0,t)$ te maken met het veer-dempermodel waarin de quake, de waarde nul heeft.

5.H

De waarde van de quake heeft niet veel invloed op het resultaat van de berekening van $F_o(0,t)$, mits deze niet te groot wordt gekozen. Dit geeft een onrustig beeld in interval 5.

5.I

Interval 2 en 3 zijn zeer goed te berekenen met elke waarde van de maximale mantelwrijving, hierbij moet de demping aangepast worden.

5.J

Interval 5 geeft informatie over de verdeling demping en maximale mantelwrijving in de verschillende grondlagen. Ligt het simulatie-resultaat boven het gemeten resultaat in interval 5, dan betekent dit dat er te weinig demping is toegepast.

5.K

De snelheidsafhankelijke weerstandterm levert een grote bijdrage in de puntweerstand. Bij de gemaakte fitten, bedroeg deze bijdrage gemiddeld 30% van de maximale totale puntweerstand.

6.4 beginschatting

Met de huidige match methode wordt de beginschatting gemaakt op basis van een sondering. Het grondonderzoek is het startpunt voor het zoeken naar een oplossing, welke het grondonderzoek moet controleren. Dit klinkt misschien wat bizzar, maar dit hoeft niet bezwaarlijk te zijn indien er slechts een oplossing met het matchen te vinden is. Een nadeel is wel, dat de matcher beïnvloed wordt door het resultaat van het grondonderzoek. De matcher wil het liefst dat de te bepalen parameters overeenkomen met de parameters bepaald uit het grondonderzoek en zal deze gedurende het matchen zoveel mogelijk proberen vast te houden, wat misschien tot overbodige matches kan leiden.

Uit het interpretatie onderzoek van hoofdstuk 5, blijkt dat het mogelijk is een beginschatting te bepalen uit de meetgegevens. Deze beginschatting kan gezien worden als een veredelde direkte methode. Dit heeft het grote voordeel dat de resultaten uit het grondonderzoek niet meer nodig zijn. Een ander groot voordeel is dat de bepaling makkelijk numeriek kan gebeuren. De beginschatting kan net zoals de direkte methoden worden gemaakt op het moment dat de meetsignalen zijn verwerkt tot bruikbare signalen. Met een dergelijke aanpak kan de computer meteen beginnen met rekenen, nadat het programma is op gestart.

De bepaling van de beginschatting kan in diverse stappen worden beschreven.

Benodigde gegevens:

- tijdstip als het begin van de golf wordt gemeten (t0)
- lengte paal (L)
- penetratie diepte (d)
- omtrek paal (O)
- tijdstip waarop de kracht in de paaldoorsnede maximaal is (T)

1.

Bereken het tijdstip (t2) waarop geldt, dat de snelheid van de paaldoorsnede ter plaatse van de mudlevel weer nul is. Tot dit tijdstip kan gesteld worden, dat de grondreactie direkt uit de naar boven lopende golf grafiek kan worden bepaald, mits wordt aangenomen dat de mantelwrijving uit droge wrijving bestaat zonder elasticiteit. (conclusie 5.G).

2.

Verdeel de grond in een aantal lagen, zodat bij elke knik, in de intervallen 2 en 3 van $F_o(0,t)$, een laagovergang hoort. (zie figuur 5.9)

3.

Bepaal per laag tot aan de hiervoor bepaalde diepte d2, de hypothetische droge wrijving (zie aanname stap 1) doormiddel van (zie figuur 5.9):

- w = $2*(F_o(t) - F_o(t - 2dx/c))$
- w = $(f+g)*o*dx$
- dx = dikte laag

o - omtrek paal
(f+g) - maximale totale mantelwrijving

4.

Schat de mantelwrijving over de resterende diepte, door aan te nemen dat de mantelwrijving kwadratisch toeneemt met de diepte.

5.

bepaal maximale dynamische puntweerstand (P) met (zie paragraaf 4.3):

$$R - P + W = F_n(0, T) + F_o(0, T)$$

R - maximale dynamische weerstand.
P - maximale dynamische puntweerstand
W - maximale dynamische totale mantelwrijving

schat de maximale verplaatsingsafhankelijke puntweerstand (zie conclusie 5.?):

$$w[\text{punt}] = 0.7 * P$$

bereken de maximale puntsnelheid $v(L, T+L/c)$ (zie figuur 4.5):

$$Z * v(L, T+L/c) = F_n(0, T) - F_o(0, T+2L/c)$$

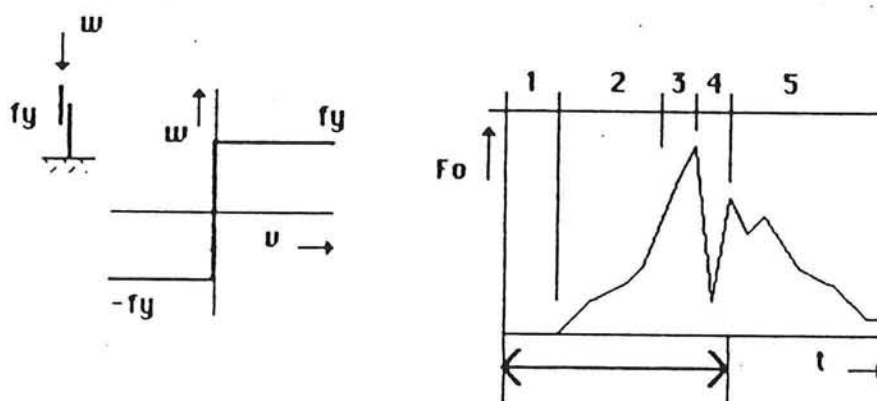
schat de demping (b[punt]) aan de punt:

$$b[\text{punt}] = 0.3 * P / v(L, T+L/c)$$

6.5 zoekstrategie

Bij de bepaling van de grondparameters met de match-methode is intelligentie vereist. Van een matcher wordt verwacht dat hij juiste overwegingen doet alvorens een nieuwe invoer te maken. Een automatische procedure zal hierdoor een vorm van intelligentie moeten bezitten. De procedure zal volgens een bepaalde strategie een beste oplossing moeten vinden. De zoekmethode is te verdelen in 3 fasen.

6.5.1 fase 1

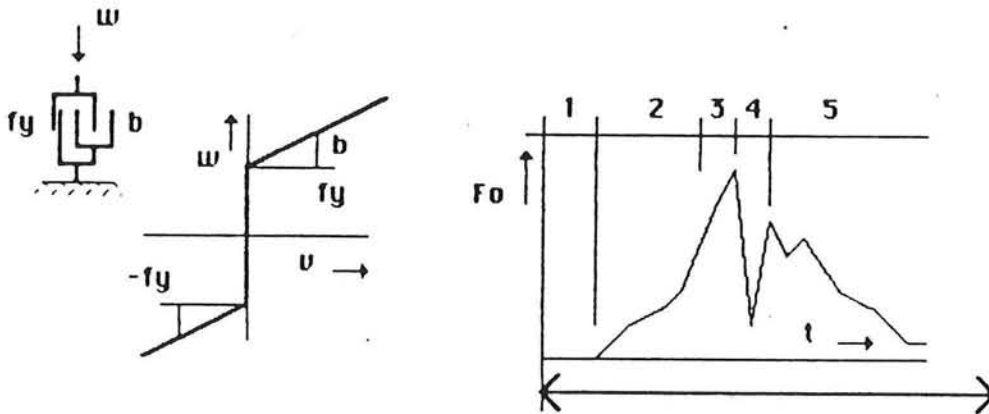


figuur 6.1 model en rekeninterval

Een beginschatting van de grondparameters voor mantelwrijving en puntweerstand. De quake en de damping van het mantelmodel zijn nul. Het puntmodel heeft wel een quake waarde en een maximale damping (als de snelheid maximaal is) van 30%. Er wordt voor het eerst een simulatie berekening uitgevoerd.

6.5.2 fase 2

Na de numerieke berekening wordt de schatting verbeterd. De match routine wordt gestart. Deze wordt weer afgebroken, zodra interval 2 tot en met interval 4 van F_0 goed gefit is, met het droge wrijvingmodel voor de mantel en een juiste combinatie van droge wrijving en demping voor de punt. Tot aan tijdstip t_2 is de nieuwe berekening gelijk aan de oude berekening. Verstandig is het om die gegevens in de berekening te bewaren die nodig zijn om de berekening weer op te pakken vanaf het tijdstip t_2 .



figuur 6.2

6.5.3 fase 3

In deze fase wordt er door verlagen van de maximale mantelwrijving en het invoeren van demping, naar een goede fit van interval 5 gezocht

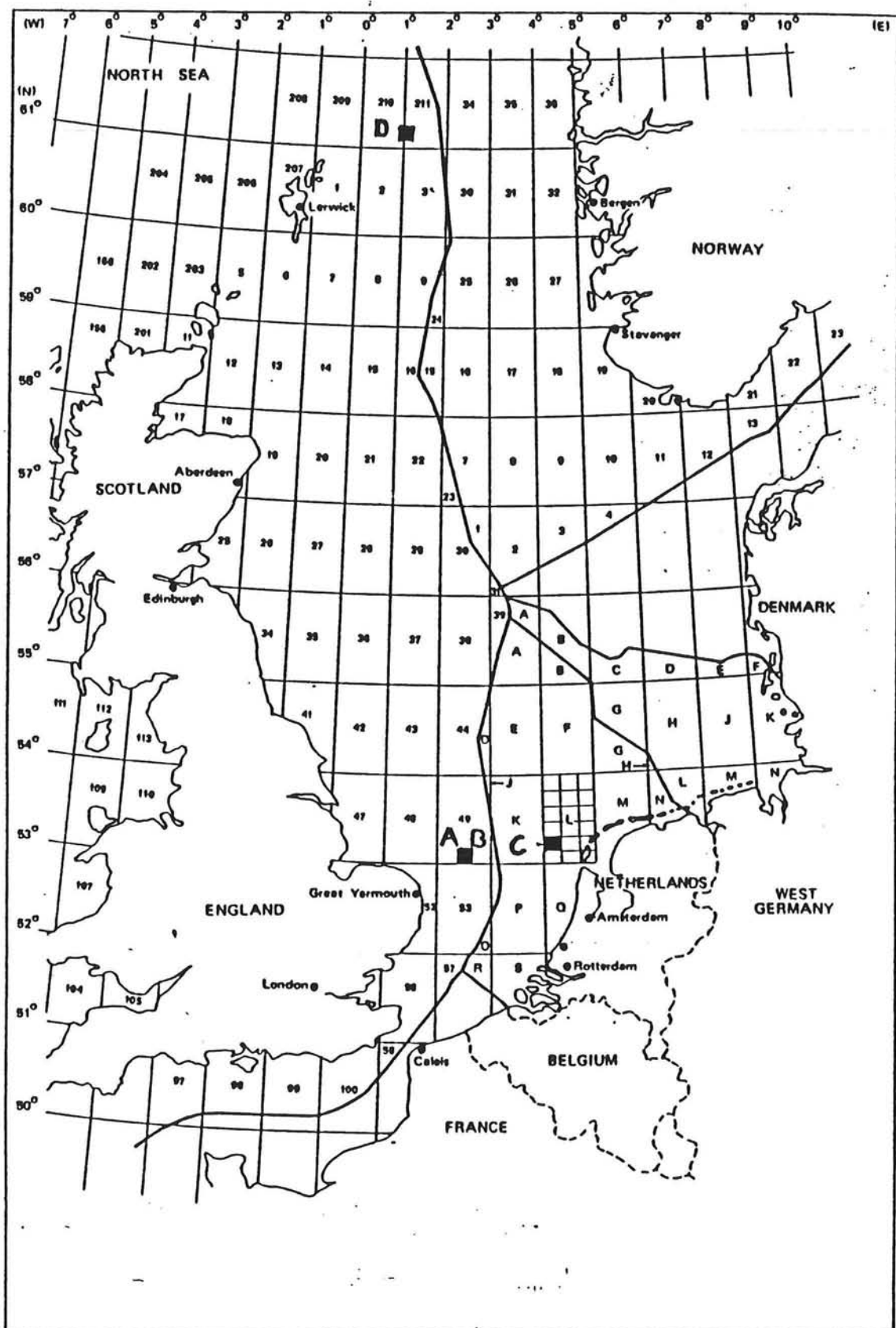
LITERATUURLIJST

1.
American Petroleum Institute
"API RP 2A Recommended practice for planning, designing and construction offshore platforms"
twelfth edition (1982)
2.
Verruijt A. prof. dr. ir.
"Offshore soil mechanics"
diktaat X2CT1, TU Delft. (1986)
3.
Vijayvergiya V.N.
"Friction capacity of driven piles in clay"
OTC paper no. 2939. (1977)
4.
Smith E.A.
"Pile driving analysis by wave equation"
J. SMFD, ASCE, vol. 80, (1960)
6.
Simon & Randolph
"A new approach to one-dimensional pile driving analysis"
proc. of fifth int. conference on num. methods in geomechanics (1985)
7.
Middendorp P. & van Weele A.F.
"Offshore pile and hammer monitoring"
TNO-rapport B1-86-98 (1987)
8.
Offshore Engineer
tijdschrift februari 1988
9.
Rol A.H.
"Dynamisch proefbelasten"
literatuurstudie laboratorium voor grondmechanica Delft (1982)
10.
de Sitter
"Dynamisch proefbelasten van palen"
Hollandse Beton Groep s 389 (1982)

11.
Verruijt A. prof.dr.ir.
"Grondmechanica"
Delftse uitgevers maatschappij (1983)
12.
Nguyen Truong Tien
"Dynamic and static behaviour of driven piles"
Swedish geotechnical institute report no. 33
13.
Balthaus H.
"Zur bestimmung der tragfahigkeit von pfahlen mit dynamische
pfalhprufungmethoden"
Dissertatie TU Carolo-Wilhelmina Braunschweig (1986)
14.
Bouma A.L. prof.ir.
"Dynamika van costrukties"
diktaat b9N TU-Delft (1981)
15.
Smits M.
"Een experimenteel onderzoek naar statische en dynamische mantelwrijving op
palen in zand"
afstudeerverslag TNO-rapport B1-85-31 (1985)

BIJLAGEN

BIJLAGE A GRONDGEGEVENS



grondgegevens

- locatie A	paallengte	106 meter
	penetratiediepte	45 meter
	grondsoort	zand
- locatie B	paallengte	84 meter
	penetratiediepte	47 meter
	grondsoort	zand
- locatie C	paallengte	93 meter
	penetratiediepte	52 meter
	grondsoort	zand met wat silt laagjes
- locatie D	paallengte	69 meter
	penetratiediepte	50 meter
	grondsoort	overgeconsolideerde klei

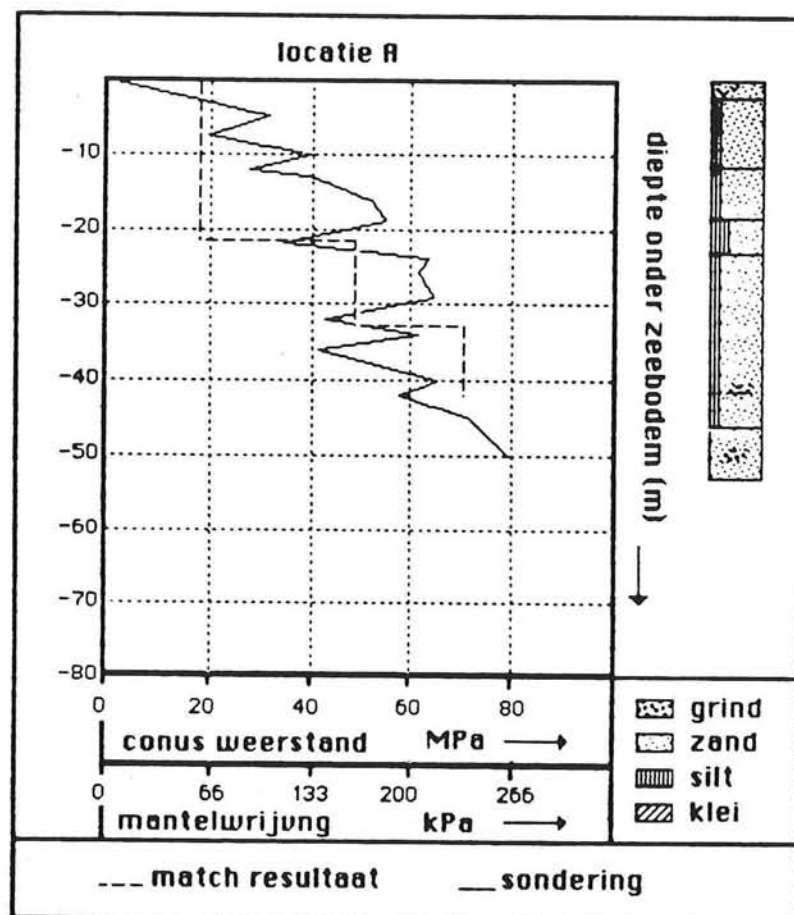
Locatie D onderscheidt zich van de andere locaties, doordat er onderwater is geheid.

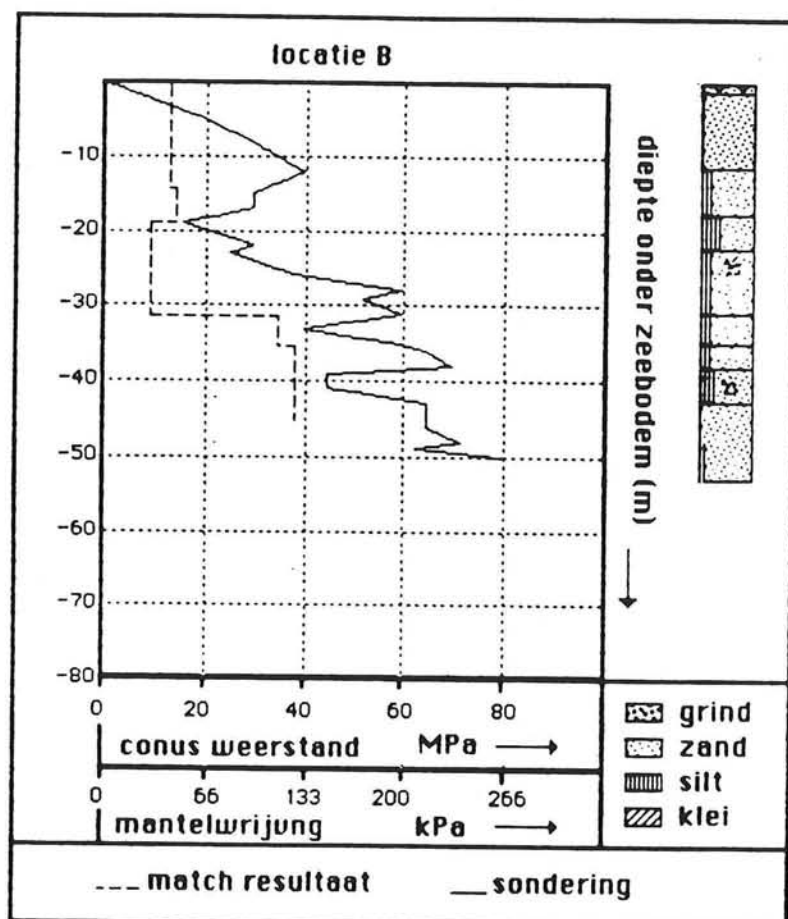
Voor de locaties A,B en C is de sondering gegeven. De schaal van de mantelwrijving is bepaald uit (zie figuur 2.4):

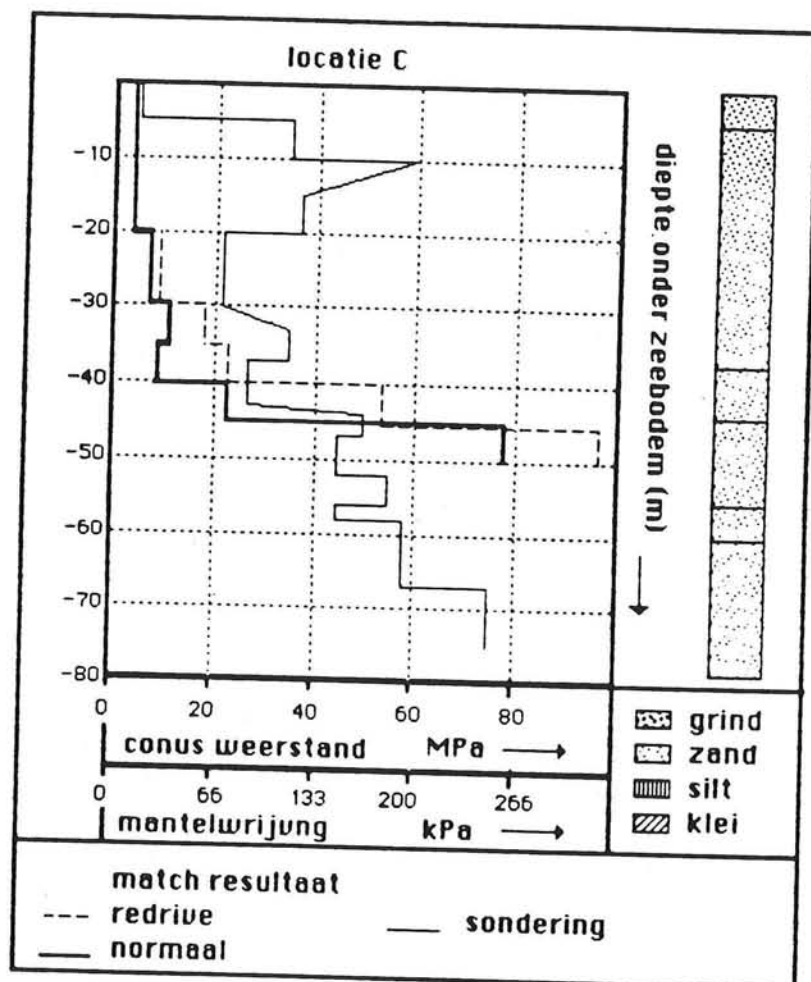
$$\text{mantelwrijving} = 1/300 * \text{conusweerstand}$$

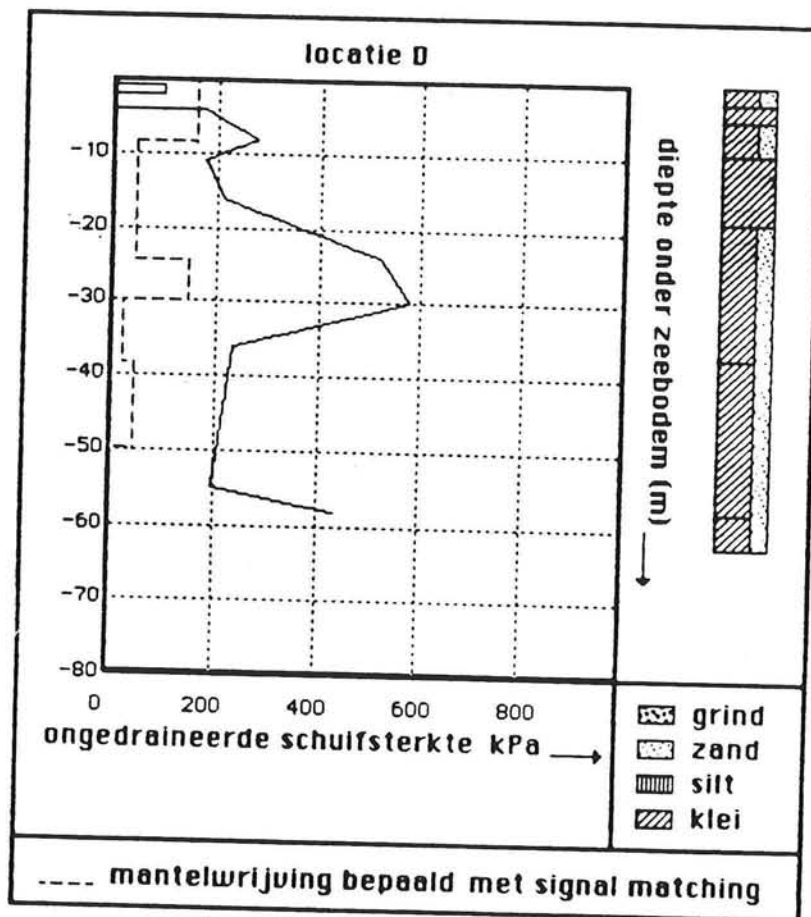
Voor locatie D is de ongedraineerde schuifsterkte, bepaald uit grondmonsters, uit gezet tegen de diepte.

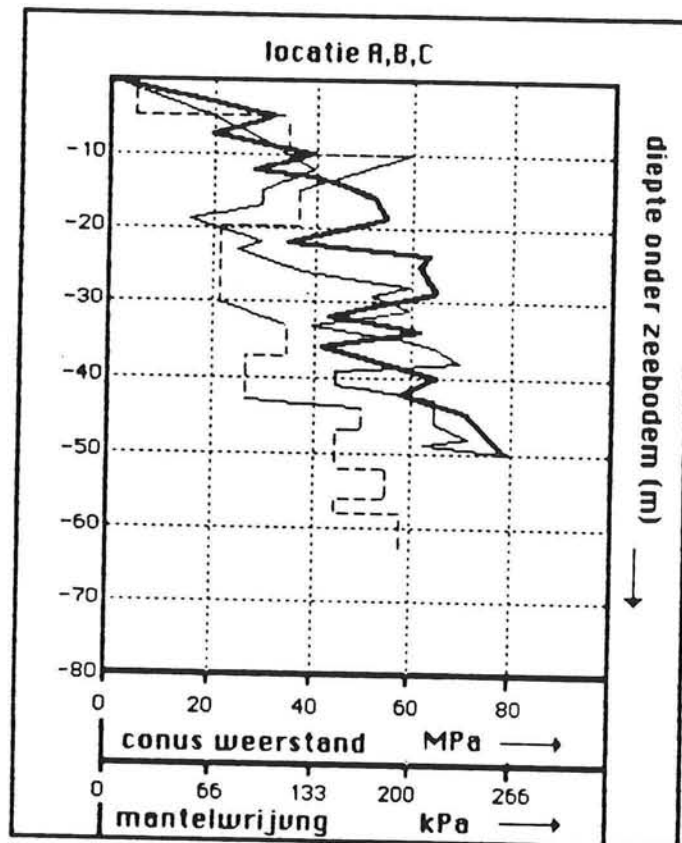
Ter vergelijking is in ieder diagram, de met signal matching bepaalde mantelwrijving afgedrukt. Deze bepaling is gedaan aan de hand van signalen die tijdens het heien zijn gemeten, behalve voor locatie C waar ook het resultaat van een match op de meetsignalen van een redrive is afgedrukt.



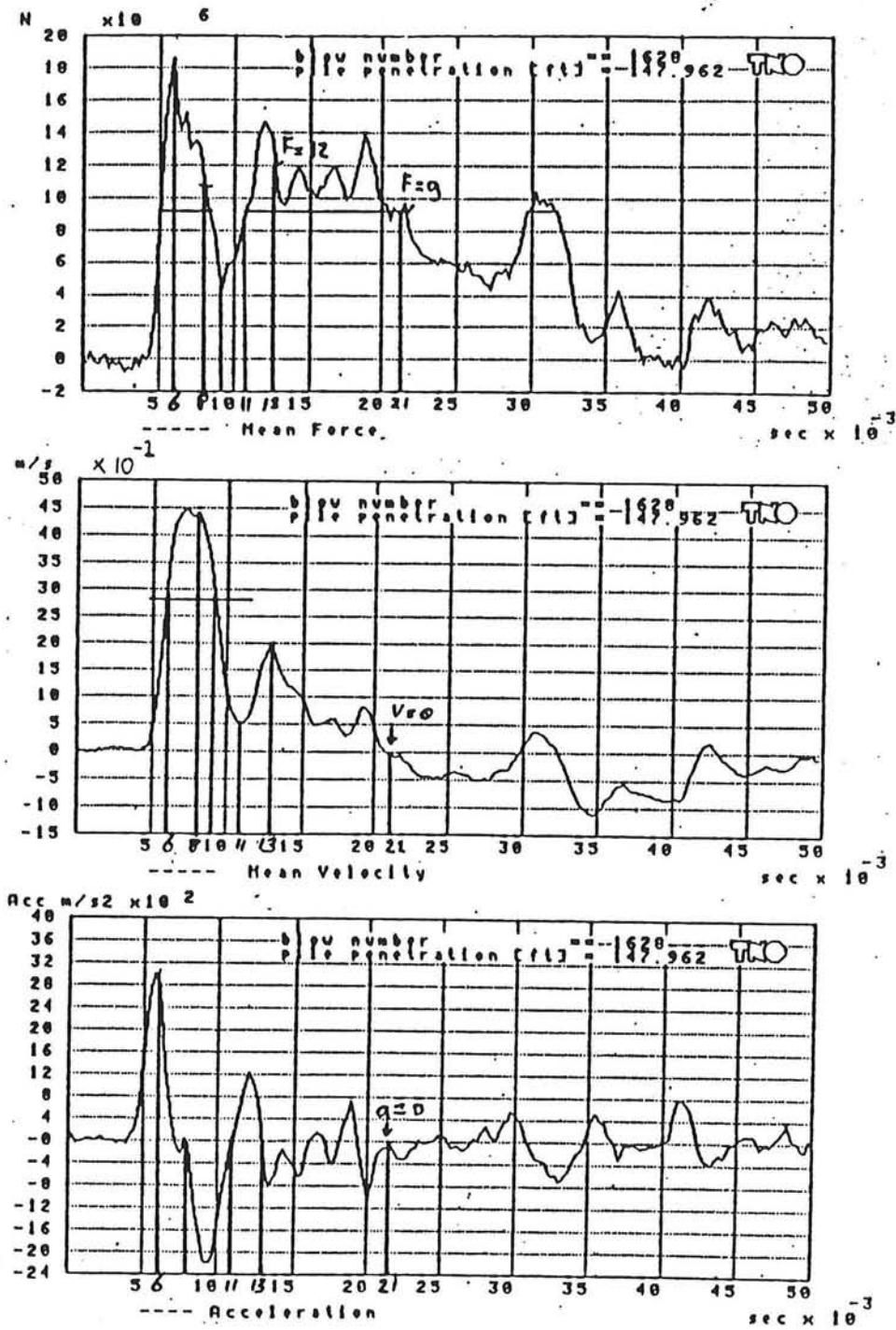








BIJLAGE B METING AAN DE PUNT



figuur B.1 meting aan de punt

B.1 meting aan de punt

Met behulp van een meting aan de punt van de paal kan de grondreactie kracht aan de punt worden bepaald. De meting kan gebruikt worden voor de verificatie van een model.

Figuur B.1 geeft een dergelijke meting weer. De meting is uitgevoerd op een holle buispaal met een open voet. De voet van de paal bevindt zich op het moment van meten, 45 meter onder de zeebodem.

In de figuur is de kracht aan de punt, de snelheid en de versnelling van de punt uitgezet tegen de tijd.

Duidelijk zichtbaar is de versnellingsafhankelijke puntreactie aan het begin van de puntreflexie ($5 < t < 15$). De versnelling bereikt een maximum op $t=6$ (ms) en op $t=12$ (ms) en een minimum op $t=9$ (ms) en $t=13.5$ (ms).

Als gesteld wordt dat de reactie kracht afhankelijk is van de drie verplaatsings grootheden van de paalvoet, dan kan getracht worden de puntreactie kracht te omschrijven.

$$F = f(u) + f(u') + f(u'')$$

Stel de verplaatsingsafhankelijke grondreactiekracht is constant op het interval $6 < t < 21$. De grondreactie heeft het elastische traject voor het tijdstip $t=6$ (ms) al doorlopen. Als de reactiekracht perfect plastisch is dan is de verplaatsingsafhankelijke kracht constant, totdat de snelheid negatief wordt ($t=21$ (ms)).

Tijdens het interval ($6 < t < 21$) geldt dan.

$$F(t) = f + f(v(t)) + m \cdot a(t)$$

De meebewegende massa m is te bepalen onder bovenstaande voorwaarden. (Het snelheidsafhankelijke deel van de kracht, hoeft niet lineair afhankelijk van de snelheid te zijn.)

$$v(6) = v(9)$$

$$F(6) - F(9) = m \cdot (a(6) - a(9))$$

$$m = 2600 \text{ kg}$$

BIJLAGE C DYNAMISCHE WEERSTAND

$$R = G + W = 0.5 \cdot \{N(t) + N(t+2L/c) + Z \cdot v(t) - Z \cdot v(t+2L/c)\}$$

golf vergelijking:

$$\frac{\partial^2 u}{\partial h^2} - \frac{1}{c^2} \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = - \frac{w(h,t)}{EA}$$

$$c = E/G$$

$$Z = \frac{EA}{c}$$

$$N = EA \frac{\partial u}{\partial h}$$

$$\frac{\partial u}{\partial t} = \frac{c}{2} \frac{\partial N}{\partial h} + \frac{c}{2} w(h,t)$$

$w(h,t)$

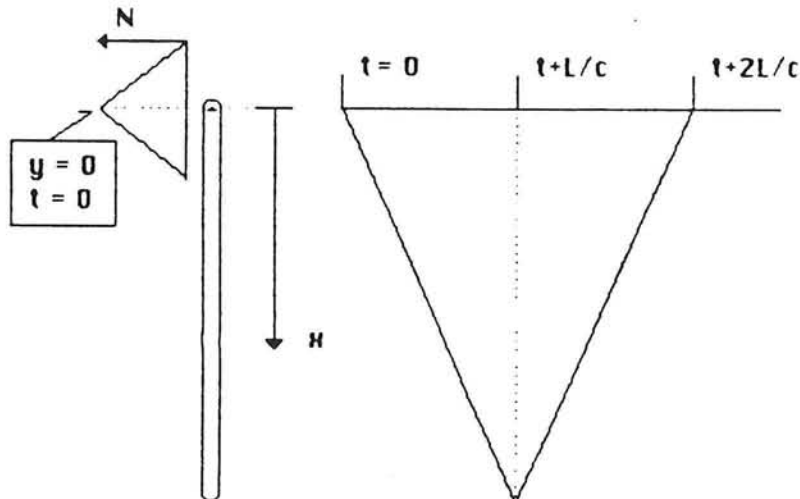
$$\begin{aligned} Z \cdot (v(t+2L/c) - v(t)) &= Z \int_t^{t+2L/c} \frac{\partial u}{\partial t} dt \\ &= \int_t^{t+2L/c} c \frac{\partial N}{\partial h} dt + \int_t^{t+2L/c} c \cdot w dt \end{aligned}$$

Longitudinale golf met snelheid c

meebewegende assenstelsel neergaande golf: $y = h - ct$

opgaande golf: $y = h + ct$

stel $y = 0 \Rightarrow h = ct : 0 < t < L/c$
 $h = -ct : L/c < t < 2L/c$



$$0 < t < L/c$$

$$\frac{dH}{dt} = c$$

$$\int_t^{L/c} c \frac{\partial N}{\partial H} dt = \int_t^L \frac{\partial N}{\partial H} dH = N(L) - N(0) = G - N(0)$$

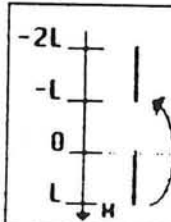
$$\int_t^{L/c} c * w dt = \int_t^L w dH = W_1$$

$$L/c < t < 2L/c$$

$$dH/dt = -c$$

$$\int_{L/c}^{2L/c} c \frac{\partial N}{\partial H} dt = \int_{-L}^{-2L} - \frac{\partial N}{\partial H} dH = -N(-2L) + N(-L) = -N(2L/c) + G$$

$$\int_{L/c}^{2L/c} c * w dt = \int_{-L}^{-2L} - w dH = W_2$$



$$Z * (v(2L/c) - v(0)) = G - N(0) - N(2L/c) + G + W_1 + W_2$$

$$2G + W_1 + W_2 = N(0) + N(2L/c) + Z(v(2L/c) - v(0))$$

Als $W_1 = W_2$ dan geldt:

$$G + W = 0.5 * (N(0) + N(2L/c) + Z * v(0) - Zv(2L/c))$$

