

WINDTURBINES IN ZEE

Deel III

Constructieve aspecten en
... een nadere selectie

December 1978

RenD 78602



INHOUDSOPGAVE

	<u>Pagina</u>
<u>SAMENVATTING</u>	1
<u>1. INLEIDING</u>	2
<u>2. DOEL VAN DIT RAPPORT</u>	3
<u>3. OVERZICHT VAN DE KENMERKEN VAN DE 3 ZEEGEBIEDEN</u>	4
3.1. Golfgegevens	4
3.2. Windgegevens	11
3.3. Geologische opbouw	14
3.4. De diepten van de afzonderlijke gebieden	24
<u>4. BELASTINGEN OP DE CONSTRUCTIES EN TYPEN DRAAGCONSTRUCTIES</u> . .	25
4.1. Belastingen op de constructies	25
4.2. Stalen constructies	26
4.2.1. Stalen buisconstructie	26
4.2.2. Stalen vakwerkconstructie	30
4.3. Stortsteen dam	30
4.4. Strandoplossing	34
4.5. Caissonoplossingen	35
4.5.1. Caisson tot boven de waterlijn	35
4.5.2. Caisson onder water	36
4.6. Atol-oplossing	39

INHOUDSOPGAVE (vervolg)

	<u>Pagina</u>
<u>5. NADERE KOSTENINDICATIE</u>	41
<u>6. ONTWERPEISENPROGRAMMA</u>	43
<u>7. BEREIKBAARHEID IN VERBAND MET BOUW EN ONDERHOUD</u>	44
7.1. Havenfaciliteiten	44
7.2. Terminal op zee	44
7.3. Bouw	45
7.4. Onderhoud	46
<u>8. INVENTARISATIE VAN DE OVERIGE ASPECTEN VAN INVLOED</u>	
<u>OP DE SELECTIE</u>	47
8.1. Effecten t.a.v. ecosysteem	47
8.1.1. Tijdelijke effecten	47
8.1.2. Blijvende effecten	48
8.1.3. Samenvatting van de effecten	50
8.2. Overige aspecten	50
8.2.1. Korte-termijn aspecten	50
8.2.2. Lange-termijn aspecten	51
8.3. Oriëntatie van de windturbines	52
8.4. Veiligheidsaspecten	53
<u>9. SELECTIE</u>	55
9.1. Selectie van het constructietype	55
9.2. Selectie van voorkeursplaatsing	56
<u>10. CONCLUSIES</u>	57
<u>LITERATUUR</u>	58

SAMENVATTING

In dit rapport is een overzicht gegeven van de drie mogelijke zeegebieden en de daarvoor nog geschikte constructietypen. Een selectie van die constructietypen heeft plaatsgehad n.a.v. een nadere kostenindicatie op grond van aangenomen belastingen en met uitsluiting van corrosie. Diverse aspecten m.b.t. de zeegebieden zijn bekeken en dit heeft geresulteerd in de selectie van de voorkeursplaatsing.

1. INLEIDING

Het onderzoek 'Windturbines in zee' wordt uitgevoerd door Rijn-Schelde-Verolme N.V. in nauwe samenwerking met Hydronamic B.V. Het maakt deel uit van de tweede fase van het Nationaal Onderzoekprogramma Windenergie, waarvan de coördinatie en het beheer is opgedragen aan de Stichting Energie-onderzoek Centrum Nederland.

Bovenbedoeld onderzoek bestaat uit 3 deeltaken welke zijn omschreven in deel I van het rapport 'Windturbines in zee'. Hierin zijn behandeld de algemene gezichtspunten, zoals het doel van het onderzoek, de motivering, de uitgangspunten, het werkplan en het tijdschema.

Deeltaak I is in principe volgens het werkplan uitgevoerd en beschreven in deel II van het rapport 'Windturbines in zee'. Hierin werd het gedeelte behandeld dat betrekking heeft op de plaatsingsmogelijkheden van een groot aantal windturbines buitengaats, zowel in de zin van hoe ze kunnen worden geplaatst als waar ze kunnen worden gesitueerd.

Van de mogelijke constructies, die als draagconstructie voor de windturbines kunnen dienen, uitgevoerd in staal en/of beton en al dan niet verankerd op de zeebodem, werd een overzicht gegeven en een eerste selectie uitgevoerd.

Voor deze eerste selectie zijn een aantal aspecten in beschouwing genomen die van invloed zijn op de locatiemogelijkheden zoals de legale, de planologische, de meteorologische en de geotechnische aspecten. Daarnaast is een zeer globale kostenindicatie opgesteld voor diverse constructies en een eerste onderzoek naar de energietransportmogelijkheden.

Separaat is gestart met een onderzoek naar de korrosie van constructiematerialen in zee.

2. DOEL VAN DIT RAPPORT

Het voorliggende rapport beoogt het deel van het onderzoek weer te geven dat vervat is in deeltaak II. Het gaat hierbij vooral om te komen tot een ontwerpeisenprogramma van de draagconstructies en een kostenbegroting voor bouw en plaatsing. Tevens dienen de milieu-aspecten betrokken te worden bij de selectie van de voorkeurslocatie.

Eerst zal worden vastgesteld welke gebieden binnen de grenzen van het Nederlandse deel van het Continentaal Plat nog in aanmerking komen voor de plaatsing van grote aantallen windturbines. Daarna worden de mogelijk geschikte draagconstructies, uitgaande van het ontwerpeisenprogramma, omschreven.

Bij het selecteren van de voorkeursplaatsing en de daarbij meest economische draagconstructie zal ook het aspect van een hoge bedrijfszekerheid van de gehele installatie in aanmerking worden genomen.

3. OVERZICHT VAN DE KERMERKEN VAN DE 3 ZEEGEBIEDEN

3.1. Golfgegevens

Door het K.N.M.I. is een onderzoek gedaan naar het wind- en golfklimaat op het Nederlands Continentaal Plat (2). Dit onderzoek heeft zich vooral toegespitst op het gebied tussen de 53^e en 54^e breedtegraad. In dit gebied ligt ook het gebied nr. 2, zoals dat in deel II van dit onderzoek is omschreven (17).

De belangrijkste resultaten van dit onderzoek zullen hier kort worden weergegeven.

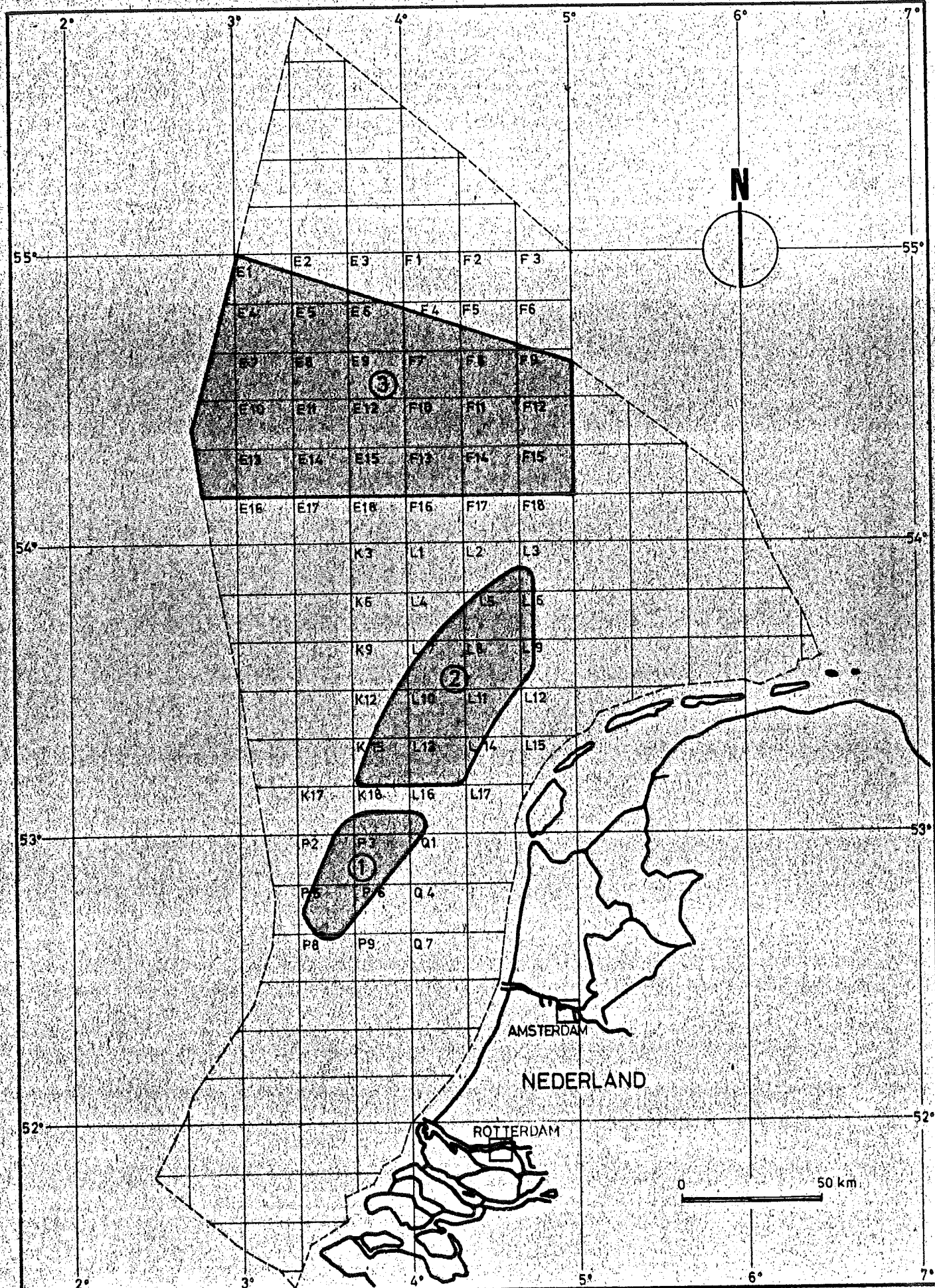
a. Gemiddelde waarden

	winter	voorjaar	zomer	najaar	gehele jaar
windsnelheid (m/s) (1949/'75)	8,70	6,89	6,34	7,80	7,43
(1973/'76)	9,76	7,12	6,13	8,73	7,93
golfhoogte H_{mo} (m)	1,90	1,35	1,00	1,75	1,44
golfperiode T_{mo} (s)	4,96	4,75	4,33	4,95	4,72

Op windgegevens zal in 3.2. nader worden ingegaan.

b. Verdeling golven

De distributie van de golven is weergegeven op een Weibull-schaal in figuur 2. Aangegeven is de kans op voorkomen van een storm van 4,4 uur. Voor achtergrondinformatie zie ref. 1, 5 en 10.



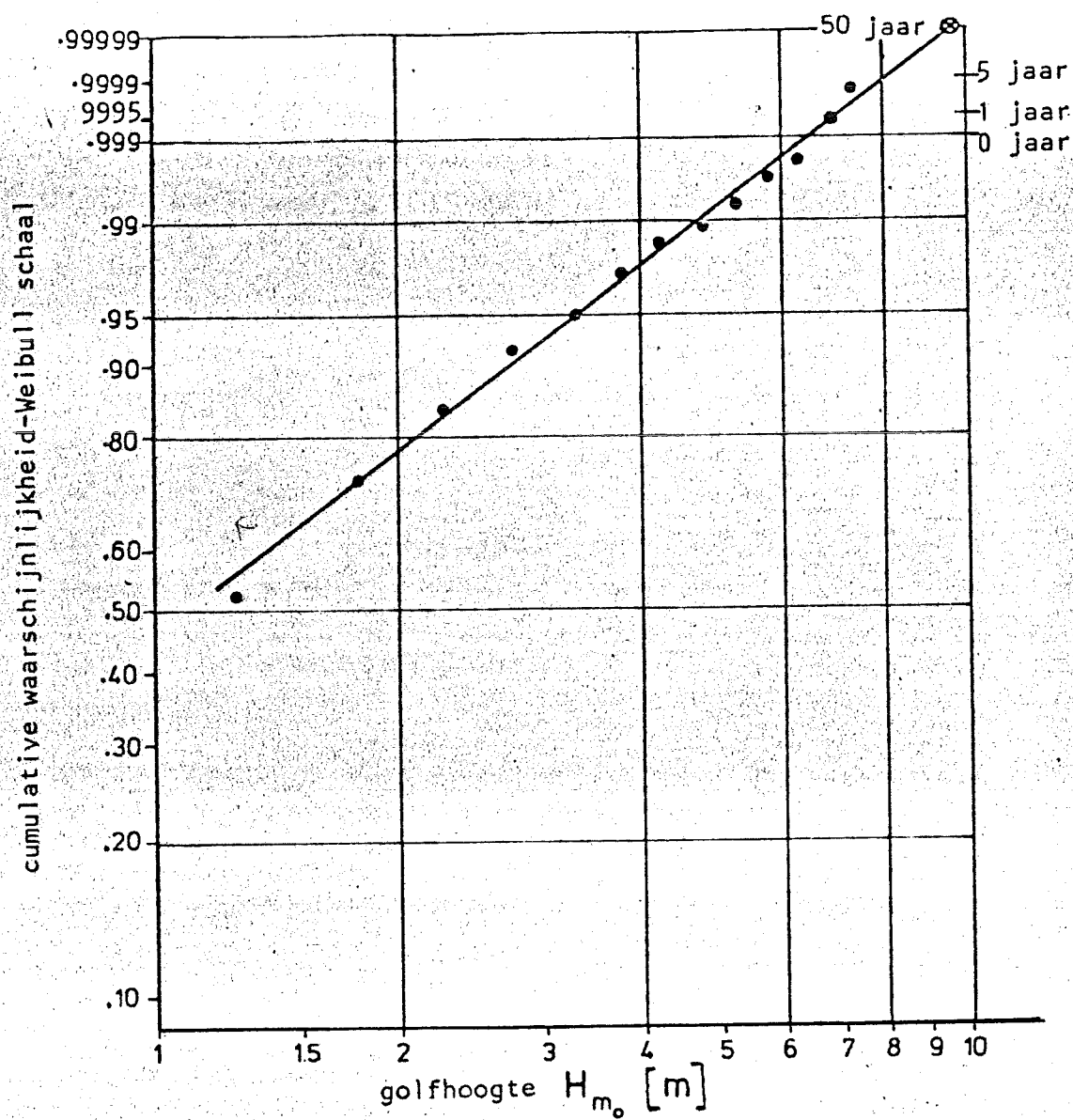
wind energie onderzoek

Mogelijke lokatiezones voor een
wind energiecentrale

datum: 10-11-78

schaal:

tek. no: 1



hydra&mic-
sliebrecht holland

wind energie onderzoek

Verdeling van golfhoogten in gebied nr 2
(volgens Bouws, 1978)

datum: 7-12-78

schaal:

tek.no: 2

Vergelijking van deze gegevens met die welke in deel II zijn weergegeven, is niet zonder meer mogelijk, omdat daar met stormen van 8,7 uur gerekend is. Volgens Bouws is de invloed van de lengte van de gekozen bemonsteringsperiode relatief gering.

Een schatting is dat de waarden voor een periode van 8,7 uur ongeveer een halve meter lager liggen dan die voor een periode van 4,4 uur. In figuur 3 zijn deze resultaten weergegeven in vergelijking met de lijnen uit deel II.

Het spectrum bij deze stormen komt vrij goed overeen met het Jonswap spectrum, zoals blijkt uit figuur 4. Het blijkt iets steiler te zijn.

Voor ontwerpdoeleinden is het nodig een ontwerp-golf te kiezen waarbij de gesommeerde kosten van constructie en onderhoud minimaal zijn.

Daar de molens in principe onbemand zullen zijn, kan e.e.a. als een zuiver financieel probleem beschouwd worden.

Voor het bepalen van de ontwerp-golf moet een onderscheid gemaakt worden tussen twee typen constructies:

- a. Constructies waarbij schade na te grote golfaanval te herstellen is, zoals zandstranden en stortsteen golfbrekers
- b. Constructies waarbij schade na te grote golfaanval leidt tot een volledig bezwijken van de constructie, zoals bij een stalen platform of een zwaartekrachtsconstructie.

Constructies van het eerste type worden berekend met een ontwerp-golf welke de significante golf van een storm is. Dit gebeurt omdat de experimentele schade-coëfficiënten gerelateerd zijn aan deze significante golf. Er wordt met schade-coëfficiënten gewerkt i.p.v. met een bezwijkbelasting omdat bij flexibele constructies enige schade toelaatbaar is. In deze berekening zal de significante golf gelijk gesteld worden aan H_{mo} uit de gepresenteerde overschrijdingsgrafieken. In hfdst. 4.2. en 4.3. zal e.e.a. worden uitgerekend voor een achttal stormen, met een voorkomen van resp. eens per 2, 5, 10, 20, 50, 100, 200 en 500 jaar.

TERUGKEERTIJD

jaar

1000

200

100

50

20

10

5

2

1

$H_{m,0}$ (m)

16

14

12

10

8

6

4

lichtschip S1

resultaten KNMI-onderzoek

KNMI resultaten gereduceerd
voor een storm van 8,7 uur
ontwerpklimaat voor gebied 2

lichtschip Goeree

ontwerpklimaat voor gebied 1

ontwerpklimaat voor
gebied 3

0.01%

0.1%

1%

10%

100%

jaarlijkse overschrijdingskans van een storm



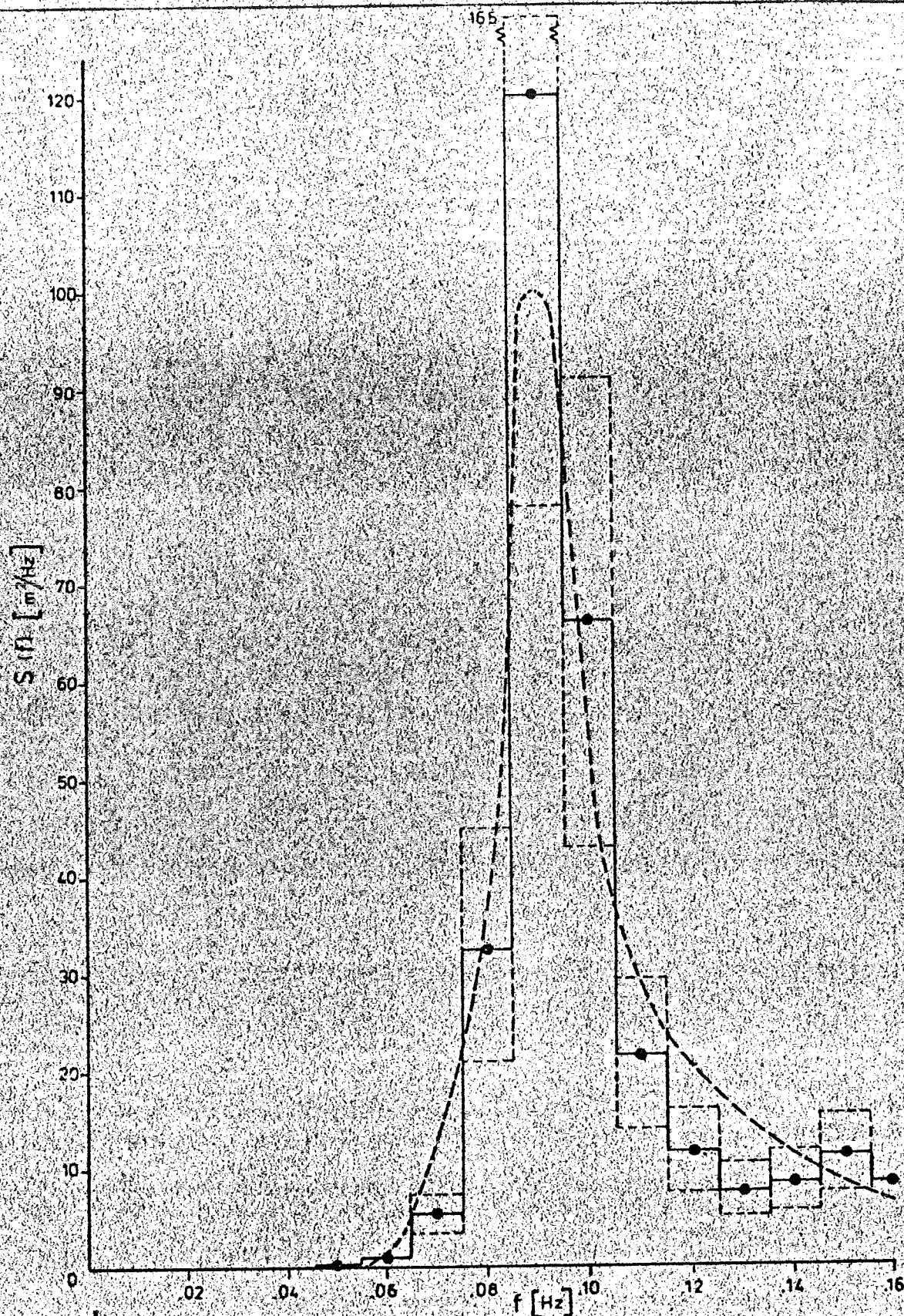
wind energie onderzoek

Verdeling van golfhoogten voor de verschillende gebieden

datum: 7-12-78

schaal:

tek.no: 3



: gemeten spectrum met 80% betrouwbaarheids interval

----- : Jonswap spectrum ($F = 300 \text{ km}$; $v = 20 \text{ m/s}$)



hydroNAMIC
slipstream holland

wind energie onderzoek

Golfspectrum uit gebied nr 2 (3-1-'76)

volgens BOUWS (2)

datum: 7-12-78

schaal:

tek. no: 4

Constructies van het tweede type worden berekend op een bepaalde golfhoogte (dus niet op een storm). Het probleem hierbij is dat de gekozen golf voor kan komen zowel in stormen gerepresenteerd door een grote H_{mo} , als in kleinere stormen. De kans op dit laatste is dan natuurlijk wel kleiner dan de kans op het eerste geval. De kans op een bepaalde golf is (voor Rayleigh-verdeelde golven):

$$p = f(H_{mo}, H_d, N, n, L)$$

waarin H_d de gekozen ontwerp-golf is, N het aantal golven in het golfveld gerepresenteerd door H_{mo} , n de kans op golven met een hoogte H_{mo} en L de levensduur van de constructie. Deze kans is voor golven in gebied 2 uitgerekend voor een aantal ontwerp-golfhoogten:

H_d	overschrijdingskans van één enkele golf groter dan H_d gedurende een levensduur van 50 jaar
15 m	100 %
20 m	52 %
23 m	6.5%
25 m	1.2%

Uit de golfspectra blijkt duidelijk dat frequenties tussen de 0.07 en 0.18 Hz (dus perioden tussen 5 en 14 sec.) problematisch zijn. Een eigen frequentie tussen 0.08 en 0.11 Hz (T tussen 9 en 12 sec.) is beslist ontoelaatbaar.

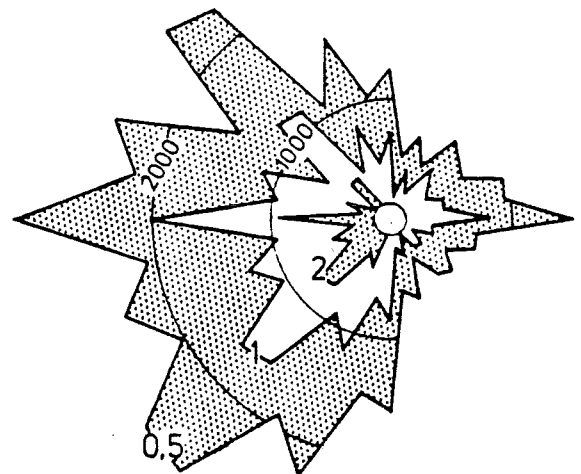
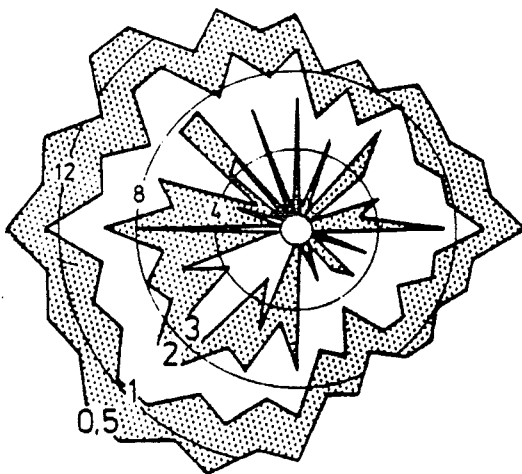
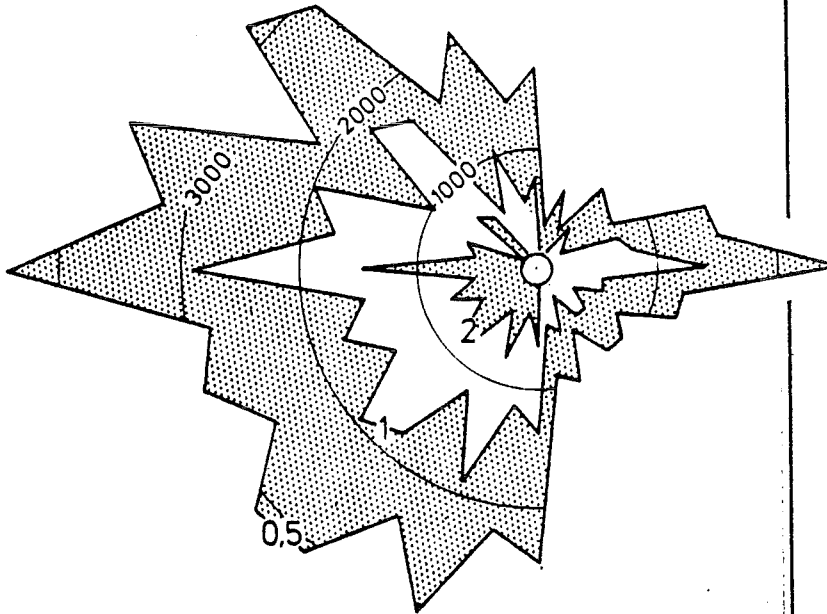
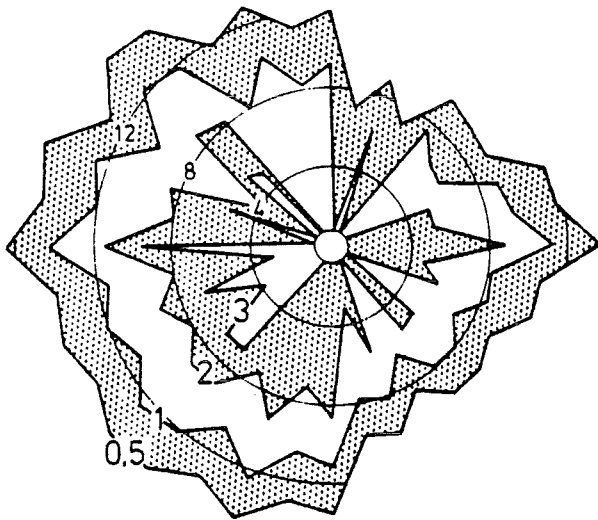
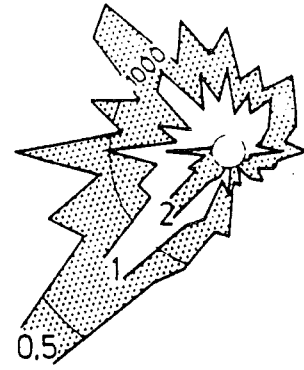
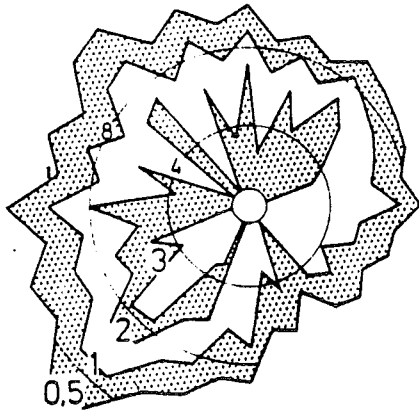
3.2. Windgegevens

De gemiddelde waarden van de windsnelheid zijn reeds vermeld in 3.1. Voor de verdeling wordt verwezen naar fig. 5 en 6. In deze figuren is een verdeling van windsnelheid en windenergie voor de lichtschepen Texel en Terschellingerbank gegeven. Deze kunnen representatief geacht worden voor gebied 2.

Voor de gebieden 1 en 3 zijn dergelijke figuren niet beschikbaar.

Overigens zal voor de constructieve berekening niet van deze waarden uitgegaan worden, maar van de ons door FDO beschikbaar gestelde berekeningsresultaten, zoals vastgelegd in memo RD78275 'Aannamen met betrekking tot de HAT'.

Texel



hydropnamic-
stadrecht holland

wind energie onderzoek

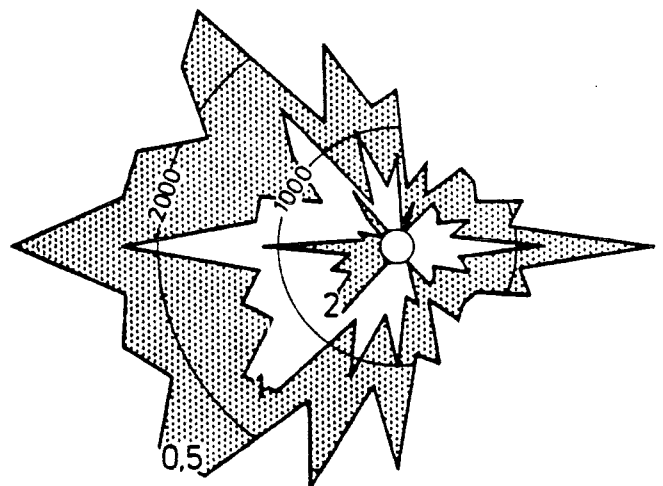
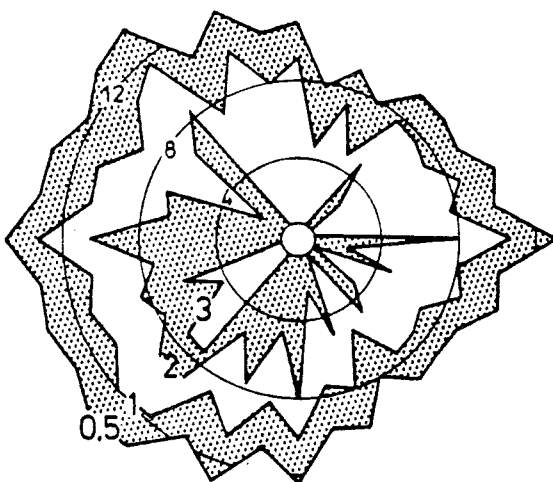
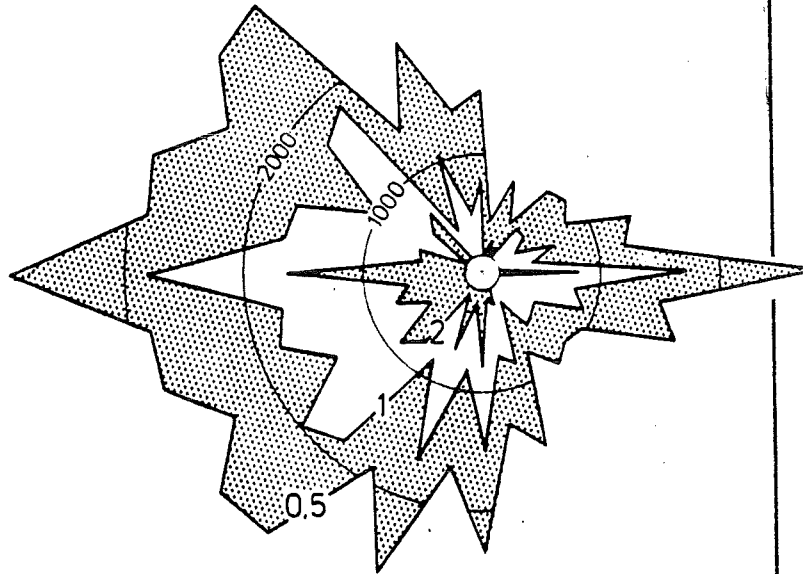
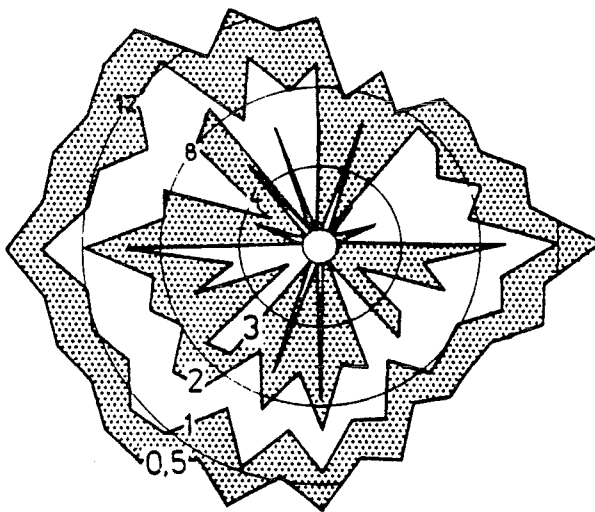
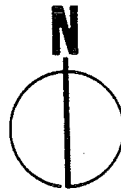
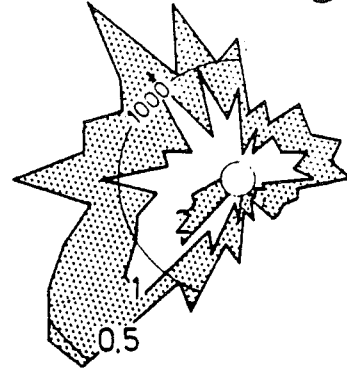
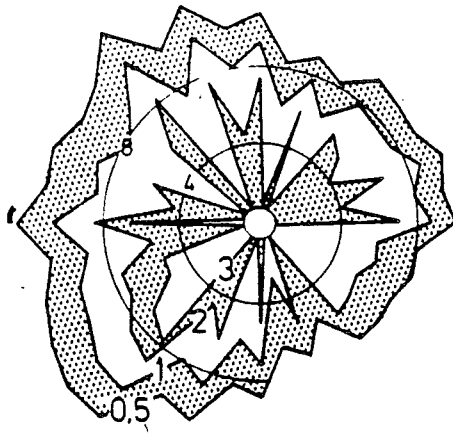
Cumulative frekwenties van de windsnelheid u (links) en de windenergie u^3 (rechts) in het zomer halfjaar (boven), het winter halfjaar (midden) en gedurende het gehele jaar (onder) van het lichtschip Texel.

datum:

schaal:

tek.no: 5

Terschelling



hydro-namic
sleedrecht holland

wind energie onderzoek

Cumulatieve frekventies van de windsnelheid u (links) en de windenergie u^3 (rechts) in het zomer halfjaar (boven), het winter halfjaar (midden) en gedurende het gehele jaar (onder) van het lichtschip Terschellingerbank.

datum:

schaal:

tek.no: 6

3.3. Geologische opbouw

De geologische opbouw van de gebieden 1, 2 en 3 is geschetst in de figuren 7 t/m 10, zie ref. 13 en 14.

Gebied 1

De diepte waarop de Tertiaire en Oud-Pleistocene formaties worden aangetroffen zijn relatief groot. Uit een boring in blok P5 blijkt dat daar het oppervlak van het Onder-Pleistoceen op 70 m -N.A.P. ligt. De geschiedenis van dit deel van de Noordzee, dat in het Onder-Pleistoceen nog aan daling onderhevig was met een min of meer gelijktijdige opvulling met fluviatiel materiaal, is m.b.t. het Midden-Pleistoceen onduidelijk. Vermoedelijk waren er, evenals in West Nederland, rivierafzettingen, die grofkorreliger waren dan de Oud-Pleistocene zanden en kleien. Een onderbreking van de fluviatiele sedimentatie tijdens de warme interglaciale perioden door een mariene sedimentatie is zeker voorgekomen. Het beeld van een regelmatig voortgaande sedimentatie wordt tegen het eind van het Midden-Pleistoceen geheel verstoord door het vanuit het Noorden komende landijs. De grens bij de maximale uitbreiding van het Saale ijs verliep van Nijmegen langs de Veluwe zoom en het Gooi naar Haarlem. Ook zijn stuwingsverschijnselen gevonden onder de Bruine Bank op 52°30' N.B. en ten Oosten ervan. De op het land gegeven lijn van maximale ijsuitbreiding zal zich hebben voortgezet in de Noordzee naar het zo juist genoemde punt.

Zowel tijdens de aangroei als tijdens het terugtrekken van de landijsmassa waren er perioden van stilstand, waarbij voor het front van de ijsmassa eindmorenes werden gevormd. Een tweetal eindmorenebogen van de afsmeltende ijskap zijn in dit verband van belang.

De meest bekende is die welke van Gaasterland via Wieringen naar Texel loopt. Vermoedelijk is er in een eerder terugtrek stadium een eindmorene boog gevormd, die de keileemopduikingen onder Hoorn en onder Wijk aan Zee met de daarbij behorende stuwwal verbond. Ook ten westen van Egmond aan Zee zijn keileemopduikingen gelocaliseerd. Nog iets meer naar het westen liggen Oud-Pleistocene afzettingen. De hoge ligging hiervan kan slechts door stuwing van landijs worden verklaard.

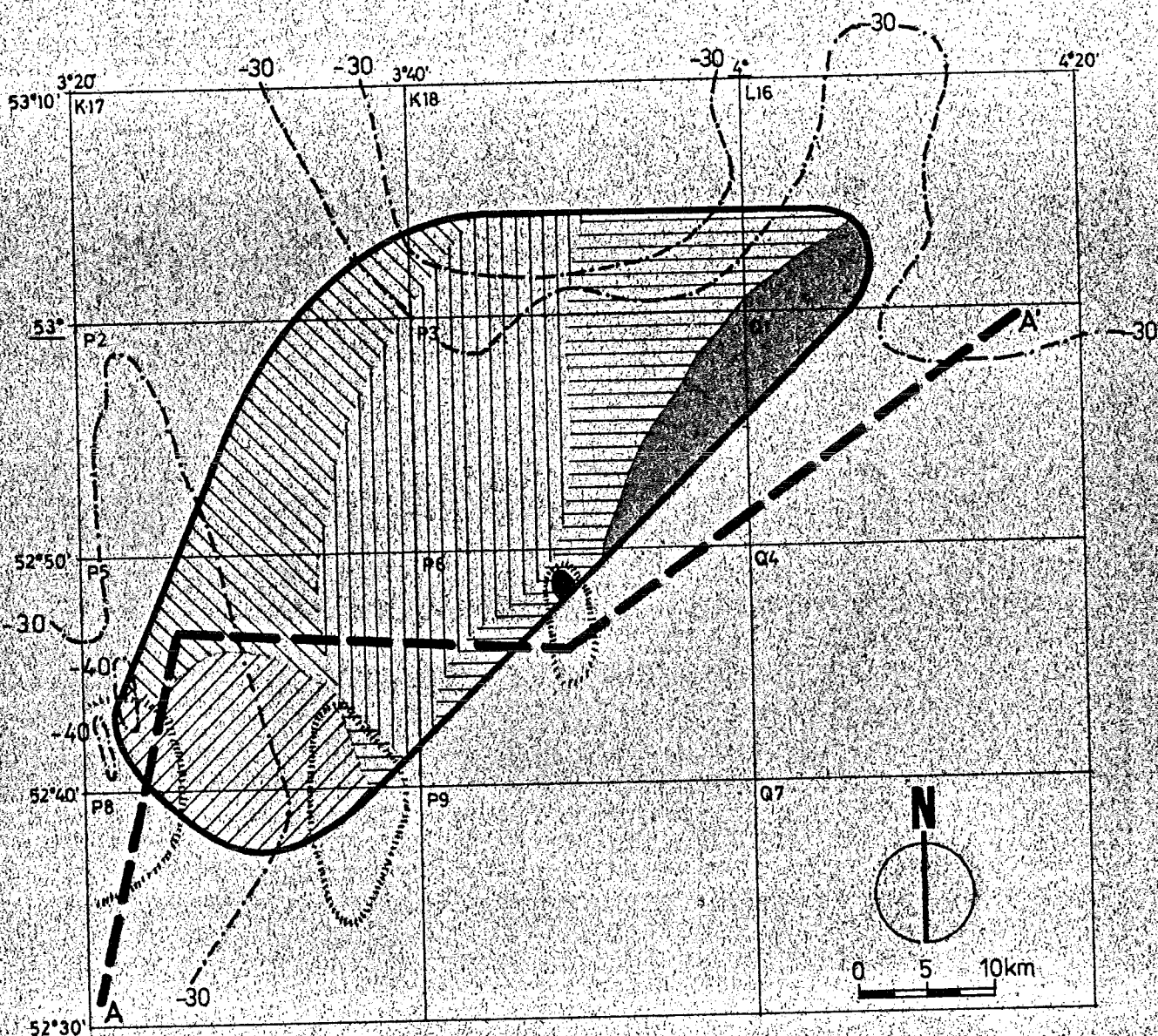
Op verschillende plaatsen is in de Noordzee naast de veronderstelde stuwwal (blokken P3 en P6) een (naderhand weer opgevuld) breed dal gevonden, waarvan de basis niet werd geregistreerd als gevolg van de diepe ligging op meer dan 70 meter. Aangenomen wordt, dat het hier gaat om een glaciaal erosiedal, dat vanaf de eindmorene boog ten westen van Texel naar het zuiden liep tot de hoogte van Bergen aan Zee.

De zee, die na de Saale IJstijd opnieuw steeg tot een hoogte van uiteindelijk 5 m. -N.A.P. bracht een pakket afzettingen (Afzettingen van het Mariene Eemien) tot stand, dat vooral bestaat uit matig grove zanden. De diepe glaciële dalen werden er eveneens mee opgevuld.

Onder invloed van de volgende, laatste ijstijd, daalde de zeespiegel. Opmerkelijk is, dat uit het Laat-Eem in het gebied nabij Den Helder wadafzettingen bekend zijn met kleien, terwijl ten zuiden van de eindmorene van Bergen even oude sedimenten reeds volledig fluviatiel zijn. In de laatste fase van het Eemien speelde de stuwwal kennelijk een rol in de verdeling land-zee.

Geleidelijk aan kwamen zoet-water afzettingen op de zee-afzettingen tot stand. Rivieren vonden hun weg door het gebied en werkten het Eemmateriaal gedeeltelijk om, zoals dit ook uit Noord-Holland bekend is.

Tijdsindeling				Benaming bijbehorende formaties		Type afzettingen in N. resp. Z. Noordzee
				N. Noordzee	Z. Noordzee	
K W A R T A I R	Holoceen	Jong-Holoceen			Afz. van Duinkerke	Wadafzettingen (evt. oude strandwallen)
		Oud-Holoceen		Elbow Afzettingen	Afz. van Calais	Wadafzettingen met plaatselijk basisveen. Bruine Bank strandwal
	PLEISTOCEEEN	Boven	Weichsel- IJstijd	Form. v. Twente	Form. v. Kraftenheye Bruine Bank Formatie	Dekzanden resp. rivierzanden. rivierklei
			Eemien In- terglaciaal	Afzettingen van het mariene Eemien		Matig grove zeezanden plaatselijk wadafzettingen
		Midden	Saale IJstijd	Form. v. Drente	Diverse	Keileem resp. rivierzanden
			Holsteinien	Afzettingen v.h. mariene Holsteinien	Fluviatiele	Matig grove zeezanden resp. rivierzanden
			Elster-IJstijd	Form. v. Peelo	Formaties	Potklei resp. rivierzanden
			Cromerien	Niet bekend		Niet bekend resp. rivierzanden
		Onder		Waalien t/m Praetiglien	Form. v. Tegelen/ Kedichem	Fijne rivierzanden en rivierkleien
				Icenien	Afz. van het mariene Icenien	Fijne zeezanden en zeekleien
Tertiair				Plioceen t/m Eoceen	Div. formaties	Fijne zeezanden en -kleien



HOLOCEN

- elbow en calais afzettingen op twente formatie

PLEISTOCEN

- dekzanden, twente formatie
- twente formatie op bruine bank bed
- mariene zanden eemformatie
- rivierklei bruine bank bed



keileem



glaciale vallei met mariene eem, fluviale weichsel, en mariene lagere holocene afzettingen



eindmorene

— — — — — profiel (zie fig. 8)



wind energie onderzoek

Geologische opbouw, GEBIED 1

datum: 10-11-78

schaal:

tek. no:

7

In een gebied rond de Bruine Bank wordt op de Eem zanden een stugge kleilaag aangetroffen. Een ouderdomsbepaling van de klei wees uit, dat het een zoet-water klei is, die is afgezet in het begin van het Weichsel Glaciaal. Een soortgelijke afzetting van dezelfde ouderdom is op het land niet bekend. Voor deze laag is derhalve een nieuwe naam ingevoerd, de Bruine Bank Formatie.

Gedurende een belangrijk deel van de laatste ijstijd vonden verstuijvingen plaats, waarbij de dekzanden zijn gevormd. In het oostelijk deel van deze Noordzee zone liggen de dekzanden op het Eem zand en het fluviatiel omgewerkte Eemmateriaal.

Onder invloed van de stijgende zeespiegel na de laatste ijstijd, - waarmede het Holoceen begint -, wordt het basisveen gevormd.

Gebied 2

Dit gebied ligt op de overgangszone tussen het noordelijke en het zuidelijke deel van het Nederlandse Plat, en vormt ook geologisch een overgang tussen deze twee gebieden.

Op grotere diepten zijn hier de formaties aan te treffen die in gebied 3 relatief dicht onder de oppervlakte liggen.

Tijdens de laatste ijstijd, de Weichsel IJstijd, werd dit gebied bedekt door de dekzanden, die plaatselijk zeer dicht aan de oppervlakte liggen. Zoals dit nabij de kust ook het geval was, resulteerde de stijgende zeespiegel in het Holoceen in de vorming van veen. Dit basisveen met de bijbehorende rivierklei ligt echter juist ten N.W. van het beschouwde gebied.

Het jonge zeezand, wat in dit gebied in ruime mate aanwezig is, is een in de Middeleeuwen gevormd omwerkingsprodukt van het dekzand, en derhalve fijn van korrel.

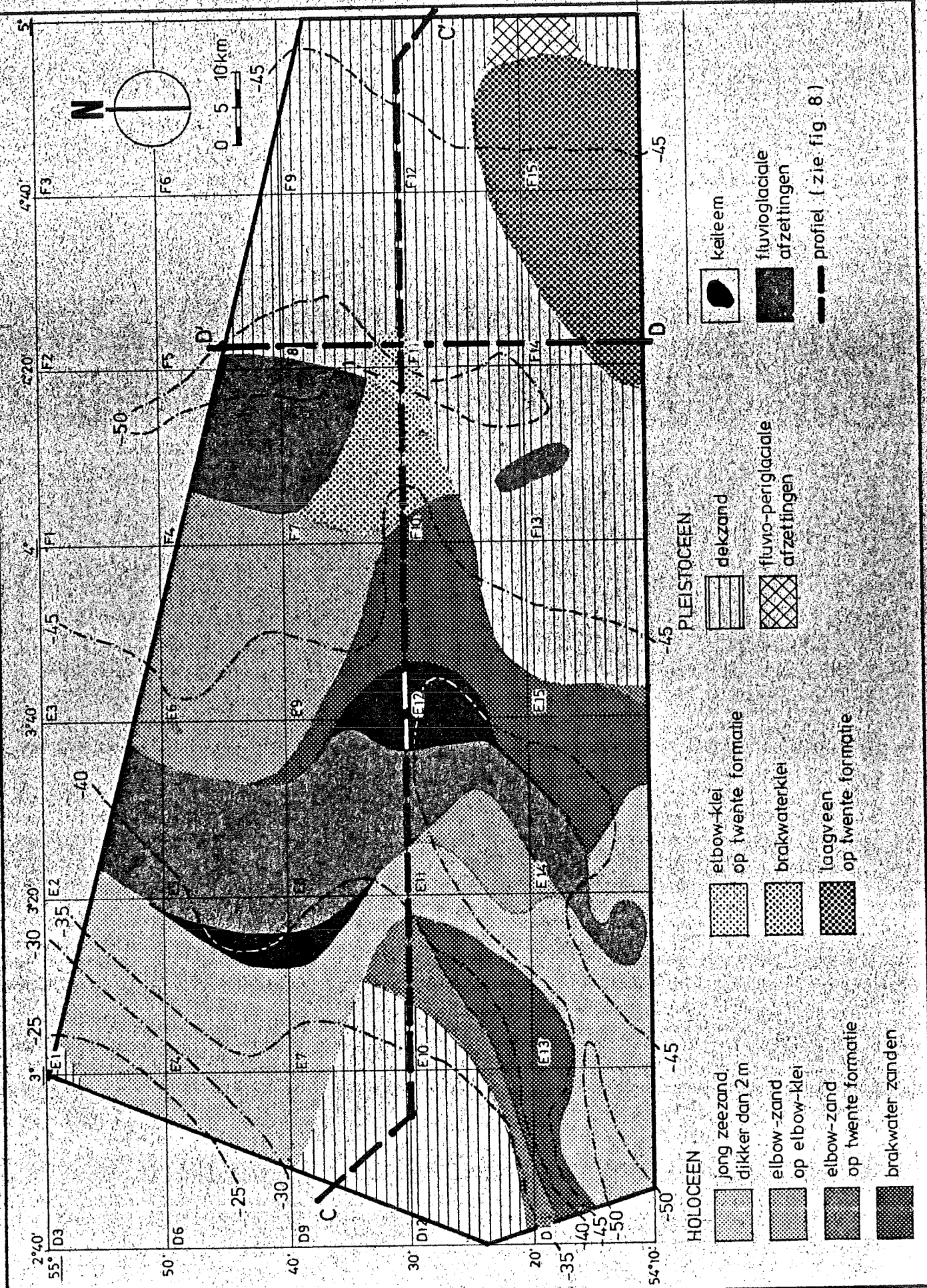
Gebied 3

Het gebied heeft een zeer karakteristieke eigen opbouw. Zowel het Tertiair als het Onder-Pleistoceen ligt op grote diepten. De oudste afzettingen, die zijn gevonden in funderingsboringen voor de olie-maatschappijen zijn fijne zanden, die behoren tot het Midden-Pleistoceen. Deze zanden worden aangetroffen op een diepte van ongeveer 70 à 80 m -N.A.P. Het is niet duidelijk, welke ouderdom zij precies hebben. Vermoedelijk zijn het dekzanden, die werden gevormd tijdens een Midden-Pleistocene ijstijd.

De belangrijkste afzettingen, die in het noordelijk deel van de Noordzee worden gevormd, behoren tot de ijstijd, tijdens welke in het noorden van Nederland de potkleien zijn gevormd. Deze Elster IJstijd is een oudere vergletscheringsfase dan die, waarbij het landijs het midden van Nederland bedekte. Het smeltwater van de ijskap leidde over een zeer groot gebied tot afzetting van zware kleien (Formatie van Peel). In het gehele noordelijk gebied zijn de kleien aanwezig. De dikte bedraagt 20 à 30 meter. Op vele plaatsen komen de kleien zeer dicht aan de oppervlakte voor, d.w.z. bedekt door minder dan 2 meter jong zeezand.

De op de Elster IJstijd volgende warme Holstein periode bracht geen omvangrijk pakket afzettingen met zich mee. Slechts plaatselijk zijn Holstein sedimenten aangetroffen.

Ook de Saale IJstijd heeft niet tot een werkelijke omvangrijke sedimentatie geleid. Uit deze periode dateren slechts de keileem-afzettingen (Formatie van Drente). Wel stuwde het ijs de oudere smeltwaterkleien plaatselijk op en vormde het diepe glaciale dalen, die door de smeltwaterkleien heen reikten (blok F 14 bijv.).



Vooraf in de glaciële dalen komen zeezanden voor, die dateren uit de warme Eemtijd, die op de Saale IJstijd volgde. Deze afzettingen van het Mariene Eemien omvatten zanden, die aanvankelijk door oostelijke rivieren moeten zijn aangevoerd.

Enige conclusies ten aanzien van de geologische opbouw

Basisveen geeft over het algemeen een zeer slechte funderingsgrondslag. Dit veen wordt uitsluitend in de beschouwde gebieden aangetroffen in de blokken F14 en F15. Deze blokken zijn daarom minder geschikt.

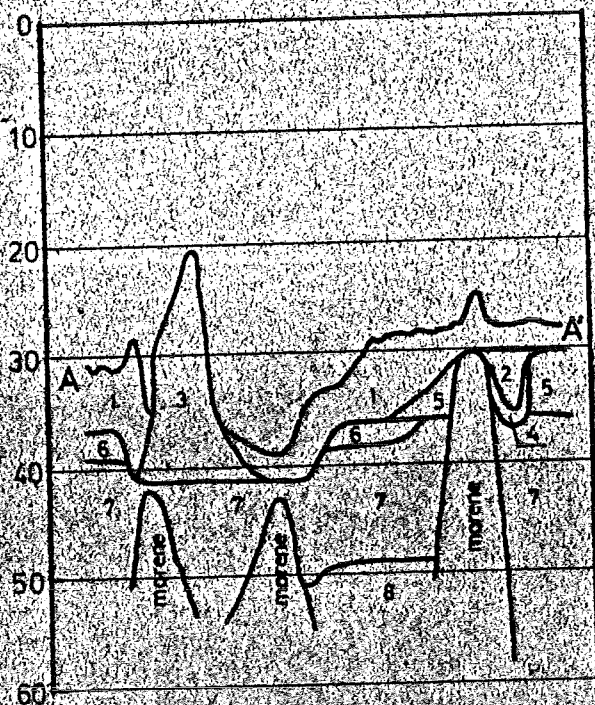
De glaciële vallei in gebied 1 is een minder goede funderingsgrondslag, omdat deze met afzettingen is gevuld die waarschijnlijk vrij slap zijn. Ook in de rest van gebied 1 hebben de bovenste lagen niet al te veel draagvermogen. Hierdoor bestaat er voor gebied 1 een voorkeur voor onderheide constructies.

Indien turbines geplaatst gaan worden boven eindmorenes, waarbij de palen tot in deze morenes komen, is het noodzakelijk de structuur van deze morenes nauwkeurig te onderzoeken. Dit is nodig omdat morenes over het algemeen sterk vermengde formaties bevatten, en dus sterk wisselende eigenschappen hebben.

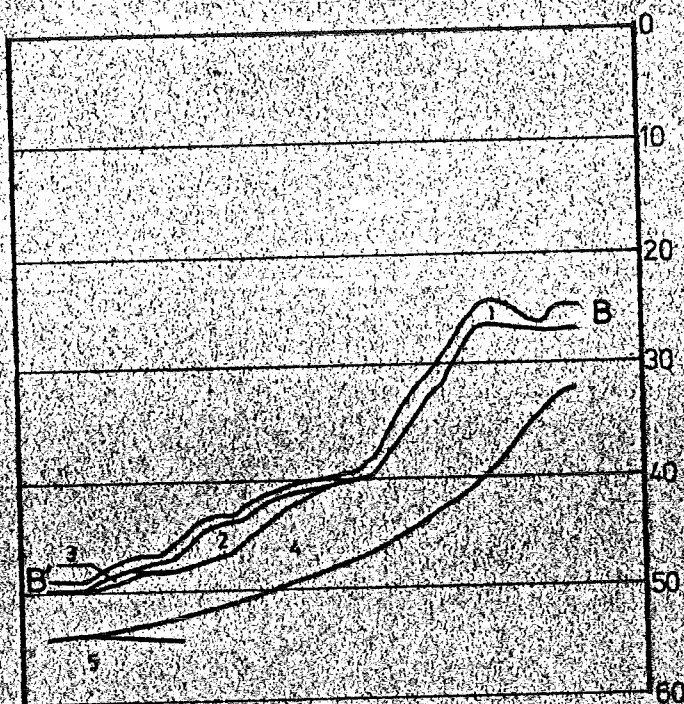
Het gebied 3 en in mindere mate het gebied 2, bestaat uit kleien die bedekt geweest zijn met een ijskap. Deze kleien zijn daardoor overgeconsolideerd, wat het heien sterk bemoeilijkt.

Met name door dit karakter van de grond moeten hier vooral constructies overwogen worden, waarbij funderingspalen niet nodig zijn (eilanden, ringdijken, caissons).

Voor de definitieve ontwerpen zullen exacte grondmechanische gegevens nodig zijn. Hierop zal worden ingegaan in een volgende fase.



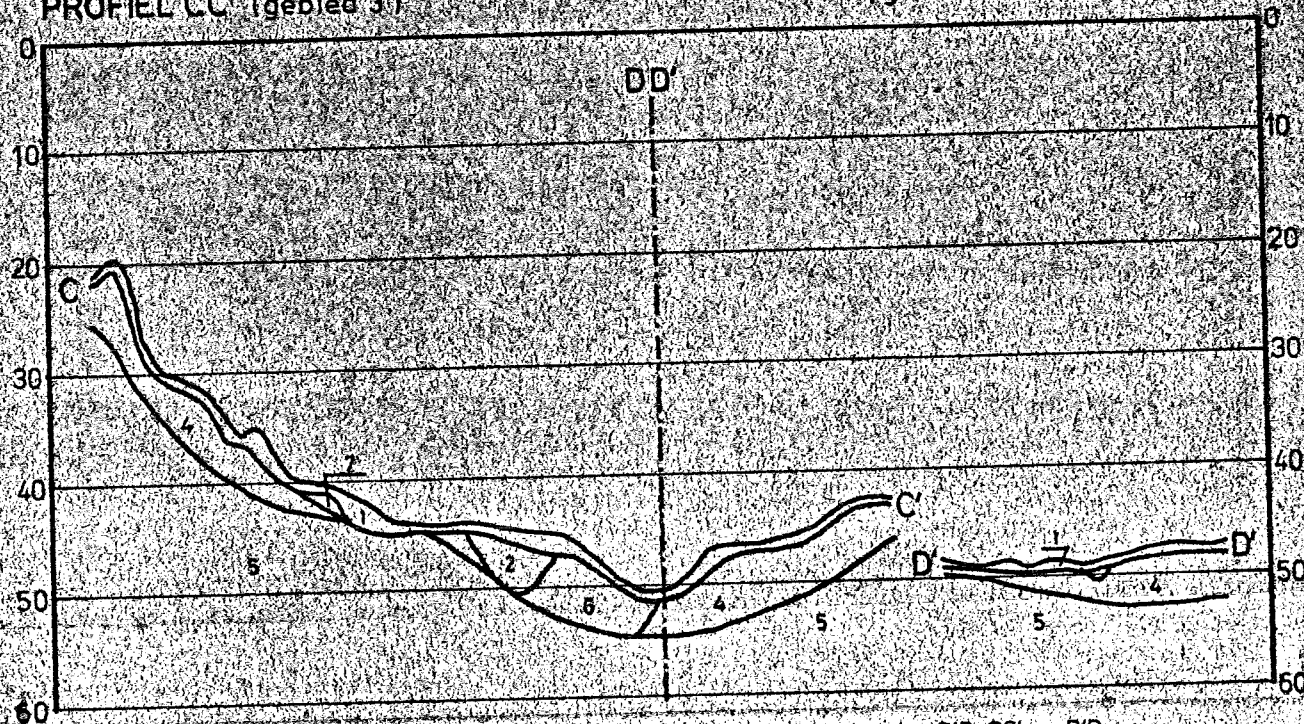
PROFIEL AA' (gebied 1)



PROFIEL B'B (gebied 2)

PROFIEL CC' (gebied 3)

(gebied 3) PROFIEL D'D



Legenda Doorsnede AA'

1. Jonge dekzanden, Duinkerken formatie
2. Elbow/Calaix formatie, brak water afzettingen
3. Elbow/Calaix strandwal
4. Twente formatie, rivierklei
5. Twente formatie dekzanden
6. Eemformatie, Bruine bank bed, rivierklei
7. Eemformatie, Mariene afzettingen
8. Mariene Holstein afzettingen

Legenda Doorsneden B'B, CC' en D'D

1. Jonge dekzanden, Duinkerken formatie
2. Elbow formatie, dekzanden
3. Laagveen
4. Dekzanden
5. Fluvio-glaciale klei
6. Elbow formatie klei
7. Kalleem



wind energie onderzoek

Geologische profielen

datum: 10-11-78

schaal:

tek.no: 10

3.4. De diepten van de afzonderlijke gebieden

Gebied 1 heeft een vrij constante diepte van 30 m. Alleen in de zuidwesthoek zijn plaatselijk diepe punten. Voor constructieve berekeningen is het daarom verantwoord om een eenheidsdiepte van 30 m te gebruiken.

Ook gebied 2 heeft een vrij constante diepte tussen de 25 en 30 m. Hier bevindt zich een verdieping in het N.O., die plaatselijk meer dan 40 m diep is. Ook voor gebied 2 kan een eenheidsdiepte van 30 m gebruikt worden.

Gebied 3 toont sterkere diepteveranderingen. In het westen tegen de Doggersbank aan is het slechts 25 m diep, terwijl er in het Z.W. en midden rivierdalen tot 50 m diepte voorkomen.

Het grootste deel van dit gebied heeft een diepte van 40 m.

Bij de indicatieve berekeningen kan derhalve een diepte van 40 m worden aangehouden, mits bij de detaillering het relatief grote diepteverschil niet uit het oog verloren wordt.

4. BELASTINGEN OP DE CONSTRUCTIES EN TYPEN DRAAGCONSTRUCTIES

4.1. Belastingen op de constructies

Voor gegevens omtrent de belastingen afkomstig van de windturbine wordt bij gebrek aan juiste gegevens uitgegaan van de gegevens die door FDO beschikbaar gesteld zijn in:

'Besprekingsverslag Windenergieproject' R&D Nr. 78275 en wel
'Aannamen met betrekking tot de HAT'.

Hieruit volgen 4 belastingsgevallen:

Belastingsgeval	Windsnelheid	Opmerkingen
1	72 m/s	bladen in vaanstand (stilstaand)
2	13 m/s	-
3	20 m/s	horizontale kracht op ashoogte 500 kN
4	13 m/s	bladbreuk, centrifugale kracht 900 kN

Er wordt geen rekening gehouden met dynamische componenten in deze belasting.

Algemene aannamen bij deze vier belastingsgevallen zijn:

- ashoogte rotor 50 m boven zeeniveau
- massa rotor blad = 6 ton
- massa gondel + rotor = 120 ton

Voor alle belastingsgevallen wordt steeds gedacht aan een stalen buis met een diameter van 3,8 m bij een wanddikte van 0,05 m.

Voor de krachten uit golven en stroming op de constructie is gebruik gemaakt van een computerprogramma van Marcon (ref. 9)

De resultaten zijn weergegeven in de volgende tabel.

Het blijkt niet nodig te zijn alle belastingsgevallen na te rekenen, volstaan kan worden met belastingsgevallen 1 en 4.

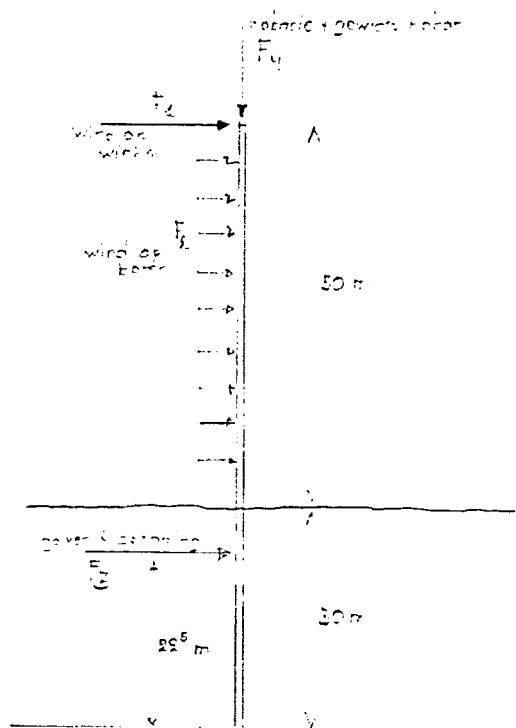
Ook is het niet nodig alle constructies door te rekenen.

De berekening zal worden beperkt tot de zwaarst belaste constructie.

4.2. Stalen constructies

4.2.1. Stalen buisconstructie

Een stalen buis met een aangenomen diameter van 3,8 m wordt ca 40 m in de zeebodem geheid. Hoewel in dit rapport steeds wordt uitgegaan van een cilindrische stalen buis van 100 m lengte zal in de praktijk overgegaan moeten worden op een conische stalen buis.



Belastingsgeval_1 ($v_{wind} = 72 \text{ m/s}$)

Stalen mast 80 m lengte

Oppervlakte wieken in vaanstand
30 m² aangenomen (A₁)

Oppervlakte mast loodrecht op de wind
 $50 \times 3,8 = 190 \text{ m}^2 \text{ (A}_2\text{)}$

Bepaling van F_1 :

$$\text{Belasting op wieken } q = \frac{1}{2} \rho v^2 c \quad (12)$$

waarin ρ = soortelijke massa van lucht
($1,25 \text{ kg/m}^3$)

v = windsnelheid m/s

c = stuwdruk coëfficiënt

(van 0,7-2,0, afhankelijk

van vorm van het oppervlak)

$$\text{Nu is } F_1 = q \times A_1 = \frac{1}{2} \times 1,25 \times 72^2 \times 0,7 \times 30$$
$$= 68043 \text{ N } (\cancel{68043 \text{ kN}}) \quad 68 \text{ kN}$$
$$\quad \quad \quad \underline{\underline{68043 \text{ N}}}$$

datum:

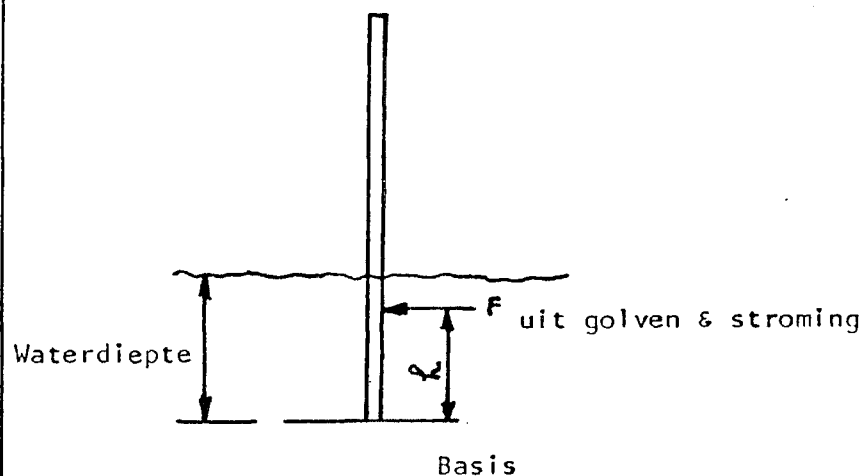
schaal:

tek. nr:

wind energie onderzoek

Windsnelheid m/s	Golfhoogte m	Golfperiode s	Golflengte m	Kracht t.g.v. golven en stroming (1kN) kN	Aangrijpingspunt of hoogte h boven basis m
13.	3.	7.	77.	245.53	20.22.8
20.	5.	7.5	88.5	400.121	19.5 23.8
72.	12.	11.	168.	1150.812	22.5 24.7

Tabel voor krachten op paal in zee uit golven en stroming van 1 knoop
verkregen met het programma MARGO van MARCON



Bepaling van F_2 :

Belasting op mastlichaam $q = \frac{1}{2} \rho v^2 c$

Nu is $F_2 = \frac{1}{2} \times 1,25 \times 72^2 \times 0,7 \times 190 = 430920 \text{ N (430,9 kN)}$

Voor F_3 uit tabel 1150 kN.

Met deze waarden wordt $M_{\text{voet}} = 68,0 \times 80 + 430,0 \times 55 + 1150 \times 22,5 = 55114 \text{ kNm}$.

De spanning in de voet wordt dan:

$$\sigma_1 = \frac{M_{\text{voet}}}{W_{\text{voet}}}$$

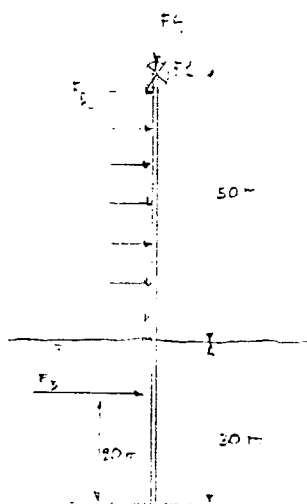
$$W_{\text{voet}} = \frac{\frac{\pi}{64} (D_u^4 - D_i^4)}{\frac{1}{2} D_u} = \frac{\pi}{32} \frac{(D_u^4 - D_i^4)}{D_u} = \frac{\pi}{32} \frac{(3,8^4 - 3,7^4)}{3,8} = 0,545 \text{ m}^3$$

$$\sigma_1 = \frac{55114}{0,545} = 101126 \text{ kN/m}^2$$

De drukspanning in de voet t.g.v. eigen gewicht bedraagt $\sigma_2 = 54980 \text{ kN/m}^2$ (ref. 11).

De maximale spanning in de voet wordt

$$\sigma_1 + \sigma_2 = 156106 \text{ kN/m}^2.$$



Belastingsgeval 4 ($v_{\text{wind}} = 13 \text{ m/s}$)

F_1 kracht van onbalans t.g.v. bladdruk
opgegeven als 900 kN

$$F_2 = \frac{1}{2} \times 1,25 \times 13^2 \times 0,7 \times 190 = 14048 \text{ N (14,0 kN)}$$

$$F_3 = 245 \text{ kN}$$

$$M_{\text{voet1}} = 14 \times 55 + 245 \times 20 = 4900 \text{ kNm}$$

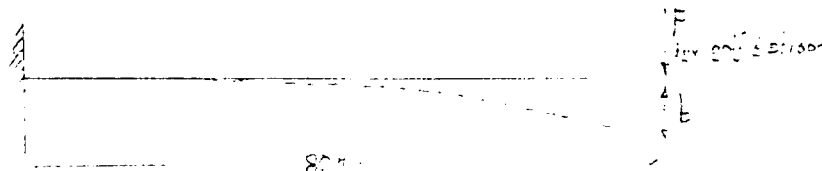
$$M_{\text{voet2}} = 900 \times 80 = 72000 \text{ kNm}$$

$$M_R = \sqrt{M_{\text{voet1}}^2 + M_{\text{voet2}}^2} = \sqrt{4900^2 + 72000^2} = 72166 \text{ kNm}$$

$$\sigma_1 = \frac{72166}{0,545} = 132415 \text{ kN/m}^2$$

De drukspanning in de voet t.g.v. eigen gewicht bedraagt $\sigma_2 = 54980 \text{ kN/m}^2$.
De maximale spanning in de voet wordt $\sigma_1 + \sigma_2 = 187395 \text{ kN/m}^2$.

Bepaling eigen frequentie



De doorbuiging bij deze belasting is een maat voor de eigen frequentie.

$$f_{\text{EIG}} = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{g}{t}}$$

$$t = \frac{Pl^3}{3EI} + \frac{ql^4}{8EI} = 1,639 \text{ m}$$

$$\text{Eigen frequentie } f_{\text{EIG}} = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{9,81}{1,639}} = 0,39 \text{ Hz}$$

Volgens hoofdstuk 3 van dit rapport moet de eigen frequentie liggen boven 0,18 Hz en

Volgens ref. 4 moet de eigen frequentie bij voorkeur niet liggen tussen 0,5 en 6 Hz.

De berekende eigen frequentie voldoet aan beide voorwaarden.

Bij het beschouwen van de andere constructies blijkt deze buis steeds te voldoen, omdat daar dan de belastingen lager zijn (o.a. wegvallen golfbelasting, of een veel kortere buis).

Voor de vakwerk mast is een nauwkeurige bepaling niet zonder meer mogelijk, daar dan alle gegevens vast moeten liggen zowel voor de belastingen als voor de vorm van de mast.

Bij de gekozen verhouding van wanddikte tot buisdiameter hoeft geen berekening op knik of plooi te worden uitgevoerd.

4.2.2. Stalen vakwerkconstructie

Een stalen vakwerk van 80 m hoogte wordt geplaatst op de zeebodem en gefundeerd met palen. Aan de voet zal uitgegaan moeten worden van een oppervlakte van $20 \times 20 \text{ m}^2$ per mast.

4.3. Stortsteen dam

Bij dit alternatief wordt gedacht aan een stortsteen dam op een onderwater liggende zanddam. Op de stortsteen dam worden de molens geplaatst.

De belangrijkste ontwerpcriteria voor de dam zijn:

- waterdiepte
- golfklimaat

Voor de waterdiepte zal worden aangehouden:

voor gebied 1	:	30 m
voor gebied 2	:	30 m
voor gebied 3	:	40 m

Voor het golfklimaat zal worden aangehouden:

- voor gebied 2 : de gegevens van het K.N.M.I.
- voor gebied 1 en 3 : aanpassingen van deze gegevens, zie fig. 3.

In alle gebieden zal de stortsteen dam worden gebouwd op een onderzeese zanddam, die tot -15 m wordt opgetrokken. Deze zanddam moet een vrij flauw talud hebben, ca 1:25. De bovenbreedte van deze dam is afhankelijk van de taludhelling van de ringdijk.

Er zal mogelijkserwijs wat zand wegslaan van deze zanddam; deze afslag is echter niet nauwkeurig vast te leggen zonder gedetailleerde berekeningen. Een en ander zal meer in detail besproken worden bij de strandoplossing.

De hoogte van de stortsteen-golfbreker is aangenomen op 1,50 boven hoog water; dit resulteert in relatief veel golfoverslag bij storm. Dit hoeft gezien de functie van de dam niet op bezwaren te stuiten. Wel zullen er optische signalen op geplaatst moeten worden t.b.v. de scheepvaart.

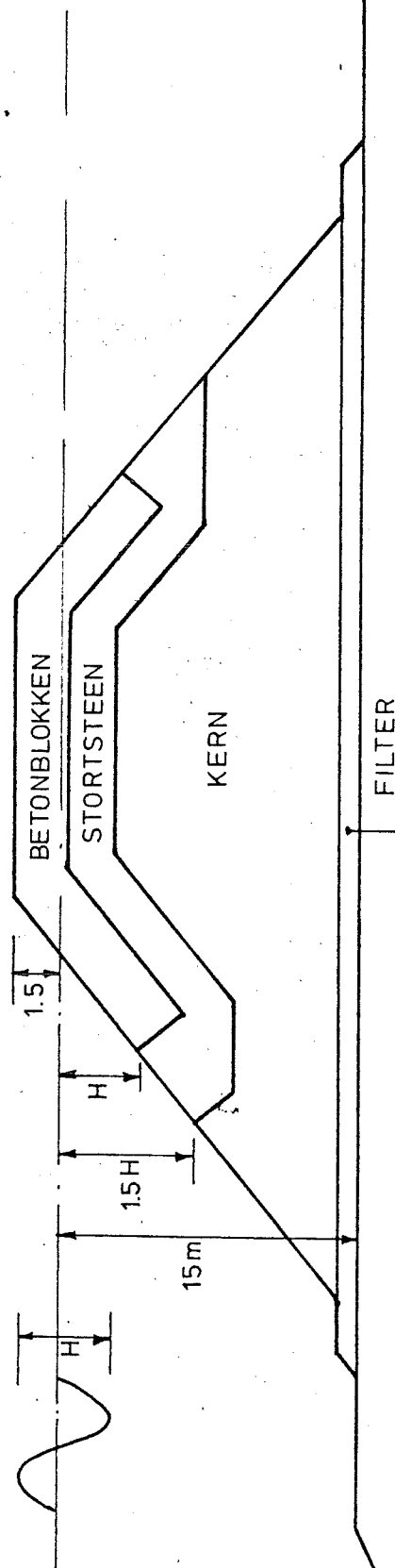
Als eerste benadering is gedacht aan een standaard golfbreker met betonblokken als bescherming.

Een schematische doorsnede is weergegeven in figuur 11.

Voor een golfbreker in gebied twee is de kostprijs uitgerekend met het computerprogramma HUDSON (ref. 6) voor verschillende ontwerp-golven en taluds; bij het kapitaliseren van de schade is uitgegaan van een rentevoet van 8% en een inflatie van 4%.

Het goedkoopste blijkt een 1:1 golfbreker te zijn, ontworpen voor een golfhoogte van 8,40. Hiervoor zijn betonblokken van 40 ton nodig (blokken van 2,5 x 2,5 x 2,5 m). Dit soort blokken zijn alleen met speciale vaartuigen te plaatsen (bijv. een type blokkenschip als bij Europoort gebruikt is). Dit is hier mogelijk gezien de grote omvang van het werk.

In verband met de uitvoering is het wellicht nodig om de helling van de golfbreker terug te brengen tot 1:1½.



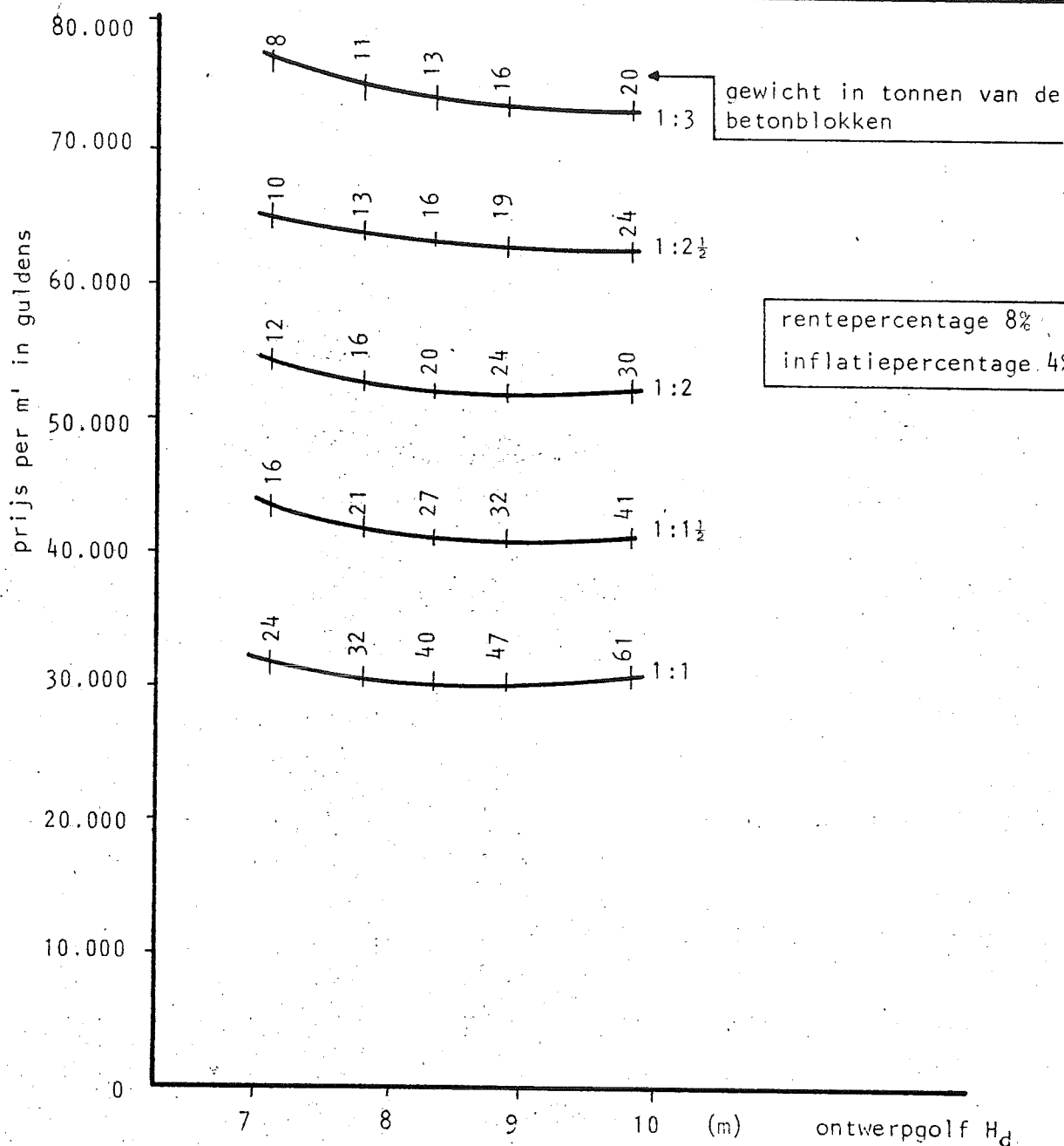
wind energie onderzoek

Schematisch doorsnede
van de stortsteen dam

datum: 7 - 12 - 78

schaal:

tek.no: 11



	1:1	1:1½	1:2	1:2½	1:3
zanddam					
bovenbreedte	60 m	75 m	90 m	110 m	125 m
volume m ³	24.300	24.750	25.200	25.800	26.250
prijs zand(guldens)	56925	55675	56700	58050	59050
prijs golfbrekers ($H_d = 8.40$ m) (guldens)	31541	41788	52431	63352	74465
Totaal	88500	97500	110000	120000	133500



wind energie onderzoek

Kostprijs berekening stortsteen golfbreker gebied 2

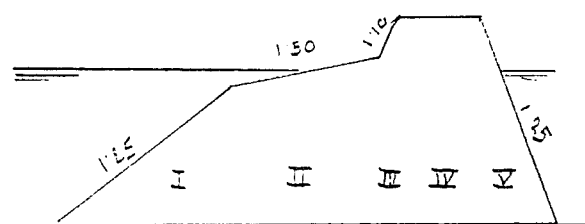
datum: 7 - 12 - 78

schaal:

tek.no: 12

4.4. Strandoplossing

Bij de strandoplossing wordt uitsluitend een zanddam gemaakt, deze dam heeft een onderwatertalud 1:25 tot ca 10 m onder de wateroppervlakte, en gaat daarna 1:50 omhoog tot 2 m boven de waterlijn, waarna een zanddijk 1:10 tot +5 volgt. De kruinbreedte van deze dijk is ca 50 m. Binnendijks kan het talud wel geheel 1:25 komen.



Het totale volume is:

I	11.250 m ³
II	11.725 m ³
III	1.975 m ³
IV	2.100 m ³
V	<u>22.050 m³</u>
	49.100 m ³

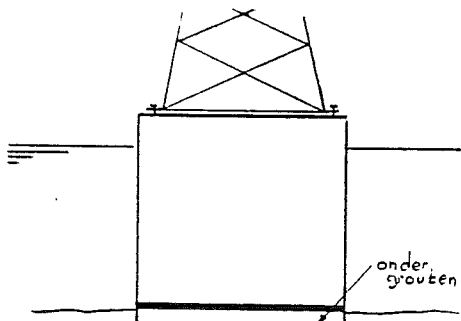
De kosten zullen ca f 110.000,=/m' bedragen, dus voor 50 km ca f $5,5 * 10^9$. Dit is iets duurder dan de stortsteen-golfbreker.

Bovendien komt hier nog bij dat een dergelijk strand goed onderhouden moet worden. Door de scheef invallende golven zal er langs het strand een zandtransport ontstaan, waardoor plaatselijk erosie, en plaatselijk aanzanding zal voorkomen.

Doordat de golven uit een aantal verschillende richtingen komen, zullen deze verschijnselen zich grotendeels compenseren. Toch zal er een resulterend effect zijn in de vorm van lokale erosie. Door het bijzonder, onregelmatige karakter van het Noordzee-golflimaat, is het binnen de middelen die voor dit onderzoek ter beschikking staan, niet mogelijk e.e.a. precies te voorspellen.

4.5. Caissonoplossingen

4.5.1. Caisson tot boven de waterlijn



Het voordeel van een caisson tot boven de waterlijn is dat de molen als een eenvoudig vakwerk gemonteerd kan worden. Het montagewerk op zee is niet zo sterk meer afhankelijk van de weersomstandigheden, en vrijwel alles kan aan de wal geprefabriceerd worden.

Heiwerk is bij deze oplossing overbodig, er hoeft slechts een redelijk vlakke ondergrond te zijn. Het bezwaar van een dergelijk caisson is dat er een staande golf zal ontstaan die een relatief grote kracht op de constructie uitoefent. Hierdoor moet het caisson vrij zwaar worden uitgevoerd (zie bijgaande krachtenberekening).

Verder moet, om het caisson drijvend aan te voeren, er ook nog een redelijke verhouding bestaan tussen breedte en diepgang.

Op grond van deze overwegingen komt men tot een caisson van ca $40 * 40 * 35$ m. Dit caisson steekt dus in afgezonken toestand ca 5 m boven water uit.

Het caisson bestaat uit:

4 wanden	van 0,75 m dik → totaal volume $4 \times 40 \times 35 \times 0,75 = 4200 \text{ m}^3$
1 vloer	van 1,25 m dik → totaal volume $1 \times 40 \times 40 \times 1,25 = 2000 \text{ m}^3$
1 dek	van 0,50 m dik → totaal volume $1 \times 40 \times 40 \times 0,50 = 800 \text{ m}^3$
6 scheidingswanden	van 0,30 m dik → totaal volume $6 \times 40 \times 30 \times 0,30 = 2160 \text{ m}^3$

Gewicht van dit caisson $9160 \times 2,5 \rightarrow 22900 \text{ tf}$

→ diepgang $22900/1600 = 14,31 \text{ m}$

Betonkosten f 1000,--/m³ → kosten totaal f 9.160.000,--.

Stabiliteitscontrole	Moment t.g.v. golf	$3.34 * 10^6$ kNm	————— X
	t.g.v. molen	$0.08 * 10^6$ kNm	
		$3.42 * 10^6$ kNm	

Windinvloed op molen en caisson is dus te verwaarlozen t.o.v. de golfkracht. Het caisson is stabiel (zie comp. uitvoer op volgende blz., ref. 7)

In de praktijk zal een dergelijk caisson i.p.v. rechthoekig, rond worden uitgevoerd. Daar de berekening hiervan vrij ingewikkeld is en bovenstaande berekening alleen ter vergelijking dient, is uitsluitend het rechthoekige caisson beschouwd.

4.5.2. Caisson onder water

Door het caisson volledig onder water te plaatsen worden de golfkrachten aanmerkelijk minder. Dit resulteert in een aanzienlijk lichtere constructie.

Het grote voordeel van een caisson (niet te hoeven heien) blijft in dit geval bestaan, alhoewel de montage iets gecompliceerder zal worden.

Bij een onder water caisson moet gedacht worden aan een doos van $20 * 20 * 10$ m, waarop de staalconstructie gemonteerd wordt. Het onderste deel van de staalconstructie kan reeds gemonteerd zijn. Ook kan de overgang van doos naar staalconstructie een betonnen toren op de doos zijn.

Het caisson bestaat uit:

4 wanden	dikte 0,3 m	$20 * 10 * 0,3 * 4 = 240$	m^3
vloer	dikte 0,75 m	$20 * 20 * 0,75 = 300$	m^3
dek	dikte 0,25 m	$20 * 30 * 0,25 = 100$	m^3
6 separatiewanden	dikte 0,2 m	$20 * 10 * 0,2 * 6 = 240$	m^3
		<u>880</u>	m^3

Gewicht van dit caisson $880 \times 2,5 = 2200$ ton

→ diepgang $2200/400 = 550$ m

Betonkosten ca f 1000,-- per m³ → totale kosten f 880.000,--

Stabiliteit: Golfdruk ca 105 kN/m' → 2100 kN op het caisson, grijpt
op ongeveer de halve hoogte aan.

Totaal moment $2100 \times 5 + 82365^* = 92865$ kNm

Gewicht onder water: vereist $92865/10 = 929$ tf

Opdrijvend vermogen: 1800 tf

Dus ballasten met minimaal 2729 tf

Binnenvolume is $4000 - 880 = 3120$ m³ → Vullen met water is
voldoende

Afschuiving: Langskracht, totaal ca 3000 kN → Gewicht dus minimaal
 $3000/0.32 = 937$ ton.

Dus ook nu is vullen met water voldoende.

*) dit is het moment dat de rotor volgens FDO uitoefent op de fundering,
zie memo RD78275, 'Aannamen m.b.t. de HAT'.

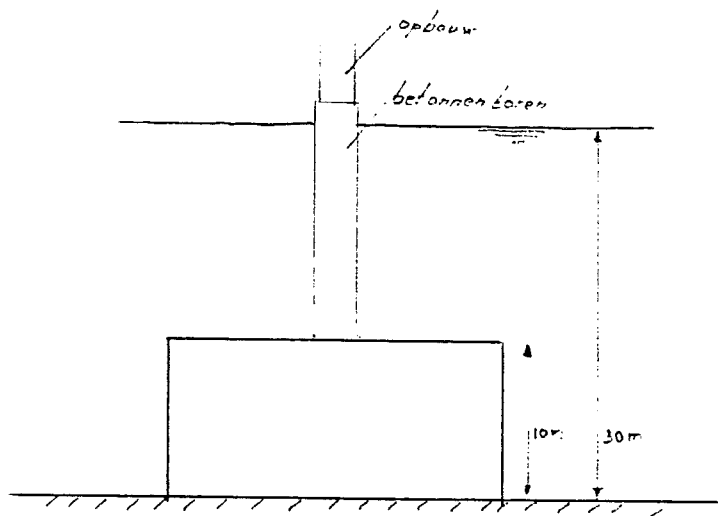
Toren

Indien op het caisson een betonnen toren gezet wordt met een hoogte van ca 25 m, kan hiervoor het volgende aangenomen worden:

Diameter	4.00 m
Wanddikte	0.30 m
Volume	36.3 m ³
Gewicht	90.7 ton

De prijs van deze toren is ca f 100.000,--.

De totale betonconstructie gaat dus ongeveer f 1.000.000,-- kosten.



CALCULATION OF A RUBBLE MOUND BREAKWATER

PAGE 1

DESIGN WAVE 7.10 M (PROBABILITY 50.00 %)
CONCRETE CUBES

	1:1.0	1:1.5	1:2.0	1:2.5	1:3.0
UNIT WEIGHT (KG)	24114.	16076.	12057.	9646.	8038.
LAYER THICKNESS (M)	2.18	1.91	1.73	1.61	1.51
CREST WIDTH (M)	3.27	2.86	2.60	2.41	2.27
VOLUME/M' (M3)	24.	32.	38.	43.	49.
TOTAL WEIGHT (TONS)	32.	41.	49.	56.	63.
PRICE/M(\$ 80./TON)	2538.	3316.	3948.	4514.	5042.

SECONDARY ARMOUR

	1:1.0	1:1.5	1:2.0	1:2.5	1:3.0
UNIT WEIGHT (KG)	2411.	1608.	1206.	965.	804.
LAYER THICKNESS (M)	1.01	.89	.80	.75	.70
VOLUME/M' (M3)	17.	21.	23.	25.	27.
TOTAL WEIGHT (TONS)	28.	33.	37.	40.	44.
PRICE/M(\$ 65./TON)	1821.	2169.	2412.	2626.	2829.

QUARRY RUN

	1:1.0	1:1.5	1:2.0	1:2.5	1:3.0
UNIT WEIGHT (KG)	121.	80.	60.	48.	40.
VOLUME/M' (M3)	268.	361.	463.	567.	675.
TOTAL WEIGHT (TONS)	431.	583.	746.	915.	1087.
PRICE/M(\$ 60./TON)	25875.	34963.	44736.	54875.	65244.

FILTER LAYER

	1:1.0	1:1.5	1:2.0	1:2.5	1:3.0
LAYER THICKNESS (M)	.50	.50	.50	.50	.50
VOLUME/M' (M3)	19.	27.	35.	43.	52.
TOTAL WEIGHT (TONS)	31.	44.	57.	70.	83.
PRICE/M(\$ 15./TON)	463.	657.	854.	1051.	1249.

TOTAL COST

	1:1.0	1:1.5	1:2.0	1:2.5	1:3.0
CONSTRUCTION COST	30696.	41105.	51949.	63066.	74363.
YEARLY DAMAGE COST	67.	88.	105.	120.	134.
CAPITALIZED DAMAGE	1487.	1943.	2313.	2645.	2954.
TOTAL COST	32183.	43048.	54262.	65711.	77317.

CALCULATION OF A RUBBLE MOUND BREAKWATER

PAGE 2

DESIGN WAVE 7.80 M (PROBABILITY 20.00 %)

CONCRETE CUBES

	1:1.0	1:1.5	1:2.0	1:2.5	1:3.0
UNIT WEIGHT (KG)	31973.	21315.	15986.	12789.	10658.
LAYER THICKNESS (M)	2.40	2.09	1.90	1.77	1.66
CREST WIDTH (M)	3.60	3.14	2.86	2.65	2.49
VOLUME/M' (M3)	29.	38.	45.	51.	57.
TOTAL WEIGHT (TONS)	37.	49.	58.	66.	74.
PRICE/M(\$ 80./TON)	2989.	3906.	4647.	5313.	5932.

SECONDARY ARMOUR

	1:1.0	1:1.5	1:2.0	1:2.5	1:3.0
UNIT WEIGHT (KG)	3197.	2132.	1599.	1279.	1066.
LAYER THICKNESS (M)	1.11	.97	.88	.82	.77
VOLUME/M' (M3)	21.	25.	27.	30.	32.
TOTAL WEIGHT (TONS)	33.	40.	44.	48.	51.
PRICE/M(\$ 65./TON)	2163.	2573.	2856.	3106.	3342.

QUARRY RUN

	1:1.0	1:1.5	1:2.0	1:2.5	1:3.0
UNIT WEIGHT (KG)	160.	107.	80.	64.	53.
VOLUME/M' (M3)	263.	353.	451.	553.	657.
TOTAL WEIGHT (TONS)	423.	569.	727.	891.	1060.
PRICE/M(\$ 60./TON)	25392.	34140.	43613.	53477.	63591.

FILTER LAYER

	1:1.0	1:1.5	1:2.0	1:2.5	1:3.0
LAYER THICKNESS (M)	.50	.50	.50	.50	.50
VOLUME/M' (M3)	19.	27.	35.	44.	52.
TOTAL WEIGHT (TONS)	31.	44.	57.	70.	83.
PRICE/M(\$ 15./TON)	467.	661.	857.	1054.	1251.

TOTAL COST

	1:1.0	1:1.5	1:2.0	1:2.5	1:3.0
CONSTRUCTION COST	31011.	41279.	51973.	62950.	74116.
YEARLY DAMAGE COST	29.	37.	44.	51.	57.
CAPITALIZED DAMAGE	631.	824.	981.	1121.	1252.
TOTAL COST	31642.	42103.	52954.	64071.	75368.

CALCULATION OF A RUBBLE MOUND BREAKWATER

PAGE 3

DESIGN WAVE 8.40 M (PROBABILITY 10.00 %)

CONCRETE CUBES

	1:1.0	1:1.5	1:2.0	1:2.5	1:3.0
UNIT WEIGHT (KG)	39933.	26622.	19967.	15973.	13311.
LAYER THICKNESS (M)	2.58	2.26	2.05	1.90	1.79
CREST WIDTH (M)	3.87	3.38	3.07	2.85	2.69
VOLUME/M' (M3)	33.	43.	51.	58.	65.
TOTAL WEIGHT (TONS)	43.	56.	66.	76.	84.
PRICE/M(\$ 80./TON)	3405.	4448.	5291.	6047.	6750.

SECONDARY ARMOUR

	1:1.0	1:1.5	1:2.0	1:2.5	1:3.0
UNIT WEIGHT (KG)	3993.	2662.	1997.	1597.	1331.
LAYER THICKNESS (M)	1.20	1.05	.95	.88	.83
VOLUME/M' (M3)	24.	28.	31.	34.	36.
TOTAL WEIGHT (TONS)	38.	45.	50.	55.	59.
PRICE/M(\$ 65./TON)	2480.	2946.	3267.	3549.	3816.

QUARRY RUN

	1:1.0	1:1.5	1:2.0	1:2.5	1:3.0
UNIT WEIGHT (KG)	200.	133.	100.	80.	67.
VOLUME/M' (M3)	257.	345.	440.	539.	642.
TOTAL WEIGHT (TONS)	415.	556.	709.	870.	1034.
PRICE/M(\$ 60./TON)	24894.	33348.	42558.	52179.	62065.

FILTER LAYER

	1:1.0	1:1.5	1:2.0	1:2.5	1:3.0
LAYER THICKNESS (M)	.50	.50	.50	.50	.50
VOLUME/M' (M3)	19.	27.	36.	44.	52.
TOTAL WEIGHT (TONS)	31.	44.	57.	70.	84.
PRICE/M(\$ 15./TON)	470.	664.	859.	1056.	1254.

TOTAL COST

	1:1.0	1:1.5	1:2.0	1:2.5	1:3.0
CONSTRUCTION COST	31248.	41405.	51975.	62831.	73885.
YEARLY DAMAGE COST	13.	17.	21.	24.	26.
CAPITALIZED DAMAGE	293.	383.	455.	520.	581.
TOTAL COST	31541.	41788.	52431.	63352.	74465.

CALCULATION OF A RUBBLE MOUND BREAKWATER

PAGE 4

DESIGN WAVE 8.90 M (PROBABILITY 5.00 %)
CONCRETE CUBES

	1:1.0	1:1.5	1:2.0	1:2.5	1:3.0
UNIT WEIGHT (KG)	47497.	31665.	23749.	18999.	15832.
LAYER THICKNESS (M)	2.74	2.39	2.17	2.02	1.90
CREST WIDTH (M)	4.10	3.59	3.26	3.02	2.85
VOLUME/M' (M3)	36.	47.	56.	64.	72.
TOTAL WEIGHT (TONS)	47.	62.	73.	84.	93.
PRICE/M(\$ 80./TON)	3772.	4927.	5860.	6695.	7472.

SECONDARY ARMOUR

	1:1.0	1:1.5	1:2.0	1:2.5	1:3.0
UNIT WEIGHT (KG)	4750.	3166.	2375.	1900.	1583.
LAYER THICKNESS (M)	1.27	1.11	1.01	.94	.88
VOLUME/M' (M3)	26.	31.	35.	38.	40.
TOTAL WEIGHT (TONS)	42.	50.	56.	61.	65.
PRICE/M(\$ 65./TON)	2760.	3276.	3630.	3940.	4234.

QUARRY RUN

	1:1.0	1:1.5	1:2.0	1:2.5	1:3.0
UNIT WEIGHT (KG)	237.	158.	119.	95.	79.
VOLUME/M' (M3)	252.	337.	430.	528.	628.
TOTAL WEIGHT (TONS)	407.	544.	694.	850.	1012.
PRICE/M(\$ 60./TON)	24419.	32627.	41613.	51026.	60716.

FILTER LAYER

	1:1.0	1:1.5	1:2.0	1:2.5	1:3.0
LAYER THICKNESS (M)	.50	.50	.50	.50	.50
VOLUME/M' (M3)	20.	28.	36.	44.	52.
TOTAL WEIGHT (TONS)	32.	44.	57.	71.	84.
PRICE/M(\$ 15./TON)	473.	666.	862.	1058.	1255.

TOTAL COST

	1:1.0	1:1.5	1:2.0	1:2.5	1:3.0
CONSTRUCTION COST	31423.	41495.	51963.	62720.	73678.
YEARLY DAMAGE COST	7.	9.	10.	12.	13.
CAPITALIZED DAMAGE	148.	194.	230.	263.	294.
TOTAL COST	31571.	41689.	52194.	62983.	73972.

CALCULATION OF A RUBBLE MOUND BREAKWATER

PAGE 5

DESIGN WAVE 9.70 M (PROBABILITY 2.00 %)
CONCRETE CUBES

	1:1.0	1:1.5	1:2.0	1:2.5	1:3.0
UNIT WEIGHT (KG)	61491.	40994.	30746.	24596.	20497.
LAYER THICKNESS (M)	2.98	2.61	2.37	2.20	2.07
CREST WIDTH (M)	4.47	3.91	3.55	3.30	3.10
VOLUME/M' (M3)	42.	55.	66.	75.	84.
TOTAL WEIGHT (TONS)	55.	72.	85.	97.	109.
PRICE/M(\$ 80./TON)	4397.	5743.	6828.	7799.	8702.

SECONDARY ARMOUR

	1:1.0	1:1.5	1:2.0	1:2.5	1:3.0
UNIT WEIGHT (KG)	6149.	4099.	3075.	2460.	2050.
LAYER THICKNESS (M)	1.38	1.21	1.10	1.02	.96
VOLUME/M' (M3)	31.	37.	41.	44.	47.
TOTAL WEIGHT (TONS)	50.	59.	65.	71.	76.
PRICE/M(\$ 65./TON)	3239.	3840.	4249.	4608.	4948.

QUARRY RUN

	1:1.0	1:1.5	1:2.0	1:2.5	1:3.0
UNIT WEIGHT (KG)	307.	205.	154.	123.	102.
VOLUME/M' (M3)	243.	324.	413.	507.	604.
TOTAL WEIGHT (TONS)	392.	523.	666.	817.	974.
PRICE/M(\$ 60./TON)	23546.	31357.	39977.	49047.	58413.

FILTER LAYER

	1:1.0	1:1.5	1:2.0	1:2.5	1:3.0
LAYER THICKNESS (M)	.50	.50	.50	.50	.50
VOLUME/M' (M3)	20.	29.	36.	44.	52.
TOTAL WEIGHT (TONS)	32.	45.	58.	71.	84.
PRICE/M(\$ 15./TON)	477.	670.	865.	1061.	1259.

TOTAL COST

	1:1.0	1:1.5	1:2.0	1:2.5	1:3.0
CONSTRUCTION COST	31659.	41610.	51919.	62516.	73322.
YEARLY DAMAGE COST	2.	3.	3.	3.	4.
CAPITALIZED DAMAGE	43.	56.	67.	76.	85.
TOTAL COST	31702.	41666.	51985.	62592.	73407.

CALCULATION OF A RUBBLE MOUND BREAKWATER

PAGE 6

DESIGN WAVE 10.20 M (PROBABILITY 1.00 %)
CONCRETE CUBES

	1:1.0	1:1.5	1:2.0	1:2.5	1:3.0
UNIT WEIGHT (KG)	71499.	47666.	35749.	28599.	23833.
LAYER THICKNESS (M)	3.14	2.74	2.49	2.31	2.17
CREST WIDTH (M)	4.70	4.11	3.73	3.47	3.26
VOLUME/M' (M3)	46.	60.	72.	82.	92.
TOTAL WEIGHT (TONS)	60.	79.	93.	107.	119.
PRICE/M(\$ 80./TON)	4811.	6266.	7470.	8531.	9518.

SECONDARY ARMOUR

	1:1.0	1:1.5	1:2.0	1:2.5	1:3.0
UNIT WEIGHT (KG)	7150.	4767.	3575.	2860.	2383.
LAYER THICKNESS (M)	1.46	1.27	1.16	1.07	1.01
VOLUME/M' (M3)	34.	40.	44.	48.	52.
TOTAL WEIGHT (TONS)	55.	65.	72.	78.	83.
PRICE/M(\$ 65./TON)	3558.	4215.	4661.	5052.	5423.

QUARRY RUN

	1:1.0	1:1.5	1:2.0	1:2.5	1:3.0
UNIT WEIGHT (KG)	357.	238.	179.	143.	119.
VOLUME/M' (M3)	237.	315.	402.	493.	583.
TOTAL WEIGHT (TONS)	382.	508.	648.	795.	948.
PRICE/M(\$ 60./TON)	22930.	30491.	38876.	47727.	56883.

FILTER LAYER

	1:1.0	1:1.5	1:2.0	1:2.5	1:3.0
LAYER THICKNESS (M)	.50	.50	.50	.50	.50
VOLUME/M' (M3)	20.	28.	36.	44.	52.
TOTAL WEIGHT (TONS)	32.	45.	58.	71.	84.
PRICE/M(\$ 15./TON)	480.	672.	867.	1064.	1261.

TOTAL COST

	1:1.0	1:1.5	1:2.0	1:2.5	1:3.0
CONSTRUCTION COST	31779.	41662.	51875.	62373.	73084.
YEARLY DAMAGE COST	1.	1.	1.	1.	1.
CAPITALIZED DAMAGE	16.	22.	26.	29.	33.
TOTAL COST	31796.	41684.	51900.	62403.	73117.

CALCULATION OF A RUBBLE MOUND BREAKWATER

PAGE 7

DESIGN WAVE 10.70 M (PROBABILITY .50 %)
CONCRETE CUBES

	1:1.0	1:1.5	1:2.0	1:2.5	1:3.0
UNIT WEIGHT (KG)	82537.	55025.	41268.	33015.	27512.
LAYER THICKNESS (M)	3.29	2.87	2.61	2.42	2.28
CREST WIDTH (M)	4.93	4.31	3.92	3.64	3.42
VOLUME/M' (M3)	50.	66.	78.	89.	100.
TOTAL WEIGHT (TONS)	66.	86.	102.	116.	130.
PRICE/M(\$ 80./TON)	5244.	6850.	8140.	9296.	10369.

SECONDARY ARMOUR

	1:1.0	1:1.5	1:2.0	1:2.5	1:3.0
UNIT WEIGHT (KG)	8254.	5502.	4127.	3301.	2751.
LAYER THICKNESS (M)	1.53	1.33	1.21	1.13	1.06
VOLUME/M' (M3)	37.	44.	49.	53.	56.
TOTAL WEIGHT (TONS)	60.	71.	78.	85.	91.
PRICE/M(\$ 65./TON)	3892.	4607.	5092.	5516.	5918.

QUARRY RUB

	1:1.0	1:1.5	1:2.0	1:2.5	1:3.0
UNIT WEIGHT (KG)	413.	275.	208.	165.	138.
VOLUME/M' (M3)	230.	306.	390.	479.	572.
TOTAL WEIGHT (TONS)	371.	493.	629.	772.	921.
PRICE/M(\$ 60./TON)	22260.	29569.	37717.	46341.	55283.

FILTER LAYER

	1:1.0	1:1.5	1:2.0	1:2.5	1:3.0
LAYER THICKNESS (M)	.50	.50	.50	.50	.50
VOLUME/M' (M3)	20.	28.	36.	44.	52.
TOTAL WEIGHT (TONS)	32.	45.	58.	71.	84.
PRICE/M(\$ 15./TON)	483.	675.	869.	1066.	1262.

TOTAL COST

	1:1.0	1:1.5	1:2.0	1:2.5	1:3.0
CONSTRUCTION COST	31879.	41701.	51819.	62219.	72833.
YEARLY DAMAGE COST	0.	0.	0.	0.	0.
CAPITALIZED DAMAGE	5.	7.	8.	9.	10.
TOTAL COST	31884.	41708.	51826.	62227.	72843.

CALCULATION OF A RUBBLE MOUND BREAKWATER

PAGE 8

DESIGN WAVE 11.50 M (PROBABILITY .20 %)
CONCRETE CUBES

	1:1.0	1:1.5	1:2.0	1:2.5	1:3.0
UNIT WEIGHT (KG)	102468.	68312.	51234.	40987.	34156.
LAYER THICKNESS (M)	3.54	3.09	2.81	2.61	2.45
CREST WIDTH (M)	5.30	4.63	4.21	3.91	3.68
VOLUME/M' (M3)	58.	75.	89.	102.	114.
TOTAL WEIGHT (TONS)	75.	98.	116.	132.	148.
PRICE/M(\$ 80./TON)	5975.	7805.	9272.	10586.	11806.

SECONDARY ARMOUR

	1:1.0	1:1.5	1:2.0	1:2.5	1:3.0
UNIT WEIGHT (KG)	10247.	6831.	5123.	4099.	3416.
LAYER THICKNESS (M)	1.84	1.43	1.30	1.21	1.14
VOLUME/M' (M3)	43.	50.	56.	60.	64.
TOTAL WEIGHT (TONS)	69.	81.	90.	97.	104.
PRICE/M(\$ 65./TON)	4457.	5271.	5821.	6301.	6756.

QUARRY RUN

	1:1.0	1:1.5	1:2.0	1:2.5	1:3.0
UNIT WEIGHT (KG)	512.	342.	256.	205.	171.
VOLUME/M' (M3)	218.	289.	369.	455.	544.
TOTAL WEIGHT (TONS)	351.	466.	596.	733.	876.
PRICE/M(\$ 60./TON)	21074.	27978.	35737.	43991.	52578.

FILTER LAYER

	1:1.0	1:1.5	1:2.0	1:2.5	1:3.0
LAYER THICKNESS (M)	.50	.50	.50	.50	.50
VOLUME/M' (M3)	20.	28.	36.	44.	52.
TOTAL WEIGHT (TONS)	32.	45.	58.	71.	84.
PRICE/M(\$ 15./TON)	487.	679.	873.	1069.	1266.

TOTAL COST

	1:1.0	1:1.5	1:2.0	1:2.5	1:3.0
CONSTRUCTION COST	31994.	41733.	51703.	61946.	72406.
YEARLY DAMAGE COST	0.	0.	0.	0.	0.
CAPITALIZED DAMAGE	0.	0.	0.	0.	0.
TOTAL COST	31994.	41733.	51703.	61946.	72406.

CALCULATION OF A RUBBLE MOUND BREAKWATER (SUMMARY)

PAGE 9

WATER DEPTH	15.00 M	LIFE TIME	50 YEARS
DESIGN WATER LEVEL	.00 M	RATE OF INTEREST	8.0 %
CREST HEIGHT	1.50 M ABOVE LOW WATER		

CONCRETE CUBES

DESIGN WAVE 7.10M (PROBABILITY ONCE IN	2. YEARS			
	1:1.0	1:1.5	1:2.0	1:2.5
CONSTRUCTION COST	30695.	41105.	51949.	63066.
CAPITALIZED DAMAGE	1487.	1943.	2313.	2645.
TOTAL COST	32183.	43048.	54262.	65711.
DESIGN WAVE 7.80M (PROBABILITY ONCE IN	5. YEARS			
	1:1.0	1:1.5	1:2.0	1:2.5
CONSTRUCTION COST	31011.	41279.	51973.	62950.
CAPITALIZED DAMAGE	631.	824.	981.	1121.
TOTAL COST	31642.	42103.	52954.	64071.
DESIGN WAVE 8.40M (PROBABILITY ONCE IN	10. YEARS			
	1:1.0	1:1.5	1:2.0	1:2.5
CONSTRUCTION COST	31248.	41405.	51975.	62831.
CAPITALIZED DAMAGE	293.	383.	455.	520.
TOTAL COST	31541.	41788.	52431.	63352.
DESIGN WAVE 8.90M (PROBABILITY ONCE IN	20. YEARS			
	1:1.0	1:1.5	1:2.0	1:2.5
CONSTRUCTION COST	31423.	41495.	51963.	62720.
CAPITALIZED DAMAGE	148.	194.	230.	263.
TOTAL COST	31571.	41689.	52194.	62983.
DESIGN WAVE 9.70M (PROBABILITY ONCE IN	50. YEARS			
	1:1.0	1:1.5	1:2.0	1:2.5
CONSTRUCTION COST	31659.	41610.	51919.	62516.
CAPITALIZED DAMAGE	43.	56.	67.	76.
TOTAL COST	31702.	41666.	51985.	62592.
DESIGN WAVE 10.20M (PROBABILITY ONCE IN	100. YEARS			
	1:1.0	1:1.5	1:2.0	1:2.5
CONSTRUCTION COST	31779.	41662.	51875.	62373.
CAPITALIZED DAMAGE	16.	22.	26.	29.
TOTAL COST	31795.	41684.	51900.	62403.
DESIGN WAVE 10.70M (PROBABILITY ONCE IN	200. YEARS			
	1:1.0	1:1.5	1:2.0	1:2.5
CONSTRUCTION COST	31879.	41701.	51819.	62219.
CAPITALIZED DAMAGE	5.	7.	8.	9.
TOTAL COST	31884.	41708.	51825.	62227.
DESIGN WAVE 11.50M (PROBABILITY ONCE IN	500. YEARS			
	1:1.0	1:1.5	1:2.0	1:2.5
CONSTRUCTION COST	31994.	41733.	51703.	61946.
CAPITALIZED DAMAGE	0.	0.	0.	0.
TOTAL COST	31994.	41733.	51703.	61946.

4.6. Atol-oplossing

Bij de hier beschouwde Atol-oplossing wordt als de uitsluitende taak van het atol gezien een bescherming van windmolens binnen het Atol tegen golfslag. De ringdijk doet dus uitsluitend dienst als golfbreker, en hoeft diensgevolge:

- niet waterdicht te zijn
- geen constructies te dragen
- golfoverslag niet volledig te verhinderen

Als uitvoeringsvorm van de ringdijk zal bekeken worden:

- a. oplossing met stortsteen
- b. een strandoplossing

Als eerste benadering zal gedacht worden aan een atol met een oppervlak van 200 km^2 en een ringdijklengte van ca 50 km.

De ontwerpcriteria voor een atol zijn vrijwel identiek aan die van de stortsteendam, cq. strandoplossing. Er kan dus verwezen worden naar hfdst. 4.2. en 4.3.

De totale kosten van de ringdijk (bij uitvoering als stortsteendam) zijn dus:

$$50 \times 1000 \times 88500 = 4425 \times 10^6$$

In dit gebied kunnen ca 1000 turbines geplaatst worden, d.w.z. de kosten van de ringdijk zijn f 4.425.000 per molen.

Met andere woorden: De winst door het lichter construeren van de molen t.g.v. het ontbreken van golven moet ca f 4.425.000 zijn.

Voor een strandoplossing zal e.e.a. iets duurder uitvallen.

Uit het voorgaande blijkt dat een Atol als golfbreker een investering van 4-5 miljoen per molen vereist. De exacte prijs van de draagconstructies is op dit moment nog niet bekend, maar zal in deze orde van grootte liggen.

Een Atol-oplossing uitsluitend als bescherming tegen golven is dus economisch niet interessant.

Deze oplossing kan wel interessant worden als er meer functies voor het Atol zijn, zoals bijv. voor de visserij, industrie, e.d. Daar deze punten buiten het onderzoek vallen, zal er hier niet verder op ingegaan worden, maar dienen bij een (politieke) beslissing over grootschalig toepassen van windenergie niet uit het oog verloren te worden.

Door tevens een aantal molens op de ringdijk te plaatsen zullen de kosten per molen weliswaar iets afnemen, echter plaatsing in ringvorm is niet erg economisch. Gezien de hoge kosten zal ook hier niet verder op ingegaan worden.

INFORMATIS BV
 PORT & WATERWAY ENGINEERS
 MEERSTRAAT 74 SLIEDRECHT HOLLAND

PROGRAM WAVEPRESSURE
 CALCULATION ACCORDING TO NEN-EN

WAVEHEIGHT=10.00 METERS
 PERIOD= 8. SECONDS
 DEPTH JUST IN FRONT OF WALL 30.00 METERS
 DEPTH IN FRONT OF CONSTRUCTION 30.00 METERS
 HEIGHT OF CONSTRUCTION 25.00 METERS
 HEIGHT OF PARAPET .00 METERS
 WAVELENGTH IS 96.07 METERS
 WAVE PRESSURE IN KN/M2

LEVEL= 12.00	<= =>	.00		.00
LEVEL= 9.00	<= ===>	.00		13.00
LEVEL= 6.00	<= =====>	.00		52.00
LEVEL= 3.00	<= =====>	.00		91.00
LEVEL= .00	<= =====>	.00		130.00
LEVEL= -3.00	<===== =====>	-30.00		109.35
LEVEL= -6.00	<===== =====>	-60.00		93.10
LEVEL= -9.00	<===== =====>	-90.00		78.93
LEVEL=-12.00	<===== =====>	-48.98		66.98
LEVEL=-15.00	<===== =====>	-41.94		55.94
LEVEL=-18.00	<===== =====>	-38.51		48.51
LEVEL=-21.00	<===== =====>	-32.49		41.49
LEVEL=-24.00	<===== =====>	-29.72		36.72
LEVEL=-27.00	<===== =====>	-28.10		32.10
LEVEL=-30.00	<===== =====>	-27.57		27.57
TOTAL PRESURE : 2392.50 KN/M ²	MOMENT IS:	83620.09 KNM/M ²	ARM IS:	34.95
TOTAL TENSION:-1234.56 KN/M ²	MOMENT IS:	-36660.17 KNM/M ²	ARM IS:	29.59

DO YOU WANT A CRISSON STABILITY CALCULATION(0=NO,1=YES) ?1

ENTER WIDTH OF CRISSON (METERS) ?40

RHOCAISS. MU= .32 .36 .44 .50

1800. SLIDING 1.616 1.913 2.222 2.525

ROTATION 2.967 2.997 2.997 2.997

2000. SLIDING 1.983 2.355 2.727 3.099

ROTATION 3.104 3.104 3.104 3.104

2200. SLIDING 2.350 2.791 3.232 3.673

ROTATION 3.208 3.208 3.208 3.208

2400. SLIDING 2.718 3.227 3.737 4.247

ROTATION 3.309 3.309 3.309 3.309

WHEN THE PARAMETER IS > 1.0, THE CRISSON WILL NOT FAIL

HOWEVER THIS VALUE IS WITHOUT ANY SAFETY-FACTOR

DO YOU WANT TO RECALULATE WITH AN OTHER B(0=NO,1=YES) ?0

END OF PROGRAM

5. NADERE KOSTENINDICATIE

De kosten van de diverse oplossingen zijn in hoofdstuk 4 reeds genoemd per component, met uitzondering van de stalen delen.

Voor de stalen buismast wordt een overall-prijs van f 7,= per kg aangehouden. De kosten van een vakwerkmast zijn pas in detail te berekenen als een gedetailleerd ontwerp van deze mast beschikbaar is. Ervaringscijfers geven dat de prijs van een vakwerkmast vrijwel altijd rond de 60% van de buismast ligt. Deze prijsverhouding zal ook hier worden aangehouden.

De kosten van het heikwerk (nodig voor zowel de buismast als voor het in zee geplaatste vakwerk) zijn zeer hoog. Een stalen buismast van ca 460 ton kan in ongeveer 1 etmaal geheid worden; voor het heikwerk van de kleinere palen van een vakwerk moet 3 à 4 dagen gerekend worden. Gezien het klimaat op het zuidelijk deel van het Nederlandse Continentale Plat kan met gewone kraanscheppen ca 50% van de tijd gewerkt worden. Met semi-submersibles kan ca 85% van de tijd gewerkt worden, maar de dagprijs hiervan ligt aanmerkelijk hoger. Het verschil in totaalprijs tussen conventionele schepen en semi-submersibles zal relatief klein zijn; voor de kostprijsberekening is daarom vrij arbitrair van een conventioneel kraanschip uitgegaan.

Rekening houdend met bovenstaande factoren komt de plaatsing van een buismast op ca f 1.000.000,= en de plaatsing van een vakwerk op ca f 1.800.000,=.

De heikosten van buismasten binnen een atol zijn zeer slecht te bepalen, een zeer voorlopige schatting geeft dat zij in de orde van f 500.000,= - f 750.000,= zullen liggen.

Een en ander is kort samengevat in de tabel op de volgende bladzijde.

Oplossing	Constructie type	Prijs per mastlichaam	Opmerkingen
1	Stalen buismast	f 4.250.000,-	Inclusief ca f 1.000.000,- heil- en montagekosten
2	Vakwerkmast	f 3.800.000,-	Inclusief ca f 1.800.000,- heil- en montagekosten
3	Stortsteendam	f 5.250.000,-	Dam + vakwerkmast (50 m lang)
4	Strandoplossing	f 6.750.000,-	Dijk + strand + vakwerkmast (50 m lang)
5	Caisson boven water	f 10.410.000,-	Caisson + vakwerkmast (60 m lang)
6	Caisson onder water	f 2.230.000,-	Caisson, betonnen toren + vakwerkmast (60 m lang)
7	Atol	f 6.650.000,-	Buis-mast (80 m) zonder golfbelasting exclusief heikosten

Voor alle oplossingen wordt steeds uitgegaan van de prijs voor 1 windturbine, zonder de kosten voor een rotor + rotorbladen. Onderhoud is niet opgenomen in deze bedragen. De grondgedachte bij deze bedragen is dat de constructies als serieprodukt gebouwd worden (verwaarloosbare aanloopkosten). Bovendien dienen deze cijfers alleen ter onderlinge vergelijking, het zijn dus niet de eindcijfers.

Tabel: Kostenoverzicht voor diverse oplossingen

6. ONTWERPEISENPROGRAMMA

Voor alle constructies geldt:

1. Ze moeten worden berekend op een technische levensduur van 50 jaar.
2. Ze dienen voor een identieke periode beschermd te worden tegen aantasting van het mariene milieu.
3. De constructie moet zich lenen voor serieproductie en eventueel in delen worden aangevoerd naar de montageplaats.
4. Zeemontage moet eenvoudig zijn.
5. De noodzaak tot veel onderhoud moet zo mogelijk beperkt worden en indien nodig snel en eenvoudig uitgevoerd.
6. De constructie moet goedkoop zijn.

7. BEREIKBAARHEID IN VERBAND MET BOUW EN ONDERHOUD

7.1. Havenfaciliteiten

Bij alle in hoofdstuk 5 voorgestelde constructiemethoden is relatief veel bevoorrading noodzakelijk. Deze bevoorrading zal moeten gebeuren vanuit een relatief dichtbij gelegen haven, die diepgaande schepen kan ontvangen. Hiervoor komen in aanmerking IJmuiden en Den Helder. IJmuiden heeft als bezwaar dat het relatief ver van de gebieden 2 en 3 af ligt, en dat de beschikbare ruimte beperkt is, een nadeel van Den Helder is de slechte achterlandverbinding en het militaire karakter van de haven.

Daar ook voor het onderhoud veel bevoorrading noodzakelijk zal zijn, is het noodzakelijk haventerreinen permanent voor dit project te reserveren.

Het kan daarom economisch attractief zijn hiervoor in Den Helder havenoutillage te scheppen. (De aanleg van nieuwe havenfaciliteiten bij IJmuiden kan, gezien de politieke besluitvorming inzake de buitenhaven aldaar, voorlopig wel buiten beschouwing gelaten worden). Het aantrekken van arbeidskrachten kan in deze streek wel enige problemen geven, maar huisvesting e.d. ligt weer veel eenvoudiger. Voor een diepere studie van dit onderwerp wordt verwezen naar het hoofdstuk over de werkgelegenheid.

7.2. Terminal op zee

De vaarafstand vanaf gebied 3 naar een haven aan land is groot (ca. 250 km) en het kan daarom wenselijk zijn om t.b.v. bouw en onderhoud een terminal te bouwen met een werkhaven.

Voor de gebieden 1 en 2 zal een dergelijke terminal vermoedelijk niet nodig zijn. Wel dient in detail onderzocht te worden of het nodig is een vluchtruimte voor personeel te maken dat door slecht weer overvallen wordt (een drijvende golfbreker bijv., zie ook punt 7.3.) en of het electriciteits-transport naar de kust een terminal vereist. Op dit moment is nog niet precies bekend hoeveel regelapparatuur nodig is voor dit energietransport.

Indien de benodigde terminalruimte klein is, kan volstaan worden met een standaard-draagconstructie (tenzij een enkele geheide paal gebruikt wordt); in geval van een grotere terminal moet gedacht worden aan een klein kunstmatig eiland met een werkhaven. Dit eiland kan uit zand worden opgebouwd met een stortsteen-bescherming.

7.3. Bouw

Gezien de algemene problemen van het bouwen op zee is het wenselijk zo veel mogelijk te prefabriceren. De mate van prefabricage is uiteraard sterk afhankelijk van het gekozen constructietype. Ondanks deze prefabricage zal er toch veel werk op zee te doen zijn, en zal het vermoedelijk lonend zijn een verplaatsbare golfbreker toe te passen. Deze golfbreker zal drijvend uitgevoerd moeten worden. Verschillende typen drijvende golfbrekers zijn ontwikkeld. Ze zijn nog niet zo frequent toegepast, omdat ze pas rendabel worden bij herhaald gebruik. Daar het repetitie effect bij de bouw van de windturbines duidelijk aanwezig is, komen drijvende golfbrekers hier wel in aanmerking.

Een belangrijk punt is dat de bereikbaarheid van de installaties op een zanddam, en in mindere mate op een stortsteen dam, met behulp van kraanschepen uitermate slecht is.

Het plaatsen van grote elementen op de toren (zoals de generatorgondel) zal dan met land-equipment moeten plaatsvinden, hetgeen moeilijkheden kan opleveren.

7.4. Onderhoud

Voor het onderhoud zal de installatie toegankelijk moeten zijn.

Bij windturbines geplaatst op een stortsteen golfbreker, c.q. een zanddam geeft dit weinig problemen. Voor een vrijstaande installatie dient een afmeerconstructie gemaakt te worden aan iedere afzonderlijke installatie. Er dient rekening mee gehouden te worden dat, evenals bij de bouw, windturbines geplaatst op stortsteengolfbrekers en op een zanddam slecht bereikbaar zijn voor kraanschepen.

De afstand tussen de vrijstaande installaties moet zodanig gekozen worden dat alle windturbines bereikbaar zijn met kraanschepen. In veel gevallen zal de meest economische reparatiewijze het verwijderen van de gehele generatorgondel zijn, welke dan aan land gerepareerd kan worden.

Hiervoor zullen wel speciale kraanschepen gebruikt moeten worden.

8. INVENTARISATIE VAN DE OVERIGE ASPECTEN VAN INVLOED OP DE SELECTIE

8.1. Effecten t.a.v. ecosysteem

8.1.1. Tijdelijke effecten

a. Baggerwerk

Ten behoeve van die oplossingen waarbij grote hoeveelheden zand verwerkt worden, is baggerwerk nodig. Dit baggerwerk geeft een tijdelijke verstoring van het bodemoppervlak.

Het gevolg hiervan is een tijdelijk afsterven van het leven in deze laag. Het regeneratievermogen van een dergelijk gebied is zeer groot, indien aan de volgende voorwaarden is voldaan:

1. De afgegraven oppervlakte niet al te groot is
2. Er geen typische broed- en paaiplaatsen vernietigd worden
3. De structuur van de grond een snelle regeneratie toestaat.

In vrijwel de gehele Noordzee wordt hieraan voldaan, met uitzondering van bepaalde slik- en grindvelden aan de rand van het gebied (o.a. de Waddenzee).

b. Plaatsen van de constructie

Het plaatsen van de constructie geeft vrijwel geen tijdelijke verstoringen. Alleen ter plaatse van de constructie ontstaat een blijvende verandering.

c. Heiwerk

Het heiwerk veroorzaakt grote tijdelijke verstoringen in het gebied, met name voor de visstand. Te verwachten is echter dat dit een zeer tijdelijk effect is, en dat de vissen zeer snel zullen terugkeren.

8.1.2. Blijvende effecten

a. Wijziging van het stromingspatroon

Door de geringe omvang van de constructie zijn veranderingen in het stromingspatroon van zeer locale aard. Dit geldt ook voor de morphologische veranderingen ten gevolge van deze stroomveranderingen. Plaatselijk zullen ontgrondingskuiltjes en aanzandingen ontstaan. Het effect op het mariene level is minimaal door het strikt locale karakter van deze veranderingen.

b. Wijziging van het golfklimaat

Door het plaatsen van een groot aantal golfbrekende constructies in het gebied, zal lokaal het golfklimaat iets veranderen, er zullen minder extreem hoge golven voorkomen.

Het effect hiervan is dat de bodem minder losgewoeld wordt, en de bodemvegetatie zich beter kan ontwikkelen. Over het algemeen kan dit als een minimale, maar positieve ontwikkeling beschouwd worden.

c. Corrosie en corrosiewerende middelen

De corrosie als zodanig heeft nauwelijks invloed op zijn omgeving.

Indien als corrosiewerend middel verf wordt toegepast, mogen hieruit geen giftige stoffen kunnen ontwijken. De invloed van kathodische bescherming op de biotoop is niet bekend, maar zal gezien datgene wat hierna onder e vermeld is, geen al te grote problemen opleveren.

d. Trillingen (15)

Tijdens vol bedrijf zal de windturbine een aantal trillingen doorgeleiden aan het water. De fysiologische invloeden van geluidstrillingen zijn erg klein. Pas bij 70 dB is er invloed merkbaar op het broed van Noordzee-vis.

Bij het bepalen van de invloed op het gedrag moet onderscheid gemaakt worden tussen vissen met en zonder zwemblaas:

- zonder zwemblaas (platvis, makreel)

De amplitude van de trillingen mag maximaal 100-200 Å zijn

- met zwemblaas (overige vissen)

De geluidsdruk mag niet meer dan 10 dB t.o.v. 1 microbar bedragen.

Vissen communiceren met elkaar d.m.v. trillingen. Deze trillingen hebben meestal een sinusvorm. De geluidsproductie van bijv. de schelvis is 20 dB op 1 m afstand bij 50 Hz. De meeste communicatie vindt plaats in het gebied rond de 50 Hz.

Hieruit blijkt dat bij bepaalde frequenties het energieniveau niet al te hoog mag zijn. Voor gravity-structures zal dit vrijwel geen problemen geven. Bij stalen jackets zal e.e.a. goed in het oog gehouden moeten worden.

e. Electriscbe velden

Er is invloed van elektrische velden op het gedrag van vis aangetoond. Deze velden waren echter vele malen sterker dan die welke rond de energietransportkabels zullen optreden. Men mag daarom aannemen dat de invloed van deze elektrische velden op de mariene biotoop minimaal is.

f. Verbetering van de visstand

In het gebied dicht bij de turbines kan niet gevist worden. Hierdoor ontstaan wijkplaatsen voor de vis. Bovendien is gebleken dat in een zandige zeebiotoop vissen zich gunstig ontwikkelen t.p.v. harde punten (wrakken, pijpleidingen). Dit is waarschijnlijk ook van toepassing op windturbines.

Door bepaalde stukken zee tussen de windturbines af te schermen, kunnen visteeltvijvers gecreëerd worden.

8.1.3. Samenvatting van de effecten

Uit het bovenstaande is duidelijk gebleken dat de tijdelijke verstoringen acceptabel zijn. Van de blijvende verstoringen zullen mogelijkerwijze de trillingen tot onacceptabele situaties kunnen leiden. Dit aspect verdient derhalve de volle aandacht bij de detaillering van de constructie, met name als het een staalconstructie betreft. Voor wat betreft de visstand kunnen belangrijke voordelen t.a.v. broedbescherming en broedbevordering verwacht worden.

8.2. Overige aspecten

8.2.1. Korte-termijn aspecten

Op korte termijn spelen een aantal andere aspecten, zoals de aantrekkingskracht voor toeristen. Een Montagelijn van deze grote aantallen turbines is inderdaad imponerend.

In de opdracht voor deze studie is uitgegaan van 5000 turbines. Als aangenomen wordt dat deze in ca 10 jaar gebouwd moeten worden, betekent dit ca 2 installaties per dag.

Afhankelijk van het te kiezen systeem moet men voor het plaatsen van een installatie 1 à 2 weken rekenen, hetgeen inhoudt dat er constant 20-40 installaties in de montagefase zijn.

De assemblage aan land zal toch zeker 3-4 weken vergen, dus 60-80 installaties inclusief een 'buffervoorraad' dus ongeveer 100 in totaal in diverse stadia.

Als voor iedere installatie ca 1 ha ruimte nodig is in deze assemblagelij, betekent dit een windturbine-assemblage werf van ongeveer een vierkante kilometer, vol met windturbines in aanbouw.

Het gevolg van deze toeristenstroom is op de Noordzee een grote toename van pleziervaartuigen, die het werkverkeer kunnen hinderen, als geen passende maatregelen hiertegen genomen worden.

Ook op het land zullen voor deze stroom toeristen speciale voorzieningen nodig zijn. Hierbij wordt bijvoorbeeld gedacht aan een bezoekerscentrum.

8.2.2. Lange-termijn aspecten

Op langere termijn zal de toeristenstroom minder intensief worden en duidelijk minder problemen opleveren dan de eerste stroom tijdens de bouw.

Een aspect wat duidelijk wel op langere termijn speelt, is de zogeheten optische milieuvervuiling. Deze turbines zullen tot op vele tientallen kilometers te zien zijn (waarbij dan wel helder weer verondersteld wordt).

Er zijn stromingen die het esthetisch niet verantwoord vinden om in de wijdsheid van het 'zee'-schap dergelijke installaties te plaatsen. Anderzijds is de bestaande oud-hollandse windmolen ook een verstoring van het vlakke Hollandse polderlandschap.

Deze molens worden door niemand als optische vervuiling gezien. Het is derhalve niet mogelijk om een objectieve uitspraak te doen over deze optische vervuiling, en daarom zal in dit rapport ook geen waarde-oordeel gegeven worden inzake de verstoring van het open zeegebied door 50 m hoge constructies.

8.3. Oriëntatie van de windturbines

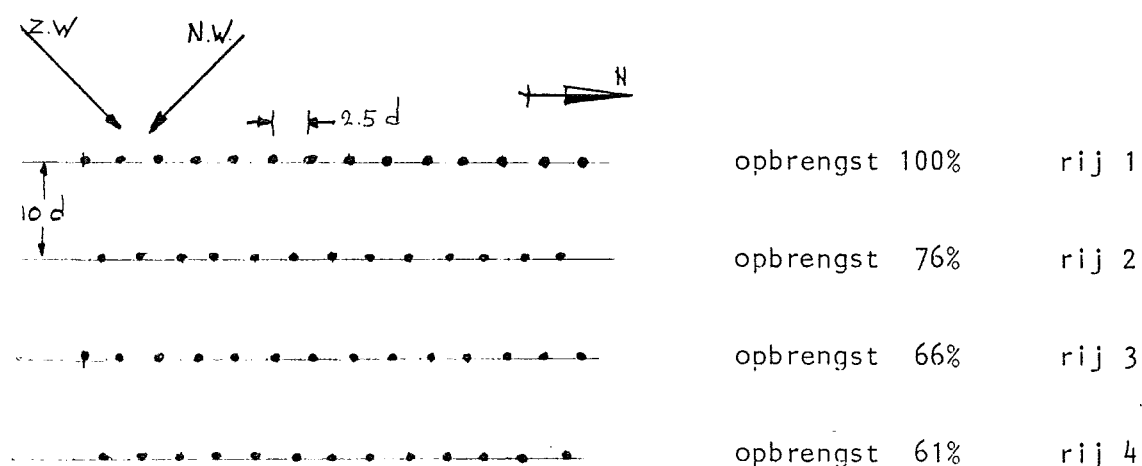
Door het K.N.M.I. is een onderzoek gedaan naar de verdeling van de windenergie als functie van de richting voor een aantal lichtschepen (18). Voor het onderhavige onderzoek zijn alleen de lichtschepen Terschillingerbank en Texel van belang. De resultaten zijn samengevat in de figuren 5 en 6 (zie hfdst. 3.2.).

Uit deze figuren blijkt duidelijk dat, alhoewel de windsnelheidsverdeling een vrij uniform beeld geeft, de windenergie heel duidelijk uit westelijke richting komt.

's Zomers overheerst de zuidwestelijke component. Het is dus noodzakelijk dat de windturbines in ieder geval van ZW tot NW kunnen kruien.

Bij een lijnopstelling is dus een oriëntatie Noord-Zuid van de rij turbines optimaal.

Door TNO afd. stromingstechniek is onderzoek gedaan naar het effect van de wederzijdse beïnvloeding van de turbines (ref. 3). Uit dit onderzoek blijkt dat een molenafstand van $2,5 d$ en een rij-afstand van $10 d$ (d = rotordiameter) een optimale plaatsing is.



De opbrengst van rij 1 t/m 4 is in bovenstaande tekening aangegeven als percentage van de opbrengst van de eerste rij.

Voor de rijen 5 en verder blijft de opbrengst ca 60% van die van de eerste rij.

8.4. Veiligheidsaspecten

De veiligheidsaspecten zijn te onderscheiden in:

1. die voor één windturbine
2. die voor een windturbinepark
3. die voor de te gebruiken transportstromen

Ad 1. Mogelijke gevaren voor een windturbine zijn:

A. Voor de installatie zelf:

1. Bezwijken van een rotorblad
2. Bezwijken van een rotor
3. Bezwijken van de draagconstructie

B. Voor de invloeden van buiten:

1. Weersinvloeden (regen, bliksem, ijzel, e.a.)
2. Bezwijken van de grond
3. Aardverschuivingen
4. Branden (explosies)
5. Vallende voorwerpen
6. Corrosie (ref. 8)

Ad 2. Gezien het feit dat bladbreuk steeds tot de mogelijkheden behoort, dient een windturbinepark steeds omgeven te zijn door een 'veiligheidszone' die duidelijk gemarkeerd dient te zijn zodat schepen en vliegtuigen er op attent worden gemaakt. Tevens dient in een windturbinepark rekening te worden gehouden met aanwezige montage/onderhoudsploegen.

Wat de bekabeling onderling en naar het vasteland betreft, moet worden voorkomen dat schepen ter plaatse hun anker uitwerpen en dat vissers de kabels met hun sleepnetten kapot trekken.

Ad 3. Gezien de lange bouwtijd van de minimaal 5000 windturbines zal de goederenstroom een behoorlijke verkeersbelasting betekenen voor de toch reeds druk bevaren Noordzee. Dit geheel zal niet goed kunnen functioneren zonder duidelijke afspraken en een consequent regelsysteem.

9. SELECTIE

9.1. Selectie van het constructietype

Van de mogelijke constructies genoemd in hoofdstuk vier vallen enkele constructies af op grond van aan de windturbines toe te rekenen kosten.

Hierdoor vervallen:

1. De zanddam strandoplossing (vraagt tevens veel onderhoud)
2. Stortsteen dijk (relatief duur, moeilijk te benaderen met kraanschepen)
3. Caisson boven water (zonder meer te duur)
4. Atol (te duur, tenzij nevenfuncties gaan prevaleren).

Van de overblijvende constructies kan worden opgemerkt:

- | | |
|----------------------------|--|
| A ₁ Buis mast | : makkelijk in onderhoud
er moet geheid kunnen worden |
| A ₂ Vakwerkmast | : moeilijker onderhoud en veel goedkoper dan A ₁ |
| B Caisson onder water | : heien overbodig
onderhoud minder dan bij A ₁
(mast is veel kleiner) |

9.2. Selectie van voorkeursplaatsing

Gebied 1: Hier moeten zo mogelijk onderheide constructies toegepast worden, daar de lagen weinig draagvermogen bezitten.

De diepte van dit gebied bedraagt gemiddeld 30 m.

De kortste afstand tot het vasteland is 37 km.

Gebied 2: Hier zijn zowel onderheide als niet onderheide constructies mogelijk.

De diepte van dit gebied bedraagt gemiddeld 30 m.

De kortste afstand tot het vasteland is 26 km.

Gebied 3: Onderheide constructies zijn hier praktisch onmogelijk als gevolg van de aanwezigheid van overgeconsolideerde klei die moeilijk doordringbaar is.

De diepte van dit gebied bedraagt gemiddeld 40 m.

De kortste afstand tot het vasteland is 81 km.

Conclusie: Gebied 3 lijkt na het bovenvermelde de minst aangewezen plaats en dient daarom af te vallen.

10. CONCLUSIES

Van de drie mogelijke zeegebieden blijkt gebied 2, en in mindere mate gebied 1, de voorkeur te genieten in verband met bodemgesteldheid, waterdiepte, afstand tot de vaste wal en een aantal aspecten van diverse aard welke reeds in deel II behandeld zijn.

Van de mogelijke constructietypen resteren alleen nog op grond van kostprijs de stalen mast en het caisson onder water met betonnen toren, met daarop een stalen mast. Voor deze laatste constructie bestaat een geringe voorkeur.

LITERATUUR

1. Battjes J.A.; Windgolven, Technische Hogeschool Delft, 1976
2. Bouws; Wind & Wave climate in the Netherlands sector of the North Sea between 53° and 53° Latitude, K.N.M.I.-report WR 78.9
3. Builtjes; Zogberekeningen aan Lijnopstellingen; TNO-stromings-techniek, 1978
4. FDO; Gegevens ten behoeve van het voorontwerp toren van de 25 m HA windturbine Petten, rapport FDO (B) 78-032
5. Groen P. & Dorrestein R.; Zeegolven, 3^e druk, K.N.M.I. 1976
6. Hydronamic B.V.; Computerprogramma HUDSON, 1978
7. Hydronamic B.V.; Computerprogramma WAVE1, 1978
8. Koning M.; Literatuuronderzoek Corrosie, RSV/Hydronamic, in druk
9. Marcon B.V.; Computerprogramma MARGO
10. Massie, ed; Coastal Engineering, vol. 1, Delft University of Technology, 1976
11. McNeal-Schwendler-Corp; Computerprogramma MSC-NASTRAN
12. NEN 3850; Technische Grondslagen voor het berekenen van bouwconstructies, TGB 1972
13. Oele E.; The quaternary geology of the Dutch part of the North Sea, North of the Frisian Islands, Geol. & Mijnbouw, vol. 48 (1969)
14. Oele E.; The quaternary geology of the Southern area of the Dutch part of the North Sea, Geol. & Mijnbouw, vol. 50 (1971)
15. Schuyf A.; Lab. voor vergelijkende fysiologie, R.U. Utrecht, telefonische informatie

16. Windturbines in Zee, deel I, Algemene uitgangspunten, RSV/Hydronamic 1978
17. Windturbines in Zee, deel II, Plaatsingsmogelijkheden buitengaats,
RSV/Hydronamic 1978
18. Yperlaan G.J.; Bijdrage K.N.M.I. aan Nationaal Onderzoek Programma
Windenergie, Windenergierozetten van de lichtschepen
Terschellingerbank, Texel, Goeree en Noordhinder, in druk