



KATHOLIEKE UNIVERSITEIT LEUVEN
FACULTEIT TOEGEPASTE WETENSCHAPPEN
DEPARTEMENT BURGERLIJKE BOUWKUNDE
LABORATORIUM VOOR HYDRAULICA
de Croylaan 2, B-3001 Leuven (Heverlee), België

DE STABILITEIT VAN STORTSTEENGOLFBREKERS

Algemeen glijdingsevenwicht Een nieuw deklaagelement

Boekdeel I : Tekst

Jury :
Prof. J. Delrue, voorzitter
Prof. J. Berlamont, promotor
Prof. W. Van Impe, promotor
Prof. E. Smets
Prof. R. Verhoeven (R.U. Gent)
Prof. K. d'Angremond (T.U. Delft)

Proefschrift voorgedragen tot
het behalen van het doctoraat
in de toegepaste wetenschappen

door

Julien DE ROUCK

WOORD VOORAF

Met dit proefschrift wil de auteur een bijdrage leveren tot het ontwerpen en bouwen van stortsteengolfbrekers : enerzijds door het voorstellen van een berekeningsmethode voor de studie van het glijdingsevenwicht van de taluds van een golfbreker en anderzijds door het voorstellen van een nieuw deklaagelement : de HARO. Verschillende personen hebben bijgedragen tot de totstandkoming van dit werk.

In de eerste plaats wil ik mijn dank uitdrukken tegenover Prof. Dr. ir. J. Berlamont en Prof. Dr. ir. W. Van Impe voor het aanvaarden van het promotorschap, voor de doelgerichte raadgevingen en opbouwende kritiek en voor de voortdurende aanmoedigingen om door te zetten als het afwerken van dit proefschrift, omwille van beroepsbezigheden, wat trager verliep dan gepland.

Verder dank ik ook Prof. ir. E. Smets, directeur van het Waterbouwkundig Laboratorium te Borgerhout, voor zijn interesse in het werk, zijn raadgevingen en opbouwende kritiek.

Ook Em. prof. Dr. ir. E. De Beer en ir. M. Wallays wil ik danken. De vele discussies met betrekking tot de stabiliteit van taluds die ik met hen mocht hebben, vormden de uiteindelijke voedingsbodem voor het eerste deel van dit proefschrift.

De studie is voor een belangrijk deel gesteund op resultaten van omvangrijke proevenprogramma's die, in opdracht van de Diensten van de Vlaamse Executieve, Openbare Werken en Verkeer (voormalig Ministerie van Openbare Werken), Bestuur van de Waterwegen en van het Zeewezen, Dienst der Kust, ten behoeve van de havenwerken te Zeebrugge zijn uitgevoerd. Ik dank Directeur-generaal ir. J. Demoen, ere-Inspecteur-generaal ir. R. Simoen, Inspecteur-generaal ir. P. Kerckaert, e.a. ir. Hoofd van

Dienst L. Van Damme en e.a. ir. P. De Wolf voor de toelating tot gebruik van de resultaten, voor de vruchtbare discussies met betrekking tot de behandelde problematiek en voor het feit dat zij steeds open stonden voor nieuwe ideeën. De HARO is daar het sprekend voorbeeld van.

Verder dank ik ook ir. C. De Meyer, Gedelegeerd Bestuurder van HAECON N.V., Harbour and Engineering Consultants, voor de toelating tot het maken van dit werk en voor de materiële hulp mij geboden. Ook dank ik mijn collega's bij HAECON N.V. voor de vruchtbare besprekingen. In het bijzonder vermeld ik hier ir. D. Vandebossche, ir. T. de Saint-Aubain, ing. E. Godin en ing. P. Hyde.

De hydraulische proeven t.b.v. de HARO zijn uitgevoerd in het Waterbouwkundig Laboratorium te Borgerhout, op dat ogenblik onder de directie van ere-Inspecteur-generaal ir. P. Roovers en ere-Hoofdingenieur-directeur ir. F. Verbist, waarvoor mijn oprechte dank. Tevens dank ik e.a. ir. Hoofd van Dienst F. Wens, ing. P. Van Meeuwen en de heer F. Verstraeten voor de vele vruchtbare discussies en voor de inzet, de zorg en het enthousiasme bij het uitvoeren van de proeven.

Ook de T.V. Zeebouw-Zeezand, aannemer voor de uitbreidingswerken te Zeebrugge wil ik hier danken enerzijds voor de medewerking bij het uitvoeren van de waterspanningsmetingen en anderzijds omdat ze de HARO een kans gegeven heeft.

De waterspanningsmetingen werden uitgevoerd o.l.v. het Rijksinstituut voor Grondmechanica. Mijn dank gaat naar wijlen Prof. Dr. ir. R. Carpentier en ir. W. Verdonck. Ook Prof. Dr. ir. L. Boullart en ir. F. Dumortier van het Laboratorium De Winne voor Regeltechniek van de R.U.G. dank ik resp. voor zijn bijdrage bij de opbouw van het meetsysteem voor de vierde meetcampagne en voor het uit-

voeren van de statistische verwerking van deze meetresultaten.

Ik dank tevens

- Tractebel N.V. voor de toestemming tot gebruik van zettingsmetingen ter plaatse van de watervang van de L.N.G. terminal te Zeebrugge
- ir. R. Dedeyne van Seco, o.a. voor de gedachtenwisseling die wij hadden omtrent de vormgeving van de binnenkist van de HARO
- Dr. ir. G. Hanssens voor de discussies i.v.m. de drukvoortplanting in de grondlagen onder de zeebodem
- ir. P. Verdonck van het laboratorium voor Hydraulica van de R.U.G. voor het uitvoeren van de Fourieranalyse
- lic. A. De Paepe voor de assistentie bij de eindredactie

Een bijzonder woord van dank richt ik tot Prof. ir. G. Van Risseghem voor het aanbod om de figuren en een deel van de tekst door zijn medewerkers te laten verzorgen. Ik dank hierbij van harte mevrouw L. De Pourcq, de heer L. Inghels en de heer F. Van Daele voor het typen van het 1e deel van de tekst en het verzorgen van de figuren.

Ook mevrouw R. Hautekeete en mevrouw P. Mestdagh van HAECON N.V., dank ik van harte voor het typen van het 2e deel van de tekst.

Tenslotte is het duidelijk dat de afwerking van dergelijk proefschrift, naast een drukke beroepsactiviteit, onvermijdelijk een invloed uitoefent op het gezinsleven: Gert, Jorinde, Kristien en Michiel hebben niet altijd de aandacht gekregen die zij verdienen; mijn vrouw Monique heeft dikwijls moeten inspringen waar ik hoorde te zijn: vandaar de bijzondere plaats die zij innemen in deze dankbetuiging.

Julien De Rouck
Januari 1991

THE STABILITY OF RUBBLE MOUND BREAKWATERS

* slope stability analysis

* a new armour unit

Summary

This dissertation is a contribution to the design of rubble mound breakwaters.

In the first part a method for slope stability analysis of rubble mound breakwaters is presented. A sensitivity analysis showed the paramount importance of the pore water pressures along a potential slip surface : they are as important or even more important than the shear resistance characteristics. In the presented method the volume of soil and rock above a potential slip surface is considered; pore pressures on the boundaries of this volume are determined separately. In the subsoil below the seabottom, pore pressures are changing due to tide- and wave action. A handsome tool to take into account the influence of wave-attack on the pore pressures in the foundation layers is the wave influence depth h_{iD} , which for saturated soils - depends predominantly on the wave period T and the permeability k and modulus of elasticity E_{soil} of the subsoil.

In the second part a new armour unit - the HARO - is presented. This unit can be used on all types of maritime protection structures. The HARO attempts to satisfy three basic objectives : structural strength, high porosity of the armour layer and high hydraulic stability.

An exhaustive hydraulic investigation showed a stability coefficient K_D comparable to that of the dolos.

Static and dynamic loading tests and pendulum tests on the site confirm the adequate structural performance.

A qualitative and quantitative comparison with other types of armour units, such as grooved cubes, tetrapods, dolosse and accropods shows the technical and economical value of the HARO.

LIJST VAN GEBRUIKTE SYMBOLEN

A	: - dempingsfactor van het getijde, resp. de golf in de grondlagen onder de zeebodem - ontlastingsconstante
A_{P_1}	: dubbele amplitude van de aflezing van piëzometer P_1
a	: - versnelling - golfgetal ($=2\pi/L$)
b	: breedte van de HARO op halve hoogte
b_1	: breedte van de moot
C	: samendrukkingsconstante
C_r	: reflectiecoëfficiënt
c'	: cohesie; effectieve schuifspanningen
c_u	: schijnbare cohesie
D	: waterdiepte vóór de dam
d	: - waterdiepte - diepte onder de top van de beschouwde laag
d/L	: relatieve diepte
d_{10}, d_{60}	: korreldiameter waarbij 10%, resp. 60 % van de korrels kleiner zijn
$E_{i, n}$: \uparrow de normale componenten van de reacties
$E_{i-1, n}$: \downarrow tussen de moten onderling
$E_{i, t}$: \uparrow de tangentiële componenten van de
$E_{i-1, t}$: \downarrow reacties tussen de moten onderling
E_{oed}	: oedometrische samendrukkingsmodulus
E_{young}	: Young modulus van de grond
F	: veiligheidscoëfficiënt m.b.t. glijdingsevenwicht van een talud ($= \tau_{m, f} : \tau_m$)
$F_{c'}$: veiligheidscoëfficiënt betrokken op c'
$F_{\varphi'}$: veiligheidscoëfficiënt betrokken op φ'
$F_{\varphi', c'}$: veiligheidscoëfficiënt betrokken op φ' en c'
F_{τ_m}	: veiligheidscoëfficiënt betrokken op de gemiddelde schuifspanning τ_m
G_1	: gewicht van de moot
G.H.W.S.	: gemiddeld hoogwater bij springtij

g	: zwaartekrachtversnelling of valversnelling
H _{zee}	: tijverschil (dubbele amplitude van het getijde)
H.W.	: hoog water
H	: golfhoogte (dubbele golfamplitude)
H _{Airy}	: golfhoogte die volgens de Airymethode hoort bij een drukvariatie Δp op diepte z
H _{cnoïd}	: golfhoogte die volgens de cnoïdale theorie hoort bij een drukvariatie Δp op diepte z
H/L _o	: golfsteilheid
H _o	: golfhoogte op diep water
H _s	: significante golfhoogte
H ₁₀	: gemiddelde van de 10% hoogste golven
H _{s, gew}	: gewenste H _s
H _{s, gem}	: gemeten H _s
h ₁₀	: invloedsdiepte (golf-, resp. getijdewerking)
I	: hydraulische gradiënt
I _l	: hydraulische gradiënt (laminair) evenredig met de snelheid u
I _t	: hydraulische gradiënt (turbulent) evenredig met de snelheid u ²
K	: druk-responsiefactor ter plaatse van de zeebodem (Airytheorie)
K _D	: stabiliteitscoëfficiënt/stabiliteitsfactor voor deklaagelementen (formule van Hudson)
K _w	: samendrukkingsmodulus van water
K _z	: druk-responsiefactor (orbitaalbeweging)
k	: doorlatendheidscoëfficiënt
k _s	: laagcoëfficiënt
L.W.	: laag water
L	: golflengte
L _{Airy}	: golflengte volgens Airytheorie
L _o	: golflengte op diep water
l ₁	: afstand van middelpunt O tot werklijn van G ₁
l _a	: karakteristieke lengtemaat van het modeldeklagelement

M.P.S.	: meervoudige piëzometersonde
m	: - correctiefactor (cnoïdale theorie)
	: - massa
m _m	: gemiddelde massa
N _i	: normale component van R _i
N _r	: het vereiste aantal deklaagelementen per eenheid van oppervlakte
n	: - correctiefactor van Grace
	- poriënvolume
	- modelschaal
	- aantal lagen
n _i	: drukopnemer i
O	: middelpunt van de cirkel
O.W.P.	: open waterstandspijp
P	: de gemiddelde porositeit van de deklaag in percent
P _i	: piëzometer
P'	: totale of absolute druk
P _a	: atmosferische druk
\bar{P}	: gemiddelde druk
q	: absorptiecoëfficiënt per laag (Marchal)
q _c	: puntweerstand onder de kritieke diepte van de diepsondering
R	: - equivalente ruwheid (formule van Barton)
	- de vertikaal gemeten golfoploop boven S.W.L.
R _d	: golfdal
Re	: getal van Reynolds
(Re) _m	: getal van Reynolds in model
R _i	: reactie op de boog m ₁ m ₁₋₁
R _u	: golfoploop
r	: - straal van de cirkel
	- dikte van de deklaag
S.W.L.	: peil van het stilwateroppervlak of stilwaterpeil
S	: equivalente sterkte van de deeltjes (formule van Barton)

s	: standaardafwijking
T	: golfperiode
T _t	: tangentiële componente van R _t
T _{z c}	: zero-crossing period of nuldoorsnijdingsperiode
t	: tijdstip (vaak t=0 voor golftop, t=T/2 voor golfdal,...)
u	: poriënwaterdruk op een elementair oppervlakje, resp. in een punt
v	: - volume water (uitgeperst of aangezogen) - volume van een deklaagelement - volume van een modelblokje
v	: stroomsnelheid in y-richting
W	: gewicht van de deklaagelementen
W _m	: gemiddeld gewicht van de deklaagelementen (in situ/op model)
x	: - abscis - laagdikte
z	: ordinaat
z/d	: proportionele diepte
α	: hoek van het talud met de horizontale
α _s	: lengteschaal
α _{P i}	: dempingscoëfficiënt van de getijdeamplitude t.p.v. piëzometer Pi
α _r	: relatieve dempingscoëfficiënt (getijde) t.o.v. top van de laag
α _v	: viscositeitsschaal
α _ρ	: densiteitsschaal
β	: hoek tussen het oplopend golfoppervlak en het taludoppervlak
β _i	: de gemiddelde helling van de glijcirkel langs de beschouwde moot i
Δ...	: toename of afname van ...

δ _{P i}	: dempingscoëfficiënt van de golfamplitude t.p.v. piëzometer Pi
δ _r	: relatieve dempingscoëfficiënt (golf) t.o.v. top van de laag
ζ _k	: korrelspanning (willekeurige richting)
η	: ogenblikkelijke afwijking van het zeewaterpeil t.o.v. S.W.L.
φ'	: hoek van inwendige wrijving (effectieve spanningen)
φ _b	: basiswrijvingshoek (cfr formule van Barton)
φ _u	: schijnbare hoek van inwendige wrijving
Φ	: constante in de formule van Hunt ter bepaling van de golfloop
ξ	: golfbrekingparameter (Iribarren)
λ	: omgekeerde van lengteschaal (= 1/α _s)
ν	: kinematische viscositeit
σ	: verticale grondspanning
σ'	: - normaalcomponent van de willekeurig gerichte korrelspanning ζ _k - korrelspanning loodrecht op het beschouwde element ds
σ' _m	: de gemiddelde waarde van de normale korrelspanning σ'
ρ	: volumieke massa
ρ _b	: volumieke massa van beton
ρ _d	: droge volumieke massa of volumieke massa van de droge grond
ρ = ρ _d (1 + 0,01w)	: volumieke massa van de aardvochtige grond, met w = watergehalte in percent
ρ _s	: volumieke massa van de steen/van de korrels
ρ _{s a t}	: natte volumieke massa of volumieke massa van de verzadigde grond
ρ _w	: volumieke massa van zeewater
ρ'	: dempingscoëfficiënt (Marchal)

τ	: - tangentiële component van de willekeurig gerichte korrelspanning ζ_k - schuifspanning
τ_f	: de schuifweerstand (de schuifspanning op het ogenblik van de breuk)
τ_m	: de gemiddelde waarde van de schuifspanning τ
$\tau_{m, f}$: de gemiddelde waarde van de schuifspanning τ_m bij breuk
ω	: hoeksnelheid ($\omega = 2\pi/T$)

INHOUD

Boekdeel I

Woord vooraf	i
The stability of rubble mound breakwaters	iv
Lijst van gebruikte symbolen	v
Inhoud	xi

Algemene inleiding	1
------------------------------	---

DEEL 1

ALGEMEEN GLIJDINGSEVENWICHT VAN DE TALUDS VAN EEN STORTSTEENGOLFBREKER

S1. ALGEMENE SITUERING EN METHODOLOGIE	5
S1.1. Type-profiel	5
S1.2. Mogelijke schadepatronen, respectievelijk schadeoorzaken	7
S1.3. Ontwerphilosofie van een stortsteendam	11
S1.4. Methodologie	17

S2. HET EVENWICHT VAN EEN TALUD VOLGENS DE METHODE VAN BISHOP	20
S2.1. Definitie van de veiligheidscoëfficiënt	20
S2.2. Methode van Bishop ter bepaling van de veiligheidscoëfficiënt	23

S3. PARAMETERS DIE DE ALGEMENE STABILITEIT VAN HET TALUD VAN EEN GOLFBREKER BEPALEN	27
S3.1. Algemene geometrie van de constructie	27
S3.1.1. Beschrijving	27
S3.1.2. Normale toleranties	28
S3.2. Uitwendige belastingen: bovenbelasting en aardbeving	29

S3.3. De karakteristieken per laag	29
S3.3.1. De volumieke massa	30
S3.3.2. Schuifweerstandskarakteristieken	32
S3.4. Waterdrukken.	34
S3.4.1. Definitie van de te beschouwen belastingsgevallen	34
S3.4.2. Belastingsgeval B : Bepaling van het meest kritisch moment.	36
S3.4.3. Invloed van de waterdrukken	37
S3.4.3.1. Druk op het taludoppervlak	38
S3.4.3.2. Waterdruk langs het deel van het glijvlak in de dam.	38
S3.4.3.3. Waterdruk langs het deel van het glijvlak in de grondlagen onder de dam.	39
S3.5. Conclusies van de gevoeligheidsanalyse	41
S4. KARAKTERISTIEKEN VAN STORTSTEEN	43
S4.1. Droge volumieke massa ρ_d van stortsteen.	43
S4.2. Schuifweerstandskarakteristieken	46
S4.2.1. Kwalitatieve benadering - Invloed van de korrelgrootte	46
S4.2.2. Belang van het spanningsniveau	48
S4.2.3. Schatting van de wrijvingshoek van stortsteen	49
S4.2.4. Proefresultaten/literatuurgegevens	50
S4.2.5. Bespreking	53
S4.2.6. Conclusie	54
S5. WATERMASSA VOOR DE STORTSTEENDAM.	55
S5.1. Situering	55
S5.2. Waterdruk op de zeebodem vóór de dam	56
S5.2.1. Belastingsgeval A	57
S5.2.2. Belastingsgeval B	57
S5.3. Drukschommeling t.p.v. de zeebodem volgens de Airytheorie.	58

S5.4. Relatie tussen de werkelijk optredende golf- hoogte en de op basis van drukmetingen berekende golfhoogte.	60
S5.5. Experimentele gegevens	61
S5.6. Conclusies	62
S6. DRUKVERLOOP OP HET TALUDOPPERVLAK.	64
S6.1. Inleiding	64
S6.2. Definities m.b.t. de golfvorm voor de dam.	65
S6.3. Bepaling van het wateroppervlak op het ogenblik van de golfoploop	66
S6.4. Bepaling van de golfvorm voor de dam via golfgootonderzoek	69
S6.4.1. Proeven op de L.N.G.-dam	70
S6.4.2. Proeven in het kader van K_D -bepaling van de HARO.	71
S6.5. Conclusie.	72
S7. WATERDRUK LANGS HET DEEL VAN HET GLIJVLAK IN HET STORTSTEENMASSIEF.	74
S7.1. Inleiding	74
S7.2. Het verschijnsel van de waterbeweging en de drukschommeling in de dam.	75
S7.2.1. Poreuze waterstroming	76
S7.2.2. Dynamische drukken	77
S7.3. Benadering langs mathematische weg	77
S7.4. Enige proefresultaten	79
S7.4.1. Proeven op schaalmodellen van normale grootte (< 1.00 m hoog)	79
S7.4.2. Proeven op "grote" schaalmodellen	81
S7.4.3. Metingen op prototype	82
S7.5. Conclusies	82
S8. WATERSPANNINGSMETINGEN MET BETREKKING TOT HET GETIJDE	84
S8.1. Meetcampagne ter plaatse van de Werkhaven	84

S8.1.1. Grondgelaagdheid ter plaatse	84
S8.1.2. Plaatsing van de piëzometers	85
S8.1.3. Resultaten van de metingen	86
S8.1.4. Verwerking van de meetresultaten	87
S8.2. Meetcampagne ter plaatse van de Zuidelijke Oostdam	89
S8.2.1. Grondgelaagdheid ter plaatse	89
S8.2.2. Plaatsen van de piëzometers	90
S8.2.2.1. Aanpassingen	90
S8.2.2.2. Plaatsing	91
S8.2.3. Resultaten van de metingen	91
S8.2.4. Verwerking van de meetresultaten	92
S8.3. Meetcampagne ter plaatse van de Noordelijke, Oostdam	93
S8.3.1. Grondgelaagdheid ter plaatse	93
S8.3.2. Plaatsen van de piëzometers	94
S8.3.3. Resultaten van de metingen	95
S8.3.4. Verwerking van de meetresultaten	96
S9. WATERSPANNINGSMETINGEN MET BETREKKING TOT GETIJDEN EN GOLF	98
S9.1. Eerste voorstelling van de meetopstelling	98
S9.2. Grondgelaagdheid ter plaatse	99
S9.3. Beschrijving van het meetsysteem	100
S9.3.1. Algemeen schema van het systeem	100
S9.3.2. Meervoudige piëzometersonde (M.P.S.)	101
S9.3.3. Meetplatform met bijhorende apparatuur	103
S9.3.4. Het meetsysteem	104
S9.3.4.1. Conditioneringselektronica voor de drukop- nemers	104
S9.3.4.2. Gegevensoverdracht van het meetplatform naar de kust	104
S9.3.4.3. Gegevensoverdracht van de kust naar de computer	104
S9.3.5. Installatie	105
S9.4. Computerverwerking	107

S9.4.1. Beschikbare computerapparatuur en ontwikkelde programmatuur	107
S9.4.1.1. Apparatuur	107
S9.4.2. Gegevensverzameling	108
S9.4.2.1. Controle van de werking van de piëzometer- elementen	108
S9.4.2.2. Controle van de werking van het totale systeem	109
S9.4.2.3. Eigenlijke gegevensverzameling	109
S9.4.3. Voorstelling van de gegevens	110
S9.4.3.1. Meetperiodes	110
S9.4.3.2. Golfmetingen	110
S9.4.3.3. Getijdmetingen	112
S9.5. Verwerking van de meetresultaten m.b.t. het getijde	113
S9.5.1. Algemeen	113
S9.5.2. Bepaling van de gemiddelde waarden van α_{P1}	113
S9.5.3. Evolutie van α_{P1} met de amplitude van het getij (cyclus doortij-springtij)	115
S9.5.4. Vertikale verschuiving	116
S9.5.5. Defasering	117
S9.6. Verwerking van de meetresultaten m.b.t. golven	118
S9.6.1. Manuele verwerking (golf per golf)	118
S9.6.2. Statistische verwerking	120
S9.6.3. Fourieranalyse	121
S9.6.4. Onderlinge vergelijking van de resultaten van de drie werkwijzen ter bepaling van de dempingscoëfficiënt δ_{P1}	124
S9.6.5. Defasering	125
S9.6.6. Evolutie in de tijd	127
S9.7. Enige bedenkingen betreffende de meetopstelling	128
S9.7.1. Algemeen	128
S9.7.2. Frequentie van registreren	129
S9.7.3. Meetbereik piëzometers	129
S9.7.4. Besluit m.b.t. "meten op zee"	130

S10. THEORETISCH MODEL VOOR DE WATERDRUKVOORTPLANTING IN DE GRONDLAGEN ONDER DE ZEEBODEM	131
S10.1. Inleiding	131
S10.2. Hypothesen	132
S10.3. Basismodel voor getijdewerking	133
S10.3.1. Afleiding van de differentiaalvergelijking	133
S10.3.2. Relatief belang van de termen in (S10.4)	136
S10.4. Basismodel voor golfwerking	136
S10.4.1. Algemeen	136
S10.4.2. Relatief belang van de termen in (S10.8)	138
S10.5. Aan te houden differentiaalvergelijking	141
S10.6. Oplossing van de differentiaalvergelijking	141
S10.7. Parameters die de invloedsdiepte h_{ID} bepalen	144
S10.7.1. Invloed van de golfperiode T (of golflengte L)	144
S10.7.2. Invloed van de grondkarakteristieken	144
S10.7.3. Invloed van $E_{sed} \times k$ op de invloedsdiepte h_{ID} en op de veiligheidscoëfficiënt F	146
S11. TOETSING VAN DE MEETRESULTATEN AAN HET THEORETISCH MODEL, PRACTIJKVOORBEELD	148
S11.1. Inleiding	148
S11.2. Waterdrukmetingen in de tertiaire Bartoonklei	148
S11.2.1. Verzameling van de gegevens van de waterdrukmetingen	149
S11.2.2. Resultaten van het ondersteunend grond- onderzoek	149
S11.2.3. Bepaling van de dempingsfactor A	151
S11.2.4. Besluit m.b.t. de metingen in de Bartoonklei.	151
S11.3. Waterdrukmetingen in diverse zandlagen	151
S11.3.1. Verzameling van de gegevens van de waterdrukmetingen	152
S11.3.2. Resultaten van het ondersteunend grondonder- zoek	153
S11.3.3. Bepaling van de dempingsfactor A	154
S11.3.4. Besluit m.b.t. de metingen in het zand	155

S11.4. Waterdrukmetingen in de spekkoeklagen	155
S11.4.1. Verzameling van de gegevens van de water- drukmetingen	155
S11.4.2. Resultaten van ondersteunend grondonderzoek	156
S11.4.3. Bepaling van de dempingsfactor A	156
S11.4.4. Besluit m.b.t. de spekkoeklagen	157
S11.5. Overzicht van de toetsing van de meet- resultaten aan het model	157
S11.6. Praktijkvoorbeeld : bewegingen van de water- vang van de L.N.G.-terminal te Zeebrugge	158
S12. BESLUITEN EN STELLINGEN	161
S12.1. Samenvatting en besluiten	161
S12.2. Stellingen.	167
S12.3. Suggesties voor voortgezet onderzoek	169
DEEL 2	
EEN NIEUW DEKLAAGELEMENT : DE HARO	
H1. INLEIDING EN ALGEMENE SITUERING	171
H2. BESCHRIJVING VAN HET BLOK.	181
H2.1. Geometrische karakteristieken.	181
H2.1.1. De grote centrale opening.	181
H2.1.2. Verbreding aan de basis van de korte zijde van de blok.	182
H2.1.3. Het blok is licht afgevlakt.	185
H2.1.4. De hoeken van de HARO zijn asymmetrisch afgeschuind	185
H2.1.5. De algemene vorm in grondplan is rechthoekig	186
H2.1.6. Plaatsingspatroon van de HARO's.	187
H2.2. Karakteristieken van de HARO in een breder daglicht bekeken	188
H2.2.1. Structurele sterkte.	188

H2.2.2. Hydraulische stabiliteit	188
H2.2.3. Lage golfoploop en lage reflectie- coëfficiënt.	191
H2.2.4. Eenvoud in produktie en verwerking	192
H2.2.5. Economie	193
H3. HYDRAULISCHE STABILITEIT VAN DE HARO	196
H3.1. Inleiding	196
H3.2. De onderzoeksfaciliteiten.	197
H3.2.1. Het golfkanaal	197
H3.2.2. De golfgoot.	198
H3.2.3. De golfbak	200
H3.3. De schaalmodellen.	200
H3.3.1. De schaalwetten.	200
H3.3.2. Materialen gebruikt voor de bouw van de schaalmodellen	204
H3.4. De HARO geplaatst op een golfbreker langs de binnenrede van Zeebrugge.	205
H3.4.1. Proeven in het golfkanaal.	205
H3.4.2. Proeven in de golfgoot	206
H3.4.3. Proeven in de golfbak.	207
H3.5. Proeven ter bepaling van de K_D -factor.	209
H3.5.1. Inleiding	209
H3.5.2. Proevenprogramma	210
H3.5.2.1. Proeven met regelmatige plaatsing van de blokken	211
H3.5.2.2. Proeven met "werfplaatsing".	211
H3.5.2.3. Proeven met willekeurige plaatsing	212
H3.5.2.4. Overzicht van het proevenprogramma	213
H3.5.2.5. Hydraulische randvoorwaarden van de K_D -proeven	213
H3.5.3. Waarnemingen	214
H3.5.4. Proefresultaten.	215
H3.5.4.1. Voorstelling van de proefresultaten.	215
H3.5.4.2. Interpretatie van de proefresultaten	217
H3.6. Vergelijkend laboratorium onderzoek.	220

H4. VERGELIJKEND LABORATORIUMONDERZOEK	
TETRAPODE - DOLOS - KUBUS - HARO	221
H4.1. Inleiding.	221
H4.2. Het model.	221
H4.3. Proevenprogramma	225
H4.3.1. Overzicht van de proevenreeksen.	225
H4.3.2. Waarnemingen	226
H4.4. Proefresultaten.	228
H4.4.1. Blokken geplaatst op normaal damprofiel.	228
H4.4.2. Invloed van de doorlatendheid van de onderlagen	231
H4.4.3. Golfoploop	232
H4.4.3.1. Algemeen	232
H4.4.3.2. Proefresultaten.	234
H4.4.3.3. Bespreking	235
H4.4.4. Golfweerkaatsing	236
H4.4.4.1. Algemeen	236
H4.4.4.2. Proefresultaten.	237
H4.4.4.3. Bespreking	238
H4.5. Vergelijking van de resultaten van het stabiliteitsonderzoek voor de vier bloktypes	239
H4.6. Bespreking van de stabiliteitsproeven.	241
H4.6.1. Vergelijking van enige proefresultaten met algemeen aanvaarde K_D -waarden.	241
H4.6.2. Vergelijking van de vier bloktypes	242
H4.6.3. Vergelijking van de onderzochte hellingen.	243
H4.6.4. De proeven en de proefresultaten kritisch bekeken.	246
H4.6.4.1. Invloed van de volumieke massa	246
H4.6.4.2. Invloed van de ruwheid van de modelblokjes	248
H4.6.4.3. Plaats van de golvenmeters	249
H4.6.5. Bepaling van de K_D -waarde voor de HARO	249
H4.7. Besluiten.	253
H4.7.1. Met betrekking tot de K_D -waarde voor de HARO	253
H4.7.2. Met betrekking tot de golfoploop en golf- weerkaatsing	255

H5. STRUCTURELE STERKTE VAN DE HARO.	257
H5.1. Inleiding	257
H5.2. Temperatuurmetingen.	257
H5.3. Statische drukproef.	258
H5.4. Impact proef	260
H5.5. Slingerproeven op de werf.	260
H5.5.1. Proefopstelling.	260
H5.5.2. Proefresultaten.	261
H5.6. Besluiten met betrekking tot de structurele sterkte van de HARO.	262
H6. BREDERE VERGELIJKING MET ANDERE DEKLAAGELEMENTEN .	264
H6.1. Kwalitatieve vergelijking.	264
H6.2. Kwantitatieve vergelijking	274
H6.3. Bespreking van de kwalitatieve en kwantitatieve vergelijkingen.	280
H7. BESLUITEN.	284
H7.1. Besluiten.	284
H7.2. Suggesties voor voortgezet onderzoek	287
H7.2.1. Onderzoek van de stabiliteit	287
H7.2.2. Verder onderzoek van de structurele sterkte. .	288
LITERATUURVERWIJZING	290

Boekdeel II

FIGUREN DEEL 1	318
HOOFDSTUK S1	319
HOOFDSTUK S2	324
HOOFDSTUK S3	325
HOOFDSTUK S4	328
HOOFDSTUK S5	333
HOOFDSTUK S6	337
HOOFDSTUK S7	345

HOOFDSTUK S8	351
HOOFDSTUK S9	366
HOOFDSTUK S10.	386
HOOFDSTUK S11.	389
FIGUREN DEEL 2	393
HOOFDSTUK H1	394
HOOFDSTUK H2	402
HOOFDSTUK H3	418
HOOFDSTUK H4	435
HOOFDSTUK H5	467
HOOFDSTUK H6	471
APPENDICES	472
APPENDIX S A1. Uittreksel uit "The stability of rubble mound breakwaters in deeper water" - Report of a working group of the Permanent Technical Committee II of P.I.A.N.C. (1985)	473
APPENDIX S A2. Definitie van wateroverdruk ten gevolge van getijdewerking.	476
S A2.1. Rechtstreekse aflezing van de wateroverdruk. .	476
S A2.2. Wateroverdruk op basis van de halftijcurven. .	479
S A2.3. Getijwateroverdrukken.	483
S A2.4. Benadering van de overdrukken door amplitude- damping.	484
S A2.5. Bespreking	487
APPENDIX S A3. Opstelling van de vergelijking die de waterdrukvoortplanting ten gevolge van getijdewerking in de grondlagen onder de zeebodem beschrijft.	497
S A3.1. Bewegingsvergelijkingen.	497
S A3.2. Continuïteitsvergelijking	498

S A3.2.1. In- en uitstromend volume water in het grondvolume dx.dz.1	498
S A3.2.2. Berging van water in het element dx.dz.1 . .	499
S A3.2.3. Behoud van massa zeewater in het element dx.dz.1	503
S A3.3. Afleiding van de differentiaalvergelijking . .	503
APPENDIX S A4. Variatie van de porienwaterdruk en de korrelspanning ten gevolge van de waterpeilvariatie op zee	504
APPENDIX S A5. Oplossing van differentiaalvergelijking (S10.7) of (S10.15)	507
APPENDIX H A1. Literatuuroverzicht betreffende schade aan deklagen van golfbrekers.	511
H A1.1. Schade in het algemeen	511
H A1.2. Breekbaarheid van grote deklaagelementen . . .	512
H A1.3. Het percentage gebroken elementen en de plaats waar ze zijn gevonden	516
H A1.4. Gevolgtrekkingen uit het feit dat een klein percentage deklaagelementen gebroken zijn. . .	518
APPENDIX H A2. Vergelijkend laboratoriumonderzoek : onderlinge vergelijking van de proef- resultaten op grafiek - schade in functie van H_s	520

ALGEMENE INLEIDING

Golfbrekers zijn per definitie constructies waarop de golven breken. Afhankelijk van de kruinhoogte zijn ze overtopbaar of niet overtopbaar. Ze mogen niet verward worden met de lage strandhoofden ter bescherming van de stranden tegen erosie. Golfbrekers worden voornamelijk gebouwd ter bescherming van havens, dus als havendam. In principe kunnen we drie basistypes van havendammen onderscheiden :

- caissondammen : havendammen met verticale wand
- taluddammen : havendammen met de zeewaarts begrenzing onder talud, de zogenaamde stortsteendammen; zij vormen de voorname groep
- dammen van het gemengde type : havendammen die tot op een bepaalde hoogte opgebouwd zijn uit stortsteen met daarboven een caisson.

Dit werk handelt alleen over de stortsteendam

(E : rubble-mound breakwater).

De bedoeling van dit proefschrift is tweevoudig :

- het voorstellen van een methode voor de studie van het algemeen glijdingsevenwicht van de taluds van een stortsteengolfbreker (deel 1)
- het voorstellen van een nieuw deklaagelement, de HARO ¹, voor de bescherming van het zeewaarts talud van golfbrekers tegen golfwerking (deel 2)

Als dusdanig zullen we aandacht besteden aan de macrostabiliteit (stabiliteit van het talud in zijn geheel) en aan de microstabiliteit (de stabiliteit van de samenstellende delen) van de taluds van stortsteengolfbrekers. Het zeewaarts talud is het zwaarst belast en zal dan ook de meeste aandacht krijgen.

¹ de naam HARO is geregistreerd door HAECON N.V.

De studie van dit zeewaarts talud, en vnl. de studie van het algemeen glijdingsevenwicht is een zeer complex probleem. Bij de benadering van dit probleem hebben wij ons vaak laten leiden door een uitspraak (ca 1975) van em. Prof. Dr. Ir. E. De Beer : "Als U voor een complex probleem staat, probeer het dan zo ver als mogelijk te doorgronden, maak desnoods een vereenvoudiging, als het moet zelfs een karikatuur maar draag er steeds zorg voor dat U begrijpt, dat U fysisch ziet, voelt ... wat uw model doet".

In hun publikatie "Geohydraulic investigation of rubble mound breakwaters" (1988 stellen Bürger W. et al. :

"In addition, it is known that slip-circle stability calculations according to BISHOP's method should include the excess pore pressure build-up induced by storm waves within the rubble mound structure and underneath the breakwater toe. The most important characteristics needed for these calculations are the shear resistance parameters of the materials composing the foundation soil and the breakwater, as well as the maximum pore pressure distribution along a potential slip surface..."

However, a simple reliable method for assessing maximum pore pressure distribution under extreme wave loading and which is suitable for design purposes is not yet available. Such a method should include only the most relevant input parameters, i.e. the water depth and the incident wave parameters in front of the breakwater, the geometry of the structure and the hydraulic properties of the material composing the breakwater and the subsoil".

Dit werk is in die geest opgevat en voorgesteld. Verder wordt het standpunt ingenomen dat de voorgestelde berekeningsmethodiek resp. het deklaagelement bruikbaar moeten zijn in de ingenieurspraktijk. Dit wil zeggen dat :

- b.v. voor de stabiliteitsberekeningen, factoren die in de theoretische formulering voorkomen, slechts behouden blijven indien ze het eindresultaat merkkelijk beïnvloeden, zoniet worden deze factoren weggelaten, uiteraard na het beperkte belang aangetoond te hebben (zie b.v. hoofdstuk S10).
- b.v. voor de HARO, gestreefd is naar een eenvoudige robuuste vorm.

Vooraf t.b.v. het eerste deel dienen verschillende facetten van de golfbreker beschouwd : b.v. schuifweerstandskarakteristieken van stortsteen, golfoploop op het talud, waterdrukken in de dam, waterdrukken in de grondlagen onder de zeebodem,...

Elk facet is zo diep behandeld als relevant voor het uiteindelijk doel : nl. de studie van het algemeen glijdingsevenwicht.

Wij zijn er ons ten volle van bewust, dat bepaalde facetten/onderdelen, dieper zijn behandeld door andere onderzoekers. Zij hebben dan al hun inspanningen geconcentreerd op dat bepaald probleem, dat m.b.t. de algemene stabiliteit slechts één van de schakels in het geheel is. Vaak hebben wij ons moeten dwingen te stoppen bij het uitdiepen van b.v. golfoploop, druk in de dam,... om te voorkomen dat dit, gezien in het geheel, meer aandacht kreeg dan noodzakelijk. Een kwestie van door de bomen het bos nog te zien !

Met betrekking tot de vorm vestigen we nog de aandacht op het volgende :

- de nummering van hoofdstukken, paragrafen, figuren en tabellen van het eerste, resp. tweede deel begint met S (Stabiliteit) resp. H (HARO)
- tenzij anders vermeld zijn alle peilen op de figuren, in de tekst, in de tabellen ... Z-peilen (G.L.L.W.S. + 0,08/m)

- in het werk is er continu sprake van getijde- en golfwerking. Juister omschreven worden hiermee de getijgolf en de windgolven bedoeld, voor de eenvoud hebben we dit kortweg getijde resp. golf genoemd.

DEEL 1
ALGEMEEN GLIJDINGSEVENWICHT
VAN DE TALUDS VAN EEN
STORTSTEENGOLFBREKER

HOOFDSTUK S1

ALGEMENE SITUERING EN METHODOLOGIE

De bedoeling van het eerste deel van dit proefschrift is het voorstellen van een berekeningsmethodiek voor de studie van het algemeen glijdingsevenwicht van de taluds, vnl. het zeewaarts talud, van een stortsteengolfbreker.

In het eerste hoofdstuk wordt de stand van zaken in verband met het onderzoek van dit onderwerp geschetst en wordt de methodologie die zal worden gevolgd kort uiteengezet. Allereerst wordt het type-profiel van een stortsteengolfbreker beschreven.

S1.1. Type-profiel

Figuur S1.1 toont een type-dwarsprofiel van een overtopbare en een niet overtopbare golfbreker. Aan de hand van de beschrijving van deze type-dwarsdoorsneden wordt de nomenclatuur die verder in dit werk zal worden aangehouden, verduidelijkt.

Het dwarsprofiel van een golfbreker in stortsteen is trapeziumvormig en is in essentie opgebouwd uit een stapeling van losse materialen. Deze moeten in grote hoeveelheden beschikbaar zijn, een economisch aanvaardbare prijs hebben en bij voorkeur een grote volumieke massa hebben (b.v. stortsteen of betonblokken).

Men onderscheidt twee types stortsteendammen :

- a) overtopbaar: met mogelijke overslag van water.
- b) niet overtopbaar: met zeer beperkte overslag van water.

Overtopbare dammen worden gebouwd als in het gebied achter de golfbreker geen havenactiviteiten worden uitgevoerd. De golfbreker vervult alleen een geleidende functie of dient voor het scheppen van een aanvaardbaar golfklimaat in de haven.

Niet overtopbare dammen worden gebouwd als in het te beschermen gebied dokken en haventerreinen, voor overslag en tijdelijke opslag van goederen, worden uitgebouwd. In dit geval wordt aan de havenzijde van de dam een zandaanvulling aangebracht. Tussen de stortsteendam en de zandaanvulling wordt een filter geplaatst om het doorspoelen van zand doorheen de golfbreker naar de zee te verhinderen. Type b) wordt eveneens gebouwd indien op de havendam een dienstweg wordt aangelegd en dit zeker als deze weg steeds toegankelijk moet zijn.

De basisprincipes voor de constructie van een stortsteengolfbreker zijn :

- opbouw in verschillende lagen
- iedere laag moet zo worden opgebouwd dat de elementen van de onderliggende laag niet doorheen de openingen in de beschouwde laag kunnen worden verplaatst
- de deklaag moet kunnen weerstaan aan de ontwerpwaterstand en ontwerp golf (b.v. waterstand en golfhoogte met een terugkeerperiode van 100 jaar)
- in afwachting dat de bovenliggende lagen opgebouwd uit zwaardere elementen worden aangebracht, moet elke laag kunnen weerstaan aan tijdelijke golfomstandigheden (b.v. golfhoogte met een veel kleinere terugkeerperiode)

S1.2. Mogelijke schadepatronen, respectievelijk schade-oorzaken

Een golfbreker kan op meerdere wijzen, en vooral ten gevolge van meerdere oorzaken, beschadigd worden. Clifford J.E. (1983) globaliseert en kijkt naar het schadepatroon (fig. S1.2) terwijl Bruun P. (1979) en Bruun P. et al. (1981) meer in detail gaan (fig. S1.3). Zij zetten 11 oorzaken van schade op een rij:

- 1) Deklaagelementen worden uit de deklaag "geslagen" door overstortende golven.
- 2) Deklaagelementen worden uit de deklaag gelicht door zogenaamde "lift-forces" als gevolg van een combinatie van stroomsnelheden van het water in de teruglopende golf, snelheden in de aankomende golf en hydrostatische druk vanwege het water in de dam.
- 3) Algemene glijding van de deklaag op de filterlaag : dit treedt voornamelijk op bij steile taluds, met grote deklaagelementen op een te fijne onderlaag, die onderhevig zijn aan hoge golven met een lange periode.
- 4) Geleidelijk optreden van schade in de deklaag te wijten aan "vermoeiing" : deklaagelementen oscilleren, daarna verplaatsen ze zich, aanvankelijk weinig doch steeds meer, uiteindelijk verdwijnen ze uit de deklaag.
- 5) Ondermijnen van het golfscherm of meer algemeen van de massieve kruinconstructie.
- 6) Overtopping is steeds gevaarlijk zowel voor de stabiliteit van de kruinconstructie zelf als voor het binnentalud.
- 7) Doorspoeling onder, en oplichting van de kruinconstructie kan optreden als de laag juist onder de kruinconstructie zó grof is dat bij oplopende golf water in massa doorheen deze laag stroomt.

- 8) Erosie vóór de teen van de dam : is voornamelijk een probleem bij golfbrekers gebouwd in relatief ondiep water. Door golfterugloop (E : downrush) worden dan gronddeeltjes losgewoeld. Indien tegelijkertijd vóór de dam een langsstroom bestaat, worden de losse deeltjes weggevoerd waardoor zeer snel erosieputten kunnen ontstaan.
- 9) Algemene glijding in de ondergrond : een glijvlak ontwikkelt zich in de dam en in de grondlagen onder de oorspronkelijke zeebodem.
- 10) Gebrek aan degelijkheid van de gebruikte materialen. Degelijke materialen zijn harde stortsteen zonder barsten, beton dat weerstandbiedend is aan marien milieu, deklaagelementen die niet breken, ...
- 11) Pover vakmanschap.

Niet alleen het ontwerp van de golfbreker en de gebruikte materialen moeten goed zijn, ook de verwerking van de materialen moet volgens de regels van de kunst gebeuren en dit in vaak uiterst moeilijke meteorologische omstandigheden. Variaties in materialen (punt 10) maar ook in verwerking kunnen plaatselijk een beperkte stabiliteit tot gevolg hebben.

10) en 11) zijn moeilijk lokaliseerbaar op de dwarsdoorsnede omdat ze betrekking hebben op elk onderdeel van de dam.

Schadepatronen 3) en 9) kunnen aan mekaar verwant lijken. Breukfiguren, oorzaken en gevolgen zijn niet volledig los te koppelen maar zijn wel van elkaar te onderscheiden:

	3)	9)
Breuk-figuur	<ul style="list-style-type: none"> - deklaag schuift naar beneden als één geheel - berm slechts beperkt aangetast - kan zich voordoen zonder beschadiging van de kruinconstructie 	<ul style="list-style-type: none"> - deklaag, onderlaag, deel van de kern, berm en grondmassief schuiven af (diep glijvlak) - kruin meestal aangepast
Oorzaak	<ul style="list-style-type: none"> - plaatselijke waterdrukopbouw t.g.v. golfimpact - gebrekkig contact deklaag-filterlaag (*) 	<ul style="list-style-type: none"> - grondmechanische instabiliteit van het geheel (schuifweerstand langs glijvlak in damkern en in ondergrond overschreden)
Gevolg	<ul style="list-style-type: none"> - ontstaan van openingen bovenaan in de deklaag 	<ul style="list-style-type: none"> - wegzakken van zee- waarts deel van de dam

(* : Bruun P. et al., 1976; Bruun P. et al., 1977)

Wij menen dat er aan deze 11 schadeorzaken zeker twee dienen toegevoegd:

12) Breken van deklaagelementen

De laatste decennia zijn meerdere golfbrekers gebouwd in diep water waar het golfklimaat niet door de waterdiepte beïnvloed is (grote golfhoogte, maar vooral lange periode en dus grote golflengten). Opdat de deklaagelementen niet te zwaar zouden worden, is vaak gebruik gemaakt van elementen met goede inhaking en hoge stabiliteitscoëfficiënt K_D . De stabiliteitscoëfficiënt K_D , gebruikt in de formule van Hudson, is een karakteristiek voor een bepaald deklaagelement. Hoe groter K_D hoe beter het element aan de golven weerstaat, dus hoe lichter het element mag zijn.

Vooral de tetrapode en de dolos zijn veel toegepast. Zodra het golfklimaat vereist dat zelfs deze "slanke" deklaagelementen een groot gewicht dienen te hebben, stelt zich het probleem van het breken van de deklaagelementen zelf. Als de massa meer dan 20 ton bedraagt wordt het probleem van brekende deklaagelementen acuut (Nielsen A. H. et al., 1979).

Dit schadepatroon wordt uitvoerig behandeld in het tweede deel van dit proefschrift, waarin de HARO wordt voorgesteld.

13) Gebrekkige werking van de filter tussen damkern en zandaanvulling.

Voor niet overtopbare dammen, voorzien van een zandaanvulling aan de havenzijde, is het in gebreke blijven van de filter tussen damkern en zandaanvulling eveneens een vaak voorkomende schadeoorzaak. Indien de filter niet zanddicht is, wordt door golfwerking het zand letterlijk door de dam heen naar zee gezogen. Hierdoor kunnen plaatselijk putten ontstaan welke aanleiding geven tot wegverzakking, beschadiging van rioleringen, leidingen,... Dit schadevoorkomen lijkt weinig spectaculair doch is voor de latere uitbating zeer hinderlijk.

De schadeoorzaken 1 - 11, aangevuld met 12) en 13) kunnen samengebracht worden onder volgende gemeenschappelijke noemers :

- stabiliteit van de deklaag (1, 2, 3, 4, 10, 11 en 12)
- stabiliteit van de kruin (5, 6, 7, 10, 11)
- algemene grondmechanische stabiliteit van het zeewaarts talud (8, 9, 10, 11)
- filterwerking (13, 10, 11).

S1.3. Ontwerpfilosofie van een stortsteendam

In het ontwerp van een stortsteengolfbreker dienen voor- eerst alle onderdelen van de constructie afzonderlijk beschouwd te worden en tenslotte de constructie als geheel (zie b.v. Baird W.F., 1979). Volgende delen van de constructie dienen afzonderlijk bestudeerd te worden :

- de breukstenen : kwaliteit en gewichtsverdeling
- de stabiliteit van de kern van de dam tijdens de bouw
- stabiliteit van de onderlagen of tussenlagen
- de deklaagelementen zelf
- stabiliteit van de deklaag
- stabiliteit van de kruinconstructie
- studie van de filter tussen het damlichaam en de onderliggende grond (klei, zand, ...) enerzijds en tussen het damlichaam en een eventuele zandopspuiting anderzijds.
- studie van de fundering met o.m. de algemene grondmechanische stabiliteit van de dam, de zettingen,...
- ...

De voornaamste studieonderdelen zijn :

- stabiliteit van de deklaag
- algemene grondmechanische stabiliteit

Er is echter een duidelijk verschil tussen deklaagstabiliteit en algemene grondmechanische stabiliteit, zowel qua stand van zaken in het onderzoek als qua dagelijkse praktijk.

- a) Aangaande de stabiliteit van deklagen op golfbrekers is tot dusver zeer veel fundamenteel onderzoek verricht: mathematisch en proefondervindelijk. Daardoor zijn heel wat formules beschikbaar : b.v. Iribarren R.C., 1965; Hudson R., 1958; e.a. (N., Final Report of the International Commission for the

Study of Waves, 1976) en later Van der Meer J.W., 1988. Deze formules zijn aangepast aan, resp. bevestigd door experimenteel onderzoek. Bovendien behoort het tot de vaste praktijk in het kader van een ontwerp van een golfbreker, proeven op fysisch model m.b.t. de deklaagstabiliteit uit te voeren (golfgoot-, respectievelijk golfbakonderzoek).

- b) Betreffende de algemene grondmechanische stabiliteit van golfbrekers beperkt men er zich meestal toe de ervaring i.v.m. stabiliteit van taluds, opgedaan op land, te extrapoleren naar het werkgebied off-shore. Dit is alleen correct wat de statische belasting betreft : b.v. golfbreker met stil water op zee in zones zonder noemenswaardige tijwerking.

Een greep uit de literatuur leert dat vaak geen, of slechts zeer rudimentair, rekening wordt gehouden met de dynamische invloeden van getij en golven.

- Quinn A.D. (1972) geeft voor golfbrekers, die zijn gefundeerd op een weinig draagkrachtige zeebodem, volgende aanbeveling:

"Whenever a rock-mound breakwater is to be constructed on a soft bottem it is important first to place a layer of rock over the bottem for a width considerably wider than the base of the breakwater. The purpose of this is not only to distribute the load over a wider base but also to prevent shear failure and erosion of the underlying soil at the toe of the rock mound. The base should have a thickness and shearing strength which will provide a factor of safety of not less than 1.5 against a shear failure at the toe, and it should extend out sufficiently far so that the critical plane of failure will have to pass through its base. Fig. S1.4 illustrates this principle. ..."

Quinn stelt dat de veiligheidscoëfficiënt $F \geq 1,50$ moet zijn, wat duidelijk groter is dan de gebruikelijke $F = 1,30$. ($F =$ schuifweerstand τ_f ; schuifspanning τ). Hierbij dient wel gesteld dat een veiligheidscoëfficiënt normaliter de heterogeniteit in de materialen, de noodzakelijke benaderende aannamen in de uitgangshypothesen en de schematisaties in de berekeningsmethoden, ... moet dekken. De voor de studie van de grondmechanische stabiliteit o.i.v. golfwerking, voorgestelde hogere veiligheidscoëfficiënt wordt veel eer een "onwetendheidscoëfficiënt" dan wel een veiligheidscoëfficiënt in de werkelijke zin van het woord. Zonder meer toepassen van dit principe kan aanleiding geven tot hetzij hoog materiaalverbruik en dus dure oplossingen, hetzij oplossingen die niet eens veilig zijn.

- Fischer J.A. et al. (1975) onderscheiden twee te beschouwen belastingsgevallen : enerzijds brekende golven en anderzijds de zgn. "rapid drawdown"-situatie.

Voor het belastingsgeval met brekende golven :

"It can easily be seen from fig. S1.5 that the breaking wave force will increase the tendency of failure toward the inner slope of the breakwater while decreasing the driving forces on the seaward slope. ..."

Uiteraard vervalt dergelijke mogelijke breukfiguur als aan de havenzijde van de golfbreker een zandaanvulling wordt aangebracht.

De zogenaamde "Rapid drawdown condition" wordt voorgesteld als zijnde uitzonderlijk maar mogelijk en dient dus beschouwd te worden :

"A conservative rapid drawdown condition can be assumed to be to the highest water level in the rockfill from the design wave, drawn down along the sloping

interface of breakwater armor units and rock or rockfill to the lowest possible water level outside the breakwater. This rapid drawdown condition is illustrated on a conceptual sketch shown on fig. S1.6."

- Toppler J.F. et al. (1982) stellen :

"... An aspect of breakwater design that has received little attention in the past is the geotechnical stability of the rubble mound. With the increased construction depths in deeper waters, this has become an important design consideration. There is the natural tendency to design with steeper slopes in relation to the armor weight in order to reduce the volume of the structure. Slopes of 1:1.5 and even steeper have been used. With shallow water breakwaters this may be acceptable but for deep water breakwaters when the core on its own becomes a significant structure, this practice is not acceptable. ... The results of analysis performed indicate the formation of slip circles in the rubble mound core. Furthermore outer and even inner slopes of 1:1.5 show marginal stability with an inadequate safety factor. ... Therefore the design of the outer and inner slopes cannot be based on the stability of the armor units alone, as has been done in the past, but it must also reflect the geotechnical stability of the structure."

Toppler et al. benadrukken dat glijoppervlakken in de dam dienen beschouwd. Zij gaan voorbij aan diepe glijvlakken.

- Koutitas C. (1982) presenteert een "Numerical model for rubble mound breakwaters stability".
Het model berekent de waterdrukken en stroomsnelheden in het damlichaam doch levert opnieuw alleen resultaten met betrekking tot de stabiliteit van de deklaag zelf.

mid 70's bij Leeuwarden

De algemene grondmechanische stabiliteit onder invloed van golf-, resp. getijwerking komt niet aan bod.

- Vanaf 1983, wordt dieper ingegaan op de algemene grondmechanische stabiliteit van golfbrekers. Barends F.B.J. et al. (1983) beschouwen enkel glijvlakken die zich volledig in het damlichaam zelf ontwikkelen : dus zogenaamde "omhoog gedreven" glijvlakken (b.v. op een rotsachtige ondergrond). Barends F.B.J. et al. (1985) brengt eventuele vervloeiing ten gevolge van golfwerking vóór de teen van de dam in rekening. Wateroverdrukken ten gevolge van getijdewerking worden niet vermeld. De hiervoor vermelde bemerkingen vestigen alleen de aandacht op de beperkingen. De publikaties zijn echter zonder meer, wetenschappelijk zeer hoogstaand.

Tenslotte vermelden we nog een tweetal voorbeelden uit de dagelijkse praktijk :

- Chew S.Y. et al. (1980) beschrijven een ambitieus landwinningsproject in Singapore: 360 hectare wordt gewonnen op de zee. De opspuiting wordt aan de zeezijde beschermd door een zeewering van 10,2 m hoogte. Wat de stabiliteit van het zeewaarts talud betreft wordt vermeld :
"... With known soil strength parameters obtained from offshore soil investigation and the trial dimensions for a given section as inputs for using a proprietary computer programme (Bishop method) numerous analyses were carried out to obtain a design with a minimum factor of safety of 1.30 against slip failure. Final design sections adopted have factors of safety slightly over 1.30 and are founded on firm clay layer between upper and lower marine clay strata. An example

of the results of one actual slip circle analysis is shown in fig. S1.7."

- Murray M. et al. (1990) behandelen een zgn. "bermgolfbreker" van 16,20 m hoog. Vanaf de zeebodem treft men opeenvolgend aan : 4 m fijn zand, 8 m zeer slappe klei, zand. De afmetingen van de zgn. "geotechnical berm" zijn bepaald door statisch te rekenen. Dit leidde tot volgende afmetingen : 6 m dik en 42 m lang; enorm materiaalverbruik zonder eigenlijk goed te weten of het nodig is of niet (fig. S1.8).

We kunnen dus besluiten dat het probleem van de dynamische werking van golven en getij ofwel genegeerd wordt ofwel opgelost wordt door de vereiste veiligheid te verhogen. Men blijft steeds statisch rekenen. Alleen Barends et al. houden rekening met de dynamische impact.

In augustus '85 wordt de stand van zaken terzake verwoord in "The stability of rubble mound breakwaters in deeper water" - Report of a working group of the Permanent Technical Committee II of P.I.A.N.C. De paragraaf betreffende de grondmechanische aspecten is integraal overgenomen in appendix S A1. Het blijkt dat er nog veel onopgeloste problemen zijn.

Er dient echter opgemerkt dat in tegenstelling met de zuiver hydraulische stabiliteit van de deklagen de grondmechanische stabiliteit van een damlichaam onder golfaanval uiterst moeilijk rechtstreeks op fysisch model kan worden onderzocht :

- Modelproeven op grote schaal (tot 1/10, afhankelijk van de grootte in natuur, b.v. in de Deltagoot, De Voorst of in het Groszen Wellenkanal, Hannover...) zouden een aanduiding kunnen geven mits gepast op schaal brengen,

niet alleen geometrisch maar ook van de sterktekaracteristieken van het materiaal.

De beschikbare proefinstallaties zijn erop gericht de stabiliteit van de deklaag zelf te onderzoeken m.a.w. de stabiliteit van de deklaagelementen (oscilleren, verplaatsen, uitlichten van blokken en glijden resp. zetten van de ganse laag, ...). Bovendien zouden dergelijke proeven, indien ze mogelijk zijn, steeds zeer duur zijn en veel tijd in beslag nemen, waardoor het aantal proefresultaten steeds beperkt zal zijn.

- Proeven in een centrifuge zijn bedoeld om door opdrijven van de zwaartekrachtversnelling te komen tot een realistische weergave in model van de verhouding belasting t.o.v. weerstand. Doch hoe moeten tijwerking en golfaanval in een model, ingebouwd in een centrifuge, worden gesimuleerd? Proeven m.b.t. grondwaterstroming vergen reeds een zeer speciale aanpak (Carpentier R., 1973; Almeida M.S.S., 1985; Nelissen H.A.M., 1988;...).

De grondmechanische stabiliteit bij het ontwerp van golfbrekers moet dus mathematisch geanalyseerd worden. Hierbij kunnen we gebruik maken van de algemeen aanvaarde mathematische modellen, bv. Fellenius W. (1936), Janbu N. (1954 a en b), Bishop A.W. (1955), Morgenstern N.R. et al. (1965), ... betreffende het glijdingsevenwicht van taluds.

Zoals verder in dit werk beschreven worden de invoergegevens in voorafgaande hydraulische studies bepaald. Zij worden zoveel als mogelijk ondersteund door resultaten van fysische modelproeven en door metingen in situ.

S1.4. Methodologie

In de voorgaande paragrafen is aangetoond dat bij het ontwerp van een golfbreker niet alleen de dimensionering van de deklaag en

kruin aandacht verdient maar dat nazicht van de algemene stabiliteit van (vooral) het zeewaarts talud evengoed een vaste plaats verdient in het ontwerpscenario.

In dit proefschrift zal stapsgewijze worden beschreven hoe dit probleem d.m.v. een semidynamische berekeningsmethodiek kan aangepakt worden.

Steeds wordt getracht de relatie te leggen tussen een bepaald onderdeel van het studieproces en de uiteindelijke veiligheid tegen afschuiven. Teneinde dit mogelijk te maken wordt in hoofdstuk S2 de taludstabiliteit algemeen behandeld en wordt de formule van Bishop voorgesteld.

Opdat de diverse beïnvloedende factoren de gepaste aandacht zouden krijgen, worden in hoofdstuk S3 de resultaten van een gevoeligheidsanalyse voorgesteld.

Het basismateriaal voor de bouw van stortsteengolfbrekers is uiteraard stortsteen. Derhalve worden de voornaamste karakteristieken, vnl. de schuifweerstandskarakteristieken, in een afzonderlijk hoofdstuk S4 behandeld.

In de hoofdstukken S5, S6 en S7 wordt voorgesteld hoe we rekening kunnen houden met het bewegend water op zee. Elke factor krijgt die aandacht die hij op basis van de gevoeligheidsanalyse verdient. De watermassa vóór de teen van de dam wordt behandeld in hoofdstuk S5 terwijl in hoofdstuk S6 de watermassa op het talud wordt beschouwd. In hoofdstuk S7 wordt onderzocht hoe de waterdruk in de kern van de dam kan worden bepaald.

De waterdrukken in de grondlagen onder de zeebodem zijn eveneens afhankelijk van het steeds wijzigend oppervlak op zee : traag met het getijde, snel met de golven. Ter bepaling van de waterdrukvoortplanting onder de zeebodem zijn in het kader van de havenwerken te

Zeebrugge vier meetcampagnes uitgevoerd. In hoofdstuk S8 worden de resultaten van drie meetcampagnes, waarbij enkel de getijdeïnvloed werd opgemeten, verzameld. Hoofdstuk S9 handelt over de meer gesofistikeerde metingen ter bepaling van de golfïnvloed. Uit al deze metingen blijkt dat de drukschommeling ter hoogte van de zeebodem zich gedempt voortplant in de diepte.

Vertrekkend van deze vaststelling is in hoofdstuk S10, uitgaande van de grond- en golfkarakteristieken, de vergelijking die deze demping beschrijft, opgesteld. Tenslotte worden in hoofdstuk S11 de meetresultaten met de berekende dempingswet vergeleken en zijn in hoofdstuk S12 de besluiten en suggesties voor verder onderzoek opgenomen.

HOOFDSTUK S2

HET EVENWICHT VAN EEN TALUD VOLGENS DE METHODE VAN
BISHOP

In dit hoofdstuk wordt slechts een korte schets gegeven van de gevolgde methode voor het bepalen van de veiligheidscoëfficiënt tegen afschuiving van een talud.

De methode van Bishop wordt gebruikt enerzijds omdat uit de literatuur blijkt dat ze goede resultaten geeft voor taluds van stortsteendammen (Charles J.A. et al., 1984; Barends F.B.J., 1985) en anderzijds omdat de auteur meest ervaring heeft met deze methode (zie o.a. De Rouck J., 1973). Meer uitgebreid vindt men deze methode o.a. terug in De Beer E.E. (1959). Dit wil echter niet zeggen dat deze methode beter zou zijn dan andere hoger geciteerde methodes van Fellenius, Morgenstern & Price, Janbu, ... De onderlinge vergelijking van deze methodes valt echter buiten het kader van dit werk.

In een eerste paragraaf wordt de veiligheidscoëfficiënt F tegen afschuiven gedefinieerd. Aansluitend wordt de formule van Bishop opgesteld.

S2.1. Definitie van de veiligheidscoëfficiënt

We beschouwen de veiligheidscoëfficiënt betrokken op de gemiddelde schuifweerstand langs het glijvlak.

Op het element ds van het glijdingsoppervlak BC (fig. S2.1) werkt een korrelspanning ζ_k met een normaalcomponent σ' en een tangentiële component τ .

τ kan hoogstens gelijk worden aan τ_f , met

$$\tau_f = c' + \sigma' \operatorname{tg} \varphi' \quad (\text{S2.1})$$

τ_f : de schuifweerstand of de schuifspanning op het ogenblik van de breuk

c' : cohesie (effectieve spanningen)

φ' : hoek van inwendige wrijving (effectieve spanningen)

σ' : korrelspanning loodrecht op het beschouwde element ds

De gemiddelde waarde van τ_f langs boog BC is :

$$\tau_{m,f} = \frac{1}{\operatorname{arc} \widehat{BC}} \int_{\widehat{BC}} (c' + \sigma' \operatorname{tg} \varphi') ds \quad (\text{S2.2})$$

$$\tau_{m,f} = c' + \frac{\operatorname{tg} \varphi'}{\operatorname{arc} \widehat{BC}} \int_{\widehat{BC}} \sigma' ds \quad (\text{S2.3})$$

$$\frac{1}{\operatorname{arc} \widehat{BC}} \int_{\widehat{BC}} \sigma' ds = \sigma'_m \quad (\text{S2.4})$$

met σ'_m de gemiddelde waarde van de normale component van de korrelspanning σ' .

Dit leidt dus tot

$$\tau_{m,f} = c' + \sigma'_m \operatorname{tg} \varphi' \quad (\text{S2.5})$$

Anderzijds heeft de gemiddelde schuifspanning langs boog BC tot uitdrukking :

$$\tau_m = \frac{1}{\operatorname{arc} \widehat{BC}} \int_{\widehat{BC}} \tau ds \quad (\text{S2.6})$$

We kunnen nu echter τ_m verbinden met de veiligheidscoëfficiënten F_c en F_φ , betrokken op c' resp. φ' , door volgende betrekking:

$$\tau_m = \frac{c'}{F_{c'}} + \sigma'_m \frac{\text{tg } \varphi'}{F_{\varphi'}} \quad (\text{S2.7})$$

Beschouwen we de verhouding $\tau_{m,f}$ tot τ_m

$$\frac{\tau_{m,f}}{\tau_m} = \frac{c' + \sigma'_m \text{tg } \varphi'}{\frac{c'}{F_{c'}} + \sigma'_m \frac{\text{tg } \varphi'}{F_{\varphi'}}} \quad (\text{S2.8})$$

Wanneer nu $F_{c'} = F_{\varphi'} = F_{\varphi',c'}$ wordt

$$F_{\tau_m} = \frac{\tau_{m,f}}{\tau_m} = F_{\varphi',c'} \quad (\text{S2.9})$$

Als we $F_{\varphi'} = F_c$ nemen is de veiligheidscoëfficiënt dus gelijk aan de verhouding van de grenswaarde van de gemiddelde schuifspanning tot de gemiddelde waarde van de schuifspanning.

Dank zij (S2.2) en (S2.6) kan men F_{τ_m} ook als volgt schrijven:

$$F_{\tau_m} = \frac{\tau_{m,f}}{\tau_m} = \frac{\int_{\widehat{BC}} (c' + \sigma' \text{tg } \varphi') ds}{\int_{\widehat{BC}} \tau ds} \quad (\text{S2.10})$$

Krachtens de uitdrukking (S2.10) is de coëfficiënt F_{τ_m} de verhouding van de algebraïsche som van de schuifweerstandens langs het schuifvlak tot de algebraïsche som van de schuifspanningen optredend langs dit vlak.

Dit is echter geen juiste maat voor de veiligheid tegen glijding: niet de algebraïsche sommen zijn bepalend doch wel de vectoriële resultanten. In feite dient de veiligheidscoëfficiënt gedefinieerd te worden door de vectoriële uitdrukking:

$$F'_{\tau} = \frac{\int_{\widehat{BC}} (c' + \sigma' \text{tg } \varphi') ds}{\int_{\widehat{BC}} \tau ds} \quad (\text{S2.11})$$

In De Beer E.E. (1959) is echter bewezen dat, indien de verhouding

$\frac{c' + \sigma' \text{tg } \varphi'}{\tau}$ constant is en dus onafhankelijk van de ligging van het beschouwde punt, geldt:

$$F_{\tau_m} = F'_{\tau} \quad (\text{S2.12})$$

S2.2. Methode van Bishop ter bepaling van de veiligheidscoëfficiënt

De voornaamste kenmerken van de methode zijn:

- Bishop vertrekt van de algemene uitdrukking van de coëfficiënt F_{τ_m} (uitdrukking (S2.10)).
- Hij gaat uit van cirkelvormige glijvlakken.
- Hij verdeelt het afschuivingsmassief in verticale moten.
- De variatie van de korrelspanning langsheen het glijvlak wordt alleen bepaald door de diepte t.o.v. het maaiveld.
- Het fundamenteel kenmerk van de methode van Bishop is: Bishop neemt aan dat op elk element ds eenzelfde, voorlopig nog onbekende, fractie n van de schuifweerstand benut wordt.

Hij veronderstelt dus dat:

$$\frac{c' + \sigma' \text{tg } \varphi'}{\tau} = cte = n$$

Zodoende geldt de gelijkheid (S2.12).

Hij gebruikt dus de juiste definitie (S2.11) van de veiligheidscoëfficiënt.

Om uitgaande van de formule (S2.10) tot zijn formule te komen, schrijft Bishop :

- een momentenvergelijking om het middelpunt O van de cirkel
- een verticale projectievergelijking.

De geometrie van, en de krachten werkend op, een verticale moot zijn gegeven op fig. S2.2. De symbolen hebben de volgende betekenis :

G_1 : gewicht van de moot

Op de zijvlakken $m_1 n_1$ en $m_{1-1} n_{1-1}$ werken de reacties van de aanpalende moten. Deze zijn over het algemeen geheld t.o.v. de normale op de scheidingsvlakken.

$E_{1,n}$ en $E_{1-1,n}$: de normale componenten van deze reacties

$E_{1,t}$ en $E_{1-1,t}$: de tangentiële componenten van deze reacties.

β_1 : de gemiddelde helling van de glijcirkel langs de beschouwde moot (dus de helling van de raaklijn in het midden van de boog $m_1 m_{1-1}$)

R_1 : reactie op de boog $m_1 m_{1-1}$

T_1 : tangentiële component van R_1

N_1 : normale component van R_1

b_1 : breedte van de moot

r : straal van de cirkel

l_1 : afstand van middelpunt O tot werklijn van G_1

u : poriënwaterdruk op het oppervlakje $m_1 m_{1-1}$

Vertrekkend van S2.10 kan de veiligheidscoëfficiënt F_{τ_n} als volgt worden geschreven

$$F_{\tau_n} = \frac{\sum (c' + \sigma' \operatorname{tg} \varphi') ds}{\sum \tau ds} \quad (\text{S2.13})$$

De momentenvergelijking om het middelpunt O van de cirkel, voor het geheel der moten geschreven, geeft :

$$\sum G_1 l_1 = \sum T_1 r = r \sum T_1 \quad (\text{S2.14})$$

De inwendige krachten $E_{1,n}$ en $E_{1,t}$ verdwijnen twee per twee en komen dus niet tussen in de globale momentenvergelijking. Van de reactie R_1 komt enkel de tangentiële component T_1 tussen. Verder heeft men : $\tau ds = T_1$ als men $\widehat{m_1 m_{1-1}} = ds$ stelt, zodat

$$\sum G_1 l_1 = r \sum \tau ds \quad (\text{S2.15})$$

Ingevoerd in (S2.13) geeft dit :

$$F_{\tau_n} = \frac{r \sum (c' + \sigma' \operatorname{tg} \varphi') ds}{\sum G_1 l_1} \quad (\text{S2.16})$$

Het diagramma van de krachten die op een moot werken, is geschetst op fig. S2.3.

De vertikale projectievergelijking geeft :

$$G_1 + E_{1-1,t} - E_{1,t} - N_1 \cos \beta_1 - T_1 \sin \beta_1 = 0 \quad (\text{S2.17})$$

Rekening houdend met :

$$N_1 = (u + \sigma') ds$$

$$n = \frac{(c' + \sigma' \operatorname{tg} \varphi') ds}{\tau ds} = \frac{(c' + \sigma' \operatorname{tg} \varphi') ds}{T_1}$$

wordt (S2.17)

$$G_1 + E_{1-1,t} - E_{1,t} - (\sigma' + u) ds \cos \beta_1 \quad (\text{S2.18})$$

$$\text{of} \quad - \frac{c' + \sigma' \operatorname{tg} \varphi'}{n} ds \sin \beta_1 = 0$$

$$\sigma' ds \cos \beta_i + \sigma' ds \frac{\operatorname{tg} \varphi' \sin \beta_i}{n} =$$

$$G_i + E_{i-1,t} - E_{i,t} - u ds \cos \beta_i - \frac{c'}{n} ds \sin \beta_i$$

waaruit :

$$\sigma' ds = \frac{G_i + E_{i-1,t} - E_{i,t} - u ds \cos \beta_i - \frac{c'}{n} ds \sin \beta_i}{\cos \beta_i + \frac{\operatorname{tg} \varphi' \sin \beta_i}{n}} \quad (\text{S2.19})$$

Rekening houdend met (S2.19) en (S2.16) en na enige omvormingen (De Beer E.E., 1959) komen we tot de formule van Bishop (S2.20).

$$F_{t,n} = \frac{1}{\sum G_i \sin \beta_i} \sum \frac{c' b_i + \operatorname{tg} \varphi' (G_i - u b_i + E_{i-1,t} - E_{i,t})}{\cos \beta_i \left(1 + \frac{\operatorname{tg} \varphi' \operatorname{tg} \beta_i}{F_{t,n}} \right)} \quad (\text{S2.20})$$

In de praktijk kan men meestal de invloed van $E_{i-1,t}$ en $E_{i,t}$ verwaarlozen, zodat :

$$F_{t,n} = \frac{1}{\sum G_i \sin \beta_i} \sum \frac{c' b_i + \operatorname{tg} \varphi' (G_i - u b_i)}{\cos \beta_i \left(1 + \frac{\operatorname{tg} \varphi' \operatorname{tg} \beta_i}{F_{t,n}} \right)} \quad (\text{S2.21})$$

HOOFDSTUK S3

PARAMETERS DIE DE ALGEMENE STABILITEIT VAN HET TALUD VAN EEN GOLFBREKER BEPALEN

In dit hoofdstuk zal, met de formules van Bishop voor ogen, elke factor welke een invloed heeft op de uiteindelijke veiligheidscoëfficiënt kort worden besproken. Tevens zal het relatieve belang van elke factor onderzocht worden om de factoren te kennen die de grootste invloed hebben op de stabiliteiten dus meest aandacht verdienen.

Achtereenvolgens worden beschouwd :

- geometrie
- uitwendige belastingen
- karakteristieken van de onderscheiden lagen
- waterspanningen

S3.1. Algemene geometrie van de constructie

S3.1.1. Beschrijving

- Taludoppervlak : is in feite samengesteld uit de zeebodem vóór de dam, het bovenvlak van de teenconstructie, het taludoppervlak zelf en het bovenvlak van de hele kruinconstructie.

De hoogte van de golfbreker en dus van het talud wordt meestal bepaald door de hydraulische randvoorwaarden en door de uitbatingscriteria (b.v. overtopping al dan niet toegelaten).

De teenconstructie en de helling van het talud worden o.a. bepaald door de resultaten van de grondmechanische stabiliteitsberekeningen. Is de stabiliteit van een voorontwerp, bepaald op basis van het hydraulisch onderzoek, onvoldoende dan dient de geometrie aangepast, b.v.

talud verflauwen, teenconstructie aanpassen, tot aan de vereiste criteria is voldaan.

- Gelaagdheid : de algemene gelaagdheid die dient beschouwd voor het nazicht van het evenwicht van het talud is bepaald door de lagenopbouw onder de zeebodem en de opeenvolgende lagen van de golfbreker zelf (zie b.v. fig. S1.1)
- Ligging van het wateroppervlak die mee bepalend is voor de waterdrukken langs de potentiële glijvlakken.

S3.1.2. Normale toleranties

De volgende toleranties zijn zowel voor de ontwerper (m.b.t. de deugdelijkheid van het werk) als voor de uitvoerder (m.b.t. de uitvoerbaarheid van het werk) aanvaardbaar (Hedges T., 1983; N., Bestek Raamovereenkomst Buitenhaven Zeebrugge - deelcontract 5B2, Ministerie van Openbare Werken, 1982)

Nat werk :

De toleranties van nat werk zijn bepaald door de uitvoerbaarheid

- horizontale tolerantie : $\pm 1,50$ m
- verticale tolerantie t.o.v. het opgelegd peil :
 - * stortsteen met massa 1 - 3t, 3 - 6t : $\pm 1,50$ m
 - * stortsteen met massa < 1t : $\pm 1,00$ m
 - * grind : $\pm 0,50$ m

Normaliter wordt bij nat werk gewerkt naar een opgelegd peil. Zijn de te verwachten zettingen belangrijk dan dient de ontwerper hiermee rekening te houden bij het vastleggen van dit peil.

Droog werk :

- peil van het werkfront en peil van de kruin van de dam: tolerantie = 0 (op de zettingen na)
- dikte van de lagen, b.v. de tussenlagen

- * stortsteen 3 - 6t : $\pm 1,25$ m
- * stortsteen 1 - 3t : $\pm 1,00$ m
- afgewerkt talud van de deklaag t.o.v. de theoretische lijn. : $\pm 1,50$ m

Met betrekking tot de afwerking van een talud is het gebruikelijk als bijkomende voorwaarde te stellen dat de afwijking in meer of in min zich over maximaal 20 m lengte mag uitstrekken. Door het driedimensioneel effect zal de invloed op het glijdingsevenwicht van eventuele afwijkingen verwaarloosbaar zijn.

Tenslotte kan worden aangenomen dat de ligging van de scheidingslijnen tussen de verschillende lagen normaal gekend is tot op ca. 0,50 m nauwkeurig.

S3.2. Uitwendige belastingen: bovenbelasting en aardbeving

Met betrekking tot de bovenbelastingen zijn de aard (éénparig verdeeld, niet éénparig verdeeld, puntlast, ...) en de omvang bepaald door de uitbatingseisen. De belastingen zijn derhalve vrij goed gekend.

Aardbeving is een belastingsgeval op zich : Per bouwplaats dient de intensiteit van een mogelijke aardbeving bepaald. Verder dient onderzocht hoe men met een aardbeving rekening kan houden in de stabiliteitsstudie (bv. door invoeren van een horizontale en verticale versnelling). Dit is echter een studie op zich en valt buiten het kader van dit werk.

S3.3. De karakteristieken per laag

De voornaamste karakteristieken m.b.t. de algemene grondmechanische stabiliteit, van de materialen van het damlichaam en van de grondlagen onder de dam zijn :

- de volumieke (soortelijke) massa ρ van de grond : ze beïnvloedt rechtstreeks het aandrijvend moment en onrechtstreeks het weerstandbiedend moment

- de schuifweerstandskarakteristieken : ze beïnvloeden rechtstreeks het weerstandbiedend moment.

S3.3.1. De volumieke massa

Afhankelijk van de ligging van het materiaal t.o.v. het wateroppervlak dient volgende volumieke massa beschouwd :

- boven het wateroppervlak :
 - * ρ_d : droge volumieke massa of volumieke massa van de droge grond
 - * $\rho = \rho_d (1 + 0,01w)$: volumieke massa van de aardvochtige grond, met w = watergehalte in percent.
- onder het wateroppervlak :
 - ρ_{sat} : natte volumieke massa of volumieke massa van de verzadigde grond.

De volumieke massa van de grondlagen ter plaatse is een gegeven dat volgt uit het grondmechanisch onderzoek. De volumieke massa van de lagen in de golfbreker zelf wordt mee bepaald door de ontwerper. Om de hydraulische stabiliteit te verhogen dient gestreefd naar een maximale volumieke massa van de "korrels" (steen of beton) en naar een maximale porositeit of poriënvolume. Door deze hoge porositeit verkrijgt men een lage volumieke massa van de laag. Dit komt het glijdingsevenwicht ten goede.

De meest gebruikte materialen zijn stortsteen en beton.

- Stortsteen : gegeven zijnde de volumieke massa ρ_s van de steen kan de ontwerper en de uitvoerder slechts in zeer geringe mate de volumieke massa ρ_d van de stortsteenlagen beïnvloeden. Alleen door zeer gelijkvormige blokken te gebruiken zou ρ_d dalen. Dit heeft echter zoveel consequenties voor de uitbating van de steengroeve

dat dit de kostprijs van de stortsteen sterk zou verhogen. Vandaar wordt de stortsteen meestal volgens bepaalde aaneensluitende klassen (massa 2 - 300 kg, 300 - 1000 kg, 1-3 t, 3-6 t) geproduceerd en verbruikt. Deze klassen zijn zodanig bepaald dat de lagen hydraulisch stabiel zijn en de steengroeve economisch kan uitgebaat worden, zonder te streven naar een minimale ρ_d van de lagen.

- Beton : beton wordt gebruikt in de massieve kruinconstructie en in de deklaagelementen. Hier bepaalt de ontwerper de volumieke massa ρ_b van het beton (beton met normale of zware aggregaten) en via het poriënvolume, ook de volumieke massa ρ_d van de deklaag.

De HARO (zie deel 2) laat toe een poriënvolume van ca. 52% te bereiken. Een vergelijkbaar blok qua productie, namelijk de gegroefde kubus, wordt meestal gebruikt met $P = 45\%$. Met een volumieke massa voor beton $\rho_b = 2,3 \text{ t/m}^3$ geeft dit $\rho_d = 1,107 \text{ t/m}^3$ voor de HARO t.o.v. $1,265 \text{ t/m}^3$ voor de gegroefde kubus. De HARO laat dus toe ρ_d van de deklaag te verlagen, dit quasi met behoud van de dikte van de deklaag. Immers, de ρ_d van de deklaag drastisch verlagen doch de deklaagdikte eveneens sterk verminderen (COB/SHED-blok), komt de algemene grondmechanische stabiliteit niet ten goede, integendeel.

Meerdere stabiliteitsberekeningen hebben aangetoond dat de invloed van de variatie van de volumieke massa op de veiligheidscoëfficiënt duidelijk kleiner is dan de invloed van de variatie van schuifweerstandskarakteristieken of van waterspanningen langs een potentieel glijvlak.

S3.3.2. Schuifweerstandskarakteristieken

Bij het nazicht van het glijdingsevenwicht wordt met de effectieve schuifweerstandskarakteristieken ϕ' en c' gerekend en niet met de schijnbare karakteristieken u en c_u omdat in de voorgestelde berekeningsmethodiek de waterdrukken vooraf worden bepaald en als input dienen voor de stabiliteitsberekening. Voor de natuurlijke grondlagen worden ϕ' en c' bepaald in het grondmechanisch onderzoek. Indien grondverbetering, resp. grondvervanging nodig is bepaalt de ontwerper mee de karakteristieken van de grondlagen (De Wolf P. et al., 1980; De Rouck J., 1982; De Wolf P. et al., 1983a; Carpentier R. et al., 1985; Van Impe W.F. et al., 1985).

De variatie van de veiligheidscoëfficiënt F met ϕ' en c' volgt uit een gevoeligheidsanalyse : een spreiding in de waarde van ϕ' en c' geeft een spreiding in de waarde van F .

De analyse is uitgevoerd voor de dwarsdoorsnede van de golfbreker weergegeven op fig. S3.1. De golfbreker is gebouwd op geklept zand van - 12,20 tot - 3,00 (onder de kruin) resp. tot - 5,00 (onder de teen). Tussen - 12,20 en - 16,00 bevindt zich een weinig weerstandbiedende laag, de zgn. spekkoeklaag, bestaande uit een afwisseling van slappe kleilaagjes en dunne zandlaagjes. De dikte van deze laagjes varieert van enkele mm tot meerdere cm. Onder - 16,00 bevindt zich dichtgepakt natuurlijk zand.

De veiligheidscoëfficiënt F is bepaald door het potentieel afschuivend massief te isoleren : het gewicht van het massief enerzijds en alle uitwendig aangrijpende krachten anderzijds zijn afzonderlijk bepaald. Al deze krachten dienen als input voor de methode van Bishop (form. S2.21).

Beschouwen we opeenvolgend het geklept zand, de spekkoeklaag en de stortsteen.

Op basis van alle diepsondeerdiagrammen in het geklept zand te Zeebrugge (De Rouck J., 1982; De Wolf P. et al., 1983a) kan een gemiddelde veilige waarde $\phi' = 32^\circ$ met een mogelijke spreiding tussen 30° en 34° , worden bepaald.

Voor de weinig weerstandbiedende laag tussen - 12,20 en - 16,00 geven de resultaten van een reeks triaxiaal proeven, type c.u. met opmeting van de poriënwaterdruk, volgende veilige waarden : $c' = 3,50 \text{ kN/m}^2$ en $\phi' = 20^\circ$. Er is een spreiding $\Delta c' = 0,75 \text{ kN/m}^2$ en $\Delta \phi' = 2^\circ$ beschouwd.

Op fig. S3.1 bestaat de kern uit stortsteen 2-300 kg. Uit de beschikbare data volgt een veilige intrinsieke wet $c' = 10 \text{ kN/m}^2$ (haakweerstand), $\phi' = 40^\circ$. Een lineaire wet is te verantwoorden omdat er binnen een relatief klein spanningsgebied wordt gewerkt. Normaliter wordt de kwaliteit van de breuksteen continu gecontroleerd zodat er weinig spreiding op deze waarden te verwachten valt. Laat ons evenwel toch het uitzonderlijk geval, waarbij hetzij de haakweerstand c' daalt tot 50% van zijn waarde hetzij de wrijvingshoek ϕ' daalt tot 38° , beschouwen. Met de bovengrenzen symmetrisch t.o.v. de ondergrenzen verkrijgen we :

$$\begin{aligned} c' &= 10 \pm 5 \text{ kN/m}^2 & \text{en } \phi' &= 40^\circ \\ c' &= 10 \text{ kN/m}^2 & \text{en } \phi' &= 40^\circ \pm 2^\circ \end{aligned}$$

De hiervoor vermelde variaties van de schuifweerstandskarakteristieken van de verschillende lagen zijn verzameld in tabel S3.1.

	$\varphi' \pm \Delta\varphi'$ (°)	$c' \pm \Delta c'$ (kN/m ²)	$F \pm \Delta F$
geklept zand	$32^\circ \pm 2^\circ$	0	$1,25 \pm 0,05$
spekkoeklaag	$20^\circ \pm 2^\circ$	$3,5 \pm 0,75$	$1,38 \pm 0,08$
stortsteen	a) 40°	10 ± 5	$1,25 \pm 0,09$
	b) $40^\circ \pm 2$	10	$1,25 \pm 0.025$

Tabel S3.1. Variatie van F met φ' en c'

De in tabel S3.1 vermelde ΔF zijn verkregen door alleen de aangeduide $\Delta\varphi'$, respectievelijk $\Delta c'$ in te voeren waarbij alle andere karakteristieken onveranderd bleven.

S3.4. Waterdrukken.

S3.4.1. Definitie van de te beschouwen belastingsgevallen

Uit de geometrische gegevens en de volumieke massa van de lagen volgen de statische belastingen. Deze beïnvloeden rechtstreeks de aandrijvende krachten (G_1 in noemer van formule (S2.21)) en de weerstandbiedende krachten via de schuifweerstand (G_1 in teller van formule (S2.21)). Voor de bepaling van de effectieve schuifweerstand dienen de waterdrukken langs het potentiële glijvlak gekend te zijn: zowel in het damlichaam als in de onderliggende grondlagen.

Voor elk specifiek probleem dienen de te beschouwen belastinggevallen gedefinieerd. Een korte opsomming licht dit toe:

- er kan steeds een belastingsgeval omschreven worden als "geldend voor normale omstandigheden", rekening houdend met normale bovenbelasting op wegdek, normale gemiddelde gelaagdheid, ...

- het optreden van grondlagen met een specifieke geschiedenis (geologisch voorbelast, ontlast en opnieuw belast, ...) kan aanleiding zijn om een zeer specifiek belastingsgeval te beschouwen waarbij voor die bepaalde laag de residuele schuifweerstandskarakteristieken gelden
- bij het snel bouwen van een golfbreker (over de kop bouwen) zullen in de weinig doorlatende lagen overdrukken ontstaan (onvolledige consolidatie); dit dient als afzonderlijk belastingsgeval beschouwd
- aangezien golfbrekers per definitie constructies in zee zijn, zijn ze onderworpen aan getijdewerking en golfwerking. Met deze steeds veranderende waterstand op zee dient rekening gehouden bij het definiëren van de belastingsgevallen.

Vandaar zal bij bepaling van de waterdrukken steeds onderscheid worden gemaakt tussen:

- Belastingsgeval A: geen golfwerking doch wel getijdewerking.
Vergelijking met constructies op land leert dat de situatie met laagwater op zee de zwaarste belasting geeft:
 - * stabiliteit van de oevers van tijrivieren;
 - * stabiliteit van het opwaarts talud van stuwdammen: zgn. rapid drawdown situatie (plotse lediging van het bekken).
- Belastingsgeval B: golfwerking en getijdewerking.
Het meest kritisch moment volgt uit de meest ongunstige combinatie van getijde en golf: dit betekent het meest ongunstige tijdstip in de getijdencyclus gecombineerd met het meest ongunstige moment in de golfperiode. Het is juist één van de doelstellingen van dit werk dit moment te zoeken en te simuleren. Op basis van ervaring,

bevestigd door N., Supervision and control of long lateral embankments, (1990), kunnen vooraf wel enige aanwijzingen worden gegeven. Volgende omstandigheden zijn ongunstig voor de stabiliteit van het talud :

- * wateroppervlak hoog in de dam
- * wateroppervlak laag vóór de dam
- * stabiliserende drukken op het taludoppervlak minimaal
- * tegengewicht aan water minimaal, dus in principe golfdal afwaarts van het middelpunt van het cirkelvormig glijvlak.

S3.4.2. Belasting geval B : Bepaling van het meest kritisch moment.

a) In de golfperiode

De voormelde combinatie (water hoog in de dam, laag vóór de dam, stabiliserende drukken minimaal, tegengewicht minimaal ...) treedt op op het ogenblik van, en een fractie van de golfperiode na, maximum golfoploop : net op het ogenblik dat de "stuwende" (stabiliserende) kracht van de aankomende golf overgaat in een "trekkende" (aandrijvende) kracht bij het begin van de golfsterugloop.

Berekeningen voor een dwarsprofiel vergelijkbaar met fig. S3.1 tonen dat de veiligheidscoëfficiënt op het ogenblik van de maximum golfoploop duidelijk kleiner is dan erna ($F = 1,29$ bij maximum oploop; $F = 1,48$ en $F = 1,56$ resp. $0,8$ s ($0,089$ T) en $1,3$ s ($0,144$ T) later).

Dit is in tegenstrijd met de veel verspreide mening dat maximum golfsterugloop of golfdal de meest ongunstige situatie is. Het ogenblik waarbij het golfdal optreedt vóór het talud is inderdaad het meest ongunstig moment voor glijvlakken welke zich volledig in het stortsteenmassief ontwikkelen dus zgn. omhooggedreven glijvlakken

omdat binnen dergelijke glijvlakken het verhang maximaal is.

Wordt de golfbreker gebouwd op zand, klei, ... dan dienen vooral diepergelegen glijvlakken beschouwd. Het uittredepunt van het glijvlak (afwaarts snijpunt met de zeebodem) bevindt zich dan verder van de dam. De watermassa verder van de dam bepaalt mee de stabiliteit.

Figuur S3.2 geeft het verloop van het golfoppervlak op het talud gedurende een hele golfperiode. Deze figuur toont duidelijk dat bij maximum golfsterugloop de volgende golftop tot op korte afstand van het talud is genaderd. De watermassa onder deze golftop werkt met betrekking tot het algemeen glijdingsevenwicht langs diepergelegen glijvlakken als stabiliserend tegengewicht of, anders verwoord, als stabiliserende druk op de zeebodem vóór het talud.

b) In de getijdencyclus

Indien het golfklimaat bepaald is door de waterdiepte blijkt dat bij H.W., dus met grotere golf, de veiligheidscoëfficiënt duidelijk kleiner is dan bij L.W.

($F = 1,29$ voor G.H.W.S. + $4,62$ t.o.v. $F = 1,67$ voor G.L.W.S. + $0,32$).

Indien de golfhoogte niet beperkt is door de waterdiepte dient gezocht naar het meest ongunstige moment in de getijdencyclus, hierbij steeds werkend met maximum golfoploop.

S3.4.3. Invloed van de waterdrukken

De waterdrukken beïnvloeden de algemene grondmechanische stabiliteit via

- druk op het taludoppervlak
- waterdruk langs het deel van het glijvlak in de dam

- waterdruk langs het deel van het glijvlak in de diepergelegen lagen

S3.4.3.1. Druk op het taludoppervlak

Indien het geval van overstortende golfbreking buiten beschouwing wordt gelaten, wordt de waterdruk op het taludoppervlak rechtstreeks bepaald door de vorm van de aankomende golf. Dit geldt dus voor niet brekende golven, reeds gebroken golven en benaderend ook voor oplopende golfbreking.

Figuur S3.3 toont de invloed van de vorm van de oplopende golf op de veiligheidscoëfficiënt F . De lijn C is afgeleid uit foto's genomen tijdens een golfgootonderzoek op schaal 1/40. Om de invloed van de golfvorm op de veiligheidscoëfficiënt F te kennen zijn nog 4 golfvormen, die C benaderen, beschouwd. Figuur S3.3 toont dat de invloed van een beperkte verandering van de golfvorm quasi verwaarloosbaar is. Er is vooral geen duidelijke dalende of stijgende trend te onderkennen.

S3.4.3.2. Waterdruk langs het deel van het glijvlak in de dam.

Om na te gaan in welke mate de veiligheidscoëfficiënt langs diepe glijvlakken varieert met de drukwet in de dam hebben we voor de doorsnede van fig. S3.1 de waterdruk laten variëren in de kern van de dam. Als eerste geval zijn de waterdrukken hydrostatisch verondersteld t.o.v. het wateroppervlak in de dam; dit wateroppervlak sluit aan op de oplopende golf op het talud. O.a. gebaseerd op proeven in Hannover, is t.o.v. deze hydrostatische drukwet een overdruk van resp. 5 kPa en 10 kPa beschouwd. Alle andere factoren (geometrie, karakteristieken, ...) zijn onveranderd gebleven. Dit leidt tot volgende veiligheidscoëfficiënten :

. overdruk = 0 $F = 1.25$

. overdruk = 5 kPa $F = 1.22$
 . overdruk = 10 kPa $F = 1.18$

De grootte van de variatie van de overdruk is bepaald op basis van literatuurgegevens (zie hoofdstuk S7). Naarmate de overdruk toeneemt, daalt F geleidelijk.

S3.4.3.3. Waterdruk langs het deel van het glijvlak in de grondlagen onder de dam

Hierna wordt de invloed op F van de waterdruk langs het deel van het glijvlak in en onder het geklept zand (fig. S3.1) bepaald. De voortplanting van getijde en golven onder de zeebodem wordt in detail behandeld in hoofdstuk S8 en volgende.

A) Belastingsgeval A (wel getijde, geen golven)

Voor het belastingsgeval A is L.W. op zee de meest nadelige situatie.

De basisvraag met betrekking tot de stabiliteitsberekeningen kan als volgt worden geformuleerd : "Hoe verlopen bij L.W. op zee, de waterdrukken in de grondlagen onder de zeebodem ? Verlopen ze hydrostatisch t.o.v. de op dat ogenblik geldende waterstand op zee of wordt het getijde gedempt en is er defasering? Damping zou bij L.W. aanleiding geven tot overdrukken, bij H.W. tot onderdrukken".

Dit belastingsgeval treedt b.v. op voor het binnentalud van een golfbreker. Afhankelijk van de grondsoort dient een zekere overdruk t.o.v. de hydrostatische waterdruk horend bij L.W. op zee in rekening gebracht. Deze overdruk kan variëren tussen 0 en $0,5 \times (\rho_w g H_{zee})$ (H_{zee} = tijverschil).

Voor een glijvlak reikend tot in de spekkoevlaag (fig. S3.1) werden volgende veiligheidscoëfficiënten gevonden $F = 1,80$: zonder overdruk

$F = 1,74$: met overdruk = 10 kPa (ca. $0,25 \rho_w g H_{zee}$)
 De variatie van de veiligheidscoëfficiënt ΔF is uiteraard afhankelijk van de lengte over welke het potentieel glijvlak zich in de minder doorlatende laag uitstrekt. Indien vanaf de zeebodem een dikke weinig doorlatende laag wordt aangetroffen zal de ΔF toenemen.

B) Belastingseval B (getijde en golf)

Bij golfwerking is de zgn. "invloedsdiepte" een handig middel om de waterdrukken in de diepte te beschrijven. Figuur S3.4 verduidelijkt het begrip "invloedsdiepte":

- de waterdruk is hydrostatisch t.o.v. het golfoppervlak in al het grof, doorlatend materiaal (stortsteen, grind, ...). Dit is slechts benaderend juist omdat door de orbitaalbeweging van de waterdeeltjes de druk ter hoogte van de zeebodem niet gelijk is aan de hydrostatische waterdruk t.o.v. het golfoppervlak op dat ogenblik (zie hoofdstuk S5)
- de waterdruk is hydrostatisch t.o.v. het stilwateroppervlak (S.W.L.) vanaf een zekere diepte : de zgn. "invloedsdiepte" h_{ID}
- tussen de zeebodem en een diepte gelijk aan h_{ID} varieert de waterdruk lineair tussen de wet a) geldig boven de zeebodem en wet b) geldig dieper dan de invloedsdiepte.

Uit de metingen te Zeebrugge (De Wolf P. et al., 1983 b, doch vooral hoofdstuk S8 e.v.) volgt dat voor het geklept zand $h_{ID} = \text{ca. } 3,50 \text{ m}$.

Deze h_{ID} wordt voornamelijk bepaald door de golfperiode T en de doorlatendheidscoëfficiënt k en de samendrukkingsmodulus $E_{o.d}$ van de grond. Een diepgaande discussie is opgenomen na de hoofdstukken S8 t.e.m S10. Toch past het hier te vermelden dat een normale variatie in de grondkarakteristieken kan leiden tot een variatie van h_{ID} van 1,90 m tot 5,70

m. Tabel S3.2 en fig S3.5 tonen hoe F verandert met h_{ID} .

	h_{ID} (m)	F	ΔF
min.	1,90	1,105	0,145
gemiddelde waarde	3,50	1,250	
max.	5,70	1,385	0,135

Tabel S3.2 Veiligheidscoëfficiënt F in functie van de invloedsdiepte h_{ID} .

S3.5. Conclusies van de gevoeligheidsanalyse

In de voorgaande paragrafen zijn meerdere waarden voor F en F vermeld. Er wordt benadrukt dat alle vermelde waarden horen bij de dwarsdoorsnede van fig. S3.1 .

De voornaamste conclusies zijn :

- Wordt de golfbreker uitgevoerd binnen normaal gangbare toleranties, dan heeft de (beperkte) variatie van de geometrie geen invloed op F .
- Voor zover de volumieke massa van de stortsteenlagen varieert binnen normale praktische grenzen, is de invloed op F van ondergeschikt belang.
- De F ten gevolge van een normale spreiding op de schuifweerstandskarakteristieken is kleiner of gelijk aan 0,09.
- De invloed van de golfvorm op F vertoont geen duidelijke trend en blijft kleiner of gelijk aan 0,05.
- De invloed van de waterdruktoename in de dam is

duidelijk: F neemt af doch slechts in beperkte mate.

- De gevonden spreiding $\Delta F = 0,14$ afhankelijk van de invloedsdiepte is duidelijk groter dan de F -waarden voor de andere parameters. De invloed van de invloedsdiepte zal des te groter zijn naarmate het deel van het potentieel glijvlak dat zich in de grondlagen uitstrekt langer wordt.

De gevoeligheidsstudie leert dat naast de schuifweerstandskarakteristieken c' en ϕ' de waterdrukken een dominante rol spelen. Dat c' en ϕ' zorgvuldig moeten bepaald worden, hoeft geen betoog: dit is zo voor elk grondmechanisch probleem. De kennis van de schuifweerstandskarakteristieken van stortsteen is echter eigen aan stortsteengolfbrekers (hoofdstuk S4). De bepaling van de waterdrukken wordt behandeld in hoofdstuk S5 en volgende.

Gezien het uitzonderlijk belang van de kennis van de waterdrukken in de grondlagen onder de zeebodem, zal vooral aan dit facet van de algemene grondmechanische stabiliteit van het zeewaarts talud van een stortsteengolfbreker, aandacht besteed worden. (hoofdstuk S8 en volgende).

HOOFDSTUK S4

KARAKTERISTIEKEN VAN STORTSTEEN

De gevoeligheidsanalyse van hoofdstuk S3 toont het belang van de kennis van de schuifweerstandskarakteristieken van stortsteen. Er bestaan ook heel wat misverstanden op dit vlak b.v. de verwarring van de inwendige wrijvingshoek met de zgn. "angle of repose". Derhalve werd in de literatuur gezocht naar aanduidingen, zo mogelijk proefresultaten, in verband met de schuifweerstandskarakteristieken van stortsteen. Volledigheidshalve wordt in paragraaf S4.1 eerst de volumieke massa behandeld.

S4.1. Droge volumieke massa ρ_d van stortsteen.

Op het eerste gezicht lijkt de droge volumieke massa ρ_d van stortsteen relatief gemakkelijk te bepalen: men bepaalt het volume van een gewogen hoeveelheid stenen. Opdat de cijfers enige betekenis zouden hebben, dient voor stenen met een massa groter dan 1 ton, minimaal een paar honderd ton gewogen, gestockeerd en het volume bepaald. Het wegen levert geen problemen op. Ter bepaling van het volume dient de "proefstock" ter plaatse ingemeten. Ten behoeve van de werken voor de nieuwe buitenhaven te Zeebrugge is dergelijke werkwijze toegepast op steen met massa 2 - 300 kg, 300 - 1000 kg en 1 - 3 ton (fig.S4.1). Het bepalen van het volume is echter een uiterst delicate zaak. Het oppervlak van de proefstock is zeer ruw; hoe groter de stenen, hoe groter de ruwheid.

In principe dient als begrenzing van de proefstock de gemiddelde lijn tussen de uitstekende steenranden en de holten tussen de stenen, bepaald (fig. S4.2). In eerste instantie is dit naar best vermogen gedaan, doch spoedig bleek dat men onbewust grote fouten kan maken. Het ver-

plaatsen van de theoretische begrenzing over enkele cm heeft een enorme invloed op de gevonden waarde van het volumegewicht.

Bij wijze van voorbeeld is hierna een proefstock van 100 t resp. 250 t beschouwd. Als we aannemen dat de droge volumieke massa $1,60 \text{ t/m}^3$ bedraagt en dat het volume stortsteen de vorm van een kegel (taluds 1/1) heeft, dan is de hoogte van de stock 3,91 m resp. 5,30 m.

Indien bij het opmeten van de hoogte een (kleine) fout van 0,10 m wordt gemaakt, bedraagt de fout op ρ_d 5 tot 8 % (tabel S4.1).

	100 t	250 t
hoogte voor $\rho_d = 1,6 \text{ t/m}^3$	3,91 m	5,30 m
ρ_d voor $\Delta h = -0,10 \text{ m}$	1,727 t/m ³ (107,9 %)	1,694 t/m ³ (105,9 %)
ρ_d voor $\Delta h = +0,10 \text{ m}$	1,482 t/m ³ (92,6 %)	1,513 t/m ³ (94,6 %)

Tabel S4.1 Droge volumieke massa ρ_d van stortsteen-
Invloed van de meetnauwkeurigheid van de proefstock op de gevonden waarde van ρ_d .

Voor dezelfde absolute fout ($\Delta h = \pm 0,10 \text{ m}$) daalt uiteraard de relatieve fout met stijgend totaal gewicht van de stock.

Een fout van 10 cm op de hoogte van de kegel is voor grove breuksteen zeer klein. Toch is de invloed op het gevonden volumegewicht zeer belangrijk. Bovendien moet niet alleen de hoogte maar ook de basis van de kegel worden gemeten; ook dat kan slechts met een beperkte nauwkeurigheid. Ondanks de grote materiële inspanning (wegen, stapelen van 100 resp. 250 t stortsteen en nadien opmeten) is het resultaat mager.

Wij stellen volgende alternatieven voor :

- 1) Voor een belangrijke werf : aanleg van een proefstock tussen verticale wanden. Zodoende moet men er in feite maar voor zorgen dat het gemiddeld bovenvlak van de proefstock samenvalt met het theoretisch bovenvlak.
- 2) Voor kleinere werven zou de proefstock kunnen bestaan uit fijner vergelijkingsmateriaal, b.v. kleinere stortsteen met dezelfde volumieke massa van de korrels en die gelijkvormig is met de stortsteen "ware grootte". (dezelfde gelijkvormigheidsgraad $d_{60} : d_{10}$). Hierbij wordt ervan uitgegaan dat grove stortsteen en fijnere stortsteen, die onderling gelijkvormig zijn, benaderend dezelfde skeletstructuur en dus ook dezelfde droge volumieke massa hebben.

Een fundamenteel bezwaar tegen het bepalen van de droge volumieke massa met behulp van een proefstock van welke vorm ook, is dat het "in elkaar werken" van de korrels door de golfwerking niet in rekening kan worden gebracht. Daarom zijn metingen in situ steeds te verkiezen.

De uitbouw van de nieuwe buitenhaven te Zeebrugge liet toe voor de diverse steensoorten volgende gegevens te verzamelen :

- het theoretisch profiel van de dam is gekend
 - alle materiaal is gewogen vóór het wordt verwerkt.
- Deze volumes en gewichten zijn betrokken op een damvak van ca. 4 km lengte.

Voor diverse stortsteenklassen (fig.S4.1) vindt men

- 2 - 300 kg : $\rho_d = \pm 1,78 \text{ t/m}^3$
- voor 300 - 1000 kg, 1 - 3 t en 3 - 6 t : $\rho_d = 1,6 \text{ t/m}^3$

De gewichtsverdelingscurve van 2 - 300 kg is duidelijk vlakker dan de overige curven. De kleinere stenen zoeken een plaats in de holten tussen de grote stenen. Dit verklaart de grotere droge volumieke massa voor deze klasse stortsteen.

S4.2. Schuifweerstandskarakteristieken

S4.2.1. Kwalitatieve benadering - Invloed van de korrelgrootte

Bij de opbouw van een stortsteendam varieert de korrel-diameter van klein naar zeer groot. Er moet immers voldaan zijn aan de filterwetten. Een typische lagenopbouw is de volgende : ter plaatse aanwezige grond onder de zeebodem, grind, 2 - 300 kg, 0,3 - 1 t, 3 - 6 t of voor zones met zwaardere golfaanval 1 - 3 t afgedekt met betonnen dek-laagelementen.

De schuifweerstand van stortsteen rechtstreeks meten is zeker geen sinecure. Voor de grote kalibers is het gewoon onmogelijk. In de literatuur worden resultaten en proeven op gebroken grind, steenslag en zelfs tout-venant (T.V.) 0-30 kg vermeld. Normaliter moeten deze waarden ook een goede aanduiding geven voor de werkelijke schuifweerstandskarakteristieken van grotere stenen. Marachi N.D. et al. (1969) stelt dat triaxiaal proeven op monsters, waaruit alle korrels groter dan 7,5 cm verwijderd zijn, een goede aanduiding geven voor de schuifweerstandskarakteristieken van de stortsteen ware grootte op voorwaarde dat de algemene vorm van het "korrelverdelingsdiagram" dezelfde is.

Het gebruik van proefresultaten op kleinere breuksteen voor stortsteen ware grootte dient wel met de nodige omzichtigheid te gebeuren : verbrijzeling van de contactpunten kan aanleiding geven tot duidelijk verschillend gedrag gedurende de afschuiving en dus tot verschillende waarden van de schuifweerstandskarakteristieken (steeds betrokken op de totale oppervlakte en niet op de oppervlakte van contactpunten zelf).

Charles J.A. et al. (1980) stellen dat bij de bepaling van de schuifweerstandskarakteristieken van stortsteen de grootte van de samenstellende korrels van het proefmonster de resultaten slechts weinig beïnvloedt.

Marachi N.D. et al. (1972) vinden echter wel schaaffecten. Zij stellen vast dat volgende factoren bijdragen tot verbrijzeling van korrels:

- hoger watergehalte
- hogere gelijkvormigheid
- hogere hoekigheid
- lagere sterkte
- hogere steunspanning bij het uitvoeren van de proef
- hogere schuifspanning bij een gegeven steunspanning
- proeven van triaxiaalcel t.o.v. vlakvervormingsproeven
- grotere korrels.

Studies aan de Universiteit van Californië, Berkeley, tonen dat de hoek van inwendige wrijving ϕ' daalt als de korrelgrootte toeneemt (fig. S4.3). Dit zou te wijten zijn aan het verbrijzelen, respectievelijk breken van de korrels. Weibull W. (1952) en Lama R.D. et al. (1976) verklaren dit als volgt : de waarschijnlijkheid dat een korrel of een steen microscheuren vertoont, stijgt als het volume van de steen toeneemt. Zo kunnen er in grote rots-

blokken veel microscheurtjes aanwezig zijn, terwijl er in zandkorrels waarschijnlijk geen bestaan.

Niet alleen de hoek van de inwendige wrijving φ' , doch ook de haakweerstand daalt met toenemende korrelgrootte. Algemeen wordt aangenomen dat deze daling van de haakweerstand meer invloed heeft dan de daling van φ' .

S4.2.2. Belang van het spanningsniveau

Door meerdere onderzoekers o.a. De Beer E. E. (1966) is vastgesteld dat voor een gegeven pakkingsdichtheid de intrinsieke curve van een zand geen rechte is maar een curve concaaf naar de σ' -as. Derhalve hangen de schuifweerstandskarakteristieken van het zand niet alleen af van de dichtheid maar ook van de verhouding van de gemiddelde normaalspanning tot de elasticiteitsmodulus van het korrelmateriaal, of tot de verbrijzelingsweerstand van dit materiaal.

Leps T.M. (1970) heeft de resultaten van vele triaxiaalproeven op stortsteenmateriaal onderling vergeleken en komt tot fig. S4.4. Dit niet lineair gedrag werd ook vermeld door Marsal R.J. (1973).

De Mello V.F.B. (1977) stelt voor de omhullende te beschrijven door een vergelijking van de vorm

$$\tau_f = A \sigma'^B \quad (S4.1)$$

waarin τ_f en σ' respectievelijk de schuifweerstand en de effectieve normaalspanning (betrokken op de totale oppervlakte) op het schuifvlakje zijn. Uit een onderzoek in het Building Research Establishment op goed gegradeerde, sterk verdichte monsters, beproefd bij lage tot middelmatige steundrukken, volgen de in tabel S4.2 vermelde waarden voor A en B (Charles et al., 1980).

Steensoort	A	B
Zandsteen	6,8	0,67
Leisteen (goede kwaliteit)	5,3	0,75
Leisteen (mindere kwaliteit)	3,0	0,77
Basalt	4,4	0,81

Tabel S4.2 Schuifweerstandsparementers (formule (S4.1)) voor sterk verdichte stortsteen

S4.2.3. Schatting van de wrijvingshoek van stortsteen

Afschuiving van ineenhakende stenen in een stortsteenmassief gaat samen met een aanzienlijke graad van dilatantie bij lage effectieve spanning en een aanzienlijke graad van verbrijzeling van de contactpunten bij hoge effectieve spanning. De hoek van inwendige wrijving φ' zal dus afhangen van het spanningsniveau en van de sterkte van het basismateriaal (zie ook par. S4.2.1 en S4.2.2).

Barton N. et al. (1981) geven een schattingsmethode voor de effectieve wrijvingshoek φ' van stortsteen.

Zij houden rekening met volgende parameters:

- 1) de druksterkte van de rots
- 2) de afmetingen van de steen (d_{s0})
- 3) de vorm van de steen
- 4) de porositeit na verdichting

Zij stellen volgende formule voor :

$$\varphi' = R \log\left(\frac{S}{\sigma'}\right) + \varphi_b \quad (S4.2)$$

- met φ' = de effectieve hoek van inwendige wrijving
 φ_b = basiswrijvingshoek
 S = equivalente sterkte van de deeltjes
 R = equivalente ruwheid
 σ' = effectieve korrelspanning

De basiswrijvingshoek φ_b wordt gedefinieerd als de wrijvingshoek tussen twee volkomen gladde oppervlakken van de betreffende steen en varieert tussen 25° en 35° .

De equivalente sterkte S van de deeltjes volgt uit fig. S4.5. De ingangsparemeters zijn de grootte van de deeltjes (d_{50}) en de druksterkte σ_c van de rots. Afhankelijk van de kwaliteit van de rots kan σ_c variëren tussen 50 en 200 MPa.

De equivalente ruwheid R volgt uit fig. S4.6. Ingangsparemeters zijn enerzijds de porositeit n , na verdichting, en anderzijds de beschrijving van de herkomst, de vorm en de gladheid.

S4.2.4. Proefresultaten/literatuurgegevens

In de voorafgaande paragrafen is aandacht besteed aan de parameters die de schuifweerstandskarakteristieken bepalen. Hierna worden een aantal proefresultaten, teruggevonden in de literatuur, verzameld en kort besproken. Een totaalbeeld van de proefresultaten is gegeven op fig. S4.7.

- a) De resultaten gevonden door Brandl H. (1974) voor gebroken steenslag (0-60 mm) kan men als volgt samenvatten : voor normaalspanningen $\sigma' > 50$ kPa kan de intrinsieke schuifweerstandskromme beschreven worden door $\varphi' = 43^\circ$ en een schijnbare cohesie $c' = 25$ kN/m².
- b) Grabowski Z. et al. (1975) stellen dat de maximum korreldiameter niet groter mag zijn dan 1/5 van de diameter van het monster. Zij beschrijven een groot directe-schuifproefapparaat (1,20 m x 0,8 m x 0,8 m). Essentieel hierbij is dat het middenste derde van de hoogte opgebouwd is uit "kaders" die vrij kunnen bewegen t.o.v. elkaar. Voor zgn. "gravelly rubble soil $d < 80$ mm" vinden zij $\varphi' = 38^\circ$ en $c' = 42$ kN/m².
- c) Directe schuifproeven op loodslakken (N., 1981) geven

voor normaalspanningen groter dan 150 kN/m² een karakteristieke rechte : $\varphi' = 41^\circ$ en $c' = 60$ kN/m².

- d) Triaxiaalproeven uitgevoerd in een triaxiaalcel met diameter 1,00 m en hoogte 1,75 m, op schist-gesteente met maximum "korrelafmetingen" tot 30 cm, resp. 80 cm, geven volgende waarden (Gudehus G., 1974)
- TV 0-30 cm : $\varphi' = 28^\circ$, $c' = 100$ kN/m²
 TV 0-80 cm : $\varphi' = 34^\circ$, $c' = 80$ kN/m²
- e) Toulinov R.G. (1979) geeft een overzicht van de resultaten van uitgebreide reeksen proeven uitgevoerd ten behoeve van de bouw van stuwdammen (soms meer dan 300 m hoog).

. Uit 82 directe schuifproeven volgen volgende schuifweerstandskarakteristieken voor steenslag

- verdicht : $\varphi' = 44^\circ$, $c' = 22$ kPa

- niet verdicht : $\varphi' = 38,5^\circ$, $c' = 17$ kPa

. De resultaten gevonden in triaxiaalproeven op alluviaal grind zijn verzameld in tabel S4.3.

Série d'essais	Densité relative	Nombre d'essais	Portée des charges normales Q' (MPa)	Caractéristiques de cisaillement	
				tg φ'	c' (MPa)
1	0,7	6 9	0,4 à 1,4 0,4 à 3,2	0,77	0,134
				0,77	0,145
2	0,8	9 16	0,4 à 1,4 0,4 à 3,4	0,83	0,136
				0,82	0,148
3	0,7	12 19	0,4 à 1,5 0,4 à 3,7	0,80	0,135
				0,79	0,149
4	0,8	17 31	0,4 à 1,7 0,3 à 3,8	0,91	0,126
				0,84	0,196
5	0,8 à 0,9	4 7	0,4 à 1,4 0,4 à 3,4	0,82	0,160
				0,82	0,165

Tabel S4.3 Resultaten triaxiaalproeven op alluviaal grind (bron : Toulinov R.G., 1979)

f) Tabel S4.2 is overgenomen van Charles J.A. et al. (1980). Voor $\sigma' = 100 \text{ kN/m}^2$ (een goede maat voor de spanning langs een glijvlak in een stortsteendam) vindt men volgende φ' -waarden :

zandsteen	$\varphi' = 56^\circ$
leisteel-goede kwaliteit	$\varphi' = 59^\circ$
leisteel-mindere kwaliteit	$\varphi' = 46^\circ$
basalt	$\varphi' = 61^\circ$

g) Leps T.M. (1985) stelt vast dat voor "average rock-fill" $\varphi' = 55^\circ$ bij zeer lage normaalspanningen overgaat in $\varphi' = 42^\circ$ bij $\sigma' = 690 \text{ kPa}$, hetzij $\varphi' = \text{ca. } 52^\circ$ voor normale σ' -waarden.

h) Verder blijkt

. uit fig. S4.3 : $\varphi' = 40$ à 50° voor steunspanningen $< 1 \text{ MPa}$

. uit fig. S4.4 : $\varphi' = 40$ à 55° voor $0,04 \text{ MPa} < \sigma'_n < 1 \text{ MPa}$

i) Kobayashi M. et al. (1987) vermelden $c' = 48 \text{ kN/m}^2$ en $\varphi' = 40^\circ$ gevonden in triaxiaal proeven op stortsteen (zonder verdere precisering).

Een moeilijkheid bij het bij elkaar brengen en vergelijken van de gevonden waarden is dat voor de diverse proefresultaten, nauwelijks de karakteristieken van het gebruikte materiaal gegeven zijn : o.a. soort steen (hardheid, ...), vorm, hoekigheid, rondheid, pakkingsdichtheid, al dan niet verzadigd,

Toch dachten wij dat het samenbrengen van alle voormelde gegevens op een $\sigma' - \tau$ diagram nuttig was (fig. S4.7). Onderlinge vergelijkingen maken is echter onmogelijk. Wel toont de grafiek dat de curven die volgen uit proeven uitgevoerd in grote schuif-, resp. triaxiaalapparaten, steeds een, vaak aanzienlijke, schijnbare cohesie geven.

S4.2.5. Bespreking

Bij de uiteindelijke keuze van de schuifweerstandskarakteristieken van stortsteen dient rekening gehouden met

a) De meerderheid van proeven zijn triaxiaalproeven. Vlakvervormingsproeven (plane - strain - tests) zijn evenwel meer representatief voor de vervormingscondities in veel praktische gevallen b.v. taludstabiliteit van een stortsteendam. Het is een algemene vaststelling dat bij vlakvervormingstesten de piekschuifweerstand optreedt bij lagere vervormingen met weinig verbrijzeling t.p.v. de contactpunten. De in de "plane-strain-tests" gevonden φ' waarde is ten minste $2^\circ - 4^\circ$ groter dan de φ' volgend uit triaxiaalproeven en dit voor hetzelfde materiaal (Marsal R.J., 1973; Barton N. et al., 1981; Leps T.M., 1986). Van Der Meersch F. (1983) vindt een verschil van 10 à 15 % en bevestigt dus de hoger vermelde waarden. Gebruik maken van φ' -waarden uit triaxiaalproeven is dus conservatief.

b) De piekschuifweerstand wordt vaak slechts bereikt na vrij grote verplaatsing van het afschuivend massief t.o.v. het onderliggend massief.

Deze verplaatsing wordt meestal niet bereikt waardoor de maximale schuifweerstand niet wordt opgebouwd.

Wordt deze verplaatsing toch bereikt en zelfs overschreden dan zal bij overschrijding de schuifweerstand sterk dalen (Brandl H., 1974; Castro G., 1979). Bij de studie van La Fortuna Dam voor de belasting bij aardbeving heeft Castro een soort residuele wrijvingshoek (post-peak friction angle) ingevoerd die 10° lager is dan de piekwaarde voor φ' .

c) Voor omhooggedreven glijvlakken die de stortsteendam

verlaten nabij de teen zal in deze zone de korrelspanning gering zijn met een hoge φ' tot gevolg.

S4.2.6. Conclusie

De korrelspanningen die heersen langs potentiële glijvlakken in een stortsteendam zijn uiteraard afhankelijk van de afmetingen van de dam zelf. Toch kan worden gesteld dat deze korrelspanningen quasi altijd zullen liggen tussen 50 kPa en 200 kPa.

Uit fig. S4.7 en voorgaande beschouwingen menen wij te mogen besluiten dat $\varphi' = 45^\circ$ en $c' = 0$ aanvaardbare veilige waarden zijn voor stortsteen van goede kwaliteit (b.v. vorstvrije harde kalksteen, petit granit, harde zandsteen, porfier, basalt, graniet,...). Omwille van thans veel gebruikte computerprogramma's, waarin het meest nadelige glijvlak wordt gezocht, wordt $\varphi' = 40^\circ$ en $c' = 10\text{kPa}$ als veilige rekenwaarde voor de normaal geldende spanningen aanbevolen. Zonder invoeren van een schijnbare cohesie of haakweerstand geven dergelijke programma's het taludoppervlak als meest nadelig glijvlak.

HOOFDSTUK S5

WATERMASSA VOOR DE STORTSTEENDAM.

S5.1. Situering

Zoals uit de parameterstudie (hoofdstuk S3) blijkt, spelen de waterdrukken een dominante rol m.b.t. het glijdings-evenwicht van het talud van een stortsteengolfbreker. De waterdrukken op de verschillende vlakken van de grond- en stortsteenmassa, die zich boven een potentieel glijvlak bevindt, dienen bepaald. Nemen wij de vereenvoudigde damdoorsnede van fig. S5.1. Op de zeebodem AG wordt een golfbreker gebouwd. Een potentieel glijvlak heeft de allure DEFA. De waterdruk varieert met het getijde (belastingsgeval A) of met het getijde en de golven (belastingsgeval B). Achtereenvolgens moeten we de waterdruk op volgende vlakken beschouwen :

- a) op de zeebodem (AB - fig. S5.1)
De drukwet is afhankelijk van de geldende golftheorie. Analytische formuleringen ondersteund door experimentele gegevens zijn beschikbaar in de literatuur. Zij worden verder in dit hoofdstuk behandeld.
- b) waterdrukwet op het talud en in de dam (BC, resp. DE - fig. S5.1)
Naast literatuurgegevens zullen we gebruik maken van de resultaten van fysische modelproeven op kleine schaal (1/45), en op grote schaal (1/20). Hoofdstuk S6 handelt over de waterdrukwet op het talud terwijl in hoofdstuk S7 de waterdrukken in de dam worden besproken. In beide gevallen verdient het belastingsgeval B de meeste aandacht, dit wegens het dynamisch effect van de golfwerking.

c) deel van het glijvlak onder de zeebodem (boog EFA-fig. S5.1)

Recent krijgt dit probleem meer aandacht in de literatuur. Ten behoeve van de havenwerken te Zeebrugge zijn meerdere metingen van de waterdrukken in de grondlagen onder de zeebodem uitgevoerd. Op fig. S5.2 is een algemeen plan van de nieuwe buitenhaven te Zeebrugge gegeven.

Volgende meetcampagnes zijn uitgevoerd :

- Opmeting van de invloed van het getijde :

Op 3 plaatsen, elk met zijn specifieke gelaagdheid zijn waterspanningsmetingen uitgevoerd: ter plaatse van de oostelijke dam van de werkhaven (1), ter plaatse van de oostkade van de Zuidelijke Oostdam (2) en ter plaatse van de Noordelijke Oostdam (3).

- Opmeting van de invloed van het getijde en de golven

Ter plaatse van de Noordelijke Oostdam is een vierde meetcampagne uitgevoerd om het verloop van de waterdrukken onder invloed van golfwerking te onderzoeken. Terzelfdertijd is nogmaals de invloed van het getijde opgemeten.

Deze meetcampagnes zijn verder uitgewerkt in hoofdstuk S8 en volgende.

S5.2. Waterdruk op de zeebodem vóór de dam

Voor een gedeeltelijk ondergedompeld talud (fig. S5.3) kan men op eenvoudige wijze rekening houden met de watermassa vóór het talud door het glijvlak fictief door te trekken tot aan het wateroppervlak (punt H) en aan de watermassa volgende karakteristieken toe te kennen : $\rho_w = 1t/m^3$, $c' = 0$, $\phi' = 0$ (De Beer E.E., 1959). Dit geldt alleen voor een horizontaal wateroppervlak in rust.

Beweegt het wateroppervlak en is het duidelijk afwijkend van de horizontale dan moet men overgaan op de waterdrukken op het scheidingsvlak watermassa - vaste materie, b.v. driehoekig drukdiagram op BB'. Verder in dit werk zal steeds met de waterdrukken worden gewerkt.

S5.2.1. : Belastinggeval A

Het waterpeil in zee varieert met een grote periode : ca 25h voor een dagelijks getijde en ca 12h 25 min voor een halfdagelijks getijde (b.v. de Noordzee aan de Belgische kust). Zelfs bij grote getijhoogten stijgt of daalt het water zeer traag.

De waterdruk in een willekeurig punt P op de zeebodem zal hydrostatisch zijn t.o.v. het waterpeil op zee.

S5.2.2. : Belastinggeval B

De zogenaamde stilwaterlijn (S.W.L.) varieert tussen L.W. en H.W. (fig. S5.4). Daarenboven op varieert het waterpeil rond de stilwaterlijn met volgende karakteristieken :

- . dubbele amplitude : golfhoogte H
- . periode : golfperiode T
- . golflengte : golflengte L horend bij T

Door golfwerking kan het waterpeil over meerdere meters schommelen en dit binnen enkele seconden. Maar hoe vertaalt deze waterpeilschommeling zich in een druk-schommeling ter hoogte van de zeebodem ?

Door de verticale versnelling van de waterdeeltjes (orbitaalbeweging) is de variatie van de drukhoogte (= $p/\rho_w g$) ter hoogte van de zeebodem niet gelijk aan de waterpeil-schommeling. Meerdere golftheorieën zijn ontwikkeld. Als eerste punt van de studie dient nagegaan welke golftheorie van toepassing is (b.v. fig. S5.5.).

Uitgaande van de hydraulische randvoorwaarden van het probleem, (H, T en waterdiepte d) wordt H/gT^2 (golfsteil-

heid) en d/gT^2 (relatieve diepte) berekend. Gebruik makend van fig. S5.5 kan men dan bepalen welke golftheorie van toepassing is.

In de zones waar golfbrekers worden gebouwd is de waterdiepte normaliter beperkt. De tweede-orde cnoïdale golftheorie is daar vaak geldig (Laitone E.V., 1960). Daarentegen is de benaderende Airytheorie eenvoudig toepasbaar en algemeen aanvaard en verspreid (Wiegel R.L., 1964; Ippen A.T., 1966; Silvester R., 1974; S.P.M., 1984; ...). Hierna zal aan de hand van de Airytheorie worden beschreven hoe de druk ter plaatse van de zeebodem varieert in functie van de golven.

M.b.t. dit onderdeel zijn er geen eigen meetresultaten beschikbaar. Er wordt noodgedwongen gewerkt met literatuurgegevens.

S5.3. Drukschommeling t.p.v. de zeebodem volgens de Airytheorie.

Volgens de Airytheorie wordt de druk onder een golf gegeven door (cfr. referenties sub S5.2.2.).

$$p' = p_a - \rho_w g z + \rho_w g \frac{\cosh[2\pi(z+d)/L]}{\cosh(2\pi d/L)} \frac{H}{2} \cos\left(\frac{2\pi x}{L} - \frac{2\pi t}{T}\right) \quad (S5.1)$$

waarin

p' : totale of absolute druk

p_a : atmosferische druk

ρ_w : volumieke massa van zeewater

g : valversnelling

z : ordinaat van het punt waar de druk wordt bepaald, $z = 0$ ligt op S.W.L. en de z -as is positief naar boven (fig. S5.4).

x : abscis van het punt waar de druk wordt bepaald

d : gemiddelde waterdiepte

H : golfhoogte of dubbele golfamplitude

L : golflengte

T : golfperiode

t : tijdstip ($t = 0$ voor golftop, $t = T/2$ voor golfdal, ...)

De tweede term van vergelijking (S5.1) is de statische component. De derde term vertegenwoordigt de dynamische component te wijten aan de versnelling van de waterdeeltjes.

Meestal wordt niet de absolute druk beschouwd, doch $p = p' - p_a$

$$p = -\rho_w g z + \rho_w g \frac{\cosh[2\pi(z+d)/L]}{\cosh(2\pi d/L)} \frac{H}{2} \cos\left(\frac{2\pi x}{L} - \frac{2\pi t}{T}\right) \quad (S5.2)$$

$$p = -\rho_w g z + \rho_w g \eta \frac{\cosh[2\pi(z+d)/L]}{\cosh(2\pi d/L)} \quad (S5.3)$$

$$\text{waarin } \eta = \frac{H}{2} \cos\left(\frac{2\pi x}{L} - \frac{2\pi t}{T}\right) \quad (S5.4)$$

η geeft de ogenblikkelijke ligging van het wateroppervlak t.o.v. S.W.L.

De factor

$$K_z = \frac{\cosh[2\pi(z+d)/L]}{\cosh(2\pi d/L)} \quad (S5.5)$$

is de zogenaamde "druk-responsie-factor". Figuur S5.6 geeft K_z in functie van de zogenaamde proportionele diepte z/d en de relatieve diepte d/L .

Vergelijking (S5.3) kan worden geschreven als

$$p = \rho_w g (\eta K_z - z) \quad (S5.6)$$

Voor de druk op de zeebodem wordt $z = -d$ en

$$K_z = K = \frac{1}{\cosh(2\pi d/L)} \quad (S5.7)$$

Vergelijking (S5.3) kan ook onder volgende vorm worden geschreven

$$\frac{\Delta p}{\rho_w g} = K_z H_{\text{Airy}} \quad (S5.8)$$

met Δp : optredende waterdrukvariatie op diepte z
 H_{Airy} : golfhoogte die, gebruik makend van de theorie van Airy, hoort bij de drukvariatie Δp op diepte z .

S5.4. Relatie tussen de werkelijk optredende golfhoogte en de op basis van drukmetingen berekende golfhoogte.

Met betrekking tot de damstabiliteit is ons probleem: "Welk is de drukvariatie op de zeebodem als de golfhoogte gekend is?". In de literatuur wordt vaak het omgekeerde doch in wezen hetzelfde probleem behandeld: "Welk is de golfhoogte, de drukvariatie op een welbepaalde diepte gekend zijnde?"

Definiëren we de relatie tussen H_{Airy} (=golfhoogte berekend met (S5.8) uitgaande van drukmetingen) en de werkelijk optredende golfhoogte (gemeten waarde) als

$$H = n H_{\text{Airy}} \quad (S5.9)$$

Hierbij geldt $n = 1$ voor een perfecte golfhoogtevoorspelling uitgaande van Δp en de Airytheorie.

Een eenvoudige uitdrukking zoals (S5.8) bestaat niet voor de 2e-orde cnoïdale golftheorie. Deze ingewikkelde theorie is in tabellen uitgewerkt (N., Sinusoidal and cnoidal gravity waves, formulae and tables, 1974), en ook geprogrammeerd door Isaacson M. (1976). Zodoende kan voor

een gegeven T , d , Δp en z de corresponderende golfhoogte $H_{\text{cnoïd}}$ worden berekend. Definiëren we, analoog als vergelijking (S5.9), de relatie tussen deze berekende theoretische golfhoogte en de werkelijk optredende golfhoogte als

$$H = m H_{\text{cnoïd}} \quad (S5.10)$$

($m = 1$ geldt voor een perfecte voorspelling van de golfhoogte uitgaande van Δp en de cnoïdale theorie).

S5.5. Experimentele gegevens

Uit de tot 1969 beschikbare gegevens van correlaties tussen golfhoogte en drukvariatie vindt Grace R.A. (1970) dat $n > 1$ voor lange golfperiodes of bij kleine relatieve dieptes d/L . Later beschrijft hij de resultaten van metingen in de Stille Oceaan (nabij Honolulu) en van metingen in de grote golfgoet (104.2 m x 3.66 m x 4.57 m diep) van de Oregon State University te Corvallis (Grace R.A., 1976 en 1978).

a) testen in de oceaan

Gedurende de meetperiode trad voornamelijk deining ("swell") op, meer dan rechtstreeks opgewekte windgolven. Enige karakteristieken:

$$0.4 \text{ m} < H < 3.2 \text{ m}$$

$$12 \text{ s} < T < 17 \text{ s}$$

$$0.059 < d/L_{\text{Airy}} < 0.106$$

Analyse op basis van de Airytheorie en de 2e-orde cnoïdale theorie gaf volgende resultaten als gemiddelde waarde en standaarddeviatie.

$$n = 1.184 \quad s_n = 0.127$$

$$m = 1.148 \quad s_m = 0.125$$

De cnoïdale theorie lijkt enigszins beter (m dichter

bij 1 dan n) doch het verschil tussen n en m is zeer gering.

b) laboratoriumproeven

De proeven werden uitgevoerd met monochromatische golven met periode T zodat $0.1 < d/L_{\text{Airy}} < 0.5$. De resultaten werden enkel geanalyseerd gebruik makend van de Airy theorie. De cnoïdale theorie is niet toepasbaar in dit gebied van d/L_{Airy} . De resultaten zijn samengevat op fig. S5.7 : n daalt met toenemende d/L_{Airy} .

c) besluit uit de experimentele gegevens.

Op basis van de proeven in de oceaan enerzijds en in het laboratorium anderzijds stelt Grace volgende vergelijking voor n voor

$$\begin{aligned} n &= 1.550 - 4.5 d/L_{\text{Airy}} \quad \text{voor } 0.06 \leq d/L_{\text{Airy}} \leq 0.10 \\ n &= 1.175 - 0.75 d/L_{\text{Airy}} \quad \text{voor } 0.10 \leq d/L_{\text{Airy}} \leq 0.50 \end{aligned} \quad (\text{S5.11})$$

De discontinuïteit bevindt zich bij $d/L_{\text{Airy}} = 0.10$. hetzij ter hoogte van de scheiding laboratoriumproeven - oceaanproeven. Shooter J.A. et al. (1967) tonen een vergelijkbare trend.

S5.6. Conclusies

De cnoïdale golftheorie geeft voor een nauwe band van golfparameters een enigszins betere voorspelling van Δp dan de Airytheorie doch is daarentegen zeer bewerkelijk. Overigens is de in de oceaantesten gevonden waarde van m ($m = 1.148$) zo groot dat ook voor de cnoïdale theorie een experimenteel bepaalde correctiefactor dient ingevoerd.

Op voorwaarde dat de correctiefactor n (vergelijkingen S5.11) wordt toegepast, kan de lineaire golftheorie van Airy worden aangewend om uitgaande van de werkelijk optredende golfhoogte de drukvariatie op de zeebodem te bepalen. De zo gevonden drukvariatie is tevens het ingangssignaal voor de drukvariatie onder de zeebodem (zie hoofdstuk S8, S9 en S10).

Aangezien de max. golfoploop en het begin van golfterugloop het bepalend ogenblik is voor de algemene stabiliteit zal voor diepe glijvlakken de waterdruk op de zeebodem bepaald zijn door de golfdalsituatie (fig. S5.4). Op de verticale onder het golfdal is de waterdruk $p_{z=-d}$ ter hoogte van de zeebodem dan gelijk aan

$$p_{z=-d} = \rho_w g d - \rho_w g \frac{K H}{n^2} \quad (\text{S5.12})$$

waarin

- ρ_w : volumieke massa van zeewater
- g : valversnelling
- d : waterdiepte
- K : druk-responsie-factor t.p.v. zeebodem (Airy theorie, formule (S5.7))
- n : correctiefactor volgens Grace (S5.11)
- H : werkelijke optredende golfhoogte.

HOOFDSTUK S6

DRUKVERLOOP OP HET TALUDOPPERVLAK.

S6.1. Inleiding

Gedurende meerdere jaren is zeer veel onderzoek, zowel theoretisch als experimenteel, verricht m.b.t. de interactie golf-golfbreker. Doch quasi alle onderzoek had tot doel hetzij de golfoploop, hetzij de stabiliteit van de deklaag nader te onderzoeken. In samenhang met de golfoploop is vaak de golfoverslag behandeld (b.v. Battjes J.A., 1971 en 1974; N., Golfoploop en golfoverslag, 1972). Hieruit volgt dan de kruinhoogte van de golfbreker. Er is veel onderzoek verricht naar de impact van overstortende brekers op (quasi) gesloten dijkbekledingen. (Skladnev M.F. et al., 1965; Greslou L. et al., 1964; N., Cementbetonnen dijkbekleding, 1985; ...). De fenomenen die zich ter plaatse van de impact voordoen, vnl. overdrukken zijn zeer lokaal en zijn maatgevend voor de dimensionering van de dijkbekleding doch zijn dat niet m.b.t. de veiligheid tegen afschuiven langs diepe glijvlakken van het zee-waartse talud van de dijk, resp. golfbreker.

In de rand van de proefresultaten m.b.t. de stabiliteit van deklagen zijn wel aanduidingen gevonden i.v.m. de golfvorm vóór de golfbrekers, respectievelijk drukken op het zeewaarts talud van de golfbreker (o.a. Brandtzaeg A. et al. en Bruun P. et al.). Deze resultaten, tesamen met de resultaten van eigen opmetingen zijn hierna verzameld. De daaruit voortvloeiende bepaling van de drukwet is benaderend doch aanvaardbaar, mede omdat uit de gevoeligheidsanalyse (hoofdstuk S3) gebleken is dat de golfvorm vóór de dam slechts een beperkt belang heeft m.b.t. de algemene stabiliteit.

In de toekomst zal op basis van prototypemetingen en van metingen op schaalmodel 1/20 het drukverloop op het talud en in de damkern zelf worden bepaald. Voor de beschrijving van de meetopstelling van het zgn. daminstrumentatieproject wordt verwezen naar Van Damme L. et al., 1988.

Vooraleer over te gaan naar de verwerking van de beschikbare gegevens is het nuttig te vermelden dat de vorm van de oplopende golf en de bijhorende druk op het taludoppervlak vnl. afhankelijk zijn van

- de golfkarakteristieken (H, T, L, ...)
- de algemene geometrie (diepte voorland, al dan niet aanwezig zijn van bermen, helling van het talud, ...)
- de aard van het taludoppervlak (glad - gesloten, ruw-doorlatend, ...)
- de invalshoek van de aankomende golven
- ...

S6.2. Definities m.b.t. de golfvorm vóór de dam.

Golven die een talud oplopen zullen, afhankelijk van de golfsteilheid en van de taludhelling, verschillende brekervormen aannemen.

De voornaamste brekertypes zijn o.a. door Galvin C.J., jr, (1968) beschreven. Een karakteristieke parameter die bij het definiëren van de verschillende brekertypes wordt gebruikt is de golfbrekingsparameter (Iribarren R.C. et al., 1949)

$$\xi = \frac{\text{tg } \alpha}{\sqrt{H/L_0}} \quad (\text{S6.1})$$

met α : hoek van het talud met de horizontale
 H : golfhoogte
 L₀ : golflengte
 H/L₀ : golfsteilheid

De verschillende types brekers (fig. S6.1) kunnen globaal aan de hand van deze golfbrekingsparameter volgens de onderstaande lijst worden ingedeeld (N., Cementbetonnen dijkbekledingen, 1985; Philipse L.A., 1985)

$\xi < 1$:	(over)schuimend	(E : spilling)
$1 < \xi < 2,5$:	overstortend	(E : plunging)
$2,5 < \xi < 3,4$:	bijna overstortend	(E : collapsing)
$3,4 < \xi$:	deinend	(E : surging)

Figuur S6.2 geeft een definitieschets van de golfoploop R_u (E : Run-up). De golfoploop R_u is gedefinieerd als de vertikale afstand tussen het maximum waterpeil en de stilwaterlijn (S.W.L.) bij maximum golfoploop.

Op dezelfde figuur is het golfdal R_d (E : Run-down) geschetst als de vertikale afstand tussen het minimum waterpeil en S.W.L. op het einde van het terugtrekken van de golf.

In het kader van dit werk is niet het golfdal als dusdanig belangrijk doch de periode net na maximum golfoploop. Vandaar dat we liever spreken van "golfterugloop" i.p.v. "golfdal".

S6.3. Bepaling van het wateroppervlak op het ogenblik van de golfoploop

Brandtzaeg A. (1962), Brandtzaeg A. et al. (1966 en 1968) stellen, met het oog op de deklaagstabiliteit, een mathematisch model voor ter bepaling van de snelheden en versnellingen in de teruglopende golf.

Het model is gebaseerd op fig. S6.3 waar benaderend het golfprofiel bij golfterugloop op twee verschillende tijdstippen wordt gegeven. Driehoek OMN toont de aflopende watermassa bij het begin van de golfterugloop; driehoek O'MN' een korte tijd Δt later.

Brandtzaeg berekent de verplaatsing x , de snelheid v en de versnelling a , t seconden na het begin van golfterugloop.

Een aantal fysische gegevens noodzakelijk voor het gebruik van het model zijn afgeleid uit laboratoriumproeven. Het zijn juist deze gegevens, gevonden in de rand van het onderzoek van Brandtzaeg, die bruikbaar zijn ter bepaling van de golfvorm vóór en de drukken op het taludoppervlak. Alleen die gegevens rechtstreeks van nut voor dit werk zijn vermeld (fig. S6.3):

$$- \text{de golfoploop } R_u = \pm 1,30 H \quad (S6.2)$$

(de resultaten voor $\cotg \alpha = 1,25; 1,50$ en $2,0$ zijn samen beschouwd)

$$- l_u = R_u / \sin \alpha \quad (S6.3)$$

met α de hellingshoek van het talud

$$- z_o = l_u \cdot \tg \beta = R_u / \sin \alpha \cdot \tg \beta \quad (S6.4)$$

$$- \beta = \alpha - 7,0 H/L \quad (\text{rad}). \quad (S6.5)$$

Juist omdat Brandtzaeg et al. vooral geïnteresseerd zijn in de situatie ter hoogte van de S.W.L. hebben zij ter bepaling van β de raaklijn, resp. de best passende rechte, in de snijpunten van MN met het wateroppervlak getekend (fig. S6.4)

- de waterdruk in een willekeurig punt op een afstand x van O bedraagt

$$p = \rho_w \cdot g \cdot x \cdot \tg \beta \cdot \cos \alpha \quad (S6.6)$$

Een vergelijkbaar model is opgesteld door Bruun (Bruun P., 1970; Bruun P. et al., 1974). Hij beschouwt eveneens de terugtrekkende golf als een spie. Ter bepaling van β tekent Bruun de gemiddelde rechte door meerdere profielen bij max. golfoploop.

Bruun vindt ($\cotg \alpha = 2$, $H = 23$ cm, $T = 1,8$ s) dat β varieert met de tijd t ($t = 0$ bij begin golfterugloop, β in rad)

$$\beta = 0,242 - 0,233 t \quad \text{voor } t < 0,35 T \quad (S6.7)$$

Hoewel Brandtzaeg et al. (1968) hier niet in detail op ingaan, tonen hun proefresultaten eveneens deze tendens :

zeer duidelijk voor $\cotg \alpha = 1,5$, minder voor $\cotg \alpha = 1,25$ en 2. De door Brandtzaeg vermelde waarde bij max. golfoploop en $\cotg \alpha = 2$ (idem als Bruun) bedraagt $\beta = 13^\circ$ t.o.v. $13,8^\circ$ bij Bruun, dit ondanks de verschillende golfsteilheid.

De relatie (S6.5) is gevonden door Brandtzaeg et al. (1966) waarbij de resultaten voor $\cotg \alpha = 1,25$; 1,5 en 2 samen zijn beschouwd. Vergelijking met (S6.7) geeft geen goede overeenstemming. Door echter enkel de resultaten voor $\cotg \alpha = 2$ (zelfde als Bruun) te beschouwen vonden wij een duidelijk betere overeenstemming.

Uit de resultaten van Bruun volgt voor $\cotg \alpha = 2$ dat $R_u = 1,10 H$ wat duidelijk kleiner is dan $R_u = 1,30 H$, gevonden door Brandtzaeg. Als wij ook hier enkel Brandtzaegs waarden voor $\cotg \alpha = 2$ beschouwen, vinden we $R_u = 1,13 H$, dus zeer vergelijkbaar met de waarde gevonden door Bruun. Dit toont dat het ongenueanceerd stellen van $R_u = \pm 1,30 H$, (formule S6.2) te grof is. Andere onderzoekers bevestigen dit maar al te duidelijk:

- figuur S6.5 geeft R_u/H_0 in functie van H_0/gT^2 voor diverse taludhellingen; zowel voor gladde taluds als voor doorlatende stortsteentaluds
- op fig. S6.6 is bij wijze van voorbeeld de relatieve golfoploop R_u/H in functie van ξ gegeven voor een talud beschermd met rotsblokken (proefresultaten Hudson)
- Hudsons proefresultaten stemmen goed overeen met de formule van Hunt (Hunt I.A., 1959)

$$\frac{R_u}{H} = \xi \cdot \Phi \quad \text{met } \Phi = 0,38 \quad (\text{S6.8})$$

($\Phi = 1$ voor gladde taluds)

- de proefresultaten van Günbak A.R. (1976) zijn verzameld op fig. S6.7. De dam was speciaal geïnstrumenteerd ter bepaling van de R_u/H .

De onderzoekingen van Brandtzaeg et al. hebben vooral betrekking op wat er in de deklaag gebeurt van $t = 0$ tot

$t = T/3$ (fig. S6.4). De getekende golfoppervlakken zijn bepaald gebruik makend van foto's, die gemiddeld om de 0,1 s zijn genomen. Zij bestrijken echter alleen de onmiddellijke nabijheid van het talud.

Bruun P. et al. (1970, 1974, 1977) beschouwen de golf-terugloop maar aansluitend ook de hele golfperiode (fig. S3.2) doch ook zij beperken zich tot de onmiddellijke nabijheid van de dam.

Met betrekking tot de algemene stabiliteit dient het wateroppervlak evenwel gekend te zijn tot voorbij het afwaarts uittredepunt van het potentieel glijvlak.

Derhalve stellen wij voor het normaal gangbaar hydraulisch onderzoek aan te vullen zoals hierna beschreven :

Ten behoeve van het ontwerp van een golfbreker wordt er quasi altijd een golfgootonderzoek verricht. In dit onderzoek wordt de geometrie van de bewuste dam volledig ingebouwd : peil en helling voorland, bermen, taludhelling en deklaag. Bovendien is de golfbelasting zo goed als mogelijk overeenkomstig de in situ golfmetingen. Normaliter beperkt men de waarnemingen echter tot het vaststellen van schade. Door een kleine meerinvestering en enige bijkomende inspanning kan de golfvorm vóór de dam worden bepaald. In paragraaf S6.4.1. maar vooral in S6.4.2. wordt beschreven hoe dit op relatief eenvoudige wijze kan.

S6.4. Bepaling van de golfvorm voor de dam via golfgootonderzoek

De resultaten van twee proevenreeksen zijn beschikbaar :

- proeven uitgevoerd op de L.N.G.-dam te Zeebrugge, (Laboratoire Central d'Hydraulique de France)
- proeven uitgevoerd in het kader van de K_D -bepaling van de HARO (Waterbouwkundig Laboratorium te Borgerhout)

S6.4.1. Proeven op de L.N.G.-dam

De proeven zijn uitgevoerd op schaal 1/45. De deklaag bestond uit twee lagen gegroefde kubussen van 20 t, n = 45%. Teneinde een onmiddellijk visueel verband te kunnen leggen met de werkelijke taluds zijn op de figuren in deze paragraaf uitzonderlijk de werkelijke afmetingen gegeven en niet de afmetingen in schaalmodel.

Er werd getracht de evolutie van het wateroppervlak vóór en in de dam te volgen door binnen dezelfde golfperiode meerdere foto's te nemen. Dit werd gedaan bij twee waterstanden nl. + 4,62 (gemiddeld H.W. springtij) en + 6,00 (ontwerpwaterstand) telkens met toenemende golfhoogte $H = 4,50 \text{ m} \text{ à } 6,50 \text{ m}$ doch met constante golfperiode $T = 9 \text{ s}$. De resultaten zijn verzameld op de fig. S6.8 en S6.9. De figuren tonen duidelijk dat de aandacht vooral ging naar wat zich juist vóór en in de dam afspeelt. Verder van de dam verwijderd zijn er geen gegevens.

Uit deze proevenreeksen volgt een gemiddelde $R_u/H = 1,10$. De R_u/H zijn ook bepaald gebruik makend van de hogervermelde gegevens, gevonden in de literatuur :

- uit fig. S6.5 volgt $R/H = 0,90$
- met de gemiddelde $\xi = 2,75$ volgt uit fig. S6.6 :
 $R_u/H = 0,88$ doch uit fig. S6.7 volgt $R_u/H = 1,10$
- voor $\xi = 2,75$ geeft de formule van Hunt $R_u/H = 1,05$.

Afhankelijk van de bron zijn deze waarden kleiner of gelijk aan de in de laboratoriumproeven gevonden waarde.

De gemiddelde waarde voor β bedraagt 15° terwijl formule (S6.5) $\beta = 10^\circ$ geeft. Omgekeerd kan een met (S6.5) vergelijkbare formule worden opgesteld uitgaande van de resultaten van de proeven op de L.N.G.-dam :

$$\beta = \alpha - 5,5 H/L \quad (\text{S6.5a})$$

S6.4.2. Proeven in het kader van K_D -bepaling van de HARO

De proeven zijn uitgevoerd op schaal 1/20. De deklaag bestond uit 2 lagen HARO's van 15 t, n = 52%. De berm ter ondersteuning van de deklaag was minimaal gehouden opdat de golven niet zouden breken op de berm. De constructie werd onderworpen aan regelmatige golven met $T = 9 \text{ s}$ (natuur). De wetten van Froude volgend is $T_{\text{model}} = \pm 2 \text{ s}$. De zijwand van de goot is een glazen wand gesteund door betonnen kolommen. Ter bepaling van de golfvorm vóór de dam werd de proef gefilmd. De camera werd opgesteld op een loodlijn op de zijwand, op het peil van S.W.L. en voldoende ver om de golfvorm tot een volledige golflengte vóór het talud onvervormd in beeld te krijgen.

Opdat achteraf de golfvorm zou kunnen bepaald worden, waren op de zijwand van het kanaal verdelingen aangebracht: vertikaal om de 0,05 m, horizontaal om de 0,10 m. Er werden 18 beelden per seconde opgenomen, dit betekent 36 beelden per periode.

De opnamen werden als volgt geanalyseerd : het beeld dat best met de max. golfoploop samenviel werd beschouwd als het begin van de golfperiode (beeld 0). Vervolgens werd voor elk 4e beeld de golfvorm overgenomen op papier: dus 4e, 8e, 12e, ... 36e. Het 36e beeld was tevens het beeld 0 van de volgende golf. Zodoende zijn per golfperiode 9 momentopnamen getekend: de eerste bij max. golfoploop en verder 1, 2, 3, ... 8 s (natuur) na max. golfoploop.

De opnamen zijn gemaakt voor S.W.L. = + 1,00 en + 2,50 en telkens voor 3 verschillende golfhoogtes. Bij de proef met S.W.L. op + 1,00 en instelling potentiaalmeter op 650 mV waren quasi alle golven brekend zodat de opname niet

bruikbaar was. Uit de andere 5 reeksen werden telkens 2 golven volledig ontleed. Bij wijze van voorbeeld zijn twee uitwerkingen gegeven op fig. S6.10 (S.W.L. + 2,50; H = 5,00 m) en fig. S6.11 (S.W.L. + 1,00; H = 6,00 m).

De vermelde golfhoogten volgen uit golfregistraties. Ten gevolge van het aanwezige voorland op - 9,00 wordt de golfhoogte nabij de dam groter (ca. 6,00 m op fig. S6.12; ca. 8,00 m op fig. S6.11). Dit is logisch aangezien b.v. voor fig. S6.11 de verhouding $H/d = 6,00 \text{ m}/10,00 \text{ m} = 0,60$ toont dat de golf zal breken. De vastgestelde grotere H is het gevolg van het opstuwen op het onderwaterplateau net vóór het breken.

De gemiddelde waarde van R_u/H bedraagt 0,90.

Afhankelijk van de gevolgde methode vindt men vergelijkbare, dan wel duidelijk grotere waarden voor R_u/H .

- Figuur S6.5 : $R_u/H = 0,93$
- Figuur S6.7 : $R_u/H = 1,10$
- Formule van Hunt : $R_u/H = 1,10$

Verder is net zoals voor de proeven op de L.N.G.-dam de β gevonden in de proeven, groter dan de β die volgt uit form. (S6.5). Uit de proeven volgt

$$\beta = \alpha - 4,75 H/L \quad (\text{S6.5b})$$

Deze uitdrukking is goed vergelijkbaar met (S6.5a) ondanks het schaalverschil (1/20 t.o.v. 1/45).

S6.5. Conclusie

1) Ten behoeve van het nazicht van het glijdingsevenwicht van het zeewaarts talud van een golfbreker hebben we de golfvorm op het ogenblik van max. golfoploop nodig. In eerste benadering kunnen we werken met de literatuurgegevens:

- We bepalen R_u uit fig. S6.5 t.e.m. S6.7 of met de

formule van Hunt. De door Brandtzaeg et al voorgestelde $R_u/H = 1,30$ is duidelijk te grof.

- Als het punt van max golfoploop gekend is, kunnen we het wateroppervlak vastleggen als β gekend is. De eigen proefresultaten (par. S6.4) leiden tot volgende, met (S6.5) vergelijkbare uitdrukking

$$\beta = \alpha - 5,0 H/L \quad (\text{S6.5c})$$

Ook de resultaten van Bruun sluiten nauwer aan bij (S6.5c) dan bij (S6.5).

Deze benadering levert het golfoppervlak dicht bij de dam, eigenlijk alleen boven het talud.

2) De sub 1) geschetste werkwijze vertoont twee tekortkomingen :

- Het punt van maximum golfoploop bepaalt volledig de ligging van het wateroppervlak. Een goede kennis van dit punt is dus uiterst belangrijk. De waarde van R_u/H is echter sterk afhankelijk van de gebruikte figuur of formule (par. S6.4).
- Ten behoeve van de algemene stabiliteit van de dam, langs diepe glijvlakken, hebben we de golfvorm nodig tot voorbij het afwaarts uittredepunt van het glijvlak. De golfvorm boven het talud alleen is onvoldoende.

Derhalve stellen wij voor de normale procedure van het golfgootonderzoek aan te passen zodat ook de golfvorm voor de dam tot ca. één golf lengte ver bepaald kan worden. Dit vergt slechts een beperkte materiële inspanning zoals beschreven sub S6.4.2. Als de golfvorm bepaald is, volgt de druk op het talud uit formule (S6.6).

HOOFDSTUK S7

WATERDRUK LANGS HET DEEL VAN HET GLIJVLAK
IN HET STORTSTEENMASSIEF (DE op fig. S5.1)S7.1. Inleiding

Met betrekking tot de waterdrukken in de dam, dient net als in voorgaande hoofdstukken onderscheid gemaakt tussen getijdewerking (belastingsgeval A) en getijdewerking en golfwerking (belastingsgeval B).

Voor belastingsgeval A (geen golven) kan worden aangenomen dat de waterdrukken langs een potentieel glijvlak hydrostatisch zijn t.o.v. S.W.L. die zich bij normale doorlatendheid van de kern van de golfbreker horizontaal doorzet in die kern. Is er getijdewerking dan is L.W. bepalend (zie hoofdstuk S3).

Bij golfaanval (belastingsgeval B) varieert het waterpeil vóór de dam over meerdere meters in enkele seconden. Hierdoor ontstaan in het damlichaam hydrodynamische drukken. Harlow E.H. (1980), Barends F.B.J. et al. (1983), e.a. stellen dat deze hydrodynamische drukken een belangrijke rol hebben gespeeld bij schade aan grote stortsteengolfbrekers.

Op meerdere fronten is onderzoek verricht om een beter inzicht te krijgen in de fenomenen die zich, onder invloed van golfwerking, voordoen in de dam. Dit onderzoek is echter meestal gericht op de stabiliteit van de deklaag. Dit probleem van "microstabiliteit" situeert zich volledig in het potentieel afschuivend massief.

Andere gegevens hebben rechtstreeks betrekking op potentiële glijvlakken die slechts een beperkt deel van de deklaag en onderliggende filter omvatten (fig. S7.1).

Met betrekking tot het glijdingsevenwicht langs diepe glijvlakken zijn de waterdrukken dieper in de dam bepalend. Wat er dan binnen het afschuivend massief zelf gebeurt, is van ondergeschikt belang m.b.t. de veiligheid langs dit diep glijvlak. Figuur S7.2 illustreert dit duidelijk: De grote stroomsnelheden en dus dynamische drukken treden vooral op in en juist onder de deklaag en niet ter plaatse van de diepere glijvlakken.

Hoewel duidelijk minder in aantal is ook m.b.t. de waterdrukken dieper in de dam reeds onderzoek verricht:

- mathematische modellen (Barends F.B.J. et al., 1983 en 1985; Hannoura A.A. et al., 1985)
- proeven op schaalmodel
 - . kleine schaal (Günbak A.R., 1976; Simm J.D. et al., 1988)
 - . grote schaal (Burger W. et al., 1988 en 1990)
- metingen op prototype
 - . golfbreker van Jorf Lasfar (Hakimi A. et al., 1984)
 - . daminstrumentatieproject te Zeebrugge

De studie van de hele problematiek van de waterbeweging in de dam is een thesis op zich (cfr. Hannoura, Barends). In de volgende paragrafen zal dit punt zo ver worden uitgediept als relevant in het kader van dit werk. Hierbij is ook rekening gehouden met het relatief belang van de exacte kennis van de waterdruk in de dam. (cfr. gevoeligheidsanalyse, hoofdstuk S3).

S7.2. Het verschijnsel van de waterbeweging en de druk-schommeling in de dam.

Door het snel op en neergaand wateroppervlak vóór de dam (golven) ontstaat er waterbeweging in de dam. De interne hydraulische processen zijn zeer complex. Enerzijds is er de zgn. "poreuze waterstroming" veroorzaakt door het op en neergaand wateroppervlak op het buitentalud en gekarakte-

riseerd door de interne wrijving. Anderzijds zijn er de dynamische drukken ten gevolge van de golfklappen op de top van de golfbreker. De interne stroming wordt bepaald door de eigenschappen van de kern (een willekeurig gerangschikt skelet van stenen van verschillende afmeting en ruwheid) en door de verzadigingsgraad. De hydraulische randvoorwaarde is zeer complex : stochastische natuur van het golfklimaat, onregelmatig taludoppervlak en eventuele luchtinsluiting.

S7.2.1. Poreuze waterstroming

Door inwerking van golven op de golfbreker ontstaat een niet stationaire stroming in een poreus massief. De stroming kan laminair, dan wel turbulent zijn. Het kan een één- (water) of tweefasen (water en lucht) stroming zijn, het laatste vooral in de deklaag tussen golfdal en golftop.

Deze interne stroming mondt uit in een verhoging van de gemiddelde waterspiegel in de kern van de dam (E : set-up). Deze verhoging is het gevolg van de geometrie van het taludoppervlak en van luchtinsluiting. Instroming vindt plaats langs een groter oppervlak (fig. S7.3 : AC bij golftop) dan uitstroming (fig. S7.3 : AB bij golfdal). De uitstroming gebeurt ook langs een gemiddeld langere weg, wat de uitstroming vertraagt. Zo ontstaat er een overschot aan ingestroomd water waardoor het waterpeil in de dam zich hoger instelt dan op zee.

Ten gevolge van interne breking (snellere golfoploop op talud dan de interne waterspiegel kan stijgen) wordt ook veel lucht ingesloten. Deze ingesloten lucht zoekt altijd een weg naar boven en beïnvloedt zodoende op nadelige wijze de doorlatendheid voor het water dat zelf naar beneden stroomt. Dit geeft eveneens aanleiding tot een extra verhoging van de interne waterspiegel.

Het resultaat van het voorgaande is dat onder invloed van

golfwerking het waterpeil in de golfbreker hoger staat dan S.W.L.

S7.2.2. Dynamische drukken

Het dynamisch gedrag van een drie-fasen model (lucht, water en poreus skelet) wordt enerzijds bepaald door het gedrag van ieder materiaal afzonderlijk en anderzijds door de wederzijdse interactie.

De dynamische drukken worden vooral veroorzaakt door golfklappen op het buitentalud en tegen de eventueel aanwezige keerwand op de kruin. De exacte waarde van deze drukken is moeilijk vast te stellen met behulp van modelproeven aangezien luchtinsluiting moeilijk op schaal te brengen is. Dit geldt zeker voor de normaal gebruikte schaalmodellen. Voor grotere schaalmodellen valt dit bezwaar grotendeels weg. De proefopstelling is dan wel indrukwekkend en navolend duur: De Voorst -Deltagoot (N., Hydro Delft 73,1986), Hannover - Groszen Wellenkanal (Burger W. et al., 1988 en 1990).

S7.3. Benadering langs mathematische weg

In essentie is de waterbeweging in een golfbreker bepaald door de stilwaterlijn S.W.L., de interne verhoging en de golfbeweging.

De S.W.L. wordt bepaald door de ontwerpvoorwaarden. Zoals uit hoofdstuk S3 blijkt dient onderzocht welk peil (L.W., H.W. of er tussen in) bepalend is voor het algemeen glijdingsevenwicht.

De interne verhoging van het waterpeil is vooral afhankelijk van de doorlatendheid van de materialen en van de breedte van de dam ter hoogte van de S.W.L. Barends F.B.J. (1985) vindt dat deze interne verhoging kan oplopen tot $0,25 D$ (D = waterdiepte vóór de dam). Ze is vooral be-

langrijk als er zich aan de havenzijde van de golfbreker een zandopspuiting bevindt zodat er geen wateruitstroming aan de lijzijde is (fig. S7.3).

Met betrekking tot de golfbeweging in de dam kunnen we onder meer volgende onderzoeken vermelden

- Geuze E.C.W.A. et al. (1961) bepalen het op en neergaand wateroppervlak in een zanddijk onderworpen aan getijdewerking. Zij gaan uit van de continuïteitsvergelijking en van de wet van Darcy. Zij vervangen de getijdewerking door een sinusfunctie. Zodoende vinden zij dat de amplitude van de waterbeweging in de dam exponentieel afneemt met de afstand tot de bron.
- Barends en Hannoura stellen het model HADEER voor. Volgens de recente literatuur is dit model een van de meest gesofistikeerde. Het berekent in hoofdzaak de horizontale turbulente waterbeweging in en door het grof en poreus massief ten gevolge van regelmatige golven op het buitentalud daarbij rekening houdend met (N., L.G.M.-verslag BO-267330/11, 1983)
 - " - het niet stationaire karakter van de stroming
 - de freatische berging en luchtinsluiting
 - het niet-lineair stromingsgedrag
 - het virtuele massa effect
 - het meer lagen systeem
 - de golfdruk verandering door aanwezigheid van het talud."

Het model maakt gebruik van eindige differenties (F.D.) en eindige elementen (F.E.).

Figuur S7.4 toont de resultaten van een paar runs met HADEER. Tabel S7.1 geeft een overzicht van de karakteristieken van de dam en van de berekeningsresultaten.

volgnummer RUN	kern- materiaal	golfagltatie $H_S(m)$	interne verhoging (m)	resulterende dubbele golfamplitude H_f adj lijzijde (m)	dempings- coefficient $= H_f/H_S$
1	1-3t	6,50	1,19	3,20	0,49
2	1-3t	5,50	0,90	2,75	0,50
3	2-300 kg	6,50	1,56	0,99	0,15
4	2-300 kg	5,50	1,11	0,81	0,15

Tabel S7.1. Berekeningsresultaten met computermodel HADEER (bron : L.G.M. BO-2673300/11,1983)

Hieruit blijkt:

- 1) hoe fijner het kernmateriaal is (RUN 3 en 4 t.o.v. 1 en 2), hoe groter de interne verhoging en hoe kleiner de resulterende golfamplitude aan de lijzijde van de dam wordt (hoe groter de demping)
- 2) hoe groter de invallende golf is, hoe groter de interne verhoging; de demping zelf blijkt onafhankelijk van de grootte van de invallende golf.

S7.4. Enige proefresultaten

S7.4.1. Proeven op schaalmodellen van normale grootte (< 1.00 m hoog)

- A) Marchal J. (1979) stelt een methode voor die toelaat heel snel de demping van de golven in een golfbreker te bepalen. Uitgaande van een hele reeks golfgootproeven (schaal 1/40) bepaalt hij volgende dempingswet (fig. S7.5)

$$\frac{H_{An}^2}{H_{Ao}^2} = \rho' = e^{-q_1 x_1} \cdot e^{-q_2 x_2} \dots e^{-q_n x_n} \quad (S7.1)$$

- met H_{Ao} : golfhoogte invallende golf
 H_{An} : golfhoogte na n lagen met dikte x_n
 ρ' : dempingscoëfficiënt
 q : absorptiecoëfficiënt per laag
 x : laagdikte

Marchal heeft q -waarden bepaald voor diverse materialen. Hij stelt echter dat het aantal proeven te beperkt was, behalve voor fijne rots waarvoor $q = 0,50$.

B) In de proeven van Günbak (fig. S7.6) werd enerzijds met behulp van weerstandsdraden de waterbeweging op het talud, onder de filterlaag en in de kern gevolgd en werd anderzijds met behulp van druksensoren de drukvariatie in de kern gevolgd (Günbak A.R., 1976)

Figuur S7.6b vat de resultaten m.b.t. de beweging van het wateroppervlak samen.

- Globaal beschouwd vindt Günbak dat bij toenemende ξ R_u toeneemt en R_d daalt, vooral voor $\xi < 4$.
- De metingen in de dam tonen dat
 - . de gemiddelde waterstand zich duidelijk boven S.W.L. bevindt.
 - . de peilschommeling daalt naarmate men zich verder naar de kern van de dam beweegt.
- Bij kleine ξ waarden zijn de waterpeilschommelingen in de kern zeer beperkt met de gemiddelde waterstand enigszins boven S.W.L.

Figuur S7.6c vat de resultaten van de drukmetingen samen voor $\xi = 3$

- de gemiddelde druk p is steeds positief.
 - Voor fijn kernmateriaal wordt een hogere p vastgesteld.
- Dit stemt overeen met een grotere verhoging van het waterpeil in de dam (Barends-Hannoura).

Simm J.D. et al. (1988) vinden dat de interne verhoging van het waterpeil evenredig is met het product H^2T en dus nauw verbonden is met de energieinhoud van de golf (fig. S7.7). Verder vinden zij de demping van de golf, naarmate ze zich voortplant in de kern, terug en stellen bovendien vast dat de druk in het midden

van de golfbreker benaderend hydrostatisch varieert (fig. S7.7c).

D) Figuren S6.8 en S6.9 (zie par. S6.4.1) tonen de waterbeweging vóór, maar ook in de dam. Hieruit blijkt dat de hoogste waterstand in de dam zich voordoet onmiddellijk na het moment van max. golfoploop, niet op dat moment zelf. In de dam ijlt het waterpeil enigszins na t.o.v. het vrij bewegend waterpeil vóór de dam.

S7.4.2. Proeven op "grote" schaalmodellen

Burger W. et al. (1988 en 1990) brengen een eerste partieel verslag van de proeven in het Groszen Wellenkanal (G.W.K.) te Hannover. Figuur S7.8a geeft een doorsnede van de geïnstrumenteerde dam (dam 4,25 m hoog op een 1,40 m dik zandbed).

Uit fig. S7.8b blijkt dat de demping van de drukschommeling van het zeewaarts talud naar de lijzijde van de dam toeneemt.

Figuur S7.8c bevestigt de door Simm et al. gevonden wet dat in de kern van de dam de druk benaderend hydrostatisch varieert.

Detailontleding van alle door Burger et al. gepubliceerde gegevens leert dat de max. drukken in de dam die optreden bij golfoploop kleiner zijn dan de hydrostatische drukken t.o.v. het wateroppervlak in de dam, doch dat het verschil beperkt is. Dit wateroppervlak in de dam sluit aan op het wateroppervlak vóór de dam en heeft een vorm vergelijkbaar met de golven 0,8 s na golfoploop (fig. S6.8 en S6.9) doch ligt enigszins hoger. Dit stemt overeen met de door Barends F.B.J. et al. (1983) gevonden allure van de isopotentiallijnen: afwijkend van de verticale naar het talud toe.

S7.4.3. Metingen op prototype

Voorstellen om op ware grootte te meten zijn vaker uitgewerkt doch uiteindelijk niet of slechts op zeer beperkte schaal uitgevoerd b.v. Calais. Het daminstrumentatieproject te Zeebrugge is een uitzondering. De gepubliceerde meetresultaten op prototype zijn dan ook bijzonder schaars.

Hakimi A. et al. (1984) geven de eerste resultaten van de meetopstelling op de golfbreker in Jorf Lasfar - Marokko (fig. S7.9).

Zij stellen volgende algemene trends vast :

- a) Hoe groter de invallende golf hoe groter de demping
- b) Zelfs t.p.v. de meest zeewaartse piëzometer is de demping reeds zeer groot, wat erop zou wijzen dat veel energie wordt gedissipeerd in de deklaag.

Zij hebben evenwel gewerkt met zgn. open waterstandspijpen (O.W.P.) waarvoor per definitie een hoeveelheid water in en uit de pijp moet stromen opdat de golfbeweging in de dam ook zou blijken uit de metingen in de O.W.P. Vermoedelijk zijn de grote dempingscoëfficiënten gedeeltelijk daaraan te wijten, te meer daar men heeft vastgesteld dat de O.W.P. regelmatig verstoppert.

Onze ervaring is dat O.W.P. niet geschikt zijn om snel variërende wateroppervlakken, resp. waterdrukken te volgen. Hakimi A. et al. komen zelf tot het besluit dat zij moeten overgaan naar drukopnemers in plaats van openwaterstandspijpen.

S7.5. Conclusies

Op basis van literatuurgegevens kan worden gesteld dat het aannemen dat de waterdrukken hydrostatisch zijn t.o.v. een wateroppervlak in de dam (compatibel met het water-

oppervlak vóór de dam) een benaderende veilige werkwijze is. Deze aanbeveling is echter alleen geldig voor diepe glijvlakken. Voor glijvlakken die zich volledig ontwikkelen in de dam vrij dicht bij de deklaag is deze werkwijze te ruw.

HOOFDSTUK S8

WATERSPANNINGSMETINGEN MET BETREKKING TOT HET GETIJD

Zoals vermeld in hoofdstuk S5 zijn er ter bepaling van de waterdrukken in de grond onder de zeebodem vier meetcampagnes uitgevoerd : campagnes 1, 2 en 3 m.b.t. het getijde en campagne 4 m.b.t. getijde en golven.

De eerste drie campagnes waren qua opstelling sterk vergelijkbaar : elke piëzometer werd afzonderlijk geplaatst. Bij de 4e campagne waren alle piëzometers ingebouwd in een zgn. "meervoudige piëzometersonde". De meetopstelling, de resultaten en hun verwerking van de campagnes 1, 2 en 3 zijn hierna beschreven. De 4e campagne wordt behandeld in hoofdstuk S9.

S8.1. Meetcampagne ter plaatse van de Werkhaven

De eerste (verkennde) meetcampagne is uitgevoerd t.p.v. de oostelijke dam van de werkhaven (fig. S5.2). Ze startte op 4.7.'78 en werd beëindigd op 24.7.'78.

S8.1.1. Grondgelaagdheid ter plaatse

De piëzometers werden met behulp van een hefeiland geplaatst in de onmiddellijke nabijheid van de vooraf uitgevoerde diepsondering WH30, boring WH30 en trilboringen 250 en 261. Op het situatieplan fig. S8.1 zijn de uitvoeringsplaatsen van deze proeven gegeven. Het diepsondeerdiagram WH30 en de boorstaat WH30 zijn gegeven op fig. S8.2.

Uit de beschikbare grondverkenningproeven blijkt volgende gelaagdheid :

- 2.40 : zeebodem

- 2.40 tot - 4.10 : toplaag bestaande uit vrij los gepakt zand met kleilagen en kleibrokken (recente opspuiting)
- 4.10 tot -8.30 : gemiddeld weinig weerstandbiedende laag bestaande uit een afwisseling van slappe kleilagen en enige dunne los gepakte fijnzandlaagjes.
- vanaf - 8.30 : dicht gepakt zand

S8.1.2. Plaatsing van de piëzometers

Ten behoeve van het plaatsen van de piëzometers was het hefeiland aan de achterzijde uitgerust met een aanvullend dekelement waarop in stervorm vijf glijbanen voor een verstelbare bok waren gemonteerd (fig. S8.3). Op de vertikalen, genummerd P1 t.e.m. P5 werd een piëzometer in de zeebodem ingedrukt. Op de verticale, genummerd P6, werd een piëzometer op de zeebodem neergelegd.

De in de grond ingedrukte piëzometers P1 t.e.m. P5 zijn luchtpiëzometers type Glötzl P3 SF 10L AG. De op de zeebodem neergelegde piëzometer P6 is een luchtpiëzometer type Warlam No 551P5.

Een luchtpiëzometer (fig. S8.4) bestaat uit een cilindrische cel die met twee parallelle nylonleidingen wordt verbonden met de meetinrichting die op een bereikbare plaats, hier het dek van het hefeiland, wordt opgesteld. De eerste leiding is verbonden met een luchtdrukfles en laat toe lucht onder druk naar de cel te sturen. De cel is van een membraan voorzien dat door de druk van het grondwater de tweede leiding of uitlaatleiding afsluit. Tijdens de meting wordt lucht onder geleidelijk toenemende druk langs de toevoerleiding naar de cel gedreven. Wordt deze luchtdruk gelijk aan de waterdruk, dan wordt het membraan van het uiteinde van de uitlaatleiding weggedrukt en kan lucht ontsnappen langs de uitlaatleiding. De evolutie van de druk in de toevoerleiding en het ogenblik van het openen

van de uitlaatleiding wordt met een manometer gevolgd. De druk waarbij het membraan het uiteinde van de uitlaatleiding niet meer afsluit is gelijk aan de waterdruk ter hoogte van de cel.

Op de plaatsen waar de piëzometers P1 tot en met P5 zouden worden ingedrukt, werden eerst met behulp van de verstelbare bok steunbuizen geplaatst die onderaan over enkele dm in de zeebodem werden ingeboord en bovenaan aan het aanvullend dekelement van het hefeiland werden bevestigd. In deze steunbuizen werden de piëzometers, onderaan gemonteerd op een stel sondeerbuizen, met een hydraulisch 100 kN-sondeerapparaat in de zeebodem ingedrukt.

Bij de montage werden de nylonleidingen van de luchtpiëzometers door de holle sondeerbuizen geschoven waarna in de resterende holte vet werd gedrukt om zo een eventuele drukvoortplanting doorheen de sondeerbuizen tot in de omgeving van de piëzometercel te verhinderen.

De steunbuizen werden aangebracht ter bescherming van de sondeerbuizen tegen stroming en golfwerking. In de steunbuizen waren onder de laagwaterlijn enkele gaten geboord opdat het waterpeil in deze buizen het getijde zou volgen. De peilen waarop de piëzometers zijn geplaatst zijn gegeven op fig. S8.2 en S8.5.

S8.1.3. Resultaten van de metingen

Nadat het hefeiland op 4.7.'78 was opgesteld zijn de piëzometers van 5.7.'78 tot 11.7.'78 geplaatst. Gedurende de eerste dagen na de plaatsing, namelijk vanaf 11.7.'78 tot en met 15.7.'78, werden de piëzometers afgelezen ter bepaling van de stabilisatie ervan na het indrukken.

Een eerste continue meting werd aangevangen op 17.7.'78 om 9 uur en werd onderbroken op 18.7.'78 om 15h00 omdat gevreesd werd voor een eventuele beïnvloeding van de waterspanningen door een aan de gang zijnde bemaling voor

de bouw van de zuidelijke kaaimuur van de werkhaven. De afstand tussen de piëzometers en het dichtste punt van de kaaimuur bedroeg ongeveer 450 m.

Op 19.7.'78 werd de bemaling stilgelegd. De piëzometers werden continu afgelezen van 19.7.'78 om 7h00 tot 23.7.'78 om 18h00.

Vooraf deze laatste metingen zullen worden verwerkt.

De piëzometers P1 t.e.m. P6 werden in principe om het half uur afgelezen. De opgemeten drukken (in kN/m²) zijn voor de periode 19.7.'78 om 7h00 tot 23.7.'78 om 18h00 op fig. S8.6 in functie van de tijd uitgezet.

Gedurende de meetcampagne werd eveneens de afstand tussen het dek van het hefeiland en het wateroppervlak in zee gemeten. Deze afstanden zijn eveneens in functie van de tijd op de fig. S8.6 uitgezet.

S8.1.4. Verwerking van de meetresultaten

Met betrekking tot de algemene stabiliteit van een golfbreker is het van belang te weten in welke mate de druk in de grondlagen onder de zeebodem afwijkt van de hydrostatische wet, vooral de kennis van eventuele overdrukken bij L.W. op zee is zeer belangrijk.

In appendix S A2 wordt het begrip wateroverdruk in drie stappen omschreven.

Uiteindelijk is de omschrijving op basis van de amplitude-damping de meest logische :

$$\Delta h = \frac{H_{zoe}}{2} (1 - \alpha_{P1}) \quad (S8.1)$$

waarin

Δh : wateroverdruk bij L.W. op zee uitgedrukt in m zeewater

H_{zee} : dubbele amplitude van het getijde

$$\alpha_{Pi} = \frac{A_{Pi}}{H_{zee}} : \text{dempingscoëfficiënt} \quad (S8.2)$$

A_{Pi} : dubbele amplitude van de aflezing van piëzometer P_i , eveneens in m zeewater

Uitgedrukt in meer conventionele drukeenheden wordt (S8.1)

$$\Delta u_{getij} = \rho_w g \frac{H_{zee}}{2} (1 - \alpha_{Pi}) \quad (S8.3)$$

Deze definitie impliceert dat de faseverschuiving klein is. Figuur S8.6 toont dat er geen merkbare defasering is, ook niet voor de diepergelegen P1 en P2. De factor α_{Pi} is berekend voor elke piëzometer op elk H.W.- en elk L.W.-moment. Zodoende verkrijgt men voor elke α_{Pi} 16 waarden (van 19.07.'78 te 13h30 tot 23.07.'78 te 10h45).

Aannemend dat α_{Pi} normaal verdeeld is, worden de op fig. S8.5 opgenomen gemiddelde waarden $(\alpha_{Pi})_m$ en standaardafwijkingen s gevonden.

Op fig. S8.7 zijn de waarden α_{Pi} uitgezet in functie van de diepte. De resultaten zijn zo voorgesteld dat de spreiding van de meetresultaten op elk peil duidelijk merkbaar is.

Deze figuur leert :

- In de toplaag is er demping van 100% naar 78,5%.
- Piëzometer P4 zit 0,30 m in de minder doorlatende kleilaag. De minste beweging van de buizen veroorzaakt rechtstreeks contact tussen P4 en de bovenliggende zandlaag. Vandaar dat α_{P4} en α_{P5} quasi gelijk zijn. P4 en P5 dienen redelijkerwijs samen beschouwd.
- P3 en P2 bevinden zich dieper in de weinig doorlatende kleilaag, vandaar de duidelijke demping van ca. 75% aan de bovenkant van de laag tot 41,2% ter hoogte van P3.

Deze snelle demping zet zich niet door naar P2 toe. Dit kan te wijten zijn aan de aanwezigheid van een zandlens.
- In het diepergelegen zand is α_{Pi} enigszins groter dan de α aan de basis van de bovenliggende kleilaag.

S8.2.1. Meetcampagne ter plaatse van de Zuidelijke Oostdam

De tweede meetcampagne is uitgevoerd in augustus-september '79 ter plaatse van de Oostkade van de Zuidelijke Oostdam (Z.O.-dam) (fig. S5.2). Het doel van deze meetcampagne is tweevoudig :

- inzicht krijgen in de waterdrukvoortplanting in de ter plaatse typische gelaagdheid (spekkoeklaag)
- een antwoord vinden op enige vragen die de eerste meetcampagne opriep (zie Appendix S A2)

De voornaamste vragen zijn :

- * zijn de waterdrukken beïnvloed door de draagpalen (spuds) van het hefeiland, en
- * zijn de waterdrukken beïnvloed door de bemaling ?

S8.2.1. Grondgelaagdheid ter plaatse

De metingen werden uitgevoerd op korte afstand van de diepsonderingen ZO/D13 en ZO/D30 en trilboringen 276 en 517 (fig. S8.8).

Figuur S8.9 geeft een uittreksel van het lengteprofiel langs de oostkade van de zuidelijke oostdam.

Uit de beschikbare proeven volgt ter plaatse van deze meetcampagne volgende gelaagdheid :

- 7.00 : zeebodem
- 7.00 tot - 9.10 : spekkoeklaag
- 9.10 tot - 11.00 : overgangslaag bestaande uit los gepakt zand met fijn schelpgruis en weinig kleilaagjes
- vanaf - 11.00 : matig à vrij dicht gepakt zand

S8.2.2. Plaatsen van de piëzometers

S8.2.2.1. Aanpassingen

Ten behoeve van de tweede meetcampagne zijn er twee essentiële aanpassingen aan het hefeiland gebeurd.

a) Het voorzien van een steun onder de draagpalen nabij de piëzometers.

Gedurende het uitvoeren van de sonderingen van de Zuidelijke Oostdam, is gebleken dat de draagpalen van het hefeiland tot 4 à 5 m in de slappe bovenlaag indringen. De natuurlijke gelaagdheid (afwisseling van slappe klei en zand) wordt doorboord. In de onmiddellijke omgeving van de draagpalen kan de waterdruk zich door de gemaakte gaten gemakkelijker voortplanten in de diepte en van daaruit horizontaal naar de piëzometers met beïnvloeding van de drukmetingen als gevolg.

Om dit effect te vermijden is onder de draagpalen nabij de piëzometers een speciale steun geplaatst. Deze steun bestaat uit 2 aan mekaar bevestigde baggerbuizen, diameter 800 mm, elk met een lengte van 18 m. Zodoende wordt het steunoppervlak dermate groot dat indringen in de zeebodem vermeden wordt (fig. S8.8). De 2 draagpalen aan de andere zijde van het hefeiland (op 14 m van de dichtste piëzometer) zullen wel in de grond dringen. Indien dit de metingen beïnvloedt zal het zeker in mindere mate zijn dan wanneer de draagpalen nabij de piëzometers in de bodem dringen.

b) Bevestiging van de piëzometers aan het hefeiland.

Tijdens de eerste campagne bestond de opstelling voor het plaatsen van de piëzometers uit (fig. S8.10):

- een steunbuis met diameter 150 mm die bovenaan vast bevestigd is aan het dek van het hefeiland en onderaan over 1,00 à 1,50 m in de grond geboord is om verplaatsing van de buis onder invloed van stroming of golven te voorkomen

- de sondeerbuizen waarop de piëzometer is gemonteerd, worden vast bevestigd aan de steunbuizen en dus aan het hefeiland.

Inmiddels was gebleken dat als het hefeiland gedurende meerdere dagen op dezelfde plaats staat, het nog zakkingen van meerdere dm ondergaat.

Door het vast bevestigen van de sondeerbuizen aan het hefeiland zakt de piëzometer mee met het hefeiland. Correctie kan pas doorgevoerd worden na nieuwe opmeting van het peil van het dek van het hefeiland. De metingen tussen het zakken van het hefeiland en de correctie zijn onjuist.

Om deze fouten te voorkomen, worden vanaf de tweede campagne de sondeerbuizen geplaatst en zodanig bevestigd dat de buizen ten opzichte van het hefeiland niet konden zakken maar dat indien het hefeiland zakt, de buizen niet meegesleurd worden (detail fig. S8.10).

S8.2.2.2. Plaatsing

Een plattegrond van het hefeiland, met aanduiding van de vertikalen waarop de piëzometers zijn geplaatst, is gegeven op de fig. S8.8.

De ingedrukte piëzometers P1 t.e.m. P5 en P8 zijn zoals voor de eerste campagne luchtpiëzometers type Glötzl P3 SF 10 L AG.

De peilen waarop de piëzometers zijn geplaatst zijn opgenomen op fig. S8.5 en aangeduid op fig. S8.8 en S8.9.

S8.2.3. Resultaten van de metingen

De plaatsing gebeurde op volgende dagen :

16.8.'79	P1 en P2
17.8.'79	P3 en P4

18.8.'79 P5
24.8.'79 P8

Na de stabilisatieperiode zijn de metingen verricht van 28.8.'79 t/m 5.9.'79.

De piëzometers zijn opnieuw om het half uur afgelezen. De bruto-meetresultaten zijn uitgedrukt in kN/m^2 . De verwerking van de meetresultaten van de eerste campagne had geleerd dat het aangewezen is de drukken om te zetten in piëzometrische stijghoogte met "1 m zeewater" als eenheid.

Gedurende de hele meetcampagne werd eveneens de afstand tussen het dek en het wateroppervlak op zee gemeten ter bepaling van de getijkromme ter plaatse.

De bruto meetresultaten hebben dezelfde vorm als deze op fig. S8.6. Om ruimte te besparen zijn ze niet in dit werk opgenomen.

S8.2.4. Verwerking van de meetresultaten

De verwerking van de resultaten van de eerste campagne toonde dat het aangewezen is de wateroverdruk bij L.W. te bepalen via de amplitude demping ($\alpha_{P1} = A_{P1}/H_{zoe}$ (S8.2)). De factor α_{P1} is berekend voor elke piëzometer op elk H.W.- en elk L.W.-moment. Zodoende verkrijgt men voor elke α_{P1} 29 waarden (van 28.8.'79 te 18h tot 5.9.'79 te 1h).

Aannemend dat α_{P1} normaal verdeeld is worden de op fig. S8.5 opgenomen gemiddelde waarden (α_{P1})_m en standaardafwijking s gevonden.

Op fig. S8.11 zijn de waarden α_{P1} uitgezet in functie van de diepte. Per piëzometer is de spreiding van de meetresultaten zichtbaar.

In de weinig doorlatende toplaag is er een snelle demping met de diepte ($\alpha_{P3} = 58,6\%$ op 1,62 m diepte). In de dieper gelegen zandige lagen neemt de demping slechts geleidelijk toe met de diepte.

S8.3. Meetcampagne ter plaatse van de Noordelijke Oostdam.

De 3e meetcampagne is uitgevoerd aansluitend op de 2e campagne, nl. van 25/9/'79 t/m 8/11/'79 ter plaatse van de Noordelijke Oostdam (N.O.-dam) (fig. S5.2). Het voornaamste doel van deze campagne is te onderzoeken hoe de waterdruk zich voortplant in de Bartoonklei, een stijve tertiaire klei.

S8.3.1. Grondgelaagdheid ter plaatse

De metingen zijn uitgevoerd in de onmiddellijke nabijheid van de diepsondering OD/D25 en boring OD/B25.

Het situatieplan der fig. S8.12 geeft de positie van het hefeiland t.o.v. de terreinproeven.

Het diepsondeerdiagram van OD/D25 en de boorstaat van de boring OD/B25 zijn gegeven op fig. S8.13.

De inplanting van de meetpunten is gegeven op fig. S8.14.

Het punt O ligt op ca. 15 m van OD/D25 en 15 m van OD/B25.

Vóór het plaatsen van de piëzometers zijn ter plaatse nog volgende proeven uitgevoerd:

a) in punt G : diepsondering WSM III/G

b) in punt A : diepsondering WSM III A (fig. S8.15)

Deze laatste diepsondering werd op een diepte van 8,80 m onderbroken door het wegschuiven van de steunbuis onder invloed van de getijdestromingen. De resultaten stemmen goed overeen met deze van de sondering OD/D25 (fig. S8.13). Op fig. S8.15 is ook de totale weerstand onderzocht bij het indrukken van piëzometer P7, ingedrukt op dezelfde plaats als diepsondering WSM III A, getekend.

Deze loopt tot 8,80 m diep quasi parallel met de totale weerstand van WSM III A. Aangezien de afmetingen van de piëzometers vergelijkbaar zijn met de afmetingen van een conus en de buizen sondeerbuizen zijn, geeft de totale weerstand, gevonden bij het indrukken van de piëzometer P7, wellicht een goed beeld van de totale weerstand die men lager dan 8,80 m diepte zou ondervinden bij het uitvoeren van een diepsondering.

Na het beëindigen van de metingen werd in punt G een boring WSM III/G (6,50 m diep) uitgevoerd.

Uit de resultaten van alle diepsonderingen en boringen ter plaatse, en door vergelijking met de resultaten van het detail-grondonderzoek N.O.-dam, kan de gelaagdheid onder het meetplatform als volgt worden beschreven :

- 6,96 : zeebodem
- 6,96 tot - 11,56 : spekkoevlaag
- 11,56 tot - 14,66 : Bartoonklei
- 14,66 tot - 16,26 : sterk kleihoudend fijn zand
- 16,26 tot - 38,28 : Bartoonklei
- dieper dan - 38,28 : fijn zand

S8.3.2. Plaatsen van de piëzometers

Bij de eerste twee meetcampagnes was gebleken dat het bepalen van de peilen waarop de piëzometers zich bevinden een moeilijke opgave was : het hefeiland bevindt zich 2 tot 3 km ver op zee en het "zet" zich in de tijd. Dit is ook voor andere onderzoekers een grote moeilijkheid gebleken (Span H.J.Th. et al., 1980; Hakimi A. et al., 1984). Daarom werden voor de 3e campagne de peilen met grote nauwkeurigheid bepaald door dagelijkse landmeetkundige opname via vaste bakens geplaatst in punten H en B van het hefeiland (fig. S8.14), door dagelijkse waterpassing van het dek, en door dagelijkse meting van de afstand

1, van de top van de sondeerbuizen tot het dek van het hefeiland (zie fig. S8.10).

Ter bepaling van de getijkromme werd een negende piëzometer en een geijkte vlotter geplaatst in de beschermhuis die normaal gebruikt werd bij het uitvoeren van boringen en diepsonderingen (punt G, fig. S8.14).

De peilen waarop de piëzometers (type Glötzl P3 F 10 L AG) zijn geplaatst zijn opgenomen op fig. S8.5 en aangeduid op fig. S8.13.

S8.3.3. Resultaten van de metingen

De piëzometers zijn op volgende dagen geplaatst :

27-28.9.'79	P7
29.9.'79	P5
1.10.'79	P8 en P6
2.10.'79	P4
3.10.'79	P2 en P1
4.10.'79	P3

Na de stabilisatieperiode zijn de metingen verricht van 15.10.'79 tot 31.10.'79.

Alle aflezingen werden om het halfuur verricht. De bruto meetresultaten van de piëzometers waren uitgedrukt in kN/m². Ten behoeve van de verdere verwerking zijn de drukken omgezet in piëzometrische stijghoogte met als eenheid "1 m zeewater".

De bruto meetresultaten zijn niet opgenomen in dit werk. Bij de bepaling van de amplitudes van het getijde resp. de piëzometers, zijn de meetpunten rechtstreeks gebruikt. Alleen indien dit duidelijk niet kan, is een vloeiende kromme ter vervanging van de meetpunten zelf getrokken.

Bij de H.W. resp. L.W. is dan gebruik gemaakt van deze vloeiende kromme.

S8.3.4. Verwerking van de meetresultaten

Net zoals voor de eerste en voor de tweede campagne wordt de wateroverdruk bepaald aan de hand van de amplitudedemping (formule S8.2).

Ter bepaling van de dubbele tijamplitude H_{zoe} zijn de opmetingen van de vlotter gebruikt. Uit een systematische vergelijking van de maregraafbladen met de aflezings van de vlotter blijkt er een zeer goede overeenstemming.

De verhouding α_{P1} is berekend voor elke piëzometer op elk H.W.- en elk L.W.-moment. Zodoende verkrijgt men voor elke α_{P1} 48 waarden (van 15.10.'79 om 16h00 tot 27.10.'79 om 11h30 en op 31.10.'79 om 10h30).

Aannemend dat α_{P1} normaal verdeeld is, worden de in fig. S8.5 opgenomen gemiddelde waarden $(\alpha_{P1})_m$ en standaardafwijking s gevonden.

Op de fig. S8.16 zijn de waarden α_{P1} uitgezet in functie van de diepte.

Algemeen wordt verwacht dat naar de diepte toe de waterdrukken zich zouden stabiliseren op de hydrostatische waterdruk t.o.v. halftij. Dit wil zeggen een totale demping met $\alpha_{P1} = 0$ of een maximum wateroverdruk $\Delta u = H_{zoe} / 2$.

Globaal beschouwd, vertonen fig. S8.7 en fig. S8.11 deze vorm. Ook fig. S8.16 heeft deze algemene vorm, met uitzondering van P5 en P8. Het niet gedempt zijn van P5 en P8 kan de meetwaarden van P6 en P7 beïnvloed hebben.

Het gedrag van P5 en P8 is niet zo maar duidelijk.

Met betrekking tot P5 dient de aandacht gevestigd op het volgende. P5 is geplaatst op 2,50 m afstand van P7 of punt A (fig. S8.14). In punt A is diepsondering WSM III A uitgevoerd. Deze sondering diende stopgezet op 8,80 m diepte omdat de steunbuizen onder invloed van getijdestroming wegschoven. Deze diepsondering is uitgevoerd tot peil - 15,76. Piëzometer P5 bevindt zich op peil - 15,46. Het einde van de diepsondering WSM III A en de piëzometer P5 bevinden zich beiden in het tertiair zand en op zeer korte afstand van elkaar. Indien de buizen in beide proeven een weinig afwijken van de verticale (ca. 2,5°) zit P5 in de onmiddellijke nabijheid van het einde van WSM III A. Verder is er vastgesteld dat een sondeergat in de Bartoonklei maandenlang blijft open staan. Dit zal zeker het geval geweest zijn gedurende de periode van de metingen voor sondeergat WSM III A tussen peil Z - 11,56 en Z - 14,66. Immers, na van het wegschuiven van de steunbuizen, zijn de steunbuizen opgetrokken en herplaatst ten behoeve van het indrukken van piëzometer P7, doch praktisch gezien kan dit niet op dezelfde plaats (golfwerking, getijdestroming). Deze stelling wordt bevestigd door het feit dat de totale weerstand bij het indrukken van piëzometer P7 van dezelfde grootteorde is als de totale weerstand bij het uitvoeren van diepsondering WSM III A. Vandaar dat het sondeergat WSM III A open moet gebleven zijn. De spekkooklaag wordt doorboord door de beschermhuis van P7 die door golf en stroming heen en weer beweegt met speling tussen beschermhuis en grond voor gevolg.

Zodoende is er vermoedelijk op zeer korte afstand (ca. 2,50 m) een rechtstreekse verbinding tussen de piëzometer P5 en het zeewater met beïnvloeding van de aflezings van P5 tot gevolg.

De enige plausibele verklaring voor het gedrag van piëzometer P8 is een "kortsluiting" via de buizen van P8 met het zeewater.

HOOFDSTUK S9
WATERSPANNINGSMETINGEN
MET BETREKKING TOT GETIJDEN EN GOLF.

De meetinstallatie werd opgesteld ter plaatse van de Noordelijke Oostdam (fig. S5.2). Deze meetcampagne startte in juli '81 met de plaatsing van de draagpaal en het platform en liep ten einde in de zomer van '83, met o.m. het uittrekken van de meetsonde, het wegnemen van het meetplatform en het uittrekken van de draagpaal.

Het voornaamste doel van deze meetcampagne was opmeten hoe de drukvariatie, onder invloed van golfwerking, ter hoogte van de zeebodem zich voortplant in de grond. Ook de drukvoortplanting onder invloed van het getijde werd ter plaatse opgemeten.

S9.1. Eerste voorstelling van de meetopstelling

Het meetsysteem werd zo opgebouwd dat zowel in het geklept zand als in de onderliggende natuurlijke lagen de invloed van getijde- en golfwerking op de poriënwaterdruk kon gevolgd worden.

Een aantal poriënwaterspanningsmeters werd gemonteerd in een licht conische sonde van 13 m lang. Op zeven verschillende niveaus werden piëzometers ingebouwd. Deze sonde werd in de zeebodem gedrukt. De meetwaarden van de poriënwaterspanningsmeters werden door middel van een gesofistikeerd telemetriesysteem rechtstreeks in een computer ingevoerd.

De belangrijkste voordelen van één enkele "meervoudige piëzometersonde (M.P.S.)" zijn :

- alle waterspanningsmeters kunnen terzelfder tijd worden geïnstalleerd

- de peilen van de verschillende poriënwaterspanningsmeters zijn exact gekend
- de problemen van het afdichten van waterspanningsmeters in boorgaten worden vermeden.

Een mogelijk nadeel van de gekozen werkvorm is het feit dat de meervoudige piëzometersonde een stijf lichaam is dat in de zeebodem ingedrukt is en als zodanig de poriënwaterspanning eventueel zou kunnen beïnvloeden.

S9.2. Grondgelaagdheid ter plaatse

De M.P.S. werd ingedrukt ter plaatse van de diepsondering NOD-GZ/D19.

In de onmiddellijke omgeving zijn nog volgende terreinproeven uitgevoerd (fig. S9.1):

- proeven uitgevoerd in het oorspronkelijk terrein, dus vóór het uitvoeren van de grondvervangings : diepsondering OD/D22 en boring OD/B22
- ondersteunend grondonderzoek t.b.v. de 4e meetcampagne :
 - a) juist voor het plaatsen van de M.P.S.
 - Boring NOD-GZ/B1
 - Diepsondering WSM IV-1
 - b) na het verwijderen van de meetopstelling werden in september '83 nog volgende proeven uitgevoerd:
 - Boring met doorlatendheidsproeven in situ NOD-GZ/DL 1
 - Pressiometerproeven NOD-GZ/P1
 - Diepsondering WSM IV-2
 - Diepsonderingen met dichtheidsmetingen in situ NOD-GZ/Di 1 en 2

Uit de hiervoor vermelde proeven volgt de gelaagdheid t.p.v. de 4^o meetcampagne (fig. S9.2)

- 5,65 : zeebodem

- 5,65 tot - 14,00 : geklept zand (met schelpen) met aan de basis vermoedelijk restanten van de Bartoonklei en mors. Om de mors maximum te verdringen bestonden de eerste stortingen uit grof zand en zeegrind, gewonnen op de zuidelijke flank van de Goote Bank. De boring NOD-GZ/B1 diende op - 12,80 stopgezet omdat men niet doorheen een grindlaag kon boren.
- 14,00 tot -15,50 : tertiair sterk kleihoudend fijn zand
- 15,50 en dieper : Bartoonklei

S9.3. Beschrijving van het meetsysteem

In de literatuur worden slechts zelden meetopstellingen beschreven. Dit zijn dan meestal vrij eenvoudige opstellingen : hetzij een beperkt aantal piëzometers en ondiep geplaatst (Okusa S. et al., 1980; Okusa S., 1984; Massel S.R. et al., 1988) hetzij meer piëzometers en ook dieper geplaatst doch met eenvoudige registratie (meer-pen-systeem op papierrol) (Bennett R.H., 1977 ; Hirst T.J., 1977). Zonder overdrijven kan worden gesteld dat de hele meetopstelling t.b.v. de vierde meetcampagne vrij uniek is. Gezien dit vrij unieke karakter wordt het meetsysteem en de gegevensverwerking meer in detail beschreven dan voor de 1e, 2e en 3e meetcampagne.

S9.3.1. Algemeen schema van het systeem

Een algemeen schema van het gerealiseerde meetsysteem wordt gegeven op fig. S9.3. De poriënwaterspanningen onder de zeebodem werden opgemeten door middel van elektrische drukopnemers in de M.P.S. Een kabelbundel verbond de drukopnemers met een meetplatform opgesteld boven op een stalen buispaal op 20 m van de M.P.S. Vanaf dit platform

werden de meetwaarden naar een meetkeet op de dijk door-geseind. Van daaruit werden ze verder over een telefoonlijn doorgestuurd naar een computer waar ze op schijf werden opgeslagen om later verwerkt te worden. Een veel eenvoudiger opstelling zou erin bestaan hebben de piëzometer op de draagpaal te monteren. De draagpaal wordt echter horizontaal belast door de golven (sleep- en inertiekrachten) waardoor ze heen en weer beweegt. Hierdoor zal de poriënwaterdruk in de onmiddellijke nabijheid van de paal stijgen. Dit zou de meetresultaten beïnvloeden. Derhalve werd gekozen voor het volledig scheiden van piëzometers en draagpaal. Aangezien de M.P.S. volledig in de grond zit doet dit fenomeen zich niet voor bij de M.P.S.

S9.3.2. Meervoudige piëzometersonde (fig. S9.4 en S9.4b)

Figuur S9.4 toont de opbouw van de meervoudige piëzometersonde. De M.P.S. is opgebouwd uit zes stalen buizen die door middel van nippels tot een geheel zijn samengebouwd. In de nippels zijn de drukopnemers ingebouwd, ze vormen de piëzometerelementen. Ter hoogte van elke nippel verkleint de diameter naar onder toe. De bedoeling hiervan is een goede afscherming van de verschillende piëzometerelementen ten opzichte van elkaar en ten opzichte van het vrij zee-water te verkrijgen, m.a.w. "kortsluiting" van de piëzometerelementen te vermijden. De opeenvolgende diameters van de onderscheiden gedeelten van de M.P.S. zijn zodanig gekozen dat de benodigde kracht om de sonde statisch in te drukken binnen de mogelijkheden op het hefeiland bleef en dat de verstoring van de grond beperkt bleef. De M.P.S. moest echter mechanisch voldoende sterk zijn (knik !) en er moest voldoende ruimte voorhanden zijn om de drukopnemers in te bouwen.

Het doel van de meetcampagne is o.m. het meten van drukschommelingen onder invloed van golfwerking, dus snelle

drukvariatiës. Er zijn meerdere types piëzometers voorhanden, gaande van eenvoudige open waterstandspijpen, over hydraulische en pneumatische piëzometers tot elektrische, resp. elektronische drukopnemers (Hanna T.H., 1973; Dibiagio E., 1975; Kezdi A., 1980; Londe P., 1982). Omwille van de snelle drukvariatiës hebben we snelreagerende drukopnemers nodig. Na onderlinge vergelijking van de diverse snel reagerende types zijn drukopnemers van het halfgeleider rekstrookjes type gekozen.

Hun responsie is zeker voldoende snel en hun uitgangssignaal is voldoende hoog. De volumeverplaatsing is uiterst gering, er is geen enkel bewegend deel en hun stroomverbruik is zeer laag.

Het meetbereik van de piëzometers bedraagt 5 bar (0,5 MN/m²), de nauwkeurigheid van de meting bedraagt 0,5% van de volle schaal of 0,025 bar (2,5 kN/m² of ca. 0,25 m waterkolom).

Piëzometerelementen zijn ingebouwd op zeven niveaus.

Deze niveaus zijn op fig. S9.4 aangeduid met A, B, C, D, E, F en P. Om de bedrijfszekerheid op te drijven zijn de piëzometerelementen op alle niveaus ontdubbeld, behalve op de twee laagst gelegen niveaus F en P; hier is ontdubbelen onmogelijk wegens de kleine diameter.

Elke drukopnemer is gemonteerd in een boorgat in de nippel. Een aantal naar boven hellende kanaaltjes verbinden dit boorgat met de buitenkant van de sonde (fig. S9.4). Om een galvanische werking te vermijden zijn de drukopnemers van de nippels geïsoleerd door middel van een nylon tussenstuk (Dibiagio E., 1975). De boorgaten in de nippels zijn opgevuld met een grove filter van doorboorde nylon schijfjes.

Bij het meten van waterdrukken is het van uitzonderlijk belang dat de piëzometers verzadigd zijn en blijven. Daarom is volgende werkwijze gevolgd :

- verzadigen van de piëzometers

- inbouwen onder water van de piëzometers in de nippels
- onder water afschermen van de kanaaltjes die de piëzometers verbinden met de buitenkant van de sonde
- de afscherming van elk piëzometerelement werd slechts verwijderd op het ogenblik dat bij het plaatsen van de M.P.S. het piëzometerelement definitief onder het zeewateroppervlak werd gebracht (zie ook verder paragraaf S9.3.5)

S9.3.3. Meetplatform met bijhorende apparatuur (fig. S9.5)

Het meetplatform bevond zich boven op een stalen buispaal (diameter 0,80 m) op + 14,00, dus voldoende hoog zodat het zich zelfs bij hoogwater en zware storm boven de golf-toppen bevond.

Op dit platform bevond zich de conditioneringselektronica voor de drukopnemers, een zender en alle bijhorende apparatuur. De kabelbundel die de verbinding vormde tussen de M.P.S. en de elektronica op het platform was vastgemaakt aan een stalen profiel, dat tussen de M.P.S. en de buispaal op de zeebodem geplaatst was, en aan de stalen buispaal zelf. De elektronica op het meetplatform was ondergebracht in een hermetische kist. Een klein continu debiet droge stikstof, geleverd door een fles samengeperste stikstof, werd naar de hermetische kist toegevoerd om hierin een inerte atmosfeer te behouden. Een overdrukventiel zorgde voor de evacuatie van de overtollige stikstof. Een fles stikstof was voldoende voor een half jaar. De elektrische voeding voor de elektronische apparatuur opgesteld op het meetplatform werd geleverd door zonnepanelen. Deze panelen, met een totale oppervlakte van twee vierkante meter, waren bevestigd op de reling van het platform. Oplaadbare batterijen vervulde de voe-

dingsinstallatie. Deze batterijen waren ondergebracht in twee geventileerde kasten.

De antenne van de zender en een bliksemafleider waren eveneens bevestigd op de reling van het meetplatform.

S9.3.4. Het meetsysteem

S9.3.4.1. Conditioneringselektronica voor de drukopnemers

Voor de voeding van de drukopnemers werd geopteerd voor een voeding van het constante-stroom type. Hierdoor kon het effect van weerstandsveranderingen in de kabel ten gevolge van onder andere temperatuursveranderingen, geminimaliseerd worden. De uitgangssignalen van de drukopnemers werden in de conditioneringselektronica versterkt tot 0 à 2 volt gelijkspanningssignalen. Deze signalen werden vervolgens aan de multiplexer van de transmitter aangelegd.

S9.3.4.2. Gegevensoverdracht van het meetplatform naar de kust.

De M.P.S. was geplaatst op ongeveer 2,7 km van de kust. De meetsignalen van de piëzometerelementen werden draadloos doorgeseind naar de kust door een telemetriesysteem dat 16 kanalen kon doorsturen. Het laatste kanaal was voorbehouden voor het doorsturen van de voedingsspanning van de batterijen. De 16 signalen werden gedigitaliseerd en vervolgens serieel doorgestuurd. Hiervoor werd gebruik gemaakt van een UHF draaggolf, waarop de signalen in pulscode modulatie opgezet waren. Door gebruik te maken van gerichte antennes kon het benodigde vermogen van de zender op het meetplatform zeer beperkt gehouden worden.

S9.3.4.3. Gegevensoverdracht van de kust naar de computer

De ontvanger van het draadloos telemetriesysteem stond opgesteld in de meteokeet van de Dienst van de Kust. De ontvangen signalen werden daar gedemoduleerd, opnieuw

gemoduleerd en via modems en een telefoonverbinding verder doorgestuurd naar een ware-tijdscomputer, opgesteld in het Laboratorium voor Regeltechniek van de Rijksuniversiteit Gent, gelegen op ongeveer 60 kilometer van de kust.

S9.3.5. Installatie

De buispaal waarop het meetplatform geïnstalleerd werd en het meetplatform zelf werden in juli '81 geplaatst vanop een hefeiland. Alle apparatuur was reeds op het meetplatform aangebracht behalve het elektronisch gedeelte.

De M.P.S. en het elektronisch gedeelte van de apparatuur op het meetplatform werden in de loop van oktober en november '81 geplaatst.

Voor het statisch indrukken van de M.P.S. werd een hydraulische vijzel van 1 MN gebruikt. De reactiekracht werd geleverd door twee watertanks opgesteld op het dek van het hefeiland. Vermits de M.P.S. volledig in de zeebodem diende gedrukt te worden, werden progressief stukken drukbuis van een meter lengte bijgeplaatst tussen de vijzel en de kop van de M.P.S.

Omwille van de heersende getijdestroming en mogelijke golfwerking, omwille van de lengte en vooral de slankheid van de M.P.S., en vermits de benodigde kracht vrij hoog kon oplopen werd de M.P.S. ingedrukt binnenin een steunbuis (fig. S9.6). Deze was onderaan verbreed en voorzien van een plaat met hechtingspinnen die in de zeebodem ingedrukt waren. De sonde zelf was voorzien van geleidingsblokken die voor een goede centrering in de steunbuis zorgden. In het verbrede gedeelte van de steunbuis waren zgn. "vensters" aangebracht. Door deze vensters kon een duiker de geleidingsblokken en de afdekkingen van de piëzometerelementen wegnemen. De vensters waren zo voorzien dat tijdens één duikoperatie twee piëzometerelementen vrijgemaakt konden worden. Tussen het inbouwen van de piëzometers in de nippels, het afschermen onder

water (in het Rijksinstituut voor Grondmechanica) en het ogenblik waarop de afdekking door de duiker onder water werd weggenomen, zijn de piëzometers steeds afgeschermd geweest. De eis dat de piëzometerelementen slechts onder water vrijgemaakt mochten worden, leidde tot de ingewikkelde vorm van de steunbuis (zoniet waren noch verbreding van de steunbuis, noch vensters nodig) en vereiste meerdere duikoperaties.

Figuur S9.7 toont het diagram met de opgemeten totale indrukweerstand van de M.P.S. in functie van de diepte. Nadat de M.P.S. quasi onder eigen gewicht over ca. 1,30 m in de bodem was gedrongen, sprong de vieldruk onmiddellijk op 8 MN/m² (een totale weerstand = 175 kN) om gedurende ca. 6,50 m quasi constant te blijven en pas vanaf 8,50 m diepte geleidelijk toe te nemen. Waarschijnlijk is er hier een anomalie in de vieldruk (totale weerstand). Het vermoedelijk weerstandsdiagram is op fig. S9.7 getekend in streeplijn.

De M.P.S. is ingedrukt tot de flens A zich ter hoogte van de zeebodem op peil - 5,65 bevond. Zodoende bevonden de kanaaltjes, resp. druksensoren van de diverse piëzometer-elementen zich op de peilen samengebracht in tabel S9.1.

Piëzometer-element	Druk opnemer	Peil kanaaltjes (Z)	Peildruk sensor (Z)	Grondsoort
A	1 en 8	- 5,64	- 5,74	op de zeebodem
B	2 en 9	- 7,84	- 7,74	geklept zand
C	3 en 10	- 9,84	- 9,74	
D	4 en 11	-11,84	-11,74	
E	5 en 12	-13,84	-13,74	
F	6	-15,84	-15,74	Bartoonklei
P	7	-18,84	-18,74	

Tabel S9.1. Meetcampagne 4: peilen van de piëzometer-elementen

S9.4. Computerverwerking

S9.4.1. Beschikbare computerapparatuur en ontwikkelde programmatuur

S9.4.1.1. Apparatuur

De meetsignalen, werden in een ware-tijdscomputer ingevoerd. Er was een 80 Mbytes schijfgeheugen beschikbaar, waarop de meetgegevens voor latere verwerking opgeslagen konden worden.

Vermits per kanaal tweemaal per seconde bemonsterd werd, was een groot extern geheugen onontbeerlijk, te meer daar meetwaarden van vrij lange perioden dienden opgeslagen te worden.

S.9.4.1.2. Programmatuur

Twee soorten programma's werden ontwikkeld voor dit project : bemonsteringsprogramma's en verwerkingsprogramma's.

Het programmapakket ontwikkeld voor de signaalbemonstering bestond uit volgende delen :

- een snelle Assembler routine geschreven om de binnenkomende gegevens te herkennen en decoderen
- een FORTRAN programma dat de Assembler routine gebruikte om de gegevens te lezen, vervolgens een eerste verwerking deed en de gegevens daarna op schijf wegschreef. De eerste verwerking bestond voornamelijk uit het uitvoeren van een test om na te gaan of de gelezen gegevens betrouwbaar waren en uit het berekenen van gemiddelde waarden, bv. ten behoeve van de studie van getijdewerking.

Deze bemonsteringsprogramma's stonden steeds onder controle van een zgn. "waakhondprogramma". Hierdoor kon de operator de uitvoering van de bemonsteringsprogramma's dagen op voorhand plannen zodat een volledig onbemande werkwijze mogelijk was. Zo was het mogelijk, als storm voorspeld werd, de bemonstering te starten op vooraf als interessant vastgelegde momenten b.v. H.W. of L.W..

De verwerkingsprogramma's waren geschreven in FORTRAN. Zij voerden de gewenste verwerking uit op de opgeslagen gegevens. Deze programma's werden volledig door de gebruiker gestuurd.

S9.4.2. Gegevensverzameling

S9.4.2.1. Controle van de werking van de piëzometerelementen

Gedurende de hele indrukprocedure van de M.P.S. werden de piëzometers continu gevolgd. Het gevaar was immers reëel dat de piëzometers b.v. overbelast zouden worden. Daarom werden, tijdens het indrukken van de M.P.S., de aflezingen van de drukopnemers continu vergeleken met vooraf ingegeven limietwaarden. Deze manier van werken bleek ten zeerste verantwoord want tijdens het indrukken

van de M.P.S. moest besloten worden tot een aanpassing van de indrukprocedure; o.a. trager indrukken om te hoge poriënwaterdrukken te vermijden en aanpassing van de verbinding van de drukbuizen (lasverbinding vervangen door boutverbinding).

S9.4.2.2. Controle van de werking van het totale systeem

Op regelmatige tijdstippen, minstens wekelijks, werd het bemonsteringsprogramma gestart en bleef het gedurende korte tijd lopen om de werking van het totale systeem te controleren. Tevens werd de laadtoestand van de batterijen op het meetplatform nauwkeurig gevolgd.

S9.4.2.3. Eigenlijke gegevensverzameling

Wanneer de Weerkundige Dienst te Zeebrugge een storm voorspelde, werd het waakhondprogramma in de computer geactiveerd zodat op de gewenste getijde-afhankelijke tijdstippen de meetgegevens ingelezen werden en voor latere verwerking op schijf weggeschreven werden.

Bij de metingen die tot doel hadden de demping met de diepte van de golven af te leiden, werden alle meetwaarden op schijf bewaard. Om voldoende gegevens te hebben voor statistische verwerking werd telkens gedurende 30 minuten gemeten.

Om het effect van het veel tragere getijdeverschijnsel te bestuderen, waren veel langere bemonsteringsperioden nodig. Alle gegevens opslaan van metingen die dagen duurden, bleek ondoenbaar en was ook niet nodig. In dit geval werden per 15 min de gemiddelden van de meetwaarden berekend. Enkel deze gemiddelden werden op schijf bewaard voor latere verwerking.

S9.4.3. Voorstelling van de gegevens.

S9.4.3.1. Meetperiodes

De metingen zijn verricht vanaf februari '82, met het zwaartepunt van de getijregistraties in februari en maart '82 en in mei '83. De eerste golfregistraties zijn gebeurd in maart '82 doch het zwaartepunt van de golfregistraties ligt in de winter '82-'83 (oktober '82 t.e.m. februari '83).

Op fig. S9.8a zijn de diverse meetperiodes voor het getijde aangeduid, fig. S9.8b geeft een overzicht van de golfregistraties. Voor deze laatste zijn, naast de data van de metingen ook het aantal detailopnames per dag gegeven. We stellen vast :

- drukcel 10 heeft niet gewerkt
- drukcel 1 is uitgevallen tussen 8 en 14.10.'82
- drukcel 3 heeft op zicht bruikbare registraties gegeven vanaf 3.2.'83 (doch eerst niets en nadien wel, vandaar enige twijfel)
- drukcel 7 is uitgevallen vóór 3.2.'83
- drukcel 12 is uitgevallen vóór 6.5.'83

Het plaatsen van twee opnemers per piëzoëlement bleek dus wel zinvol.

S9.4.3.2. Golfmetingen

De aflezingen (digitale waarden) van de drukopnemers werden als volgt naar drukken omgerekend : de opgeslagen meetwaarden $M_i(t)$ voor piëzometer i zijn gelegen tussen 0 en 1023, grenzen inbegrepen. Dit bereik komt overeen met een spanningsbereik van 0 tot 2000 mV. Vermits de versterking ingebouwd in de conditioneringselektronica een factor 20 bedroeg, was de corresponderende spanning $x_i(t)$ aan de druktransducer :

$$x_i(t) = M_i(t) \frac{2000 \text{ mV}}{1023 \times 20} \quad (\text{S9.1})$$

Rekening houdend met de vooraf bepaalde ijkingsconstanten van de drukopnemers m_i en n_i , werd de poriënwaterspanning $u_{g,i}(t)$ berekend als :

$$u_{g,i}(t) = m_i \cdot x_i(t) + n_i \quad (\text{S9.2})$$

Na een belangrijke storm werd eerst het geheel van de meetwaarden geanalyseerd. Hiertoe werden na een eerste verwerking, voornamelijk filtreren of wegwerken van zgn. "ruis", alle meetresultaten van de bovenste drukopnemer $u_{g,1}(t)$ uitgetekend in grafieken die de golfhoogte geven in functie van de tijd.

Het woord "golfhoogte" staat hier in feite voor "drukvariatie ter hoogte van de zeebodem ten gevolge van golfwerking". Zoals in hoofdstuk S5 beschreven is de golfhoogte gelijk aan de variatie van de drukhoogte x n/K , met n de correctiefactor van Grace en K de drukreponsiefactor (Airytheorie). Voor de waterdiepte en golfperiode van toepassing voor deze 4^e campagne bedraagt n/K ca. 1,60. De overzichtstekening bevat 30 minuten registratie. De golven werden uitgezet ten opzichte van een hypothetische referentielijn $u_{g,1,m,30}$ (gemiddelde waarde van alle golfmeetwaarden van opnemer 1, gedurende 30 min (fig. S9.9).

Op dezelfde tekening werd tevens een getijdengkromme getekend. De getijdewaarden $u_{g,1,f}(t)$ werden berekend door het uitvoeren van een digitale filtrering op de meetwaarden waarbij de afsnijfrequentie gelijk was aan $1/8 \text{ min}^{-1}$. Hierbij werden alle frequentiecomponenten waarvoor $f > 0,002 \text{ Hz}$ sterk gedempt. Binnen het beschouwde fre-

quentiegebied ($f < 0.002$ Hz) trad geen noemenswaardige faseverschuiving op.

Uit de overzichtstekening zijn de gewenste monsters (grootste golfhoogte) gekozen. Deze monsters, van 30 s elk, worden voor alle piëzometers uitgetekend op een uitgerokken tijdschaal (fig. S9.10).

De horizontale op elke grafiek is het gemiddelde van de registraties $u_{g,1}(t)$ gedurende de beschouwde 30 s, dus $u_{g,1,m,30s}$. Voor drukcel 1 en 8 is deze lijn het tijdsignaal.

S9.4.3.3. Getijdemetingen

Het veel tragere golfverschijnsel dat het getijde in feite is, werd analoog behandeld. De opgeslagen meetwaarden waren in dit geval reeds gemiddelde waarden per 15 min (cfr. S9.4.2.3).

De signalen worden gegeven per kanaal (per drukcel). De originele overzichtstekening bevat het signaal van één van de bovenste piëzometers (1 of 8).

Een overzichtstekening kan het getijde gedurende 14 dagen weergeven. De curve $u_{g,1}(t)$ wordt uitgezet met aanduiding van de referentie halftijlijn voor de beschouwde periode b.v. $u_{g,1,m,15d}$, d.i. het gemiddelde van alle getijmeetwaarden van piëzometer 1, gedurende 15 dagen. (fig. S9.11). Uit deze grafieken worden de gewenste monsters genomen en voor alle opnemers origineel uitgetekend op een uitgerokken tijdschaal (fig. S9.12).

S9.5. Verwerking van de meetresultaten m.b.t. het getijde

S9.5.1. Algemeen

Onderlinge vergelijking van de beschikbare registraties toont :

- de verticale verschuivingen van de zgn. referentie halftijlijn gekarakteriseerd door $u_{t,1,m,15d}$
- de demping van de amplitudes
- de defasering: deze defasering blijkt vooral uit de diagrammen met uitgerokken tijdschaal en is het meest waarneembaar voor de drukcellen 6 en 7 (in de Bartoonklei).

Net zoals voor de meetcampagnes 1, 2 en 3 is de wateroverdruk bij L.W. benaderd via de demping van de amplitudes (form. S8.2)

Als amplitude van het getij is voor februari en maart '82 het gemiddelde van de amplitude van drukcel 1 en 8 genomen; het verschil was zeer gering. Voor februari en mei '83 is de amplitude van de drukcel 8 genomen, kanaal 1 was uitgevallen.

De verwerking van de meetgegevens is per maand uitgevoerd:

- | | |
|----------------|------------------------------|
| - februari '82 | 51 waarden van α_{P1} |
| - maart '82 | 17 waarden van α_{P1} |
| - februari '83 | 18 waarden van α_{P1} |
| - mei '83 | 51 waarden van α_{P1} |

S9.5.2. Bepaling van de gemiddelde waarden van α_{P1}

Aannemend dat α_{P1} normaal verdeeld is, zijn per maand de gemiddelde waarde $(\alpha_{P1})_m$ en de standaardafwijking s bepaald. De gevonden waarden zijn verzameld in tabel S9.2. De gemiddelde waarden zijn op fig. S9.13 uitgezet in functie van de diepte.

Piëzoëlement	Peil	Kanaal	februari 82 (51)		maart 82 (17)		feb./ma 82 (68)		februari 83(18)		mei 83 (51)	
			$(\alpha_{P1})_m$	s	$(\alpha_{P1})_m$	s	$(\alpha_{P1})_m$	s	$(\alpha_{P1})_m$	s	$(\alpha_{P1})_m$	s
A	-5,74	1/8	100	-	100	-			100	-	100	-
B	-7,74	2 9	87,8 98,2	1,5 2,8	89,7 98,3	1,2 1,3	88,2 98,2	1,6 2,0	79,5 103,0	4,2 6,7	77,9 99,3	1,1 0,7
C	-9,74	3							77,3	7,4	69,9	2,2
D	-11,74	4 11	30,6 84,4	1,5 0,9	33,5 86,2	0,9 1,3	31,3 84,8	1,8 1,3	55,9 60,6	5,2 3,2	52,6 39,6	2,7 1,8
E	-13,74	5 12	96,7 100,7	0,9 2,0	97,6 101,2	0,7 0,9	97,0 100,9	0,9 1,8	94,9 99,2	7,8 3,5	92,0	1,6
F	-15,74	6	31,2	2,5	35,1	1,7	32,6	2,8	37,7	4,2	35,4	1,5
P	-18,74	7	19,4	1,7	20,4	1,0	19,5	1,5	februari 82 (51) ¹ in feb. 82 waren 51 waarden van α_{P1} beschikbaar			

Tabel S9.2. Meetcampagne 4 - getijdemetingen : dempingscoëfficiënten $(\alpha_{P1})_m$ en standaardafwijking s

Tabel S9.2 en fig. S9.13 leiden tot volgende eerste algemene vaststellingen :

- De standaardafwijking is gering, in elk geval veel geringer dan voor de meetcampagnes 1, 2 en 3. Alleen voor de meetperiode februari '83 wordt de maximum gevonden s = 7,8. Deze hogere s is zeker te wijten aan het feit dat de metingen in februari '83 discontinu zijn gebeurd. De beschikbare curven die de variatie van de waterdruk in functie van de tijd geven, dienden naar best vermogen te worden vervolledigd. Eventuele fouten beïnvloeden zowel de teller als de noemer van α_{P1} . Ze kunnen elkaar compenseren of elkaar versterken. Ondanks de grotere standaardafwijking zijn de resultaten van februari '83 toch in de interpretatie opgenomen.
- Figuur S9.14 toont de evolutie van $(\alpha_{P1})_m$ in de tijd. Hieruit blijkt duidelijk dat de waarde van $(\alpha_{P1})_m$ niet constant blijft.

Uit een vergelijking van de resultaten van de drie meetreeksen (februari-maart '82, februari '83 en mei '83) volgt dat voor opnemer 2 de waarden gedaald zijn van

88,2% tot 79,5% in februari '83 en tot 77,9% in mei '83. De waarde α_{P3} voor opnemer 9 bedraagt ca. 100%.

Voor piëzometerelement C werkt opnemer 3 slechts vanaf februari '83. De waarde α_{P3} daalt van 77,3 in februari '83 tot ca. 70% in mei '83.

Op het niveau D neemt de waarde van α_{P4} toe van ca. 30% tot ca. 55% terwijl de waarde van α_{P11} daalt van ca. 85% tot ca. 40%. Voor beide drukcellen varieert α_{P1} sterk met de tijd. Bovendien zijn de waarden van α_{P4} en α_{P11} sterk verschillend ondanks het feit dat de piëzometers zich op hetzelfde peil bevinden.

Op het niveau E blijven de waarden in de buurt van de 100% hoewel α_{P5} in mei '83 toch daalt tot 92%.

De waarde van α_{P6} voor piëzometerelement F varieert weinig : van ca. 32,5% begin '82 tot ca. 37% in '83.

De drukopnemer in de punt van de M.P.S. werkt niet meer in februari en mei '83. In februari-maart '82 bedroeg α_{P7} ca. 20%.

Bij de verwerking van de golfregistraties bleek eveneens een zeker "verloop" in de tijd (paragraaf S9.6.4.3). Zoals in paragraaf S9.6.5 vermeld, dienen de eerste metingen (februari '82) als meest betrouwbaar te worden beschouwd.

S9.5.3. Evolutie van α_{P1} met de amplitude van het getij (cyclus doodtij-springtij)

Figuur S9.11 toont het signaal van kanaal 1 voor februari '82, d.i. de getijdekromme voor die periode.

Doodtij ($H_{z_{ee}} = \text{ca. } 2,30 \text{ m}$) situeert zich rond 18.2.'82; springtij ($H_{z_{ee}} = \text{ca. } 4,50 \text{ m}$) rond 26.2.'82. De beschouwde meetperiode bevat dus een aantal dagen vóór doodtij en een aantal dagen na springtij.

Een detailontleding van de diverse α_{P1} leert dat de tendens bestaat dat α_{P1} in zeer beperkte mate (getuige de kleine standaardafwijking s voor februari '82) toeneemt

met toenemende H_{zee} . De demping zou dus niet lineair verlopen.

Aangezien dit in het licht van het doel van dit proefschrift geen rol speelt, wordt hierop niet verder ingegaan.

S9.5.4. Vertikale verschuiving

Bij de meetcampagne ter plaatse van de werkhaven werden verticale verschuivingen waargenomen. Na onderzoek bleek het aangewezen de wateroverdrukken te bepalen op basis van amplitudedemping. Dit is gebeurd voor de 2e, 3e en ook voor deze 4e meetcampagne. Toch is bij wijze van steekproef voor de getijdemetingen van 26 en 27.2.'82 de verticale verschuiving d_1 van halftij bepaald en opgenomen in tabel S9.3.

	peil	milieu	Piëz. N°	d_1 (m)	Def. (min)	Piëz. N°	d_1 (m)	Def. (min)
A	- 5,74	zee- bodem	1	- 1,01	-	8	-1,02	-
B	- 7,74	geklept zand	2	- 1,12	0	9	-1,12	0
C	- 9,74	"	3	-	-	10	-	-
D	-11,74	"	4	- 1,99	19,7	11	-0,41	3,7
E	-13,74	"	5	+ 0,02	2,2	12	-1,28	2,5
F	-15,74	Bartoon klei	6	- 1,66	41,2			
P	-18,74	"	7	- 1,62	29			

Tabel S9.3. Meetcampagne 4 - getijdemetingen : verticale verschuivingen (d_1) en defaseringen (Def.).

De verticale verschuiving varieert tussen ca. 0 (piëzometer 5) en - 2,0 m (piëzometer 4) wat dus een permanente

onderdruk betekent. Er is evenwel geen fysische verklaring voor deze verticale verschuiving; vermoedelijk is ze te wijten aan de instelling van de elektronische apparatuur. Met betrekking tot de bepaling van de waterdrukschommeling in de diepte werd geen rekening gehouden met deze verticale verschuiving.

S9.5.5. Defasering

Om te onderzoeken of er een zekere defasering van het getijsignaal met de diepte bestaat, zijn de uitgerokken getijregistraties van februari '82 (fig. S9.12) onderling vergeleken.

De defasering is bepaald ter plaatse van de snijpunten van de krommen (getijde of piëzometrische stijghoogte) met de gemiddelde lijn. De gevonden gemiddelde waarden zijn opgenomen in tabel S9.3 en in functie van de diepte uitgezet op fig. S9.15.

Dit leidt tot volgende vaststellingen :

- de piëzometers die zich in het geklept zand bevinden geven geen of een zeer kleine defasering (van dezelfde grootte-orde als de afleesnauwkeurigheid) met uitzondering van piëzometer 4 (defasering ca. 20 min)
- de piëzometers 6 en 7 in de Bartoonklei tonen een duidelijke defasering : 41 min voor P6 en 29 min voor P7.
- de piëzometer 4 gedraagt zich in februari '82 alsof hij zich in een kleilaag bevindt : sterke demping ($\alpha_{P4} = 30,6$) en niet te verwaarlozen defasering (20 min). Gezien P4 zich midden in een artificieel aangebrachte zandlaag bevindt, is dit evenwel uitgesloten. Bovendien reageert P4 totaal anders dan P11 die zich op hetzelfde peil bevindt. Als mogelijke verklaringen kunnen worden vermeld :
 - de toegangskanaaltjes tot piëzometer P4 zijn verstopt;

- storing in de elektronica.

De resultaten m.b.t. demping en defasering wijzen erop dat P4 zich anders gedraagt dan alle andere piëzometers in het geklept zand. Bij het bepalen van de wet die de getijvoortplanting in de diepte beschrijft (hoofdstuk S11) zal P4 dan ook niet in rekening worden gebracht.

S9.6. Verwerking van de meetresultaten m.b.t. golven

Ook bij golven reageren de diepste piëzometers 6 en 7 nog op de veranderlijke waterhoogte (zie fig. S9.10).

De wateroverdruk is, net zoals voor alle getijmetingen, bepaald via demping van de amplitudes. De bepaling van de gemiddelde amplitudedemping is op drie verschillende wijzen gebeurd :

- 1) manuele verwerking (golf per golf)
- 2) statistisch : de statistische karakteristieken (H_s , H_{10} , ...) bepalen en dan de verhoudingen maken
- 3) Fourieranalyse

S9.6.1. Manuele verwerking (golf per golf)

De detailtekeningen (b.v. fig. S9.10) geven de opgemeten drukvariatiën van de piëzometers 1 t.e.m. 12, op piëzometer 10 na die nooit werkte, op een uitgerokken schaal. Elke tekening bestrijkt 30 s.

Op de tekeningen die piëzometers 1 en 8 geven, werden de grootste golven aangeduid. De individuele golven met hoogte groter dan 1,20 m werden beschouwd. Zoals sub S9.4.3.2 vermeld worden hier de golven bedoeld die, ter hoogte van de zeebodem, een drukvariatie groter dan 1,20 m zeewaterkolom geven. Voor januari '83 waren er voldoende golven groter dan 1,50 m.

Tabel S9.4 toont per stormperiode het aantal beschikbare golven per golfhoogteklasse.

Periode	Golfhoogten (m)				
	1,2-1,5	1,5-2,0	2,0-2,5	>2,5	Totaal
maart '82	25	13	5	-	43
okt. '82	29	34	11	-	74
dec. '82	5	-	-	-	5
jan. '83	-	49	14	6	69
feb. '83	3	11	6	4	24

Tabel S9.4. Meetcampagne 4 : aantal individuele golven per golfhoogteklasse.

Voor de gekozen golven werd ook de amplitude van de drukvariatie in de andere piëzometers bepaald en vervolgens voor elke golf en voor elke drukopnemer de amplitudedempingscoëfficiënten δ_{P1} berekend. Als referentie werd het gemiddelde van meetsignaal 1 en 8 genomen tot piëzometer 1 uitviel (tussen 7/10/'82 en 14/10/'82).

Tabel S9.5 geeft een overzicht van de gevonden gemiddelde waarden en bijhorende standaardafwijking. De gegevens zijn samengevoegd per stormperiode. Op fig. S9.16 zijn de δ_{P1} in functie van de diepte uitgezet. Een curve door de gevonden punten geeft de omhullende van de ogenblikkelijke drukvoortplantingscurven.

Vertrekkende van tabel S9.5 en fig. S9.16 stellen we vast dat δ_{P1} geleidelijk toeneemt in de tijd. Per piëzoëlement stellen we vast :

- Meetcellen 1 en 8 op peil - 5,74 (zeebodem) : tot piëzometer 1 uitvalt, geven 1 en 8 quasi dezelfde drukvariatie
- Meetcellen 2 en 9 op peil - 7,74 : in maart '82 geven 2 en 9 dezelfde waarde. Vanaf oktober '82 bedraagt δ_{P2} gemiddeld het dubbele van δ_{P1} .
- Meetcel 3 op peil - 9,74 : de meetcel geeft geen resultaten in maart '82. Vanaf oktober '82 blijft de δ_{P3} quasi constant.

Piëzomé- ment	peil	kanaal	maart '82 (43) ¹		oktober '82 (74) ¹		december '82 (5) ¹		januari '83 (69) ²		februari '83 (24) ¹	
			$\langle \delta_{P1} \rangle_m$	s	$\langle \delta_{P1} \rangle_m$	s	$\langle \delta_{P1} \rangle_m$	s	$\langle \delta_{P1} \rangle_m$	s	$\langle \delta_{P1} \rangle_m$	s
A	-5,74	1/8	100	-	100	-	100	-	100	-	100	-
B	-7,74	2	25,3	3,4	32,2	3,9	25,7	3,1	30,2	4,1	30,1	5,2
		9	25,4	3,8	60,5	5,0	55,6	3,9	58,9	6,1	61,4	8,3
C	-9,74	3	-	-	19,8	4,5	16,3	2,8	18,9	3,2	19,0	5,9
D	-11,74	4	9,2	2,6	16,4	3,8	14,2	4,1	16,2	4,0	18,2	6,1
		11	9,5	2,7	11,4	3,5	10,0	1,4	12,8	4,1	16,0	6,8
E	-13,74	5	10,6	2,3	10,4	3,3	11,1	1,8	13,0	3,5	14,8	5,7
		12	19,3	3,3	20,4	4,3	16,9	3,0	24,0	5,1	27,2	7,3
F	-15,74	6	13,6	3,0	22,1	3,9	16,4	3,1	20,8	3,9	23,3	6,8
P	-18,74	7	15,2	3,1	23,4	6,4	26,6	0,1	27,6	3,6	-	-

(43)¹: 43 individuele golven > 1,20m
(69)²: 69 individuele golven > 1,50m

Tabel S9.5. Meetcampagne 4 - golfmetingen - manuele verwerking : dempingscoëfficiënten $\langle \delta_{P1} \rangle_m$ en standaardafwijking s

- Meetcellen 4 en 11 op peil - 11,74 : in maart '82 is δ_{P4} quasi = δ_{P9} , nadien is er een zeker verschil tussen beiden.
- Meetcellen 5 en 12 op peil - 13,74 : δ_{P12} is quasi het dubbele van δ_{P5} .

S9.6.2. Statistische verwerking

Een normale procedure bij de verwerking van golfgegevens is de bepaling van de significante golfhoogte H_s (het rekenkundig gemiddelde van de 33% hoogste golven van een golfregistratie) per registratie van 30 min. Verder wordt dergelijke registratie ook soms "gegevensblok" genoemd.

De dempingscoëfficiënt δ_{P1} voor piëzometer i is dan per definitie gelijk aan de verhouding van $H_{s,P1}$ van piëzometer i tot de referentie-golfhoogte op de zeebodem, d.i. het gemiddelde van H_s voor P1 en P8;

$$\text{dus } \delta_{P1} = \frac{H_{s,P1}}{H_{s,P1} + H_{s,P8}} \times 100 \quad (\text{S9.3})$$

Vier stormperiodes nl. maart '82, oktober '82, januari '83 en februari '83 kwamen in aanmerking voor statistische verwerking. Maart '82 werd als eerste verwerkt. Aanvankelijk werden alle gegevensblokken verwerkt doch gauw bleek dat met kleine golven en met een demping van 10 à 20% van het ingangssignaal de variatie in waterdruk niet meer te onderscheiden was van de ruis. Vandaar werden enkel die blokken verder beschouwd waarvoor de referentie-golfhoogte H_s groter was dan 0,65 m. Naderhand werd voor de verwerking van de meetresultaten van oktober '82, januari en februari '83 deze drempel opgetrokken tot 1,20 m. Voor de gekozen gegevensblokken werd voor de piëzometers op de zeebodem en ook voor alle andere drukopnemers H_s berekend en dan werd volgens formule (S9.3) δ_{P1} per piëzometer bepaald.

Daarna zijn per stormperiode de gemiddelde waarden en standaardafwijkingen voor elke δ_{P1} berekend en samengebracht in tabel S9.6. Voor maart '82 zijn de resultaten van beide bewerkingen opgenomen : met $H_{s,ref} = 0,65$ m resp. $H_{s,ref} = 1,20$ m als ondergrens.

S9.6.3. Fourieranalyse

Voorgaande analyses, literatuuronderzoek en studie ten gronde (hoofdstuk S10) leren dat het complexe probleem van drukvoortplanting in de diepte gekenmerkt wordt door:

- het "ingangssignaal" nl. de drukvariatie op de zeebodem. Dit signaal is niet zuiver sinusoidaal maar een samenstelling van sinussen met verschillende frequenties.

p (0,t) : druk op de zeebodem (z = 0) op tijdstip t

peizoelement	peil	kanaal	maart 82 (16) ¹⁶		maart 82 (3) ³		oktober 82 (3) ³		januari 83 (9) ⁹		februari 83 (5) ⁵	
			(δ_{PI}) _m	s	(δ_{PI}) _m	s	(δ_{PI}) _m	s	(δ_{PI}) _m	s	(δ_{PI}) _m	s
A	-5,74	1/8	100	-	100	-	100	-	100	-	100	-
B	-7,74	2	23,1	2,8	26,0	1,2	31,9	0,6	29,5	3,1	29,7	2,5
		9	25,7	6,5	26,7	0,6	60,3	1,2	60,6	2,7	61,0	5,3
C	-9,74	3	-	-	-	-	19,0	1,9	17,2	3,3	17,5	3,5
D	-11,74	4	8,5	0,7	8,9	0,9	18	2,1	15,0	3,5	16,7	4,1
		11	9,8	1,9	9,9	1,2	14,8	2,9	11,8	2,6	12,8	5,0
E	-13,74	5	14,7	3,7	11,6	1,2	15,4	3,3	12,2	1,6	13,6	3,0
		12	20,0	3,0	20,7	2,0	21,5	4,9	22,5	5,1	23,7	5,7
F	-15,74	6	13,2	3,0	13,7	3,0	22,2	1,9	19,1	3,8	20,2	4,1
P	-18,74	7	13,8	3,0	15,1	3,0	21,6	2,6	-	-	-	-

16¹⁶: 16 'blokken' met $H_{s, ref} > 0,65$ m
 3³: 3 'blokken' met $H_{s, ref} > 1,20$ m

Tabel S9.6. Meetcampagne 4 - golfmetingen - statistische verwerking : dempingscoëfficiënt (δ_{PI})_m en standaardafwijking s

$$p(o, t) = \sum B \cos \omega t \quad (S9.4)$$

b) de drukvoortplanting in de diepte wordt geregeerd door een lineaire differentiaalvergelijking van het type

$$\frac{\partial^2 p}{\partial z^2} = r^2 \frac{\partial p}{\partial t} \quad (S9.5)$$

(zie S10.20)

Beschouwen we een sinusoidaal ingangssignaal dan heeft de oplossing van (S9.5) volgende vorm

$$p(z, t) = B' e^{-Az} \cos(\omega t - Az) \quad (S9.6)$$

Voor elk van de samenstellende componenten in (S9.4) vinden we de respons in de diepte via (S9.6). Voor elk van

deze componenten kan dus een dempingscoëfficiënt δ van de amplitudes bepaald worden, in functie van .

Via een Fourieranalyse (F.F.T.) werden de signalen van de verschillende drukopnemers ontbonden in de samenstellende sinusoiden.

De F.F.T. is toegepast voor de golfregistraties van 11.3.'82 van 6h53min t.e.m. 6h58min. Dit zijn de enige nog beschikbare registraties uit maart '82 die van voldoende lange duur zijn.

De drukopnemers 1 en 8 (zeebodem) en 2, 11, 5, 6 en 7 zijn beschouwd.

Op fig. S9.17 is het signaal geregistreerd door opnemer 1 getekend. De fig. S9.18 toont het spectrum per drukopnemer.

De meeste spectra vertonen

- een duidelijke piek bij frequentie = 0,1133 Hz. of bij $T = 8,82$ s
- een volgende piek bij frequentie = 0,12 Hz. of $T = 8,33$ s (veroorzaakt het algemeen beeld van een zweving, fig. S9.17)
- een volgende piek bij frequentie = 0,1567 Hz. of $T = 6,38$ s.

De dempingscoëfficiënt is gedefinieerd als de verhouding van de piekamplitude bij $f = 0,1133$ van de opnemer tot de piekamplitude op de zeebodem (gemiddelde van opnemer 1 en 8). Het resultaat van deze bewerking is samengebracht in tabel S9.7.

Piëzoëlement	Peil	Piëzometer	A_{max}	δ_{P1}
A	-5,74	1 8	32,54 31,68	100
B	-7,74	2	7,75	24,1
C	-9,74	/		
D	-11,74	11	1,61	5,0
E	-13,74	5	3,12	9,7
F	-15,74	6	3,04	9,5
P	-18,74	7	3,31	10,3

Tabel S9.7. Meetcampagne 4 - golfmetingen : resultaten van de Fourieranalyse

S9.6.4. Onderlinge vergelijking van de resultaten van de drie werkwijzen ter bepaling van de dempingscoëfficiënt δ_{P1}

In tabel S9.8 zijn de δ_{P1} voor maart '82, gevonden volgens de drie methodes, verzameld.

Ondanks de totaal verschillende weg om tot de dempingscoëfficiënt te komen is er globaal beschouwd goede overeenkomst. Vooral de resultaten van de manuele verwerking en van de statistische verwerking benaderen elkaar sterk. Bij beide methoden is enkel met de grootste golven gewerkt.

M.b.t. de resultaten van de Fourieranalyse stellen we vast dat :

- δ_{P2} quasi gelijk is aan de δ gevonden in de manuele verwerking en via de statistische verwerking
- dit ook geldt voor opnemer 5
- voor opnemer 6, 7 en vooral 11 de δ gevonden via F.F.T. duidelijk kleiner is dan de δ gevonden met de andere verwerkingsmethoden.

piëzoëlement	peil	kanaal	① verwerking golf per golf (tabel S9.5)	② statistisch		③ Fourier analyse (tabel S9.7)
				ref.H _s >0,65m (tabel S9.6)	ref.H _s >1,20m (tabel S9.6)	
A	-5,74	1/8	100	100	100	100
B	-7,74	2	25,3	23,1	26	24,1
		9	25,4	25,7	26,7	
C	-9,74	3	-	-	-	-
D	-11,74	4	9,2	8,5	8,9	5,0
		11	9,5	9,8	9,9	
E	-13,74	5	10,6	14,7	11,6	9,7
		12	19,3	20,0	20,7	
F	-15,74	6	13,6	13,2	13,7	9,5
P	-18,74	7	15,2	13,8	15,1	10,3

Tabel S9.8. Meetcampagne 4 - golfmetingen : onderlinge vergelijking van de dempingscoëfficiënten voor maart '82 bepaald volgens de verschillende methoden

Zoals verder vermeld sub. S9.7.3 was enkel t.p.v. de opnemers 1, 8 en 2 het signaal voldoende groot. Voor de andere opnemers is de geregistreeerde waarde kleiner dan de gegarandeerde meetnauwkeurigheid van de piëzometers en van dezelfde grootteorde als de "ruis".

S9.6.5. Defasering

Analoog als voor de getijden is getracht de defasering van het golfsignaal met de diepte te bepalen. Hiertoe is voor

elke golf met $H > 2,00$ m de defasering bepaald door de uitgerokken curven onderling te vergelijken.

De verschuiving in de tijd van de snijpunten van de curven met de gemiddelde lijn is bepaald. Dit snijpunt is echter niet altijd eenduidig terug te vinden. Vervolgens is het gemiddelde van deze verschuivingen berekend. Deze gemiddelde waarden zijn opgenomen in tabel S9.9 en in functie van de diepte uitgezet op fig. S9.19.

piëzometert	peil	kanaal	maart 82 (5)		oktober 82 (11)		januari 83 (20)		februari 83 (10)	
			$\langle \Delta_t \rangle_m$	s	$\langle \Delta_t \rangle_m$	s	$\langle \Delta_t \rangle_m$	s	$\langle \Delta_t \rangle_m$	s
B	-7,74	2	0,96	0,13	0,78	0,19	0,86	0,21	0,79	0,22
		9	0,74	0,09	0,31	0,13	0,43	0,16	0,31	0,14
C	-9,74	3	-	-	0,77	0,14	0,81	0,27	0,81	0,37
D	-11,74	4	1,56	0,26	0,71	0,25	0,68	0,21	0,60	0,36
		11	1,04	0,18	0,98	0,22	1,07	0,46	0,93	0,57
E	-13,74	5	2,58	0,61	1,11	0,23	1,44	0,64	1,38	0,76
		12	0,54	0,13	0,71	0,20	0,66	0,25	0,43	0,21
F	-15,74	6	0,8	0,14	0,87	0,29	0,86	0,25	0,82	0,32
P	-18,74	7	0,76	0,05	0,53	0,2	-	-	-	-

Tabel S9.9. Meetcampagne 4 - golfmetingen : defasering (golfhoogte $> 2,00$ m)

Dit leidt tot volgende commentaar :

- de spreiding is zeer groot
- er is geen duidelijke lijn terug te vinden in de resultaten
- de gemiddelde defasering wijzigt in de tijd
- uit fig. S9.19 en S9.16 blijkt dat voor de piëzometers op eenzelfde peil een grotere dempingscoëfficiënt samen gaat met een kleinere defasering (piëzometers 2 en 9

vanaf oktober '82; piëzometers 4 en 11 vanaf oktober '82; piëzometers 5 en 12)

Er dient evenwel opgemerkt dat door het beperkt aantal meetpunten in de tijd (2 meetwaarden per s) en door het "kwantiseren van de waterdruk" (er is geen continue registratie, enkel bepaalde drempelwaarden worden geregistreerd) het signaal zo vervormt dat het niet of nauwelijks bruikbaar is om de defasering te bepalen (zie b.v. fig. S9.10). De uitgevoerde Fourieranalyse bevestigt dit.

S9.6.6. Evolutie in de tijd

De meest merkwaardige vaststelling bij het analyseren van de gevonden dempingscoëfficiënten (tabel S9.5) is het "verlopen" in de tijd en het feit dat piëzometers die zich op hetzelfde peil bevinden een duidelijk verschillende δ geven; soms het dubbele (9 en 2, 12 en 5).

Het verlopen in de tijd is niet verklaarbaar. Volgens de elektronici die de meet- en zendinstallatie ontwierpen dient men de eerste metingen (voor golven is dit maart '82) als de meest betrouwbare te beschouwen. De hele installatie : meervoudige piëzometersonde, zendapparatuur (met conditionering) op zee, ontvangstapparatuur, ... was een prototype met onvermijdelijke kinderziekten.

In maart '82 is $\delta_{P2} = \delta_{P9}$ terwijl vanaf oktober $\delta_{P9} = \text{ca. } 2 \times \delta_{P2}$.

Gemiddeld kan men stellen dat $\delta_{P12} = \text{ca. } 2 \times \delta_{P5}$. Bij de getijdemetingen in mei '83 was P12 uitgevallen. We kunnen niet nagaan of de metingen van P12 vóór het uitvallen nog betrouwbaar zijn.

Globaal beschouwd zal voor het bepalen van de wet van de drukvoortplanting o.i.v. golven in de diepte gewerkt worden met de metingen van maart '82 en op niveau E met de resultaten van P5 (fig. S9.20).

S9.7. Enige bedenkingen betreffende de meetopstelling

S9.7.1. Algemeen

Globaal beschouwd kan men stellen dat het aantal onvoorziene gebeurtenissen in de hele operatie beperkt bleef. Toch verdient het aanbeveling volgende punten te vermelden.

a) Lengte van de zgn. hechtingspinnen

Wegens storm gedurende het indrukken van de M.P.S. diende de operatie meerdere dagen onderbroken. Hierdoor ontstond t.g.v. golfwerking en stroming erosie rond de steunbuis. De hechtingspinnen die aanvankelijk volledig (0,80m) in de bodem staken kwamen gedeeltelijk bloot waardoor gevreesd werd voor het loskomen van de steunbuis waardoor de M.P.S. zou breken. Door het plaatsen van zandzakjes kon de erosie rond de bescherm-buis in de hand gehouden worden. De les die we hieruit kunnen leren is dat de hechtingspinnen duidelijk overgedimensioneerd moeten worden

b) Bevestiging van de geleidingsblokken of klossen.

De klossen dienden als steun voor de M.P.S. binnen in de steunbuis. Eerst wordt de steunbuis op de bodem geplaatst en daarin zakt de M.P.S. De normale relatieve beweging is : de M.P.S. zakt t.o.v. de bescherm-buis. De klossen konden deze beweging opnemen doch niet de omgekeerde relatieve beweging (steunbuis zakt t.o.v. M.P.S.). Nochtans zou het tijdens het plaatsen, b.v. na de sub a) vermelde erosie, nuttig geweest zijn had dit gekund. De klossen moeten dus zo bevestigd worden dat beide relatieve bewegingen mogelijk zijn.

c) Indrukken van de M.P.S.

Het indrukken zelf van de M.P.S. is zonder grote problemen verlopen. De verlengstukken van de indrukbuis

werden aanvankelijk aan elkaar gelast. Vermoedelijk zijn opnemer 3 en 10 door zwerfstromen beschadigd. Naderhand zijn de verlengstukken met verzonken bouten aan mekaar bevestigd zonder verdere moeilijkheden.

S9.7.2. Frequentie van registreren

Bij het ontwerp van de meetinstallatie diende een compromis gezocht tussen nauwkeurigheid en ruimte voor opslag van de gegevens: opdat de drukvariatie gedurende de golfperiode voldoende nauwkeurig zou vastgelegd worden dienden voldoende frequentie puntopnames gemaakt. Bovendien dienden 12 piëzometers samen met voeding, ... gemeten : in totaal 16 kanalen.

Denkend aan golven met een periode van 5 à 6 s werd een frequentie van 2 metingen per seconde gekozen, dus 10 à 12 opnames per golf. Dit geeft $16 \times 2 \times 60 = 1920$ waarden per minuut, waarbij men rekening moet houden met mogelijke stormperiodes van meerdere uren.

Achteraf beschouwd kan men stellen dat frequenter opmeten een betere beschrijving van de drukvariatie ter hoogte van een bepaalde meetcel zou moeten geven (zie b.v. fig. S9.10). Voorál als de golfhoogte klein wordt en de golfperiode kort is, verkrijgt men een hoekig diagram met veel "plateaus".

M.b.t. de getijde-metingen zou een veel lagere frequentie van meten ook voldoende nauwkeurige resultaten geven.

S9.7.3. Meetbereik piëzometers

Bij het ontwerp van de meetpaal werd er mee rekening gehouden dat de laagste piëzometer op - 20,00 zou worden geplaatst. Dit betekent bij H.W. en met golfwerking een waterkolom van ca. 30 m of 3 bar. Bovendien diende rekening gehouden met de te verwachten overdrukken die

zouden optreden tijdens het indrukken van de piëzometer-sonde.

Derhalve werd gekozen voor piëzometers met een max. meetbereik van 0,5 MN/m² (5 bar of 50 m waterkolom).

Dit bleek niet overdreven want tijdens het indrukken diende de operatie vertraagd en stapsgewijze te gebeuren om toe te laten dat de zich opbouwende waterdruk zou dissiperen. Een hoog maximum meetbereik gaat echter ten koste van de meetnauwkeurigheid : deze bedraagt 0,5% van de volle schaal of 2,5 kN/m² (0,25 m waterkolom). Voor golfhoogtes van b.v. 1 m en met een dempingscoëfficiënt van 10% is de drukvariatie nog slechts 0,10 m waterkolom, hetzij minder dan de gegarandeerde meetnauwkeurigheid.

Vooraf werd gedacht aan een grotere dempingscoëfficiënt (cfr. literatuur) en gehoopt op grotere golven : de meetinstallatie is twee winters in gebruik geweest zonder dat een echte storm optrad. Alleen in januari '83 is er één enkele golf met hoogte = 3,04 m geregistreerd. In de andere maanden hebben we moeten werken met kleinere golven. Achteraf bekeken was het beter geweest zgn. differentiaalpiëzometers te gebruiken.

S9.7.4. Besluit m.b.t. "meten op zee"

Bij het doornemen van de literatuur m.b.t. metingen die zijn uitgevoerd op zee of tijdens een storm op een golfbreker wordt soms aandacht besteed aan de praktische moeilijkheden welke hiermee gepaard gaan (Bennett R. H., 1977; Hakimi A. et al., 1983; Span H.J.Th. et al., 1980). Uit eigen ervaring kan de auteur dit alleen maar beaamen : meten op zee is niet eenvoudig. Maximale voorbereiding tot in het kleinste detail komt de metingen steeds ten goede en is altijd kostensparend ook al lijkt dit op het eerste zicht niet zo.

HOOFDSTUK S10

THEORETISCH MODEL VOOR DE WATERDRUKVOORTPLANTING IN DE GRONDLAGEN ONDER DE ZEEBODEM

S10.1. Inleiding

In de voorgaande hoofdstukken zijn de resultaten van vier meetcampagnes ter bepaling van de voortplanting van de waterdrukken in de grondlagen onder de zeebodem verzameld. Hieruit volgt onweerlegbaar dat de waterdrukken niet hydrostatisch zijn t.o.v. het zeewaterpeil op dat ogenblik. De amplitude van de drukvariatie ter hoogte van de zeebodem plant zich gedempt voort in de diepergelegen lagen.

Deze gedempte voortplanting in de diepte werd eveneens gevonden door andere onderzoekers: in de Mississippi Delta (Bennett R.H., 1977; Hirst T.J. et al., 1977; Bennett R.H. et al., 1979), voor de Japanse zuidoostkust (Okusa S. et al., 1980; Okusa S., 1984) en ook in het laboratorium (Yamamoto T. et al., 1978; Maeno Y.H., 1988).

De opbouw van het theoretisch model is geïnspireerd op literatuurgegevens geldig voor artesische lagen (De Beer E.E., 1981; Verruijt A., 1977). Er is echter een essentieel verschil tussen een artesische laag en een grondlaag welke zich onder de zeebodem bevindt:

* In een welbepaald punt A in een artesische laag (fig. S10.1) blijft in principe de totale verticale grondspanning σ (werkend op een horizontaal vlakje) constant, ook al verandert de waterspanning u . In A geldt dus σ_1 (vóór) = σ_2 (na de waterdrukdaling in de artesische laag).

De waterdrukdaling $|u_2 - u_1|$ heeft een stijging van de effectieve verticale spanning (korrelspanning) $\sigma'_2 - \sigma'_1$ voor gevolg. Dus $|u_2 - u_1| = \sigma'_2 - \sigma'_1$

- * Voor grondlagen gelegen onmiddellijk onder de zeebodem kan men aannemen dat
- . indien de grondlaag zeer doorlatend is en het korrelskelet zeer stijf is, b.v. grind of nog duidelijker stortsteen,
 - . indien de waterpeilvariatie op zee oneindig traag verloopt,
- de grondspanning en de waterdruk in de laag varieert met de waterpeilschommeling en de korrelspanning dus constant blijft.

Indien echter

- . het waterpeil snel varieert : getijde ($T = 12\text{h } 25\text{min}$), resp. windgolf ($T = 4,5, \dots, 15, \dots \text{ s}$)
 - . een normale grond wordt beschouwd : beperkte tot geringe doorlatendheid, vervormbaar korrelskelet, ...
- dan zal, zoals de meetresultaten verzameld in hoofdstuk S8 en hoofdstuk S9 tonen, de waterdrukvariatie die bestaat ter hoogte van de zeebodem zich niet meer ongestoord voortplanten in de diepte en zal dus zowel de waterdruk als de korrelspanning variëren in de tijd.

S10.2. Hypothesen

a) Met betrekking tot het poriënwater :

- . de soortelijke massa ρ_w van het grondwater wordt constant verondersteld. Aangezien we slechts een paar meter onder de zeebodem werken is het grondwater zout.
- . de grondlaag is volledig verzadigd (getal van Skempton $B=1$)
- . het grondwater is wel samendrukbaar : samendrukingsmodulus van water $K_w = \pm 2 \times 10^9 \text{ N/m}^2$. Indien echter gas (lucht, methaan...) aanwezig is in de

- poriën, neemt de samendrukbaarheid van het poriënwater sterk toe (Barends F.B.J., 1978 en 1979)
- b) Met betrekking tot de korrels en het korrelskelet : algemeen wordt aanvaard (b.v. Span H.J.Th. et al., 1980) dat de individuele korrels van b.v. een zandbed onvervormbaar zijn. De intergranulaire krachten zijn evenwel groot en werken op kleine contactvlakjes tussen de korrels. Het korrelskelet zal derhalve wel vervormbaar zijn. Een maat voor de vervormbaarheid in verticale richting is de oedometrische samendrukkingsmodulus E_{oed} .

S10.3. Basismodel voor getijdewerking

S10.3.1. Afleiding van de differentiaalvergelijking

Op basis van de bewegingsvergelijkingen en de continuïteitsvergelijking zal de differentiaalvergelijking, die de waterdrukvariatie in de grondlagen onder de zeebodem beschrijft, worden opgesteld. De volledige uitwerking is opgenomen in appendix S A3. Hierna zijn de hypothesen en de belangrijkste tussenstappen vermeld.

We beschouwen een grondelementje $dx \cdot dz \cdot 1$ (fig.S10.2). In deze paragraaf wordt gewerkt met een getijde : fysisch spreekt het voor zich dat er bij op- en neergaand zeewaterpeil ten gevolge van het getij, in de grond enkel stroming kan zijn in verticale richting (de verhouding tijhoogte/golflengte is zo klein dat het wateroppervlak op zee lokaal als horizontaal kan worden beschouwd). Elke verticale, waar ook beschouwd, is gelijk. Als bewegingsvergelijking vinden we zo de vergelijking van Darcy uitgeschreven in z-richting.

$$w = - \frac{k}{\rho_w g} \frac{\partial u}{\partial z} \quad (\text{S10.1})$$

waarin

- w : stroomsnelheid in z-richting
 u : poriënwaterdruk
 k : doorlatendheidscoëfficiënt
 ρ_w : soortelijke massa van water
 g : valversnelling

Ook aan de continuïteitsvergelijking moet voldaan zijn. Gedurende het tijdsinterval dt daalt het waterpeil op zee van $h_{z_{ee}}(t)$ tot $h_{z_{ee}}(t+dt)$ (fig. S10.2).

- Ten gevolge van stroming in verticale richting stroomt er een hoeveelheid water in en uit het beschouwde grondelementje.
- Ten gevolge van de variatie met de tijd van de poriënwaterdruk en van de korrelspanning varieert de bergingscapaciteit in het grondelementje.

Om duidelijk te maken hoe, ten gevolge van het dalend wateroppervlak op zee, de poriënwaterdruk resp. de korrelspanning in een punt A op h m onder de zeebodem varieert, wordt op fig. S10.3 een kwalitatief beeld gegeven. Bij daling van het zeewater van H.W. \rightarrow L.W.

- daalt de grondspanning σ van o f naar o e
- daalt de poriënwaterspanning u van o c naar o b
- daalt de korrelspanning σ' van c f naar b e

In appendix S A4 wordt dit in detail uitgewerkt.

Samengevat vinden we:

* Bij verlaging van het zeewaterpeil met $H_{z_{ee}}$ daalt de waterdruk met $|\Delta u| = \rho_w g \alpha H_{z_{ee}}$ (α = dempingscoëfficiënt). Er is ontlasting, dus swelling van het water. Er wordt dus een volume water (V_1) vrijgesteld of uitgeperst.

* Ook de verticale korrelspanning σ'_z daalt met $|\Delta \sigma'_z| = \rho_w g (1 - \alpha) H_{z_{ee}}$.

De horizontale korrelspanningen σ'_x en σ'_y dalen uiteraard ook, benaderend met $(1 - \sin \phi')$ $\Delta \sigma'_z$. Er is dus ontlasting van het korrelskelet. Het grondvolume zwelt; er wordt een volume water (V_2) aangezogen.

Het continuïteitsprincipe betrokken op het grondelementje $dx \cdot dz \cdot 1$ leidt tot

$$\frac{\partial w}{\partial z} = - \left(\frac{1}{E_{oed}} + \frac{n}{K_w} \right) \frac{\partial u}{\partial t} \quad (S10.2)$$

waarin

- w : stroomsnelheid in z-richting
 u : poriënwaterdruk
 E_{oed} : oedometrische samendrukkingsmodulus
 n : poriënvolume
 K_w : samendrukkingsmodulus van water.

Door rekening te houden met de vergelijking van Darcy (S10.1) in (S10.2) vinden we de vergelijking van de drukresponsie in de grondlagen onder de zeebodem

$$\frac{k}{\rho_w g} \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} - \left(\frac{1}{E_{oed}} + \frac{n}{K_w} \right) \frac{\partial u}{\partial t} \quad (S10.3)$$

$$\frac{\partial^2 u}{\partial z^2} - \frac{\rho_w g}{k} \left(\frac{1}{E_{oed}} + \frac{n}{K_w} \right) \frac{\partial u}{\partial t} \quad (S10.4)$$

. Via de term in $1/E_{oed}$ wordt rekening gehouden met de samendrukbaarheid van het korrelskelet.

. Via de term in n/K_w wordt rekening gehouden met de samendrukbaarheid van het water.

De vergelijking (S10.4) is een parabolische partieel-differentiaalvergelijking die een transportverschijnsel beschrijft (soms wordt ze ook vergeleken met de zgn. warmtegeleidingsvergelijking).

S10.3.2. Relatief belang van de termen in (S10.4)

In het tweede lid van (S10.4) verschijnen $1/E_{oed}$ en n/K_w . In normale omstandigheden zijn E_{oed} en K_w van duidelijk verschillende grootteorde. Dit blijkt uit :

$$K_w = 2000 \text{ MN/m}^2$$

$$E_{oed} = C \frac{\Delta \sigma'_z}{\Delta \ln (\sigma'_z + \sigma_c)} \approx C \sigma'_z \quad (\text{S10.5})$$

waarin :

C : samendrukkingsconstante van de grond

σ_c : een constante met de dimensies van een spanning

Het probleem dat hier wordt behandeld (op- en neergaand waterpeil bij getij) is een typisch voorbeeld van een repetitieve belasting/ontlasting. Dus geldt

$$E_{oed} = \frac{1}{m_{zw}} = A \sigma'_z \quad (\text{S10.6})$$

Voor zand geldt $A \approx 10C$ (A : ontlastingsconstante)

Beschouwen we een zandlaag met b.v. $C = 100$ en een korrelspanning $\sigma'_z = 50 \text{ kN/m}^2$ (ca. 5 m diep), dan wordt

$$E_{oed} = 10 \cdot 100 \cdot 50 \text{ kN/m}^2 = 50 \text{ MN/m}^2$$

Dus

$$E_{oed} = 50 \text{ MN/m}^2 \lll K_w/n \approx 2000/0,4 \text{ MN/m}^2 = 5000 \text{ MN/m}^2$$

Dit betekent dat we zonder fout de term in n/K_w in (S10.4) kunnen schrappen. Zodoende verkrijgen we

$$\frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = \frac{\rho_w g}{k E_{oed}} \frac{\partial u}{\partial t} \quad (\text{S10.7})$$

S10.4. Basismodel voor golfwerking

S10.4.1. Algemeen

Voor golfwerking kan een analoge redenering worden gevolgd

als voor getijwerking. Het beschouwde model is getekend op fig. S10.4.

De bewegingsvergelijking in x - en z - richting en de continuïteitsvergelijking worden uitgeschreven voor het elementair grondvolume $dx \cdot dz \cdot 1$, getekend op fig. S10.5. We hebben hier een vlakvervormingstoestand. Door een analoge redenering als voor getijdewerking komt men tot een differentiaalvergelijking van dezelfde gedaante als (S10.4) doch tweedimensionaal (Yamamoto T. et al., 1978; Okusa S., 1985).

Dus

$$\frac{\partial^2 u}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = \frac{\rho_w g}{k} \left(\frac{1}{E_{oed}} + \frac{n}{k_w} \right) \frac{\partial u}{\partial t} \quad (\text{S10.8})$$

Deze vergelijking wordt ook door Barends F.B.J. (1978) als mogelijke vergelijking naar voor geschoven hoewel hij zelf vindt dat zijn proefresultaten beter beantwoorden aan de lineaire consolidatietheorie van Biot (Biot M.A., 1941). De proefresultaten volgen uit laboproeven met drukopnemers op beperkte diepte. Omgerekend naar de omstandigheden qua waterdiepte en golflengte van meetcampagne 4 bevinden de drukopnemers zich tussen 0 en 1,70 m diepte.

Mits verwaarlozing van de term die betrekking heeft op de samendrukbaarheid van het korrelskelet herleidt (S10.8) zich tot

$$\frac{\partial^2 u}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = \frac{n \rho_w g}{k K_w} \frac{\partial u}{\partial t} \quad (\text{S10.9})$$

Deze vergelijking wordt door Moshagen H. et al. (1975) gebruikt. Zij gaan uit van een samendrukbare vloeistof en een onvervormbaar korrelskelet. Hierop wordt terecht kritiek geleverd (Prévost J.H. et al., 1975; Madsen O.S., 1978; Yamamoto T. et al., 1978). Algemeen

wordt gesteld dat deze uitgangshypothese alleen maar in zeer specifieke gevallen, b.v. zeer weinig doorlatende grondlagen, tot een redelijke benadering van het probleem leidt. Bovendien toont paragraaf S10.3.2 dat vooral de vervormbaarheid van het korrelskelet belangrijk is.

Worden de termen die betrekking hebben op de samendrukbaarheid van het korrelskelet en van de vloeistof verwaarloosd, dan herleidt (S10.8) zich tot de zgn. potentiaalvergelijking of Laplacevergelijking

$$\frac{\partial^2 u}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = 0 \quad (\text{S10.10})$$

gebruikt door Putnam J.A., 1949 ; Reid R.O. et al., 1957; Sleath J.F.A., 1970 ; Liu P.L.F., 1973; en anderen.

S10.4.2. Relatief belang van de termen in (S10.8)

In paragraaf S10.3.2 is voor getijdewerking aangetoond dat de term die betrekking heeft op de samendrukbaarheid van het water van ondergeschikt belang is t.o.v. de term m.b.t. de samendrukbaarheid van het korrelskelet. Dit geldt uiteraard ook voor golfwerking.

Zodoende herleidt (S10.8) zich tot

$$\frac{\partial^2 u}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = \frac{\rho_w g}{k E_{oed}} \frac{\partial u}{\partial t} \quad (\text{S10.11})$$

In de voorgaande hoofdstukken S8 en S9 is steeds gezocht naar de demping van de drukvariatie, ter hoogte van de zeebodem, met de diepte onder de zeebodem. In vergelijking (S10.11) verschijnt er ook een term betreffende de drukvariatie in horizontale richting x. Laten we nagaan welke de relatieve belangrijkheid van de horizontale drukvariatie t.o.v. de drukvariatie in de tijd is.

Beschouwen we daartoe een golf met lengte L en periode T die op de zeebodem een drukvariatie geeft met amplitude p. (zie hoofdstuk S5). Vergelijken we nu in (S10.11) de twee termen

$$\left| \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} \right| \text{ en } \frac{\rho_w g}{k E_{oed}} \left| \frac{\partial u}{\partial t} \right|$$

De verhouding herleidt zich tot :

$$\frac{\frac{\rho_w g}{k E_{oed}} \left| \frac{\partial u}{\partial t} \right|}{\left| \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} \right|} \approx \frac{\rho_w g}{k E_{oed}} \frac{L^2}{T} \quad (\text{S10.12})$$

Golfbrekers worden steeds gebouwd in beperkte waterdiepte, de ondiep-water-relatie $L = \sqrt{gd} T$ is dus benaderend geldig. Nemen we $L/d = 10$, dan wordt (S10.12).

$$\frac{\frac{\rho_w g}{k E_{oed}} \left| \frac{\partial u}{\partial t} \right|}{\left| \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} \right|} \approx \frac{\rho_w g}{k E_{oed}} L \sqrt{\frac{gL}{10}} \approx \frac{\rho_w g L^{3/2}}{k E_{oed}} \quad (\text{S10.13})$$

Of nu de tijdvariatie of de variatie met de horizontale dominant is, hangt af van de verhouding $\rho_w g L^{3/2} : k E_{oed}$

Drie mogelijkheden doen zich voor:

- $\rho_w g L^{3/2} \ll k E_{oed}$: dan verdwijnt de term m.b.t. de samendrukbaarheid van de grond en gaat (S10.11) over in de hoger vermelde potentiaalvergelijking (S10.10)
- $\rho_w g L^{3/2} \approx k E_{oed}$: dan dient (S10.11) of vollediger nog (S10.8) gebruikt
- $\rho_w g L^{3/2} \gg k E_{oed}$: dan verdwijnt de term m.b.t. de drukvariatie met de horizontale en wordt (S10.11)

$$\frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = \frac{\rho_w g}{k E_{oed}} \frac{\partial u}{\partial t} \quad (\text{S10.14})$$

d.i. de vergelijking (S10.7)

Beschouwen we twee typische grondsoorten : klei en zand.

Voor k , E_{oed} en L worden hierna de waarden ingevoerd die zijn vastgesteld t.p.v. de 4e meetcampagne (zie hoofdstukken S9 en S11). De golflengte L bedroeg ca. 50 m.

1) klei (Bartoonklei)

$$k = 5,5 \cdot 10^{-8} \text{ m/s}$$

$$E_{oed} = 24 \text{ à } 48 \text{ MN/m}^2 \text{ stel gemiddeld } 36 \text{ MN/m}^2$$

dan

$$\frac{\rho_w g L^{3/2}}{k E_{oed}} = \frac{1 \times 10 \times 50^{3/2}}{5,5 \cdot 10^{-8} \times 36.000} = 1,8 \cdot 10^6$$

Dus herleidt (S10.11) zich tot (S10.14)

2) zand (geklept zand)

$$k = 2,5 \cdot 10^{-4} \text{ m/s}$$

$$E_{oed} = 46 \text{ à } 61 \text{ MN/m}^2 \text{ stel gemiddeld } 53,5 \text{ MN/m}^2$$

dan

$$\frac{\rho_w g L^{3/2}}{k E_{oed}} = \frac{1 \times 10 \times 50^{3/2}}{2,5 \cdot 10^{-4} \times 53.500} = 264$$

Ook voor zand herleidt (S10.11) zich dus tot (S10.14).

Wij hebben hier een relatief kleine golflengte beschouwd. Wordt L b.v. > 100 m dan toont de kwantitatieve vergelijking nog duidelijker dat de term m.b.t. de drukvariatie met de horizontale verwaarloosbaar is t.o.v. de drukvariatie met de tijd.

Zouden we in (S10.13) de golflengte L van een getidegolf invoeren ($L = \text{ca. } 10^6$ m voor de zuidelijke Noordzee) dan blijkt overduidelijk dat, zoals sub par. S10.3 gesteld, de term van de drukvariatie met de horizontale geen rol kan spelen.

S10.5. Aan te houden differentiaalvergelijking

Op basis van de kwalitatieve en kwantitatieve evaluatie in paragraaf S10.3 en S10.4 kunnen we stellen dat voor praktische toepassingen

- voor getijdewerking de vergelijking (S10.4) zich herleidt tot (S10.7)

- voor golfwerking (normale windgolven) de vergelijking (S10.8) zich eveneens herleidt tot (S10.7) nl.

$$\frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = \frac{\rho_w g}{k E_{oed}} \frac{\partial u}{\partial t} \quad (\text{S10.7})$$

hetzij een ééndimensionale vergelijking in z .

S10.6 Oplossing van de differentiaalvergelijking

Stellen we

$$\frac{\rho_w g}{k E_{oed}} = r^2$$

dan wordt (S10.7)

$$\frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = r^2 \frac{\partial u}{\partial t} \quad (\text{S10.15})$$

De randvoorwaarden zijn enerzijds de drukvariatie op de zeebodem en anderzijds de drukvariatie op grote diepte.

a) Op de zeebodem ($z = 0$)

Algemeen geldt

$$u(0, t) = u_0 \cos \left(\frac{2\pi x}{L} - \frac{2\pi t}{T} \right) \quad (\text{S10.16})$$

of voor een welbepaalde plaats, stel $x = 0$

$$\begin{aligned} u(0, t) &= u_0 \cos \left(\frac{2\pi t}{T} \right) \\ &= \text{Re} \left\{ u_0 e^{\frac{2\pi i t}{T}} \right\} \end{aligned} \quad (\text{S10.17})$$

Waarin u_0

a) voor getijde

$$u_0 = H_{\text{zee}} \rho_w g$$

b) voor windgolven

$$u_0 = \frac{\rho_w g}{n} \frac{\frac{H}{2}}{\cosh\left(\frac{2\pi d}{L}\right)} \quad (\text{zie S5.12})$$

Voor de eenvoud van de berekeningen werken we complex verder :

$$u(z, t) = u_0 e^{\frac{2\pi i t}{T}} \quad (\text{S10.18})$$

Het volstaat dan van de gevonden oplossing van de differentiaalvergelijking het reële deel te nemen.

b) Op grote diepte

$$\lim_{z \rightarrow \infty} u(z, t) = 0 \quad (\text{S10.19})$$

We integreren vergelijking (S10.15) door het scheiden van veranderlijken.

De volledig uitgewerkte oplossing wordt gegeven in appendix S A5.

We vinden volgende oplossing

$$u(z, t) = u_0 e^{-Az} \cos\left(\frac{2\pi x}{L} + \frac{2\pi t}{T} - Az\right) \quad (\text{S10.20})$$

met

$$A = \sqrt{\frac{\rho_w g \pi}{k E_{\text{oed}} T}} \quad \left[\frac{1}{m}\right] \quad (\text{S10.21})$$

De amplitude van de drukschommeling neemt dus exponentieel af met de diepte. Hierbij spelen zowel de golfkarakteristieken (T , doch in feite L) als de grondkarakteristieken

(k, E_{oed}) een rol. Aangezien de differentiaalvergelijking (S10.7) geldig is voor getijde - en golfwerking is de oplossing (S10.20) geldig voor beide fenomenen.

Voor verzadigde gronden vindt Okusa

$$U = e^{-az} \cos(ax - \omega t) \quad (\text{met het golfgetal } a = 2\pi/L)$$

De demping van de amplitude van de druk met de diepte is enkel afhankelijk van de golflengte. De karakteristieken van de grond komen niet tussen, hoewel uit dit hoofdstuk en ook uit volgend hoofdstuk S11 blijkt dat ze wel een rol spelen.

Op fig S10.6 zijn voor een willekeurig gekozen A ($A=0.30$) volgende curven getekend:

- de omhullende van de drukresponsiecurven beschreven door e^{-Az}
- de kromme $|p(z, t) / p_0|$ of het spiegelbeeld t.o.v. de z -as van de ogenblikkelijke drukresponsiecurve op het moment van golfdal (resp L.W.), dus voor $t = T/2$.

Het is juist deze ogenblikkelijke curve die de heersende poriënwaterdruk beschrijft onder golfdal (resp. L.W.) op zee.

De ogenblikkelijke curve kan integraal worden gebruikt of benaderend worden vervangen door een rechte AB. Zodoende vindt men de in hoofdstuk S3 gedefinieerde invloedsdiepte h_{1D} . Voor het voorbeeld van fig. S10.6 is $h_{1D} = 4.00$ m. Als deze h_{1D} bepaald is, kan het verloop van de waterdruk t.p.v. golfdal op zee bepaald worden. Ter plaatse van de golftop en ook ter plaatse van tussengelegen punten geldt een analoge redenering.

S10.7. Parameters die de invloed diepte h_{1D} bepalen

De vergelijkingen (S10.20) en (S10.21) leren dat de drukschommeling exponentieel afneemt met de diepte z maar ook met A :

- voor constante A zal de drukschommeling dalen met toenemende z
- bij een bepaalde z zal de drukschommeling dalen met toenemende A .

Om de gedachten te vestigen zal hierna voor golfwerking worden onderzocht hoe de golfperiode T en de grondkarakteristieken de invloed diepte h_{1D} en dus de veiligheidscoëfficiënt F beïnvloeden.

S10.7.1. Invloed van de golfperiode T (of golflengte L)

Naarmate T toeneemt, daalt A en zal op een bepaalde diepte z de drukschommeling stijgen: de demping daalt dus bij toenemende periode T . Normaliter is de golfperiode echter relatief goed gekend.

S10.7.2. Invloed van de grondkarakteristieken

Algemeen kunnen we stellen dat naarmate het produkt $E_{oed} \times k$ toeneemt, A daalt en de drukschommeling zal toenemen op een welbepaalde diepte z . De demping daalt en de invloed diepte stijgt.

De invloed van de grondkarakteristieken wordt toegelicht aan de hand van een praktische toepassing nl. het geklept zand dat diende als funderingsgrondlaag voor de golfbrekers te Zeebrugge.

Op basis van metingen (hoofdstuk S8 e.v.) werd $h_{1D} = 3,50$ m genomen. Hierna wordt aangegeven tot welke variatie van

h_{1D} , een normale variatie in de grondkarakteristieken kan leiden, dit bij constante golfperiode.

Het geklept zand bestaat uit vrij grof kwartszand met schelpen(resten) met een gemiddelde $d_{50} = 280\mu\text{m}$, een gemiddelde gelijkvormigheidsgraad $d_{10}/d_{50} = 0.67$ en $d_{10} = 160 \pm 40\mu\text{m}$. Voor het geval van de repetitieve belasting /ontlasting/.... o.i.v. de golfwerking kunnen we voor dit zand, dat in open zee is geklept, benaderend stellen $E_{oed} = 20 q_c$, met q_c de puntweerstand onder de kritieke diepte van de diepsondering. Voor dit zand en bij klepping in open zee verkrijgt men gemiddeld $q_c = 5$ à 10 MPa. (N., Stabiliteit Zandlichaam Brouwersdam, 1974; De Rouck J., 1982; De Wolf P. et al., 1983a).

Plaatselijk kunnen evenwel insluitingen met $q_c < 3$ MPa voorkomen. Voor zuiver zand met de voormelde karakteristieken is het produkt $k \times E_{oed}$ quasi constant (tabel S10.1). Bij toenemende dichtheid stijgt E_{oed} doch daalt k .

q_c (MPa)	$E_{oed} = 20 \cdot q_c$ (MPa)	k (m/s)	$E_{oed} \times k$ (MPa. m/s)
3	60	$4,5 \cdot 10^{-4}$	270×10^{-4}
5	100	$3 \cdot 10^{-4}$	300×10^{-4}
10	200	$1,5 \cdot 10^{-4}$	300×10^{-4}

Tabel S10.1 Mogelijke variatie van $k \times E_{oed}$ voor zuiver zand

Door aanwezigheid van onzuiverheden (schelpen, slib, ...) in het zand zal $k \times E_{oed}$ echter wel variëren.

- De grote q_c -waarden ($q_c > 10$ MPa) kunnen veroorzaakt zijn door de aanwezigheid van veel schelpen. Zodoende dient $E_{oed} = 200$ MPa tesamen beschouwd met een grotere doorlatendheid b.v. $4,5 \cdot 10^{-4}$ m/s zodat $E_{oed} \times k = 200 \times 4,5 \cdot 10^{-4}$ MPa. m/s = 900×10^{-4} MPa.m/s.

- De lage q_c -waarden kunnen te wijten zijn aan verontreiniging van het zand met fijne deeltjes waardoor k daalt. Dan wordt

$$E_{o.e.d} \times k = 60 \times 1,5 \cdot 10^{-4} \text{ MPa. m/s} = 90 \times 10^{-4} \text{ MPa.m/s.}$$

Zoals tabel S10.1 toont kan $E_{o.e.d} \times k = 300 \times 10^{-4} \text{ MPa.m/s}$ als gemiddelde waarde worden beschouwd.

S10.7.3. Invloed van $E_{o.e.d} \times k$ op de invloedsdiepte h_{ID} en op de veiligheidscoëfficiënt F

In tabel S10.2 is voor een golfperiode $T = 8\text{ s}$ de variatie van h_{ID} met het produkt $E_{o.e.d} \times k$ gegeven. Tevens zijn de bijhorende veiligheidscoëfficiënten F voor de damdoorsnede van fig. S3.1 gegeven (zie ook fig.S3.5).

	$E_{o.e.d} \times k$ (MPa.m/s)	h_{ID} (m)	F	ΔF
min.	90×10^{-4}	1,90	1,105	
gemiddelde waarde	300×10^{-4}	3,50	1,250	— 0,145
				— 0,135
max.	900×10^{-4}	5,70	1,385	

Tabel S10.2 Veiligheidscoëfficiënt F in functie van de invloedsdiepte h_{ID} en van $E_{o.e.d} \times k$

Uit deze tabel blijkt dat de invloedsdiepte h_{ID} (in feite de waterdrukken onder de zeebodem) in zeer sterke mate de veiligheidscoëfficiënt F beïnvloedt. Maximale inspanningen dienen dus geleverd om dit verloop van de waterdrukken te bepalen. Dit kan op twee manieren :

- 1/ rechtstreeks de waterdrukken opmeten zoals beschreven in hoofdstuk S8 en S9
- 2/ onrechtstreeks via de parameters (k en $E_{o.e.d}$) de h_{ID} bepalen : benaderend kan dit uitgaande van een goed

doordacht grondonderzoek. Wij bevelen echter aan t.b.v. de bepaling van de waterdrukvoortplanting in de ondergrond meer doelgericht te werken en

- ook een aantal pressiometerproeven uit te voeren ter bepaling van de vervormingsmoduli
- bijzondere aandacht te besteden aan de bepaling van de doorlatendheid. Een aantal doorlatendheidsproeven in situ zijn zeker op hun plaats.

In het kader van de bouw van een golfbreker, steeds een groot en duur bouwwerk, is dergelijk onderzoek niet alleen verantwoord doch absoluut noodzakelijk.

HOOFDSTUK S11

TOETSING VAN DE MEETRESULTATEN
AAN HET THEORETISCH MODEL -
PRAKTIJKVOORBEELD

S11.1. Inleiding

De meetresultaten m.b.t. de drukvoortplanting in de grondlagen onder de zeebodem zijn verzameld op fig. S8.7, fig. S8.11, fig. S8.16, fig. S9.13 (getijde) en fig. S9.21 (golven).

Op deze figuren zijn de meetresultaten verzameld per locatie voor de daar aanwezige gelaagdheid. Om de meetresultaten te kunnen toetsen aan het theoretisch model opgesteld in hoofdstuk S10, zijn de meetresultaten gegroepeerd per grondsoort: stijve tertiaire Bartoonklei, zand en spekkoeklagen.

Op de vermelde figuren zijn de verhoudingen van de amplitudes uitgezet. Zij hebben dus betrekking op de omhullende van de dempingswet. De registraties lieten niet toe de ogenblikkelijke dempingscurve te bepalen.

S11.2. Waterdrukmetingen in de tertiaire Bartoonklei

Alleen in de 3e en 4e meetcampagne t.p.v. de Noordelijke Oostdam bevonden er zich piëzometers in de Bartoonklei. In beide campagnes werd het getij gevolgd. Golfwerking werd alleen gemeten in de 4e meetcampagne. Hierbij hebben we vastgesteld dat de druksensoren in de klei nog reageren op golfwerking op zee doch dat het signaal zeer onregelmatig is, meerdere "plateaus" vertoont en de grootte van het signaal kleiner is dan de gegarandeerde meetnauwkeurigheid van de druksensoren. Om deze redenen zal voor de Bartoonklei enkel de demping van de getijdewerking worden beschouwd.

S11.2.1. Verzameling van de gegevens van de waterdrukmetingen

In de 3e meetcampagne bevond de Bartoonklei zich tussen -11,56 en -14,66 (meetcellen P3 en P4 resp. op -11,95 en -13,99) en onder -16,26 (meetcellen P6 en P7 resp. op -17,46 en -21,98).

In de 4e meetcampagne bevond de top van het tertiair zich op -14,00 (druksensoren 6 en 7 resp. op -15,74 en -18,74). Om de meetresultaten tesamen te kunnen beschouwen zijn ze op één tekening verzameld:

- verticale as : diepte d t.o.v. de bovenkant van de beschouwde laag
- horizontale as : relatieve dempingscoëfficiënt α_r , dit is de dempingscoëfficiënt ter plaatse gedeeld door het ingangssignaal aan de bovenkant van de laag.

Zodoende verkrijgt men fig. S11.1. De demping is aanzienlijk, zelfs op vrij geringe diepte.

Op theoretische grond is in hoofdstuk S10 gevonden dat de omhullende van de ogenblikkelijke dempingskrommen een exponentiële curve is. Op fig. S11.1 is de best passende exponentiële curve getekend: $\alpha_{r,m} = e^{-0,340 d}$, met d de diepte onder de top van de beschouwde laag.

S11.2.2. Resultaten van het ondersteunend grondonderzoek

De 3e en 4e meetcampagne zijn op korte afstand van elkaar uitgevoerd. (fig. S5.2). Ten behoeve van de 4e meetcampagne is een uitgebreid ondersteunend onderzoek uitgevoerd (zie par. S9.2). Ter plaatse van de 3e meetcampagne zijn geen speciale metingen verricht. Gezien de korte afstand tussen beide meetlocaties en aangezien uit het hele grondonderzoek gebleken is dat de Bartoonklei vrij homogeen is zullen de resultaten van het ondersteunend onderzoek van de 4^o meetcampagne worden gebruikt.

De doorlatendheidscoëfficiënt k en de oedometrische samendrukkingsmodulus $E_{o.e.d}$ zijn de bepalende karakteristieken.

A. Doorlatendheid

De doorlatendheidscoëfficiënt k (m/s) werd bepaald in het laboratorium op kleine proefmonstertjes ($\Phi = 67$ mm, $h = 20$ mm) en door middel van pompproeven in situ.

- In het laboratorium werd $k = 4,5 \cdot 10^{-11}$ m/s gevonden
- De in situ pompproeven gaven $k = 5,5 \cdot 10^{-7}$ m/s à $5,5 \cdot 10^{-9}$ m/s

De Bartoonklei is een stijve tertiaire klei die gescheurd is. Men kan stellen dat de in situ proeven rekening houden met de gescheurdheid van de klei terwijl bij de laboproeven, gezien de kleine afmetingen van het monster, de kans op voorkomen van een scheurtje in het monster, relatief gering is.

Om deze redenen zal verder worden gewerkt met de resultaten van de in situ pompproeven. De gemiddelde waarde $k = 5,5 \cdot 10^{-8}$ m/s wordt gebruikt.

B. Oedometrische samendrukkingsmodulus $E_{o.e.d}$

Ter bepaling van de vervormingskarakteristieken zijn presiometerproeven uitgevoerd. Als gemiddelde waarde voor de hele laag (0-10,00 m) werd $E_p = 18,30$ MN/m² gevonden.

Deze waarde is geldig voor zgn. "eerste belasting" of "maagdelijke vervorming". Gezien het repetitief karakter van de belasting dient gewerkt met de ontlastingsconstante $A \approx 3 C$. Bovendien komt bij het probleem dat wij hier bestuderen de oedometrische samendrukkingsmodulus tussen en niet de Young-modulus. Met $\nu = 0,32$ geldt $E_{o.e.d} = E_{young} / 0,70$. (Van Wambeke A., 1973; Van Impe W.F., 1986).

Rekening houdend met beide voormelde factoren vinden we de $E_{o.e.d}$ van toepassing voor ons probleem : $E_{o.e.d} = 78,43$ MN/m².

S11.2.3. Bepaling van de dempingsfactor A

In hoofdstuk S10 vonden wij als omhullende voor de ogenblikkelijke dempingskrommen

$$\alpha = e^{-Az} \quad \text{met } A = \sqrt{\frac{\pi \rho_w g}{k E_{o.e.d} T}} \quad (S10.21)$$

Voor het getijde bedraagt $T = 44.700$ s.

A is bepaald met de hoger vermelde waarden voor k en $E_{o.e.d}$. We vinden $A = 0,409$ 1/m. De bij deze waarde horende exponentiële dempingswet is op fig. S11.1 getekend. In tabel S11.1, opgenomen onder par. S11.5, zijn alle gegevens verzameld.

S11.2.4. Besluit m.b.t. de metingen in de Bartoonklei

De best passende exponentiële curve door de meetpunten van de waterspanningsmetingen geeft $A = 0,340$ 1/m (hierna de "gemeten" waarde genoemd). De grondmechanische parameters en de periode ingevoerd in (S10.21) geven $A = 0,409$ 1/m (hierna de "berekende" waarde genoemd). Figuur S11.1 toont de gemeten en de berekende exponentiële curve. De berekende curve geeft een enigszins grotere demping dan de gemeten curve. In de bovenste meters beschrijft de berekende curve vrij goed de demping die blijkt uit de individuele meetpunten. Dieper is de demping kleiner dan aangeduid door de berekende curve. Het verschil tussen gemeten en berekende curve moet in het licht van de spreiding op de meetwaarde van k evenwel gerelativeerd worden.

S11.3. Waterdrukmetingen in diverse zandlagen

Alleen bij de 3e meetcampagne zijn geen zandlagen aangetroffen. In de 1e, 2e en 4e campagne is het getijde

gevolgd. Golfwerking kon alleen in de 4e campagne worden opgemeten.

S11.3.1. Verzameling van de gegevens van de waterdrukmetingen

A. M.b.t. getijde

Bij de voortplanting van de drukvariatie in de diepte speelt de doorlatendheid een zeer grote rol. Nu daalt deze sterk bij toenemend gehalte aan fijne deeltjes. Bovendien is in ons probleem de doorlatendheid in verticale zin bepalend. Continue, zelfs dunne, kleilaagjes doen k_v eveneens sterk dalen. Derhalve werden alleen de quasi zuivere zandlagen beschouwd :

- . 1e meetcampagne : onder -8,30
- . 2e meetcampagne : onder -9,10
- . 4e meetcampagne : vanaf de zeebodem tot -14,00

Op analoge wijze als voor de Bartoonklei zijn de meetresultaten voor zand samengebracht op fig. S11.2. We stellen vast dat er slechts een geringe demping met de diepte optreedt. De best passende omhullende voor de ogenblikkelijke dempingskrommen heeft volgende vergelijking $\alpha_{r,m} = e^{-0,008 d}$.

B. M.b.t. golfwerking

De demping van de golfwerking is alleen gemeten in het geklept zand, 4e meetcampagne. Aangezien het geklept zand aanwezig is vanaf de zeebodem is fig. S9.21 equivalent met fig. S11.1 en S11.2. Figuur S9.21, hernoemen op fig. S11.3, toont dat er in feite slechts drie meetwaarden beschikbaar zijn : op 2, 6 en 8 m diepte. Voor zover men hierdoor nog een best passende exponentiële curve kan tekenen zou dit $\delta_{r,m} = e^{-0,470 d}$ zijn.

S11.3.2. Resultaten van het ondersteunend grondonderzoek

Alleen t.p.v. de 4e meetcampagne is een uitgebreid ondersteunend in situ grondonderzoek uitgevoerd. Op basis van de diepsonderingen en van het laboratoriumonderzoek kan men stellen dat de karakteristieken t.p.v. de andere locaties globaal beschouwd sterk aanleunen bij deze welke t.p.v. de 4e meetcampagne in situ werden opgemeten. Bovendien is het aantal waterdrukmetingen t.p.v. de 4e meetcampagne duidelijk dominant.

A. Doorlatendheidscoëfficiënt k

In situ werd in pompproeven $k = 2,4 \cdot 10^{-4}$ m/s gevonden. Op basis van de korrelverdeling werd met de formule van Hazen $k = 2,6 \cdot 10^{-4}$ m/s gevonden. Dus quasi identieke waarden. Verder zal met $k = 2,5 \cdot 10^{-4}$ m/s worden gewerkt.

B. Oedometrische samendrukkingsmodulus

Ook in het geklept zand zijn pressiometerproeven uitgevoerd (5 opnames van E tussen -6,00 en -14,00). De waarden gevonden van -10,00 tot -14,00 zijn duidelijk groter dan deze gevonden van -6,00 tot -10,00. Er is vrij goede overeenstemming met de resultaten van de diepsondering.

Waarden :

- . -6,00 tot -10,00 : $E = 3,20 \text{ MN/m}^2$
- . -6,00 tot -14,00 (heel pakket geklept zand) : $E = 4,28 \text{ MN/m}^2$

Voor een repetitieve belasting ($A \approx 10C$ voor zand) vinden we als E_{oed}

- . -6,00 tot -10,00 : $E_{oed} = 45,71 \text{ MN/m}^2$
- . -6,00 tot -14,00 : $E_{oed} = 61,14 \text{ MN/m}^2$

S11.3.3. Bepaling van de dempingsfactor A

De dempingsfactor A is afhankelijk van de periode van het signaal. Derhalve dient hier onderscheid gemaakt tussen getijde en golf.

A. Getijde

De piëzometers waren verdeeld over het hele pakket geklept zand. Derhalve werken we met $E_{\text{zand}} = 61,14 \text{ MN/m}^2$. We vinden $A = 0,007 \text{ 1/m}$.

B. Golfwerking

De golfperiode T werd bepaald op basis van de golfregistraties van maart '82: de gemiddelde T voor 62 golven bedraagt 6,25 s. De spreiding is klein: $T_{\text{min}} = 5,80 \text{ s}$ en $T_{\text{max}} = 6,80 \text{ s}$.

Met deze T vinden we voor het hele pakket geklept zand $A = 0,581 \text{ 1/m}$ t.o.v. ca. $0,470 \text{ 1/m}$ uit de waterdrukmetingen. De bijhorende curve is getekend op fig. S11.3.

De piëzometers 4, 11 (op 6 m diepte) en 5 (op 8 m diepte) geven $\delta = 10\%$. Met een golfhoogte van 1,20 m à 2,50 m betekent dit een geregistreeerde drukvariatie van 0,12 m à 0,25 m. Dit is kleiner dan de gegarandeerde meetnauwkeurigheid (par. S9.7.3).

De waarde van δ voor piëzometers 2 en 9 bedraagt 25.3%. Hoewel dit slechts 2 registratiepunten op dezelfde diepte zijn, gaan we toch na welke A hierbij hoort: $A = 0,687 \text{ 1/m}$. Deze piëzometers bevinden zich duidelijk in het bovenste deel van het geklept zand, er dient dus gerekend met $E = 45,71 \text{ MN/m}^2$. We vinden $A = 0,672 \text{ 1/m}$. (curve : zie fig. S11.3).

S11.3.4. Besluit m.b.t. de metingen in het zand

De drukvoortplanting t.g.v. het getijde en de golven werd opgemeten (zie ook tabel S11.1, sub par. S11.5).

a) getijde

De gemeten A bedraagt $0,008 \text{ 1/m}$, de berekende $0,007 \text{ 1/m}$; dus quasi identieke waarden. Binnen het beschouwde lagenpakket van 10m is de demping quasi nihil. Benaderend geldt er de hydrostatische wet.

b) golfwerking

Beschouwen we de hele laag dan is de gemeten $A = 0,470 \text{ 1/m}$ en de berekende $A = 0,581 \text{ 1/m}$. Figuur S11.3 toont dat het verschil tussen gemeten en berekende curve beperkt is.

Gezien de beperkte drukvariatie op 6 en 8 m diepte zijn alleen de waarden op 2 m diepte volledig betrouwbaar. Hiervoor vinden we : gemeten $A = 0,687 \text{ 1/m}$ en berekende $A = 0,672 \text{ 1/m}$. Er is dus zeer goede overeenstemming.

S11.4. Waterdrukmetingen in de spekkoeklagen

Zowel in 1e, 2e als 3e meetcampagne zijn zgn. spekkoeklagen aangetroffen. Deze lagen zijn van nature zeer heterogeen : qua samenstelling maar vooral qua opeenvolging en dikte van de laagjes is er geen enkele regelmaat. Toch zijn de meetresultaten m.b.t. de spekkoeklagen samen beschouwd.

S11.4.1. Verzameling van de gegevens van de waterdrukmetingen

Als spekkoeklaag of ermee vergelijkbare laag zijn aangetroffen :

- 1e meetcampagne : -4,10 tot -8,30
- 2e meetcampagne : -7,00 (zeebodem) tot -9,10
- 3e meetcampagne : -6,96 (zeebodem) tot -11,56

De meetresultaten zijn samengebracht op fig. S11.4. Als best passende omhullende vinden we $\alpha_{r,m} = e^{-0,185 d}$.

De correlatie is beperkt ($r = 0,76$). Gezien de grote heterogeniteit van de grond was dit te verwachten.

S11.4.2. Resultaten van ondersteunend grondonderzoek

Ter bepaling van de doorlatendheidscoëfficiënt k en de oedometrische samendrukkingsmodulus E_{oed} is gesteund op het laboratoriumonderzoek op ongeroerde monsters ontnomen t.p.v. de werkhaven, Zuidelijke Oostdam en Noordelijke Oostdam.

- doorlatendheidscoëfficiënt $k = 3,7 \cdot 10^{-7}$ m/s (centrale waarde van 22 monsters)
- oedometrische samendrukkingsmodulus E_{oed}
 $E_{young} = 1,8 \text{ MN/m}^2$ ($= 3/2 \cdot q_c = 3/2 \cdot 1,2 \text{ MN/m}^2$
 (met $q_c = 1,2 \text{ MN/m}^2$))

De spekkoeklagen bestaan uit een willekeurige opeenvolging van zand en kleilaagjes. M.b.t. de repetitieve belasting is voor de overgang van de samendrukkingsconstante C naar de ontlastingsconstante A niet zomaar duidelijk of de factor 3 of 10 toepasbaar is. Uit 47 samendrukkings-ontlastingsproeven volgde als verhouding van de centrale waarden $A/C = 149/16,5 = 9,00$. Dit wijst m.b.t. de vervorming op een zandig karakter. Dit komt overeen met de algemene ervaring dat voor heterogene lagen m.b.t. de vervormingskarakteristieken de "harde punten" dominant zijn. Derhalve is

$$E_{oed} = 1,8 \text{ MN/m}^2 \times 9 \times 1/0,7 = 23,14 \text{ MN/m}^2.$$

S11.4.3. Bepaling van de dempingsfactor A

Gebruik makend van de sub S11.4.2 gevonden waarden van k en E_{oed} vinden we $A = 0,290$. De bijhorende curve is eveneens getekend op fig. S11.4.

S11.4.4. Besluit m.b.t. de spekkoeklagen

De gemeten waarde voor A bedraagt $0,185$ 1/m; de berekende waarde bedraagt $0,290$ 1/m. De demping is veel groter dan voor het zand doch duidelijk kleiner dan voor de Bartoonklei. Toch kunnen we stellen dat m.b.t. de waterdrukvoortplanting in de diepte het kleikarakter van de spekkoeklaag dominant is. Er is een vrij groot verschil tussen de gemeten en berekende curve. De spekkoeklagen zijn echter zeer heterogeen. De opeenvolging en dikte van de kleilaagjes en zandlaagjes kan van locatie tot locatie (tot 2200 m van elkaar verwijderd) sterk verschillen.

S11.5. Overzicht van de toetsing van de meetresultaten aan het model

In onderstaande tabel S11.1 zijn de gemeten waarden van A , de grondkarakteristieken en de op basis hiervan berekende waarden van A verzameld.

grondsoort	gemeten A 1/m	grondkarakteristieken k (n/s)	E_{oed} (MPa)	berekende A 1/m	bemerking	Fig. nr.
A, Getijmetingen						
Bartoonklei	0,340	$5,5 \cdot 10^{-8}$	78,43	0,409	kar. van de bovenste 10m	S11.1
Zand	0,008	$2,5 \cdot 10^{-4}$	61,14	0,007		S11.2
Spekkoeklaag	0,185	$3,7 \cdot 10^{-7}$	23,14	0,290	zeer heterogene grond	S11.4
B, Golfmetingen						
Zand	0,470	$2,5 \cdot 10^{-4}$	61,14	0,581	volledig pakket geklept zand (met voorbehoud voor meetwaarden op 6 & 8 m diepte)	S11.3
	0,687	$2,5 \cdot 10^{-4}$	45,71	0,672	druksenaren op 2 m diepte	

Tabel S11.1 Drukvoortplanting in de grondlagen onder de zeebodem : overzicht van de gemeten en berekende A-waarden

Tabel S11.1 toont dat de drukvoortplanting in de grondlagen onder de zeebodem op behoorlijke wijze wordt beschreven door de differentiaalvergelijking (S10.7) en haar oplossing (S10.20).

S11.6. Praktijkvoorbeeld : bewegingen van de watervang van de L.N.G.-terminal te Zeebrugge

Ten behoeve van de L.N.G.-terminal te Zeebrugge is een watervang gebouwd. De inplanting in de haven is gegeven op fig. S5.2. Figuur S11.5 toont de watervang meer in detail. In essentie bestaat de watervang uit een grote betonnen "kuip" (30 x 30 m, wanddikte 1,00 m) aangezet op ca. -7,00. Het zettingsgedrag van de watervang met het getijde werd opgemeten op 3 en 4/11/'86 (N., Zettingsgedrag van de watervang tijdens getijencycli op 03-04/11/'86, 1986). De metingen werden uitgevoerd gedurende 24 uur vanaf een vast punt (Toren II op + 8,5020).

De inplanting van de meetpunten, gematerialiseerd door bouten is gegeven op fig. S11.5. Er werd vastgesteld dat alle bouten op en neer bewegen met het getijde. Figuur S11.6 toont de beweging van de meest zeewaarts gelegen bouten 41 en 42. Figuur S11.7 toont de getijdecurve : laagste water +0,32, hoogste water +5,11, dubbele getijdeamplitude $H_{zee} = 4,79$ m.

De vaststellingen kan men als volgt samenvatten :

- a) De bewegingen worden groter naarmate de bout verder op de watervang ligt : de grootste bewegingen worden vastgesteld t.p.v. bout 41 (5,7 mm) en bout 42 (5,4 m)

- b) Als de bewegingen worden vergeleken met een vroegere opmeting (16-17/10/'86) blijkt dat met een grotere getijamplitude een grotere beweging wordt vastgesteld.
- c) De bewegingen zijn tegengesteld aan het getijde.

Vooraf de vaststelling c doet vragen rijzen : De betonstructuur van de watervang is bij H.W. 4,79 m meer ondergedompeld. De bijhorende ontlasting ter hoogte van de aanzet bedraagt 6,7 kN/m². De watervang wordt lichter en toch treden er zakkingen op.

Houden we evenwel rekening met de resultaten van de waterspanningsmetingen en met de wetmatigheden eruit afgeleid in hoofdstukken S10 en S11.

De watervang is aangezet op -7,00; de gelaagdheid ter plaatse van de watervang is als volgt

- . -7,00 - -25,00 : vrij dicht à dicht gepakt fijn zand
- . -25,00 - -37,00 : Bartoonklei
- . lager dan -37,00 : Ledo-Wemmeliaanzand (zeer dicht gepakt)

Figuur S11.2 toont dat het getijde praktisch niet gedempt wordt in het zand. Bovendien is zand weinig vervormbaar. Dus zijn de zettingen te wijten aan het zand verwaarloosbaar.

Figuur S11.1 toont dat het getijde zeer duidelijk wordt gedempt in de Bartoonklei. Ten gevolge van deze demping is de korreldrukvariatie op een bepaald peil

$$\Delta\sigma'_z = \rho_w g H_{zee} (1 - |e^{-Az} \cos Az|) \quad (S11.1)$$

(form. (S10.20) voor $t = T/2$).

Bij H.W. zal de korrelspanning in de Bartoonklei toenemen, bij L.W. afnemen (zie ook fig. S10.3). Indien bij H.W. de korrelspanningstoename, ten gevolge van de demping van het getijde in de diepte, groter is dan de korrelspanningsaf-

name ten gevolge van de toenemende Archimedeskracht op de watervang is het logisch dat de watervang zakt bij H.W. en stijgt bij L.W.

De te verwachten bewegingen van de watervang kunnen worden begroot op basis van volgende gegevens :

- $H_{z.e.e} = 4,79$ m
- dikte van de Bartoonklei $d = 12,00$ m
- $E_{o.e.d} = 78,43$ MN/m² (zie S11.2.2)
- $A = 0,340$ 1/m (zie S11.2.1)
- ontlasting t.p.v. de aanzet bij overgang van L.W. naar H.W. : $6,7$ kN/m²

Dan vinden we bij overgang van L.W. naar H.W.

- zakking door de toenemende korrelspanning ten gevolge van het dempen van het getijde : $s_1 = 6,42$ mm
- stijging ten gevolge van toenemende archimedeskracht op de watervang : $s_2 = 0,46$ mm.

Resultierend vinden we een zakking $s = 6,42$ mm - $0,46$ mm = $5,96$ mm.

De gemeten bewegingen bedragen $5,4$ mm (bout 42) à $5,7$ mm (bout 41).

De bouten 41 en 42 zijn quasi volledig omgeven door water, de invloedscoëfficiënt in de Bartoonklei voor de belasting ten gevolge van tijvariatie is quasi 1. Voor de andere meetpunten daalt de invloedscoëfficiënt geleidelijk en moet derhalve de beweging kleiner worden naarmate we ons naar de westkade van de Zuidelijke Oostdam toe bewegen (vaststelling a).

Ten slotte moet, gezien formule (S11.1), de beweging toenemen naarmate het tijverschil $H_{z.e.e}$ toeneemt (vaststelling b).

HOOFDSTUK S12

BESLUITEN EN STELLINGEN

Behalve een samenvattend overzicht van de besluiten van het eerste deel van dit doctoraatswerk zullen wij in dit hoofdstuk ook de essentie van de berekeningsmethodiek bondig herhalen, de stellingen formuleren en tenslotte enkele suggesties voor voortgezet onderzoek doen.

S12.1. Samenvatting en besluiten

1) Uit ervaring weten wij dat het ontwerp van een golfbreker vaak als beëindigd wordt beschouwd zodra de hydraulische stabiliteit van deklaag en kruin afdoende is behandeld. Nochtans is de studie van het algemeen glijdingsevenwicht van de taluds, vnl. van het zeewaarts talud, een even belangrijk facet van het ontwerp van een golfbreker.

Voor taluds op land, hoe bescheiden ook, worden steeds glijvlakberekeningen uitgevoerd. Het zeewaarts talud van een golfbreker is bovendien nog onderhevig aan de dynamische werking van de golven, en toch worden er golfbrekers gebouwd zonder degelijk onderzoek van het glijdingsevenwicht.

Verder werd, omwille van materiaalbesparing, bij stortsteengolfbrekers in dieper water vaak gestreefd naar het steilste mogelijke talud, b.v. $1/1,33$ à $1/1,5$. Zo werd de westelijke golfbreker van Sines met een hoogte van 58 m gebouwd met het zeewaarts talud onder helling $1/1,5$. Ook zonder golfwerking zijn dergelijke taluds nauwelijks stabiel.

Het eerste deel van dit proefschrift handelt precies over de algemene grondmechanische stabiliteit van de taluds van

een golfbreker. Er is voornamelijk aandacht besteed aan de potentiële afschuiving langs diepe glijvlakken. Sub 2) wordt de essentie van de berekeningsmethodiek herhaald. De dynamische werking van getijden en golven staat hierbij centraal.

2. De essentie van de voorgestelde semi-dynamische berekeningsmethodiek is dat het potentieel afschuivend massief (ABCDEFA, fig.S5.1) wordt afgezonderd. Het gewicht van dit massief enerzijds en alle uitwendig aangrijpende krachten anderzijds worden afzonderlijk bepaald en in de formule ter bepaling van de veiligheidscoëfficiënt tegen afschuiven ingevoerd (Bishop, Morgenstern & Price, Janbu,...).

De uitwendige krachten kunnen in twee groepen verdeeld worden :

- als belasting: verkeersbelasting op de dam doch vooral de belasting van het water in de vorm van waterdrukken op de zeebodem vóór het talud (AB) en waterdrukken op het talud zelf (BC)
- als stabiliserende kracht : de wrijvingsweerstand langs het potentieel glijvlak DEFA. De hiervoor vermelde belastingen beïnvloeden mede de wrijvingskrachten langs het glijvlak.

De invloed van de waterdrukken op de wrijvingsweerstand en dus op de uiteindelijke veiligheid tegen afschuiven is bijzonder groot. In de voorgestelde berekeningswijze worden deze waterdrukken langs het potentieel glijvlak vooraf bepaald en als input in de stabiliteitsberekening ingevoerd.

3. In hoofdstuk S3 zijn m.b.t. de dynamische werking van getijden en golven de belastingsgevallen A (wel getijdewerking, geen golven) en B (eventueel getijdewerking, wel golven) gedefinieerd :

- a) voor het belastingsgeval A geeft L.W. op zee de zwaarste belasting van het talud
- b) voor het belastingsgeval B dient het meest ongunstige moment van het getijde gecombineerd met het meest ongunstige moment in de golfperiode.

In tegenstelling met de breed verspreide mening is niet het golfdal maar de golftop, of eigenlijk het moment net na maximum golfoploop, maatgevend m.b.t. de algemene stabiliteit langs diepe glijvlakken. Op dat moment

- is de stabiliserende druk van de oplopende golf sterk verminderd
- is het waterpeil in de dam maximaal zodat de waterdrukken langs het deel van het glijvlak in de dam maximaal zijn. De korrelspanningen en de wrijvingsweerstand zijn er dus minimaal.
- is de stabiliserende werking van de watermassa vóór de dam minimaal
- heersen er wateroverdrukken langs het deel van het glijvlak in de grond.

De meest ongunstige periode in de tijcyclus is niet ondubbelzinnig gekend. Indien het golfklimaat bepaald is door de waterdiepte, is H.W. nadeliger dan L.W. Indien de golfhoogte echter niet beperkt is door de waterdiepte, dient gezocht naar het meest ongunstige moment in de tijcyclus, hierbij steeds werkend met maximum golfoploop.

4. Het glijdingsevenwicht van het (zeewaarts) talud van een golfbreker wordt beïnvloed door meerdere factoren: geometrie, karakteristieken van de materialen, waterdrukken,... Opdat de diverse factoren de gepaste aandacht zouden krijgen is een gevoeligheidsanalyse uitgevoerd. De voornaamste conclusies zijn :
 - wordt de golfbreker uitgevoerd binnen normaal gangbare toleranties dan heeft de (beperkte) variatie

van de geometrie geen invloed op de veiligheidscoëfficiënt F

- voor zover de volumieke massa ρ van de stortsteenlagen varieert binnen normale praktische grenzen, is de invloed van de variatie van ρ op F van ondergeschikt belang
 - een goede kennis van de schuifweerstandskarakteristieken is belangrijk; dit is steeds zo voor elk soort evenwichtsprobleem
 - de invloed op F , van de vorm van de oplopende golf is beperkt en toont geen duidelijke trend
 - bij toenemende waterdruk in de dam daalt F geleidelijk
 - de waterdrukken in de grondlagen onder de zeebodem spelen een dominante rol, vandaar ook de ruime aandacht die hieraan in dit werk is besteed.
5. Het basismateriaal voor de bouw van stortsteengolfbrekers is uiteraard stortsteen. M.b.t. het glijdingsevenwicht zijn de schuifweerstandskarakteristieken bepalend: voor stortsteen van goede kwaliteit, b.v. porfier, graniet, basalt, ... worden $\phi' = 40^\circ$ en $c' = 10$ kPa aanbevolen als veilige rekenwaarde.
6. Een essentieel kenmerk van de berekeningsmethodiek is dat de aanwezigheid van de watermassa vóór de dam wordt vertaald in waterdrukken op de zeebodem. Het potentieel afschuivend massief wordt aan de teen van de dam begrensd door de zeebodem (AB, fig. S5.1). Voor belastingsgeval A zijn de waterdrukken op de zeebodem hydrostatisch t.o.v. de stilwaterlijn S.W.L. In hoofdstuk S5 is echter aangetoond dat voor belastingsgeval B (golferking), het onjuist is de hydrostatische druk t.o.v. het golfoppervlak te beschouwen. We dienen over te stappen op de dynamische drukken. Als we rekening houden met de correctiefactor van

Grace (form. S5.12) is de lineaire theorie van Airy zeker bruikbaar.

7. De waterdrukken op het talud kunnen wij benaderend bepalen met formule (S6.6). Essentieel hierbij is een goede kennis van de golfvorm. Wij stellen voor de uitvoeringswijze van de golfgootproeven, die in het kader van het ontwerp van een golfbreker steeds worden uitgevoerd, in die zin aan te passen dat naast de schade aan de deklaag ook de vorm van de op- en teruglopende golf bepaald kan worden. Hiertoe volstaat het de wand van de golfgoot te voorzien van een raster en de golfbreker samen met de aanlopende golven (tot minimaal één golflengte vóór de dam) te filmen. Uit deze opname kan de golfvorm worden afgeleid (b.v. fig. S6.10 en S6.11).
8. De waterdrukken in de dam worden vnl. beïnvloed door de interne verhoging en door de golfindringing in de dam. Op basis van de literatuur stellen wij voor de golfvorm in de dam als uitgangspunt te nemen voor de bepaling van de waterdrukken in de dam. Op voorwaarde dat het potentieel glijvlak voldoende diep in de dam ligt, zijn de waterdrukken benaderend hydrostatisch t.o.v. het wateroppervlak in de dam.
9. Uit de waterspanningsmetingen (hoofdstukken S8 en S9) blijkt dat de drukschommeling ter hoogte van de zeebodem zich gedempt voortplant in de diepte. De waterdrukken in de grondlagen onder de zeebodem zijn dus niet hydrostatisch t.o.v. het wateroppervlak op zee: niet bij golven maar ook niet bij getijde. Er is een wateroverdruk bij L.W., resp. golfdal en een onderdruk bij H.W., resp. golftop. Vertrekkend van deze vaststelling is in hoofdstuk S10 de vergelijking die, in verzadigde grond, deze demping

beschrijft, opgesteld. Wij komen tot vergelijking (S10.8). Na bepaling van het relatief belang van de termen in (S10.8) en na de daaruit voortvloeiende vereenvoudigingen blijkt dat de golfperiode T (of de golflengte L) enerzijds en de doorlatendheidscoëfficiënt k en de oedometrische samendrukkingsmodulus E_{oed} van de grond anderzijds, bepalend zijn.

Voor verzadigde grond is de dempingswet :

$$u(z, t) = u_o e^{-Az} \cos\left(\frac{2\pi x}{L} + \frac{2\pi t}{T} - Az\right) \quad (S10.20)$$

$$A = \sqrt{\frac{\rho_w g \pi}{k E_{oed} T}} \quad \left[\frac{1}{m}\right] \quad (S10.21)$$

Hierin is de z -as vertikaal en vanaf de zeebodem positief naar beneden gericht.

Een vergelijking van onze meetresultaten met de berekende dempingswet (tabel S11.1) toont een behoorlijke tot zeer goede overeenstemming. Dezelfde dempingswet blijkt geldig voor golf en getijde. Beiden zijn in feite golfsignalen doch met een totaal verschillende periode : 6,25 s (voor onze golfmetingen) t.o.v. 44.700 s (getijdeperiode 12h25 min).

Als de drukwet bepaald is, kunnen we ofwel de juiste drukwet gebruiken ofwel overgaan op de zgn. invloedsdiepte h_{ID} (fig. S10.6). De invloedsdiepte blijkt een zeer handig instrument in het kader van het onderzoek van het algemeen glijdingsevenwicht. De in de literatuur vaak voorgestelde wet die zegt dat voor een verzadigd grondlichaam de drukvoortplanting quasi onafhankelijk is van de grondkarakteristieken en enkel bepaald is door het golfgetal $2\pi/L$ en de diepte z , wordt door metingen in natuur tegengesproken.

10. Kennis van het verloop van de waterdrukken in de grondlagen onder de zeebodem, resp. onder de bodem van een tijrivier, laat toe onverwachte gedragingen van constructies te verklaren :

- . Een watervang zakt bij H.W. en stijgt bij L.W., hoewel hij bij H.W., ten gevolge van de grotere Archimedeskracht, lichter wordt (zie par. S11.6).
- . Een kaaimuur onderhevig aan getijdewerking langs een tijrivier, gefundeerd op een kleilaag of op een zandlaag waaronder zich een kleilaag bevindt, zal bij H.W. naar de rivier toe bewegen en terugkeren bij L.W., als het effect van de samendrukking van de kleilaag bij H.W. groter is dan het effect van de grotere stabiliserende waterdruk bij H.W.

11. In hoofdstukken S3 en S10 is de invloed van diverse parameters op de veiligheidscoëfficiënt F onderzocht. Hieruit blijkt dat de mogelijke variatie van de invloedsdiepte h_{ID} , F evenveel of zelfs meer beïnvloedt dan de mogelijke variatie van de schuifweerstandskarakteristieken ϕ' en c' . Het is dus een absolute noodzaak, in het kader van het grondonderzoek t.b.v. een golfbreker, ook proeven te voorzien ter bepaling van de waterdrukvoortplanting in de diepte.

S12.2 Stellingen

- De analyse van het algemeen glijdingsevenwicht van de taluds van een stortsteengolfbreker is even belangrijk als het onderzoek van de hydraulische stabiliteit van de deklaag en de kruin.
- De waterdrukken langs een potentieel glijvlak dienen vooraf bepaald en in de stabiliteitsberekeningen ingevoerd; er dient dan met de effectieve schuifweerstandskarakteristieken ϕ' en c' gewerkt.

- In geval van golfwerking is, m.b.t de algemene stabiliteit, het moment net na golfoploop bepalend. In de literatuur wordt, ten onrechte, vaak het golfdal als bepalend aangegeven.
- De normale uitvoeringswijze van golfgootproeven dient aangepast zodat de golfvorm tot minimaal één golflengte vóór het talud bepaald kan worden.
- De dynamische druk op de zeebodem vóór het talud dient bepaald uitgaande van het golfoppervlak en b.v. de Airytheorie (mits de correctiefactor van Grace wordt ingevoerd). Door hydrostatisch te rekenen, worden de stabiliserende drukken onderschat.
- Ten gevolge van getijdewerking en/of golfwerking varieert de waterdruk ter hoogte van de zeebodem. Deze waterdrukvariatie zet zich gedempt voort in de grondlagen onder de zeebodem (vergelijkingen (S10.20) en (S10.21)). Uitgaande van deze dempingswet kan de invloedsdiepte h_{1D} worden bepaald. Hiermee kan het drukverloop onder de zeebodem op eenvoudige wijze worden beschreven.
- Ook ten gevolge van getijdewerking, zonder golfwerking, ontstaan, bij L.W. op zee, overdrukken in de grondlagen onder de zeebodem. Zo wordt de stabiliteit van het binnentalud van een stortsteengolfbreker ongunstig beïnvloed door deze overdrukken, dit ondanks het feit dat het wateroppervlak in de dam het getijde volgt. Deze overdrukken nemen toe naarmate enerzijds de getijdeamplitude stijgt en anderzijds de doorlatendheid en samendrukbaarheid van de grond resp. daalt en stijgt.
- Ter bepaling van de hiervoor vermelde dempingswet en de invloedsdiepte h_{1D} dient het grondonderzoek aangepast: proeven ter bepaling van h_{1D} zijn even noodzakelijk als proeven ter bepaling van ' en c'. Bij voorkeur worden waterspanningsmetingen in situ (rechtstreekse opmeting van de dempingswet) uitgevoerd. Desnoods kan men via (in situ) doorlatendheidsproeven (k) en pressiometerproeven

(E_{sed}) een inzicht krijgen in de waterdrukvoortplanting in de diepte.

- Aansluitend op de eerste stelling verdient het aanbeveling de werkzaamheden t.b.v. het ontwerp van een golfbreker niet te veel te compartimenteren: het hydraulisch facet en het grondmechanisch facet sluiten nauw op elkaar aan en beïnvloeden elkaar wederzijds.

S12.3. Suggesties voor voortgezet onderzoek

Traditioneel is m.b.t. golfbrekers de meeste aandacht gegaan naar de deklaag. In dit proefschrift is vaak gesteund op proefresultaten gevonden in de rand van proeven t.b.v. deklaagstabiliteit. Voornamelijk m.b.t. de waterdrukken op het taludoppervlak en in het damlichaam zijn proefresultaten schaars. Thans lopen er te Hannover (Groszen Wellenkanal) wel proevenprogramma's (Burger W. et al., 1988 en 1990).

Met betrekking tot de drukvoortplanting in de grondlagen onder de zeebodem zijn meerdere meetcampagnes uitgevoerd (hoofdstukken S8 en S9). Toch zijn er nog hiaten vnl. betreffende de drukvoortplanting o.i.v. golven: b.v. meetbereik van de piëzometers, "verlopen" van de piëzometers in de tijd. Vandaar dat, vnl. voor golfwerking, bevestigende metingen zeer nuttig zouden zijn.

Sinds 1985 is, in opdracht van de Diensten van de Vlaamse Executive, Openbare Werken en Verkeer, Bestuur van de Waterwegen en van het Zeewezen, Dienst der Kust, het zogenoemde "Daminstrumentatie-project" in uitvoering. Een sectie van de Noordelijke Westdam van de buitenhaven te Zeebrugge is geïnstrumenteerd. Parallel aan de in situ metingen wordt in de golfgoot van het Waterbouwkundig Laboratorium te Borgerhout een dam met dezelfde dwarsdoorsnede en hetzelfde voorland op zo groot mogelijke

schaal gebouwd. Dit schaalmodel wordt op dezelfde wijze als de damsectie in situ geïnstrumenteerd.

Het doel van het project is meervoudig:

- a) het verwerven van een beter inzicht in de parameters (vnl. hydraulisch en grondmechanisch) die de stabiliteit van de golfbreker beïnvloeden
- b) het bepalen van de werkelijke krachten die op een deklaagelement inwerken en van de werkelijke drukken en drukgradiënten in de damkern
- c) de relatie leggen tussen metingen in situ en metingen op schaalmodel om enerzijds de invloed van de schaal-effecten beter te leren kennen en anderzijds een beter inzicht te krijgen in de (on-?)betrouwbaarheid van de proeven op schaalmodel.

Wij kunnen alleen maar pleiten voor het voortzetten van dit project. Via deze unieke meetopstelling kunnen zeer waardevolle prototypemetingen verzameld worden m.b.t. de deklaagstabiliteit (cfr. deel 2 van dit proefschrift) en m.b.t. belangrijke schakels in het onderzoek naar de algemene stabiliteit. Het project speelt in op de wereldwijd gestelde vraag naar in situ metingen op/in een golfbreker onderworpen aan golfaanval. Alle onderzoekers in de golfbreker-discipline kijken met veel belangstelling uit naar de resultaten van deze metingen.

DEEL 2
EEN NIEUW DEKLAAGELEMENT:
DE HARO

HOOFDSTUK H1
INLEIDING EN ALGEMENE SITUERING

Het zeewaarts talud van een stortsteengolfbreker wordt tegen golfaanval beschermd door zware blokken. Deze blokken kunnen zware rotsblokken of betonblokken zijn. Sinds '70 is er bij de bouw van golfbrekers een enorme schaalvergroting opgetreden. Het gevolg hiervan is dat natuurlijke stortsteen ofwel niet in het gewenst kaliber beschikbaar is, ofwel in het gewenst kaliber doch in onvoldoende hoeveelheid beschikbaar is, ofwel te duur is. Daardoor gaan deklaagelementen in beton de natuursteen steeds meer vervangen.

In de jaren '60 - '70 zijn meerdere types betonnen deklaagelementen ontwikkeld, gaande van de eenvoudige kubus tot meer ingewikkelde vormen. Gezien de toenemende tonnenmaat van de zeeschepen (vooral van de tankers) werd in steeds dieper water gebouwd. Door de daarmee gepaard gaande zwaardere golfaanval werd vooral gezocht naar blokvormen met goede hydraulische stabiliteit. Vaak hadden deze blokken dan ook één zaak gemeen namelijk een zekere ineenhaking tussen de blokken onderling. Dit gaf dan ook aanleiding tot spitsvondige, slanke doch juist daardoor zeer kwetsbare, zeer fragiele elementen. Meerdere publikaties (Maquet J.F., 1981; Price A.W., 1980; Shore Protection Manual, 1984; ...) geven een overzicht van beschikbare blokvormen. Tot zijn eenvoudigste vorm teruggebracht kunnen twee types deklaagelementen worden onderscheiden :

- Elementen zonder ineenhaking die hun stabiliteit voornamelijk danken aan de zwaartekracht. Men zou ze ook "gewichtsblokken" kunnen noemen, b.v. de kubus.
- Elementen met ineenhaking die hun stabiliteit verkrijgen door hun gewicht en door die ineenhaking, b.v. dolos, tribar, tetrapode, ...

Figuur H1.1 toont een aantal vormen. Vooral de tetrapode (°Frankrijk, 1950) en de dolos (°Zuid Afrika, 1963) kenden een enorme verspreiding.

De op fig. H1.2 getoonde "dinosaurie" (zoeken naar ineenhaking) en "diode-block" (zoeken naar maximale energiedissipatie) zijn typische voorbeelden van hoe ver men het is gaan zoeken.

De ingewikkelde, vergezochte vormen hebben ontegensprekelijk het voordeel een goede hydraulische stabiliteit te bezitten doch vereisen een ingewikkelde bekisting (in elk geval bestaande uit meerdere delen die van mekaar losgemaakt worden bij het ontkisten). De fabricatie en stockage van dergelijke blokken is daardoor zeer bewerkelijk. Dit uit zich in de kostprijs, doch dit wordt gedeeltelijk gecompenseerd door het verminderd betonverbruik in vergelijking met b.v. kubussen.

Een groot nadeel, stel maar gebrek, van deze meestal slanke elementen is de reeds vermelde breekbaarheid (fig. H1.2.b).

Op het eind van de jaren '70 en in het begin van de jaren '80 leden meerdere grote golfbrekers grote schade. In sommige gevallen kan men zelfs spreken van bezwijken (quasi totale vernieling) van de golfbreker. ten gevolge van deze schaden dienden de golfbrekers hersteld, respectievelijk gedeeltelijk herbouwd. Dit is duidelijk een stap verder dan het normaal aanvaarde onderhoud van een stortsteengolfbreker. Onder dit onderhoud verstaat men het bijplaatsen van blokken in de deklaag (max. een paar

procenten) en niet het herbouwen van de dam. De meeste van de schaden zijn uitvoerig beschreven in de literatuur (Zwamborn J.A., 1979; N., Failure of the breakwater at Port Sines, Portugal, 1982; Taibi B., 1983; Heydra G. et al., 1984; Lindo M.H. et al., 1985; Den Boer K., 1986; Villanueva E.J. et al., 1988).

In tabel H1.1, gebaseerd op appendix 2 van "The stability of rubble mound breakwaters in deeper water", Report P.T.C. II, P.I.A.N.C., 1985, zijn een aantal markante schadegevallen opgenomen. Alleen die schadegevallen met schaden groter dan 10% zijn beschouwd. In de vermelde referentie is de schade gedefinieerd als "the % of primary armour units displaced from the armour layer, or broken".

Plaats	Ontwerpvoorwaarden			Deklaag			Vaststellingen	
	Deel	H _w (m)	T (s)	Type	Gewicht W (kN)	ρ_w (t/m ³)	Storm H _w (m)	Schade (%)
Algerije - Arzew	1.pr.(1)	9,8	12,5	tetrapode	480	2,4	7,0	60
Canada - Baie Comeau (Saint Lawrence)	1.pr.	-	-	dolos	45	2,4	4,5	~50 >65
	hoofd	-	-	dolos	73	2,4		
Italië - Gioia Tauro - Catanzaro Lido - Crotona	1.pr.	7,5	12	dolos	150	2,4	7,25	50 100 30
	1.pr.	6	8	tetrapode	150-250	2,4		
	1.pr.	6	8	parallele- pipedum	200-600	2,4		
Japan - Yora 2nd West	1.pr.	6,8	13,5	tetrapode	320	2,3		25
Namibië - Oranjemond Intake	1.pr.	7,7	11,5	dolos	107	2,55	5,5	10
Portugal - Sines	1.pr.	11	16	dolos	420	2,55	9	80
Z.Afrika - Gans Bay Harbour	1.pr.	6	12	dolos	171	2,43	6,1	12
Spanje - San Ciprian	1.pr.	13	15,5	dolos	500	2,41	5,6	17-25

(1) 1.pr. = lopend profiel van de dam

Tabel H1.1. Enige belangrijke schadegevallen aan golfbrekers (bron : P.I.A.N.C., P.T.C. II, Supplement 48, 1985)

Ook de hoofdgolfbreker op volgende plaatsen werd zeer zwaar beschadigd :

- Spanje, Bilbao (82 t balkvormige blokken)
- Libië, Tripoli (19 t tetrapodes)
- U.S.A., Californië, Crescent City (25 t tetrapodes, 50% gebroken ; 40 t dolos, 25,5% gebroken)
- U.S.A., Hawaii, Nawiliwili (17,8 t tribars, 16,4% gebroken).

Meerdere van de vermelde schadegevallen situeren zich in het Middellands-Zeegebied. Figuur H1.3 toont deze regio met aanduiding van de plaatsen.

De goede ervaring met b.v. dolossen met beperkt gewicht ter bescherming van golfbrekers in ondieper water, leidde tot het gebruik ervan bij de bouw van golfbrekers in diep water en met grote golfhoogte. Figuur H1.4 toont de dolos-afmetingen (massa $m = 42$ t) voor Sines :

- waterdiepte : 38 m
- hoogte golfbreker : 58 m
- golfhoogte : $H_s = 11$ m
- golfperiode : $T = 13,5$ s

Deze zeer grote elementen (42 t; 4,54 m hoog) zijn massaal gebroken tijdens de stormen van '78 en '79.

Algemeen wordt aanvaard dat één van, of een combinatie van, de volgende factoren aan de basis ligt van de opgetreden schaden :

- onderschatting van de ontwerpvoorwaarden, voornamelijk in diep water (geen beperking van de golfhoogte door de diepte)
- breken van individuele deklaagelementen
- geen of onvoldoende steun aan de teen van de deklaag
- geen of onvoldoende inspectie met als gevolg onvoldoende onderhoud.

In appendix H A1 zijn een paar uitspraken, stellingen respectievelijk beschrijvingen van schaden aan deklagen samengebracht. Dit summier literatuuroverzicht handelt over :

- schade in het algemeen
- breekbaarheid van grote betonnen deklaagelementen
- het aantal gebroken deklaagelementen en de plaats waar men ze aantreft
- de gevolgen van een klein percentage gebroken deklaagelementen.

De citaten handelen over verschillende types blokken, over verschillende havens met elk hun eigen mariene omstandigheden, en zijn geschreven door diverse auteurs. Toch kunnen volgende algemene conclusies worden getrokken:

- 1) Breken van deklaagelementen gebeurt zowel boven als onder de stilwaterlijn ; indien derhalve door een inspectie van op de dam, van op het water of door luchtfotografie gebroken elementen worden ontdekt, dan is het noodzakelijk ook het onderwatergedeelte te inspecteren.
- 2) Sommige citaten behandelen het breken van de elementen als de golfbreker quasi volledig bezweek (Sines, Arzew El Djedid, ...). Andere betreffen breken van de elementen op kleinere schaal, slechts in die mate dat de algemene integriteit van de structuur nog niet in het gedrang komt. In het tweede geval zijn de elementen gebroken, hetzij tijdens de bouw, hetzij tijdens het eerste jaar na de bouw : vnl. te wijten aan het zetten van de deklaag (o.a. Sorensen T. et al., 1985).
- 3) Door breuk van een beperkt aantal elementen is de stabiliteit van de dam nog niet in gevaar. Toch dient de golfbreker goed "bewaakt" om het lange-termijneffect van de bestaande en eventueel toekomstige breuken te onderzoeken.

Naar aanleiding van de catastrofes die zich hebben voorgedaan in het Middellands-Zeegebied hebben een aantal specialisten zich beraden over de toekomst van de "stortsteen-golfbreker" (Nielsen A.H. et al., 1979). Eén van de geformuleerde stellingen luidt : "Zodra de massa van het deklaagelement meer dan 20 t bedraagt, wordt het gebruik van de zgn. "slanke" elementen, omwille van het grote risico voor breken, delicaat".

Thans is men zo ver dat het breken van de deklaagelementen niet meer wordt aanvaard (tot vóór '80 beschouwde men een klein percentage gebroken blokken als zijnde normaal). Dan zijn er twee uitwegen :

- de slanke elementen wapenen zodat ze een grotere breukweerstand hebben
- de slanke elementen niet meer gebruiken en terugkeren naar b.v. massieve kubussen.

Dat de structurele sterkte van de deklaagelementen een blijvende zorg is blijkt o.a. uit het houden van een "Seminar on Stresses in Concrete Armour Units" in het Waterways Experiment Station, Coastal Engineering Research Center te Vicksburg, Nov. 1989 (Davidson D.D. et al., 1989).

Meerdere publikaties op de 20e, 21e en 22e International Conference on Coastal Engineering behandelen het zoeken naar een goede wapening voor het meest gebruikte slanke blok, nl. de dolos (fig. H1.5) : hetzij conventioneel (Lin W.M. et al., 1986; Uzumeri S.M. et al., 1986; ...), hetzij gebruik makend van staalvezels (Kakuris P.A., 1980; Prout W.J., 1984), hetzij gebruik makend van oude spoorstaven (Zwamborn J.A. et al., 1986 en 1989).

Het wapenen van deklaagelementen heeft echter twee zeer grote nadelen :

- a) De kostprijs van de wapening en de verwerking ervan verhogen aanzienlijk de prijs van de elementen. Hierdoor worden deze blokken economisch minder aantrekkelijk. Het effect van het lage betonverbruik (door de goede hydraulische stabiliteit) gaat verloren door de kostprijs van de wapening.
- b) Vele waterbouwkundigen (b.v. Maquet J.F., 1981; Agema J.F., 1984) zijn de mening toegedaan dat het wapenen van de dolos zoals we die nu kennen weinig zinvol is : door het oscilleren, respectievelijk verplaatsen van de blokken ontstaan scheurtjes die zich in de tijd uitbreiden. Hierdoor komt de wapening in contact met het zeemilieu, met snelle corrosie als gevolg. Men zou dus de blokken moeten verzwaren tot ze niet of nauwelijks bewegen zodat er geen scheurvorming optreedt. Doch het blok verzwaren (verhoging van de hoeveelheid beton) en dan nog wapenen brengt het economisch voordeel van de slanke elementen in het gedrang.

Wapenen met (staal)vezels wordt als mogelijk alternatief aangezien. Onvoldoende kennis in dit toepassingsgebied en de hoge kostprijs is echter voorlopig een onoverkomelijke barrière.

De heel recente geschiedenis heeft geleerd dat, gezien de slechte ervaring met gebroken slanke deklaagelementen zoals dolos, tribar, tetrapode, ... men als het ware in een paniekreactie terugkeert naar de massieve blokken : (gegroeft) kubussen met enorme massa : zelfs tot 150 t per blok (Bilbao). Bovendien worden de steile hellingen, die omwille van de enorme hoeveelheden materiaal bij de bouw in diep water, in de jaren '70 zeer in trek waren, verlaten. Voor de herstelling, respectievelijk wederopbouw, wordt als het ware een dam zeewaarts van de vroegere dam gebouwd.

Volgende voorbeelden tonen dit :

1. Sines (Portugal)
 - oorspronkelijk profiel : fig. H1.6a
 - heropbouw : fig. H1.6b
2. Tripoli (Libië)
 - heropbouw met aanduiding van het oorspronkelijk profiel : fig. H1.7
3. Bilbao (Spanje)
 - oorspronkelijk profiel : fig. H1.8a
 - heropbouw : fig. H1.8b
4. Arzew El Djedid (Algerije)
 - oorspronkelijk profiel : fig. H1.9a
 - heropbouw : fig. H1.9b

Het gebruik van massieve blokken onder flauw talud is technisch een valabele oplossing doch heeft verstrekkende gevolgen m.b.t. de kostprijs :

- hoog verbruik van stortsteen
- enorm betonverbruik
- inzet van zeer zwaar materieel om zware blokken op grote afstand te plaatsen : zo is er t.b.v. de herstelingswerken in Bilbao is een 100 MNm-kraan gebouwd (fig. H1.8b).

Bovendien ontstaat er een nieuw probleem : bij deze grote massieve blokken is de temperatuurstijging en de daaruit voortvloeiende thermische gradiënt ten gevolge van de hydratatie warmte aanzienlijk. Hierdoor ontstaan thermische spanningen met scheurvorming als gevolg (Burcharth H.F., 1983; Agema J.F., 1984; Horden W.C. et al., 1986; C.U.R.-report : Breakwaters - Strength of concrete armour units. - Executive summary, 1990; ...). Voor massief on-

gewapende betonelementen is de structurele sterkte juist afhankelijk van de treksterkte van het beton en dus van de afwezigheid van scheuren (fig. H1.2b).

De "waterbouwkundige wereld" is dan ook niet onverdeeld gelukkig met dit massaal terugkeren naar de massieve blokken en ziet meer heil in een meer doelgerichte aanpak van het probleem. Dit moge o.m. blijken uit volgende citaten.

* Stickland (Allsop N.W. et al., 1980) betreffende de plaatsing van de blokken :

"The porosity of the armour layer is a very important factor in the overall performance of the armour. More work should be done to investigate the change in porosity due to the settlement of the units and how the degree of settlement is linked to the method and accuracy of placement. In view of the uncertainty attached to the long term uniformity of the porosity of randomly placed units, more attention should be given to the development of units with inbuilt porosity - e.g. the cob".

* Whillock A.F. (1981)

"With regard to the undoubted weakness of open frame blocks in large sizes it may be advisable to re-think the use of stronger compact forms".

Het voorgaande toont enerzijds dat werken met slanke elementen duidelijk gevaren inhoudt en anderzijds dat terugkeren naar massieve blokken zeer duur is en er in deze massieve blokken scheurvorming kan optreden ten gevolge van het hydratieproces.

Er is dus duidelijk ruimte voor een deklaagelement dat voormelde tekortkomingen niet heeft. Dit nieuw deklaagelement moet uiteraard een goede hydraulische stabiliteit hebben maar moet bovendien structureel

voldoende sterk zijn, d.i. bestand tegen stoten en zo min mogelijk gevoelig voor scheurvorming ten gevolge van hydratatiewarmte. De HARO probeert aan deze basiseisen te voldoen.

Dit tweede deel van het proefschrift geeft een overzicht van de onderzoeken welke tot op heden zijn verricht.

In hoofdstuk H2 zijn naast de algemene beschrijving (wat ? hoe ?) ook de achtergronden (waarom ?) van de karakteristieken van het blok behandeld. Er is bijzonder veel aandacht besteed aan het onderzoek naar de hydraulische stabiliteit van de HARO. Dit is nl. de eerste en voornaamste karakteristiek van een deklaagelement. In hoofdstuk H3 is het eerste deel van dit onderzoek voorgesteld.

Verder is de HARO in een breder kader geplaatst : hij is vergeleken met andere deklaagelementen :

- in een vergelijkend hydraulisch onderzoek (hoofdstuk H4)
- in een algemene kwalitatieve en kwantitatieve vergelijking (hoofdstuk H6).

Tenslotte wordt vooraf de aandacht gevestigd op het volgende : wij zullen de HARO vaak vergelijken met gegroefde kubussen. Deze veelvuldige vergelijking spruit voort uit het feit dat :

- de gegroefde kubus alom gekend is en vaak wordt gebruikt
- de auteur naast de HARO de ruimste ervaring heeft met de gegroefde kubussen zowel m.b.t. de hydraulische stabiliteit, de uitvoering (aanmaken en verwerken van de blokken) als de kostprijs.

HOOFDSTUK H2

BESCHRIJVING VAN HET BLOK

H2.1. Geometrische karakteristieken

Op fig. H2.1 wordt de HARO voorgesteld. Alle maten (lengte, hoogte, afmetingen opening, ...) zijn vast verbonden met b , de breedte op halve hoogte. Zodoende is het volume van het blok enkel functie van b : $V = 0,755 b^3$. De voornaamste geometrische kenmerken zijn de volgende :

- de grote centrale opening
- de verbredingen aan de basis van de korte zijden
- het blok is licht afgevlakt
- de hoeken zijn asymmetrisch afgeschuind
- de algemene vorm in planzicht is rechthoekig.

Hoe de HARO vorm kreeg, het hoe en het waarom van de vorm, wordt hierna besproken.

H2.1.1. DE GROTE CENTRALE OPENING

De eerste aanzet tot de grote centrale opening was het zoeken naar een ruw taludoppervlak teneinde de golfploop (E : run-up) te beperken. De allereerste schets wordt getoond op fig. H2.2. Door de centrale opening zal de porositeit P (porositeit $P = \text{poriënvolume} = \text{volume holten} : \text{totaal volume}$) zeker stijgen. Zoals fig. H2.3 toont zal daardoor de stabiliteitsfactor K_b stijgen waardoor het gewicht van het deklaagelement daalt, de afmetingen van het blok zelf dalen en dus de dikte van de deklaag daalt.

Een hoge porositeit beïnvloedt het betonverbruik tweemaal, en tweemaal in gunstige zin : enerzijds via de deklaagdikte en anderzijds via de porositeit op zich. Derhalve zochten we verder om de porositeit, vooral de zogenaamde ingebouwde porositeit, te verhogen.

H2.1.2. VERBREDINGEN AAN DE BASIS VAN DE KORTE

ZIJDEN VAN HET BLOK

Kubusvormige blokken worden hetzij willekeurig (E = at random) (fig. H2.4), hetzij volgens een vastgelegd plaatsingspatroon gezet. Dit plaatsingspatroon kan eruit zien zoals geschetst op fig. H2.5. Figuur H2.6 toont een detail. We tekenden kubussen met ribbe = 2,20 m. Elk blok rust op twee blokken van de lager liggende rij. De tussenafstand a (fig. H2.6b en c) tussen twee blokken in een bepaalde rij hangt af van de grootte van de stortsteen van de filterlaag onder de deklaag. De maat a beïnvloedt de porositeit rechtstreeks. Opdat de stortsteen niet weggezogen zou worden tussen de deklaagelementen is het echter voldoende de afstand a te verzekeren aan de basis van de blokken. M.a.w. er is geen enkel bezwaar tegen het "wegsnijden" van de volumes beton PQRS en P'Q'R'S' (fig. H2.6c). Dit is dan ook gedaan bij de HARO's. Zodoende worden de rotsblokken onder de deklaagelementen evengoed op hun plaats gehouden en toch vergroot het aandeel holtten. Het resterend beton (in feite de verbredingen aan de basis langs de korte zijde van het blok) wordt verder soms "handjes" genoemd.

Zij zijn enkel voorzien langs de korte zijde, dus werkend in de rij (evenwijdig met de as van de dam). Het voorzien van "handjes" langs de lange zijde van het blok zou uiteraard het poriënvolume nog doen toenemen - is dus gunstig - doch geeft moeilijkheden voor de plaatsing van de blokken op het talud.

Beide kenmerken, de grote centrale opening en de aanwezigheid van de "handjes", zorgen voor een aanzienlijke "ingebouwde porositeit". De minimum porositeit van de HARO's verwerkt in de massa bedraagt 35% : indien de blokken dus zo dicht als mogelijk tegen mekaar worden geplaatst blijft $P = 35\%$. De minimum porositeit voor kubussen bedraagt 0% .

Dit zoeken naar een grote ingebouwde porositeit is niet nieuw, alleen de grote mate waarin het bereikt wordt en de eenvoudige wijze waarop het bereikt wordt zijn wel nieuw. Een paar voorbeelden tonen dit :

a) De STOLK-cube (°Nederland, 1970 (Hakkeling B., 1971))

Een kubus wordt in drie richtingen doorboord (fig. H2.7). Elke cilindrische doorgang met een diameter die ca. 25% van de ribbe bedraagt, verbindt een zijvlak met het tegenoverliggende zijvlak. De assen van drie cilindrische openingen snijden mekaar in het zwaartpunt van de kubus. Het doel van deze doorboringen is de waterdrukken in het inwendige van de deklaag doen dalen.

Gezien de beperkte afmeting van de doorboring is de bijdrage tot de porositeit (minimum porositeit van 12%) beperkt. Bovendien kunnen de doorboringen in de drie richtingen slechts verkregen worden door in- en uitschuivende cilinders, wat dus een relatief ingewikkelde bekisting en bewerkelijk ontkistingsmaneuver vraagt.

b) COB en SHED (fig. H2.8)

De COB (°Engeland, 1966) is afgeleid van een kubus : alleen de ribben zijn behouden, de rest is als het ware weggesneden. De SHED (°Engeland, 1978) is een ontwikkeling van de COB : de hoeken zijn weggesneden en de vorm van de uitholling is aangepast teneinde een eenvoudiger fabricatie toe te laten (Wilkinson A.R. et al., 1983; N., Concrete Hollow Cube Units for new Breakwater, 1984). De ingebouwde porositeit bedraagt ca. 50%, dus zeer hoog. De bekisting is ingewikkeld. De produktie dient dan ook in een (werf-)fabriek te gebeuren. Het blok wordt gebruikt in één laag, doch daartegenover staat dat de hele taludoppervlakte dient

behandeld : de blokken worden aaneensluitend geplaatst. Het grootste nadeel is de tewerkstelling : vnl. de noodzaak van een stijve ligger ter ondersteuning (fig. H2.8) en de noodzaak van een quasi perfecte uitvlakking van de onderlaag. Dit is onmogelijk wanneer de golfbreker in open zee wordt gebouwd, vandaar het beperkt toepassingsgebied van deze blokken. In hoofdstuk H5 worden de COB/SHED kwalitatief vergeleken met andere blokken.

c) Seabees (fig. H2.9)

De Seabee ('Australië, 1976) is een zeszijdig prisma met een grote cilindervormige opening (Brown C.T., 1978 a en b) en dus met een relatief grote ingebouwde porositeit.

De blokken worden geplaatst in één laag, en zoals bij COB/SHED worden ze aaneensluitend geplaatst. Het gewenste regelmatig patroon kan slechts verkregen worden door een vaste steun onderaan het talud en door een quasi perfect uitgevlakte filterlaag. De Seabee heeft dus dezelfde beperkingen als de COB/SHED.

d) De diode (fig. H1.2)

De diode ('Engeland, 1984) is een uitermate gesofistikeerd blok (Barber P.C. et al., 1984). Dit blijkt voldoende uit de aanzichten en het plaatsingspatroon van fig. H1.2 en uit de foto's van fig. H2.10. Door de hoge ingebouwde porositeit bezit de diode goede hydraulische karakteristieken, doch zijn ingewikkelde vorm is een zware hypotheek zowel voor de fabricatie van de elementen als voor de tewerkstelling.

Net zoals voor de COB/SHED en de Seabee worden de elementen aaneensluitend geplaatst.

Een deklaag bestaande uit COB/SHED-blokken, Seabees of diodes ontleent zijn porositeit aan de porositeit

"inwendig" in het blok. De blokken worden immers aaneensluitend geplaatst.

Een deklaag bestaande uit kubussen ontleent zijn porositeit aan het niet aaneensluitend plaatsen van de blokken (b.v. fig. H2.5).

Een deklaag bestaande uit HARO's combineert beide :

- "inwendige porositeit" : holte en verbredingen
- "plaatsingsporositeit" : de blokken worden in een rij op zekere afstand van mekaar geplaatst.

Men kan dus stellen dat met de HARO, in vergelijking tot de COB/SHED, de Seabee en de diode, een deel van het taludoppervlak niet dient behandeld. Dit is gratis porositeit, die men verkrijgt door het plaatsingspatroon; ze zit ingebouwd in de verwerking.

H2.1.3. HET BLOK IS LICHT AFGEVLAKT

De hoogte van de HARO is kleiner dan de breedte. De breedte op halve hoogte is de basismaat van het blok. Uit laboratoriumonderzoek bleek dat de stabiliteit van gegroefde kubussen niet of nauwelijks beïnvloed wordt als de hoogte van de blokken enigszins verkleint, dus als men "afgevlakte kubussen" gebruikt. Dit principe werd ook toegepast op de HARO's. Immers een kleinere hoogte betekent een dunnere deklaag.

H2.1.4. DE HOEKEN VAN DE HARO ZIJN ASYMMETRISCH AFGESCHUIND

De golven kunnen loodrecht invallen op de golfbreker, d.w.z. de golfstralen zijn loodrecht op de as van de dam. Dit is echter uitzonderlijk; quasi altijd zal de golfaanval onder een hoek de dam bereiken. Kubusvormige blokken, geplaatst volgens het plaatsingspatroon zoals

gegeven op fig. H2.5 kunnen onder invloed van schuine golfaanval verschuiven in de langsrichting van de dam. Blok A (fig. H2.11) kan onder invloed van de schuin invallende golf bewegen : de tegenwerkende krachten zijn de wrijvingskrachten in de contactvlakken tussen blok A en de omringende blokken B, C, D en E en uiteraard de wrijving van het blok A op de onderliggende laag.

Zou men de hoeken van blok A afschuinen, dan verkrijgt men het patroon van fig. H2.12 : blok A zit volledig gevangen. Deze afschuining onder 45° heeft echter twee grote nadelen :

- blok A zakt diep tussen de twee blokken D en E van de lagerliggende rij, waardoor de porositeit aanzienlijk daalt ;
- de blokken worden zeer gevoelig met betrekking tot de plaatsingsnauwkeurigheid : zelfs als blok A slechts enkele dm verschoven is in de langsrichting van de dam wordt het patroon volledig verstoord.

Met een asymmetrische afschuining van de hoeken (fig. H2.12 en H2.13) :

- behoudt men het voordeel dat A niet tussen D en C doorkan ;
- zal A niet diep tussen D en E doorzakken wat de porositeit ten goede komt ;
- wordt het patroon minder verstoord als een blok enigszins verschoven wordt geplaatst (fig. H2.14).

H2.1.5. DE ALGEMENE VORM IN GRONDPLAN IS RECHTHOEKIG

Omwille van de hydraulische stabiliteit, de economie, wordt gestreefd naar een zo groot mogelijke porositeit. Daartoe worden, naast de al aangegeven centrale opening, de blokken in de rij zover mogelijk van mekaar geplaatst. Opdat b.v. blok A steeds steun zou vinden op blokken D en

E (fig. H2.12 en H2.14) is overgestapt naar een rechthoekige vorm : $a = 1,1 b$ (fig. H2.1). Deze rechthoekige vorm bovenaan wordt nog geaccentueerd door de "handjes" : onderaan geldt $c = 1,3 b$.

H2.1.6. PLAATSINGSPATROON VAN DE HARO'S

Hoewel het geen geometrische karakteristiek van het blok als dusdanig is, past het om hier ook een kort woord te zeggen over het plaatsingspatroon van de HARO : dit plaatsingspatroon wordt uiteraard mee bepaald door de vorm van het blok. Figuur H2.13 geeft het ideaal plaatsingspatroon van de HARO's in één laag verwerkt. Elk blok rust op twee blokken van de onderliggende rij. In de rij is er tussen de blokken een zekere tussenafstand, afhankelijk van de grootte van de onderliggende rotsblokken (zie hoger). Gemiddeld bedraagt deze tussenafstand ongeveer $0,50 b$.

Figuur H2.15 toont het ideaal plaatsingspatroon van de HARO's in twee lagen verwerkt. Het laboratoriumonderzoek heeft geleerd dat de beste stabiliteit verkregen wordt door de bovenste laag in langsrichting een halve module te verplaatsen t.o.v. de onderste laag (zie hoofdstuk H3).

De op fig. H2.13 en H2.15 getoonde ideale plaatsingspatronen zijn in normale zee-omstandigheden niet te verwezenlijken. Een reëel plaatsingspatroon, de zgn. werfplaatsing, wordt getoond op fig. H2.14 (enkele laag) en H2.16 (dubbele laag). In de rij wijkt het blok enigszins af van zijn theoretische plaats. Hierdoor wordt een licht verstoord, doch realistisch, plaatsingspatroon verkregen.

Zoals sub par. H2.1.4 beschreven, blijft de verstoring beperkt dank zij de asymmetrisch afgeschuinde hoeken.

H2.2. Karakteristieken van de HARO in een breder daglicht bekeken

Sub H2.1 zijn de essentiële geometrische kenmerken van de HARO beschreven. Bedenkingen, achtergronden die gedurende de op punt stelling van de vorm steeds hebben meegespeeld, doch niet zuiver als geometrisch kenmerk te klasseren zijn, worden hierna behandeld. In dit hoofdstuk betreft het een kwalitatieve bespreking. Verder (hoofdstuk H6) worden de onderscheiden punten ook kwantitatief behandeld.

H2.2.1. STRUCTURELE STERKTE

Er is steeds gestreefd naar een sterke en compacte vorm. Kleine slanke uitsteeksels, secundaire horizontale holten moeten de hydraulische stabiliteit verbeteren doch zijn op zich zeer breekbaar (uitsteeksels) of moeilijk te maken (kleinere horizontale holten). Dergelijke aanpassingen zijn dus niet overwogen : het blok moest sterk zijn en eenvoudig te maken. Het eindresultaat is een soort torus die goed weerstaat aan stoten, torsie, In vergelijking met massieve blokken is de grote centrale opening bovendien zeer effectief met het oog op het beperken van de thermische spanningen ten gevolge van de hydratatie warmte.

De centrale opening is afgerond, eventuele scheuren ontstaan immers altijd in hoeken, dus zijn deze te mijden.

H2.2.2. HYDRAULISCHE STABILITEIT

Vooraf wordt, steunend op de formules van Hudson het begrip "hydraulische stabiliteit" toegelicht.

$$W = \frac{\rho_b g H^3}{K_b \left(\frac{\rho_b}{\rho_w} - 1 \right)^3 \cotg \alpha} \quad (H2.1)$$

met :

- W : gewicht van de deklaagelementen (kN)
- ρ_b : volumieke massa van beton, resp. rots (t/m³)
- ρ_w : volumieke massa van water (t/m³)
- H : ontwerpgolfhoogte (m)
- α : helling van het talud
- K_b : stabiliteitscoëfficiënt

Deze dimensieloze stabiliteitscoëfficiënt of " K_b -factor" is o.a. afhankelijk van de vorm der deklaagelementen, het aantal lagen, de plaatsingswijze (regelmatig, willekeurig), het type van de golf (brekend of niet brekend), de kruinhoogte (overtopping of niet), het strekkend gedeelte of damhoofd, enz.

Hij werd voor verschillende condities van bovenstaande veranderlijken bepaald door middel van modelproeven (zie tabel H2.1 (p.195) overgenomen uit de "Shore Protection Manual, 1984"). Voor het "geen-schade-criterium" (E : no-damage) werd met gekende W, ρ_b , ρ_w en α uitgegaan van de golfhoogte H, waarbij de eerste schade aan de deklaag optreedt, om de K_b -factor te bepalen volgens formule (H2.1). Gezien de beperkingen in de extrapolatie van laboratoriumonderzoek naar prototype (schaafeffecten) wordt in de Shore Protection Manual, 1984 gesteld :

"The coefficients given in table H2.1 were derived from large and small-scale tests that used many various shapes and sizes of both natural and artificial armor units. Values are reasonably definitive, and are recommended for design. Because of the limitations discussed, the values provide little or no safety factor. They are indicated as

no damage criteria, but actually it is recommended to consider them as leading up to 5 percent damage. If some degree of damage to the cover layer is acceptable, slightly larger values of K_0 can be used for design. The deliberate selection of a larger value of K_0 than recommended in table H2.1 may be partly justified by the fact that settlement of the structure and readjustment of the interlocking between armor units can result in a more stable structure than the original structure".

In de volgende paragrafen zal betere (slechtere) hydraulische stabiliteit vaak omschreven worden als grotere (kleinere) stabiliteitsfactor K_0 of kortweg K_0 .

Het laboratoriumonderzoek betreffende de hydraulische stabiliteit wordt uitvoerig behandeld in de volgende hoofdstukken. Denkend aan de hydraulische stabiliteit hebben volgende gegevens mede de vorm van de HARO bepaald:

- a) De deklaag opgebouwd uit HARO's moet een zo groot mogelijke porositeit bezitten; dit komt altijd de stabiliteit ten goede (zie fig. H2.3). Zoals hoger vermeld bedraagt de minimum porositeit ca. 35%, terwijl ze voor gegroefde kubussen met licht (4%) konische zijvlakken slechts 11% bedraagt. Een deklaag bestaande uit HARO's kan dus eigenlijk nooit "dichtslaan", een zeer nefast fenomeen bij deklagen.
- b) De totale oppervlakte van het grondvlak van een HARO is enigszins groter dan de oppervlakte van het grondvlak van b.v. een gegroefde kubus, alleen is de vorm minder gesloten. In stromend water zal de druk op een vierkant groter zijn dan de druk op een oppervlak met de vorm van het grondvlak van de HARO. De totale opwaarts gerichte drukkrachten zullen dus kleiner zijn bij een HARO dan bij een kubus met hetzelfde gewicht.

- c) In de Shore Protection Manual worden als K_0 voor stortsteen (ruw en hoekig en verwerkt in 2 lagen) volgende cijfers gegeven voor het strekkend profiel van een dam :

	brekende golven	niet brekende golven
random placement	3,9	4,5
<u>special</u> placement	4,8	5,5

"Special placement" slaat op blokken in balkvorm (één zijde duidelijk groter dan de twee andere zijden) geplaatst met de lange zijde loodrecht op het talud van de dam (N., Clarification on use of special placement method for stability of rubble structures, ca. 1980). Hierdoor verhoogt de wrijving tussen een blok en de omliggende blokken en daalt vooral de opwaartse drukkracht, die het blok uit profiel zou duwen.

Heel grof beschouwd kunnen we stellen dat dit effect ook bij de HARO speelt, zelfs 4 maal. Bovendien zijn de vier delen onderling verbonden tot uiteindelijk één blok.

- d) Afgeschuinde hoeken verhogen de stabiliteit bij schuin invallende golven.

H2.2.3. LAGE GOLFOPLOOP EN LAGE REFLECTIE- COEFFICIENT

Zowel golfoploop als golfreflectie worden gunstig beïnvloed door een hoge porositeit; doch niet alleen door de relatieve porositeit doch ook door de absolute porositeit. Het brengt namelijk weinig bij een zeer hoge porositeit te koppelen aan een dunne deklaag. De bedoeling is dat de aankomende watermassa voor een groot deel kan geborgen worden in de deklaag : er is dus ruimte, er zijn dus holten nodig in de deklaag.

Verwerkt in twee lagen, koppelt de HARO een hoge

relatieve porositeit aan een behoorlijke dikte. Dit resulteert in een hoge absolute porositeit (m^3 holten per m^2 deklaag) of bergingscapaciteit. Door het beperken van de golfoploop zal, in vergelijking met b.v. gegroefde kubussen de overtopping dalen.

H2.2.4. EENVOUD IN PRODUKTIE EN VERWERKING

Op de enigszins ingewikkelder bekisting na zijn alle operaties vergelijkbaar met die van eenvoudige kubusvormige blokken, algemeen aanvaard als de meest rudimentaire, de meest eenvoudige vorm.

a) Bekisting (fig. H2.17)

Het blok wordt gemaakt in een verticale bekisting bestaande uit twee delen : een buitenkist en een binnenkist. Beide kisten zijn met mekaar verbonden door een stijve dwarsbalk. Om vlot ontkisten mogelijk te maken, moeten buitenmantel en binnenmantel licht konisch zijn.

b) Betonnering

Het betonneren lijkt op het eerste zicht enigszins moeilijker dan bij kubussen omdat de stortopening verkleint. De ervaring heeft geleerd dat dit in feite geen enkel probleem schept : de vrachtwagenbestuurder moet de wagen enkel zorgvuldiger plaatsen (fig. H2.18). Het trillen van het beton stelt geen enkel probleem.

c) Ontkisten

Ca. 16 h na het betonneren wordt ontkist. De bekisting wordt losgemaakt van het verse beton door afduwen op het verse beton. Dit gebeurt door middel van een vijzel die via een stijve stalen plaat steun vindt op het bovenvlak van het beton en de kist oplicht (fig. H2.19). Eens losgemaakt wordt de kist in één beweging verder opgetild. Op de kubus na vereisen praktisch

alle andere bloktypes opengaande kisten, vaak bestaand uit meerdere delen : 4 voor tetrapode, 8 voor stabit,

d) Stockage op het werkterrein (fig. H2.20)

Dit kan gebeuren naast elkaar of op elkaar, net zoals voor kubussen. Tetrapodes, dolossen, ... zijn moeilijker te stockeren.

e) Plaatsen van het blok op het talud van de dam (fig. H2.21)

Dit is volledig vergelijkbaar met andere veel gebruikte deklaagelementen (kubus, tetrapode, dolos, ...). Er zijn geen speciale voorzieningen, zoals b.v. een stijve rechte ligger, nodig als ondersteuning van de onderste rij. De filterlaag moet niet speciaal uitgevlakt worden en kan dus bestaan uit vrij grove stortsteen. Deze grove stortsteen heeft het voordeel stabiel te zijn bij ruw weer tijdens de bouwfase.

H2.2.5. ECONOMIE

Een hydraulisch perfect blok ontwerpen dat duidelijk duurder is dan de bestaande is uiteraard weinig zinvol. Derhalve werd bij de ontwikkeling van de HARO ook dit facet steeds in het oog gehouden. In hoofdstuk H6 wordt dit ten volle uitgewerkt. Toch zijn hier reeds een paar elementen kort toegelicht.

a) Zoals hiervoor vermeld en zoals verder uitvoerig beschreven heeft de HARO een goede hydraulische stabiliteit : de K_0 van de HARO is duidelijk hoger dan de K_0 van de gegroefde kubus. Als alle factoren gelijk blijven, zal het benodigd gewicht van de HARO dus beduidend lager liggen dan dat van de gegroefde kubus. Lager gewicht betekent een kleiner blok, dus een dunner laag en in die laag een grotere porositeit : hierdoor daalt de benodigde hoeveelheid beton met ca.

35% in vergelijking met gegroefde kubussen. Vergeleken met tetrapodes daalt de hoeveelheid beton met ca. 25%.

b) Een lager blokgewicht betekent een lichtere kraan om de blokken te plaatsen, dus een smallere werfweg en een smallere dam.

c) Van bij het opmaken van de eerste schetsen van de HARO's is er rekening mee gehouden dat het plaatsen van de blokken een aanzienlijk deel van de constructietijd van de dam inneemt. Teneinde de efficiëntie van al het materieel (kraan, dumpers, bulldozers, ...) op de werf maximaal te maken, dient het aantal deklaagelementen per m² taludoppervlak zo laag als mogelijk te zijn : dit wordt verkregen door de centrale opening en door de "handjes".

d) De in vergelijking met gegroefde kubus gunstige golfoploopkarakteristieken laten toe het kruinpeil van de dam te verlagen. Dit geeft andermaal een besparing.

De foto's op fig. H2.22 tonen het eindresultaat : een golfbreker beschermd met HARO's.

No-Damage Criteria and Minor Overtopping							
Armor Units	n ³	Placement	Structure Trunk		Structure Head		
			K _D ²		K _D		Slope
			Breaking Wave	Nonbreaking Wave	Breaking Wave	Nonbreaking Wave	Cot θ
Quarystone	2	Random	1.2	2.4	1.1	1.9	1.5 to 3.0 ⁵
Smooth rounded	>3	Random	1.6 ₄	3.2	1.4 ₄	2.3	
Rough angular	1	Random ⁴		2.9		2.3	
Rough angular	2	Random	2.0	4.0	1.9 1.6 1.3	3.2 2.8 2.3	1.5 2.0 3.0
Rough angular	>3	Random	2.2	4.5	2.1 ¹	4.2	5
Rough angular	2	Special ⁶	5.8	7.0	5.3	6.4	5
Parallelepiped ⁷	2	Special ¹	7.0 - 20.0	8.5 - 24.0	---	---	
Tetrapod and Quadripod	2	Random	7.0	8.0	5.0 4.5 3.5	6.0 5.5 4.0	1.5 2.0 3.0
Tribar	2	Random	8.0	10.0	8.3 7.8 6.0	9.0 8.5 6.5	1.5 2.0 3.0
Dolos	2	Random	15.8 ⁸	31.8 ⁸	8.0 7.0	16.0 14.0	2.0 ⁹ 3.0
Modified cube	2	Random	6.5	7.5	---	6.0	5
Hexapod	2	Random	8.0	9.5	5.0	7.0	5
Toskane	2	Random	11.0	22.0	---	---	5
Tribar	1	Uniform	12.0	15.0	7.5	8.5	5
Quarystone (K _{RP}) Graded angular	-	Random	2.2	2.5	---	---	

¹ CAUTION: Those K_D values shown in *italics* are unsupported by test results and are only provided for preliminary design purposes.

² Applicable to slopes ranging from 1 on 1.5 to 1 on 5.

³ n is the number of units comprising the thickness of the armor layer.

⁴ The use of single layer of quarystone armor units is not recommended for structures subject to breaking waves, and only under special conditions for structures subject to nonbreaking waves. When it is used, the stone should be carefully placed.

⁵ Until more information is available on the variation of K_D value with slope, the use of K_D should be limited to slopes ranging from 1 on 1.5 to 1 on 3. Some armor units tested on a structure head indicate a K_D-slope dependence.

⁶ Special placement with long axis of stone placed perpendicular to structure face.

⁷ Parallelepiped-shaped stone: long slab-like stone with the long dimension about 3 times the shortest dimension (Markle and Davidson, 1979).

⁸ Refers to no-damage criteria (<5 percent displacement, rocking, etc.); if no rocking (<2 percent) is desired, reduce K_D 50 percent (Zwamborn and Van Niekerk, 1982).

⁹ Stability of dolosse on slopes steeper than 1 on 2 should be substantiated by site-specific model tests.

Tabel H2.1. Aanbevolen K_D-waarden ter bepaling van het gewicht van de deklaagelementen (bron : Shore Protection Manual, 1984)

HOOFDSTUK H3

HYDRAULISCHE STABILITEIT VAN DE HARO

H3.1. Inleiding

Gedurende meerdere jaren ('84-'87) zijn in het Waterbouwkundig Laboratorium te Borgerhout stabiliteitsproeven uitgevoerd op golfbrekers met een deklaag bestaande uit HARO's (W.L.B.-verslagen MOD. 438, 1985 en MOD. 438-2, 1987). De proeven kunnen op verschillende wijzen worden geklasseerd : hetzij naar het doel, hetzij naar de schaal, hetzij naar de faciliteit waarin de proeven zijn uitgevoerd.

Naar het doel gerangschikt vinden we :

- a) Onderzoek van de stabiliteit van de HARO geplaatst op een typische doorsnede van de dammen langs de binnenrede van de nieuwe buitenhaven te Zeebrugge :
 - tweedimensionaal golfgootonderzoek
 - * in het zgn. "glazen kanaal" of "golfkanaal", schaal 1/40
 - * in de zgn. "golfgoot", schaal 1/20
 De golfaanval is steeds loodrecht op de as van de dam.
 - driedimensionaal golfbakonderzoek :
 - * in de golfbak, schaal 1/70.
 De golfaanval is willekeurig schuin t.o.v. de as van de dam. De invalshoek wordt bepaald door de hoek tussen het ingebouwd model van de golfbreker en het golfschot.
- b) Meer fundamenteel onderzoek : de HARO geplaatst op een golfbreker in relatief diep water en dermate hoog dat er quasi geen overtopping is. Dit onderzoek heeft als doel de stabiliteitsfactor K_0 te bepalen.

- Twee reeksen proeven zijn uitgevoerd :
- proeven ter bepaling van de K_0 -factor (schaal 1/20 in de golfgoot)
 - vergelijkend onderzoek (schaal 1/40 in de golfgoot) : tetrapodes, dolossen, gegroefde kubussen en HARO's zijn naast mekaar beproefd.

In dit en volgend hoofdstuk zal vooral aandacht worden besteed aan het meer fundamenteel onderzoek en dan vooral aan het vergelijkend onderzoek. Toch zal volledigheidshalve het onderzoek naar de stabiliteit van de HARO, geplaatst op de golfbrekers langs de binnenrede te Zeebrugge, kort worden behandeld.

Tenzij anders vermeld zijn alle vermelde maten (afstanden, peilen, golfhogten, massa's, gewichten, ...) maten in model. Bij de bespreking van de proeven op de dammen langs de binnenrede zijn, om de band met de werf te houden, de maten in natuur gebruikt.

Vooraleer de resultaten van het labo-onderzoek voor te stellen worden de onderzoeksfaciliteiten en de schaalmodellen beschreven.

H3.2. De onderzoeksfaciliteiten

Zoals vermeld is de HARO onderzocht in het "golfkanaal" (of "glazen kanaal"), de "golfgoot" en de "golfbak" van het Waterbouwkundig Laboratorium te Borgerhout.

H3.2.1. HET GOLFKANAAL (fig. H3.1)

Het kanaal heeft als afmetingen (LxBxD) 41,40 m x 0,70 m x 0,76 m. Het damprofiel is ingebouwd op 34,38 m van het golfschot. De kanaalbodem bevindt zich 0,375 m onder L.W., hierna aangeduid met peil -0,375.

Hierin zijn proeven op schaal 1/40 uitgevoerd. Het kanaal is uitgerust met een golfgenerator die op mechanische wijze regelmatige golven en golftreinen kan opwekken. De golftreinen bestaan uit telkens opnieuw 12 golven met konstante T en variabele H. Er werd getracht deze treinen samen te stellen volgens de wet van Longuet-Higgins (1952) met :

$$\frac{H_{\max}}{H_s} = 1,238 \quad \text{en} \quad \frac{H_{\max}}{H_{\min}} = 8,647$$

al werden deze verhoudingen, omwille van de mechanische golfschotbesturing niet steeds gehaald (zie voorbeeld fig. H3.2). Ter bepaling van H_s diende rekening gehouden met volgende fenomenen :

- i) de in te stellen golfschotbeweging voor het verkrijgen van een bepaalde golfbeweging in het kanaal is afhankelijk van de beschikbare waterdiepte en bij de tijproeven is deze variabele in functie van de tijd.
- ii) in het kanaal treden golfweerskaatsingen op waarvan de sterkte afhankelijk is van de golfperiode en de -amplitude. Bij de tijproeven werd tijdens de opgaande tak vijfmaal (L.W., +0,035 (Z+1,40 m), M.S.L, +0,089 (Z+3,55 m) en H.W. de significante golfhoogte gemeten (gemiddelde van de grootste vier golven per trein) en werden deze vijf meetwaarden gemiddeld om als gemeten H_s voor die bepaalde proef te fungeren.

H3.2.2. DE GOLFGOOT (fig. H3.3a en H3.3b)

De goot heeft als afmetingen (LxBxD) 75,00 m x 4,00 m x 1,45 m. Het damprofiel is ingebouwd met de as op ca. 55 m van het golfschot waarbij de kanaalbodem zich 0,75 m onder L.W. bevindt, hierna aangeduid met peil -0,75.

In de goot zijn de proeven op schaal 1/20 uitgevoerd behalve het vergelijkend onderzoek (Hoofdstuk H4) dat op schaal 1/40 is uitgevoerd. De golfgoot is uitgerust met een hydraulisch aangedreven golfgenerator "Armfield" waarmee regelmatige golven, golftreinen en golfspectra kunnen gegenereerd worden (op voorgrond van fig. H3.3b). Voor het instellen van een onregelmatig golfpatroon diende het toe te passen energiespectrum, de significante golfhoogte H_s , de waterdiepte in het kanaal en de modelschaal n te worden ingevoerd, om de "wave spectrum synthesizer" toe te laten hieruit een bewegingsspectrum voor het golfschot te bepalen en uit te sturen. Er werd uitgegaan van het Pierson-Moskovitz spectrum wat, met het toegepaste programma en m_0 , oppervlakte van het energiedichtheidsspectrum, leidt tot (waarden natuur):

$$\text{- een significante golfhoogte } H_s = 4 \sqrt{m_0} \text{ (m)} \quad (\text{H3.1})$$

$$\text{- een nuldoorsnijdingsperiode } T_{zc} = 4,18 \sqrt{H_s} \text{ (s)} \quad (\text{H3.2})$$

(E : zero-crossing period)

$$\text{- een golfperiode } T = 1,22 T_{zc} \text{ (s)} \quad (\text{H3.3})$$

$$\text{- een overeenkomstige windsnelheid } U = 1,67 T_{zc} \text{ (m/s)} \quad (\text{H3.4})$$

Het in te stellen bewegingsspectrum van het golfschot is voor het verkrijgen van een bepaald spectrum in de goot tevens afhankelijk van de waterdiepte. Bij de tijproeven is deze variabele in functie van de tijd. Voor de golfinstelling is steeds uitgegaan van halftij +0,123. Bij L.W. gaf dit aanleiding tot te lage en bij H.W. tot te hoge golven (zie b.v. fig. H3.4), daar de apparatuur niet toeliet de golfschotbeweging continu aan te passen. Door het toepassen van het Pierson-Moskovitz spectrum wordt gewerkt bij $\xi = 3,5$ (helling 1/1,5) en $\xi = 2,60$ (helling 1/2). Bij deze ξ -waarden wordt de deklaag zwaarst belast (Bruun P. et al., 1976 en 1977; Günbak A.R., 1976; Günbak A.R. et al., 1979).

H3.2.3. DE GOLFBAK (fig. H3.5)

De golfbak heeft als afmetingen (LxBxD) 21,70 m x 12,20 m x 0,45 m. De bodem van de golfbak bevindt zich 0,214 m onder L.W., hierna aangeduid met peil -0,214.

In de golfbak zijn de proeven uitgevoerd op een onvertrokken schaal 1/70.

De golfbak is uitgerust met :

- a) een hydraulisch aangedreven golfschot van het "wieg"-type met een breedte van 12,00 m waarmee regelmatige golven, golftreinen en golfspectra kunnen opgewekt worden (voor de karakteristieken van het ingestelde golfklimaat, hetzij golftreinen, hetzij golfspectra, wordt verwezen naar H3.2.1. en H3.2.2.)
- b) een toe- en afvoersysteem zodat tijdens de proeven een veranderlijk waterpeil kan ingesteld worden en een geschematiseerd getij kan gesimuleerd worden
- c) twee archimedesschroeven zodat, afhankelijk van de draairichting, in het model een stroming kan gegenereerd worden van links naar rechts of omgekeerd. Deze laatste infrastructuur werd bij onderhavige proeven niet gebruikt.

H3.3. De schaalmodellen

H3.3.1. DE SCHAALWETTEN

Het damprofiel wordt op onvertrokken schaal ($\alpha_s = 1/\lambda$) gebouwd in de golfgoot (twee-dimensionaal) respectievelijk golfbak (drie-dimensionaal).

De lengteschaal α_s is als volgt gedefinieerd :

(elke lineaire afmeting van het model) = (de corresponderende lineaire afmeting van het prototype) x α_s .

De grootte van het schaalmodel wordt bepaald door de afmetingen van de golfgoot, respectievelijk golfbak en dus door de ruimte beschikbaar in het laboratorium. Opdat twee systemen, prototype en model, dynamisch gelijkvormig zouden zijn moet :

- model en prototype geometrisch gelijkvormig zijn;
- zowel het getal van Froude (Fr) als het getal van Reynolds (Re) gelijk zijn voor model en prototype :
 $(Fr)_m = (Fr)_p$ en $(Re)_m = (Re)_p$

Dit kan alleen als de lengteschaal α_s , de densiteitsschaal α_r en de (kinematische) viscositeitsschaal α_v voldoen aan de compatibiliteitsvoorwaarde $\alpha_v = \alpha_s^{3/2}$ (N., Hydraulic Models, A.S.C.E, 1942; N., Stability of rubble-mound breakwaters - Hydraulic Model Investigation, W.E.S., 1953; Battjes J.A., 1966; Hudson R.Y. et al., 1975; Verhoeven R., 1988; ...). Wanneer dit het geval is, is er automatisch voldaan aan de wet van Froude als er voldaan is aan de wet van Reynolds en omgekeerd.

In de praktijk zal $\alpha_r \cong \alpha_v \cong 1$ aangezien in model zoet water wordt gebruikt, terwijl in prototype zout water aanwezig is. Zodoende kan er onmogelijk aan de compatibiliteitsvoorwaarde voldaan worden : α_s zou gelijk aan 1 moeten zijn. Het is dus niet mogelijk terzelfdertijd aan de modelwetten van Froude en Reynolds te voldoen, zodat het onmogelijk is een perfect dynamisch gelijkvormig model te construeren. Hierdoor ontstaan de schaaleffecten.

Indien de vloeistof in model en prototype volmaakt zou zijn ($\nu = 0$) vervalt de modelwet $Re = Cte$ ($Re = \infty$ in model en prototype) en volstaat het dus aan de wet van Froude te voldoen. Bij benadering geldt dit ook voor een werkelijke vloeistof op voorwaarde dat de wrijvingskrachten te wijten aan de viscositeit, klein zijn t.o.v. inertiekrachten, d.w.z. Re moet ook in het model voldoende groot zijn.

In de praktijk wordt het model gebouwd zodat $(Fr)_m = (Fr)_p$. De model/prototype verhouding voor verschillende grootheden is opgenomen in tabel H3.1.

Grootheid	Schaal	Volgens Wet van Froude	Voorbeeld		
Lengte	$\alpha_l (= \frac{1}{\lambda})$		1/20	1/40	1/70
Oppervlakte	α_a	α_a^2	1/400	1/1600	1/4900
Volume	α_v	α_a^3	1/8000	1/64000	1/343000
Gewicht	α_g	$\frac{1}{1,026} \alpha_a^3 (1)$	1/8208	1/65664	1/351918
Tijd	α_t	$\sqrt{\alpha_a}$	1/4,47	1/6,32	1/8,37
Snelheid	α_v	$\sqrt{\alpha_a}$	1/4,47	1/6,32	1/8,37

(1) Volumieke massa zeewater = 1,026 x volumieke massa zoet water

Tabel H3.1 Gelijkvormigheidsschalen volgens de wet van Froude

Dai Y.B. et al. (1969) en Hudson R.Y. et al. (1975) hebben de resultaten van modelproeven, volgens de wet van Froude, op kleine schaal vergeleken met de resultaten van proeven op grote schaal. Met betrekking tot de deklaagstabiliteit vinden zij dat de schaalearde effecten verwaarloosbaar zijn als $(Re)_m > 30.000$

$$\text{met } (Re)_m = \frac{\sqrt{g H} l_a}{\nu} \quad (\text{H3.5})$$

waarin :

$(Re)_m$: getal van Reynolds in model

H : golfhoogte in model

- l_a : karakteristieke lengtemaat van het model-deklaagelement
 ν : kinematische viscositeit ($\approx 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$)
 g : valversnelling

Bij fysische verschijnselen waar de hydraulische gradiënt een belangrijke rol speelt, b.v. golftransmissie, waterdrukopbouw in de dam, ... spelen de schaalearde effecten echter wel een rol. Op basis van Engelund F. (1953) en Le Mehauté B. (1957) hebben Jensen O.J. et al. (1983) onderzocht hoe de schaalearde effecten kunnen geminimaliseerd worden. Zij onderscheiden drie soorten stromingen :

- een laminaire stroming (klein Re), gekenmerkt door een hydraulische gradiënt I_l , evenredig met de snelheid u
- een turbulente stroming (groot Re), gekenmerkt door een hydraulische gradiënt I_t , evenredig met u^2
- het overgangsgebied, waarin de stroming noch laminair, noch turbulent is, en waarin I kan geschreven worden als $I = I_l + I_t$

In een "Froude model" wordt de laminaire term niet correct gesimuleerd, de turbulente term wel.

Jensen O.J. et al. vinden dat, als $Re > 6000$, $I_t = 0,01 I_l$, zodat $I \approx I_t$, die correct gesimuleerd wordt in een Froude model.

Is $Re < 6000$ dan stellen zij voor de kern en eventueel de filterlagen te bouwen met breuksteen die grover is dan uit de modelwet van Froude volgt, nl. op schaal $1/K$ i.p.v. $1/\lambda$ (fig. H3.6).

Het laboratoriumonderzoek ten behoeve van de HARO is uitgevoerd, de wetten van Froude volgend. De toegepaste schalen en bijhorende $(Re)_m$ zijn opgenomen in tabel H3.2.

Schaal	(Re) _m		
	deklaag	filterlaag	
1/20	1,5 10 ⁵	5,7 10 ⁴) fundamenteel) onderzoek
1/40	7,3 10 ⁴	2,8 10 ⁴	
1/70	2,5 10 ⁴	1,1 10 ⁴	t.b.v. havenwerken Zeebrugge

Tabel H3.2. (Re)_m voor de schaalmodellen van de stabiliteitsproeven

Alle waarden zijn duidelijk groter dan 6000. De schaalecten hebben dus geen rol gespeeld voor de deklaagstabiliteit.

H3.3.2. MATERIALEN GEBRUIKT VOOR DE BOUW VAN DE SCHAALMODELLEN

De doorsnede van de dammen langs de binnenrede wordt gegeven op fig. H3.7a (de werkelijke doorsneden) en fig. H3.7b (de doorsnede zoals ingebouwd in het golfkanaal).

De afmetingen van de modelblokjes van de HARO's van 15 t met volumieke massa 2,30 t/m³ (natuur) werden bepaald volgens de wetten van Froude. De karakteristieke volumieke massa bedroeg 2,30 t/m³ : 1,026 = 2,24 t/m³.

De karakteristieke volumieke massa kan op verschillende wijzen worden gedefinieerd, b.v. :

- gemiddelde volumieke massa ρ van alle blokjes
- volumieke massa zodat 80% van de blokjes een hogere ρ hebben
- volumieke massa zodat 95% van de blokjes een hogere ρ hebben.

De tweede en derde definitie leidt, gezien de steeds aanwezige spreiding, tot een gemiddelde ρ die hoger is dan b.v. de vermelde 2,24 t/m³ (zie fig. H3.8, modelblokjes schaal 1/40).

Waarom
Ver m
p

In onderstaande tabel H3.3 zijn de karakteristieken van de modelblokjes samengevat.

Schaal	Volume (dm ³)	Gemiddeld		80% >	
		Massa (kg)	ρ (t/m ³)	Massa (kg)	ρ (t/m ³)
1/20	0,815	1,905	2,33	1,875	2,30
1/40	0,102	0,229	2,25	2,270	2,24
1/70	0,019	0,044	2,33	0,043	2,28

Tabel H3.3. Stabiliteitsonderzoek : karakteristieken HARO-modelblokjes

H3.4. De HARO geplaatst op een golfbreker langs de binnenrede van Zeebrugge

H3.4.1. PROEVEN IN HET GOLFKANAAL (fig. H3.7, schaal 1/40)

Dit waren de eerste proeven uitgevoerd op de HARO. Zij hadden voornamelijk tot doel inzicht te krijgen in het gedrag van de HARO op de dam en te zoeken naar het beste plaatsingspatroon van de elementen. De type-doorsnede is gegeven op fig. H3.7.

Vijf proevenreeksen zijn uitgevoerd. Elke proevenreeks bestaat uit twee delen :

1. zgn. "getijproeven" of proeven met variabele waterstand overeenkomstig een geschematiseerd springtij met een duur van 12 h 25 min natuur (1 h 59 min model), een H.W.-stand +4,62 en L.W.-stand +0,32 natuur

2. zgn. "vaste waterstandsproeven" of proeven met een vaste waterstand +6,50 natuur; d.i. H.W. springtij + meteorologische set-up. Elke proef duurt 3 h natuur (28,5 min model).

Uit deze proeven bleek :

- De stabiliteit van de deklaag is in hoge mate afhankelijk van de ondersteuning van de onderste rijen van de deklaag. Als de blokken van de onderste rijen bewegen, of erger, uit profiel worden geslagen, volgt de rest van de deklaag zo.

Dit is een bevestiging van een vaste regel bij het ontwerp van golfbrekers : de berm ter ondersteuning van de deklaag moet voldoende laag liggen opdat hij intact zou blijven onder de aankomende golfaanval, vooral bij L.W.

- De HARO's worden bij voorkeur met het bovenvlak naar zee toe geplaatst : zodoende is de grote centrale opening en de ruimte tussen de blokken van dezelfde rij maximaal werkzaam voor het dissiperen van de aankomende golfenergie. Met deze plaatsingswijze voor ogen is het blok ontworpen.

- De beste stabiliteit werd verkregen door de tweede laag t.o.v. de eerste te verschuiven over een halve module

H3.4.2. PROEVEN IN DE GOLFGOOT (schaal 1/20)

Het doel van deze proeven was enerzijds een bevestiging van de proeven op relatief kleine schaal en anderzijds het onderzoek van specifieke onderdelen van de dam (b.v. kruinconstructie, bestorting zinkstukken, ...) en tevens de bepaling van de te verwachten golfoverslag. Drie proevenreeksen zijn uitgevoerd.

De voornaamste besluiten zijn :

- De stabiliteit van de HARO's zoals gevonden op schaal 1/40 wordt bevestigd.

- Ten behoeve van de stabiliteit van de kruin van de dam is het absoluut noodzakelijk dat het beton van de dienstweg goed hecht aan de onderliggende kern en filterlagen. Tevens dient het zandmassief landwaarts van de dienstweg vastgelegd om erosie ten gevolge van overstortend water te voorkomen. Deze erosie leidt immers de instabiliteit van de kruin in.

- M.b.t. golfoploop en overtopping blijkt dat voor dezelfde ontwerpomstandigheden de kruin van de golfbreker ca. 1 m lager mag zijn als er HARO's worden geplaatst in plaats van gegroefde kubussen.

- Als de ballast op de zinkstukken te licht is (te klein van kaliber) wordt deze ballast gewoon weggeveegd door de golven : een deel van de ballast verplaatst zich zeewaarts, een ander deel nestelt zich tussen de deklaagelementen met rampzalige gevolgen. Zo was na proef 14 (tij , H. = 5,21 m) van de eerste reeks de deklaag tot ca. +4,00 opgevuld met stenen afkomstig van de zinkstukkenbestorting. De zo belangrijke porositeit van de deklaag daalde hierdoor van ca. 53% tot ca. 32%. Bij proef 15 werd een groot deel van de tweede laag uit profiel geslagen.

H3.4.3. PROEVEN IN DE GOLFBAK (schaal 1/70)

Het doel van het golfbakonderzoek was tweevoudig :

- de stabiliteit van de deklaag en de overtopping van een type-damprofiel "binnenrede Zeebrugge" te onderzoeken onder schuine golfaanval

- meer fundamentele kennis verwerven betreffende de hydraulische stabiliteit van de HARO's onder schuine golfaanval.

Volgende invalshoeken van de golven (hoek tussen golfstralen en loodlijn op de as van de dam) zijn beproefd : 0° , $36,5^\circ$, 75° en variërend in een bocht : van 18° naar 75° . Acht proevenreeksen zijn uitgevoerd. Er is vooral een dubbellagige deklaag beproefd, slechts één proevenreeks is uitgevoerd met één laag.

Uit de proeven in de golfbak blijkt :

A) M.b.t. de stabiliteit van de deklaagelementen :

- de HARO's zijn stabiel onder schuine golfaanval dan onder loodrechte golfaanval (de schade begint slechts bij 1 à 2 m grotere golven en is bij grote golven b.v. $H_s > 5$ m, 4 à 10 maal kleiner bij schuine golfaanval dan bij loodrechte golfaanval). De asymmetrische afschuiningen zijn vooral bij schuine golfaanval efficiënt : elk blok zit als het ware "gevangen" tussen de eromheen liggende blokken
- de schade aan de deklaag bestaande uit één laag HARO's start bij ongeveer dezelfde golfhoogte en is van dezelfde grootte-orde als bij een dubbellagige deklaag (zie ook par. H3.5)
- de HARO's zijn duidelijk stabiel dan de gegroefde kubussen : HARO's van 15 t en gegroefde kubussen van 30 t zijn naast elkaar beproefd : de geometrie van de dam en alle andere randvoorwaarden zijn identiek. Bij de kubussen is het plaatsingspatroon verstoord vanaf $H_s = 4,00$ m, bij de HARO's slechts vanaf $H_s = 6,50$ m. Bij de kubussen moeten er blokken bijgeplaatst worden vanaf $H_s = 5,00$ m, bij de HARO's geen.

B) M.b.t. de hoeveelheid overstortend water

- het aantal overstortende golven resp. het volume overstortend water is onder loodrechte golfaanval 20% hoger bij schaal 1/20 t.o.v. schaal 1/70
- bij gelijke kruinhoogte is bij een deklaag met kubussen de hoeveelheid overstortend water gemiddeld 30% groter dan bij een deklaag in HARO's
- de hoeveelheid overstortend water bedraagt bij een invalshoek van $36,5^\circ$ gemiddeld slechts 13% en bij een invalshoek van 75° gemiddeld slechts 2% van deze bij loodrechte golfaanval.

H3.5. Proeven ter bepaling van de K_0 -factor

(modelblokjes met gemiddelde massa $m_m = 1,905$ kg)

H3.5.1. INLEIDING

De sub par. H3.4 beschreven proeven zijn uitgevoerd op een damdoorsnede met vrij ondiepe teen en relatief lage kruin. Als dusdanig zijn deze proeven niet bruikbaar om een stabiliteitsfactor K_0 eigen aan het blok af te leiden. De schade aan de deklaag (hetzij verplaatste blokken, hetzij blokken uit profiel, hetzij bij te plaatsen blokken) is steeds beïnvloed door :

- de hooggelegen berm : deze wordt vervormd, de onderste rijen blokken verliezen steun, de rest van de deklaag volgt
- de lossere plaatsingswijze van de blokken op de kruin : de blokken kunnen er niet meer volgens het gewenste patroon worden geplaatst en dus treedt er "andere" schade op dan op het talud waar de blokken wel volgens het normale patroon worden geplaatst.

Hudson R.Y. (1955 en 1974), Jackson R.A. (1968) en anderen stellen dat de afmetingen van het talud voldoende ruim moeten zijn : hoog genoeg boven en diep genoeg onder het stilwaterpeil (S.W.L.). Anderzijds mag men ook niet overdrijven : het talud dient slechts de "actieve zone" van de deklaag te omvatten, hetzij max. 1,5 x H. boven en onder S.W.L. Zou men het talud hoger bouwen en alle blokken in rekening brengen dan wordt het schadepercentage kunstmatig verlaagd. Bij zeer hoge taluds dient men het schadepercentage te betrekken op het aantal modelblokjes in de zgn. "actieve zone".

H3.5.2. PROEVENPROGRAMMA

Enigszins geïnspireerd door tabel H2.1 werd het proevenprogramma als volgt gestructureerd :

- plaatsingswijze van de blokken : regelmatig, werfplaatsing of willekeurig
- éénlagige of tweelagige deklaag
- golven zijn niet brekend, resp. wel brekend.

Zodoende komt men tot volgend schema :

Plaatsingswijze	Aantal lagen	Niet brekende golven	Brekende golven
Regelmatig	2
	1
Wurfplaatsing	2
	1
Willekeurige plaatsing	2
	1

Tabel H3.4 Structuur van het proevenprogramma ter bepaling van de K_b -factor (modelblokjes : $W_m = 19 \text{ N}$, $\rho_{bm} = 2,33 \text{ t/m}^3$)

Meer in detail uitgewerkt leidt dit tot het volgende.

H3.5.2.1. Proeven met regelmatige plaatsing van de blokken

De inplanting van de dam in de golfgoet en het dwarsprofiel zelf is getekend op fig. H3.9. Het dwarsprofiel is gekarakteriseerd door :

- as van het profiel op 55 m van het golfschot
- een voorland op -0,45 (niet brekende golven) resp. -0,35 (brekende golven) over 15 m, zeewaarts van de as van het profiel, vervolgens onder een helling 1/6 aflopend naar -0,75 (bodem van de golfgoet)
- een verlaagde en verkorte berm (-0,275 resp. -0,175) om extra breking ten gevolge van de berm te voorkomen
- een verhoogde kruin tot ca. +0,635 teneinde de overtopping te minimaliseren; zodoende wordt in feite alle golfenergie opgenomen door de deklaag
- het plaatsingspatroon is volledig regelmatig (fig. H3.10a) en alle blokken zijn met de holte naar "zee" gericht. De bovenste laag is in langsrichting van de dam over een halve module verschoven t.o.v. de onderste laag. De afstand van de blokken hart op hart in de rij gemeten bedraagt 0,20 m. Dit komt overeen met een porositeit $P = \text{ca. } 53\%$.
- bij de proeven met enkele laag (fig. H3.9 en fig. H3.11a) bedraagt de afstand tussen de blokken in dezelfde rij 0,19 m. Dit komt overeen met een porositeit $P = \text{ca. } 52\%$.

H3.5.2.2. Proeven met "werfplaatsing"

In deze proevenreeks is de blokkenplaatsing zoals op de werf gerealiseerd, nagebootst. Er zijn dus opzettelijk fouten in het patroon ingebouwd.

De proeven zijn uitgevoerd met dubbele laag en met enkele laag en beide met het voorland op -0,45 (niet brekend) en

-0,35 (brekend). Het dwarsprofiel is zoals getekend op fig. H3.9. De foto's op fig. H3.10b resp. fig. H3.11b geven de werfplaatsing voor 2 lagen, resp. 1 laag vóór het begin van de proef (Basis).

H3.5.2.3. Proeven met willekeurige plaatsing

Een derde plaatsingspatroon nl. "volledig willekeurig geplaatst" (E : at random) is onderzocht. De blokken werden letterlijk op het talud gegooid, alleen werd getracht het blok met de onderzijde op het talud te gooien. Indien dit niet lukte werd er geen verbetering aangebracht. Meerdere blokken liggen dan ook gekanteld (fig. H3.10c en H3.11c). Een afstand hart op hart tussen de blokken, gelijk aan 0,19 m werd nagestreefd. Het aantal elementen is hetzelfde als bij de werfplaatsing : dit betekent dat globaal beschouwd de porositeit dezelfde is als bij werfplaatsing.

De proeven zijn enkel uitgevoerd met het voorland op -0,45, dus niet brekende golven.

De willekeurige plaatsingswijze is beproefd om na te gaan wat het blok waard is als het zeer willekeurig wordt geplaatst. Het "laten vallen" van de blokken wordt door de aannemers zoveel als mogelijk vermeden omwille van de grote reacties in de kabels, giek, ... van de kraan bij het loslaten van blokken van 10 t, 20 t, 30 t, Bovendien kunnen vallende blokken elkaar beschadigen. Het "laten vallen" is tot op heden enkel, en dan nog uitzonderlijk, toegepast bij kubusvormige blokken. Worden de blokken geplaatst dan wordt de werfplaatsing verkregen.

Men kan stellen dat de werfplaatsing de normale plaatsing is. Deze plaatsing is dan ook het meest beproefd (zie ook hoofdstuk H4).

H3.5.2.4. Overzicht van het proevenprogramma

Tabel H3.5 geeft overzichtelijk de tien proevenreeksen. Elke proevenreeks bestaat uit meerdere proeven, zo b.v. proevenreeks I : (regelmatige plaatsing, 2 lagen en niet brekende golven) bestaat uit proeven K₀00 tot K₀10, waar- bij K₀00 staat voor de uitgangspositie (basis) en K₀1 t.e.m. K₀10 voor de proeven met toenemende golfhoogte H_{s,gew} = 0,10 m t.e.m. 0,325 m met stappen van 0,025 m (H_{s,gew} staat voor gewenste H_s). In tabel H3.5 is tevens het aantal blokjes bij de aanvang van de proeven opgenomen.

Plaatsing	Aantal lagen	Niet brekende golven			Brekende golven		
		Proeven-reeks	Nrs. van de proeven	Aantal blokjes	Proeven-reeks	Nrs. van de proeven	Aantal Blokjes
Regelmatig	2	I	K ₀ 00 - K ₀ 10	680	IV III	K ₀ 31 - K ₀ 39 K ₀ 22 - K ₀ 30	680 357
	1	II	K ₀ 11 - K ₀ 21	357			
Wurf	2	V	K ₀ 40 - K ₀ 49	672	IX X	K ₀ 80 - K ₀ 89 K ₀ 90 - K ₀ 99	630 315
	1	VI	K ₀ 50 - K ₀ 59	336			
Willekeurig	2	VII	K ₀ 60 - K ₀ 69	672			
	1	VIII	K ₀ 70 - K ₀ 79	336			

Tabel H3.5 Overzicht van het proevenprogramma ter bepaling van K₀ (modelblokjes :
W_m = 19 N, ρ_{b,m} = 2,33 t/m³)

H3.5.2.5. Hydraulische randvoorwaarden van de K₀-proeven

Dit betreft enerzijds de ligging van het stilwateroppervlak t.o.v. teen en kruin van de dam en anderzijds de golfaanval :

- het waterpeil bevindt zich op +0,125 en is vast. Dit geeft een waterdiepte t.p.v. het voorland van 0,575 m (niet brekende), resp. 0,475 m (brekende golven)

- de golfaanval : Pierson-Moskovitz golfspectra met golfhoogte vanaf $H_s = 0,10$ à $0,15$ m met stappen van $\Delta H_s = 0,025$ m tot $H_s = 0,325$ m. Elke proef (één golfhoogte betekent 1 proef) duurt 40 min 15 s.

De golven worden op twee plaatsen gemeten :

- . golvenmeter 1 : 40 m uit as dam, bodem op $-0,75$
- . golvenmeter 2 : 15 m uit as dam, bodem op $-0,45$
resp. $-0,35$.

H3.5.3. Waarnemingen

Na de proeven met $H_s = 0,225 - 0,250 - 0,275 - 0,300 - 0,325$ m werd de deklaag fotografisch vastgelegd. Op basis van deze foto's wordt door vergelijking met de beginsituatie de schade aan de deklaag vastgesteld.

In de literatuur (b.v. Partenscky H.W. et al., 1986; Partenscky H.W., 1987; Zwamborn J.A. et al., 1982 en 1986; Scholtz J.D.P. et al., 1983; ...) wordt een brede waaier van schadedefinities (schadeclassificatie) beschreven, o.m. :

- a) oscillatie van elementen zonder dat de elementen zich verplaatsen
- b) oscillatie van elementen samengaan met een beperkte verplaatsing van de elementen
- c) begin van beweging van de elementen : vaak omschreven als blijvende permanente verplaatsing t.o.v. de basis. Als blijvende - in laboratorium waarneembare - verplaatsing wordt de plaatsingsnauwkeurigheid van de blokken op de werf gehanteerd, b.v. $0,30$ à $0,40$ m. Op schaal $1/20$ wordt dit $1,5$ à 2 cm
- d) een duidelijke verplaatsing van de elementen : b.v. groter dan $0,5$ x de karakteristieke maat van het blok: dit betreft dan een verplaatsing van 1 m of meer in natuur. Sommige onderzoekers hanteren een verplaatsing van 1 x de karakteristieke blokmaat. Het % schade is

dan wel kleiner, dus minder streng m.b.t. verder gebruik, dan ingeval $0,5$ x de karakteristieke blokmaat wordt gebruikt

- e) blokken uit profiel geslagen
- f) bij te plaatsen blokken : ten gevolge van golfwerking kunnen gaten ontstaan in de deklaag, hetzij door herschikken van de elementen in een dichtere pakking (soort zetting van de deklaag), hetzij door het uit profiel slaan van meerdere elementen. Deze openingen moeten dan terug opgevuld worden met nieuwe elementen. Dit laatste criterium kan als echte schade worden bestempeld, als schade gekoppeld wordt aan "kosten voor onderhoud".

Criteria a) en b) zijn belangrijk bij de zgn. "slanke" structureel zwakke blokken (dolos, tetrapode, ...) voor dewelke ze dan ook in acht worden genomen. Bij de structureel sterke blokken is dit criterium minder relevant. Men aanvaardt dat deze blokken bij ontwerpomstandigheden enigszins oscilleren.

De zgn. K_D -proeven zijn uitgewerkt voor de criteria :

- c) begin van beweging
- f) bij te plaatsen blokken.

Het vergelijkend onderzoek (hoofdstuk H4) is behalve voor de criteria c) en f) ook uitgewerkt voor criterium d) : verplaatsing over minimaal $0,50$ x karakteristieke blokmaat.

H3.5.4. PROEFRESULTATEN

H3.5.4.1. Voorstelling van de proefresultaten

De proefresultaten zijn op fig. H3.12 t.e.m. H3.21 in grafiek uitgezet. Voor beide criteria zijn de proefresultaten gegroepeerd enerzijds volgens de plaat-

singswijze van de blokken en anderzijds volgens de aard van het heersend golfklimaat (brekend - niet brekend).

Figuur H3.12 t.e.m. H3.16 geeft het percentage blokken dat een begin van beweging vertoont in functie van de golfhoogte $H_{s,gem,40}$.

Figuur H3.17 t.e.m. H3.21 geeft het percentage bijplaatsingen (of bijvullingen) in functie van de golfhoogte $H_{s,gem,40}$.

Figuur H3.17 en H3.18 zijn in die zin merkwaardige grafieken omdat alle punten golfhoogte - schadepercentage op de horizontale as liggen : er zijn geen bijplaatsingen zelfs niet bij de hoogst mogelijke golven in de goot ($H_s = 0,35$ m).

Uit al deze figuren blijkt :

a) M.b.t. begin beweging :

- bij regelmatige plaatsing blijft het aantal blokken die een begin van beweging vertonen zeer beperkt (fig. H3.12 en H3.13)
- bij werfplaatsing, blootgesteld aan niet brekende golven tot $H_s = 0,35$ m, bewegen ca. 30% van de bovenste laag (= ca. 15% op fig. H3.14) of enige laag (fig. H3.15). Ingeval van brekende golven tot $H_s = 0,35$ m bewegen quasi alle blokken van de buitenste laag
- bij willekeurige plaatsing met golven tot $H_s = ca. 0,35$ m beweegt het grootste deel van de zichtbare blokken (fig. H3.16).

b) M.b.t. de bijplaatsingen of bijvullingen :

- bij regelmatige plaatsing dienen er zelfs bij $H_s = 0,35$ m geen blokken bijgeplaatst (fig. H3.17 en H3.18)

- bij werfplaatsing :

* o.i.v. niet brekende golven tot $H_s = 0,35$ m : geen bijplaatsingen

* o.i.v. brekende golven tot $H_s = 0,35$ m blijven de bijplaatsingen $< 1\%$ (dubbele laag, fig. H3.19) respectievelijk 2% (enkele laag, fig. H3.20)

- bij willekeurige plaatsing (fig. H3.21) :

o.i.v. niet brekende golven zijn er minder dan $0,5\%$ bijplaatsingen voor een dubbele laag en ca. $2,5\%$ bijplaatsingen voor een enkele laag.

H3.5.4.2. Interpretatie van de proefresultaten

De grafieken H3.12 t.e.m. H3.21 geven de schade in functie van de golfhoogte. Deze kunnen, gebruik makend van de formule van Hudson (form. H2.1), omgevormd worden tot schade in functie van de K_D -factor.

$$K_D = \frac{\rho_b g H_s^3}{W \left(\frac{\rho_b}{\rho_w} - 1 \right)^3 \cotg \alpha} \quad (H3.6)$$

met :

$\rho_b = 2,3$ t/m³ : (80% van de blokjes bezitten een hogere volumieke massa)

$W = 18,75$ N : het gewicht horend bij $\rho_b = 2,3$ t/m³ en het volume van de blokjes $V = 0,8152$ dm³

$\rho_w = 1,0$ t/m³ : de proeven zijn uitgevoerd met zoet water

$\cotg \alpha = 1,5$: taludhelling

Dit geeft :

$$K_D = 0,3723 H_s^3 \quad (\text{met } H_s \text{ in dm}) \quad (\text{H3.7})$$

Algemeen wordt het "geen schade"-criterium omschreven als 0-5 % schade (zie ook par. H2.2.2). De bijhorende K_D wordt dan ook vaak bepaald vertrekkend van een schade = 5%.

Wij hebben echter in eerste instantie "geen schade" letterlijk geïnterpreteerd en de K_D bepaald met formule (H3.7), H_s , waarbij nog net geen schade optreedt, invoerend. In tweede instantie is een zeer kleine schade, nl. 0,5% beschouwd. Stabiliteitsfactoren K_D voor respectievelijk 0% en 0,5% schade zijn verzameld in tabel H3.6.

Als schadecriterium is de reële schade, gepaard gaand met kosten van onderhoud, dus het aantal mogelijke bijvullingen, gehanteerd (criterium f, par. H3.5.3).

Gebruik makend van formule (H3.7) is op fig. H3.17 t.e.m. H3.21 een tweede horizontale as getekend met aanduiding van K_D .

De K_D 's zijn tweemaal bepaald (tabel H3.6) :

- op basis van $H_{s,gem,40}$, zijnde de golf op "diep water". Deze K_D 's zijn ook af te lezen op fig. H3.17 t.e.m. H3.21
- op basis van $H_{s,gem,15}$, zijnde de golf bovenaan het onderwatertalud 1/6. Dit is in feite de golf die op de deklaag inwerkt. De golvenmeter 2 bevindt zich op meerdere golflengten van het talud en dus buiten het rechtstreeks invloedsveld van de reflecterende golf (Goda Y., 1985). Deze K_D 's kunnen dus als meest representatief worden beschouwd.

Plaatsingswijze	Aantal lagen	Golfmeter op ... m	0 % schade				0,5 % schade			
			Niet brekend		Brekend		Niet brekend		Brekend	
			H_s (cm)	K_D	H_s (cm)	K_D	H_s (cm)	K_D	H_s (cm)	K_D
Regelmatig	2	40 15	> 34,6 > 36,2	> 15,5 > 17,6	> 33,2 > 34,5	> 13,7 > 15,3	>> 34,6 >> 36,2	>> 15,5 >> 17,6	>> 33,2 >> 34,5	>> 13,7 >> 15,3
Regelmatig	1	40 15	> 34,6 > 36,8	> 15,5 > 18,6	> 34,4 > 35,5	> 15,2 > 16,7	>> 34,6 >> 36,8	>> 15,5 >> 18,6	>> 34,4 >> 35,5	>> 15,2 >> 16,7
Werfplaatsing	2	40 15	> 32,9 > 34,2	> 13,2 > 14,8	24,8 26	5,7 6,5	>> 32,9 >> 34,2	>> 13,2 >> 14,8	32,9 33,4	13,3 13,9
Werfplaatsing	1	40 15	> 34,6 > 35,8	> 15,5 > 17,2	22,8 22,7	4,4 4,4	>> 34,6 >> 35,8	>> 15,5 >> 17,2	27,2 28,4	7,5 8,6
Willekeurig	2	40 15	24,8 26,7	5,7 7,1			> 32,5 > 34,3	> 12,8 > 15,1		
Willekeurig	1	40 15	22,8 23,6	4,4 4,9			28,4 30,3	8,5 10,4		

Tabel H3.6. Stabiliteitsproeven (modelblokjes : $W_m = 19 \text{ N}$, $\rho_{b,m} = 2,33 \text{ t/m}^3$) : Stabiliteitsfactor K_D in functie van de plaatsingswijze en van het golfkarakter

Alle vermelde waarden voor de regelmatige plaatsing zijn onderste grenzen want de max. bereikbare golfhoogte $H_s = 0,35 \text{ m}$ geeft $K_D = 15,96 \cong 16$.

Tabel H3.6 en de fig. H3.17 t.e.m. H3.21 tonen :

1. Voor een regelmatige plaatsing is K_D steeds groter dan 16 zowel voor enkele als dubbele laag en zowel voor niet brekende als voor brekende golven.
2. Voor de werfplaatsing geldt :
 - 2.1. 0% schadecriterium
 - voor niet brekende golven : $K_D > \text{ca. } 16$ zowel voor enkele als voor dubbele laag
 - voor brekende golven $K_D = \text{ca. } 4,4$ à $\text{ca. } 6$ voor enkele, resp. dubbele laag.

2.2. 0,5% schadecriterium

- $K_D > 16$ voor niet brekende golven
- $K_D = \text{ca. } 8 \text{ à ca. } 13,5$ voor enkele resp. dubbele laag.

3. Voor willekeurige plaatsing en niet brekende golven :

- 0% schade : $K_D = \text{ca. } 4,6 \text{ à ca. } 6,4$ voor enkele resp. dubbele laag
- 0,5% schade : $K_D = \text{ca. } 9,4 \text{ à ca. } 14$ voor enkele resp. dubbele laag.

4. K_D neemt sterk toe als wordt overgegaan van het 0% schadecriterium naar het 0,5% schadecriterium. Dit betekent dat na het beginnen van de schade ze slechts traag toeneemt met toenemende golfhoogte. Dit is een goede karakteristiek voor een deklaagelement.H3.6. Vergelijkend laboratoriumonderzoek

Gezien de zeer positieve resultaten gevonden in voorgaande onderzoeken werd tenslotte de HARO naast de andere meest frequent gebruikte deklaagelementen (tetrapode, dolos en gegroefde kubus of Antifer-blok) beproefd. Dit omvangrijk laboratoriumonderzoek is beschreven in hoofdstuk H4.

HOOFDSTUK H4

VERGELIJKEND LABORATORIUMONDERZOEK
TETRAPODE - DOLOS - KUBUS - HAROH4.1. Inleiding

Zowel de gegroefde kubus, de tetrapode als de dolos zijn gebruikt ter bescherming van meerdere golfbrekers en dit sinds vele jaren : de tetrapode sinds 1950, de dolos sinds 1963 en de gegroefde kubus sinds 1973, hoewel de eenvoudige kubus reeds in de jaren '40 werd gebruikt. De drie vermelde bloktypes zijn ook uitvoerig beproefd in hydraulische laboratoria; getuige daarvan de vele publikaties. De drie bloktypes zijn dus zowel m.b.t. de hydraulische stabiliteit, als m.b.t. de aanmaak en de verwerking op de dam, als m.b.t. hun economische waarde, genoegzaam bekend.

Wij waren van oordeel dat de relatieve waarde van de HARO best kan bepaald worden door het blok naast deze drie goed gekende en wereldwijd gebruikte bloktypes in het laboratorium te beproeven (W.L.B.-verslag MOD. 438-3).

H4.2. Het model

Alle proeven werden uitgevoerd in de golfgoot (fig. H3.3). De 4 m brede golfgoot werd verdeeld in 4 gelijke zones en per zone van 1.00 m werd één type deklaagelement geplaatst (fig. H4.1) :

zone 1	HARO
zone 2	Gegroefde licht afgevlakte kubus ($h = 0,8 b$)
zone 3	Dolos ($r = \text{steeldiameter} : \text{hoogte} = 0,32$)
zone 4	Tetrapode

De zones werden van elkaar gescheiden d.m.v. tussenschotten met een dikte van 1,5 cm. De karakteristieken van de deklaagelementen op zich en van de elementen verwerkt in de deklaag zijn verzameld in tabel H4.1.

Deklaag- elementen	Modelblokjes			Elementen verwerkt in de deklaag				
	W (N)	V (dm ³)	ρ_b (t/m ³)	P (%)	k_Δ	r (m)	N_r (/m ²)	abs. porositeit (m ³ /m ³) (1)
HARO	1,954	.1020	1,915	52	1.10	0.092	437	.048
Kubus	3,301	.1627	2,029	46	1.10 (2)	0.104	346	.048
Dolos	1,105	.0503	2,198	56 (2)	0.94 (2)	0.070 (3)	607 (4)	.039
Tetrapode	2,907	.1191	2,440	50 (2)	1.04 (2)	0.102 (3)	430 (4)	.051

Tabel H4.1. Vergelijkend onderzoek : modelkarakteristieken

met W = gemiddeld gewicht van de modelblokjes
 V = volume van de modelblokjes
 ρ_b = de gemiddelde volumieke massa
 P = de gemiddelde porositeit van de deklaag in percent
 k_Δ = de laagcoëfficiënt
 r = de dikte van de deklaag
 N_r = het vereiste aantal deklaagelementen per eenheid van oppervlakte
 n = het aantal lagen

$$(1) \quad r \times \frac{P}{100}$$

(2) Shore Protection Manual, 1984, tabel 7-13

De vermelde porositeiten zijn de porositeiten bij het begin van de proef. De willekeurig geplaatste dolos en tetrapode ondergingen zettingen bij de eerste kleine golfaanval. De porositeit op het ogenblik van de grotere golven was dus kleiner. In welke mate kon niet worden bepaald.

$$(3) \quad r = n k_\Delta (W/\rho_b g)^{1/3} \quad (H4.1)$$

$$(4) \quad N_r = n k_\Delta \left(1 - \frac{P}{100}\right) (\rho_b g/W)^{2/3} \quad (H4.2)$$

De vermelde blokgewichten en volumieke massa's zijn gemiddelde waarden. De gewichtsverdeling zoals getekend op fig. H3.8 was voor de ontleende blokjes niet beschikbaar. De overgang van een karakteristieke volumieke massa (b.v. 80 % van de meetwaarden moet groter zijn dan de karakteristieke waarde) naar gemiddelde volumieke massa betekent dat men lagere dus veilige waarden vindt voor de stabiliteitsfactor K_b .

De proeven werden uitgevoerd op een typedoorsnede, weergegeven op fig. H4.2. Deze doorsnede is quasi identiek met de doorsnede gebouwd voor de zgn. K_b -proeven (par. H3.5, fig. H3.9). De inplanting van het damprofiel in de golfgoot is gegeven op fig. H4.3.

De deklaagconstructie wordt gekenmerkt door twee lagen betonblokken geplaatst op een talud met helling 1/1,5. Teneinde ook de invloed van de taludhelling te onderzoeken, werd een tweede reeks proeven uitgevoerd met een taludhelling 1/2. Om de overtopping te minimaliseren werd de deklaag opgetrokken tot minimaal 0,31 m boven de vaste waterstand (schaal 1/40 : 12,50 m natuur), zodat alle golfenergie werd opgenomen door de deklaag.

De karakteristieken van het plaatsingspatroon van de modelblokjes geplaatst in twee lagen zijn :

HARO : De afstand hart op hart bedraagt 0,095 m. Dit stemt overeen met een porositeit $P = 52 \%$. Alle holten zijn naar zee gericht. De bovenste laag is over een halve module verschoven ten opzichte van de onderste laag. Bij het plaatsen werd getracht de werfplaatsing zo nauwkeurig mogelijk te benaderen. Dit wil zeggen dat een plaatsingsnauwkeurigheid van 10 à 15 % van de karakteristieke blokafmeting werd aangehouden. Zoals de foto fig. H4.4 toont zijn, net als in de werkelijkheid, een aantal blokken duidelijk verdraaid (lange zijde niet evenwijdig met as dam).

Gegroefde afgeplatte kubussen : het plaatsingspatroon stemt overeen met het patroon toegepast voor de buitenhavendammen in Zeebrugge. De afstand tussen twee opeenvolgende blokken op eenzelfde rij bedraagt 0,03 m. Dit geeft een porositeit $P = 46 \%$. De bovenste laag is niet verschoven ten opzichte van de onderste laag en ook hier werd een plaatsingsnauwkeurigheid van 10 à 15 % van de karakteristieke blokafmeting nagestreefd.

Dolossen : de dolossen worden willekeurig geplaatst, rekening houdend met de beginporositeit $P = 56 \%$. Gezien het beperkte aantal beschikbare modelblokjes kan slechts een zone van 0,60 m met dolossen bedekt worden. Aan beide zijden zijn over 0,20 m HARO's geplaatst met dezelfde porositeit als deze van de dolossen.

Tetrapoden : de tetrapoden worden, zoals de dolossen, willekeurig geplaatst met een beginporositeit $P = 50 \%$.

H4.3. Proevenprogramma

H4.3.1. OVERZICHT VAN DE PROEVENREEKSEN

Alle proeven zijn uitgevoerd bij een vaste waterdiepte van 39 cm vóór het talud. Het voorland strekt zich uit tot punt A (fig. H4.3) op 8,75 m vóór het snijpunt S.W.L.-taludoppervlak. "Zeewaarts" van A is er een talud onder een helling 1/50 naar "dieper water" nl. 0,69 m. De geometrie van de bodem van de goot tussen het golfschot en de dam houdt in dat de grotere golven zullen breken op het voorland tussen A en het talud van de golfbreker. Hierop wordt bij het bespreken van de proefresultaten teruggekomen.

Voor elke proef werd er gedurende 30 minuten (schaal 1/40: 3h 10 min natuur) een onregelmatig golfpatroon gegenereerd volgens een Pierson-Moscovitz-spectrum met één welbepaalde significante golfhoogte $H_{s, \text{gew}}$. Elke "proevenreeks" bestaat uit verschillende proeven met telkens toenemende golfhoogte van $H_{s, \text{min}} = 5$ cm tot $H_{s, \text{max}} = 30$ cm met stappen $\Delta H_s = 2,5$ cm.

De duur per proef kan op het eerste zicht kort lijken. Het aantal proeven per reeks varieert tussen 9 en 18. Een normale onderzoeksprocedure in meerdere buitenlandse laboratoria bestaat uit ca. 5 proeven van enigszins langere duur. Dit betekent dat de totale golfenergie, per proevenreeks van het vergelijkend laboratoriumonderzoek, waaraan de deklaag is blootgesteld zeker groter is dan bij een proevenreeks in buitenlandse laboratoria.

Er werden acht proevenreeksen uitgevoerd : drie reeksen met helling 1/1,5, drie reeksen met helling 1/2, één herhalingsreeks en één reeks voor de studie van de porositeit der onderlagen. Elke proef werd dus driemaal herhaald om de invloed van een zeker te verwachten spreiding van de individuele proefresultaten op het

eindresultaat te minimaliseren. Deze werkwijze is internationaal aanvaard (ref. 4.3b). Sommige onderzoekers verkiezen de proef vijfmaal te herhalen (Aalborg University), anderen menen dat éénmaal kan volstaan (Delft Hydraulics).

Voor het vergelijkend onderzoek leidt dit tot volgende tabel H4.2.

Reeks	Proefnummers		Bloktypes & 1/helling				H _{min} (cm)	H _{max} (cm)	Tussenstappen	Opmerkingen
	van	tot	Zone 4	Zone 3	Zone 2	Zone 1				
1	1	13	T 1.5	D 1.5	K(1)1.5	H(1)1.5	5	32.5	2.5	(1) zeer regelmatige plaatsing, geen beweging
2	14 24	23 36	T 1.5	D 1.5	K 1.5	H 1.5	5	30 Golfploop	2.5	
			T 1.5	D 1.5	K 1.5	H 1.5				
3	37 54	53 65	T 1.5	D 1.5	K 1.5	H 1.5	5	30 Golfweerkaats.	1.25	
			T 1.5	D 1.5	K 1.5	H 1.5				
4	66	84	- 2	D 2	K 2	H 2	5	30	1.25	
5	85	103	T 2	D 2	K 2	H 2	5	30	1.25	
6	104 116 132	115 131 145	T 2	D 2	K 2	H 2	5	30 Golfploop Golfweerkaats.	2.5	
			T 2	D 2	K 2	H 2				
			T 2	D 2	K 2	H 2				
7	146	157	T 2	K 1.5	H 1.5	- 2	5	30	2.5	
8	158	169	- 2	K(2)1.5	H(2)1.5	- 2	5	30	2.5	(2) met plasticfolie onder filter
	170 179	178 190	G 0 G 2	DM 5 - 1.5	DM 5 G 1.5	G 0 - 2		Golfweerkaats. Golfploop		

(T : tetrapode, D : dolos, K : kubus, H : HARO, - : stortsteen 0,15-0,45 N, G : gladde plaat, DM : dempingsmateriaal)

Tabel H4.2. Vergelijkend onderzoek : overzicht proevenreeksen

H4.3.2. WAARNEMINGEN

Tijdens de proeven werden met golvenmeters de gegenereerde golven gemeten, éénmaal op 15 m van het golfschot (fig. H4.3 - golvenmeter 1) en viermaal aan de teen van het talud (fig. H4.3 - golvenmeters 2 t.e.m. 5). Met een Fourieranalyse werd het energiedichtheidsspectrum van de gemeten golf bepaald en daaruit de gemeten significante golfhogte $H_{s,gem}$ berekend (fig. H4.5).

Na elke proef werden tevens fotografische opnamen gemaakt. Op fig. H4.4 wordt de beginsituatie van de proevenreeks 2 getoond. Inzake de stabiliteit van de deklaag werden voor de uitwerking drie criteria gehanteerd (zie ook par. H3.5.3) :

1. het "bewegings"-criterium, waarvoor telkens ten opzichte van de basistoestand het percentage deklaagelementen bepaald werd dat een permanente zichtbare verplaatsing van de grootteorde 1 à 1,5 cm onderging. Dit wordt ook het begin van de beweging genoemd (criterium c, par. H3.5.3).
2. het "verplaatsings"-criterium, waarvoor telkens ten opzichte van de basistoestand het percentage deklaagelementen bepaald werd dat een permanente verplaatsing onderging van meer dan een halve karakteristieke blokafmeting (criterium d, par. H3.5.3). Als karakteristieke blokafmeting werd gehanteerd (fig. 4.1) :

HARO : breedte (ca. (L + B + H) : 3)
 Kubus : ribbe
 Tetrapode : hoogte
 Dolos : lengte

3. het "bijplaatsings"-criterium (criterium f, par. H3.5.3), waarvoor telkens ten opzichte van de basistoestand het percentage deklaagelementen bepaald werd dat in de deklaag diende bijgeplaatst ten gevolge van verplaatsing van elementen hetzij binnen de deklaag (zetting), hetzij buiten de deklaag (blokken uit profiel geslagen).

H4.4. Proefresultaten

H4.4.1. BLOKKEN GEPLAATST OP NORMAAL DAMPROFIEL

Op fig. H4.6 t.e.m. H4.13 zijn de proefresultaten in grafiek verzameld. Voor de drie criteria is per typeblok en per helling de schade uitgezet in functie van de toenemende golfhoogte.

- a) Figuren H4.6 t.e.m. H4.9 : helling 1/1,5. Elke figuur bevat de bruto (zoals vastgesteld in laboratorium) proefresultaten voor de modelblokjes van een bepaald type, elk met zijn eigen gewicht en zijn eigen volumieke massa, hierna de laboblokjes genoemd. Elke figuur bevat drie grafieken, nl. een grafiek per criterium. Op elke grafiek zijn de resultaten getoond van telkens drie proevenreeksen.
- b) Figuren H4.10 t.e.m. H4.13 : helling 1/2 : idem als voor helling 1/1,5.

Zoals ook wordt vastgesteld bij alle gepubliceerde proefresultaten van golfgootproeven is er een zekere spreiding van de resultaten. De proefresultaten zijn o.m. afhankelijk van de plaatsingswijze van de modelblokjes op het talud, effenheid van de onderlaag, steun van de berm, ... Het is dus normaal dat er spreiding van de resultaten optreedt. Bijvoorbeeld voor de HARO, helling 1/1,5 is er blijkbaar een vrij grote spreiding voor het verplaatsingscriterium. Dit blijkt voornamelijk te wijten te zijn aan de proef 7 :

- zelfs bij $H_s = 21,8$ cm (einde van de proef) dienen er nog geen blokjes bijgeplaatst
- het is dan ook logisch dat de blokjes zich later verplaatsen
- ook bij het bewegingscriterium blijken de resultaten van proef 7 zich bij de grotere golven te situeren.

Op elke grafiek (24 in totaal) is een gemiddelde kromme getekend. Deze kromme geeft het gemiddeld schadeverloop in functie van de golfhoogte.

Ter illustratie is op fig. H4.14 voor een paar proeven het verplaatsingspatroon van de blokjes getekend : op fig. H4.14a t.e.m. c voor de HARO en op fig. H4.14d, e en f, respectievelijk voor kubus, dolos en tetrapode.

Een systematische vergelijking van alle (niet alleen deze van fig. H4.14) verplaatsingspatronen toont duidelijk :

- dat kubus en HARO zich gemiddeld over relatief kleine afstand verplaatsen, zelfs als het aantal verplaatste blokken groot is b.v. HARO, proef 157 (fig. H4.14c)
- dat dolos en tetrapode zich gemakkelijker over grotere afstand verplaatsen, in feite van het talud rollen. De op fig. H4.14 e en f aangeduide weg is indicatief. Wel is vastgesteld dat bovenaan een blok verdwenen is en dat er onderaan een blok is bijgekomen.

Dit is te wijten aan het feit dat het begrip "laag" (onderste laag en bovenste laag) bij kubus en HARO veel duidelijker gedefinieerd is, en op de werf en op model verwezenlijkt wordt, dan bij dolos en tetrapode : kubussen en HARO's zitten meer in de laag, terwijl dolossen en tetrapodes soms meer gewoon op het talud liggen. Het gevolg van dit verschillend gedrag is dat bij tetrapode en dolos ten gevolge van zich verplaatsende elementen één of meerdere gaten in de deklaag ontstaan. Bij kubus en HARO verschuift een deel (soms een groot deel) van de blokken van de buitenste laag doch na de storm behoudt de deklaag als geheel haar integriteit en ze zal dus ook bij volgende stormen haar functie nog kunnen vervullen.

Aangezien het voorland zich op slechts 0,39 m onder S.W.L. bevindt, breken de grootste golven. Uit een ver-

gelijking van de $H_{s,gem(teen)}$ met de $H_{s,gem(schot)}$ blijkt dat bij toenemende golfhoogte $H_{s,gem(teen)}$ eerst groter (d.i. het ondiep-watereffekt of "shoaling") en vervolgens kleiner is (d.i. breken van de golven) dan $H_{s,gem(schot)}$.

Op fig. H4.15 is, bij wijze van voorbeeld, $H_{s,gem(teen)}$ uitgezet in functie van $H_{s,gem(schot)}$, voor de tweede reeks en dit voor de vier bloktypes. Deze figuren tonen :

- tot een bepaalde golfhoogte is $H_{s,gem(teen)} = H_{s,gem(schot)}$
- voor grotere $H_{s,gem(schot)}$ stijgt $H_{s,gem(teen)}$ nog, doch blijft duidelijk kleiner dan $H_{s,gem(schot)}$. Dit is het gevolg van het breken van de golven op het voorland. Aangenomen wordt dat de overgang van niet brekende naar brekende golven zich situeert bij $H_{s,gem(schot)}$ horend bij de knik.

Een analoge grafiek werd opgesteld voor elke proevenreeks.

Het verloop is steeds gelijkaardig, doch de $H_{s,gem(schot)}$ van het knikpunt varieert tussen 17,0 en 20,0 cm (zie tabel H4.3).

Reeks	Bloktypes			
	tetrapode	dolos	kubus	HARO
1	17	17,5	-	-
2	18	19	18,2	19
3	18,2	19	19	19
4	-	18,75	18	19,25
5	18,25	18,5	17,5	17
6	18,25	18,1	17,75	18,75
7	19	-	20	19,5

Tabel H4.3. Vergelijkend onderzoek : significante golfhoogte H_s (cm) van de overgang van niet brekende naar brekende golven

H4.4.2. INVLOED VAN DE DOORLATENDHEID VAN DE ONDERLAGEN

Bij een normaal golfbrekerprofiel zet de golfbeweging vóór de dam zich gedempt door tot in de doorlatende kern van de dam; dus doorheen de deklaag en de filterlaag (cfr. deel 1, hoofdstuk S7). Een deel van de golfenergie wordt dus vernietigd in de damkern. Worden de deklaagelementen echter gebruikt als oeververdediging (b.v. blokken - dunne filterlaag - geotextiel - grond) dan dient quasi alle aankomende golfenergie opgenomen door de deklaag.

Teneinde de invloed van een ondoorlatende kern nader te onderzoeken werd een achtste proevenreeks uitgevoerd waarbij met een deklaag in HARO's, resp. kubussen onder helling 1/1,5, tussen de filterlaag en de kern een plasticfolie werd aangebracht. De brutoresultaten van de schade onder vorm van bijplaatsingen worden op fig. H4.16 vergeleken met de resultaten zonder plasticfolie. Hieruit blijkt dat de stabiliteit van de deklaag drastisch (hoewel minder sterk bij HARO dan bij kubus) daalt wanneer het blok wordt toegepast in een "oeververdedigingsprofiel". Dit is nog duidelijker wanneer deze brutoresultaten worden omgezet in K_0 -waarden, wat leidt tot onderstaande tabel :

% bijplaatsingen	HARO		Kubus	
	zonder folie	met folie	zonder folie	met folie
0,00	23	14	5	0
0,25	54	37	13	0
0,50	63	44	22	1

Tabel H4.4. K_0 -waarden voor kubus en HARO in functie van de doorlatendheid van de onderlaag

Analoge proeven met dolossen worden beschreven door Timco G.W. et al. (1984) en leiden tot identieke besluiten. Ook Johannesson P. et al. (1972) en Van der Meer J.W. (1988) kwamen tot gelijklopende besluiten.

H4.4.3. GOLFOLOOP

Het voornaamste doel van het vergelijkend onderzoek was de 4 bloktypes qua hydraulische stabiliteit vergelijken. Tevens zijn er ook een aantal proeven verricht teneinde de bloktypes te vergelijken qua golfloop en golfweerkaatsing. Enkel de meest relevante resultaten van dit onderzoek zijn in dit werk opgenomen : in deze paragraaf betreffende golfloop en in de volgende m.b.t. golfweerkaatsing.

H4.4.3.1. Algemeen

De verticale afstand boven de stilwaterspiegel S.W.L. tot waar water van de inkomende golven oploopt op het damlichaam, bepaalt de vereiste kruinhoogte indien geen wateroverstort toegelaten wordt (fig. H4.17). Deze golfloop is afhankelijk van de vorm, de deklaagruwheid en de doorlatendheid van het damlichaam, de waterdiepte aan de teen, de helling van het voorland en de golfkarakteristieken. Gezien het groot aantal veranderlijken bestaat er geen exact wiskundige beschrijving van het fenomeen in functie van alle geometrische variabelen en golfkarakteristieken. Bovendien werd het meeste laboratoriumonderzoek beperkt tot golfloop bij gladde ondoorlatende hellingen, leidend tot dimensieloze curven voor de relatieve golfloop R/H in functie van de helling $\cotg \alpha$ en de steilheid der diepwatergolf H/gT^2 (Shore Protection Manual, 1984) met :

- R : de vertikaal gemeten golfloop boven S.W.L.
- H : de golfhoogte van de niet weerkaatste diepwatergolf

- $\cotg \alpha$: de helling van het talud
- T : de golfperiode.

Voor ruwe en doorlatende hellingen werd door Battjes J.A. (1974) en Ahrens J.P. (1977) voorgesteld een factor r te beschouwen, die toelaat hogervermelde curven voor gladde ondoorlatende hellingen toe te passen voor ruwe en doorlatende taluds. Deze correctiefactor is de verhouding van de (relatieve) golfloop voor ruwe en doorlatende taluds tot de (relatieve) golfloop voor gladde en ondoorlatende taluds :

$$r = \frac{R/H \text{ (ruw doorl. talud)}}{R/H \text{ (glad ondoorl. talud)}} \quad (\text{H4.3})$$

In de literatuur (Battjes J.A., 1974; Shore Protection Manual, 1984; ...) zijn de voornaamste r -waarden gegeven.

Karakteristieken taludoppervlak	r
- glad en ondoorlatend	1,00
- betonnen blokken, regelmatige plaatsing	0,90
- gras	0,85 à 0,90
- één laag stortsteen op ondoorlatende fundering	0,80
- drie lagen stortsteen op ondoorlatende fundering	0,60 à 0,45
- stortsteen op doorlatende fundering	0,50 à 0,60
- betonnen deklaagelementen (porositeit ca. 50 %)	0,45 à 0,50

Tabel H4.5. Golfloop; correctiefactor r (formule H4.3) in functie van de karakteristieken van het taludoppervlak (bron : Shore Protection Manual, 1984)

H4.4.3.2. Proefresultaten

De proeven in verband met golfoploop werden uitgevoerd met regelmatige golven bij golfperiodes van 1s; 1,5s; 2s en 3s.

Golfperiode	T (s)	1	1,5	2	3
Golfhoogte	H (m)	0,128	0,065	0,045	0,035

Golfsteilheid	$\frac{H}{gT^2}$	0,013	0,0029	0,00115	0,000396
---------------	------------------	-------	--------	---------	----------

Naast de meting van de diepwatergolfhoogte H op 15 m van het golfschot (zie fig. H4.3) werden twee schuine golvenmeters evenwijdig aan en op 3, resp. 8 cm van het theoretische dagvlak van de deklaag opgesteld ter bepaling van de golfoploop (fig. H4.18). Hierbij werd ervan uit gegaan dat op het ogenblik van de hoogst gemeten waterstand op de onderste golvenmeter (fig. H4.18, punt M) de hoogste golfoploop R optreedt op de snijding met het dagvlak van de deklaag met het verlengde van MN. De verticale golfoploop R wordt dan gegeven door :

$$R = \frac{14,5 A - 5,3 B}{9,2} \quad (\text{helling } 1/1,5) \quad (\text{H4.4})$$

$$R = \frac{18 A - 6,8 B}{11,2} \quad (\text{helling } 1/2) \quad (\text{H4.5})$$

Niettegenstaande deze werkwijze niet tot 100% correcte waarden leidt (de golfoploop zal hoger zijn dan de met deze lineaire werkwijze verkregen waarden) laten de proefresultaten toch toe de diverse taludbekledingen onderling te vergelijken. De relatieve golfoploop R/H is in functie van de golfsteilheid H/gT² getekend op fig. H4.19 (talud 1/1,5) en fig. H4.20 (talud 1/2).

H4.4.3.3. Bespreking

Uit de proefresultaten is met (H4.3) de herleidingsfactor r berekend. In tabel H4.6 zijn voor beide hellingen samen de gemiddelde r en de op één na grootste (max.) en kleinste (min.) waarde gegeven. De gevonden waarden komen goed overeen met tabel H4.5.

	r (form. H4.3)		r' (form. H4.6)		r'' (form. H4.7)	
	r _m	(min. ; max.)	r' _m	(min. ; max.)	r'' _m	(min. ; max.)
Glad ondoorl.	1,00	(1,00 ; 1,00)	-	(- ; -)	1,04	(0,86 ; 1,12)
Stortsteen (15-45 g)	0,59	(0,57 ; 0,62)	1,09	(1,03 ; 1,17)	1,00	(0,94 ; 1,06)
HARO (195 g)	0,51	(0,43 ; 0,58)	0,96	(0,93 ; 0,99)	0,88	(0,71 ; 0,97)
Kubus (330 g)	0,49	(0,40 ; 0,57)	1,00	(1,00 ; 1,00)	0,88	(0,70 ; 0,97)
Dolos (110 g)	0,44	(0,34 ; 0,52)	0,87	(0,80 ; 0,93)	0,90	(0,79 ; 0,95)
Tetrapode (291 g)	0,42	(0,36 ; 0,51)	0,83	(0,76 ; 0,88)	0,83	(0,71 ; 0,91)

Tabel H4.6. Golfoploop : overzicht van de herleidingsfactoren r, r' en r''

Teneinde een vergelijking te maken van de verschillende deklaagelementen met de gegroefde kubussen kan een factor r' beschouwd worden (tabel H4.6) :

$$r' = \frac{R/H \text{ (element x)}}{R/H \text{ (kubussen)}} \quad (\text{H4.6})$$

De relatieve golfoploop is bij stortsteen gemiddeld 10% hoger, bij HARO gemiddeld 5% lager en bij dolos en tetrapode resp. 13% en 17% lager dan bij een deklaag met kubussen. Hierbij dient uiteraard rekening gehouden met de reële grootte van de gebruikte modelblokjes.

Tenslotte kan de verhouding r'' bepaald worden tussen de relatieve golfoploop bij helling 1/2 en deze bij helling 1/1,5 (tabel H4.6) :

$$r'' = \frac{R/H \text{ (helling } 1/2)}{R/H \text{ (helling } 1/1,5)} \quad (\text{H4.7})$$

Voor een glad ondoorlatend oppervlak en een stortsteen-deklaag hebben de beschouwde hellingen 1/1.5 en 1/2 bijna geen invloed op de relatieve golfoploop. Bij de kubus, HARO, dolos en tetrapode is de relatieve golfoploop bij een helling 1/2 gemiddeld 13% lager dan bij een helling 1/1,5.

H4.4.4. GOLFWEEERKAATSING

H4.4.4.1. Algemeen

Bij het ontwerpen van havendammen is golfweerkatsing even belangrijk als golfdiffractie en -refractie. Weinig energie-absorberende structuren kunnen immers leiden tot grote golfagitatie met als gevolg extra schade aan de structuur en eventueel grote bewegingen van de afgemeerde schepen (hoge troskrachten). Voor het onderzoek van de golfagitatie binnen een haven (diffractie- en refractieonderzoek) moet de reflectie van havendammen, kaden en oevers gekend zijn. Een maat voor de golfreflectie wordt gegeven voor de reflectiecoëfficiënt C_r : d.i. de verhouding van de weerkaatste golfhoogte H_r tot de invallende golfhoogte H_i . C_r kan variëren tussen 0 (volledige absorptie) en 1 (volledige reflectie) :

$$0 < C_r = \frac{H_r}{H_i} = \frac{H_{nr} - H_i}{H_i} < 1 \quad (\text{H4.8})$$

(H_{nr} gemeten golfhoogte na weerkaatsing).

Deze reflectiecoëfficiënt geeft aan hoeveel energie door de dam vernietigd (dissipatie) en doorgelaten (transmissie) wordt. Hij is afhankelijk van de geometrie, doorlatendheid en samenstelling van de damstructuur en van de karakteristieken van de invallende golf en relatieve

diepte ter hoogte van de damstructuur.

Voor een regelmatige golf geldt :

$$C_r = a_r/a_i = H_r/H_i \quad (\text{H4.9})$$

met a : de amplitude

H : de golfhoogte (= $2a$)

Voor onregelmatige golven wordt de reflectiecoëfficiënt, volgens de definitie van de daartoe aangestelde werkgroep van het P.I.A.N.C.-A.I.R.H. (N., Paramètres des états de mer, 1986), gegeven door :

$$C_r(f) = \sqrt{S_r(f) / S_i(f)} \quad (\text{H4.10})$$

waarin

f : de frequentie (Hz)

$S_r(f)$, resp. $S_i(f)$: de vermogensdichtheid van de gereflecteerde, resp. invallende golf (m^2/Hz) voor de frequentiecomponent f .

Een gemiddelde reflectiecoëfficiënt C_r wordt bepaald als:

$$C_r = \sqrt{m_{0,r} / m_{0,i}} = H_{m0,r} / H_{m0,i} \quad (\text{H4.11})$$

waarin

m_0 : de oppervlakte van het energiedichtheidsspectrum (m^2)

H_{m0} : de uit m_0 afgeleide significante golfhoogte (m).

H4.4.4.2. Proefresultaten

Voor het bepalen van reflectiecoëfficiënten zijn er meerdere methoden toepasbaar die zowel voor regelmatige als voor niet regelmatige golven kunnen gebruikt worden. De methode met drie golvenmeters ("driepuntsmethode"), toepasbaar voor regelmatige en onregelmatige golven, werd gebruikt.

Deze methode heeft het voordeel dat parasitaire golven worden uitgefilterd (Goda Y. et al., 1976; Hansen et al., 1974) maar is nog steeds gebaseerd op de lineaire golftheorie voor de beschrijving van de waterbeweging (Goda Y. et al., 1968).

De driepuntsmethode, toegepast op monochromatische golven verloopt als volgt (Laforce E., 1988) : drie golvenmeters staan op de posities X_1 , resp. X_2 en X_3 . Op elke plaats wordt de golf $\eta_1(t)$ opgemeten en wordt de golfregistratie benaderd door de best passende harmonische voorstelling :

$$\eta_1(t) = A_1 \cos \omega t + B_1 \sin \omega t \quad (H4.12)$$

Uit de kennis van A en B voor ieder der lokaties, de waterdiepte en de onderlinge afstand der golvenmeters kan de amplitude van invallende en gereflecteerde golf gevonden worden.

Onderzoek heeft aangetoond dat de onderlinge afstanden best als volgt gekozen worden (Mansard E.P.D. et al., 1980) :

$$X_{12} = L/10 \quad (L : \text{golflengte})$$

$$\text{en } 1,66 X_{12} < X_{13} < 3,3 X_{12} \quad \text{maar met } X_{13} = 2X_{12} \text{ of } 3X_{12}.$$

De proefresultaten zijn samengebracht op fig. H4.21.

H4.4.4.3. Bespreking

De reflectiecoëfficiënten C_r , uitgezet op fig. H4.21, hebben, gezien het gebruik van de lineaire golftheorie, slechts een beperkte absolute waarde. Toch kunnen ze als relatieve gegevens beschouwd worden. In percentages uitgedrukt leidt dit tot volgende tabel H4.9. De vermelde waarden (gem., min. en max.) zijn afgeleid uit de C_r -waarden voor de golfsteilheden $H_1/gT_1^2 = 0,008$; $0,0015$ en $0,0004$.

Element	$C_r/C_{r,\text{kubus}}$ gem. (min., max.) %	$C_{r,1/2}/C_{r,1/5}$ gem. (min., max.) %
Kubus	100 (100 , 100)	78 (70 , 84)
HARO	94 (85 , 98)	75 (67 , 80)
Dolos	90 (80 , 97)	77 (65 , 86)
Tetrapode	84 (69 , 94)	78 (65 , 88)

Tabel H4.7. Golfweerkaatsing : relatieve reflectiecoëfficiënten

Uit deze tabel blijkt dat, ten opzichte van de gegroefde kubussen, de reflectiecoëfficiënten voor de HARO's gemiddeld 6%, voor de dolossen gemiddeld 10% en voor de tetrapoden gemiddeld 16% kleiner zijn. HARO's, dolossen en tetrapodes absorberen dus meer energie dan kubussen.

Tenslotte blijkt dat voor een helling 1/2 de reflectiecoëfficiënten gemiddeld 23% lager zijn dan bij een helling 1/1,5.

H4.5. Vergelijking van de resultaten van het stabiliteitsonderzoek voor de vier bloktypes

Bij de onderlinge vergelijking worden niet steeds alle proefresultaten opnieuw getekend. Er wordt gewerkt met de gemiddelde lijn van de fig. H4.6 t.e.m. H4.13 van drie proevenreeksen. Opdat een onderlinge vergelijking zou mogelijk zijn, wordt voor de vier bloktypes het gemiddeld schadeverloop van de fig. H4.6 t.e.m. H4.13 per helling en per schadecriterium op één grafiek getekend (fig. H4.22 t.e.m. H4.27). Deze figuren geven het schadeverloop weer voor de gebruikte laboblokjes elk met eigen gewicht en volumieke massa. De tetrapode blokjes zijn gemiddeld het meest stabiel doch dit is vooral te wijten aan het

hoog gewicht en de hoge volumieke massa. De fig. H4.22 t.e.m. H4.27 laten dus geen rechtstreekse vergelijking toe.

Op basis van de gewichten en volumieke massa's van de modelblokjes kan met de Hudsonformule de schaalverdeling op de horizontale as van de fig. H4.22 t.e.m. H4.27 worden omgezet in een K_0 -schaal. Zodoende verkrijgt men fig. H4.28 t.e.m. H4.33.

Teneinde echter het contact met de fysische laboproeven in stand te houden, zijn in Appendix H A2 de fig. H4.22 t.e.m. H4.27 herwerkt voor een zogenaamd eenheidsblokje ($m = 0,230 \text{ kg}$, $\rho_b = 2,15 \text{ kg/dm}^3$).

Op fig. H4.28 t.e.m. H4.33 is per helling en per criterium het schadepercentage ("bewogen", "over 1/2 blokmaat verplaatste", "bijgeplaatste" blokken) uitgezet in functie van de stabiliteitsfactor K_0 . Op deze figuren is tevens de overgang van niet brekende naar brekende golven aangeduid. Deze overgang is bepaald zoals beschreven in par. H4.4.1.

Uit de voormelde figuren blijkt naargelang de helling :

Helling 1/1,5

Voor het bewegingscriterium situeert het schadeverloop zich volledig in de zone van niet brekende golven. Gegroefde kubus en tetrapode enerzijds en dolos en HARO anderzijds vertonen een quasi gelijk schadegedrag.

Voor het verplaatsings-, respectievelijk bijplaatsingscriterium, neemt de stabiliteitscoëfficiënt gemiddeld toe in de volgorde tetrapode - gegroefde kubus - dolos en HARO.

Helling 1/2

Globaal beschouwd neemt ook voor de helling 1:2 de stabiliteitscoëfficiënt toe in de volgorde tetrapode - gegroefde kubus - dolos en HARO. Alleen voor het bijplaatsingscriterium blijkt de dolos minder stabiel te zijn.

H4.6. Bespreking van de stabiliteitsproeven

H4.6.1. VERGELIJKING VAN ENIGE PROEFRESULTATEN MET ALGEMEEN AANVAARDE K_0 -WAARDEN

Uitgaande van de fig. H4.28 t.e.m. H4.33 kan tabel H4.8 opgesteld worden met K_0 -waarden in functie van percentage beweging, verplaatsing of bijplaatsing.

Criterium	%	Helling 1/1,5				Helling 1/2			
		HARO	Kubus	Dolos	Tetrapode	HARO	Kubus	Dolos	Tetrapode
Beweging	2	14	6	<u>9,5</u>	4	7	3,5	3	2
	5	27	7	23	8	11	7	8	5
Verplaatsing	1	21	11	14		11	15	12	11
	1,5	26	14	22	10	13	16	17	12
	2	31	16	<u>31</u>	12	15	18	23	13
Bijplaatsing	0	23	5	9		26	9	9	7
	0,25	54	13	15	8	43	13	12	8,5
	0,50	63	22	24	9,5	50	24	16	9,5

Tabel H4.8. K_0 -waarden volgend uit het vergelijkend onderzoek

Deze tabel toont dat de grootte van de K_0 meer wordt bepaald door het gehanteerde schadecriterium dan door het gehanteerde schadepercentage. Het is een groot tekort in de literatuur dat veel K_0 -waarden werden gepubliceerd zonder vermelding van het schadepercentage en van het

schadecriterium. Zwamborn en Partenscky onderscheiden zich in positieve zin (zie par. H3.5.3).

Uit de vergelijking van deze tabel (waarden helling 1/1,5) voor kubus, dolos en tetrapode met tabel H2.1 blijkt het "no-damage" criterium van Hudson overeen te stemmen met ca. :

- 5 % schade volgens het bewegingscriterium
- 1 à 1,5 % schade volgens het verplaatsingscriterium
- 0,25 à 0,5 % schade volgens het bijplaatsingscriterium.

Bovendien kunnen de in tabel H4.8 onderlijnde waarden voor de dolos vergeleken worden met de besluiten van Zwamborn J.A. et al. (1982) :

"The corresponding mean stability factors K_D for 2 percent damage are 29 for displacement only, ... and 12 for displacement, continuous, intermittent and occasional rocking units".

H4.6.2. VERGELIJKING VAN DE VIER BLOKTYPES

Uit de fig. H4.28 t.e.m. H4.33 en/of uit tabel H4.8 kan als algemene tendens afgeleid worden dat voor éézelfde percentage schade (beweging, ver- of bijplaatsing) de K_D -waarden stijgen van tetrapode naar kubus naar dolos naar HARO.

Meer in detail kunnen naargelang het criterium volgende tendenzen afgeleid worden :

- Voor het bewegingscriterium blijkt dat de K_D -waarden voor tetrapode en kubus van dezelfde orde van grootte zijn terwijl ook de K_D -waarden voor dolos en HARO quasi gelijk zijn.
- Bij het verplaatsingscriterium stijgen de K_D -waarden bij gelijk schadepercentage van tetrapode naar kubus naar dolos en HARO. Uit de grafieken blijkt dat voor HARO's het begin der verplaatsingen voor 1/1,5 later,

en voor 1/2 bij dezelfde K_D , optreedt als voor dolos maar dat het schadepercentage sneller stijgt bij HARO's dan bij dolos.

- Bij het bijplaatsingscriterium stijgen de K_D -waarden bij gelijk schadepercentage van tetrapode naar kubus en dolos naar veel hogere waarden voor de HARO.

Concluderend kan gesteld dat de stabiliteit van dolos en HARO elkaar erg benaderen, behalve inzake reële schade (bijplaatsingen) waar de K_D -waarden voor HARO merkbaar hoger gelegen zijn.

H4.6.3. VERGELIJKING VAN DE ONDERZOCHE HELLINGEN

Voor tetrapode en kubus zijn de K_D -waarden voor beide onderzochte hellingen 1/1.5 en 1/2 van dezelfde grootteorde. Voor dolos en HARO is dit niet het geval. Afhankelijk van het criterium kunnen de verhoudingen $K_{D,1,5}/K_{D,2}$ voor gelijke schadepercentages als volgt samengevat worden (tabel H4.9) :

Criterium	$K_{D,1,5}$	HARO			Dolos		
		overeenkomst. % schade	overeenkomst. $K_{D,2}$	$K_{D,1,5}/K_{D,2}$	overeenkomst. % schade	overeenkomst. $K_{D,2}$	$K_{D,1,5}/K_{D,2}$
Beweging	15	2,20	7	2,14	3,10	5	3,00
	20	3,25	9	2,22	4,20	7	2,86
	25	4,40	10	2,50	5,60	9	2,78
	30	5,80	12	2,50	7,00	11	2,72
	gem.			2,34			2,84
Verplaatsing	15	0,25	5	1,66	1,10	12	1,25
	20	0,80	11	1,81	1,40	15	1,33
	25	1,40	13	1,92	1,70	20	1,25
	30	1,95	14,5	2,14	2,00	23	1,30
	gem.			1,88			1,28
Bijplaatsing	15	-	-	-	0,30	13	1,16
	20	-	-	-	0,45	15	1,33
	25	0,00	25	1,00	0,55	17,5	1,43
	30	0,07	30	1,00	0,75	20	1,50
	gem.			1,00			1,36
Bijplaatsing	40	0,10	35	1,14	1,15	25	1,60
	50	0,15	38	1,32	1,70	29	1,72
	60	0,40	47,5	1,26	2,35	33	1,82
	70	0,85	54	1,30	3,25	39	1,79
	gem.			1,26			1,73

Tabel H4.9. Vergelijkend onderzoek : overzicht van de verhoudingen $K_{D,1,5}/K_{D,2}$

Deze tabel is als volgt opgebouwd :

- a) Voor elk criterium zijn een aantal $K_{D,1,5}$ gekozen (b.v. HARO, $K_{D,1,5} = 15, 20, 25$ en 30 voor het bewegingscriterium).
- b) Op fig. H4.28 t.e.m. H4.30 is het bijhorend schadepercentage afgelezen (b.v. HARO, fig. H4.28 : schadepercentage = 2,2 % voor $K_{D,1,5} = 15$).
- c) Op fig. H4.30 t.e.m. H4.33 wordt de $K_{D,2}$, horend bij het sub (b) bepaalde schadepercentage, bepaald (b.v. HARO, fig. H4.31, bij schadepercentage = 2,2 % hoort een $K_{D,2} = 7$).

Uit de Hudsonformule en met W , ρ_b en ρ_w identiek voor beide hellingen volgt :

$$\frac{H_{s,1,5}^3}{K_{D,1,5} \times 1,5} = \frac{H_{s,2}^3}{K_{D,2} \times 2}$$

$$\frac{H_{s,2}}{H_{s,1,5}} = \sqrt[3]{\frac{2}{1,5} \cdot \frac{K_{D,2}}{K_{D,1,5}}} \quad (H4.13)$$

* Toegepast op de dolos

De verhouding (H4.13) en de gemiddelde waarde van $K_{D,1,5} / K_{D,2} = 2,84$ voor het bewegingscriterium geven $H_{s,2} = 0,78 \times H_{s,1,5}$. Met een duidelijk kleinere golfhoogte treedt bij een talud 1/2 dezelfde beweging op als bij een talud 1/1,5.

Verplaatsingen en bijplaatsingen treden in quasi dezelfde mate op voor beide hellingen bij ca. dezelfde golfhoogte.

* Toegepast op de HARO

Voor de HARO's blijkt dat dezelfde bewegingen resp.

dezelfde verplaatsingen bij 17 %, resp. 11 % lagere golfhoogten optreden met een profielhelling 1/2 dan met een helling 1/1,5.

De bijplaatsingen starten bij 10 % hogere golfhoogte met profielhelling 1/2 dan met helling 1/1,5, wat men logisch verwacht als de formule van Hudson geldig is. Voor grotere K_D (> 40) treedt dezelfde schade op bij quasi dezelfde golfhoogte onafhankelijk van de taludhelling. We bevinden ons dan wel hoofdzakelijk in de zone van de brekende golven (fig. H4.30 en fig. H4.33).

Dit fenomeen : de afhankelijkheid van K_D van de helling, hoewel K_D in feite onafhankelijk zou moeten zijn van de helling want deze zit rechtstreeks in de formule van Hudson, is vroeger reeds vastgesteld voor dolossen : de resultaten van tabel H4.8 tonen dezelfde trend als getoond op fig. H4.34 : K_D daalt met flauwer wordend talud. Brorsen M. et al. (1974) stellen :

"In spite of the considerable inaccuracy in the tests, which is strongly amplified by the third power-influence of the wave-height in the stability factor, it is clear that Hudson's formula does not describe the stability of dolos slopes satisfactory. The reason for this is probably the interlocking between the blocks and the high porosity of the armour layer".

Een gelijkaardig fenomeen, hoewel minder uitgesproken, werd vastgesteld voor stabits (Singh K.Y., 1968).

Ook voor SHED/COB werd hetzelfde fenomeen gesignaleerd (Wilkinson A.R. et al., 1983) : *"The steeper the slope the more stable the block surface. The limit is determined by the maximum steepness it is possible to build the rubble bank below".*

Brorsen et al. stellen voor dolossen dat het groter aandeel van de ineenhaking in de stabiliteitsfactor en de

hoge porositeit waarschijnlijk verantwoordelijk zijn voor het bij dolossen vastgestelde fenomeen.

Wij stellen hetzelfde vast voor HARO's, terwijl Singh dit vaststelt voor stabits en Wilkinson et al. dit vaststellen voor SHED/COB. Hoewel HARO, stabit en SHED/COB een zekere ineenhaking bezitten, hebben ze vooral de eigenschap dat ze een deklaag met hoge porositeit (allemaal groter dan 50 %) opleveren.

De hiervoor geformuleerde bevindingen bevestigen het vermoeden van Brorsen et al. dat de hoge porositeit mede verantwoordelijk is voor dit fenomeen. Vermoedelijk zelfs meer dan de ineenhaking. Ook een mogelijke "voorspanning" tussen de blokken op het talud kan een rol spelen: hoe steiler het talud hoe meer de boven elkaar liggende blokken op elkaar gaan rusten, er ontstaat dus een soort voorspanning in een "kolom" blokken. Dit zou dan echter moeten gelden voor alle blokvormen, wat niet blijkt uit het eigen onderzoek noch uit de literatuur.

Dit fenomeen dient in de toekomst zeker nog verder onderzocht.

H4.6.4. DE PROEVEN EN DE PROEFRESULTATEN KRITISCH BEKEKEN

H4.6.4.1. Invloed van de volumieke massa ρ_b

Hoewel bij dit vergelijkend onderzoek geen proeven werden uitgevoerd waarbij voor hetzelfde bloktype verschillende volumieke massa's werden toegepast zijn de bevindingen van Zwamborn J.A. et al. (1982) voor de dolossen zeker het vermelden waard:

"A much wider block density range was used in the present tests than in the previous ones, namely, from 1,81 to 3,02 t/m³. The stability of the 2,39 and 3,02 density dolosse was found to be in accordance with Hudson's for-

mula but the 1,81 density model dolosse were found to be relatively much more stable, probably due to the fact that for the "lighter" units the interlocking forces may become relatively more important than the gravity forces".

Figuur H4.35 toont de variatie van K_b met het percentage verplaatste (over 1 x de karakteristieke blokafmeting) blokken voor de drie beproefde volumieke massa's. De K_b -waarden horend bij $\rho_b = 2,39$ t/m³ en $\rho_b = 3,02$ t/m³ zijn quasi gelijk. De K_b horend bij $\rho_b = 1,81$ t/m³ is duidelijk hoger. Afhankelijk van het schadepercentage varieert de verhouding $K_{b,1,81} / K_{b,2,39}$ tussen 1,50 en 1,80.

De volumieke massa's van de modelblokjes kubus ($\rho_b = 2,03$ t/m³) en HARO ($\rho_b = 1,92$ t/m³) gebruikt in het vergelijkend onderzoek waren beduidend kleiner dan van normaal beton ($\rho_b = 2,30$ t/m³).

Nemen we echter benaderend aan dat de densiteit bij alle bloktypen een vergelijkbare invloed heeft, dan kan men met de lage densiteit van de kubusblokjes en HARO-blokjes rekening houden door de schadelijnen om te vormen: met behoud van het schadepercentage wordt de K_b gedeeld door 1,65, zijnde de gemiddelde waarde in de "vork" 1,50 à 1,80 (fig. H4.36 en H4.37). Dit toont dat bij lage schadepercentages en dus lage (?) K_b -waarden (< 45 voor 1:1,5 en < 37 voor 1:2) de HARO even stabiel of stabielier is dan de dolos. Bij zeer hoge K_b -waarden (> 45 voor 1:1,5 en > 37 voor 1:2) is de dolos stabielier. In dit gebied van K_b -waarden wordt echter niet gewerkt: tabel H2.1 geeft voor dolos $K_b = 31,8$ (< 5 % displacement, rocking, etc.) en $K_b = 15,9$ (2 % rocking, etc.).

Concluderend kan worden gesteld dat de stabiliteit van de HARO gelijk of groter is dan deze van de dolos (lopend profiel en niet brekende golven). Als rekenwaarde zou dan

ook net zoals voor de dolos $K_b = 15$ à 30 kunnen voorgesteld worden.

Ter ondersteuning van de hiervoor beschreven werkwijze wordt verwezen naar de resultaten van de K_b -proeven op schaal 1:20 (zie par. H3.5). Die proeven zijn uitgevoerd met modelblokjes met een gemiddelde volumieke massa $\rho_{b,m} = 2,33 \text{ t/m}^3$. Voor werfplaatsing, dubbele laag werd $K_b > 16$ gevonden voor 0 % bijplaatsing. Zelfs voor een enkele laag geldt $K_b > 16$ voor 0 % bijplaatsing (zie tabel H3.6). Aangezien een dubbele laag gemiddeld stabiel is dan een enkele laag zal de K_b van de HARO voor een dubbele laag dus zeker duidelijk groter zijn dan 16.

H4.6.4.2. Invloed van de ruwheid van de modelblokjes

In de modelproeven wordt een golfbreker op schaal gebouwd en beproefd. Echter, de wrijving tussen de modelblokjes onderling is vermoedelijk niet juist weergegeven. Alle proeven zijn uitgevoerd met modelblokjes gemaakt van beton, resp. mortel. Dit is zo gebeurd in aansluiting met het onderzoek voor de haven van Zeebrugge, uitgevoerd in het Laboratoire Central d'Hydraulique de France te Parijs, waar steeds betonblokjes zijn gebruikt en in aansluiting met de courante praktijk voor deklaagonderzoek.

Ook de blokken op de werf zijn van beton. Hoewel de modelblokjes gladder zijn afgewerkt is de relatieve ruwheid normaliter groter dan op de werf. De wrijving tussen de modelblokjes onderling zal dus groter zijn dan in situ. Dit kan een vertekend beeld geven van de stabiliteit. Door bepaalde onderzoekers wordt dan ook aanbevolen "gladde" modelblokjes te gebruiken. Deze modelblokjes met glad oppervlak worden vervaardigd uit kunststof. Ze dienen wel de gepaste volumieke massa te bezitten.

H4.6.4.3. Plaats van de golvenmeters

De K_b -waarden vermeld in dit hoofdstuk zijn voor alle blokken bepaald op basis van de golfmetingen aan de teen van het talud (golvenmeters 2 t.e.m.5, fig. H4.3). Theoretisch (Hudson R.Y., 1959 en 1974) dient daartoe de H_s gebruikt die ter plaatse van het damprofiel zou optreden indien er geen dam aanwezig was. Deze golven zijn echter niet gemeten. De vergelijking tussen $H_{s,gem}$ op 15 m van het golfschot en $H_{s,gem}$ aan de teen van het talud toont aan dat de in onderhavig onderzoek gevolgde werkwijze slechts een beperkte fout introduceert. Invoering van de $H_{s,gem}$ op 15 m van golfschot kan niet omdat dan geen rekening wordt gehouden met het breken van golven op het voorland op -0,39 (zie par. H4.4.1).

Verificatie op basis van de relatie : inkomende golf = $(1 : \sqrt{1 + C^2}) \times$ gemeten golf, met C = reflectiecoëfficiënt, (Goda Y., 1985) bevestigt dat de fout beperkt is en van dezelfde grootteorde voor de vier bloktypes, zodat de resultaten van de onderlinge vergelijking hoe dan ook geldig zijn. Dit nazicht à posteriori leert wel dat de golvenmeters 2 t.e.m. 5 beter op minimaal 1 golflengte vóór het damtalud bevestigd worden, maar in elk geval in de kanalen die ontstaan door het plaatsen van de tussenschotten.

H4.6.5. Bepaling van de K_b -WAARDE VOOR DE HARO

Gezien de structurele sterkte van de HARO's (zie hoofdstuk H5) wordt voorgesteld het criterium "bijplaatsingen" toe te passen. Uitgaande van tabel H4.8 leidt dit voor 0 % schade tot $K_b = 23$ (helling 1/1,5) à 26 (helling 1/2), blijkbaar zonder grote invloed van de taludhelling.

Gezien echter de beperkingen in de extrapolatie van laboratoriumonderzoek naar prototype (par. H2.2.2). Gezien rekening dient gehouden met de mogelijke invloed van de volumieke massa der elementen (zie o.a. fig. H4.36 en H4.37).

En gezien tenslotte de algemene tendens tot grotere voorzichtigheid bij het ontwerpen van deklagen, wordt als stabiliteitscoëfficiënt voor de HARO's in lopend profiel ("structure trunk") bij niet brekende golven een K_0 -waarde van 15 à 20 geadviseerd, waarbij wel enige beweging en verplaatsing wordt toegelaten, doch geen herstellingen onder vorm van bijplaatsingen nodig zullen zijn. Toch dient vermeld dat bij het toestaan van zeer lichte "reële" schade (b.v. 0,25 % bijplaatsingen) deze K_0 -waarde onmiddellijk stijgt tot 43 (helling 1:2) à 54 (helling 1/1,5) (tabel H4.8).

Teneinde de lezer toe te laten zich snel een idee te vormen omtrent de bij deze K_0 -horende schadepercentages geeft tabel H4.10 een overzicht.

SCHADE- CRITERIUM	HELLING 1/1,5				HELLING 1/2			
	K_0 10	15	20	25	10	15	20	25
bewegen	1,3	2,2	3,2	4,4	4,2	9,75	>10	>>10
verplaatsen (0,5 x kar. blokmaat)	0	0,25	0,8	1,4	0,7	2	3,5	4,75
bijplaatsen	0	0	0	0	0	0	0	0

Tabel H4.10 Vergelijkend onderzoek: schadepercentage voor de HARO horend bij $K_0 = 10, 15, 20$ en 25 (afgeleid uit fig. H4.28 t.e.m. H4.33)

De aandacht wordt erop gevestigd dat de hoge schadepercentages voor het bewegingscriterium optreden bij helling 1:2. We verwijzen hiervoor naar het onopgeloste fenomeen beschreven in par. H4.6.3.

Tenslotte wordt de aandacht gevestigd op volgend feit: vooral door het groot aantal grote-schadegevallen (zie hoofdstuk H1) is men duidelijk voorzichtiger geworden bij het ontwerp van de deklaag van golfbrekers. Dit wordt het meest duidelijk geïllustreerd door de citaten en tabellen uit de Shore Protection Manual, uitgave 1977 en 1984: het betreft de in de Hudsonformule in te voeren golfhoogte.

a) Shore Protection Manual, 1977

"The design wave for a rubble structure is usually the significant wave. Damage from waves"

b) Shore Protection Manual, 1984

"The design wave height for a flexible rubble structure should usually be the average of the highest 10 percent of all waves, H_{10} . Damage from waves ..."

Aannemend dat voor in de natuur voorkomende golven de Rayleighverdeling geldig is, is $H_{10} = 1,27 H_s$. Aangezien de golfhoogte in de formule van Hudson voorkomt in de 3e macht betekent de overgang van H_s naar H_{10} een verdubbeling van het blokgewicht ($1,27^3 = 2,05$), alle andere factoren gelijkblijvend.

De Franse school volgend (Feuillet J. et al., 1987) vindt men ontwerp golfhoogten (hauteur de houle de dimensionnement) die zelfs nog aanzienlijk hoger kunnen zijn dan H_{10} .

Een vergelijking van tabel H4.11 (S.P.M. 1977) en tabel H2.1 (S.P.M. 1984) toont dat de aanbevolen K_0 -waarden op enkele uitzonderingen na onveranderd zijn gebleven.

Redelijkerwijze mag worden aangenomen dat de in tabel H4.11 gegeven K_D -waarden bepaald zijn gebruik makend van de significante golfhoogte H_s .

No-Damage Criteria and Minor Overtopping							
Armor Units	n *	Placement	Structure Trunk		Structure Head		
			K_D §		K_D		Slope
			Breaking wave	Nonbreaking wave	Breaking wave	Nonbreaking wave	cot θ
Quarystone	2	random	2.1	2.4	1.7	1.9	1.5 to 3.0
Smooth rounded	>3	random	2.8	3.2	2.1	2.3	
Smooth rounded	1	random †	†	2.9	†	2.3	
Rough angular	2	random	3.5	4.0	2.9	3.2	1.5
Rough angular	2	random			2.5	2.8	2.0
Rough angular	2	random			2.0	2.3	3.0
Rough angular	>3	random	3.9	4.5	3.7	4.2	
Rough angular	2	special ‡	4.8	5.5	3.5	4.5	
Tetrapod and Quadripod	2	random			5.9	6.6	1.5
Tetrapod and Quadripod	2	random	7.2	8.3	5.5	6.1	2.0
Tetrapod and Quadripod	2	random			4.0	4.4	3.0
Tribar	2	random			8.3	9.0	1.5
Tribar	2	random	9.0	10.4	7.8	8.5	2.0
Tribar	2	random			7.0	7.7	3.0
Dolos	2	random	22.0	25.0	15.0	16.5	2.0 ¶
Dolos	2	random			13.5	15.0	3.0
Modified Cube	2	random	6.8	7.8	—	5.0	
Hexapod	2	random	8.2	9.5	5.0	7.0	
Tribar	1	uniform	12.0	15.0	7.5	9.5	
Quarystone (K_{RR})	—	—	—	—	—	—	—
Graded angular	—	random	2.2	2.5	—	—	—

* n is the number of units comprising the thickness of the armor layer.

† The use of single layer of quarystone armor units subject to breaking waves is not recommended, and only under special conditions for nonbreaking waves. When it is used, the stone should be carefully placed.

‡ Special placement with long axis of stone placed perpendicular to structure face.

§ Applicable to slopes ranging from 1 on 1.5 to 1 on 5.

|| Until more information is available on the variation of K_D value with slope, the use of K_D should be limited to slopes ranging from 1 on 1.5 to 1 on 3. Some armor units tested on a structure head indicate a K_D -slope dependence.

¶ Stability of dolosse on slopes steeper than 1 on 2 should be substantiated by site specific model tests.

Tabel H4.11. Aanbevolen K_D -waarden - Shore Protection
Manual 1977

Alle in dit hoofdstuk opgestelde grafieken en daaruit afgeleide K_D -waarden zijn eveneens gebaseerd op H_s . Gaat men volgens de thans algemeen aanvaarde regels H_{10} gebruiken als ontwerpgolfhoogte dan houdt men impliciet rekening met een veiligheidsfactor = 2. Dit lijkt enorm doch is het gevolg van de koerswijziging ten gevolge van de grote-schadegevallen. Rekenen met een $K_D = 20$ (bepaald op basis van H_s) in de formule van Hudson waar dan H_{10} wordt ingevoerd, is in wezen werken met $K_D = 10$. Tabel H4.10 toont de bijhorende schadepercentages.

H4.7. Besluiten

H4.7.1. MET BETREKKING TOT DE K_D -WAARDEN VOOR DE HARO

Als eindconclusie m.b.t. de hydraulische stabiliteit bevelen wij een rekenwaarde $K_D = 15$ à 20 aan voor het strekkend gedeelte van de dam en voor niet brekende golven. Dit kan, gezien de resultaten van het modelonderzoek, zeer conservatief lijken doch is gestoeld op volgende overwegingen:

- Tot op heden zijn alle proeven uitgevoerd in hetzelfde laboratorium. Hoewel er geen enkele twijfel bestaat omtrent de deskundigheid van ingenieurs, beproevers, is het in de "armour unit"-wereld toch gebruikelijk dat proeven ter bevestiging in andere laboratoria worden verricht.

- Uit het ganse onderzoek blijkt dat dolos en HARO qua hydraulische stabiliteit elkaar sterk benaderen. De uiteindelijke keuze van de K_D van de HARO werd derhalve getoetst aan de huidige benadering van de dolos: de dolos is en wordt terecht nog steeds beschouwd als zijnde een blok met zeer goede hydraulische stabiliteit. Langs drie wegen probeert men het grote gebrek van de dolos, zijn breekbaarheid, te ondervangen:

a) een aangepaste vorm op basis van de formule

$$r = 0,34 \sqrt{\frac{6W}{20}}$$

hetzij een dikkere steel en hamerkop voor zwaardere blokken (Zwamborn J.A. et al., 1980; Scholtz D.J.P. et al., 1989; Holtzhausen A.H. et al., 1990) i.p.v. de initieel vaste waarde $r = 0,3$ (Merrifield E.M. et al., 1966)

b) een duidelijke aanbeveling vanwege de onderzoekers die de dolos mede ontwierpen om naarmate het blok groter en dus breekbaarder wordt een lagere K_b te gebruiken (Zwamborn J.A. et al., 1982)
 "..... the following mean stability factors were read off (tabel H4.12).

Damage %	Displ. (a)	Displ.+ Cont. Rock. (a)+(b)	Displ.+ Cont. Rock.+ Interm. Rock. (a)+(b)+(c)	Displ.+ Cont. Rock.+ Interm. Rock.+ Occas. Rock. (a)+(b)+(c)+(d)
1	23	18	12	<u>8</u>
2	<u>29</u>	23	<u>20</u>	12
5	39	34	30	24

Tabel H4.12. K_b -waarden voor dolos in functie van het schadecriterium en van het schadepercentage (bron : Zwamborn J.A. et al., 1982)

With relatively small units (10 to 15 t dolosse) and shallow water a first design could be based on, say 2 per cent displaced units, or $K_b = 29$. For 20 to 30 t dolosse, which can break more easily, the first design could, for instance, be based on 2 per cent displaced plus continuous and intermittent rocking

units, or $K_b = 20$. In the case of a deep water structure covered with dolosse of 35 t or larger, a much more conservative approach may be necessary, e.g. 1 per cent displacement plus continuous, intermittent and occasional rocking, or $K_b = 8$.

The reasons for using the more conservative approach for large units in deep water structures are given in Zwamborn J.A. et al. (1980)".

De dolos wordt breekbaarder naarmate zijn gewicht toeneemt. Zoals in hoofdstuk H2 beschreven is de vorm van de HARO zo bepaald dat dit fenomeen bij de HARO niet bestaat, hierbij wel aannemend dat van betontechnologische kant alle voorzorgen genomen worden om een ongescheurd blok te verkrijgen na ca. 28 dagen (krimpscheuren,).

c) Er worden enorme inspanningen geleverd om te zoeken naar een sterkere dolos door middel van wapeningen (zie b.v. fig. H1.5).

In de hiervoor geschetste context leek het ons aangewezen voor het strekking gedeelte van de dam en voor niet brekende golven een $K_b = 15$ à 20 voor te stellen, hetzij van dezelfde grootte-orde als de K_b van de dolos.

H4.7.2. MET BETREKKING TOT GOLFOLOOP EN GOLFWEERKAATSING

Uit de proefresultaten blijkt dat de golfloop bij stortsteen gemiddeld 10% hoger, bij HARO gemiddeld 5% lager en bij dolos en tetrapode gemiddeld 15% lager ligt dan bij een kubusdeklaag. Bij een helling 1/2 is de golfloop gemiddeld 13% lager dan bij een helling 1/1,5. De reflectiecoëfficiënten zijn t.o.v. de gegroefde kubussen met HARO gemiddeld 6%, met dolos gemiddeld 10% en met tetrapode gemiddeld 16% lager.

Voor een deklaaghelling $1/2$ is de reflectiecoëfficiënt gemiddeld 23% lager dan t.o.v. een deklaaghelling $1/1,5$. De voormelde cijfers zijn voornamelijk bepaald door de vorm van het deklaagelement. Ook de grootte van de modelblokjes speelt een rol. Het aandeel hiervan kon niet worden bepaald in het uitgevoerd onderzoek.

HOOFDSTUK H5

STRUCTURELE STERKTE VAN DE HARO

H5.1. Inleiding

Zoals in hoofdstuk H1 beschreven aanvaardden de ontwerpers van golfbrekers thans niet meer dat deklaagelementen breken (Agema J.F., 1984; Sorensen T. et al., 1985; Burcharth H.F., 1987; ...). Bij de keuze van het type deklaagelement is naast de hydraulische stabiliteit en de kostprijs ook de structurele sterkte een belangrijk criterium geworden.

In de hoofdstukken H1 en H2 is beschreven hoe de vorm van de HARO groeide en hoe daarbij de zorg om een sterk blok te verkrijgen steeds centraal stond.

In dit hoofdstuk worden kort enkele proefresultaten m.b.t. de structurele sterkte voorgesteld. De volledige uitwerking van deze proeven valt buiten het kader van dit werk.

Twee typen proeven werden uitgevoerd :

- temperatuurmetingen in het jong verhardend beton
- drukproeven en impactproeven op blokken van minimum 28 dagen oud.

H5.2. Temperatuurmetingen

Meerdere onderzoekers hebben het verband aangetoond tussen de warmteontwikkeling in verhardend beton (hydratatiewarmte van cement) en scheurvorming in jong beton (Burcharth H.F., 1983; Agema J.F., 1984; Horden W.C. et al., 1986; Jansen J.C.M., 1986; ...). Naar aanleiding van scheurvorming in 25 t gegroefde kubussen zijn t.b.v. de werken te Zeebrugge twee temperatuurmeetcampagnes uitgevoerd : in januari 1985 (30 t gegroefde

kubussen) en in september 1985 (30 t gegroefde kubussen en 15 t HARO's). In het kader van dit werk is alleen de tweede campagne relevant. Bij de kubussen zijn de thermokoppels centraal geplaatst, bij de HARO's in het centrum van het meest massieve gedeelte. Circa 16 uur na het storten van het beton zijn de blokken ontkist. De blokken zijn vrij blootgesteld aan de omgeving : er werd geen plasticfolie, isolatie, ... aangebracht. Fig. H5.1 toont het verloop van de maximum temperatuur in de twee kubussen en in de twee HARO's. De gemiddelde omgevingstemperatuur bedroeg ca. 15°C. De temperatuurstijging in de HARO's is duidelijk kleiner dan in de kubussen. Dit is vooral te wijten aan de centrale opening. Er dient opgemerkt dat de kubussen een massa van 30 t hadden en de HARO's 15 t. Een simulatie toont dat de temperatuur in een 30 t HARO enigszins hoger ligt dan getoond op fig. H5.1 doch beduidend lager blijft dan in een 30 t kubus. Dit is ook logisch. De dwarsafmeting op halve hoogte in een 30 t HARO bedraagt 0,94 m (0,75 m voor een 15 t HARO) tegenover 2,36 m bij een 30 t kubus.

Ten gevolge van de hydratatiewarmte en bijhorende temperatuurgradiënten ontstaan trekspanningen aan het oppervlak van het blok. Voor kubussen zijn deze hoger dan de trekweerstand van het jonge beton met scheurvorming als gevolg.

Bij de HARO's zijn de temperatuurgradiënten en dus ook de trekspanningen kleiner. Op de werf te Zeebrugge werden geen scheuren vastgesteld in de ca. 11.000 gemaakte 15 t HARO's (Van Damme L. et al., 1988).

H5.3. Statische drukproef

Als eerste destructieve proef werd een HARO statisch belast tot de breuk (vergelijk met statische wringproeven op dolos : Uzumeri S.M. et al., 1986). Fig. H5.2 toont

de proefopstelling. Het was de bedoeling het blok volgens zijn zwakste zijde te belasten.

Het blok is gekanteld zodat het op één van de effen zijvlakken komt te liggen. Het blok is over zijn volledige hoogte opgelegd op twee betonnen regels, met breedte 200 m, waarvan de hoogte veranderlijk is à rato van 0,04 m/m. Aldus ligt de oorspronkelijke verticale door het zwaartepunt in een horizontaal vlak. De betonnen regels volgen de ribben die het onderliggend zijvlak begrenzen. Het zijvlak dat bovenaan ligt in de proefopstelling vertoont eveneens een helling van 0,04 m/m. Hierop is in een mortelbed een cirkelvormige stalen schijf met diameter 300 mm geplaatst. Het middelpunt van de schijf bevindt zich loodrecht boven het zwaartepunt van de verticale trapeziumvormige dwarsdoorsnede. De dikte van de mortellaag is veranderlijk zodat het bovenvlak van de stalen schijf horizontaal is. Op deze schijf rust een stalen verdeelprofiel waarop twee hydraulische vijzels, elk met een capaciteit van 2.000 kN, aangrijpen. De vijzels zijn via stalen profielen bevestigd aan twee portieken die vastgeklemd zijn op de vloer van het laboratorium.

Tijdens de proef is de totale belasting P opgevoerd in stappen van 200 kN. Bij iedere belastingsstap is in 10 punten (zie fig. H5.2) de vervorming van het betonoppervlak gemeten, met behulp van rekstrookjes met een meetlengte van 60 mm. De langsrichting van de rekstrookjes is evenwijdig met het oorspronkelijk boven- en ondervlak van het blok. Tevens is de verkorting van de kleine as van de holte op drie plaatsen gemeten.

De breuklast trad op bij het belastingsniveau van 2.400 kN, hetzij 16 maal het eigengewicht van het blok. Fig. H5.3 toont de HARO na breuk. De verkorting van de as OM-BM in functie van de opgebrachte last is getekend op fig. H5.4. Hieruit blijkt dat tot ca. 1.600 kN de vervor-

mingen elastisch verlopen en voorbij 1.600 kN sneller stijgen.

H5.4. Impact proef

De opstelling van het blok was dezelfde als voor de statische drukproef. De impacten worden veroorzaakt door een vallend metalen blok met een massa van 516 kg. Aan weerszijden van het valblok zijn geleiders gelast. Tijdens het vallen glijden deze beide geleiders tussen twee vertikaal geplaatste profielen. Het valblok hangt op aan een haak die toelaat het blok ineens te lossen. Bij de eerste impact viel het blok vanaf 50 mm hoog. Nadien werd de valhoogte steeds met 50 mm verhoogd. De proef werd doorgevoerd tot de breuk. Met het blote oog kon de eerste scheurvorming worden vastgesteld vanaf een valhoogte van 650 mm. Het blok brak in twee delen bij een valhoogte van 800 mm.

H5.5. Slingerproeven op de werf

H5.5.1. PROEFOPSTELLING

Deklaagelementen moeten kunnen weerstaan aan de stoten van naburige elementen. Dit kan voorkomen tijdens het plaatsen van de blokken of tijdens een storm. Teneinde deze situatie te simuleren zijn slingerproeven uitgevoerd op de werf. Ook op dolossen zijn meerdere reeksen slingerproeven uitgevoerd (zie b.v. Burcharth H.F., 1981a en 1981b; Zwamborn J.A. et al., 1989). De slingerproeven zijn als volgt uitgevoerd : aan een blok dat opgelicht wordt met behulp van een kraan, wordt eerst een zijdelingse uitwijking gegeven ten opzichte van zijn evenwichtspositie (fig. H5.5). Vervolgens wordt het blok losgelaten en slingert het tegen in rust zijnde blokken. De top van de giek bevindt zich 27 m boven het maaiveld.

Voor de schikking van de blokken zijn twee configuraties weerhouden (fig. H5.5). Bij de eerste configuratie botst het slingerend blok tegen twee in rust zijnde blokken. Bij de tweede configuratie botst het slingerend blok met een rib tegen het midden van het langste zijvlak van een blok in rust. De eerste configuratie correspondeert met het voorziene plaatsingspatroon van de blokken (elk blok rust tegen twee blokken van de lager gelegen rij). De tweede configuratie stemt overeen met de zwaarst mogelijke sollicitatie van twee "botsende" blokken. De steunblokken zijn geplaatst op een stortsteenbed (massa 2 - 20 kg). Drie reeksen proeven zijn uitgevoerd : de eerste reeks volgens de eerste configuratie, de tweede en derde reeks volgens de tweede configuratie.

H5.5.2. PROEFRESULTATEN

a) Eerste reeks proeven

Bij de eerste reeks proeven werd de horizontale uitwijking van het blok in stappen van 0,50 m opgevoerd van 0,50 m tot maximaal 7,00 m. Een grotere uitwijking was onmogelijk wegens technische beperkingen opgelegd door de kraan. De eerste zeer lokale en zeer beperkte schade trad op vanaf $d = 2,00$ m.

Op het einde van de eerste reeks proeven (14 impacten met $d_{max} = 7,00$ m) was geen van de blokken gebroken en werden geen scheuren vastgesteld. Enkel de drie meest belaste blokken waren lokaal beschadigd aan de zijkanalen (zie b.v. slingerblok op fig. H5.6).

b) Tweede reeks proeven

Bij de tweede reeks proeven wordt het slingerblok zodanig opgehangen aan de kabel dat het met een onderste rib aan het voorvlak van het steunblok raakt. Het centrum van de contactzone situeert zich op ongeveer 0,25 m boven het ondervlak van het steunblok.

De horizontale uitwijking wordt ditmaal opgevoerd in stappen van 1 m. Na de impact met een uitwijking van 4 m vertonen de voor- en achterkant van het steunblok een dwarse scheur over de volledige hoogte. Bij het slingerblok worden geen scheuren vastgesteld.

c) Derde reeks proeven

Bij de derde reeks proeven wordt het gescheurd steunblok door een nieuw blok vervangen. Het slingerblok van de vorige reeks proeven wordt opnieuw gebruikt. Er worden enkel horizontale uitwijkingen van 1 en 4 m gegeven.

Na de impact met een uitwijking van 4 m worden dwarse scheuren in het slingerblok vastgesteld. In het steunblok wordt beperkte scheurvorming vastgesteld.

H5.6. Besluiten met betrekking tot de structurele sterkte van de HARO

De detailuitwerking van de proeven m.b.t. structurele sterkte vallen buiten het kader van dit werk. De proefresultaten op zich laten evenwel toe volgende conclusies te trekken :

- De temperatuurstijging ten gevolge van de hydratatiewarmte is in een HARO duidelijk kleiner dan in een kubus. De kans op scheurvorming ten gevolge van thermische spanningen is bij de HARO's zeer klein.
- In de statische drukproef brak het blok in vier delen onder een last van 2.400 kN of 16 keer het gewicht van het blok.
- Gedurende de impactproef in het laboratorium brak de 15 t HARO in twee delen na de impact van het valblok (m = 516 kg) bij een valhoogte van 800 mm.
- De slingerproeven tonen dat bij slingeren van een HARO tegen twee steunblokken (ontwerp plaatsingspatroon) breuk in feite uitgesloten is. Zelfs bij een accidentele impact is de kans op breuk klein : het slingerend

- blok moet het blok in rust raken op de zwakste plek en de slingerafstand moet ca. 4.00 m bedragen.
- De maximum rek in het beton kan beschouwd worden als bruikbaar breukcriterium : zowel bij de statische als bij de dynamische belastingsproef bedroeg de maximum rek in het beton 150-200 10^{-6} . Dit is de normale maximum rek die in beton kan optreden voor het breekt o.i.v. trekspanningen (Van Damme L. et al., 1990).

HOOFDSTUK H6

BREDERE VERGELIJKING MET ANDERE DEKLAAGELEMENTEN

Zoals reeds vermeld, spelen bij het ontwerp van deklaagelementen, naast de hydraulische stabiliteit, ook nog andere factoren een rol, b.v. structurele sterkte van de elementen, eenvoud in aanmaak en plaatsing, economie ...

In dit hoofdstuk worden diverse bloktypes kwalitatief en kwantitatief met elkaar vergeleken. Naast de gegroefde kubus, de tetrapode en de dolos zijn ook volgende blokken beschouwd :

- Accropode(r) (fig. H6.1) : dit blok werd in 1978 ontworpen door ir. A. Chevallier van Sogreah. Het wordt door Sogreah omschreven als "*Le block accropode peut être considéré comme le chef de file d'une nouvelle génération de blocks*" (Doublet L., 1981; Paturle J.P. et al., 1982; Paturle J.M. et al., 1985; N., The Accropode : the ideal block for efficient and economic protection of breakwaters, 1990).
- SHED/COB blok (zie ook hoofdstuk H2 en Fig H2.8) : beide blokken zijn gekend om hun hoog poriënvolume en hun verwerking in één laag in een zeer regelmatig plaatsingspatroon. Deze blokken zijn niet beschouwd in de kwantitatieve vergelijking omdat ze moeilijk kunnen gebruikt worden in open zee.

De resultaten van de vergelijking tussen de verschillende blokken worden in tabelvorm voorgesteld. Aansluitend worden de resultaten besproken.

H6.1. Kwalitatieve vergelijking

De resultaten van de kwalitatieve vergelijking zijn verzameld in tabel H6.1. Bij de onderlinge vergelijking van

de blokken wordt de gegroefde kubus als basis genomen. De gebruikte symboliek dient als volgt gelezen :

< : kleiner dan ... / minder dan ...

<< : veel kleiner dan ... / veel minder dan ...

<<< : zeer veel kleiner dan ... / zeer veel minder dan ...

Dezelfde nuances gelden voor groter (meer dan) : >, >> en >>>. De opeenvolgende criteria en de achtergrond bij de aanduidingen in de tabel H6.1 worden hierna kort besproken.

criterium \ Deklaagelement	Gegroefde kubus (basis)	Tetrapode	Dolos	Accropode	SHED/COB	HARD
a) Structurele sterkte	basis	<<	<<	< tot =	<<	< tot =
b) Hydraulische stabiliteit						
b.1) Aantal lagen	2 (1)	2	2	1	1	2 (1)
b.2) Porositeit	± 45 %	50 % (1)	56 % (1) (51-52%)(2)	40 % (3)	57-60 % (4)	51-53 %
b.3) Absolute porositeit	basis	=	<	<<<	<<	<
b.4) Ineenhaking	basis	>	>>	(1 laag, lage P)	(1 laag, hoge P)	>
b.5) Totale hydraulische stabiliteit	basis	ca.=	>>	>	>>	>>
c) Reflectiecoëfficiënt	basis	<	<	>	<	<
d) Golfploop	basis	<	<	>	> tot =	<
e) Gezien door het oog van de aannemer						
e.1) Werkterrein	werf	werf	werf	werf	werf-fabriek	werf
e.2) Kist zelf	basis	ingewikkelder	ingewikkelder	ingewikkelder	ingewikkelder	ingew.tot =
e.3) Betoneren en ontkisten	basis	moeilijker	moeilijker	moeilijker	moeilijker	=
e.4) Hoe opnemen ? met ...	tang	strop	strop	strop	tang of strop	tang
e.5) Plaatsing op het talud	volg. patroon	=	=	=	regelmatig	=
f) Speciale voorzieningen						
f.1) Voorbereiding filterlaag	basis	=	=	=	effen (5)	=
f.2) Teen van de dam	= basis (geen speciale voorzieningen)	=	=	=	vaste rechte regel (5)	=
g) Kwetsbaarheid tijdens de uitvoering	basis	=	=	=	zeer kwetsbaar	=

(1) Shore Protection Manual, 1984
 (2) Zwamborn J.A. et al., 1980, 1982 en 1986
 (3) Doublet L., 1981; Chevallier A., 1983; ...
 (4) N., Artificial armouring of marine structures, 1970
 (5) Wilkinson A.R. et al., 1983

Tabel H6.1. Kwalitatieve vergelijking tussen verschillende deklaagelementen

a) Structurele sterkte

Samen met de hydraulische stabiliteit is dit de voornaamste eigenschap die een blok moet bezitten.

Normaliter is de gegroefde kubus het blok met de hoogste structurele sterkte, op het voorbehoud m.b.t. scheurvorming onder invloed van thermische spanningen na. De Accropode en de HARO, beiden met een vrij compacte vorm zien er minder sterk uit; ze zijn echter minder massief dan de kubus, dus hebben ze een lagere hydratatie-warmte en is er dus minder kans op scheurvorming : vandaar "< tot =".

De tetrapode, dolos en SHED/COB zijn in elk geval minder sterk dan de kubus.

b) Hydraulische stabiliteit

De vorm van het blok, samen met de factoren b.1 tot b.4, bepalen de uiteindelijke hydraulische stabiliteit (b.5).

b.1. Aantal lagen

Dit betreft het aantal lagen dat door de ontwerpers van het blok wordt aanbevolen voor zwaar aangevallen golfbrekers.

Accropode en SHED/COB zijn bedoeld om in één laag te worden gebruikt. Beiden zouden echter ook in twee lagen verwerkt kunnen worden, zeker de accropode die qua verwerking dicht aanleunt bij dolos en tetrapode, doch dan zijn ze niet meer concurrentieel.

Kubus en HARO bezitten ook in een éénlagige deklaag een vrij goede stabiliteit. Laboproeven tonen (N., Port de Zeebrugge - Essais de stabilité de la digue G.N.L., 1980 en 1982; N., W.L.B.-verslag MOD 438, 1985; N., W.L.B.-verslag MOD 438.2, 1987) dat het verschil in stabiliteit tussen een éénlagige deklaag

en een tweelagige deklaag in kubussen en HARO niet erg groot is. Alleen zal bij zware schade (uit profiel slaan van meerdere deklaagelementen) bij een enkellagige deklaag onmiddellijk de onderlaag en de kern worden aangetast wat de vernietiging van de hele sectie voor gevolg kan hebben. Bij een dubbel-lagige deklaag is er nog de onderste laag blokken. De laboproeven leren dat als er meerdere blokken uit profiel gaan, ze uit de bovenste laag komen, terwijl de onderste laag meestal quasi intact aanwezig blijft. De kern van de dam blijft dus beschermd, volledige vernietiging treedt niet op. Vandaar gebruikt men bij blootstelling aan zware golfaanval bij voorkeur twee lagen, bij minder zware golfaanval kan één laag; dus : 2 (1).

De tetrapode en de dolos worden altijd in twee lagen verwerkt.

b.2. Porositeit (of poriënvolume) :

Dit is per definitie de verhouding van het volume holten tot het volume ingenomen door de deklaag.

De bron van de vermelde cijfers is gegeven. Met betrekking tot de dolos dient vermeld dat Zwamborn voor dolos een lagere porositeit aanbeveelt, nl. $P = 51 \text{ à } 52 \%$ (Zwamborn J.A. et al., 1980; Zwamborn J.A. et al., 1982; Zwamborn J.A. et al., 1986).

b.3. Absolute porositeit

Dit is het volume aan holten in de deklaag. In de literatuur wordt vaak voorbijgegaan aan dit begrip doch wij zijn overtuigd dat de absolute porositeit een uitermate belangrijke factor is voor de goede werking van een deklaag. Dit is trouwens bevestigd in de vele discussies met deskundigen ter zake (zie ook hoofdstuk H2, par. 2.2).

b.4. Ineenhaking tussen de elementen onderling

Alle vermelde blokken vertonen een betere onderlinge ineenhaking of houden elkaar onderling beter vast dan gegroefde kubussen. Dolos en SHED/COB onderscheiden zich het meest :

- dolos : door de verdraaiing over 90° van de ene hamerkop t.o.v. de andere
- SHED : door hun typisch plaatsingspatroon : de blokken worden aaneensluitend geplaatst.

b.5. Totale hydraulische stabiliteit

De vermeldingen in tabel H6.1 zijn gebaseerd op in de literatuur gevonden gegevens. Voor de HARO is gesteund op het uitgebreid laboratoriumonderzoek (hoofdstukken H3 en H4). De K_b voor elk type blok geeft best de onderlinge verhouding weer. De in tabel H6.2 vermelde waarden zijn geldig voor het strekkend profiel van de dam.

	Niet brekende golven	Brekende golven	Ref.
gegroefde kubussen	8	6,5	(1)
tetrapode	8	7	(2)
dolos 5% schade (a)	31,8	15,8	(3)
2% schade (a)	15,9	7,9	
accropode	15	12	(4)
HARO	15-20(c)	10-14(b)	

- (a) schade = "displaced, continuously rocking and intermittent rocking units"
- (b) hoort bij < 0,5 % bij te plaatsen blokken (tabel H3.5)
- (c) het bijhorend schadepercentage volgt uit de figuren of ook uit tabellen H3.5 en H4.10.
- (1) Chevallier A., 1983; Feuillet J. et al., 1987; Laboratoriumonderzoek L.C.H.F. en W.L.B. t.b.v. buitenhaven Zeebrugge.
- (2) Shore Protection Manual, 1984; Feuillet J. et al., 1987.
- (3) Shore Protection Manual, 1984; Zwamborn J.A. et al., 1982.
- (4) N., The Accropode : the ideal block for efficient and economic protection of breakwaters, 1990.

Tabel H6.2 Overzicht K_b -factoren voor het strekkend profiel van de dam

Voor de SHED/COB blokken is geen K_b gedefiniëerd. De stabiliteit wordt op een andere manier benaderd, o.a. gebruik makend van de laagdikte. Het benodigd blokgewicht voor een SHED/COB blok is echter

duidelijk kleiner dan voor een gegroefde kubus, de hydraulische stabiliteit is dus veel beter dan voor gegroefde kubussen.

c) Golfweerkaatsing of -reflectie

Op de accropode na zijn alle blokken gunstiger dan de gegroefde kubus, voornamelijk door het gemiddeld ruwer oppervlak gekoppeld aan een vrij hoge absolute porositeit. De accropode heeft vnl. door de lage porositeit en de verwerking in één laag (dus lage absolute porositeit) minder gunstige reflectiekenarakteristieken. De SHED/COB dankt zijn gunstige reflectiekenarakteristieken aan de hoge porositeit, dit ondanks het feit dat de blokken in één laag verwerkt worden (Wilkinson A.R. et al., 1983).

d) Golfoploop

De kwalificatie voor accropode en SHED/COB is gebaseerd op de lage absolute porositeit. Voor de accropode kan verwezen worden naar Chevallier A. (1983).

e) Gezien door het oog van de aannemer

Als alle andere factoren gelijk blijven verdient een eenvoudig blok steeds de voorkeur. Eenvoud slaat hier dan zowel op het aanmaken als op het vervoer en het verwerken van het blok.

e.1. Fabricatie / werkterrein

Alle bloktypes worden gemaakt op een open terrein op de werf. Alleen de SHED/COB wordt in wat men zou kunnen noemen een "werffabriek" gemaakt vnl. omwille van de ingewikkelde bekisting.

e.2. Bekisting

Behalve de gegroefde kubus en de HARO bestaat de bekisting van de vermelde bloktypes uit meerdere delen die bij het ontkisten t.o.v. elkaar bewegen :

tetrapode : 4 schelpen
 dolos : minimum twee delen
 accropode : twee delen
 SHED/COB : vaste basis + bewegende delen aan de 5 andere zijden + binnenmantel

In vergelijking met de kubus is de kist van de HARO iets moeilijker. Maar de HARO's zullen lichter zijn, dus zal de kist kleiner zijn en zal de kostprijs van een kubuskist of een HAROkist quasi gelijk zijn.

e.3. Betonneren en ontkisten

Bij de kubus en de HARO kan het beton vrij in de kist worden gestort, er kan met een krachtige trilnaald worden verdicht en het ontkisten gebeurt bij beiden door het oplichten van de bekisting zonder enig bewegend deel : de kist moet niet gedemonteerd worden.

Bij de vier andere types is het betonneren zelf moeilijker omdat een kubel vereist is. Het trillen moet met de hand en dus met lichte trilnaalden gebeuren. Het ontkisten vereist het openen van de kist en het terug monteren t.b.v. verder gebruik : een omslachtige bewerking. Bovendien is een grondiger schoonmaken en onderhoud van de kisten, vooral ter plaatse van de eventuele scharnieren, vijzels of klemmen noodzakelijk.

e.4. Hulpmiddel om de blokken op te nemen

Voor de blokken zonder "uitsteeksels" (kubus en HARO) wordt een tang gebruikt. Voor de andere wordt een strop gebruikt.

e.5. Plaatsing van het blok op het talud van de dam

Alle blokken dienen geplaatst in functie van een vooraf bepaalde porositeit, dus volgens een vooraf bepaald plaatsingspatroon. Er is in feite geen onderscheid tussen de blokken. De HARO wordt wel bij voorkeur met het ondervlak op het talud geplaatst. Dit is ook zo voor kubussen als men de blokken plaatst i.p.v. te laten vallen (storten of "dumpen").

Met de kubus, doch vooral met de HARO, kan het in het ontwerp bepaalde plaatsingspatroon, dus de ontwerpporositeit, vrij goed worden gerealiseerd. Door zijn rechthoekige vorm ($L = \pm 1,3 B$) zal de HARO nadien weinig zetten. De porositeit blijft dus behouden.

Met tetrapodes, dolossen en accropodes is het moeilijk een "losse pakking" te verwezenlijken. De blokken worden op het talud gestapeld en zoeken hetzij onmiddellijk, hetzij na de eerste stormen hun positie, m.a.w. de deklaag gaat zetten. Door het zetten van de deklaag vermindert de porositeit (stabiliteit daalt) doch verbetert de inhaking (stabiliteit stijgt). De elementen komen evenwel meer onder spanning te staan, waardoor breuk kan optreden (zie o.a. Magoon O.T. et al., 1983). Bovendien blijkt b.v. voor dolossen ook een hoge pakkingsdichtheid moeilijk te verwezenlijken, zelfs in labo (Gadre M.R. et al., 1986).

De SHED/COB blokken worden aaneensluitend geplaatst.

Als besluit kan men stellen dat het zetten van de deklaag bij HARO en SHED/COB duidelijk minder uitgesproken is dan bij tetrapode, dolos en accropode. De kubus is relatief weinig zettingsgevoelig als het plaatsingspatroon van de fig. H2.5 wordt gevolgd. Worden de kubussen echter willekeurig geplaatst dan

kunnen er ook aanzienlijke zettingen optreden.

f) Speciale voorzieningen

Hierbij verschilt het SHED/COB blok duidelijk van de andere blokken.

f.1. Vorbereiding van de filterlaag

De filterlaag bestaat in principe uit stortsteen gekarakteriseerd door $W/10$ ($W =$ blokgewicht deklaag) en duidelijk grover dan het kernmateriaal ($D_{15, \text{filterlaag}} < 5 D_{85, \text{kern}}$). De filterlaag heeft een dubbel doel :

- verhinderen dat de fijne stenen van het kernmateriaal o.i.v. de golven uit de kern worden gezogen en door de grote openingen tussen de deklaagelementen verdwijnen (dus verhinderen van inwendige erosie).
- beschermen van de dam tijdens de bouwfase. De filterlaag is meer weerstandbiedend tegen golfwerking dan het kernmateriaal. Bij matig ruw weer zal de filterlaag niet aangetast worden.

Bij het SHED/COB-blok moet het bovenvlak van de filterlaag zeer mooi uitgevlakt zijn. Dit vereist het gebruik van klein-kaliber-stortsteen. Dit is dus juist het tegenovergestelde van wat normaal gebeurt.

f.2. Vorbereiding van de teen van de dam

Dit slaat in feite op de steun van de deklaag. Bij alle blokken, op SHED/COB na, is het voldoende een steunberm in stortsteen te voorzien en deze zo goed en zo kwaad als het gaat te profileren : stortsteen van b.v. 3-6 t of grover kan onder water niet perfect worden geprofileerd. Steun nemend tegen de berm wordt de deklaag dan geplaatst.

De SHED/COB vereisen daarentegen een vaste rechte regel onderaan, anders kan het in het ontwerp van het blok "ingebakken" regelmatig plaatsingspatroon niet worden verwezenlijkt. Deze vaste steun is bovendien onder water nauwelijks te maken (fig. H2.8).

g) Kwetsbaarheid tijdens de uitvoering

Beide sub.f vermelde ingrepen (mooi uitvlakken van de filter met fijne stortsteen en het plaatsen van een vaste steun) maken dat bij gebruik van SHED/COB het werk zeer kwetsbaar is bij opkomend ruw weer.

Zonder van de intrinsieke waarde van het SHED/COB blok iets te willen afdoen, moeten wij vaststellen dat vooral de tewerkstelling van het blok grote problemen schept. Men heeft zeer kalm water nodig. Een ideale situatie is de volgende : de dam wordt in een afgesloten bekken gebouwd en naderhand wordt de tijdelijke dam opgeruimd zodat de blokken blootgesteld worden aan zeewerking.

Volgend citaat, genomen uit een publikatie waar de positieve punten van de SHED/COB sterk worden benadrukt, bevestigt het voorgaande : "*..... The biggest construction problem is the protection of the breakwater core before the armour units are placed*" (Wilkinson A.R. et al., 1983).

H6.2. Kwantitatieve vergelijking

Een kwantitatieve vergelijking is gemaakt voor een golfbreker van het type buitenhavendam te Zeebrugge. De doorsnede (fig. H6.2) is getekend met gegroefde kubussen als deklaag.

De ontwerpstorm wordt gekarakteriseerd door $H_s = 6,20$ m. Deze golfhoogte is bepaald door het ondiepe voorland; het betreft dus brekende golven.

De resultaten van de kwantitatieve vergelijking zijn samengebracht in tabel H6.3.

Criterium \ Deklaagelement	Gegroefde kubus (basis)	Tetrapode	Dolos	Accropode	HARO
a) Stabiliteitsfactor K_b	6,5	7	15,8	12	11
b) Taludhelling	1:1,5	1:1,5	1:1,67	1:1,33	1:1,5
c) Gewicht per blok (kN)	250	230	90	150	150
d) Volume per blok (m ³)	10,42	9,58	3,75	6,25	6,25
e) Aantal lagen	2	2	2	1	2
f) Dikte van de deklaag (m)	4,75	4,40	2,90	2,40	3,55
g) Porositeit (%)	45	50	53	40	52
h) Absolute porositeit (m ³ /m ³)	2,14 (100)	2,20 (103)	1,55 (72)	0,96 (45)	1,85 (86)
i) Aantal blokken N, per m ² talud	0,2539 (100)	0,2305 (91)	0,3661 (144)	0,2300 (91)	0,2720 (106)
j) Volume beton per m ² talud (m ³ /m ²)	2,61 (100)	2,21 (85)	1,37 (52)	1,44 (55)	1,70 (64)
k) Economische vergelijking					
k.1) Schouderbreedte (m)	3,82	3,65	2,90	3,96	3,50
k.2) Kruinpeil (Z)	+12,35	+11,70	+11,70	+12,70	+12,00
k.3) Kostprijs van de deklaag	100	89,7	73,8	75	69,8

Tabel H6.3. Kwantitatieve vergelijking tussen verschillende deklaagelementen

Meerdere criteria zijn beschouwd :

a) Stabiliteitsfactor K_b

Zie tabel H6.2.

b) Helling van het zeewaarts talud

Het meest aangewend talud is 1/1,5. Evenwel :

- voor dolos wordt aanbevolen het talud niet steiler te maken dan 1/1,67; sommige bronnen vermelden zelfs 1/2.
- Sogreah gebruikt de accropodes onder 1/1,33. Dit gaat uiteraard slechts op als de algemene grondmechanische stabiliteit verzekerd is. Zoniet dient om die reden het talud flauwer uitgevoerd. De voorkeur van Sogreah voor 1/1,33 is zuiver

economisch; het blok wordt daardoor meer concurrentieel. Deze zeer steile taluds staan wel in schril contrast met de taluds die zijn aangehouden bij de herstellingswerken in Sines, Tripoli, ... en met de algemene tendens om de zeer steile taluds te verlaten (zie ook hoofdstuk H1).

c) Gewicht W van de deklaagelementen

Dit is bepaald gebruik makend van de formule van Hudson waarin :

- volumieke massa beton $\rho_b = 2,4 \text{ t/m}^3$
- volumieke massa zeewater $\rho_w = 1,026 \text{ t/m}^3$

d) Volume V van de deklaagelementen

$$V = \frac{W}{\rho_b g} \quad (\text{m}^3) \quad (\text{H5.1})$$

e) Aantal lagen

Zoals door de ontwerpers van het blok wordt aanbevolen voor normale omstandigheden : dus dubbele deklaag voor kubus en HARO.

f) Dikte van de deklaag

- Voor kubus en HARO is uitgegaan van de veronderstelling dat de blokken geplaatst worden met het ondervlak op het talud. De dikte d van de dubbel-lagige deklaag wordt gegeven door :

$$d = n \cdot k_{\Delta} \cdot H \quad (\text{H5.2})$$

met :

n = aantal lagen

k_{Δ} = zgn. laagcoëfficiënt; uit metingen blijkt $k_{\Delta} = 1,075$

H = hoogte van het blok

- Voor dolos en tetrapode is de algemeen aanvaarde formule toegepast :

$$d = n \cdot k_{\Delta} \cdot \left(\frac{W}{\rho_b g} \right)^{1/3} \quad (\text{H5.3})$$

- De dikte van de enkellagige deklaag uit accropoden is bepaald volgens de richtlijnen van Sogreah.

g) Porositeit P (%)

Volgens de gegevens uit de Shore Protection Manual (1984) onderscheidt vooral de dolos zich door een zeer hoge porositeit, nl. $P = 56 \%$. Zoals hoger vermeld, beveelt Zwamborn een lagere P aan : bij voorkeur 51 à 52 %. Dit zou de stabiliteit ten goede komen doch het betonverbruik verhogen. Om de kwantitatieve vergelijking te kunnen doortrekken is $P = 53 \%$ gebruikt.

h) Absolute porositeit

Deze is uitgedrukt in m^3 holten per m^2 taludoppervlak en wordt gegeven door :

$$d \cdot l \cdot P/100 \quad (\text{m}^3/\text{m}^2) \quad (\text{H5.4})$$

i) Aantal elementen N_r per m^2 taludoppervlak

- Voor gegroefde kubus en HARO :

$N_r = n$: (oppervlakte ingenomen door een blok +
tussenruimte in dezelfde rij)

* kubus

$$N_r = n : (\text{zijde} \times (\text{zijde} + \Delta)) \quad (\text{H5.5})$$

met zijde = zijde basis kubus

Δ = tussenafstand in dezelfde rij

* HARO

$$N_r = n : (r \times \text{breedte} \times (\text{lengte} + \Delta))$$

met breedte = breedte ondervlak HARO

lengte = lengte ondervlak HARO

r = reductiefactor ten gevolge van
afschuiningen ($r = \pm 0,9$)

Δ = tussenafstand in dezelfde rij

- Voor dolos en tetrapode :

$$\frac{N_r}{A} = n \cdot k_{\Delta} \cdot \left(1 - \frac{P}{100}\right) \left(\frac{\rho_b g}{W}\right)^{2/3} \quad (\text{H5.7})$$

- Voor accropode : volgens de richtlijnen van
Sogreah.

j) Betonverbruik per m^2 taludoppervlakte

Dit is een belangrijke doch niet de enige maat voor de economische waarde van deklaagelementen. Niet het betonverbruik alleen is maatgevend voor de kostprijs : een m^3 beton is eenvoudiger en dus goedkoper te verwerken in een gegroefde kubus dan in b.v. een dolos.

k) Economische vergelijking

De economische vergelijking is uitgewerkt voor golfbrekerdoorsneden die zoveel als mogelijk technisch gelijkwaardig zijn.

Zoals fig. H6.2 toont is een open-kruin-golfbrekertype beschouwd : er is geen parapet-muur als golfscherm voorzien. Het gebruik van een parapet-muur laat toe de hoeveelheden materiaal (kernmateriaal en deklaagelementen) in aanzienlijke mate te verminderen. Toch is dergelijke doorsnede niet beschouwd omdat ze zeer kwetsbaar is. De grote schaden (Sines, Bilbao, Tripoli, ...) hebben zich quasi altijd voorgedaan op golfbrekers voorzien van een parapet-muur.

Het uiteindelijk volume ingenomen door de deklaag is bepaald door :

- peil van aanzet van de deklaag : voor alle blokken gelijk
- dikte van de laag : hiervoor reeds behandeld
- zgn. "schouderbreedte"
- kruinpeil

k.1. Schouderbreedte

Dit is de breedte van de berm aan de zeezijde van het zeewaarts kruinblok :

- voor blokken die op hun ondervlak geplaatst worden (kubus en HARO) is de schouderbreedte = $1,65 \times$ breedte van de basis van het blok
- voor dolos, tetrapode en accropode is de schouderbreedte = $1,65 \times$ laagdikte van een enkel-lagige deklaag met de karakteristieke blokmaat als minimum.

k.2. Kruinpeil

Het peil van de kruin van de dam volgt uit de ontwerpwaterstand verhoogd met een fractie van de ontwerp golfhoogte. De gehanteerde relatieve golfoploopcoëfficiënten zijn :

0,95 voor accropodes

0,90 voor gegroefde kubussen

0,85 voor HARO's

0,80 voor tetrapoden en dolossen

Deze waarden volgen uit het vergelijkend laboratoriumonderzoek, ondersteund door literatuurgegevens en zijn zo gekozen dat de overtopping voor de verschillende deklaagelementen quasi gelijk is.

k.3. Kostprijs van de deklaag

Als eenheidsprijzen (betonprijs per m³, aanmaken, vervoer, verwerken ...) zijn de prijzen geldig voor de werken te Zeebrugge gebruikt.

H6.3. Bespreking van de kwalitatieve en kwantitatieve vergelijkingen

Tabel H6.1 en de bijhorende commentaar geeft een synthese van de eigenschappen van de HARO geplaatst in een breder kader en vergeleken met thans veel gebruikte deklaagelementen : het voornaamste besluit is dat m.b.t. de aanmaak en verwerking de HARO volledig vergelijkbaar met de kubus, het meest eenvoudige blok.

Tabel H6.3 en de bijhorende commentaar plaatst de HARO kwantitatief naast de gegroefde kubus, de tetrapode, de dolos en de accropode.

- Met betrekking tot het benodigde betonvolume in de deklaag verbruikt vooral dolos en accropode, en in iets

mindere mate HARO, duidelijk minder beton dan gegroefde kubussen en tetrapoden. Dit komt door :

- . voor dolos : hoge stabiliteitsfactor K_0 (en dus een laag blokgewicht) en een hoge porositeit
- . voor accropode : de enkele laag
- . voor HARO : vrij hoge stabiliteitsfactor en hoge porositeit.

- Het aantal blokken in de deklaag is het kleinst voor de accropodes, door het feit dat ze in één laag worden gebruikt en alle andere blokken in twee lagen.
- Gegroefde kubussen en tetrapoden hebben de zwaarste kranen nodig, dus ook de breedste werfweg.
- De kostprijs van de deklaag varieert van 69,8 voor HARO, 73,8 voor dolos, 75 voor accropode, 89,7 voor tetrapode tot 100 voor gegroefde kubussen; er zijn dus duidelijk twee groepen : een eerste groep (HARO, dolos en accropode) die duidelijk goedkoper is dan de tweede groep (tetrapode en gegroefde kubus).

De kostprijsvergelijking is uitgewerkt met eenheidsprijzen geldig voor de werken te Zeebrugge, stel Westeuropese eenheidsprijzen, gekenmerkt door relatief lage betonprijs en relatief hoge manuurprijs. Indien de vergelijking zou gemaakt worden voor b.v. ontwikkelingslanden, vaak gekenmerkt door vrij hoge betonprijzen en lage manuurprijzen, dan zullen de cijfers enigszins wijzigen. De algemene tendens blijft echter behouden. Verder is de kostprijsvergelijking gemaakt voor een typedoorsnede zoals getoond op fig. H6.2. Een andere doorsnede zal andere cijfers op lijn k.3 geven. Doch ook in dit geval zal de algemene tendens bewaard blijven.

Volledigheidshalve dient vermeld dat voor de "dure groep" (tetrapode en kubus) de dikte van de deklaag duidelijk hoger is dan voor de andere groep. Als het zeewaarts

talud samenvalt, betekent dit minder verbruik van kernmateriaal. Dit is uitgewerkt voor de damdoorsnede van fig. H6.2. Het verbruik aan kernmateriaal is onderling vergeleken. Tabel H6.4 toont voor verschillende bloktypes het minverbruik t.o.v. de accropode d.i. het blok dat de dunste deklaag geeft.

	dikte deklaag (m)	dikte in min t.o.v. accropode (m)	volume kernmateriaal in min t.o.v. accropode (m ³)
gegroefde kubus	4,75	2,35	64,0
tetrapode	4,40	2,00	53,3
dolos	2,90	0,50	14,8
accropode	2,40	-	-
HARO	3,20	0,80	22,4

Tabel H6.4 Volume kernmateriaal in min t.o.v. accropode ten gevolge van het verschil in dikte van de deklaag

De volumes in min voor de eerste groep zijn dus niet te verwaarlozen : 53 à 64 m³ per strekkende meter dam; dit op een totaal van ca. 300 m³ (voor gegroefde kubus). Dit zal dus zijn weerslag hebben op de kostprijsvergelijking van de hele dam. Hierin gaat dan ook het verschil in kostprijs per m³ voor respectievelijk deklaag en kernmateriaal spelen : de deklaagelementen worden steeds ter plaatse gemaakt. Het kernmateriaal kan ter plaatse beschikbaar zijn (Antifer, Santander, ...) of vanop relatief grote afstand aangevoerd moeten worden (Zeebrugge uit Wallonië, Rotterdam uit Wallonië en Zweden ...).

Tabel H6.4 toont ook dat binnen de tweede groep met duidelijk goedkopere deklaag de dolos en HARO minder

kernmateriaal verbruiken dan de accropode. Hierdoor worden beide blokken nog meer concurrentieel t.o.v. de accropode dan lijn k.3 van Tabel H6.3 toont.

Opmerking

Tabel H6.4 geeft enkel het verbruik in min aan kernmateriaal, te wijten aan een grotere deklaagdikte.

- Betrokken op de hele damdoorsnede is er ook een :
- min- respectievelijk meerverbruik bij sterkere respectievelijk flauwere helling
 - min- respectievelijk meerverbruik bij gunstiger respectievelijk ongunstiger golfploopkarakteristieken

HOOFDSTUK H7

BESLUITEN

In dit hoofdstuk is een samenvattend overzicht van de besluiten van het tweede deel van dit doctoraatswerk gegeven. Tevens zullen we aangeven op welke domeinen voortgezet onderzoek wenselijk is.

H7.1. Besluiten

1. De HARO is een nieuw deklaagelement uit ongewapend beton dat een aantal nadelen, aangetroffen bij andere vormen, niet heeft. Omwille van het breken van ongewapende slanke elementen gaat men ofwel deze slanke elementen wapenen ofwel massaal terugkeren naar massieve blokken, vnl. naar de gegroefde kubus. Wapenen van deklaagelementen geeft problemen in verband met corrosie in marien milieu terwijl bij grote massieve blokken de scheurvorming ten gevolge van thermische spanningen een reëel probleem is.
2. De HARO is ontwikkeld met volgende doelstellingen voor ogen :
 - het blok moet structureel zeer sterk zijn
 - in de deklaag verwerkt moet een grote porositeit bereikt worden.

Door zijn specifieke vorm is aan deze doelstellingen voldaan :

 - door zijn typische compacte vorm (fig. H2.1) is het blok goed bestand tegen stoten, wringing, Door de grote centrale opening is de kans op scheurvorming ten gevolge van thermische spanningen quasi nihil
 - de grote centrale opening en de verbredingen aan de korte zijde zorgen voor een "ingebouwde" porositeit:

ook als de blokken volledig aaneensluitend worden geplaatst heeft de deklaag nog een porositeit van 35%

- de hydraulische stabiliteit van de HARO werd in drie proevenprogramma's onderzocht (cfr. hoofdstuk H3 en H4), waaruit blijkt dat de stabiliteit van de HARO vergelijkbaar is met die van de dolos en duidelijk beter is dan die van de gegroefde kubus en tetrapode. Voor niet brekende golven en voor het strekkend profiel van een golfbreker wordt een $K_D = 15$ à 20 voorgesteld.

Met de resultaten van het hydraulisch onderzoek voor ogen lijken deze waarden conservatief. Het zou m.i. echter weinig geloofwaardig, eigenwijs en aanmatigend overkomen in het huidige "post-groteschade-decennium" een K_D aan te bevelen die voor grote blokken een veelvoud zou zijn van de K_D aanbevolen voor dolos (tabel H4.12).

Bovendien zou men er het blok geen dienst mee bewijzen door onoverwogen risico's te nemen : zoals blijkt uit de kwalitatieve en kwantitatieve vergelijking van de HARO met andere bloktypes (zie hoofdstuk H6) bezit het blok voldoende intrinsieke kwaliteiten, zonder dat m.b.t. het meest essentiële nl. de hydraulische stabiliteit, onnodige risico's worden genomen.

3. Golfoploop en golfweerkaatsing :

De golfoploop op een talud beschermd met HARO's is gemiddeld :

- 5 %, resp. 15 %, lager dan bij een talud bekleed met gegroefde kubussen, resp. stortsteen
- 10 % hoger dan bij een talud bekleed met dolossen of tetrapoden.

De reflectiecoëfficiënten van een talud beschermd met HARO's zijn gemiddeld :

- 6 % lager dan van een talud bekleed met gegroefde kubussen
- 4 % hoger dan van een talud beschermd met dolossen
- 10 % hoger dan van een talud met tetrapodes.

4. Uit een statische drukproef, een impactproef en slingerproeven op 150 kN HARO's blijkt dat bij plaatsing volgens het ontwerpplaatsingspatroon breuk in feite uitgesloten is. Zelfs bij accidentele impact is de kans op breuk klein : een bewegend blok moet een blok in rust raken op zijn zwakste plek en de slingerafstand moet ca. 4,00 m bedragen.

5. De kwalitatieve en kwantitatieve vergelijking met andere deklaagelementen leidt tot volgende conclusies :

- De structurele sterkte en de operationele karakteristieken (beton gieten en ontkisten) van de HARO zijn vergelijkbaar met de massieve kubusvormige blokken.
- Voorbereiding van de teen en de filterlaag van de golfbreker enerzijds en het plaatsen van de elementen op het talud anderzijds zijn vergelijkbaar voor kubus, tetrapode, dolos, accropode en HARO. De SHED/COB eist speciale voorzorgen en is slechts beperkt bruikbaar voor tewerkstelling in open zee.
- Qua kostprijs, op basis van - stel Westeuropese - eenheidsprijzen, is de HARO vergelijkbaar met (zelfs iets meer economisch dan) dolos en accropode en duidelijk meer economisch dan de gegroefde kubus en de tetrapode. Naast de gunstige plaats in de kostprijsvergelijking (lijn k.3 - tabel H6.3) :
 - . is de HARO duidelijk minder breekbaar dan de dolos
 - . is de HARO in twee lagen beschouwd en de accropode in één laag. Dit betekent een grotere veiligheid en minverbruik in kernmateriaal (tabel H6.4).

H7.2. Suggesties voor voortgezet onderzoek

Tot op heden is een zeer uitgebreid hydraulisch onderzoek vnl. van de hydraulische stabiliteit van de HARO verricht. Verder is een beperkt aantal proeven in verband met de structurele sterkte van het blok uitgevoerd. Op beide domeinen is verder onderzoek gewenst.

H7.2.1. ONDERZOEK VAN DE STABILITEIT

In verband met de stabiliteit zijn er nog onduidelijkheden i.v.m. de invloed van de helling van het talud, van de volumieke massa van de deklaagelementen en van het golfklimaat.

A. De helling van het talud

De meeste testen zijn uitgevoerd voor een talud met helling 1/1,5. In het vergelijkend onderzoek zijn ook proeven met een talud onder 1/2 verricht. Beide hellingen zijn in de praktijk meest gebruikt. Dit beperkt aantal proeven toonde dat de HARO net als de dolos, stabiel is voor een helling 1/1,5 (zie par. H4.6.3). Dit is in tegenspraak met alle theoretische benaderingen. Ook andere onderzoekers hebben voor dolos dit fenomeen vastgesteld zonder er voorlopig een verklaring, respectievelijk oplossing voor te vinden. Stabiliteitsproeven met hellingen 1/1; 1/1,5; 1/2 en 1/3 kunnen verduidelijkingen brengen.

B. Invloed van de volumieke massa van het deklaagelement

De literatuur toont het belang van de volumieke massa op de deklaagstabiliteit. Zoals o.m. door Zwamborn J.A. et al. (1982) gevonden kan de invloed van de volumieke massa van beton ρ_b duidelijk anders zijn dan de formule van Hudson aangeeft (zie par. H4.6.4.1). Een normale waarde is $\rho_b = 2,30$ à $2,40$ t/m³. Dit vereist steenslag of grind met een volumieke massa van de korrels $\rho_k = 2,65$ t/m³. Indien deze granulaten ter plaatse niet beschikbaar zijn

kan ρ_b duidelijk verschillen van de normale waarde. De laagste aanvaardbare waarde voor betonfabricatie, van ρ_k van steenslag of grind is $\rho_k = 2,2 \text{ t/m}^3$. Anderzijds vinden we zelden natuurlijke granulaten met ρ_k groter dan $3,00 \text{ t/m}^3$. Dit leidt tot volumieke massa's voor beton variërend tussen $2,14$ en $2,53 \text{ t/m}^3$.

Uitzonderlijk is het, om hydraulische redenen, economisch verantwoord een deel van het grind te vervangen door zware aggregaten : b.v. bazalt, hematiet, loodslakken en zelfs ijzerknipsels. Zodoende kan $\rho_b = 2,65 \text{ t/m}^3$ bereikt worden.

Teneinde meer zicht te krijgen op de invloed van de volumieke masse ρ_b op de hydraulische stabiliteit, is het aangewezen stabiliteitsproeven uit te voeren met modelblokjes met ρ_b overeenkomstig $\rho_{b,werf} = 2,14$ à $2,65 \text{ t/m}^3$.

C. Invloed van het golfklimaat

De stabiliteitsproeven zijn uitgevoerd met de dam onderworpen aan golftreinen maar vooral aan golfspectra. Het algemeen aanvaarde Pierson-Moskovitch spectrum is gebruikt. Maar afhankelijk van de plaats waar de golfbreker, strandmuur, ... wordt gebouwd, zal het golfspectrum variëren : b.v. Jonswap spectrum of elk willekeurig ter plaatse opgemeten spectrum.

H7.2.2. VERDER ONDERZOEK VAN DE STRUCTURELE STERKTE

Zoals herhaaldelijk benadrukt werd, is de structurele sterkte van een deklaagelement zeer belangrijk. Drie typen proeven zijn uitgevoerd : statische drukproef, impactproef en slingerproef. De statische drukproef is bedoeld om een algemeen inzicht te verkrijgen terwijl de impactproef en slingerproef situaties in natuur simuleren. De impactproef is uitgevoerd met toenemende valhoogte. Proeven met beperkte valhoogte doch met een

impactfrequentie gelijk aan de golffrequentie zouden nuttige bijkomende informatie leveren.

De uitgevoerde proeven geven zeker een goede aanduiding doch laten niet toe zich een idee te vormen omtrent de eventuele spreiding. Conform de gebruiken in de betonwereld is het wenselijk elke proef minimaal drie maal uit te voeren.

Globaal beschouwd kan men echter stellen dat de diverse proefopstellingen de werkelijke belastingssituaties goed simuleren. Alleen het aantal proeven was beperkt.

LITERATUURVERWIJZING

- Agema J.F. (1984) : *Beton als golfbreker*. Cement 36, 1984, nr. 1, pp. 50-56
- Ahrens J.P. (1977) : *Prediction of irregular wave run-up*. CETA 77-2, July 1977
- Allsop N.W. and Neal A.M. (1980) : *Rubble mound breakwaters*. The Dock & Harbour Authority, April 1980, pp. 408-410
- Almeida M.S.S., Davies M.C.R. en Parry R.H.G. (1985) : *Centrifuge tests of embankments on strengthened and unstrengthened clay foundations*. Géotechnique 35, n° 4, pp. 425-441
- Baird W.F. (1979) : *State-of-the-art of rubble mound breakwater design*. Failure of the breakwater at port Sines, Portugal, prepared by port Sines investigation panel pp. 242-249
- Barber P.C. en Lloyd T.C. (1984) : *The "Diode" wave dissipation block*. Proc. Institution of Civil Engineers, Part 1, Nov. 1984, 76, pp. 847-870
- Barends F.B.J. (1978) : *Advanced methods in groundwater flow computation*. Delft Soil Mechanics Laboratory, The Netherlands, 1978, 150 pp.
- Barends F.B.J. (1979) : *The compressibility of air-water mixtures in porous media*. Delft Soil Mechanics Laboratory, L.G.M. Mededelingen nr. 20(2), 1979

- Barends F.B.J., Van Der Kogel H., Uijtewaald F.J. en Hagenaar J. (1983) : *West Breakwater Sines : Dynamic geotechnical stability of breakwaters*. Proc. Conf. on Coastal Structures, Arlington, 1983, pp. 31-44
- Barends F.B.J. (1985) : *Geotechnical aspects of rubble mound breakwaters*. Proc. of the Conf. on Breakwaters, Institution of Civil Engineers, London, October 1985, pp. 155-174
- Barton N. en Kjaernsli B. (1981) : *Shear strength of Rockfill*. Journal of A.S.C.E. Geotechnical engineering Division, July 1981, pp. 873-891
- Battjes J.A. (1966) : *Model laws for coastal engineering studies*. Tidal inlets and littoral drift, P. Bruun, 1966, pp. 180-193
- Battjes J.A. (1971) : *Run-up distributions of waves breaking on slopes*. Journal of the waterways, harbors and coastal engineering division, Proc. A.S.C.E., Febr. 1971, pp. 91-114
- Battjes J.A. (1974) : *Wave run-up and overtopping*. Technische adviescommissie voor waterkeringen, Den Haag, 1974
- Battjes J.A. (1974) : *Computation of set-up, longshore currents, run-up and overtopping due to wind-generated waves*, 1974, pp. 136-161
- Becker E. (1972) : *Strength and deformation characteristics of rockfill materials under plane strain conditions*. Part of Ph.D. thesis, presented to the University of California, at Berkeley, California, 1972

- Bennett R.H. (1977) : *Pore water pressure measurements : Mississippi Delta submarine sediments*. Marine geotechnology, Vol. 2, Marine slope stability, 1977, pp. 177-189
- Bennett R.H. en Faris J.R. (1979) : *Ambient and dynamic pore pressures in fine-grained submarine sediments : Mississippi Delta*. Applied ocean research 1979, Vol. 1, n° 3, pp. 115-123
- Bishop A.W. (1955) : *The use of the slip circle in the stability analysis of slopes*. Geotechnique 1955, Vol. 5, pp. 7-17
- Bonnefille R. (1976) : *Cours d'hydraulique maritime*. Collection de l'Ecole Nationale Supérieure de Techniques Avancées, Masson, 1976, 159 pp.
- Brandl H. (1974) : *Äquivalenzbeiwerte zur Oberbaudimensionierung von Strassen*. Strassen und Tiefbau 28, nr 12, pp. 8-12
- Brandtzaeg A. (1962) : *A simple mathematical model of wave motion on a rubble mound breakwater slope*. Coastal Engineering, chapter 26, 1962, pp. 444-468
- Brandtzaeg A. en Törum A. (1966) : *A simple mathematical model of wave motion on a rubble mound breakwater front*. Coastal Engineering, chapter 57, 1966, pp. 977-989
- Brandtzaeg A, Törum A. en Östby O.R. (1968) : *Velocities in downrush on rubble mound breakwaters*. Proc. 11th I.C.C.E., 1968, pp. 815-832

- Brorsen M., Burcharth H.F. en Larsen T. (1974) : *Stability of dolos slopes*. Proc. 14th I.C.C.E., 1974, pp. 1691-1701
- Brown C.T. (1978) : *Blanket theory and low cost revetments*. Proc. 16th I.C.C.E., Hamburg 1978, 4 pp
- Brown C.T. (1978) : *Seabees - a third generation armour unit*. 7de Intern. Havencongres Antwerpen, mei 1978, pp. 2.10/1 - 2.10/7
- Bruun P. (1970) : *Discussion to "Damage function of rubble mound breakwaters"*. Proc. Am. Soc. Civ. Eng., Journal of Waterways and Harbors Division, Vol. 96, WW2, May 1970
- Bruun P. en Johannesson P. (1974) : *A critical review of hydraulics of rubble mound structures*. Division of Port and Ocean Eng., Univ. of Trondheim Publ., Inst. Rep. R3-1974
- Bruun P., Axe F. en Johannesson P. (1976) : *Parameters affecting stability of rubble mounds*. Journal of the waterways, harbors and coastal engineering division, WW2, pp. 141-164
- Bruun P. en Günbak A.R. (1977) : *Stability of sloping structures in relation to $\xi = \text{tg } \alpha / \sqrt{H_o/L_o}$* -Risk criteria in design. Coastal Engineering, 1977, pp. 287-322
- Bruun P. (1979) : *Common reasons for damage or breakdown of mound breakwaters*. Coastal Engineering, 2, 1979, pp. 261-273

- Bruun P. en Kjelstrup S. (1981) : *Practical views on the design and construction of mound breakwaters*. Coastal Engineering, 5, pp. 171-192
- Burcharth H.F. (1981a) : *A design method for impact loaded slender armour units*. Laboratoriet for Hydraulik og Havnebygning, Bulletin n° 18, University of Aalborg, 1981
- Burcharth H.F. (1981b) : *Full-scale dynamic testing of dolosse to destruction*. Coastal engineering, Vol. 4, 1981
- Burcharth H.F. (1983) : *Material, structural design of armour units*. Proc. of Seminar on rubble mound breakwaters, Stockholm, 1983, pp. 87-100
- Burcharth H.F. (1987) : *The lessons from recent breakwater failures. Developments in breakwater design*. World Federation of Engineering Organizations Technical Congress, Vancouver, May 1987, 26 pp.
- Burger W., Oumeraci H. en Partenscky H.W. (1988) : *Geohydraulic investigations of rubble mound breakwaters*. Proc. 21st I.C.C.E., Malaga 1988, pp. 2242-2256
- Burger W.W., Oumeraci H. en Partenscky H.W. (1990) : *Stresses in tetrapods : results of large scale model tests*. Book of abstracts, 22nd I.C.C.E., Delft 1990, pp. 513-514
- Carpentier R. (1972-1973) : *Het centrifugaal beproeven van modellen in de gro ndmechanica*. Tijdschrift der Openbare werken nr. 2, pp. 1-24

- Carpentier R., De Wolf P., Van Damme L., De Rouck J. en Bernard A. (1985) : *Compaction by blasting in offshore harbour construction*. Proc. 11th I.C.S.M.F.E., San Francisco, August 1985, pp. 1687-1692
- Castro G. (1979) : *Report on dynamic analysis of La Fortuna dam*. Geotechnical Engineers Inc., 1979
- Charles J.A. en Watts K.S. (1980) : *The influence of confining pressure on the shear strength of compacted rockfill*. Géotechnique 30, 1980, n° 4, pp. 353-367
- Charles J.A. en Soares M.M. (1984) : *Stability of compacted rockfill slopes*. Géotechnique 34, n° 1, 1984, pp. 61-70
- Chevallier A. (1983) : *Le bloc ACCROPODE, nouveau bloc artificiel pour la protection des brise-lames*. Prix de l'innovation 1983, Travaux, supplément janvier 1984, pp. 9-18
- Chew S.Y. en Wei J. (1980) : *Major reclamation scheme for Marina city, Singapore*. Proc. 17th I.C.C.E., Sydney, 1980, pp. 2245-2260
- Clifford J.E. (1983) : *Theme paper : The design process*. Proc. of the Conf. on Breakwaters, design and construction, Institution of Civil Engineers, London, May 1983, pp. 53-64
- Dai Y.B. en Kamel A.M. (1969) : *Scale effect tests for rubble mound breakwaters*. Research Report H-69-2, 1969, W.E.S., C.E.R.C., Vicksburg

- Davidson D.D. en Magoon O.T. (1989) : *Stresses in concrete armour units*. Seminar at W.E.S., C.E.R.C. Vicksburg, Nov. 1989, 421 pp.
- De Beer E.E. (1959) : *Grondmechanica, Deel IV, Algemene Theorieën van het glijdingsevenwicht - Evenwichtsproblemen van taluds*. N.V. Standaard Boekhandel, 1959
- De Beer E.E. (1965) : *Influence of the mean normal stress on the shearing strength of sand*. 5 pp.
- De Beer E.E. (1981) : *Vervormingen veroorzaakt door bovengrondse werken (grote uitgravingen, ophogingen, bemalingen, belasting van het terrein)*. Verslagen Nationaal Colloquium B.C.I.G., Gent, oktober 1981, pp. 129-172
- De Mello V.F.B. (1977) : *Reflections on design decisions of practical significance to embankment dams*. 17th Rankine lecture, Géotechnique 27, n° 3, 1977, pp. 281-354
- De Rouck J. (1973) : *Een computerprogramma voor de berekening van het evenwicht van taluds*. Intern Rapport van het Rijksinstituut voor Grondmechanica, 1973, 145 pp.
- De Rouck J. (1982) : *Grondvervangingen nieuwe buitenhaven te Zeebrugge. Enige ervaringen*. Amici et Alumni. Em. Prof.Dr.ir. E.E. De Beer, 1982, pp. 113-130
- De Wolf P., Allaert J., De Rouck J. (1980) : *Zeebrugge-avant-port : problèmes posés par le compactage des terrains de fondations de digues en mer*. Proc. Conférence Internationale concernant le compactage, Paris, 1980, 6 pp.

- De Wolf P., Carpentier R., Verdonck W., Boullart L., De Rouck J., de Saint Aubain T. en De Voghel J. (1983) : *In situ pore water pressure measurements for the construction of the breakwaters of the new outer harbour at Zeebrugge*. Havencongres, Antwerpen, 1983, 13pp.
- De Wolf P., Carpentier R., Allaert J. en De Rouck J. (1983) : *Ground improvement for the construction of the new outer harbour at Zeebrugge, Belgium*. Proc. 8th E.C.S.M.F.E., Helsinki, May 1983, pp. 827-832
- Den Boer K. (1985) : *Damage to armour units : Model technique*. Journal of Waterway, Port, Coastal and Ocean Engineering, A.S.C.E., 1985, pp. 817-827
- Dibiagio E. (1975) : *Field instrumentation - a geotechnical tool - state-of-the-art-report*. First Baltic conference on soil mechanics and foundation Engineering, Gdansk, 1975
- Doublet L. (1981) : *L'accropode, nouveau bloc artificiel pour travaux maritimes*. Navires, Ports et Chantiers, avril 1981, pp. 277-279
- Engelund F. (1953) : *On the laminar and turbulent flows of ground water through homogeneous sand*. Trans. Danish Acad. Tech. Sci., 1953, 3(4)
- Fellenius W. (1936) : *Calculation of the stability of earth dams*. Proc. of the 2nd congress on Large Dams, 1936, Vol. 4, pp. 445-463
- Feuillet J., Coeffé Y., Bernier J. en Chaloin B. (1987) : *Le dimensionnement des digues à talus*. Editions Eyrolles, 1987, 172 pp.

- Fischer J.A. en Lu B.T.D. (1975) : *Evaluation of offshore breakwater stability under wave action*. Offshore Technology Conference, 1975, O.T.C. 2394, pp. 577-589
- Gadre M.R., Poonawala I.Z. en Kudale M.D. (1986) : *Effect of packing density of dolosse on stability of armour layer*. Proc. of the 3th Indian Conference on Ocean Engineering, Bombay, Dec. 1986, pp. B175-B183
- Galvin C.J., Jr. (1968) : *Breaker type classification on three laboratory beaches*. Journal of geophysical research, Vol. 73, n° 12, 1968, pp. 3651-3659
- George P. en Wood D. (1976) : *Offshore soil mechanics*. Published bij Cambridge University Engineering Departement and Lloyd's Register of Shipping, September 1976, 458 pp.
- Geuze E.C.W.A. en Abbott M.B. (1961) : *Ground water movement in a sand dyke subject to tidal influence*. Proc. of the 5th I.C.S.M.F.E., 1961, pp. 117-122
- Goda Y. en Abe (1968) : *Apparent coefficient of partial reflexion of finite amplitude waves*. Port and Harbour Research Institute, Yokosuka, Japan, 1968
- Goda Y. en Suzuki (1976) : *Estimation of incident and reflected waves in random wave experiments*. Proc. 15th I.C.C.E., 1976
- Goda Y. (1985) : *Random seas and design of maritime structures*. University of Tokyo Press, 1985, 320 pp.
- Grabowski Z. en Pisarczyk S. (1975) : *The tests in large-size apparatus on coarse grained soils*. pp. 421-429

- Grace R.A. (1970) : *How to measure waves. Ocean Industries, 9(2), Feb.1970, pp. 65-69*
- Grace R.A. (1976) : *Near bottom water motion under ocean waves. Proc. 15th I.C.C.E., Honolulu, pp. 2371-2386*
- Grace R.A. (1978) : *Surface wave heights from pressure records. Coastal Engineering 2, 1978, pp. 55-67*
- Greslou L. en Montaz J.P. (1964) : *Pressure measurements on an embankment breakwater - Pressure caused by waves on a sloping surface. 1964, pp. 87-116*
- Gudehus G. (1974) : *Annexe au rapport 6632/b - 73/17 de I.G.E. Proces-verbal relatif aux résultats des essais géotechniques effectués sur des enrochements dont l'utilisation est prévue pour la construction du barrage de l'Eau d'Heure, avril 1974*
- Günbak A.R. (1976) : *The stability of rubble mound breakwaters in relation to wave breaking and run-down characteristics and to the $\xi \cong tg \alpha \cdot T / \sqrt{H}$ number. Thesis submitted to the University of Trondheim. The Norwegian Institute of Technology, Division of Port and Harbour Engineering. In partial fulfillment of the requirements for the Doctor of Engineering Degree, June 1976, 230 pp.*
- Günbak A.R. en Bruun P. (1979) : *Wave mechanics principles on the design of rubble-mound breakwaters. Port and Ocean Engineering under Arctic Conditions. 1979, pp. 1301-1318*
- Hakimi A., Diouri A. and Kaissoun M. (1984) : *Contribution empirique à l'étude de la propagation de la houle à l'intérieur des digues. La houille blanche, n° 5*

- Hakkeling B. (1971) : *New technique used in Scheveningen breakwater construction. The Dock & Harbour Authority, July 1971, pp. 104-107*
- Hanna T.H. (1973) : *Foundation instrumentation. Trans Tech Publications, Clausthal, 1973*
- Hannoura A.A. en Mc Corquodale J.A. (1985) : *Rubble mounds : numerical modelling of wave motion. Proc. A.S.C.E., Journal of the Waterway, Port, Coastal and Ocean Engineering Division, Vol. 111, n° 5, Sept. 1985*
- Hansen en Svenson (1974) : *Laboratory generation of waves of constant form. Proc. 14th I.C.C.E., 1974*
- Harlow E.H., (1980) : *Large rubble mound breakwater failures. Journal of the Waterway, Port, Coastal and Ocean Division, A.S.C.E., Vol. 106, n° WW2, May 1980, pp. 275-278*
- Hedges T.S. (1983) : *The core and underlayers of a rubble mound structure. Proc. of the Conf. on Breakwaters, Institution of Civil Engineers, London, May 1983, pp. 99-106*
- Herzog M.A.M. (1986) : *Safe rubble mound breakwaters. Proc. Institution of Civil Engineers, Part 1, Oct. 1986, pp. 1385-1399*
- Heydra G. en Den Boer K. (1984) : *Rubble mound breakwaters in the Mediterranean. Proc. Symposium on maritime structures in the Mediterranean Sea, Athens, 1984, pp. 2.23-2.32*

- Hirst T.J. en Richards A.F. (1977) : *In situ pore-pressure measurements in Mississippi Delta front sediments*. Marine geotechnology, Vol. 2, Marine Slope Stability, 1977, pp. 191-204
- Holtzhausen A.H. en Zwamborn J.A. (1990) : *Stability of dolosse with different waist thicknesses*. Book of Abstracts, 22nd I.C.C.E., Delft, 1990, pp. 125-126
- Horde W.C. en Reinhardt H.W. (1986) : *Temperatuur en spanningen in tetrapods tijdens de verharding*. Cement 1986, nr. 12, pp. 49-52
- Hudson R. (1958) : *Design of quarry-stone cover layers for rubble mound breakwaters*. W.E.S. Research Report 2-2, Vicksburg, 1958
- Hudson R.Y. (1959) : *Laboratory investigation of R.M. breakwaters*. Journal of the waterways and harbors division, A.S.C.E., 1959, pp. 93-121
- Hudson R.Y. (1974) : *Concrete armour units for protection against wave attack*. Report of ad hoc committee on artificial armour units for coastal structures, W.E.S., Vicksburg, 1974, 39 pp.
- Hudson R.Y. en Davidson D.D. (1975) : *Reliability of rubble mound breakwater stability models*. Proc. of the Symposium on Modelling Techniques, San Francisco, 1975, pp. 1603-1622
- Hunt I.A. (1959) : *Design of seawalls and breakwaters*. Proc. Am. Soc. Civ. Eng., Journal of Waterways and Harbors Division, Vol. 85, WW3, Sept. 1959

- Ippen A.T. (1966) : *Estuary and coastline hydrodynamics*. Mc Graw-Hill, New York, 1966
- Iribarren R.C. en Nogales C. (1949) : *Protection des ports*. Section II, Comm. 4, 17th Int. Nav. Congress, Lisbon, 1949, pp. 31-80
- Iribarren R.C. (1965) : *Formule pour le calcul des digues en enrochements naturels ou artificiels*. 21st Int. Navig. Congress, sect. II-1, Stockholm 1965
- Isaacson M. (1976) : *The second approximation to mass transport in cnoidal waves*. Journal of fluid mechanics 78, 1976, pp. 445-457
- Jackson R.A. (1968) : *Limiting heights of breaking and nonbreaking waves on rubble mound breakwaters*. Technical report H-68-3, W.E.S., Vicksburg, 1968
- Janbu N. (1954) : *Application of composite slip surfaces for stability analysis*. Proc. Europ. Conf. on Stability of Slopes, Stockholm, 1954, Discussion, Vol. 3, pp. 43-49
- Janbu N. (1954) : *Earth pressure and bearing capacity by generalized procedure of slices*. Proc. 4th Int. Conf. Soil Mech. and Found. Eng., 1954, Vol. 22, pp. 207-212
- Janssen J.C.M. (1986) : *Numerieke bepaling van temperatuurvelden met behulp van DIANA*. Cement nr. 6, 1986, pp. 52-55
- Jensen O.J. en Klitting P. (1983) : *Evaluation of scale effects in hydraulic models by analysis of laminar and turbulent flows*. Coastal Engineering 7, 1983, pp. 319-329

- Jensen O.J. (1984) : *A monograph on rubble mound breakwaters*. Published bij Danish Hydraulic Institute, November 1984 209 pp.
- Johannesson P. en Bruun P. (1972) : *Hydraulic performance of rubble mound breakwaters. Reasons for failure*. Proc. Port and ocean engineering under arctic conditions, 1972, pp. 326-359
- Kakuris P.A. (1980) : *Precast concrete controls currents and waves*. Modern concrete, Febr. 1980, pp. 36-39
- Kezdi A. (1974) : *Handbook of soil mechanics. Soil physics*. Elsevier Amsterdam-London-New York, 1974, 287 pp.
- Kezdi A. (1980) : *Handbook of soil mechanics, part 2 soil testing*. Elsevier, Amsterdam - Oxford - New York, 1980
- Kobayashi M., Terashi M. en Tokahashi K. (1987) : *Bearing capacity of a rubble mound supporting a gravity structure*. Report of the port and harbour research institute, Vol. 26, n° 5, Dec. 1987, pp. 215-252
- Koutitas C. (1982) : *A numerical model for rubble mound breakwaters stability*. Proc. Seminar on Maritime Engineering, Brugge, 1982
- Laforce E. (1988) : *Uitvoeren van reflexieproeven*. Interne nota Waterbouwkundig Laboratorium Borgerhout, 1988
- Laitone E.V. (1960) : *The second approximation to cnoidal and solitary waves*. Journal of fluid mechanics, 9, 1960, pp. 430-444

- Lama R.D. en Gonano L.P. (1976) : *Size-effect considerations in the assessment of mechanical properties of rockmasses*. Proc. symposium on rock mechanics, India, 1976
- Lambe T.W. en Whitman R.V. (1979) : *Soil Mechanics, SI Version*. Massachusettes Institute of Technologie, John Wiley & sons, 1979, 553 pp.
- Larras J. (1968) : *Hydraulique Maritime*. Université de Toulouse, Ecole Nationale Supérieure d'Electronique, d'Informatique et d'Hydraulique, 1968, 155 pp.
- Le Méhauté B. (1957) : *Perméabilité des digues en enrochements aux ondes de gravité périodiques*. Houille Blanche, 6, 1957, pp. 903-919
- Leps T.M. (1970) : *Review of shearing strength of rockfill*. Journal of the soil mechanics and foundation division, A.S.C.E., Vol. 96, n° SM4, Proc. Paper 7394, July 1970, pp. 1159-1170
- Leps T.M. (1986) : *Rockfill dam design and analysis*. Advanced dam engineering for design, construction, and rehabilitation, Van Nostrand Reinhold, New York, 1986, pp. 368-387
- Lin W.M., Rau C. en Su R.L. (1986) : *The structural responses of dolos armour units under the dynamic loading*. 20th I.C.C.E., Taipei, 1986, pp. 2065-2078
- Lindo M.H. en Stive R.J.H. (1985) : *Reconstruction of main breakwater in Tripoli Harbour, Libya*. Dredging and Port Construction, February 1985, pp. 19-27

- Liu P.L.F. (1973) : *Damping of water waves over porous bed*. Journal of the Hydraulics Division, A.S.C.E., December 1973, pp. 2263-2271
- Londe P. (1982) : *Concepts and instruments for improved monitoring*. Journal of the geotechnical engineering division A.S.C.E., Vol. 108, n° GT6, June 1982
- Longuet-Higgins (1952) : *On the statistical distribution of the heights of sea waves*. Journal of marine research, Vol. 11, n° 3, 1952
- Madsen O.S. (1978) : *Wave induced pore pressures and effective stresses in a porous bed*. Geotechnique 28, n° 4, 1978, pp. 377-393
- Maeno Y.H. (1988) : *Effects of energy loss near bed surface on wave-induced pore pressure in sand layer*. 21st I.C.C.E., Malaga, 1988, pp. 1842-1856
- Magoon O.T., Calvarese V. en Clarke D. (1984) : *Monitoring of rubble mound structures*. Proc. of Conf. organized by the Institution of Civil Engineers, London, May 1983, pp. 167-175
- Mansard E.P.D. en Funke E.R. (1980) : *The measurement of incident and reflected spectra using a least square method*. Proc. 17th I.C.C.E., Sydney, 1980
- Maquet J.F. (1981) : *Evolution dans la construction des carapaces de digues et de brise-lames*. Navires, Ports et Chantiers, avril 1981, pp. 267-270
- Marachi N.D., Chan C.K., Seed H.B. en Duncan J.M. (1969) : *Strength and deformation characteristics of rockfill materials*, 1969

- Marachi N.D., Chan C.K. en Seed H.B. (1972) : *Evaluation of properties of rockfill materials*. Journal of the soil mechanics and foundations division, A.S.C.E., Vol. 98, n° SM1, Proc. Paper 8672, Jan. 1972, pp. 95-114
- Marchal J. (1979) : *Au sujet des théories relatives aux mouvements ondulatoires de la mer et de leurs applications*. Thèse déposé en vue de l'obtention du grade d'agrégé de l'enseignement supérieur, 1979
- Markle D.G. en Davidson D.D. (1984) : *Breakage of concrete armour units; survey of existing corps structures*. Miscellaneous paper, C.E.R.C.-48-2, W.E.S., Vicksburg, 1984, 46 pp.
- Marsal R.J. (1973) : *Mechanical properties of rockfill*. Embankment-Dam Engineering. Casagrande Volume, R.C. Hirshfeld and S.J. Poulos, eds, John Wiley and Sons, Inc. New York, N.Y., 1973, pp. 109-200
- Marsal S.R. en Kaczmarck L. (1988) : *Pore pressure induced by wind waves in sand bed*. 21st I.C.C.E., Malaga, 1988, pp. 1011-1019
- Merrifield E.M. en Zwamborn J.A. (1966) : *The economic value of a new breakwater armour unit "Dolos"*. Proc. 10th I.C.C.E., Tokyo, 1966, pp. 885-912
- Mettam J.D. (1976) : *Design of main breakwater at Sines harbour*. Proc. 15th I.C.C.E., 1976, pp. 2499-2518
- Morgenstern N.R. en Price V.E. (1965) : *The analysis of the stability of general slip surfaces*. Géotechnique 1965, Vol. 15, pp. 79-93

- Moshagen H. en Torum A. (1975) : *Wave induced pressures in permeable seabeds*. Journal of the Waterways, Harbors and Coastal Engineering Division, WW1, February 1975, pp. 49-57
- Murray M. en Sayao O.J. (1990) : *Offshore breakwater for the Sergipe Marine Terminal, Brazil*. Book of Abstracts of the 22nd I.C.C.E., Delft, 1990, pp. 163-164
- N., *Statische belastingsproef op een HARO-blok* (1988). Verslag 88/O127 van het Laboratorium Magnel voor gewapend beton, juni 1988
- N., *Dynamische belastingsproef op een HARO-blok, deel 1*. (1988). Verslag 88/O127-2 van het Laboratorium Magnel voor gewapend beton, nov. 1988
- N., *Dynamische slingerproeven op HARO-blokken in situ* (1990). Verslag 90/O318 van het Laboratorium Magnel voor gewapend beton, mei 1990
- N., *Stabiliteitsonderzoek Binnenrede Zeebrugge* (1985). Verslag Waterbouwkundig Laboratorium Borgerhout MOD. 438, 1985
- N., *Stabiliteitsonderzoek Binnenrede Zeebrugge* (1987). Verslag Waterbouwkundig Laboratorium Borgerhout MOD. 438 - 2, 1987
- N., *Vergelijkend onderzoek deklaagelementen* (1988). Verslag Waterbouwkundig Laboratorium Borgerhout, MOD. 438-3, 1988
- N., *Accropode : the ideal block for efficient and economic protection of breakwaters* (1990). Sogreah : Consulting Engineers, 1990

- N., *Artificial armouring of marine structures* (1970). The Dock & Harbour Authority, Nov. 1970, pp. 297-302
- N., *Breakwaters - Strength of concrete armour units - executive summary*. (1990). CUR report, 35 pp.
- N., *Cementbetonnen dijkbekledingen*. Cement (1985)
- N., *Clarification on use of special placement method for stability of rubble structures* (1980). P.I.A.N.C. Bulletin, ca 1980, pp. 60-62
- N., *Concrete hollow cube units form new breakwater* (1984). F.I.P notes n°3, p. 15
- N., *Design of harbour structures* (1986) : Hydro Delft n° 73, Delft Hydraulics, 1986, pp. 12-16
- N., *Failure of the breakwater at Port Sines, Portugal* (1982). Port Sines Investigation Panel, A.S.C.E., New York, 1982, 278 pp.
- N., *Final report of the international commission for the study of waves* (1976). Annex to the P.I.A.N.C. Bulletin n° 25, 1976, 27 pp.
- N., *Golfoploop en golfoverslag* (1972). Technische adviescommissie voor de waterkeringen, 1972, 184 pp.
- N., *Havendam te Zeebrugge - Dynamische stabiliteit filter* (1983). Verslag L.G.M. BO-267330/11, 1983
- N., *Hydraulic Models* (1942). A.S.C.E. Manual of Engineering Practice, n° 25, 1942, 110 pp.

- N., *Oral communication concerning San Cyprian breakwater*, 1983
- N., *Paramètres des états de mer* (1986). A.I.R.H. verslag, jan. 1986
- N., *Port de Zeebrugge - Essais de stabilité de la digue. G.N.L. (1)* (1980). Laboratoire central d'hydraulique de France, 1980
- N., *Port de Zeebrugge - Essais de stabilité de la digue G.N.L. (2)* (1982). Laboratoire central d'hydraulique de France, 1982
- N., *Raamovereenkomst nieuwe buitenhaven te Zeebrugge. Bestek Deelcontract 5 B2* (1985). Ministerie van Openbare Werken, Bestuur der Waterwegen, Dienst der Kust, 1985
- N., *Rapport concernant les résultats des essais de cisaillement sur des scories d'aciérie* (1982). 13 pp.
- N., *Shore Protection Manual* (1977). Coastal Engineering Research Center, Department of the Army, Waterways Experiment Station, Corps of Engineers. Vicksburg, Mississippi, 1977
- N., *Shore Protection Manual* (1984). Coastal Engineering Research Center, Department of the Army, Waterways Experiment Station, Corps of Engineers. Vicksburg, Mississippi, 1984
- N., *Sinusoidal and cnoidal gravity waves formulae and tables* (1974). Institute of hydrodynamics and hydraulic engineering, Technical University of Denmark, Lyngby, 1974

- N., *Stabiliteit zandlichaam Brouwersdam, noordelijk sluitgat* (1974). Laboratorium voor Grondmechanica. Stichting Waterbouwkundig Laboratorium. Rapport CO 20802-9-I, oktober 1974, 28 pp.
- N., *Stability of rubble mound breakwaters - Hydraulic model investigation* (1953). Technical memorandum n° 2-365, W.E.S., June 1953, 95 pp.
- N., *Supervision and control of long lateral embankments* (1990). P.T.C. I, Working Group 10, P.I.A.N.C., supplement to Bulletin n° 69, 1990, 58 pp.
- N., *Technical standards for port and harbour facilities in Japan* (1980). Bureau of Ports and Harbours (Tokyo), Port and Harbour Research Institute (Yokosuka), Ministry of Transport, Japan, 1980, 317 pp.
- N., *Zettingsgedrag van de watervang tijdens getijencycli op 03-04/11/86* (1986). Verslag Tractebel Z, 81730/VT/Werf/O116, 18 pp.
- Nelissen H.A.M. (1988) : *Een centrifuge voor de geotechniek*. Civiele techniek 43, 1988, nr. 1, pp. 8-12
- Nielsen A.H. en Price A.W. (1979) : *Rubble mound breakwaters : the way ahead ?* The Dock and Harbour Authority, March 1979, pp. 342-343
- Nortier I.W. (1984) : *Toegepaste vloeistofmechanica-hydraulica voor waterbouwkundigen*. Educaboek BV, Culemborg, The Netherlands, 1984, 479 pp.
- Okusa S. en Uchida A. (1980) : *Pore-water pressure change in submarine sediments due to waves*. Marine geotechnology, Vol. 4, n° 2, 1980, pp. 145-161

- Okusa S. (1984) : *Measurements of wave-induced pore pressure in submarine sediments under various marine conditions*. Marine geotechnology, Vol. 6, n° 2, 1984, pp. 119-144
- Okusa S. (1985) : *Wave induced stresses in unsaturated submarine sediments*. Géotechnique 35, n° 4, 1985, pp. 517-532
- Partenscky H.W., Rutte J. en Schmidt R. (1986) : *On the behaviour of armour units in the cover layer*. Proc. 20th I.C.C.E., Taipei, 1986, pp. 2133-2143
- Partenscky H.W. (1987) : *Neue Bemessungskriterien für senkrechte und geschüttete Wellenbrecher*. Jahrbuch des Hafenbautechnischen Gesellschaft 42, 1987, pp. 233-254
- Paturle J.P. en Chevallier A. (1982) : *Extension of the port of Sète (France), application of a new breakwater protection technique : the Accropode (R) block*. Proc. of the Seminar on Maritime Engineering, Brugge, 1982, pp. 2.155-2.163
- Paturle J.M., Vincent G. en Vallon D. (1985) : *Rubble mound breakwaters - A new generation of blocks*. 1985, 15 pp.
- Philipse C.A. (1985) : *Stabiliteit dijkbekledingen*. Weg en Water 2, nr. 6, juli 1985, pp. 20-22
- Prévost J.H., Eide O. en Anderson K.H. (1975) : *Discussion on "Wave induced pressures in permeable seabeds"*. Journal of the Waterways, Harbors and Coastal Engineering Division, WW4, November 1975, pp. 464-465

- Price A.W. (1980) : *Rubble mound breakwaters*. The Dock and Harbour Authority, April 1980
- Price A.W. (1983) : *Some thoughts on the design of rubble mound breakwaters*. Proc. Seminar on rubble mound breakwaters, Stockholm, 1983, pp. 81-86
- Prout W.J. (1984) : *Goat's anklebone copied for Pacific harbor defense*. Engineer Update, vol. 8, n° 10, Oct. 1984, pp. 4-6
- Putnam J.A. (1949) : *Loss of wave energy due to percolation in a permeable sea bottom*. Transactions, American Geophysical Union, Vol. 30, n° 3, June 1949, pp. 349-356
- Quinn A.D. (1972) : *Design and construction of ports and marine structures*. Mc Graw-Hill Book Company, 611 pp.
- Reid R.O. en Kajiura K. (1957) : *On the damping of gravity waves over a permeable sea bed*. Transactions, American Geophysical Union, Vol. 38, n° 5, October 1957, pp. 662-667
- Scholtz J.D.P. en Zwamborn J.A. (1983) : *Effect of the waist thickness on stability of dolosse*. C.S.I.R. Research report 556, 1983
- Scholtz J.D.P., Zwamborn J.A. en Holtzhausen A.H. (1989) : *Effect of waist thickness on stability of dolosse for irregular waves*. C.S.I.R. Research Report 681, July 1989
- Shooter J.D. en Ellis G.E. (1967) : *Surface waves and dynamic bottom pressure at Buzzard's Bay Massachusetts*. Acoustical Report n° 292, University of Texas at Austin, Defense Research Laboratory

- Silvester R. (1974) : *Coastal Engineering 1 & 2*. Elsevier Scientific Publishing Company, Amsterdam - Oxford - New York, 1974, 457+338 pp.
- Simm J.D. en Hedges T.S. (1988) : *Pore pressure response and stability of rubble mound breakwaters*. Proc. on Breakwaters 1988, Thomas Telford Limited, London, pp. 47-57
- Singh K.Y. (1968) : *Stabit - a new armour block*. Proc. 11th I.C.C.E., 1968, pp. 797-814
- Skladnev M.F. en Popov I.Y. (1965) : *Studies of wave loads on concrete slope protections of earth dams*. (ca 1965)
- Sleath J.F.A. (1970) : *Wave induced pressures in beds of sand*. Journal of the Hydraulics Division, February 1970, pp. 367-377
- Sorensen T. en Jensen O.J. (1985) : *Experience gained from breakwater failures*. Proc. Int. Conf. on Breakwaters, 1985, London, pp. 61-77
- Span H.J.Th., Altink H., Barends F.J., Biemond C., Biesheuvel G.J., Huis in 't Veld J.C., Thabet R., Tutuarima W.H. en Woestenenk A.J. (1980) : *A review of relevant hydraulic phenomena and of recent developments in research, design and construction of protective works*. 25th Int. Navigation Congress, Edinburg, 1980, pp. 113-138
- Taibi B. (1983) : *La tempête de décembre au port d'Arzew El-Djedid et la réparation du brise-lames*. Travaux 9, 1983, pp. 62-68

- Timco G.W., Mansard E.P.D. en Floeg J. (1984) : *Stability of breakwaters with variations in core permeability*. Proc. 19th I.C.C.E., 1984
- Toppler J.F., Groenenveld R.L. en Van den Berg J. (1982) : *Design of breakwaters in deep water*. Proc. Seminar on Maritime Engineering, Brugge, 1982, pp. 81-85
- Toulinov R.G. (1979) : *Sur l'utilisation de matériaux plastiques meubles pour la construction de barrages en terre et en enrochements*. Bulletin of the International Association of Engineering, Geology n° 20, pp. 242-244
- Uzumeri S.M. en Basset R. (1986) : *Structural behaviour of ten ton dolos armour units*. 20th I.C.C.E., Taipei, 1986, pp. 2368-2381
- Van Impe W.F. (1982) : *Cursus grondmechanica*. Burgerlijk Bouwkundig Ingenieur. Rijksuniversiteit Gent, 1982
- Van Damme L., Wens F. en de Saint Aubain T. (1988) : *Outer harbour Zeebrugge : Monitoring programme of the N.W.-breakwater section*. Proceedings 9th Int. Harbour Congress, Antwerp, 1988, pp. 5.129-5.142
- Van Damme L., Taerwe L., Dedeyne R. en De Rouck J. (1988) : *Quality and durability of concrete armour units*. Proc. 21st I.C.C.E., Malaga, 1988, pp. 2102-2115
- Van Damme L., De Rouck J., Taerwe L., Dedeyne R., Degriecq J. (1990) : *Static and dynamic loading tests on the HARO armour unit*. Book of Abstracts 22nd I.C.C.E., Delft, 1990, pp. 27-28

- Van Der Meersche F. (1983) : *Vlakvervormingsproeven ter bepaling van de schuifweerstandskarakteristieken voor samenhangende gronden*. Afstudeerwerk burgerlijk bouwkundig ingenieur R.U.G., 1983
- Van Der Kogel H. (1981) : *Geotechnische aspecten bij het ontwerpen van havendammen*. Stichting Postdoctoraal Onderwijs in de Civiele Techniek, Havens III : Konstruktieve aspecten, 1981, 12 pp.
- Van Der Meer J.W. (1988) : *Rock slopes and gravel beaches under wave attack*. Doctoraatsproefschrift, 1988 (ook gepubliceerd als Delft Hydraulics Communication n°396)
- Van Impe W.F. (1982) : *Cursus grondmechanica*. Burgerlijk Bouwkundig ingenieur. Rijksuniversiteit Gent, 1982
- Van Impe W.F. en De Rouck J. (1985) : *Soil Improvement in Belgium*. Proc. of the 3rd Nanyang Technological Institute, International Geotechnical Seminar, Singapore, Nov. 1985, pp. 201-228
- Van Impe W.F. (1986) : *Evaluation of deformation and bearing capacity parameters of foundations from static C.P.T.-results*. Lecture held in Singapore, 1986, 20 pp.
- Van Wambeke A. (1972-1973) : *Les modules de déformations en mécanique des sols et en mécanique des roches*. Tijdschrift van Openbare Werken, nr. 5, 1972-1973, pp. 293-306
- Verhoeven R. (1988) : *Cursus Hydraulica*. Burgerlijk Bouwkundig ingenieur R.U.G., 1988, pp. 94-108
- Verruijt A. (1970) : *Theory of groundwater flow*. Macmillan and Co, 1970, 190 pp.

- Villanueva E.J. en Pico J.M. (1988) : *Design and construction of Punta Lucero breakwater*. Book of Abstracts 21st I.C.C.E., Malaga, Spain, 1988, pp. 351-352
- Weibull W. (1952) : *A survey of statistical effects in the field of material failure*. Applied mechanics review, Vol. 5, 1952, pp. 449-451
- Whillock A.F. (1981) : *An appraisal of rubble mound breakwaters*. The Dock & Harbour Authority, November 1981, pp. 186-189
- Wiegel R.L. (1964) : *Oceanografical engineering*. Prentice-Hall, Inc./Englewood Cliffs, N.Y., 1964, 532 pp.
- Wilkinson A.R. en Allsop N.W.H. (1983) : *Hollow block breakwater armour units*. Proc. of the specialty conference on coastal structures, Arlington 1983, pp. 208-221
- Yamamoto T. (1978) : *Wave induced pressure, stress and strain in sand beds*. Papers 7th Int. Harbour Congress, Antwerp, May, 1978, pp. 1.03/1-1.03/11
- Yamamoto T., Koning H.L., Sellmeyer H. en Van Hyum E. (1978) : *On the response of a poro-elastic bed to water waves*. Journal of Fluid Mech., 1978, Vol. 87, part 1, pp. 193-206
- Zwamborn J.A. (1979) : *Analysis of causes of damage to Sines breakwater*. Proc. Conference on coastal structures 1979, pp. 422-441

Zwamborn J.A., Bosman D.E. en Moes J. (1980) : *Dolosse : past, present, future ?* Proc. 17th I.C.C.E., Sydney, 1980, pp. 1948-1967

Zwamborn J.A. en Van Niekerk M. (1982) : *Additional model tests on dolos packing density and effect of relative block density.* C.S.I.R. Research report 554, 1982

Zwamborn J.A. en Scholtz J.D.P. (1986) : *Dolos armour design considerations.* 20th I.C.C.E., Taipei, 1986, pp. 2420-2434

Zwamborn J.A. en Phelp D. (1989) : *Structural Tests on Dolosse.* Stresses in concrete armour units, Seminar Vicksburg, 1989, pp. 40-59



KATHOLIEKE UNIVERSITEIT LEUVEN
FACULTEIT TOEGEPASTE WETENSCHAPPEN
DEPARTEMENT BURGERLIJKE BOUWKUNDE
LABORATORIUM VOOR HYDRAULICA
de Croylaan 2, B-3001 Leuven (Heverlee), België

DE STABILITEIT VAN STORTSTEENGOLFBREKERS

Algemeen glijdingsevenwicht Een nieuw deklaagelement

Boekdeel II : Figuren — Bijlagen

Jury :
Prof. J. Delrue, voorzitter
Prof. J. Berlamont, promotor
Prof. W. Van Impe, promotor
Prof. E. Smets
Prof. R. Verhoeven (R.U. Gent)
Prof. K. d'Angremond (T.U. Delft)

Proefschrift voorgedragen tot
het behalen van het doctoraat
in de toegepaste wetenschappen
door
Julien DE ROUCK

DEEL 1
ALGEMEEN GLIJDINGSEVENWICHT
VAN DE TALUDS VAN EEN
STORTSTEENGOLFBREKER

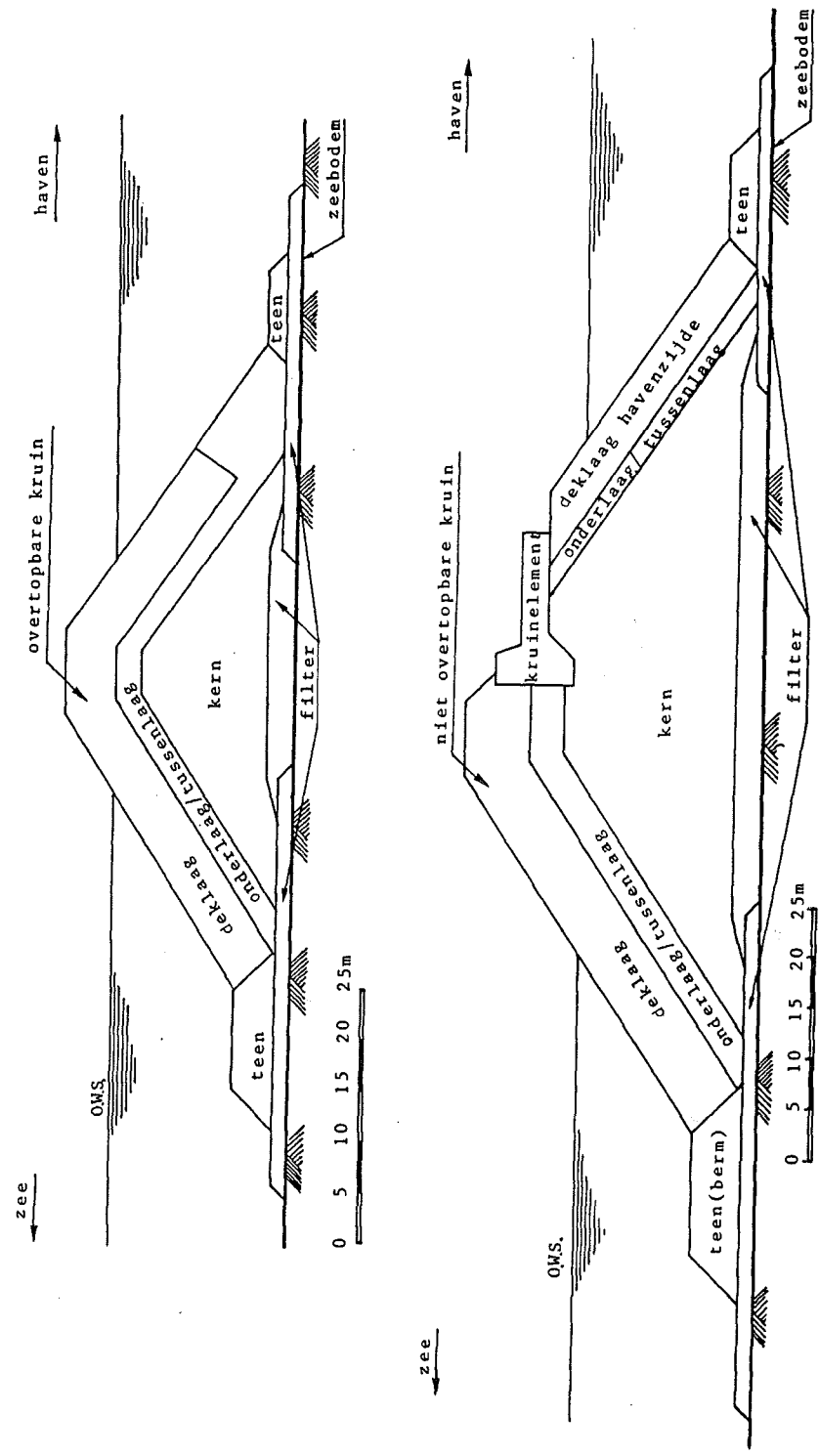
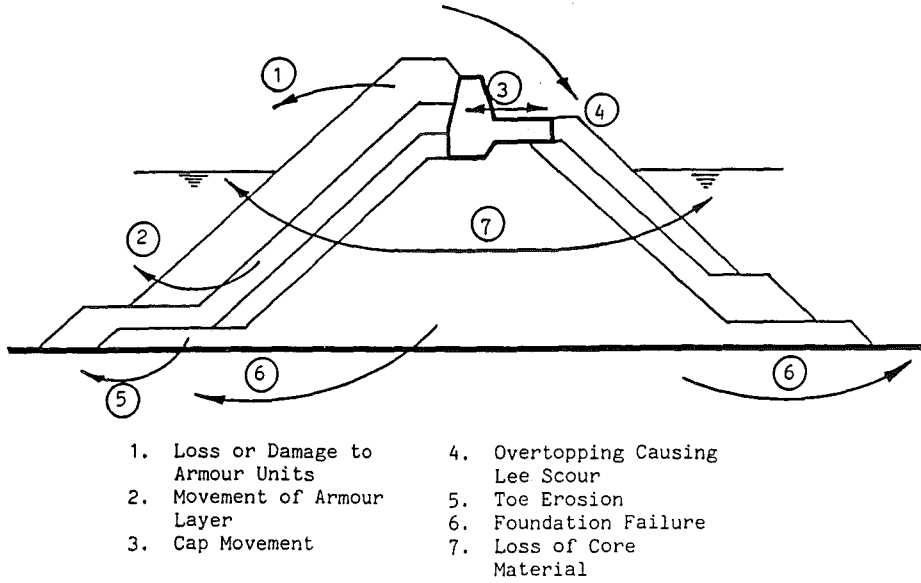


Fig. S1.1. Dwarsprofiel van een overtopbare en niet overtopbare golfbreker



- | | |
|-----------------------------------|----------------------------------|
| 1. Loss or Damage to Armour Units | 4. Overtopping Causing Lee Scour |
| 2. Movement of Armour Layer | 5. Toe Erosion |
| 3. Cap Movement | 6. Foundation Failure |
| | 7. Loss of Core Material |

Fig. S1.2. Rubble mound breakwaters - Important failure modes (bron : Clifford J.E., 1983)

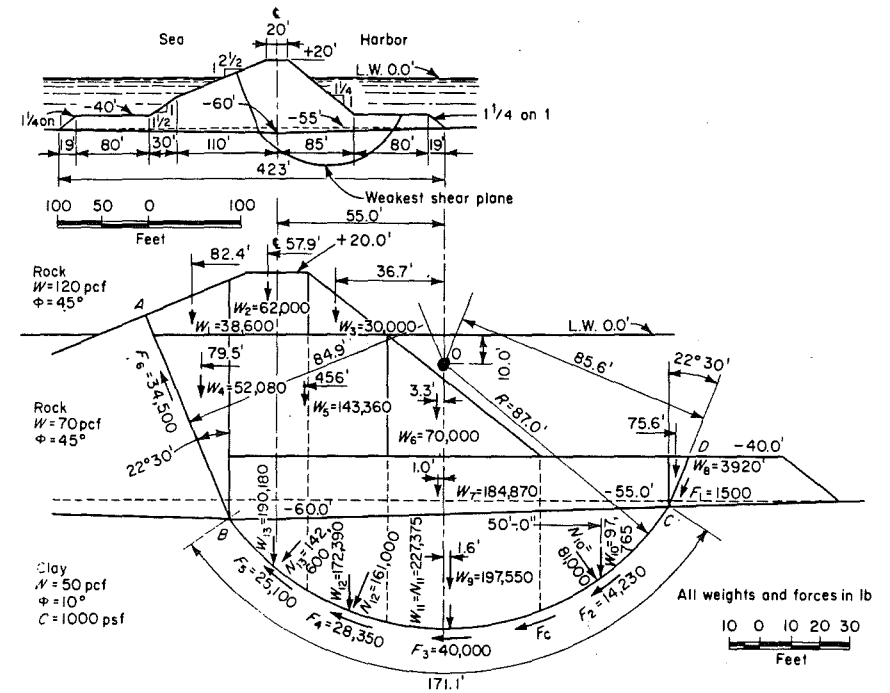


Fig. S1.4. Typical example of analysis of foundation base for support of rock-mound breakwater on soft bottom (bron : Quinn A.D., 1972)

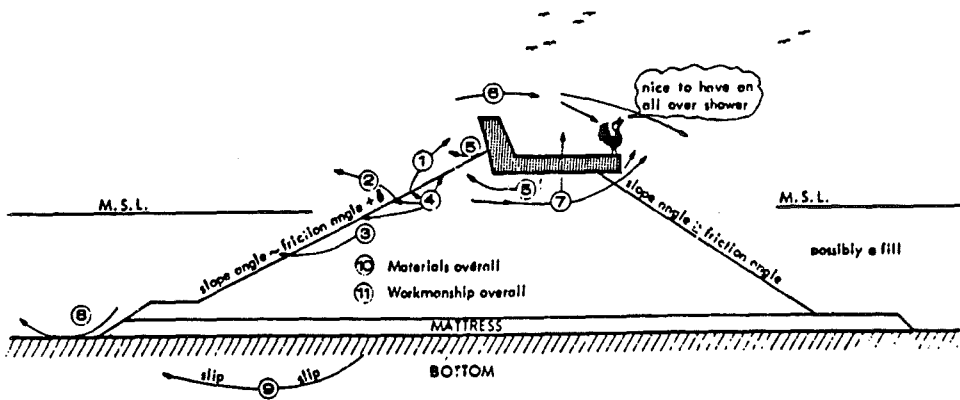


Fig. S1.3. Locations of failures (de omcirkelde nummers stemmen overeen met de nummering in de tekst) (bron : Bruun P., 1979)

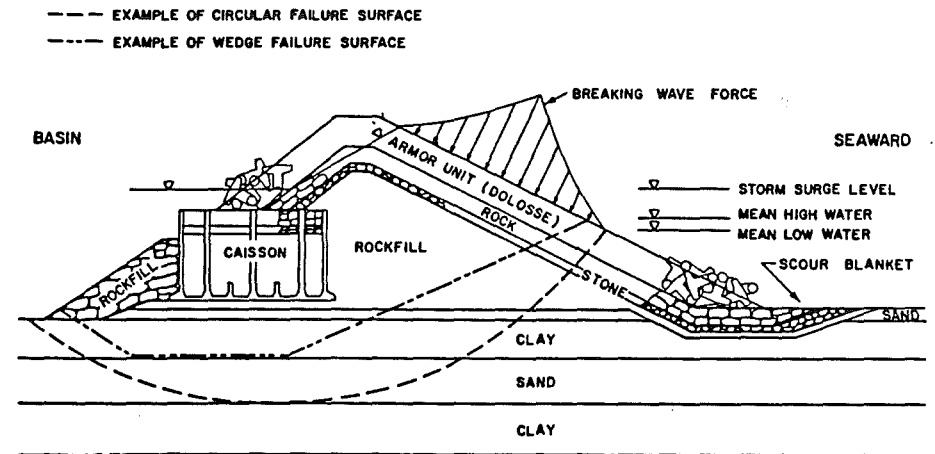


Fig. S1.5. Slope stability analysis - wave forces (bron : Fischer J.A. et al., 1975)

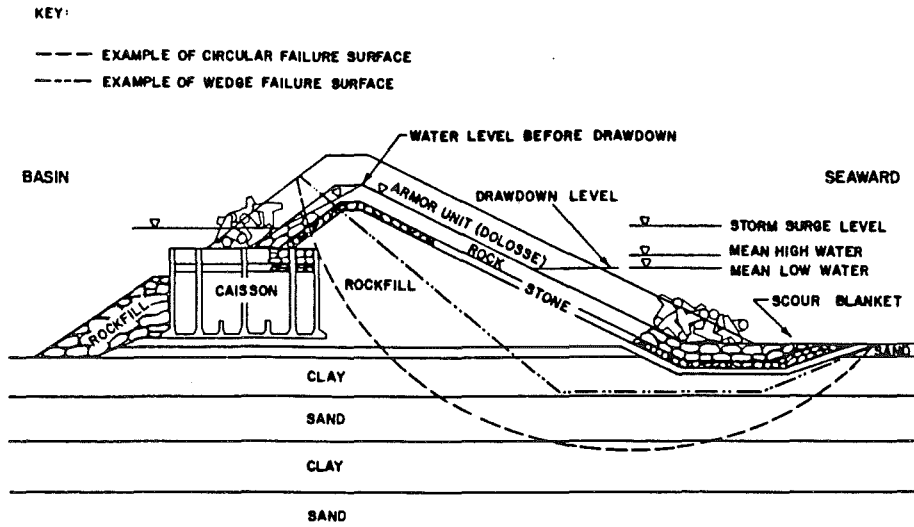


Fig. S1.6. Slope stability analysis - rapid drawdown condition (bron : Fischer J.A. et al., 1975)

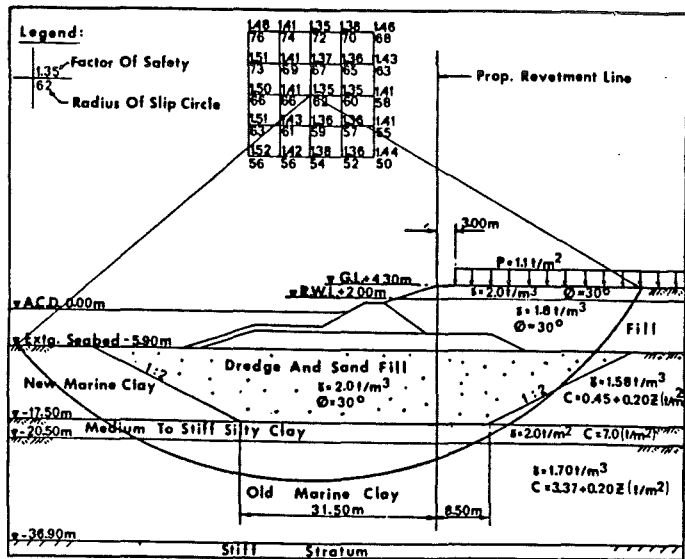
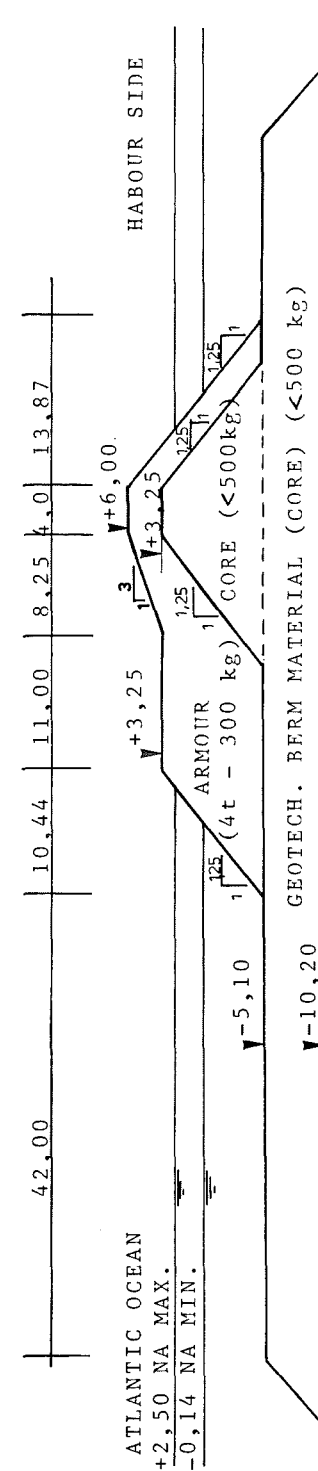


Fig. S1.7. Marina city, Singapore : Example of slip circle analysis of the breakwater (bron : Chew S. Y. et al., 1980)



Note : All dimensions and elevations are in metres.

Fig. S1.8. Brazililié - Barra Dos Coqueiros, Sergipe : Typical Cross-section of the main breakwater

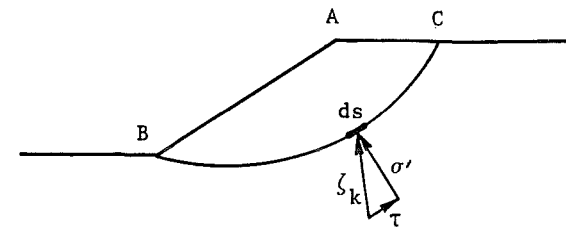


Fig. S2.1. Spanningen werkend op het element ds van het glijvlak BC

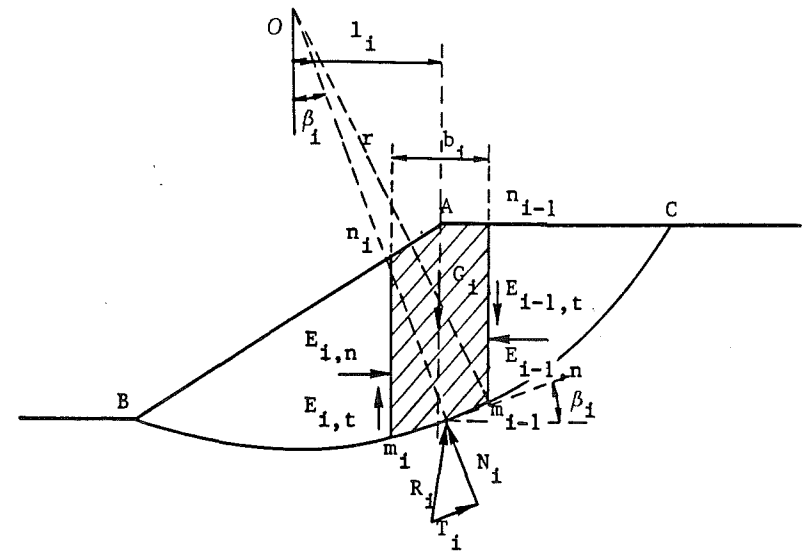


Fig. S2.2. Geometrie van, en krachten werkend op de verticale moot $n_i m_i m_{i-1} n_{i-1}$

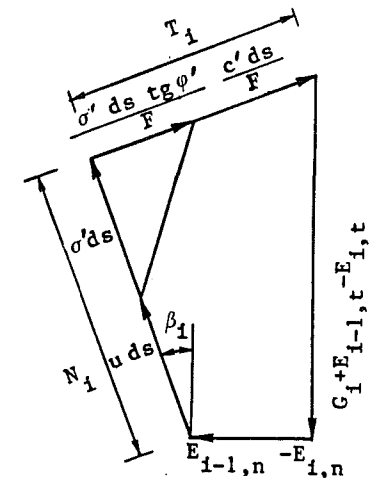


Fig. S2.3. Diagramma van de krachten die op de moot $n_i m_i m_{i-1} n_{i-1}$ werken

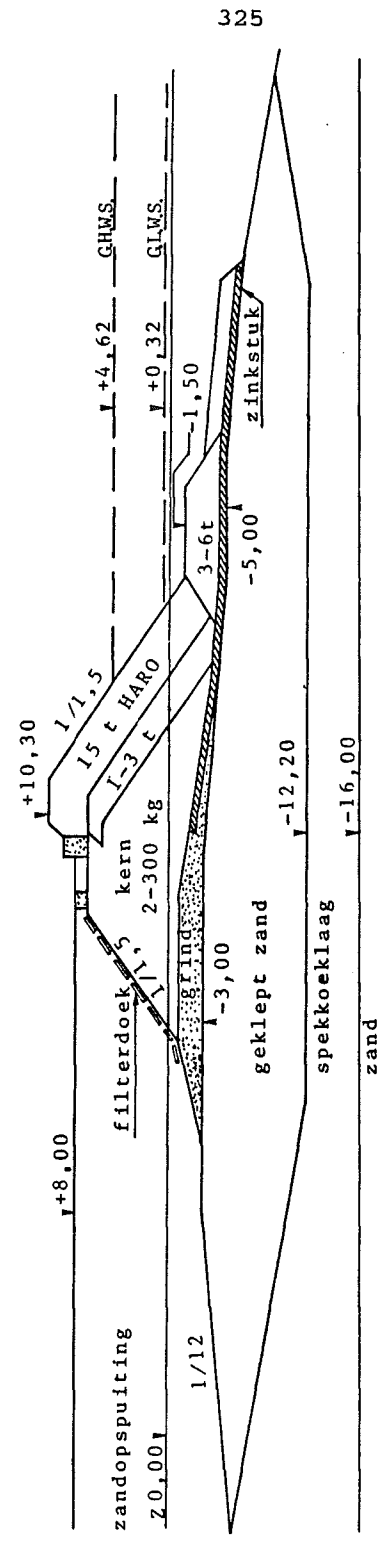


Fig. S3.1. Dwarsdoorsnede van de golfbreker gebruikt voor de gevoeligheidsanalyse

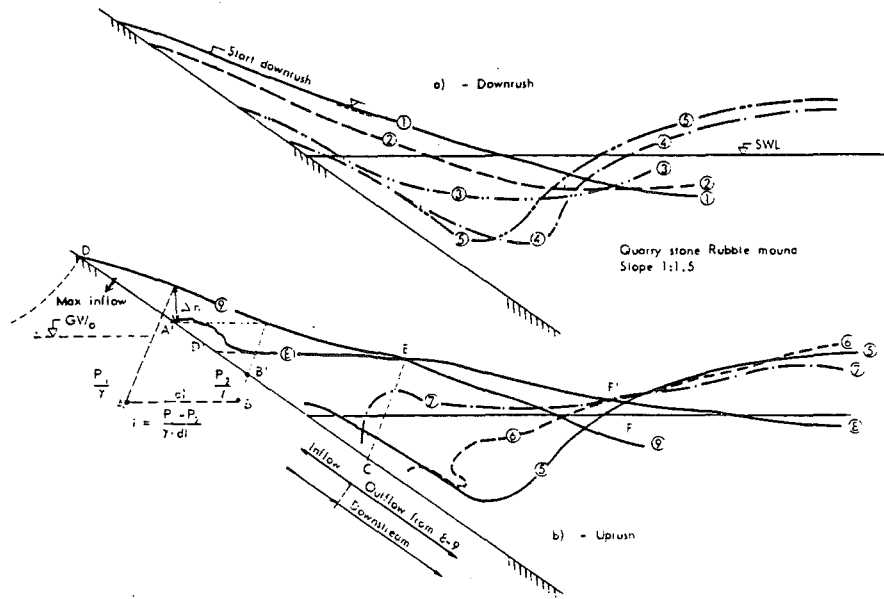


Fig. S3.2. Wateroppervlak gedurende golfoploop en golf-terugloop (bron : Bruun P. et al., 1976)

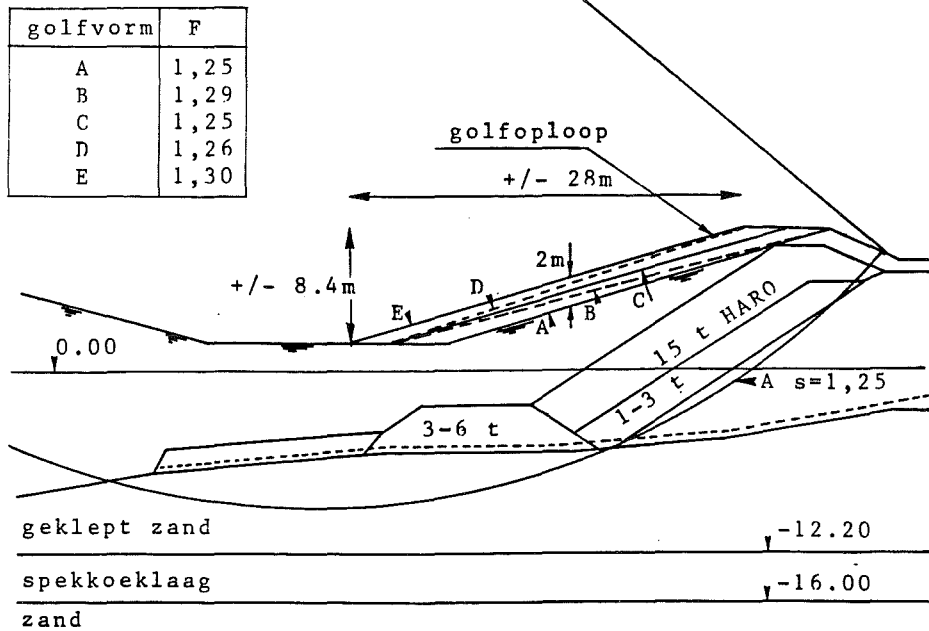


Fig. S3.3. Invloed van de golfvorm op de veiligheidscoëfficiënt F

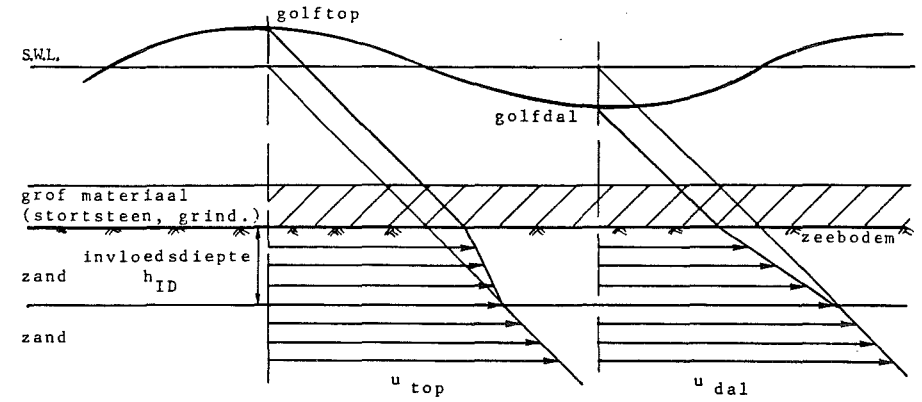


Fig. S3.4. Definitieschets van de invloedsdiepte h_{ID}

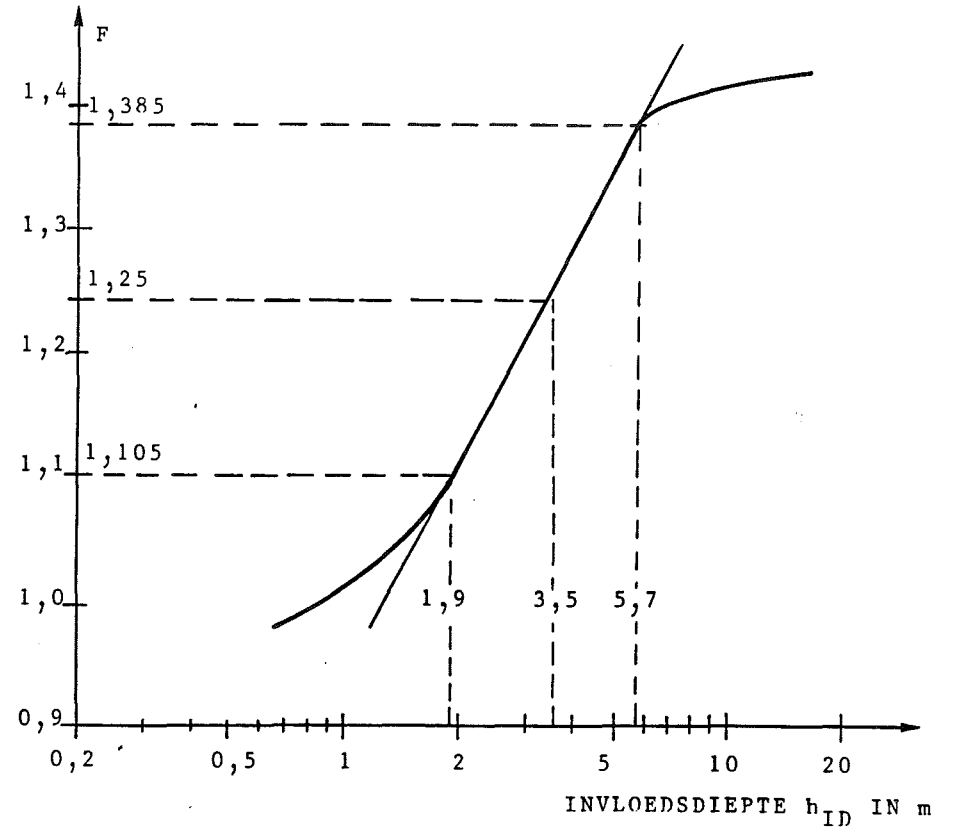


Fig. S3.5. Variatie van de veiligheidscoëfficiënt F met de invloedsdiepte h_{ID}

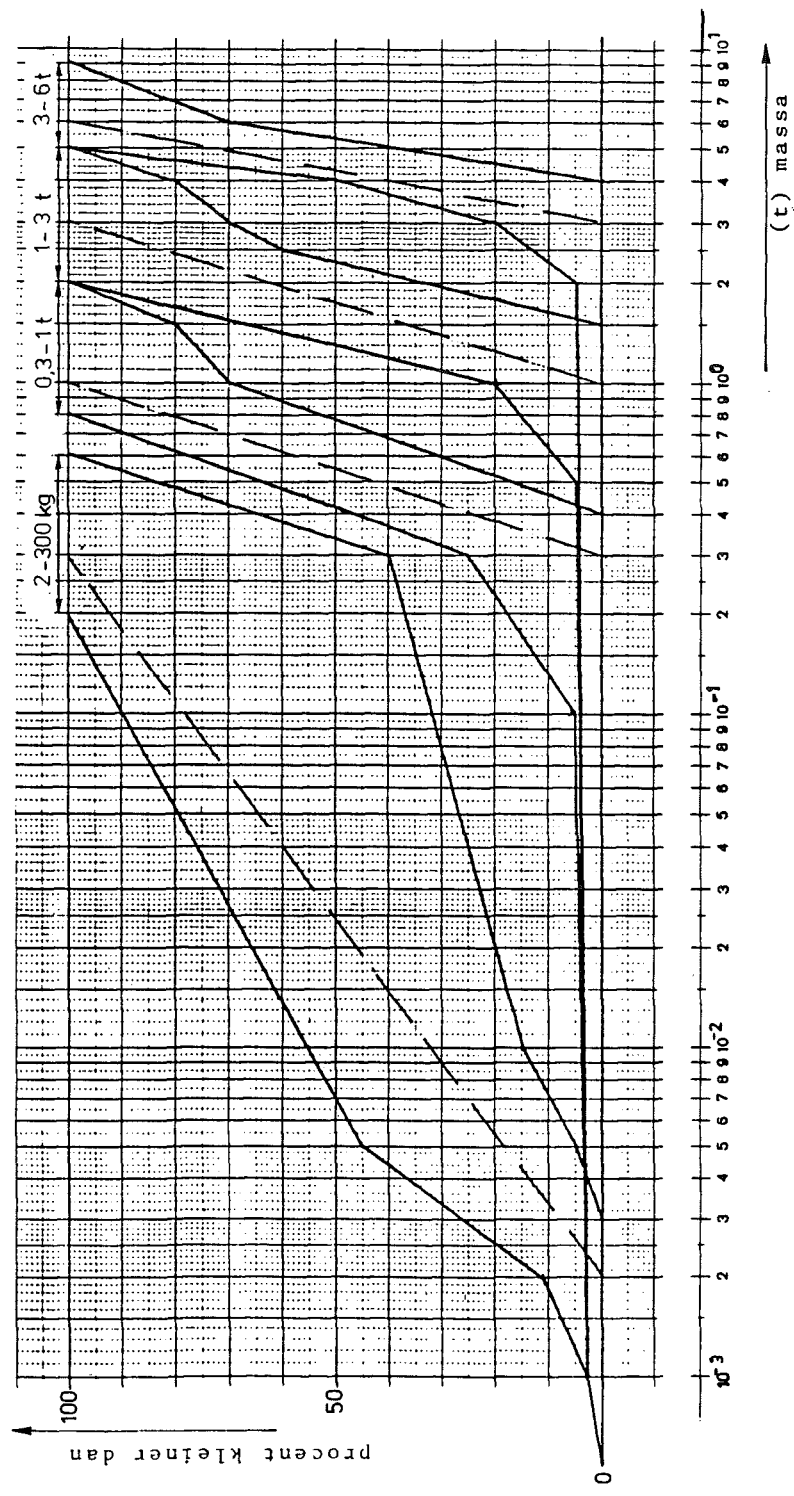


Fig. S4.1. Massaverdelingsdiagrammen van stortsteen 2-300 kg; 0,3-1 t; 1-3 t en 3-6 t

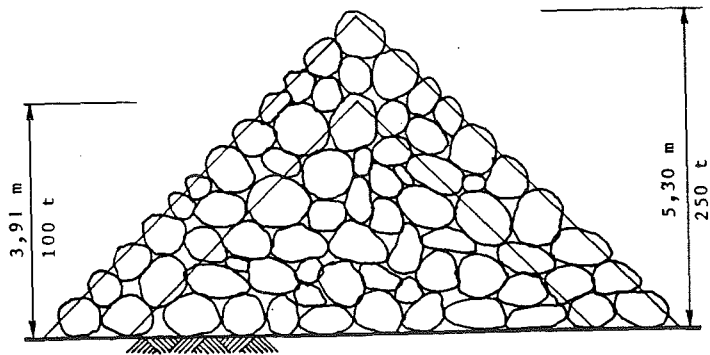


Fig. S4.2. Principedoorsnede van een proefstock ter bepaling van de droge volumieke massa van stortsteen

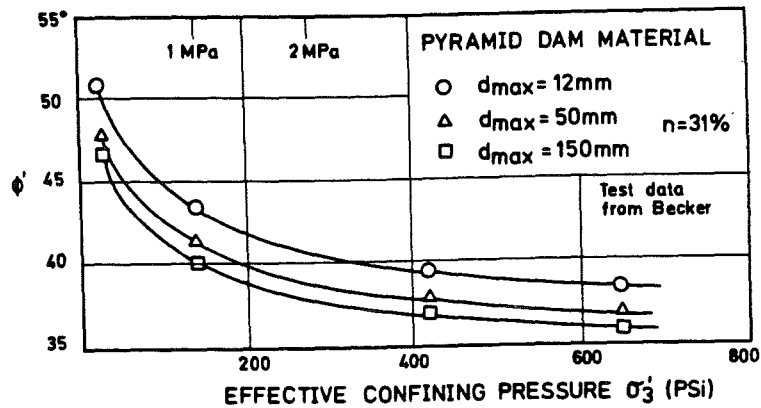
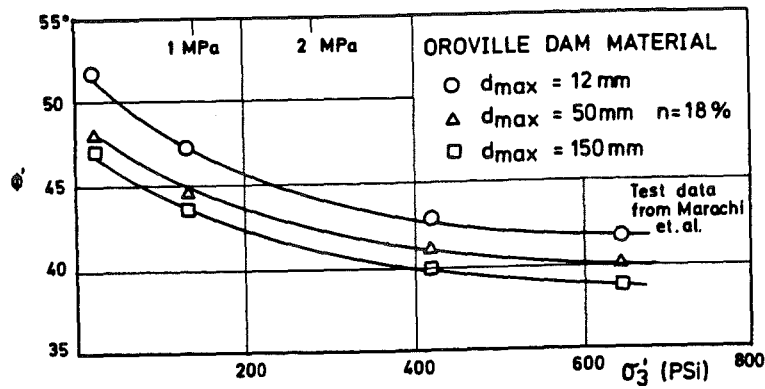


Fig. S4.3. Stortsteen : invloed van de korrelgrootte op ϕ' (bron : Marachi N.D. et al., 1972 en Becker E., 1972)

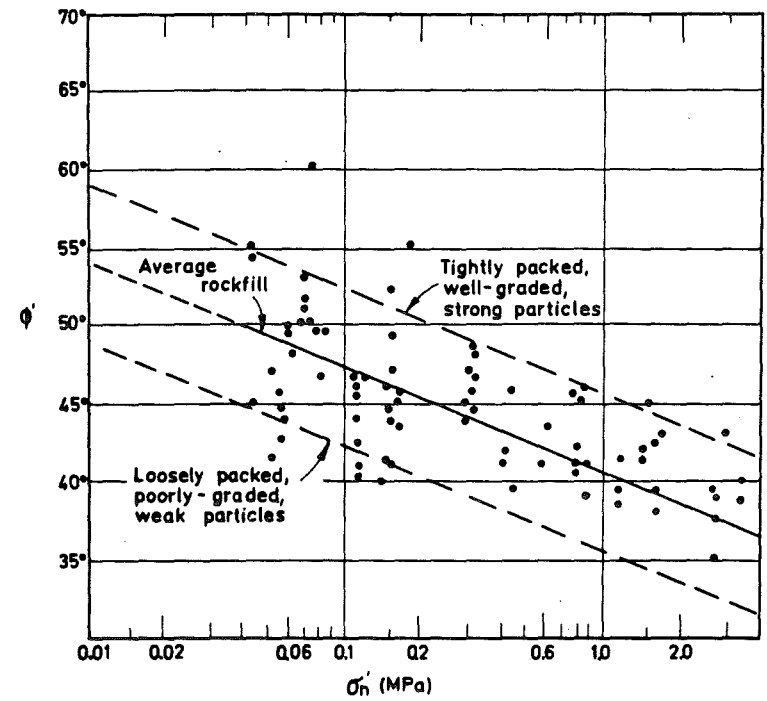


Fig. S4.4. Triaxiaalproeven op stortsteen : invloed van het spanningsniveau op ϕ' (bron : Leps T.M., 1970)

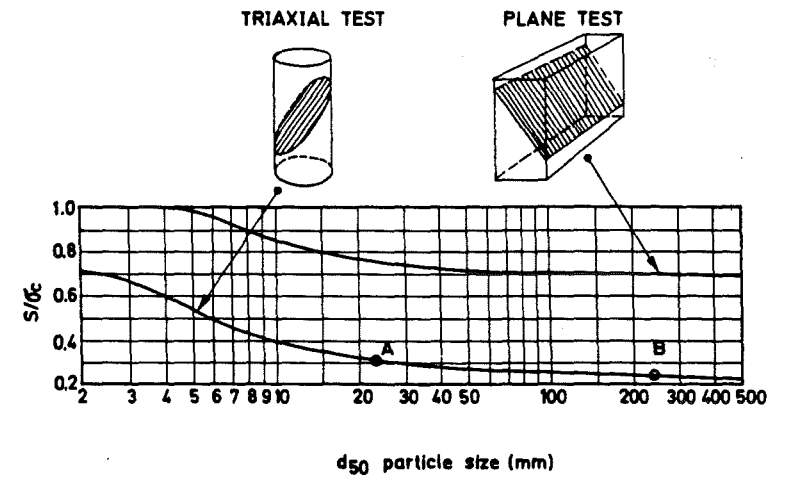
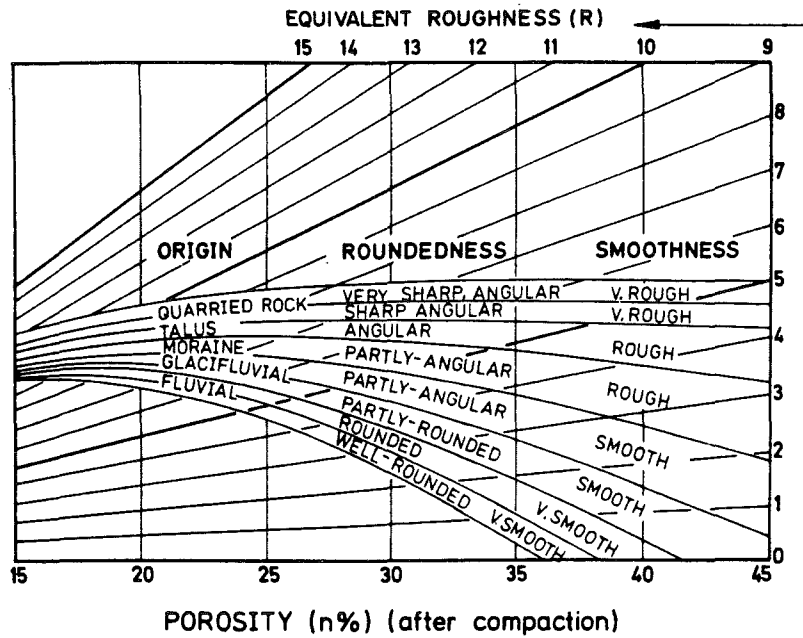


Fig. S4.5. Stortsteen : equivalente sterkte S in functie van druksterkte σ_c en korreldiameter d_{50} (bron : Barton N. et al., 1981)



EXAMPLES SHOWING DEGREE OF ROUNDEDNESS				
QUARRIED ROCK	TALUS	MORaine	GLACIFLUVIAL MATERIAL	FLUVIAL MATERIAL

Fig. S4.6. Stortsteen : equivalente ruwheid R in functie van porositeit, herkomst, vorm en gladheid (bron : Barton N. et al., 1981)

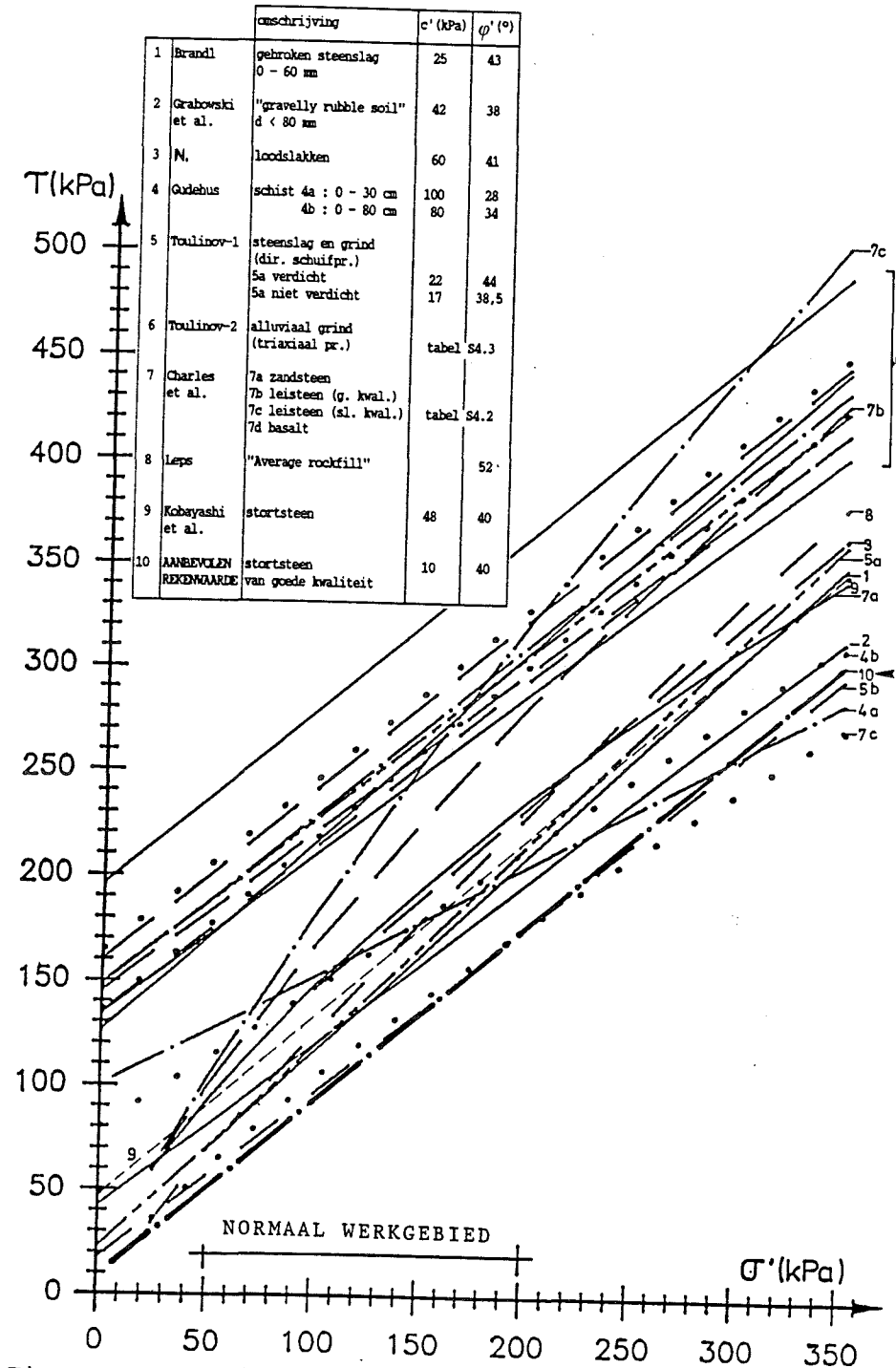


Fig. S4.7. Schuifweerstandskarakteristieken stortsteen : overzicht proefresultaten

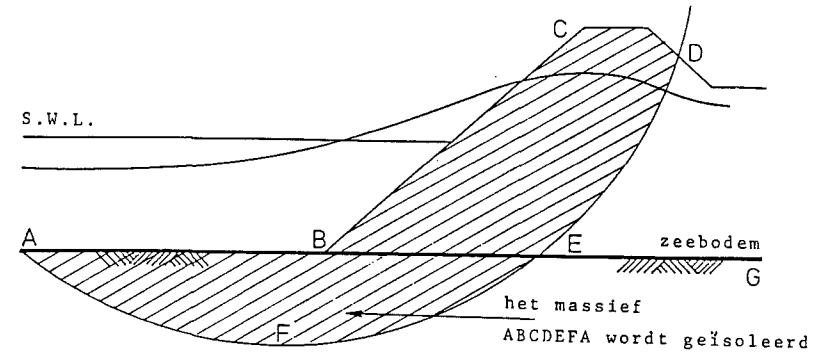


Fig. S5.1. Vereenvoudigde damdoorsnede met aanduiding van een potentieel glijvlak DEFA

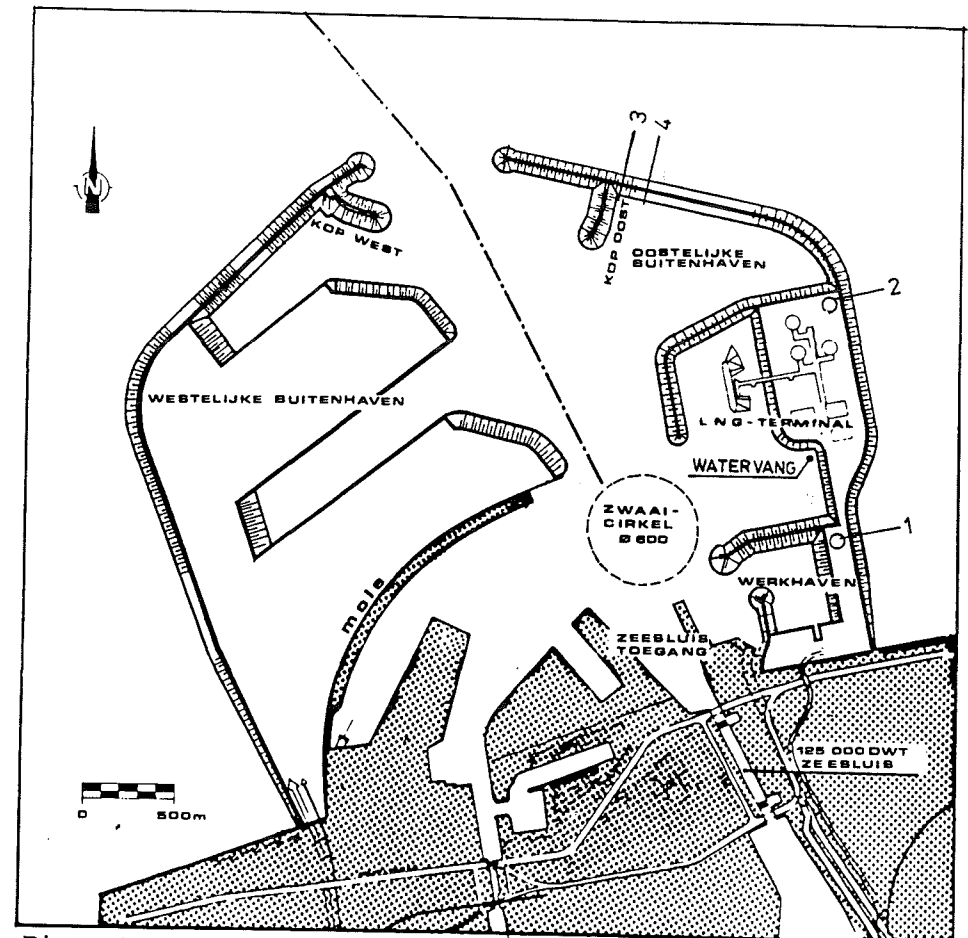


Fig. S5.2. Algemeen plan van de buitenhaven te Zeebrugge (met aanduiding van de uitvoeringsplaatsen van de vier waterdrukmeetcampagnes)

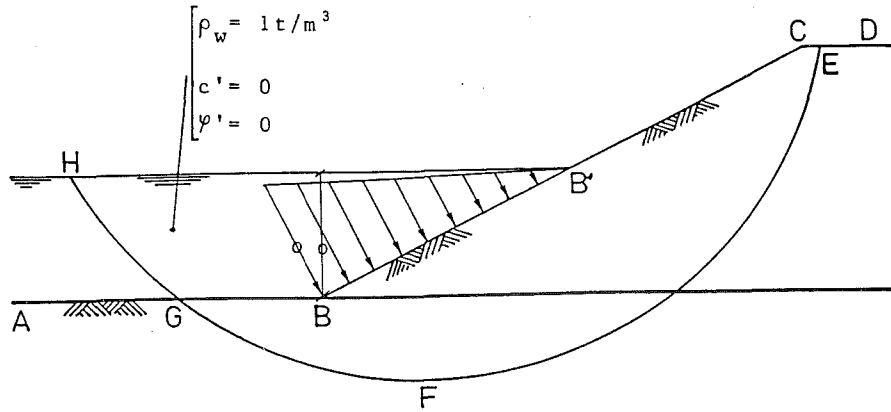
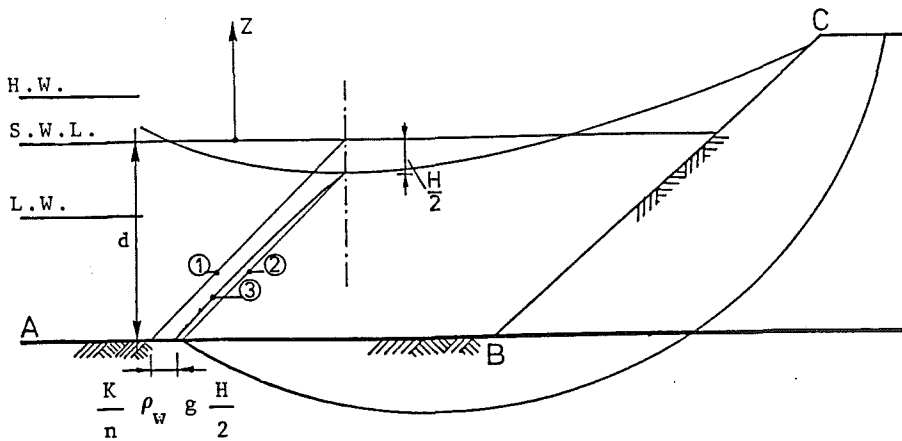


Fig. S5.3. Gedeeltelijk ondergedompeld talud



- ① Hydrostatische drukwet tav. SWL.
- ② Hydrostatische drukwet sinusgolf.
- ③ Hydrodynamische drukwet sinusgolf (Airy met correctiecoëf. Grace)

Fig. S5.4. Verloop van de waterdrukken onder golfdal

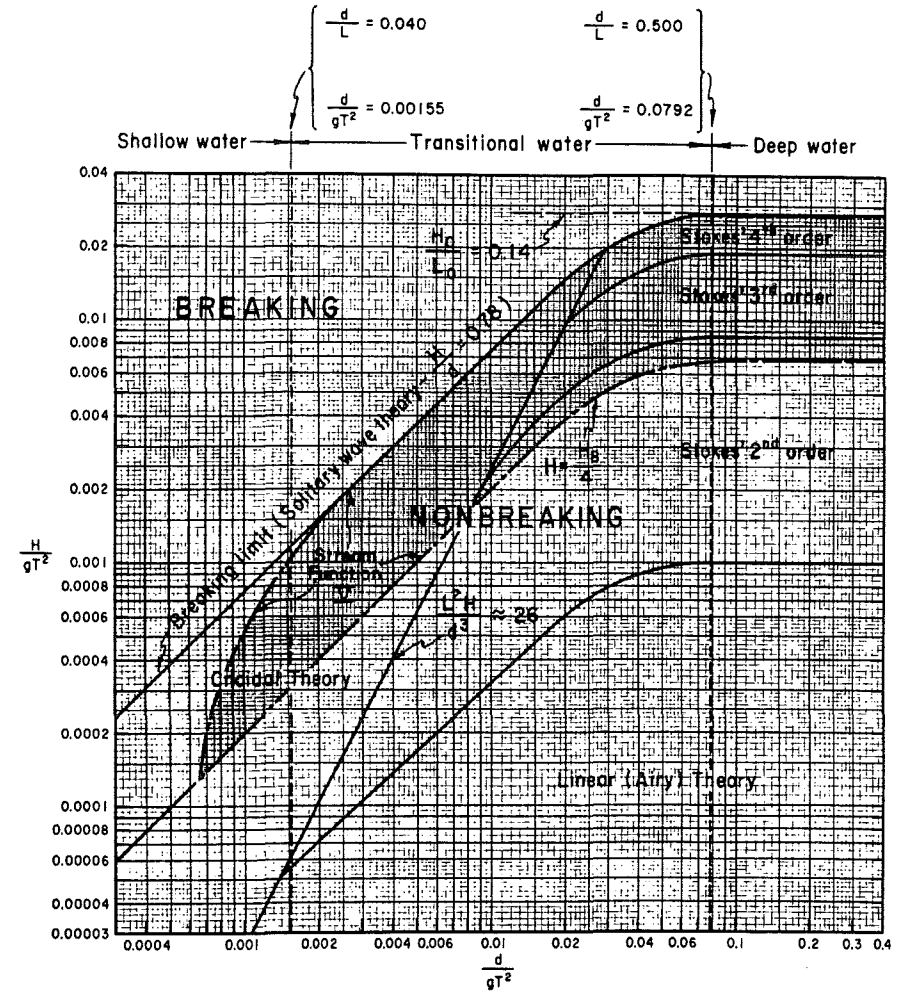


Fig. S5.5. Gebieden waar de diverse golftheorieën van toepassing zijn (bron : Shore Protection Manual, 1984)

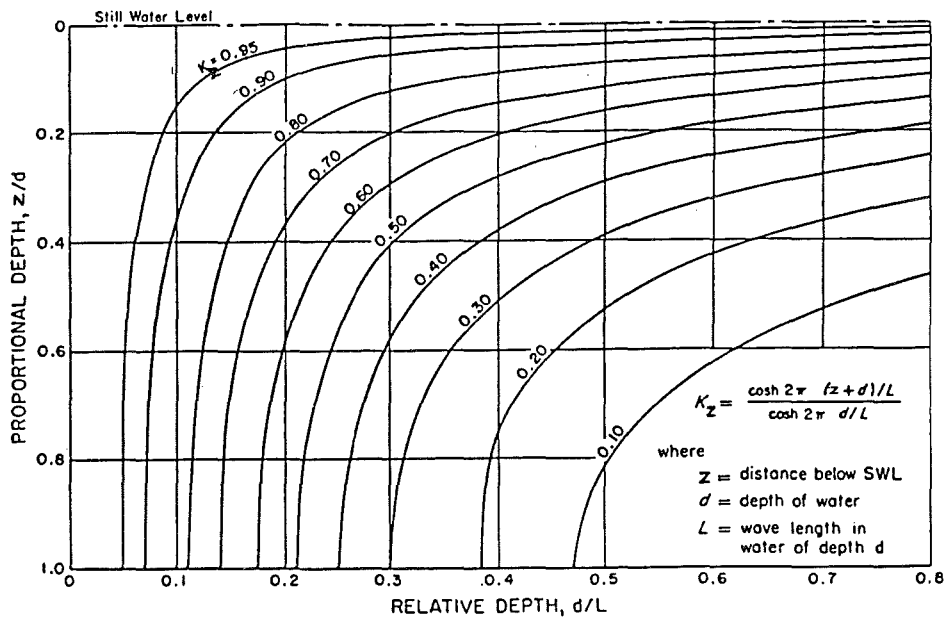


Fig. S5.6. Variatie van de drukresponsiefactor K_z in functie van d/L en z/d (bron : Wiegel R.L., 1964)

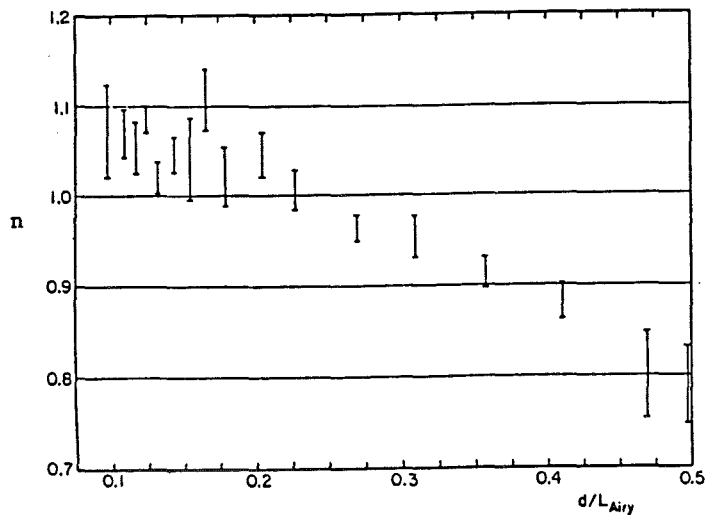
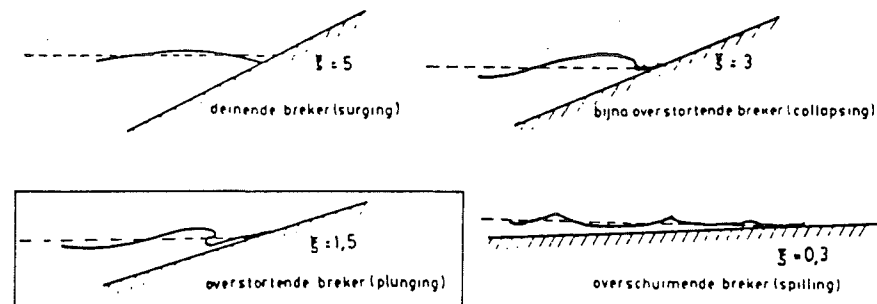


Fig. S5.7. Correctiefactor n , toe te passen bij de bepaling van de golfhoogte uitgaande van drukmetingen en gebruik makend van de Airy theorie (bron : Grace R.A., 1978)



$$\xi = \text{golfbrekningsparameter} = \frac{\text{tg } \alpha}{\sqrt{H_0/L_0}} = \frac{\text{tg } \alpha}{\sqrt{\frac{2\pi H_0}{g T^2}}}$$

met:

- α = hellingshoek talud
- H₀ = golfhoogte
- L₀ = golflengte
- T = golfperiode
- g = versnelling zwaartekracht

VOORBEELD

α	ξ
1:3	1,5
1:4	1,1

Fig. S6.1. Enkele typen brekende golven (bron : Cementbetonnen dijkbekleding, 1985)

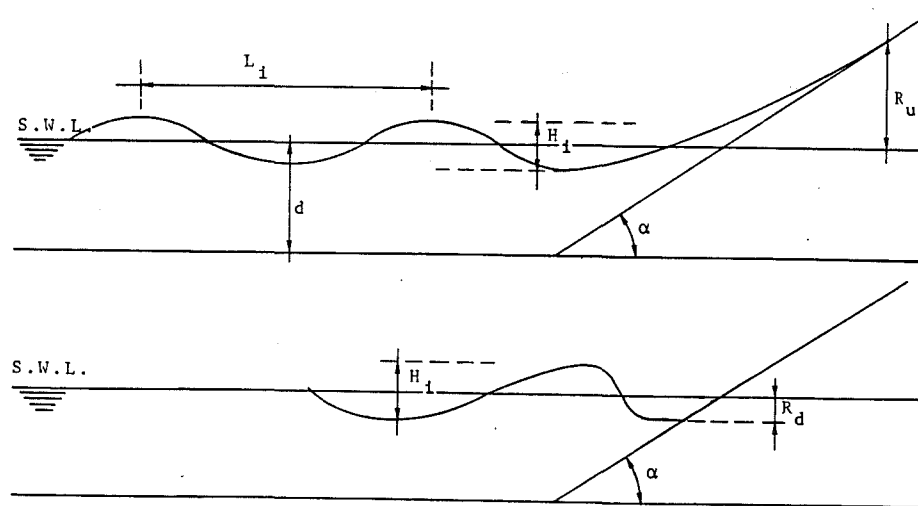


Fig. S6.2. Definitieschets van golfoploop R_u en golf-terugloop (golfdal) R_d

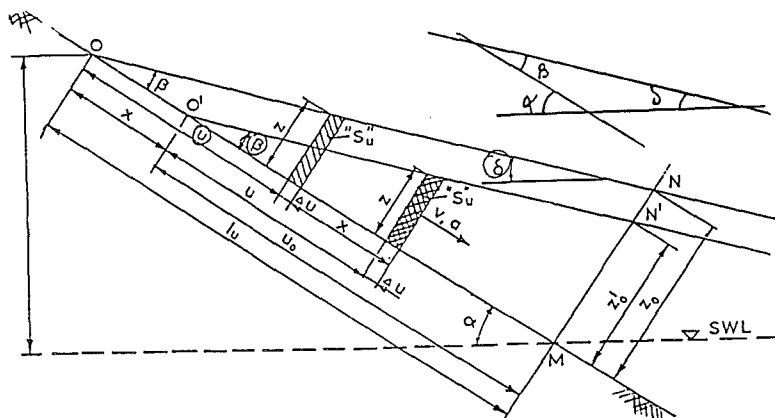


Fig. S6.3. Basis voor het model van Brandtzaeg (bron : Brandtzaeg A., 1962)

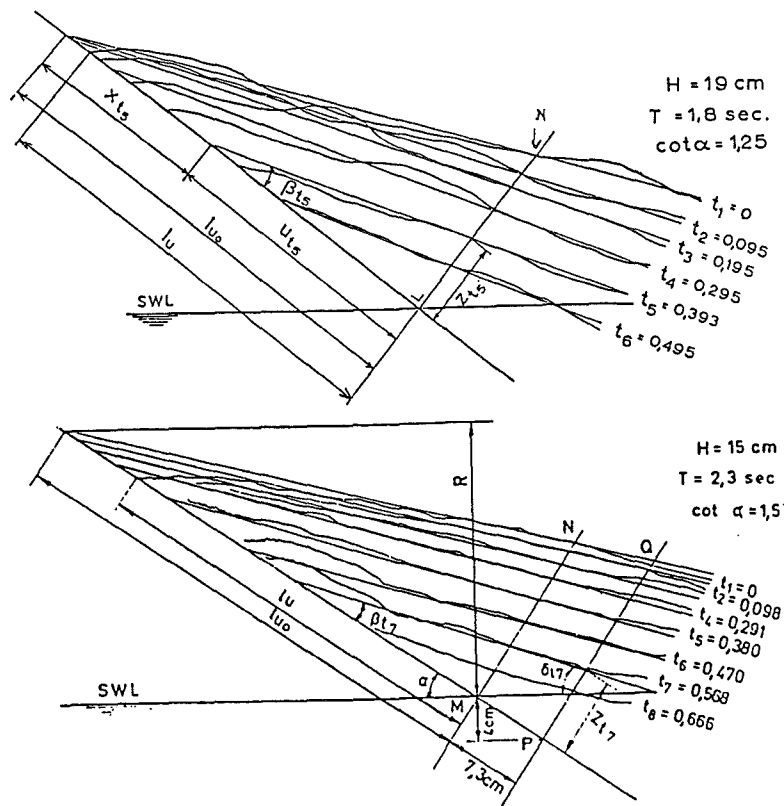


Fig. S6.4. Golfvorm gedurende de golfterugloop (bron : Brandtzaeg A. et al., 1962)

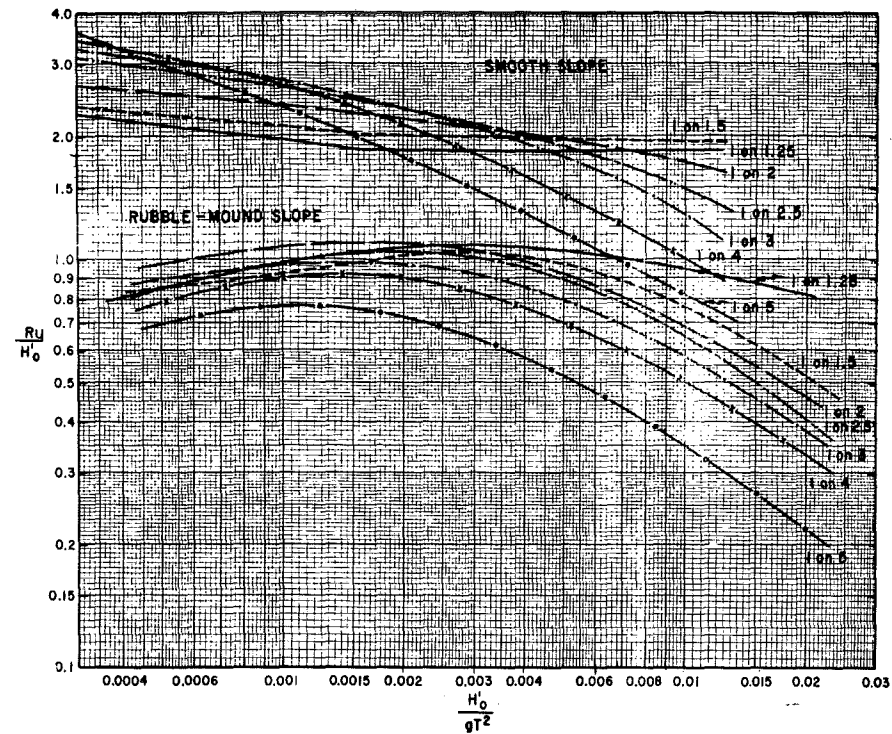


Fig. S6.5. Golfoploop in functie van de golfsteilheid voor glad taludoppervlak en stortsteentalud (bron : Shore Protection Manual, 1984)

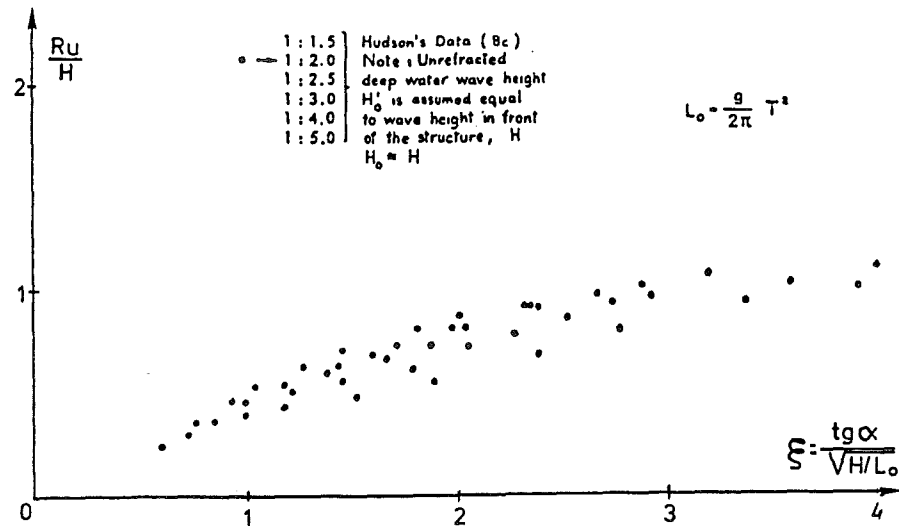


Fig. S6.6. Golfoploop in functie van ξ voor stortsteen-taluds - gegevens Hudson (bron : Günbak A.R., 1976)

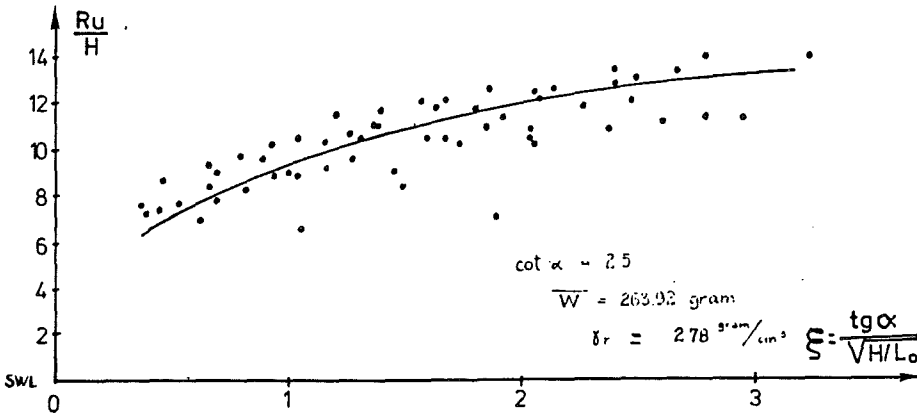


Fig. S6.7. Golfoploop in functie van ξ voor stortsteen-taluds (bron : Günbak A.R., 1976)

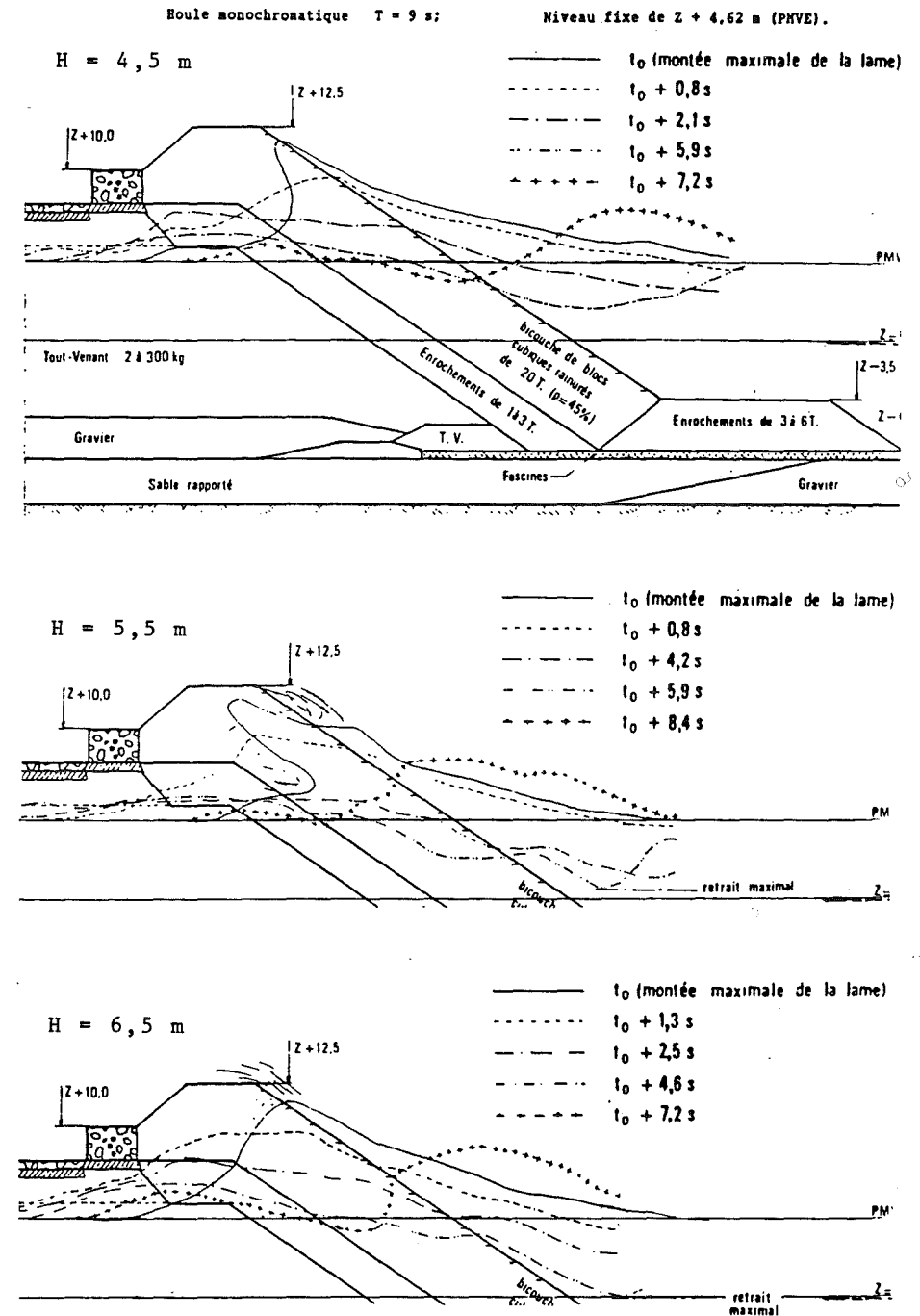


Fig. S6.8. L.N.G.-dam Zeebrugge - golfvorm vóór en in de dam - proeven schaal 1/45 : S.W.L. Z +4,62

Houle monochromatique T = 9 s;

Niveau fixe de Z + 6 m (PHVE).

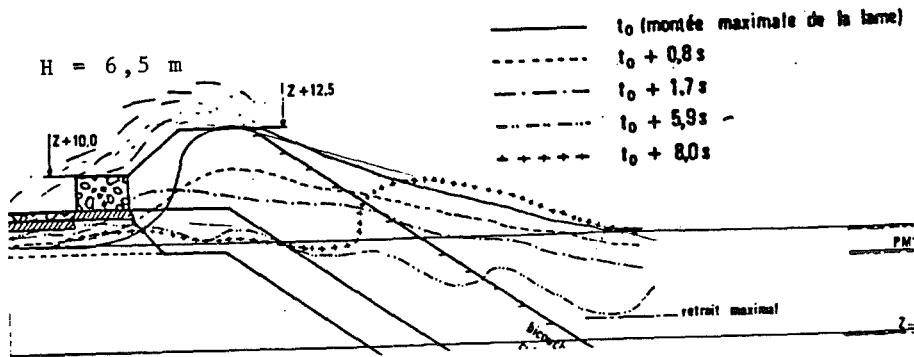
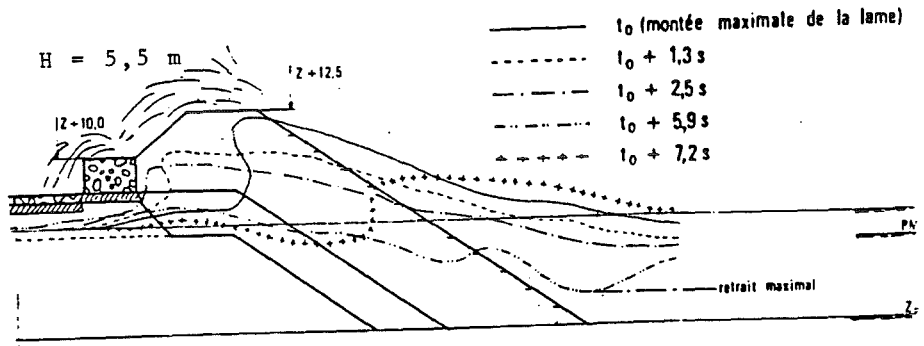
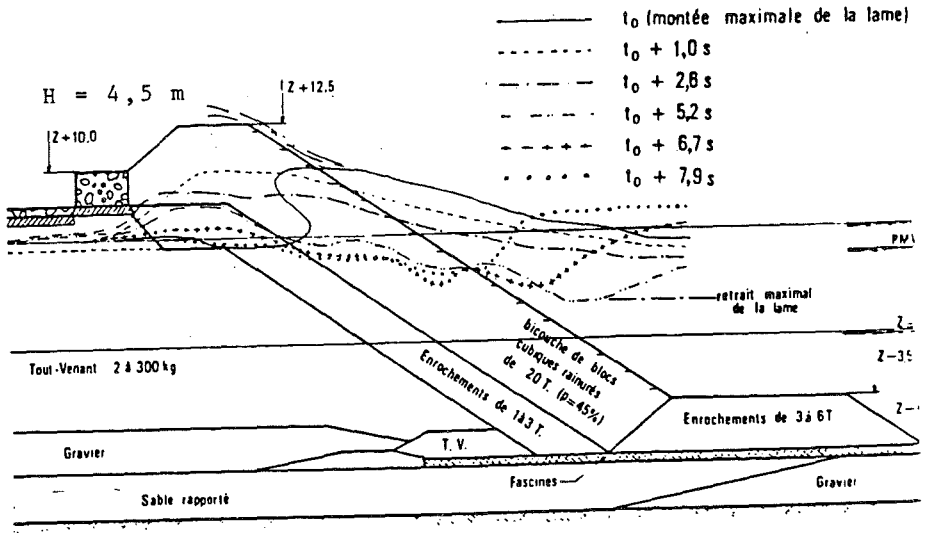


Fig. S6.9. L.N.G.-dam Zeebrugge - golfvorm vóór en in de dam - proeven schaal 1/45 - S.W.L. Z +6,00

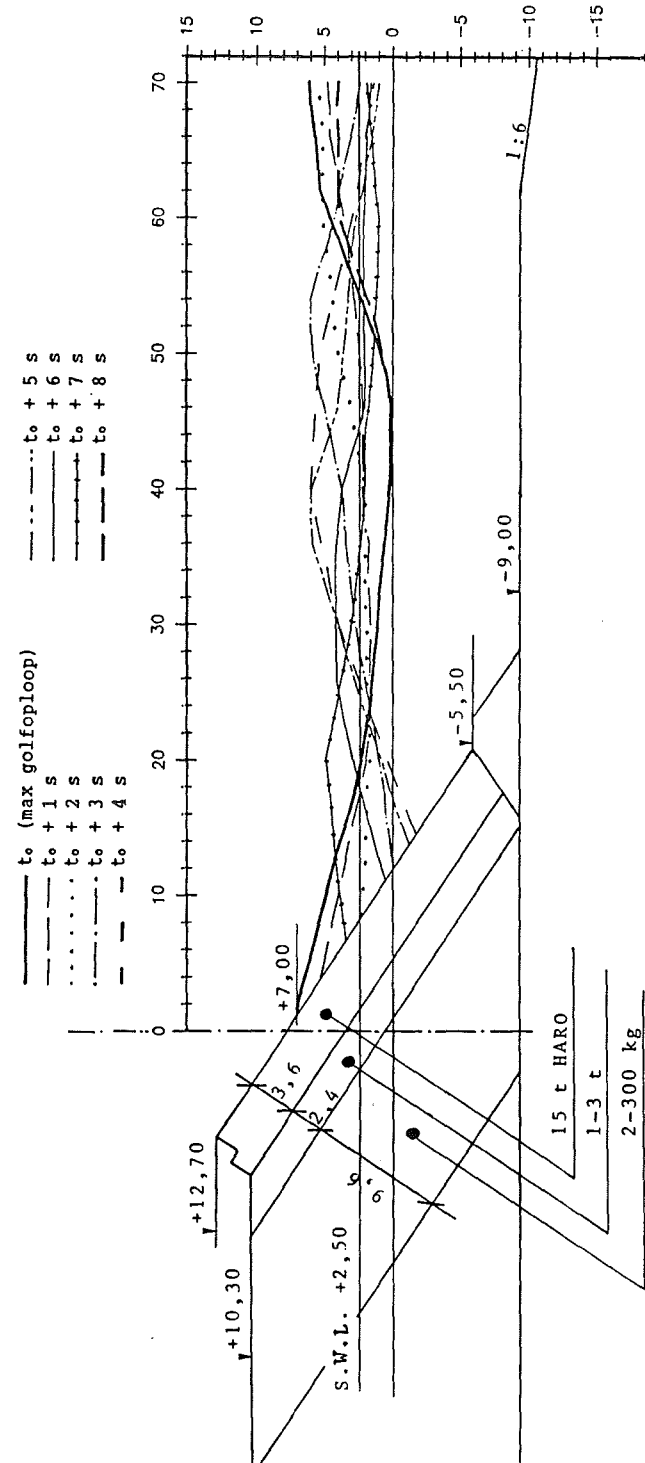


Fig. S6.10. Bepaling van de golfvorm vóór de dam - proeven schaal 1/20 - S.W.L. +2,50; H = 5,00; T = 9s

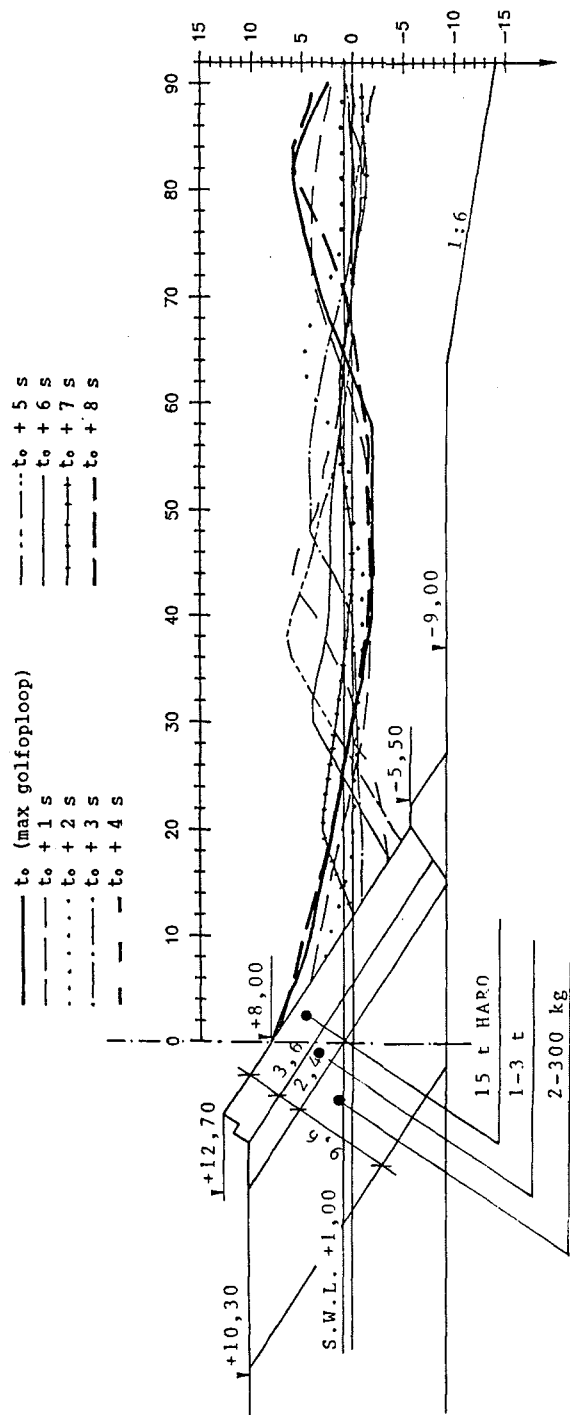


Fig. S6.11. Bepaling van de golfvorm vóór de dam - proeven schaal 1/20 - S.W.L. +1,00; H = 6,00; T = 9s

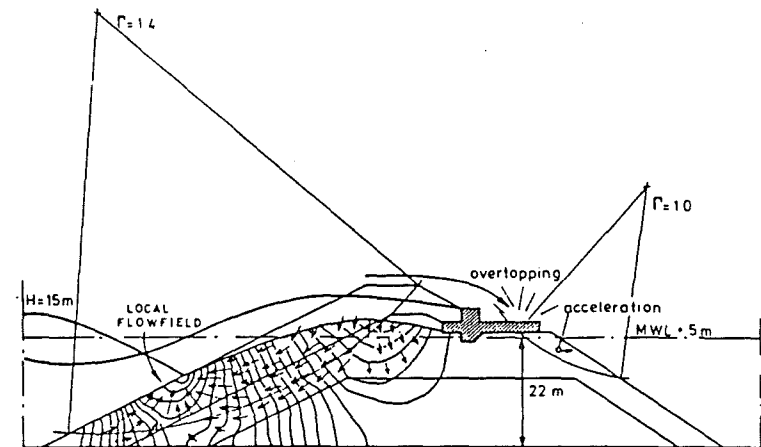


Fig. S7.1. Voorbeeld van een glijvlak dat zich volledig in het damlichaam ontwikkelt (bron : Barends F.B.J., 1985)

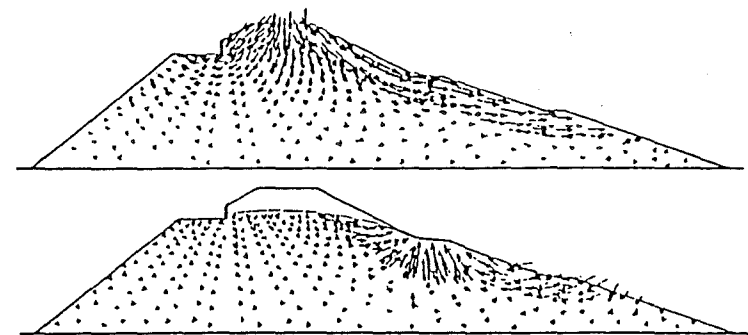


Fig. S7.2. Stromingsprofiel in een golfbreker (bron : Van der Kogel H., 1981)

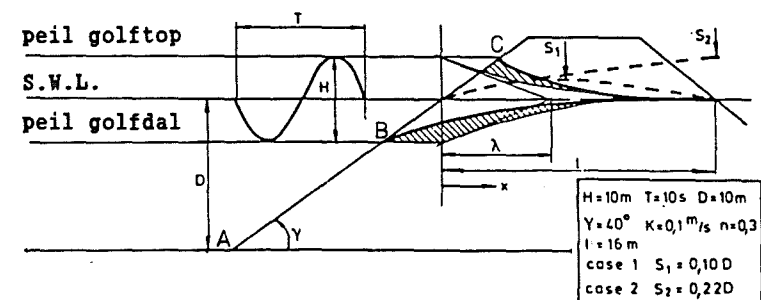


Fig. S7.3. Verhoging van het waterpeil in de dam o.i.v. golfwerking (bron : Barends F.B.J. 1985)

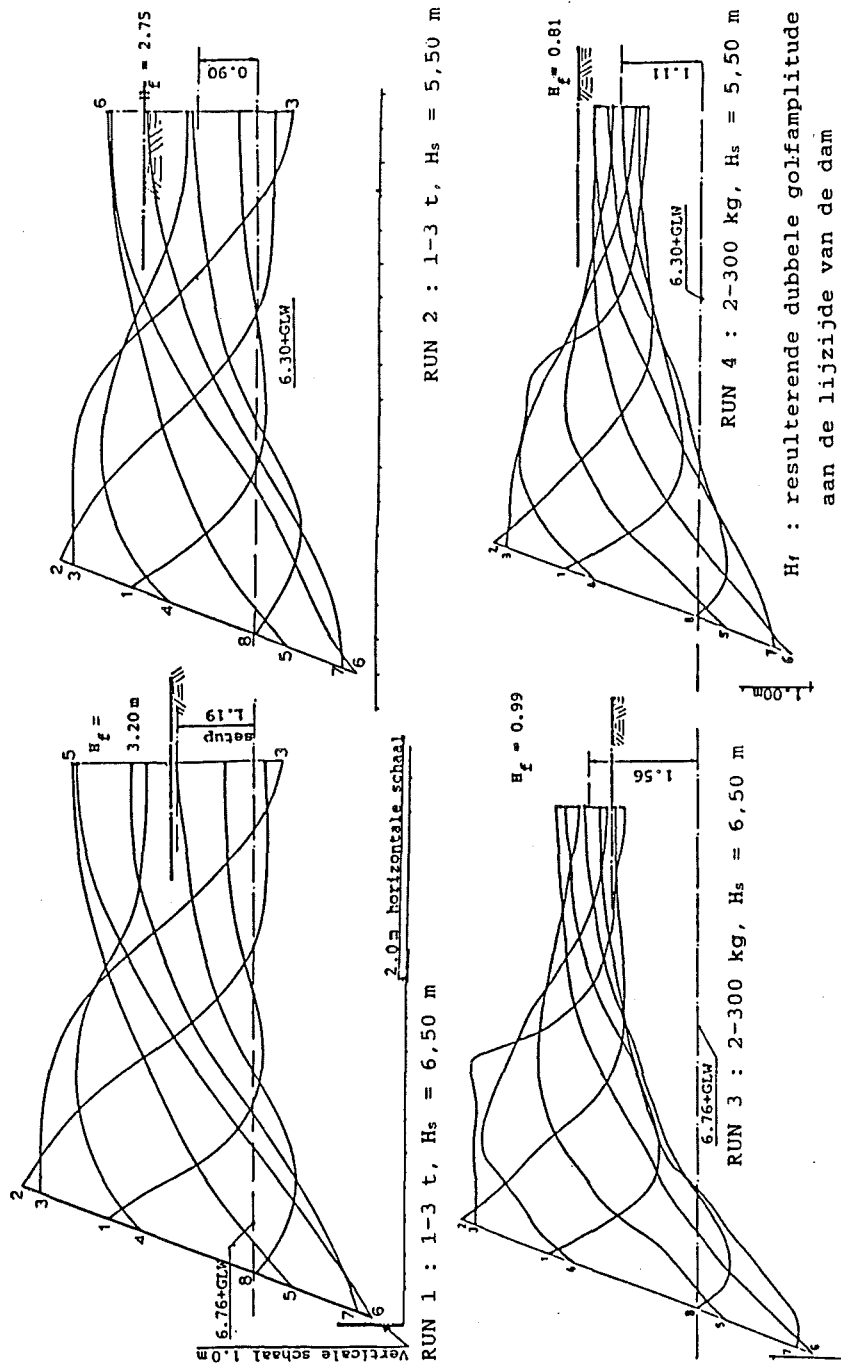


Fig. S7.4. Interne verhoging en golfbeweging in de dam (berekeningsresultaten HADEER) (bron : L.G.M. BO-267333, 1983)

H_f : resulterende dubbele golfamplitude aan de lijszijde van de dam

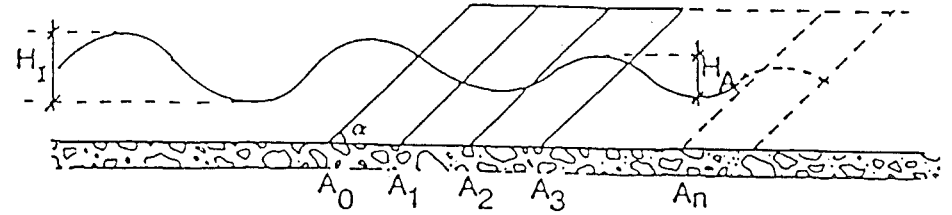
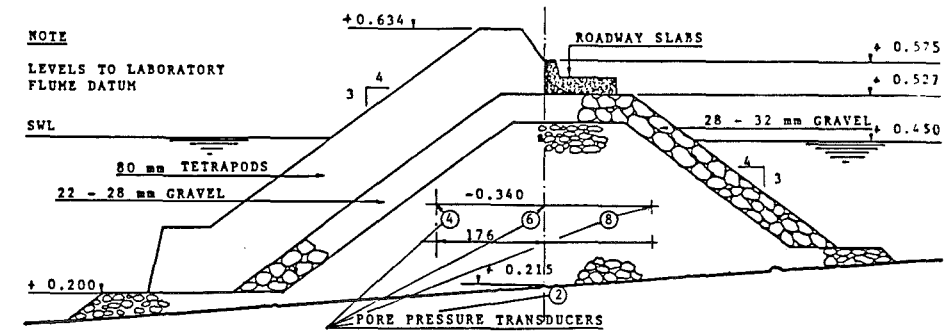
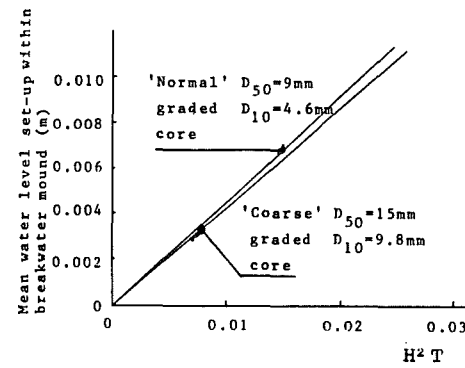


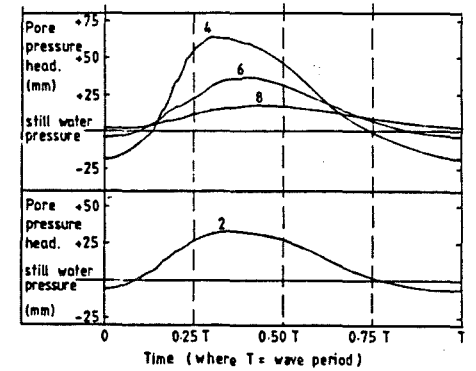
Fig. S7.5. Principe van golfdemping in de dam (bron : Marchal J., 1979)



a, Proefopstelling

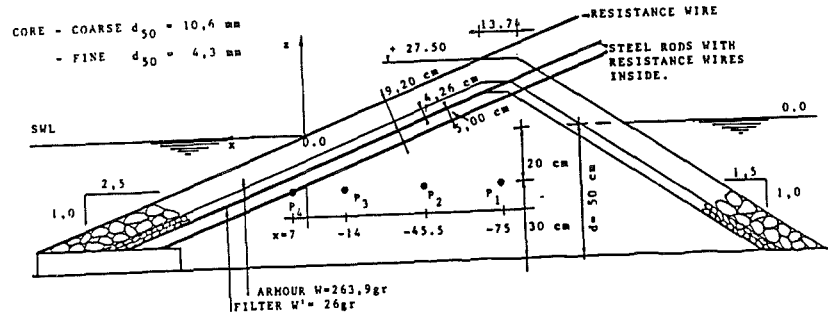


b. Gemiddeld peil t.o.v. $H^2 T$

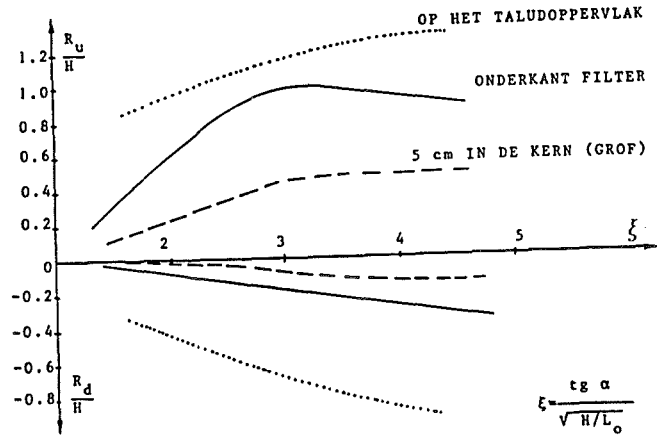


c, Simultane registratie van de druksensoren

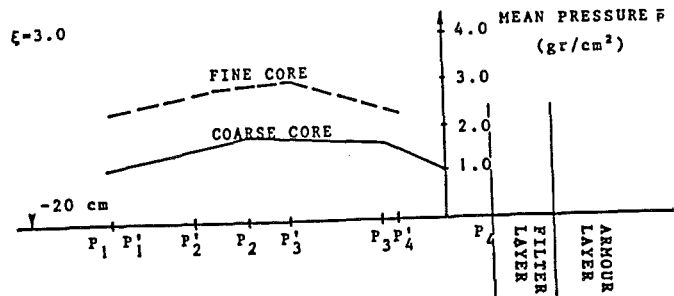
Fig. S7.7. Proefopstelling en proefresultaten Simm J.D. et al. m.b.t. de waterdrukken in de dam (bron : Simm J.D. et al., 1988)



a, Proefopstelling

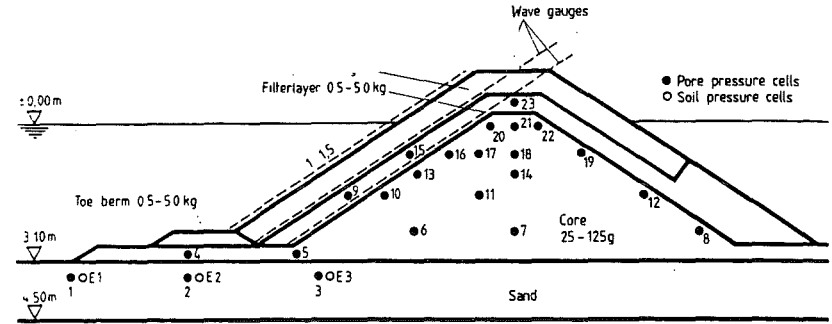


b, Golfoploop - golfterugloop in functie van

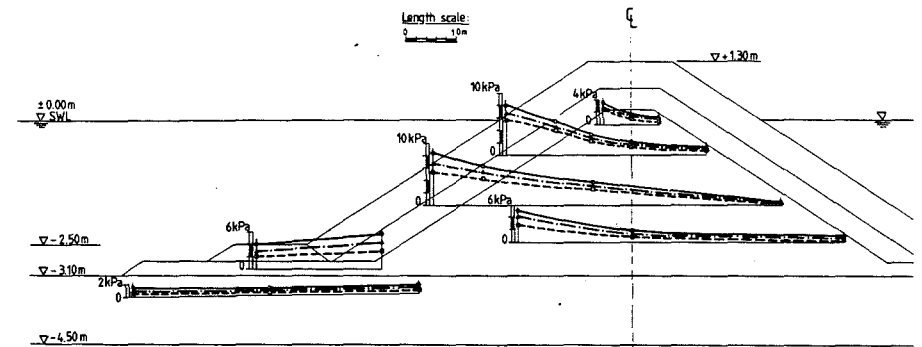


c, Gemiddelde golfdruk in de dam

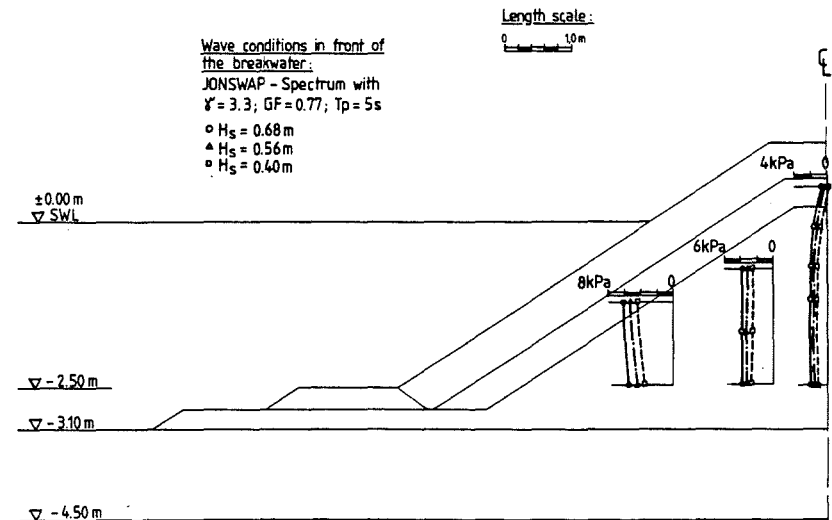
Fig. S7.6. Proefopstelling en proefresultaten Günbak m.b.t. de waterbeweging in de dam (bron : Günbak A.R., 1976)



a, Proefopstelling



b, Damping van de drukschommeling doorheen de dam



c, Drukschommeling op de verticale

Fig. S7.8. Proefopstelling en proefresultaten G.W.K. te Hannover (bron : Burger W. et al., 1988)

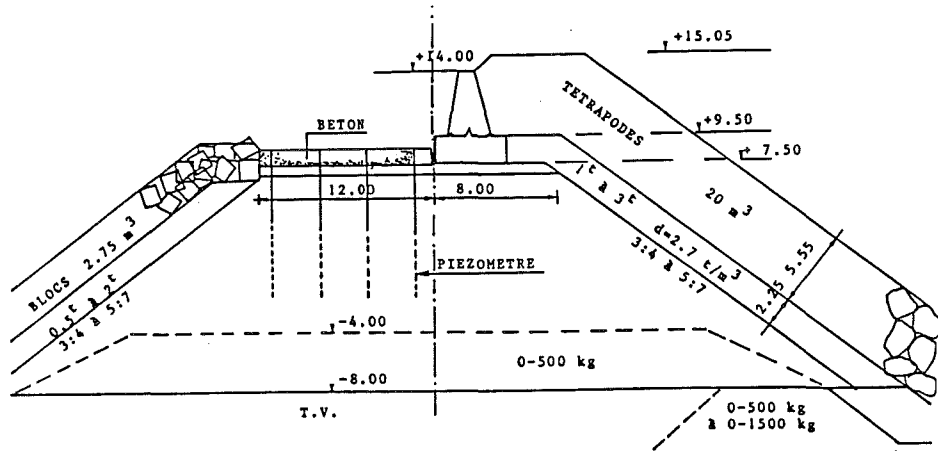


Fig. S7.9 Doorsnede van de golfbreker in Jorf Lasfar, Marokko - Implanting piëzometers (bron : Hakimi A. et al., 1984)

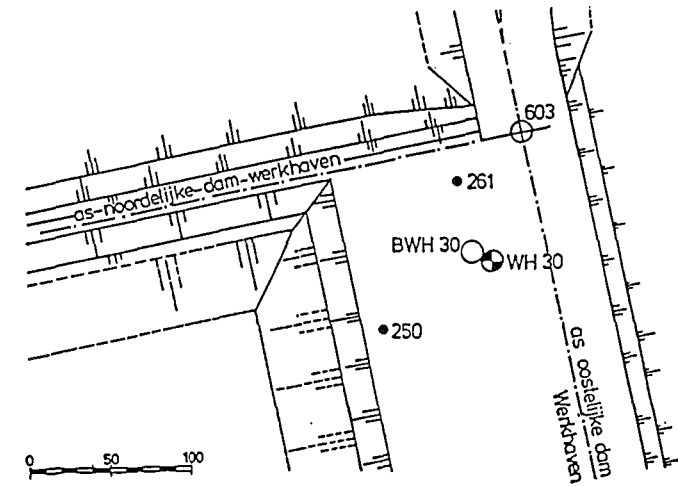


Fig. S8.1. Waterspanningsmetingen m.b.t. het getijde :
situatieplan meetcampagne t.p.v. de Werkhaven

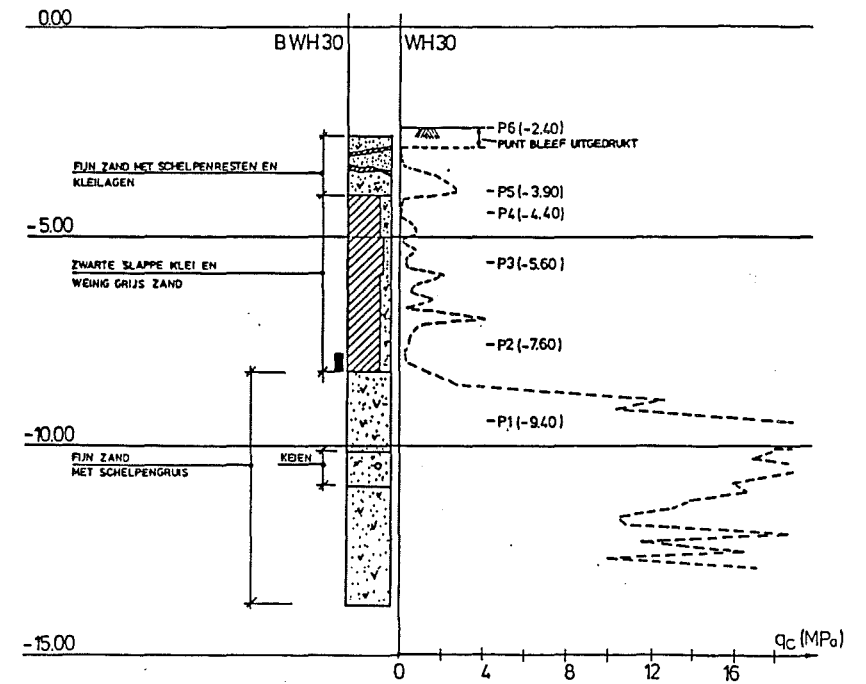


Fig. S8.2. Gelaagdheid t.p.v. de meetcampagne Werkhaven

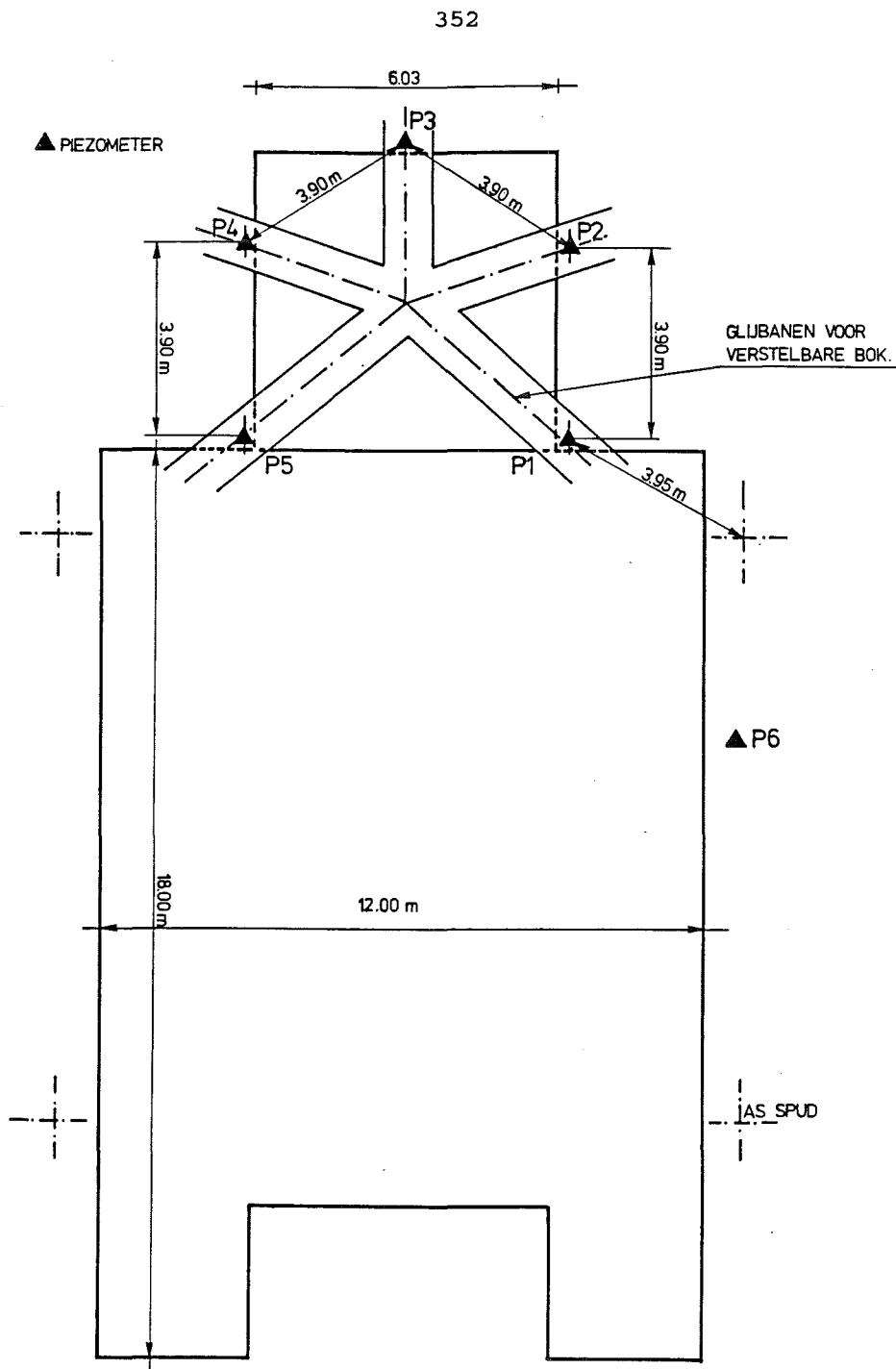


Fig. S8.3. Meetcampagne Werkhaven : planzicht hefeiland en inplanting van de piëzometers

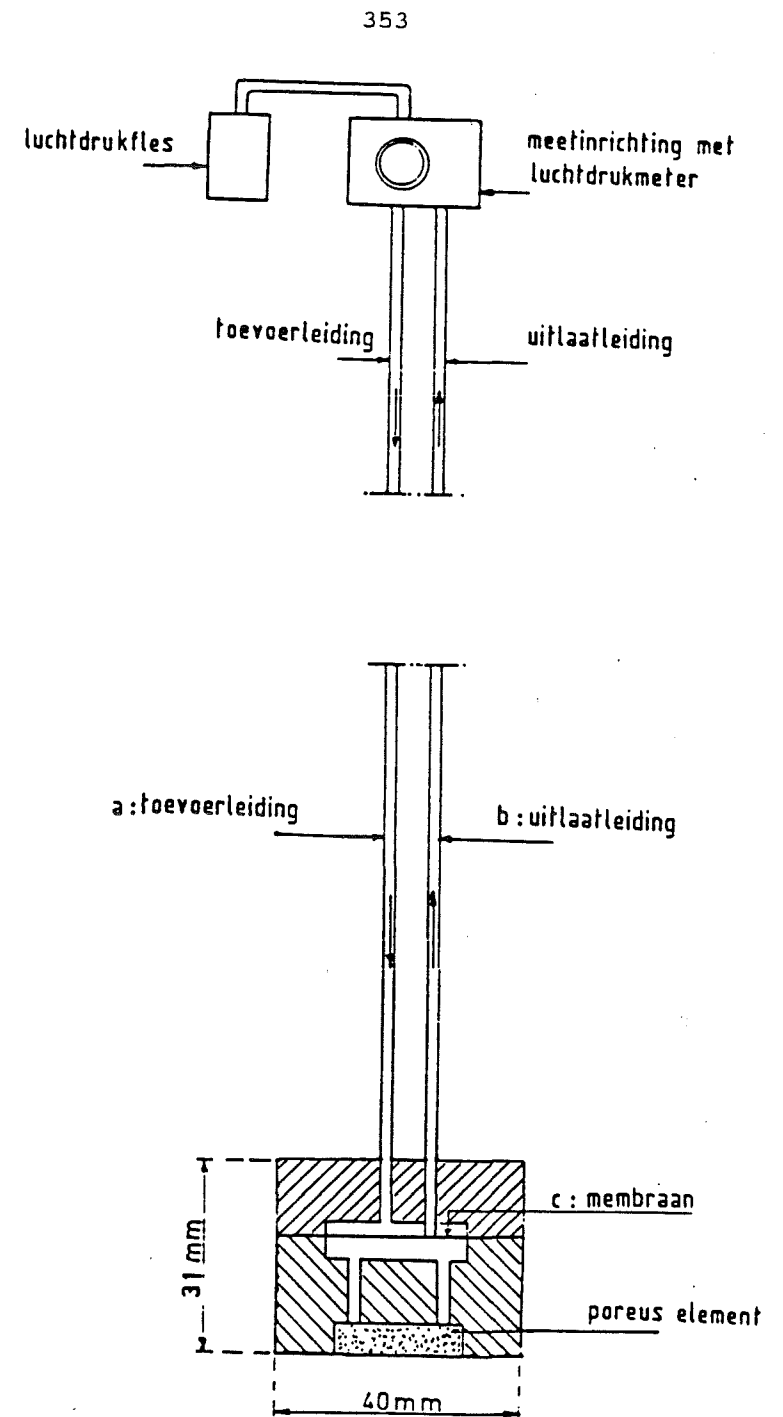


Fig. S8.4. Principeschets van de luchtpiëzometers

gelaagdheid		piëzometer nr	peil piëzometer	σ_{vz}	s	$1 - \sigma_{vz} / \sigma_{vz}^0$
1, Werkhaven		P5	-3,90	78,5	3,0	21,5
		P4	-4,40	75,4	2,9	24,6
			-5,60	41,2	2,6	58,8
		P2	-7,60	43,8	2,5	56,2
		P1	-9,40	45,5	2,1	54,5
] 1m						
2, Zuidelijke Dostdam		P3	-8,62	58,6	3,9	41,4
		P2	-10,03	57,2	2,8	42,8
		P8	-10,45	52,0	5,1	48,0
		P4	-11,08	48,0	3,3	52,0
		P5	-13,05	49,0	3,8	51,0
] 1m						
3, Noordelijke Dostdam		P1	-8,46	73,1	5,7	26,9
		P2	-10,50	69,4	6,8	30,6
		P3	-11,95	55,1	7,5	44,9
		P4	-13,99	26,3	6,3	73,7
		P5	-15,46	94,8	6,0	5,2
		P6	-17,46	42,6	4,4	57,4
		P7	-21,98	25,3	5,1	74,7
		P8	-25,48	96,0	6,9	4,0
] 1m						

Fig. S8.5. Overzicht waterspanningsmetingen m.b.t. het getijde : gelaagdheid en dempingscoëfficiënten

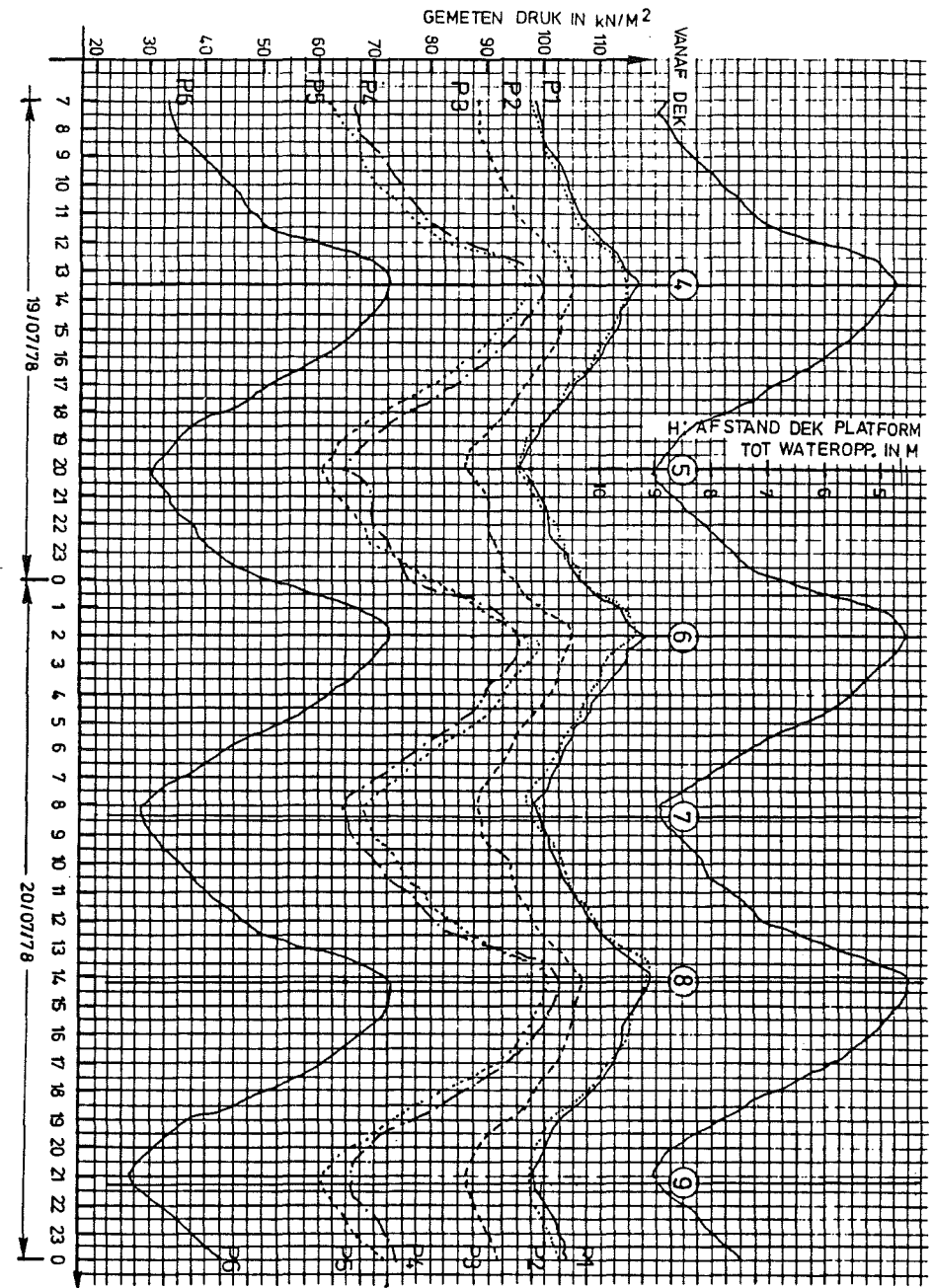


Fig. S8.6a. Meetcampagne Werkhaven : bruto meetresultaten

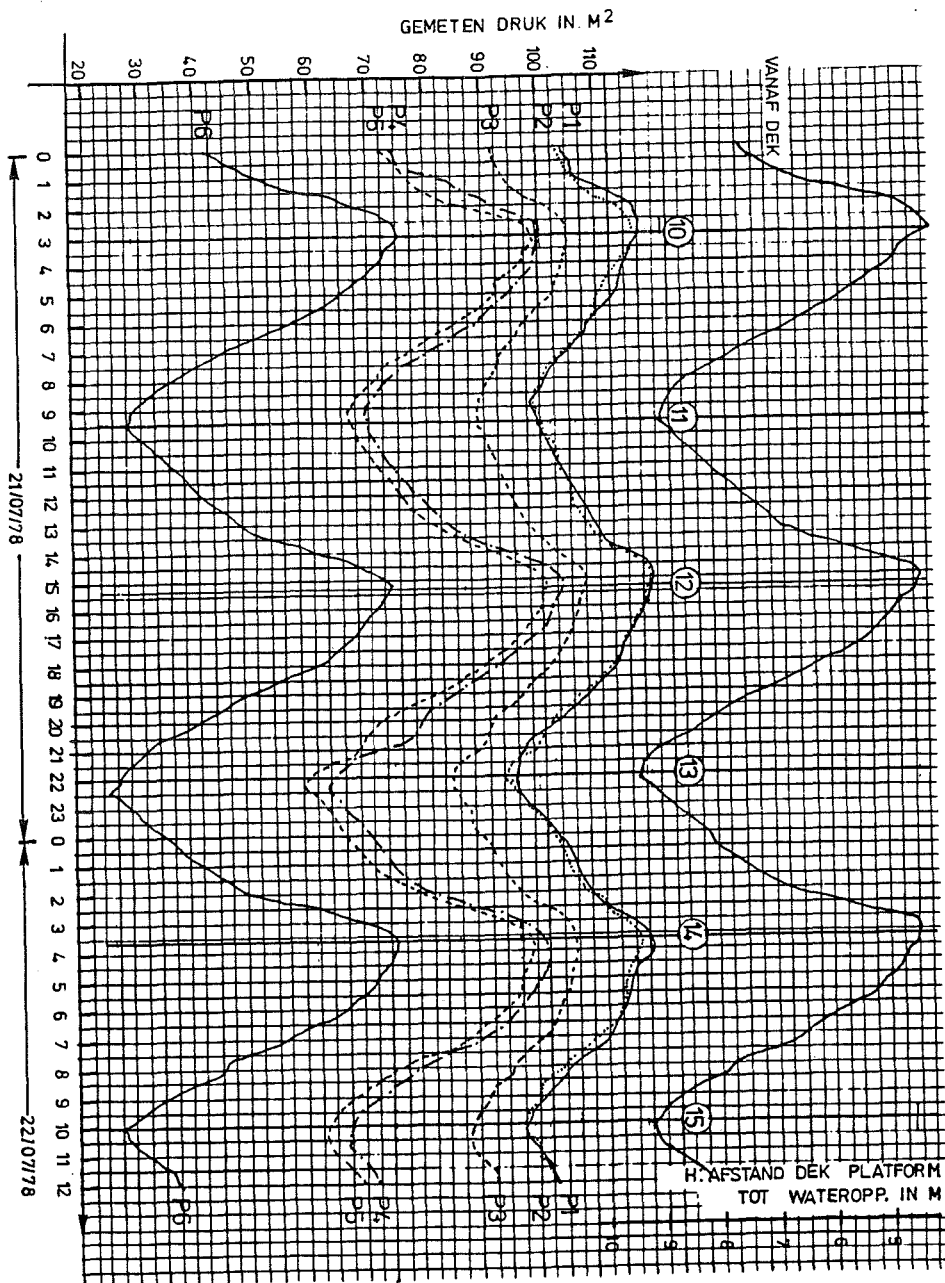


Fig. S8.6b. Meetcampagne Werkhaven : bruto meetresultaten (vervolg)

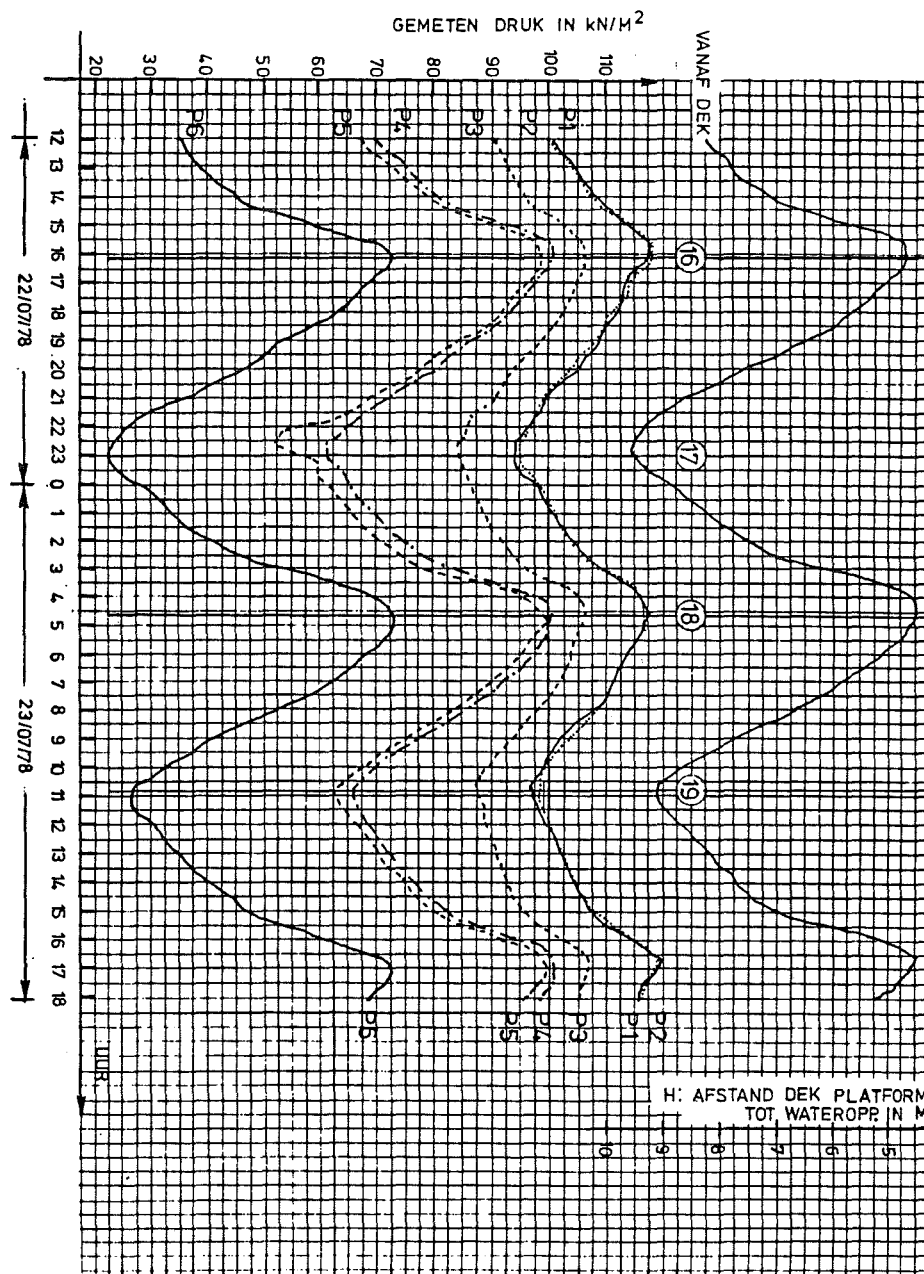


Fig. S8.6c. Meetcampagne Werkhaven : bruto meetresultaten (vervolg)

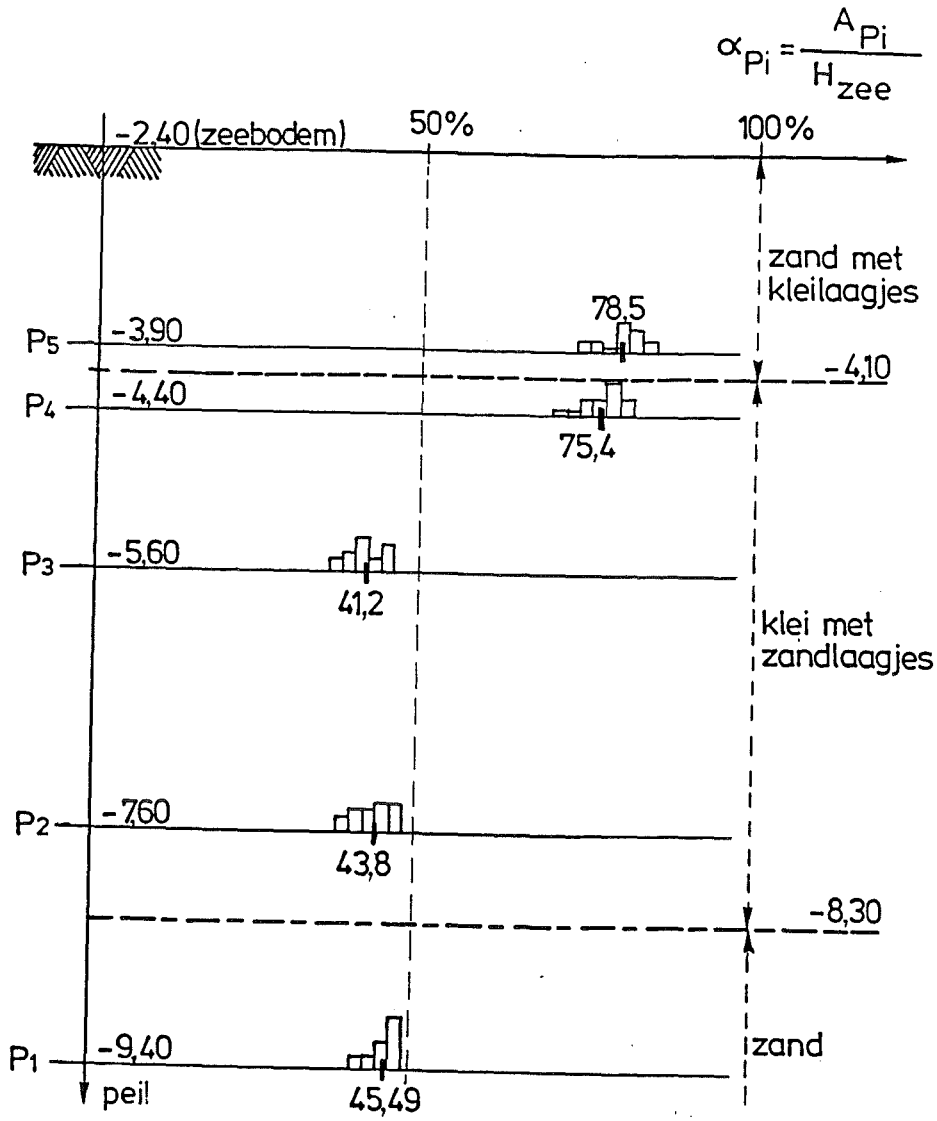


Fig. S8.7. Meetcampagne Werkhaven : verloop van de amplitudedemping met de diepte

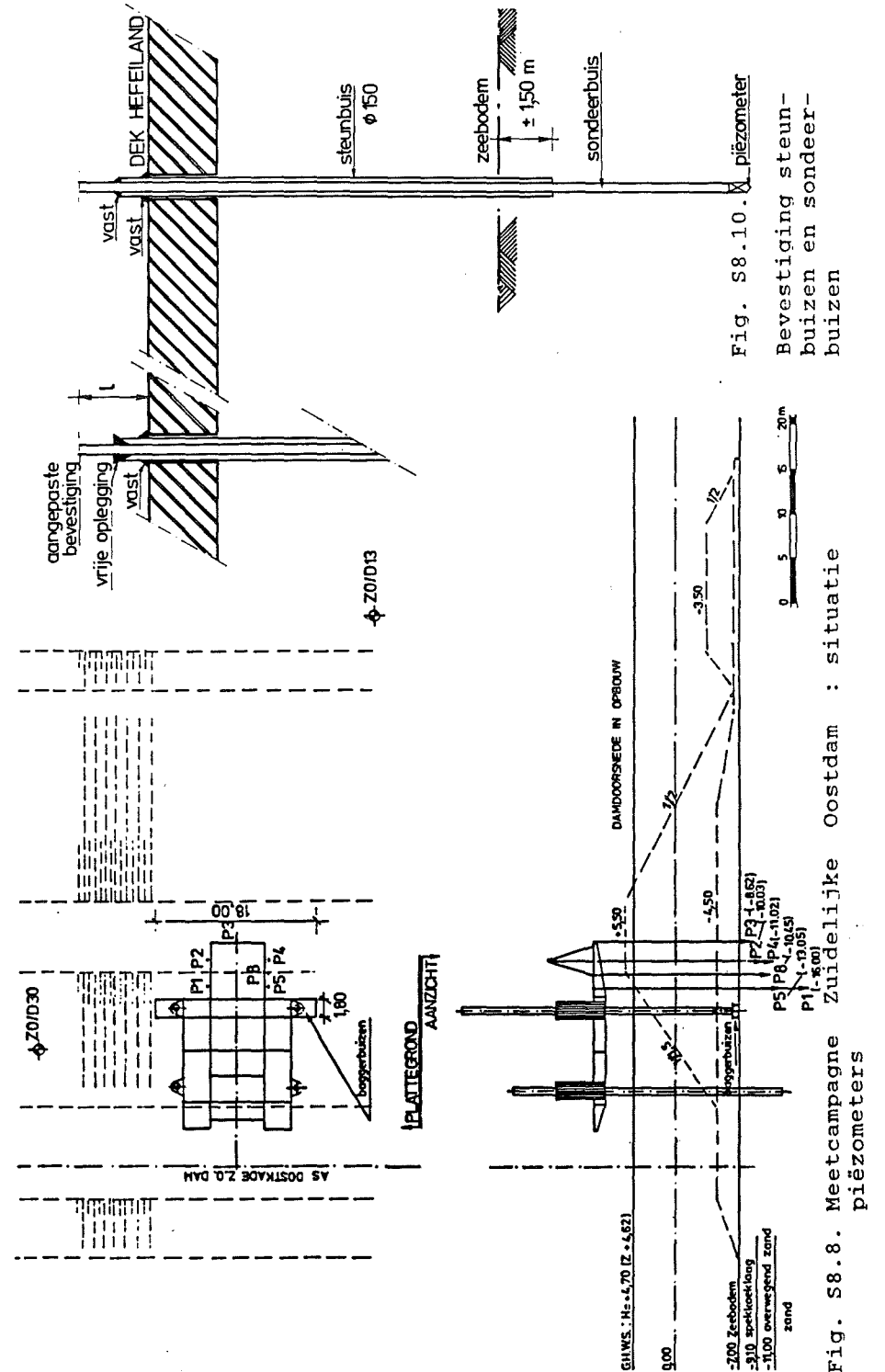


Fig. S8.10. Bevestiging steunbuisen en sondeerbuisen

Fig. S8.8. Meetcampagne Zuidelijke Oostdam : situatie piëzometers

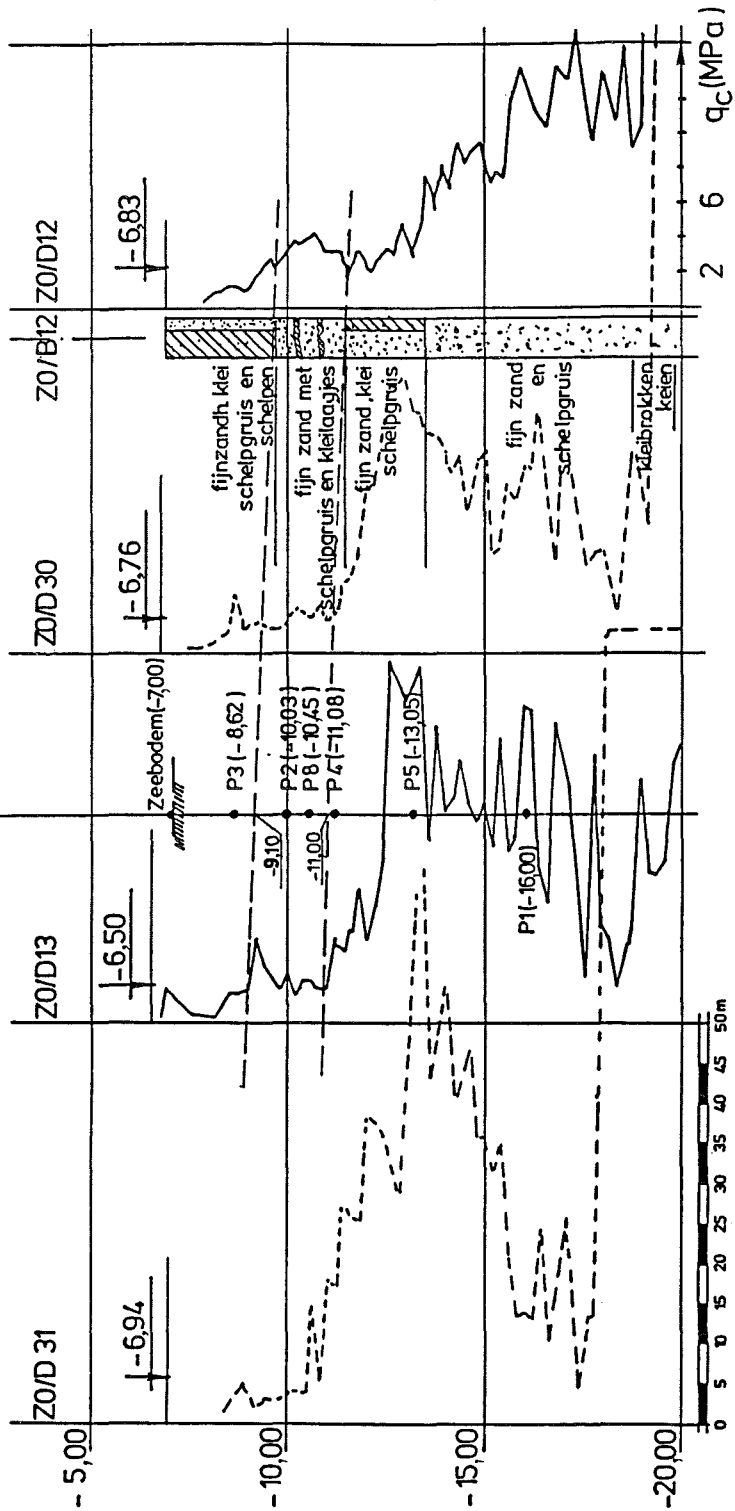


Fig. S8.9. Gelaagdheid t.p.v. de meetcampagne Zuidelijke Oostdam

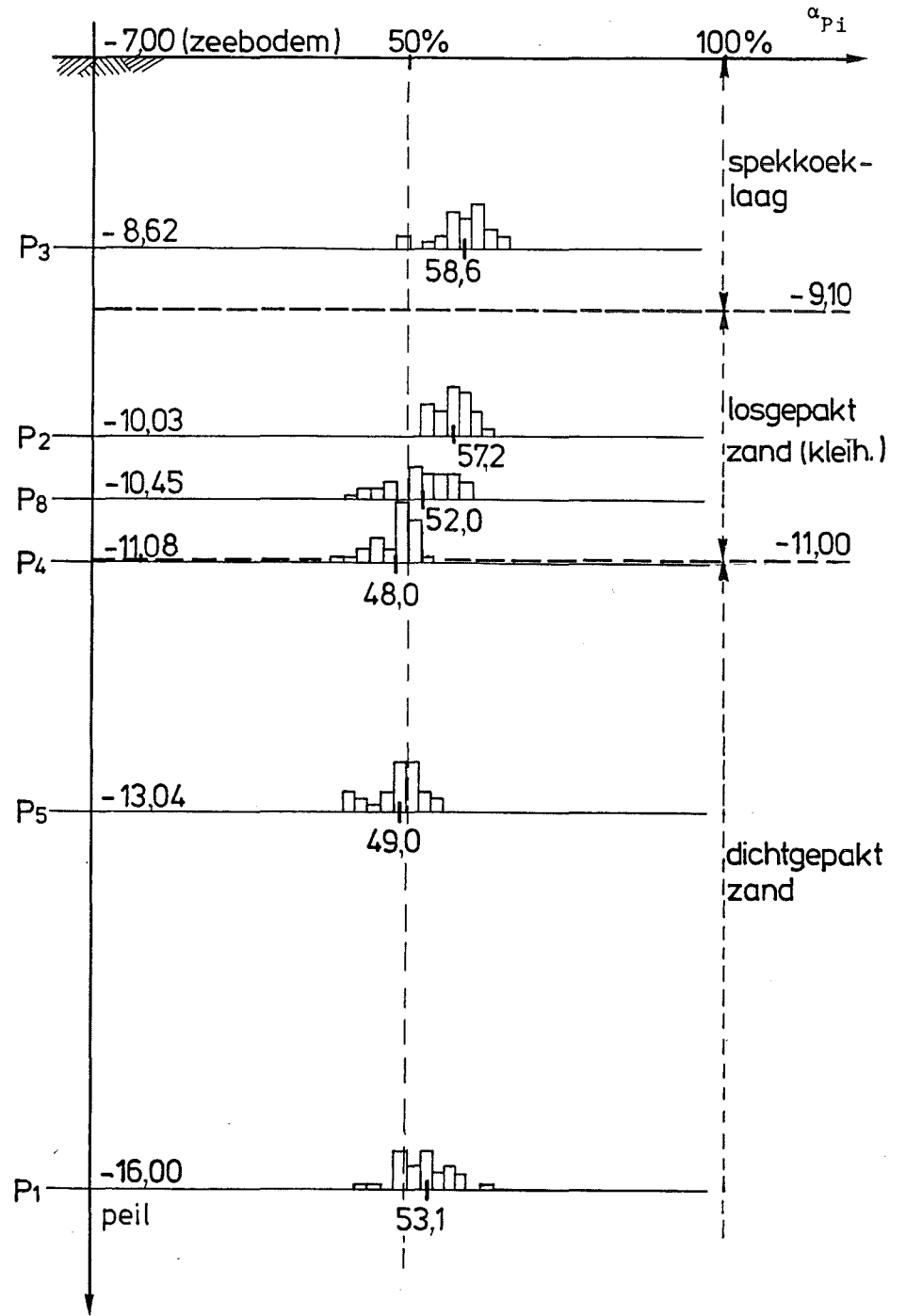


Fig. S8.11. Meetcampagne Z.O.-dam - verloop van de amplitudedemping met de diepte

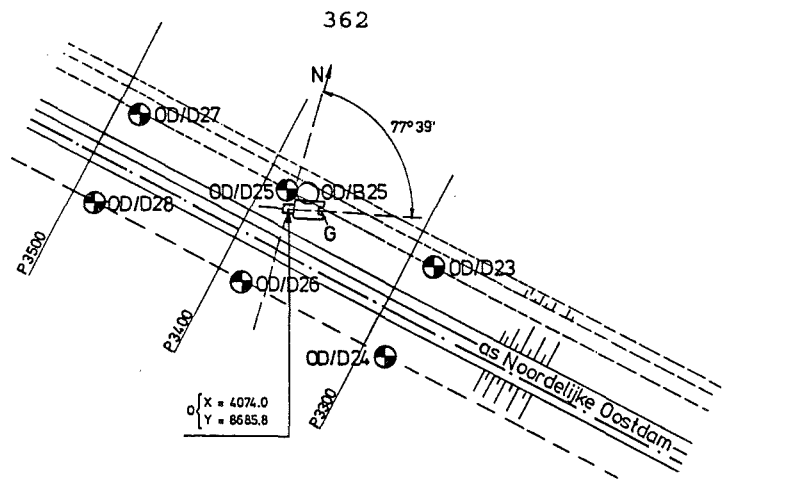


Fig. S8.12. Situatieplan meetcampagne Noordelijke Oostdam

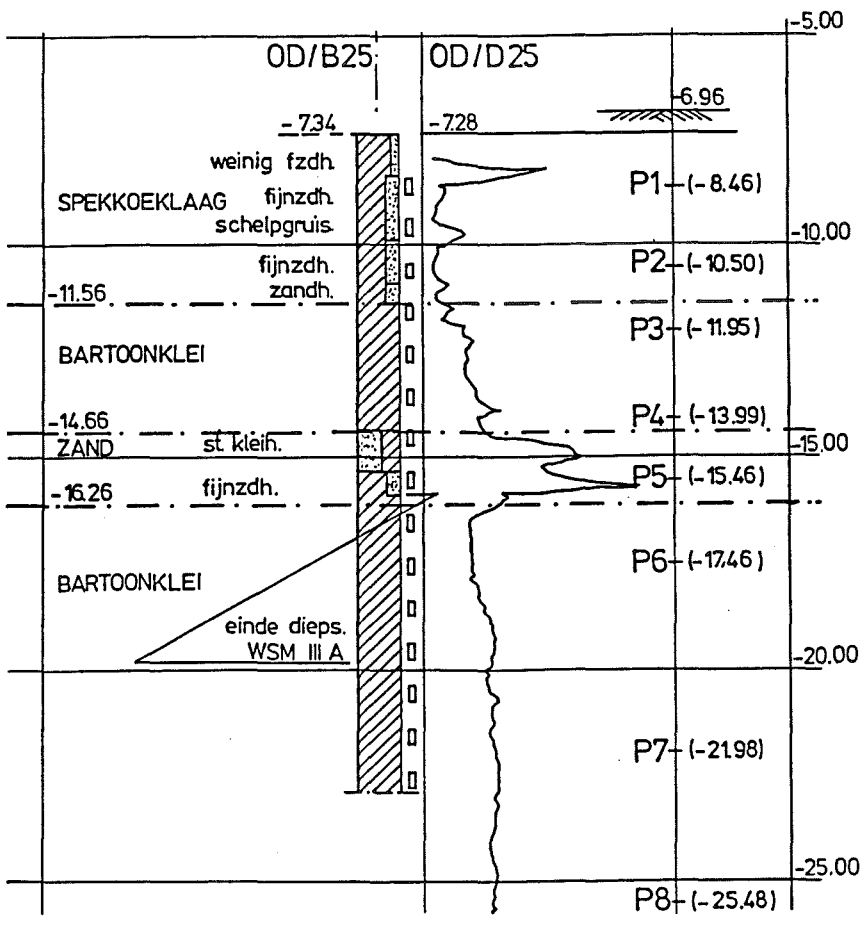


Fig. S8.13. Gelaagdheid t.p.v. meetcampagne N.O.-dam

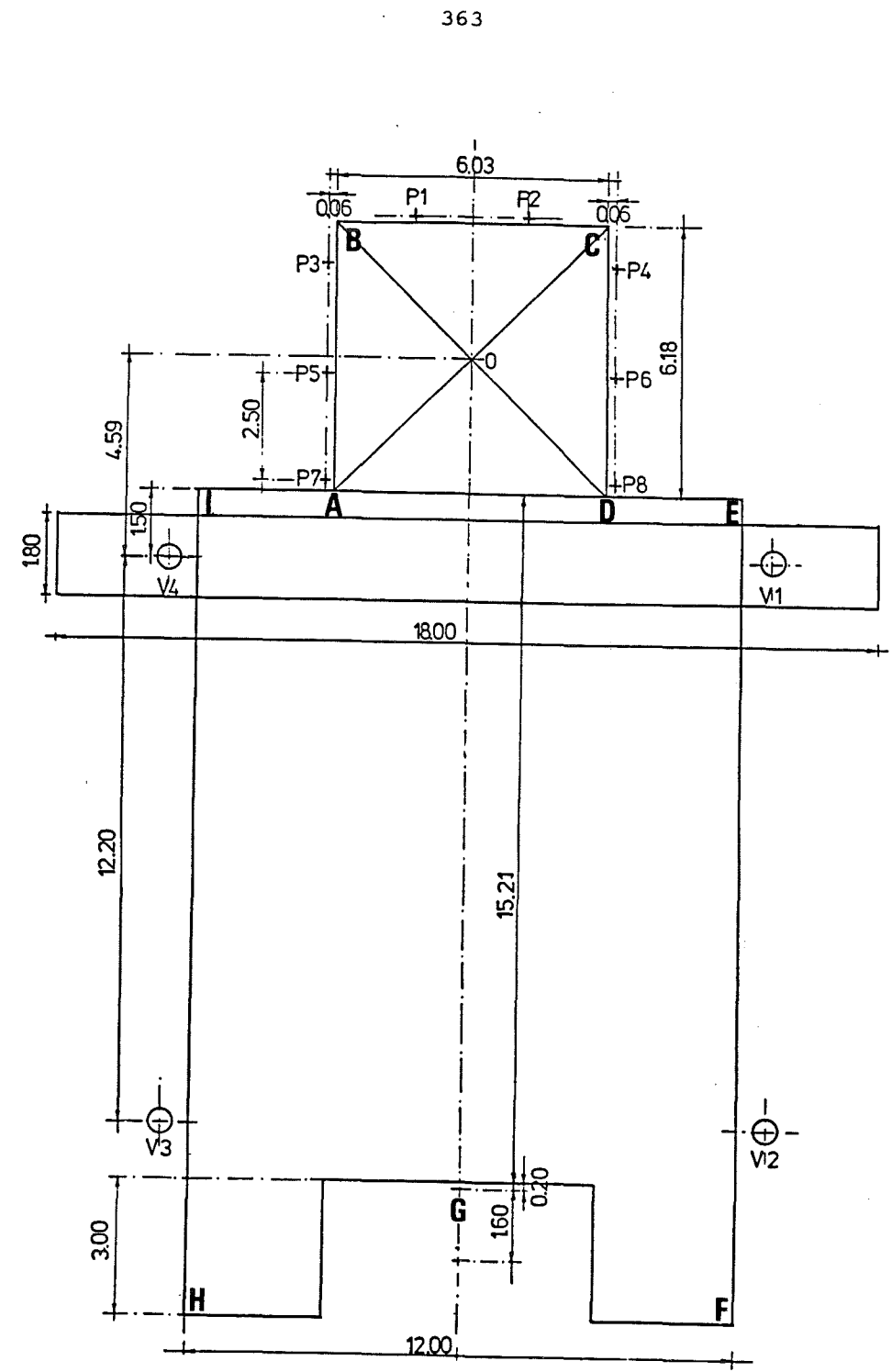


Fig. S8.14. Meetcampagne N.O.-dam : inplanting van de piëzometers

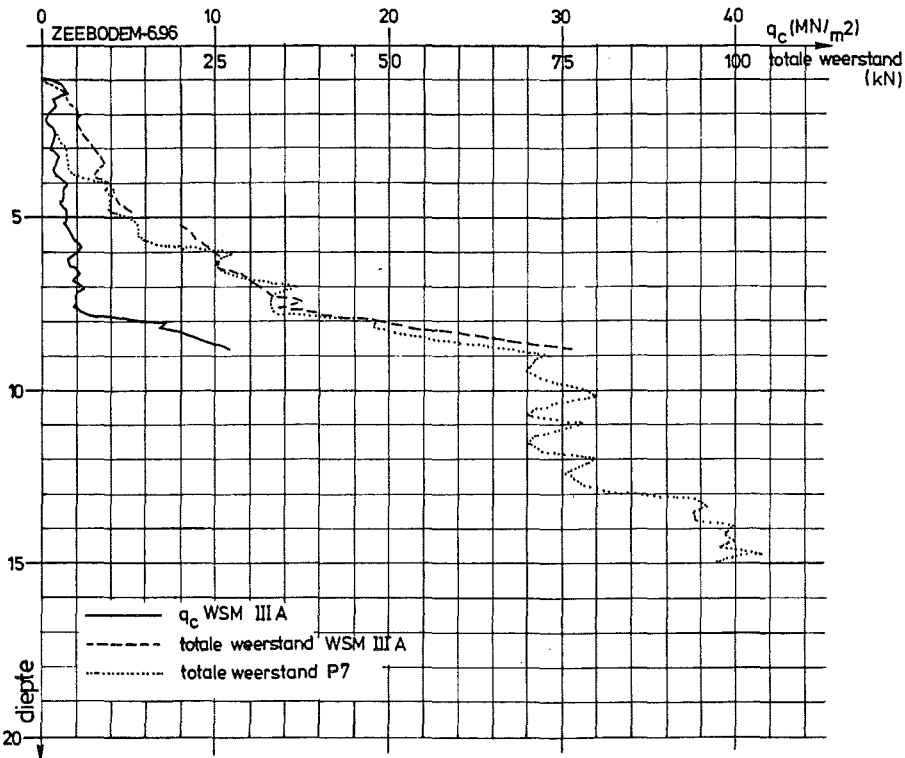


Fig. S8.15. Meetcampagne N.O.-dam : diepsondering WSM III A en totale weerstand bij het indrukken van piëzometer P7

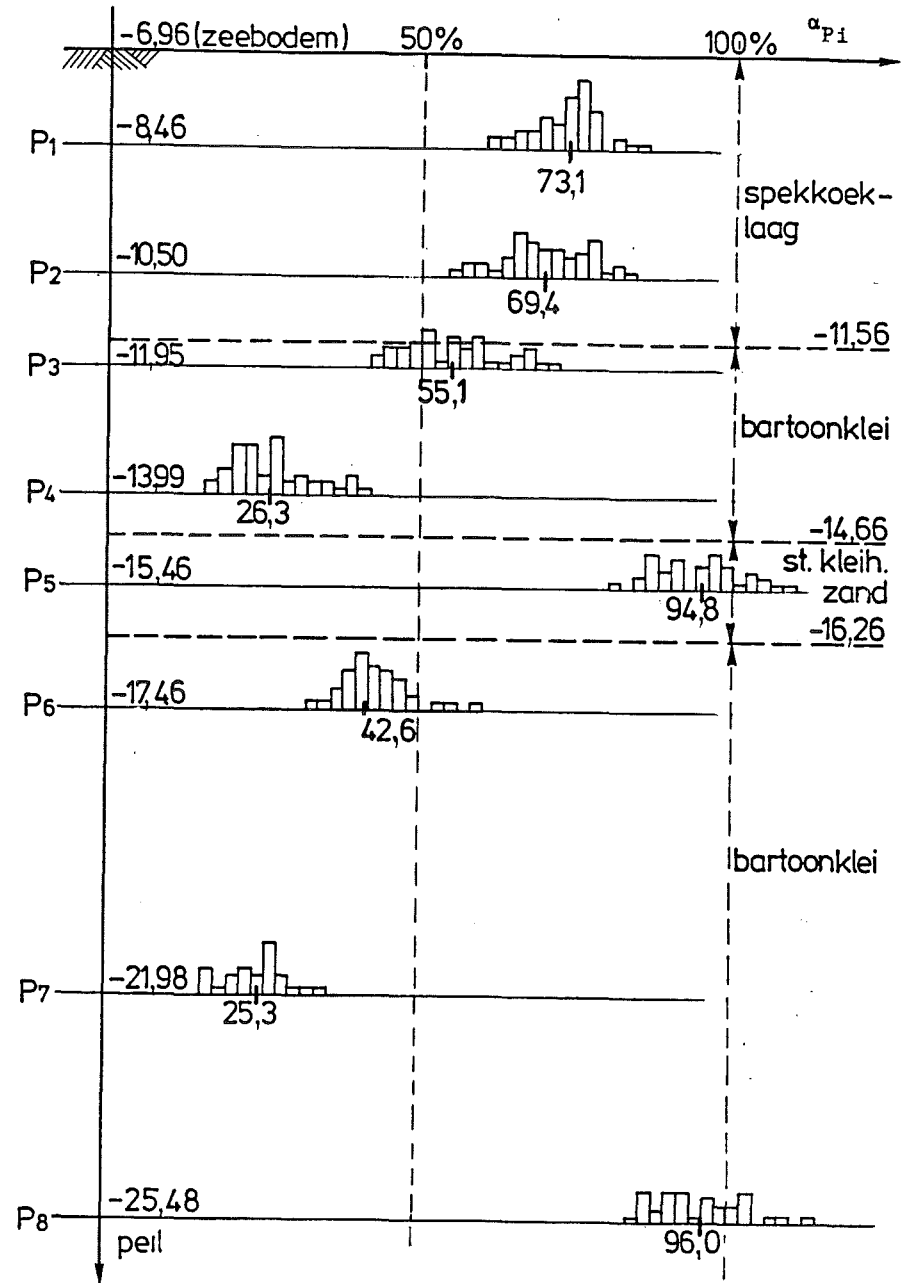


Fig. S8.16. Meetcampagne N.O.-dam : verloop van de amplitudedemping met de diepte

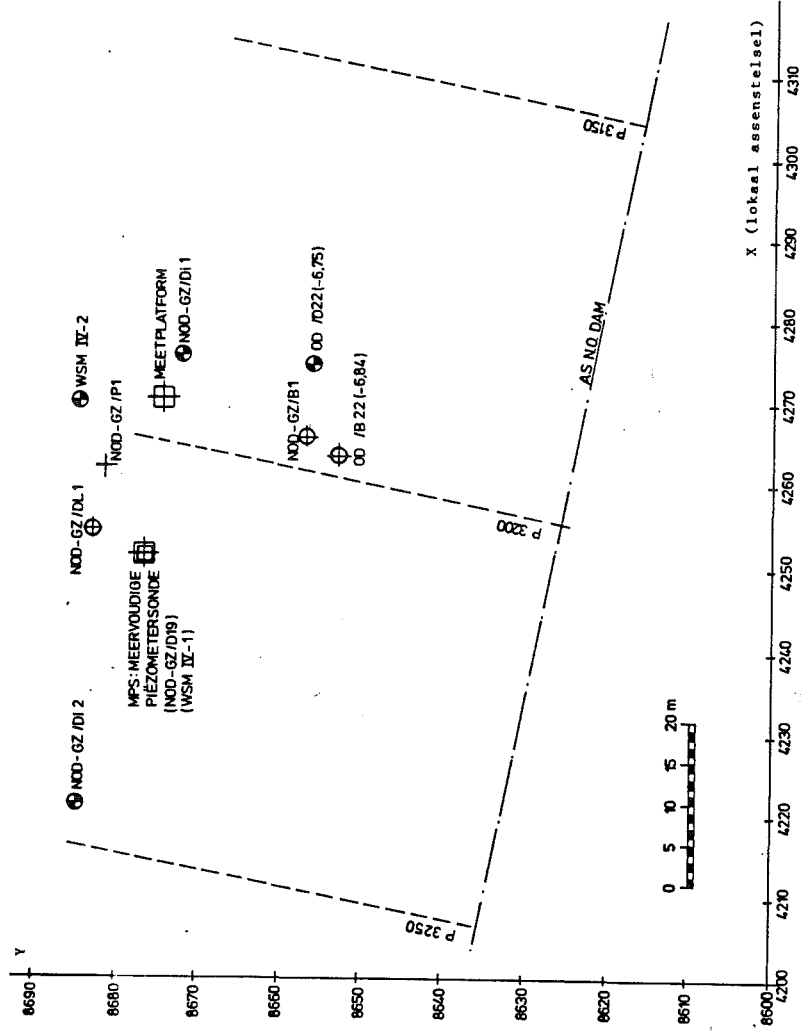


Fig. S9.1. Situatieschets 4° meetcampagne (Noordelijke Oostdam)

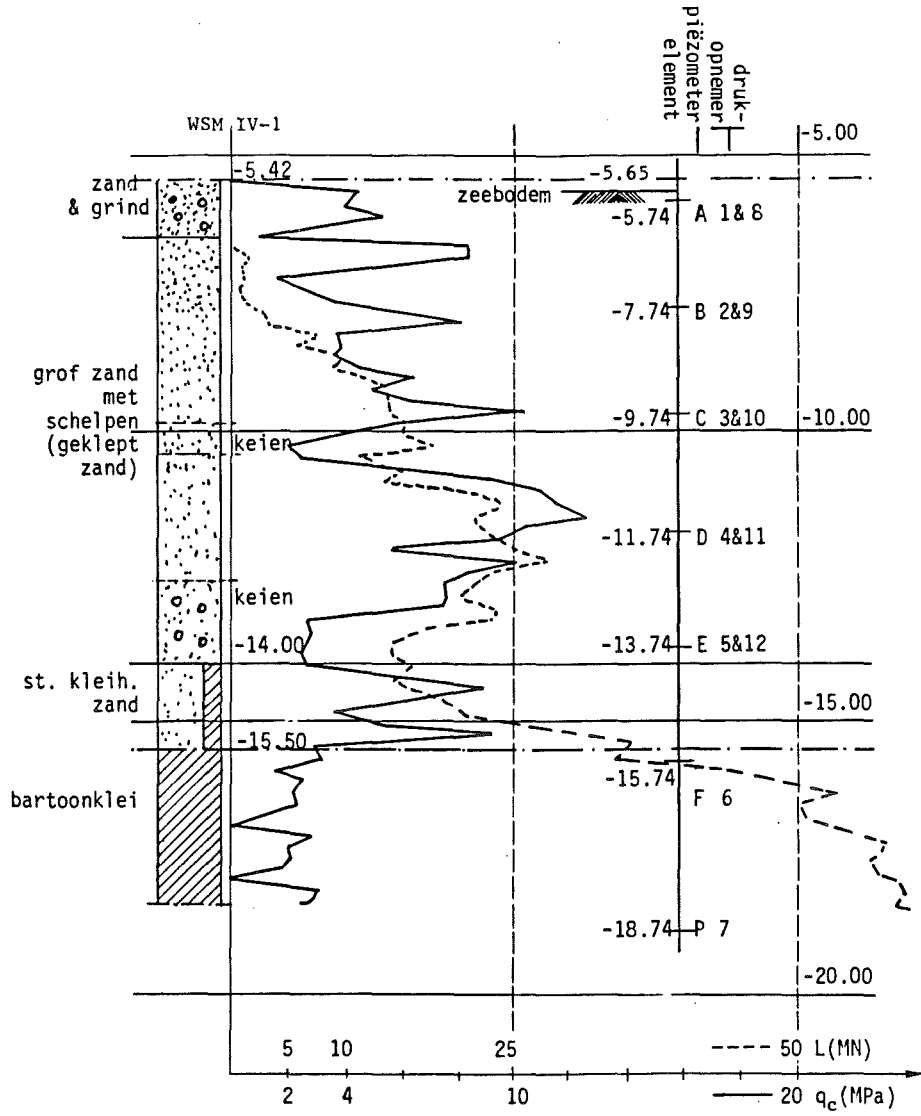


Fig. S9.2. Gelaagdheid t.p.v. de 4^o meetcampagne

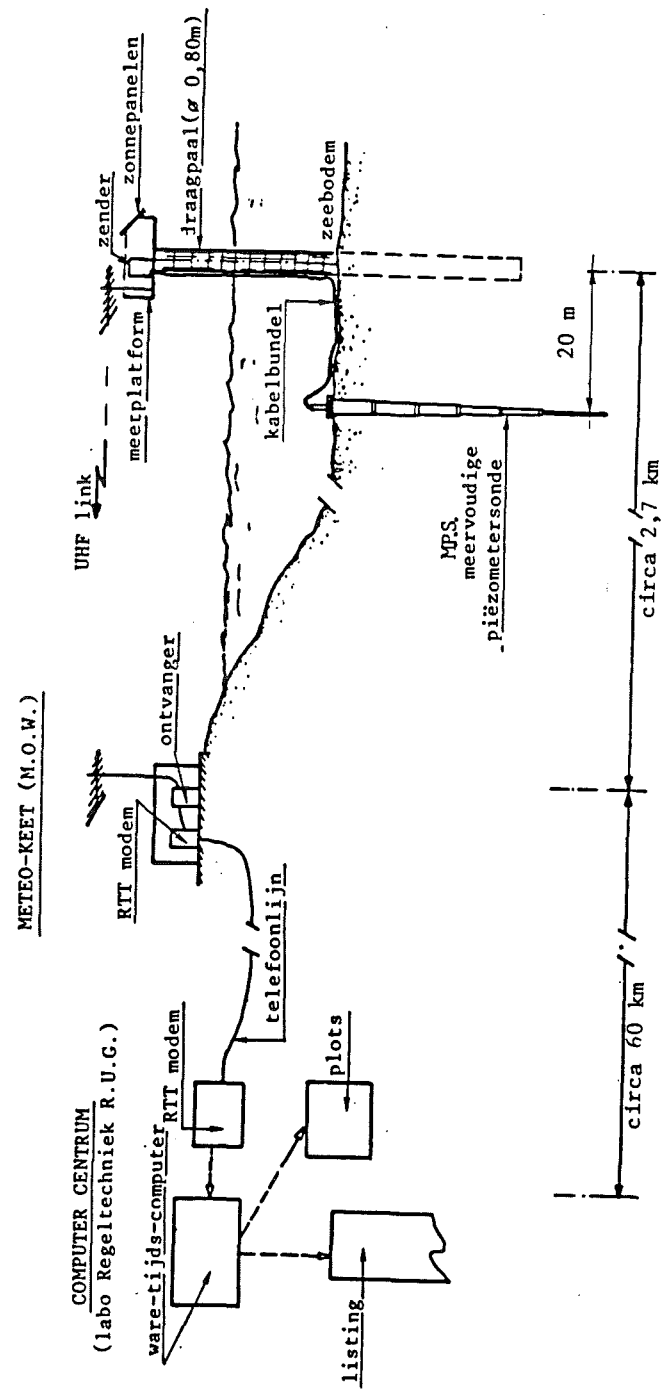


Fig. S9.3. Schematische voorstelling van de meetopstelling en de verwerkings-apparaat van de 4^o meetcampagne

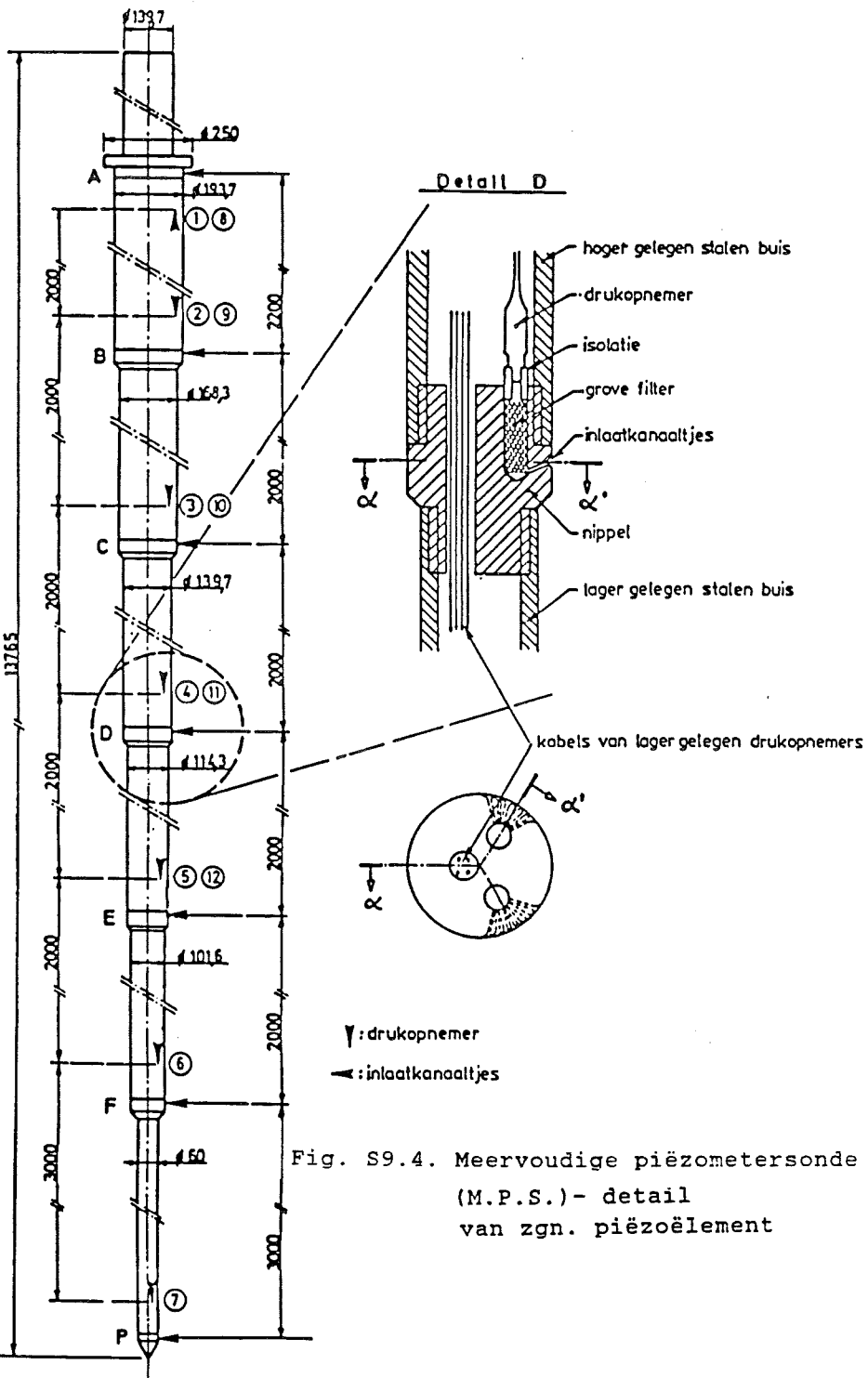


Fig. S9.4. Meervoudige piëzometersonde (M.P.S.)- detail van zgn. piëzoëlement

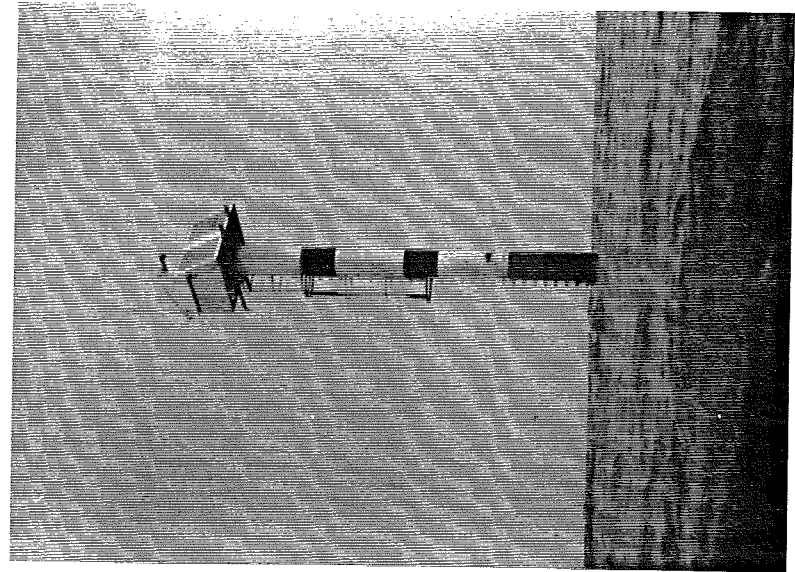


Fig. S9.5. 4^e meetcampagne : meetplatform

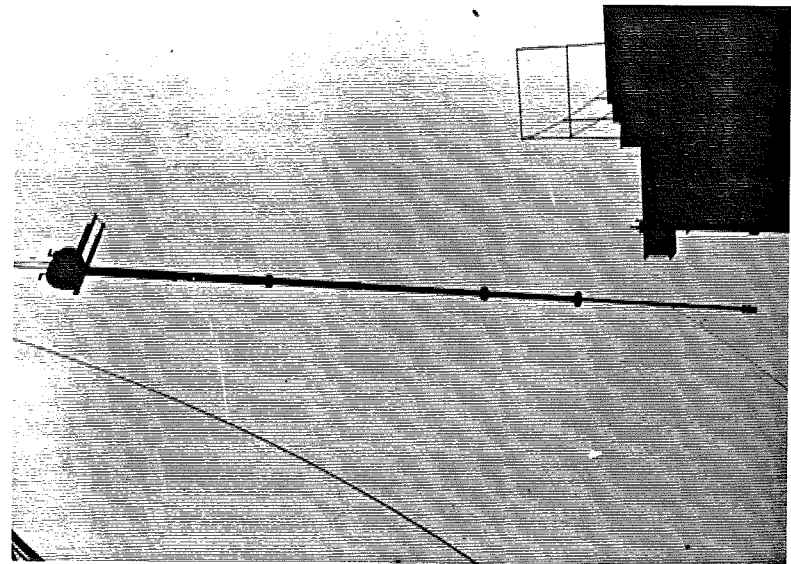


Fig. S9.4b. 4^e meetcampagne : meervoudige piëzo- metersonde (M.P.S.)

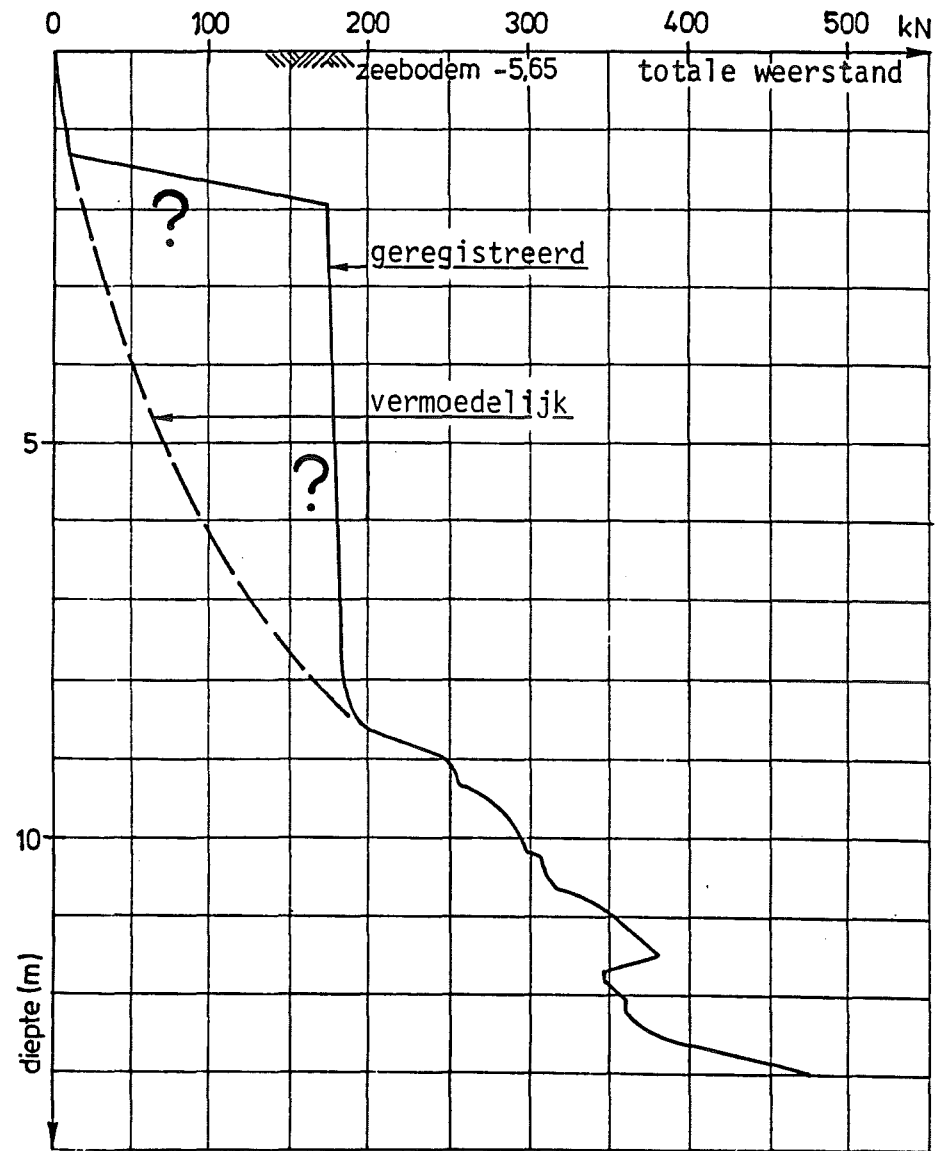
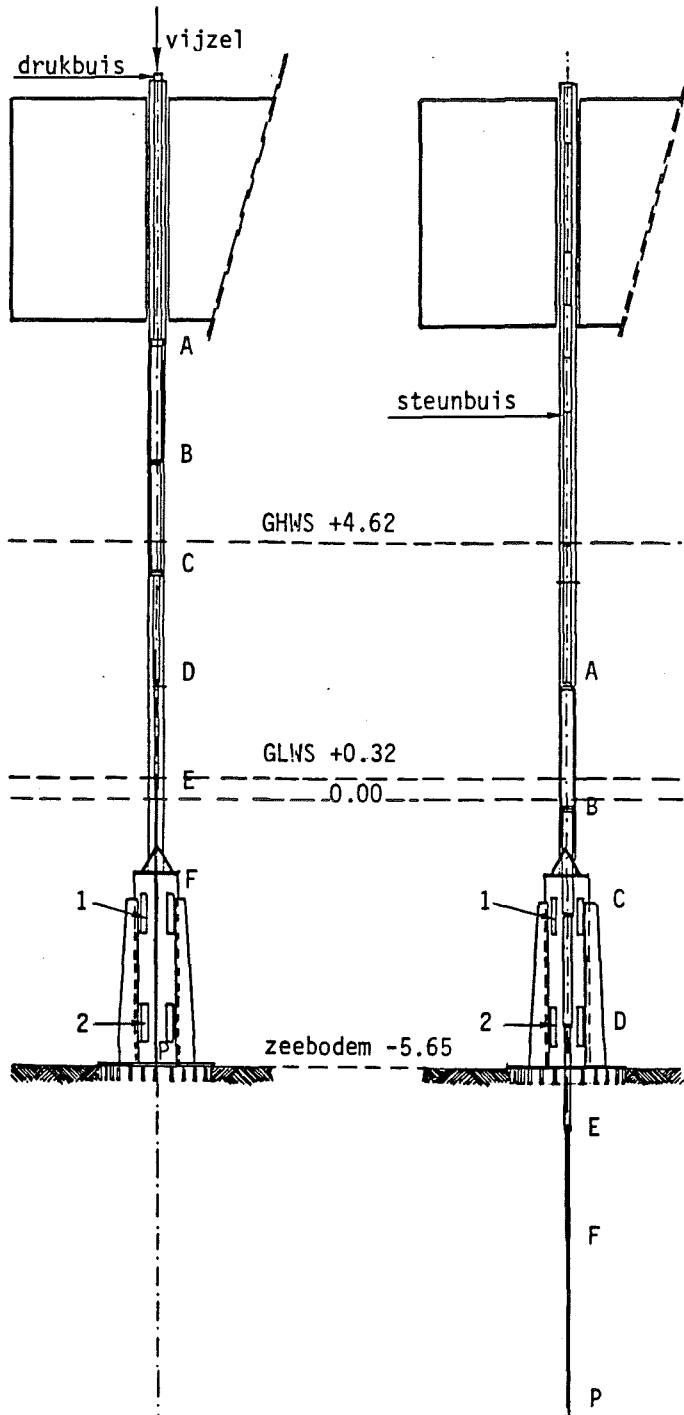


Fig. S9.7. Indrukken van de M.P.S. : weerstand in functie van de diepte

Fig. S9.6. Opstelling t.b.v. het indrukken van de meervoudige piëzometersonde

Piëzometer element	Peil	Druk-opnemer	1982					1983		
			jan	febr	ma	apr	dec	jan	febr	ma
A	-5.74	1		15	1369			/	/	
		8		---				3.8 (1)	6.19	
B	-7.74	2		---				-	-	
		9		---				-	-	
C	-9.74	3		/				/	/	
		10		/				/	/	
D	-11.74	4		---				-	-	
		11		---				-	-	
E	-13.74	5		---				-	-	
		12		---				-	/	
F	-15.74	6		---				-	-	
P	-18.74	7		---				/	/	

Fig. S9.8a. 4° meetcampagne - getijdemetingen : meet-periodes per piëzometer

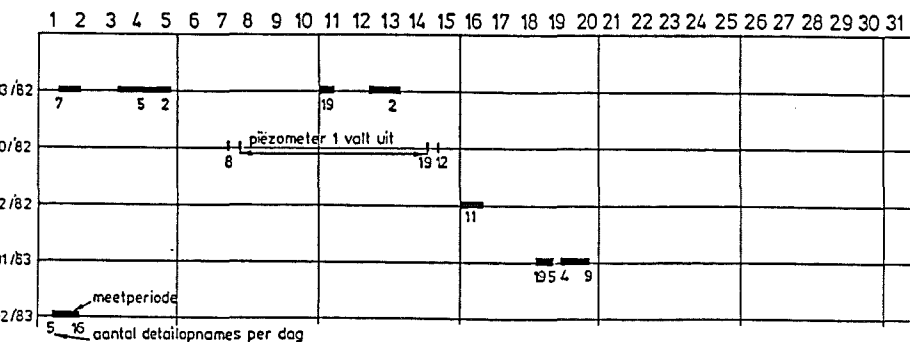
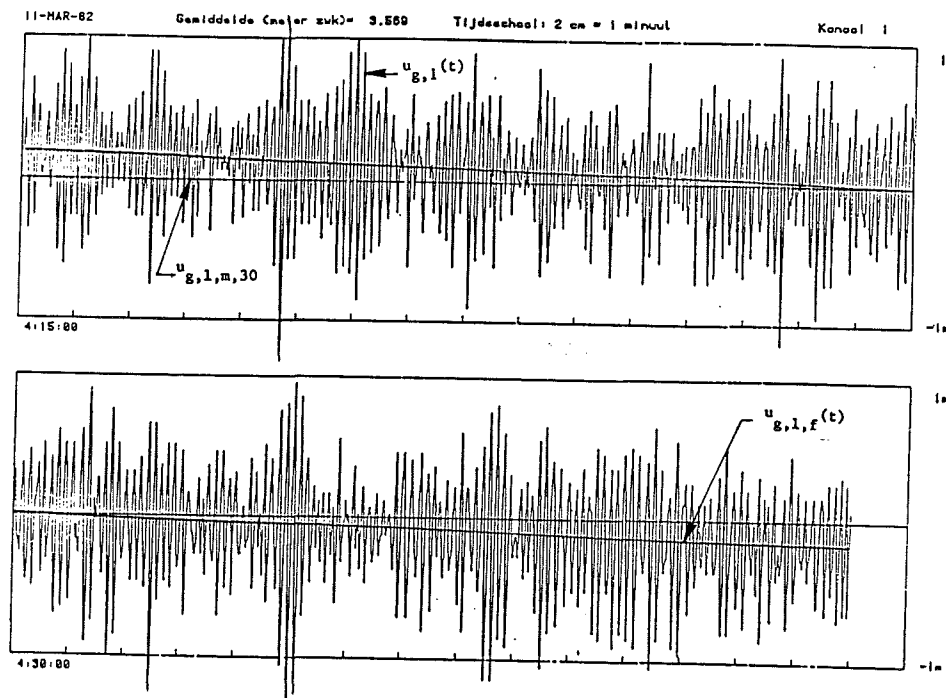


Fig. S9.8b. 4° meetcampagne - golfmetingen : meet-periodes per piëzometer



- $u_{g,1}(t)$: golfmeetwaarde van opnemer 1, variërend met de tijd
- $u_{g,1,m,30}$: gemiddelde waarde van alle golfmeetwaarden van opnemer 1, gedurende 30 min
- $u_{g,1,f}(t)$: gefilterde waarde uit de golfmeetwaarden van opnemer 1, variërend met de tijd
(dit is in feite de getijkromme)

Fig. S9.9. Overzichtstekening golfregistratie van opnemer 1

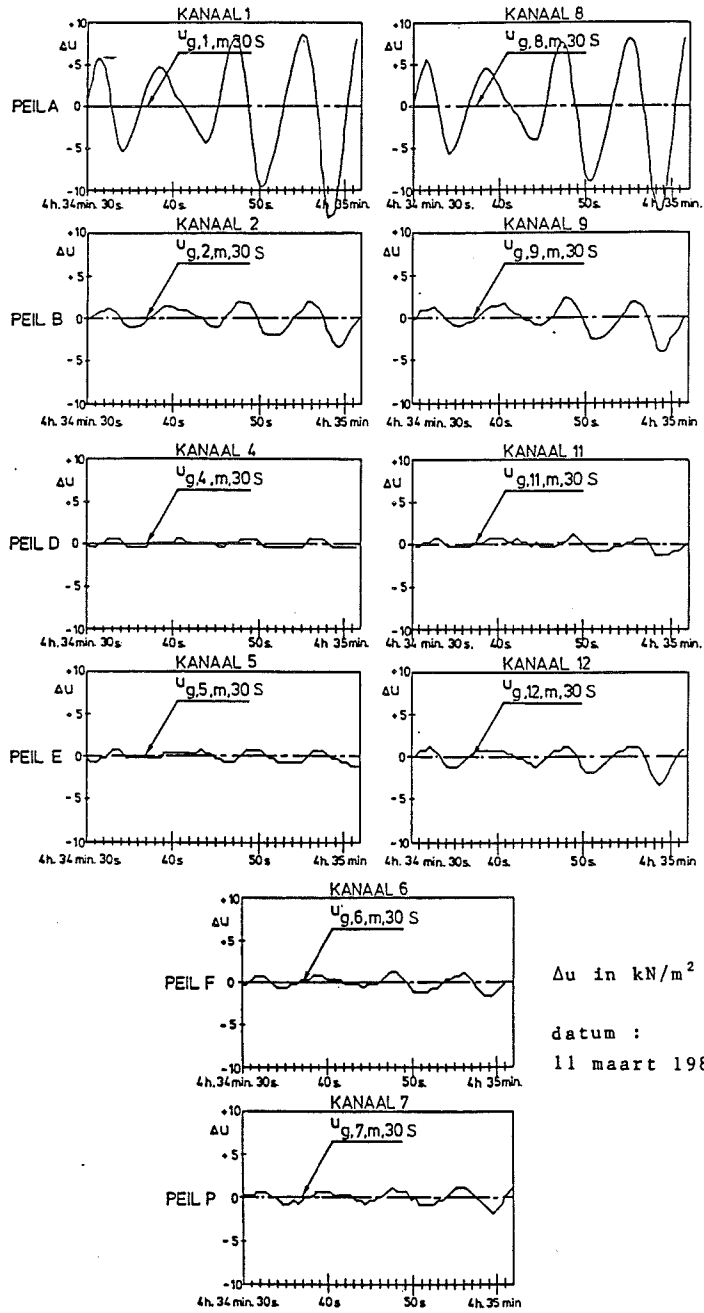
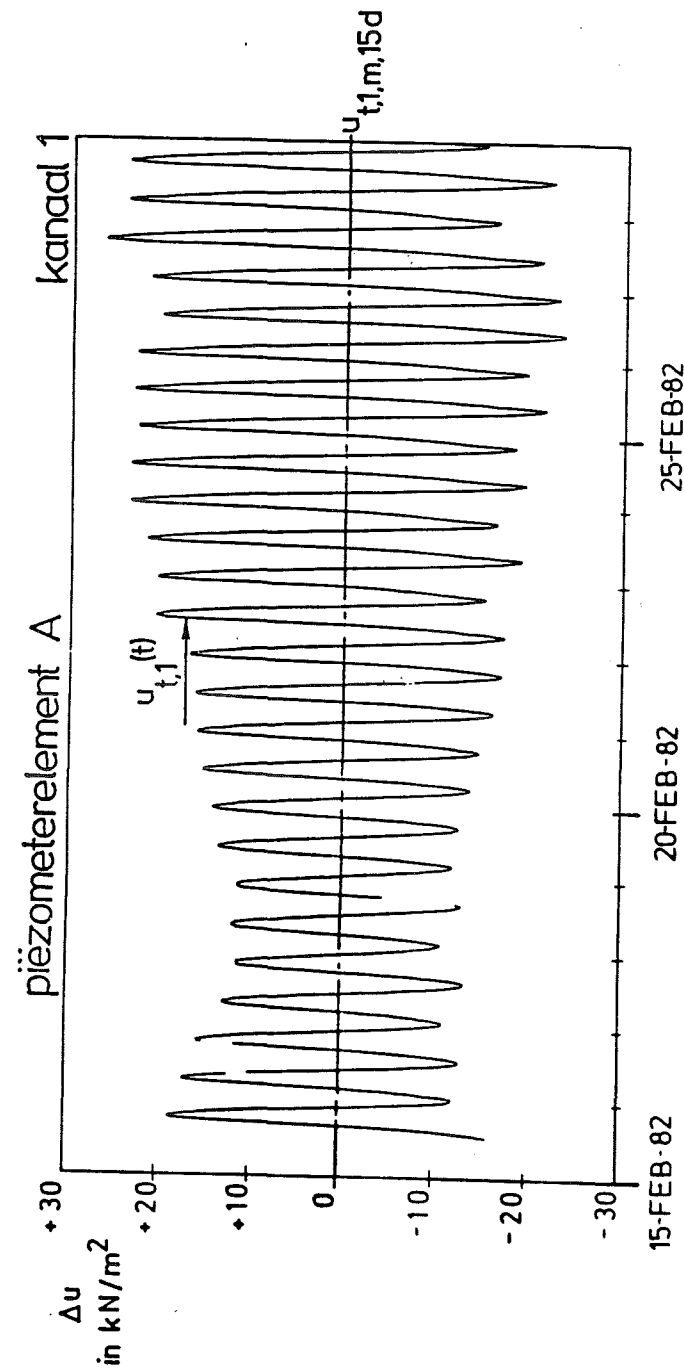


Fig. S9.10. Voorbeeld van de waterdrukvariatie ten gevolge van golfwerking ter hoogte van alle piëzometers



$u_{t,1}(t)$: getijmeetwaarde van opnemer 1, variërend met de tijd.

$u_{t,1,m,15d}$: gemiddelde waarde van alle getijmeetwaarden van opnemer 1 gedurende 30 dagen.

Fig. S9.11. Overzichtstekening getijderegistratie van opnemer 1

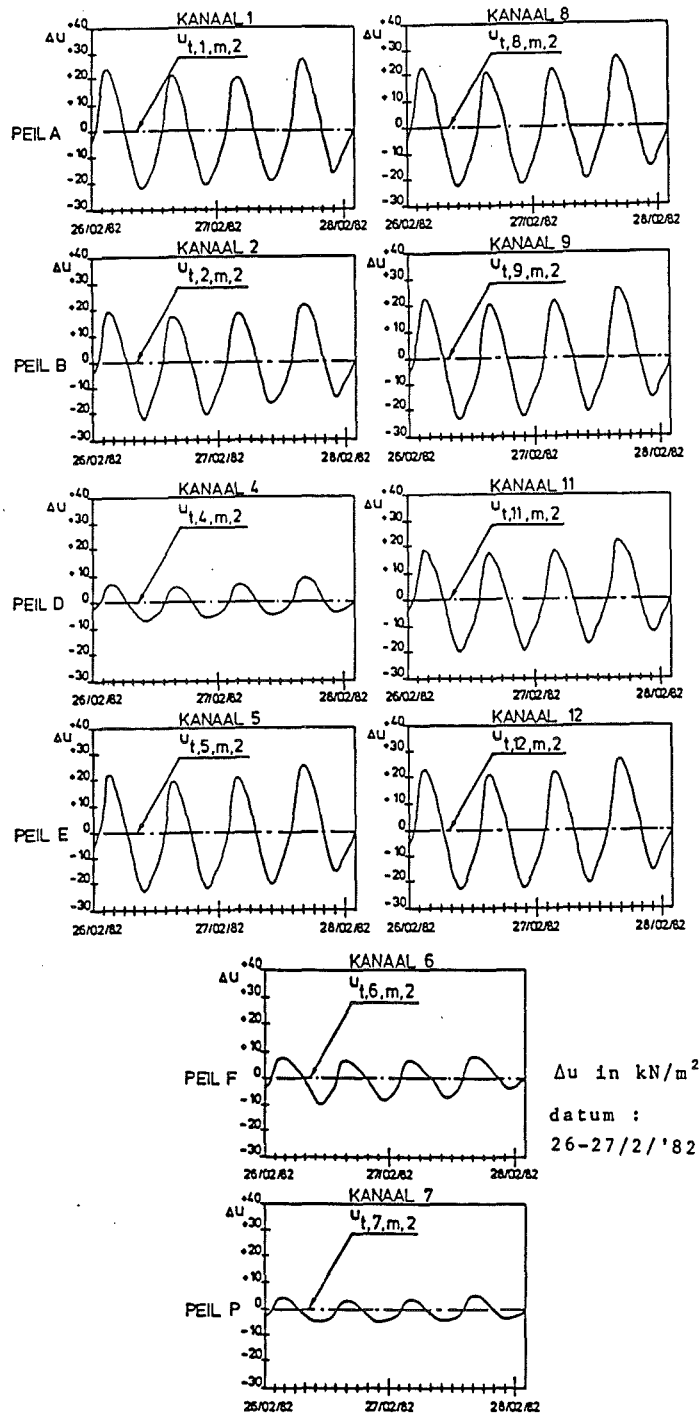


Fig. S9.12. Voorbeeld van de waterdrukvariatie ten gevolge van getijdewerking ter hoogte van alle piëzometers

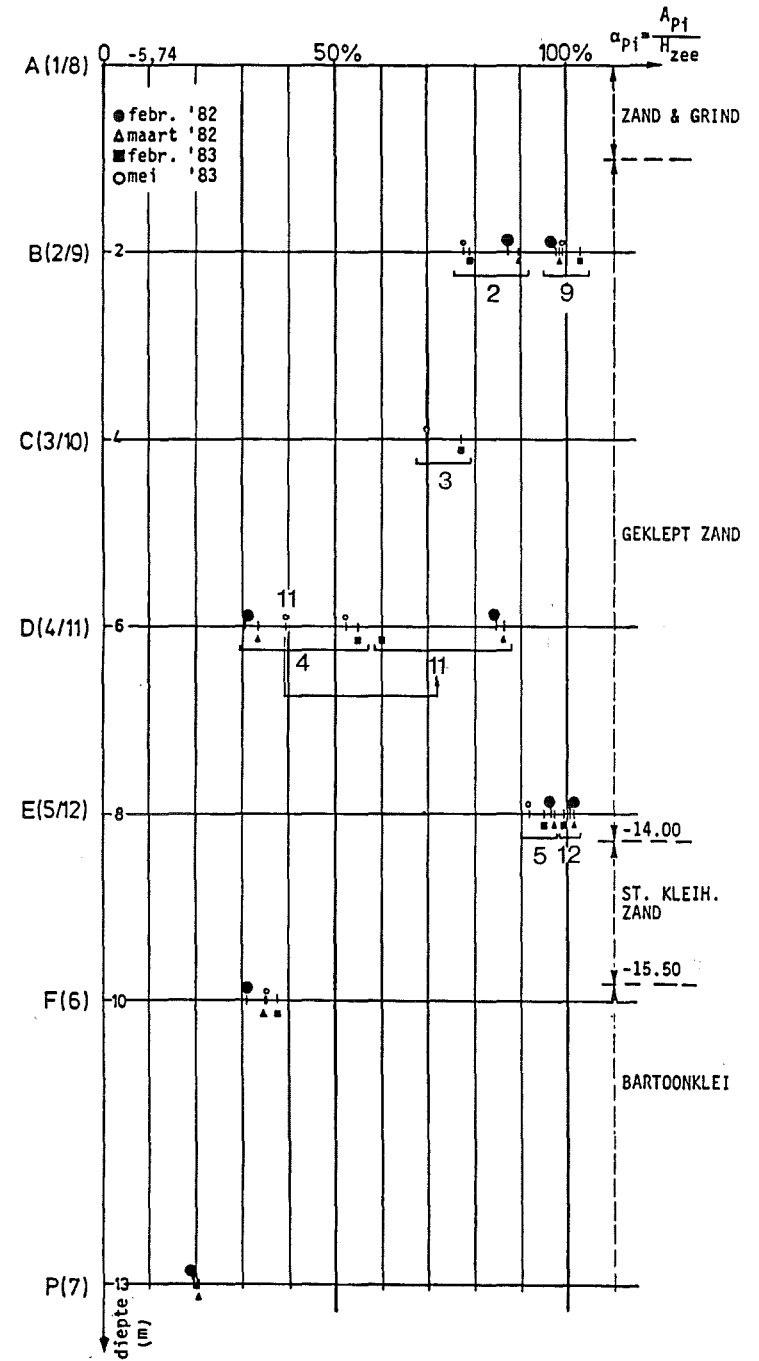


Fig. S9.13. 4^o meetcampagne - getijdemetingen : verloop van de dempingscoëfficiënt α_{p1} in functie van de diepte

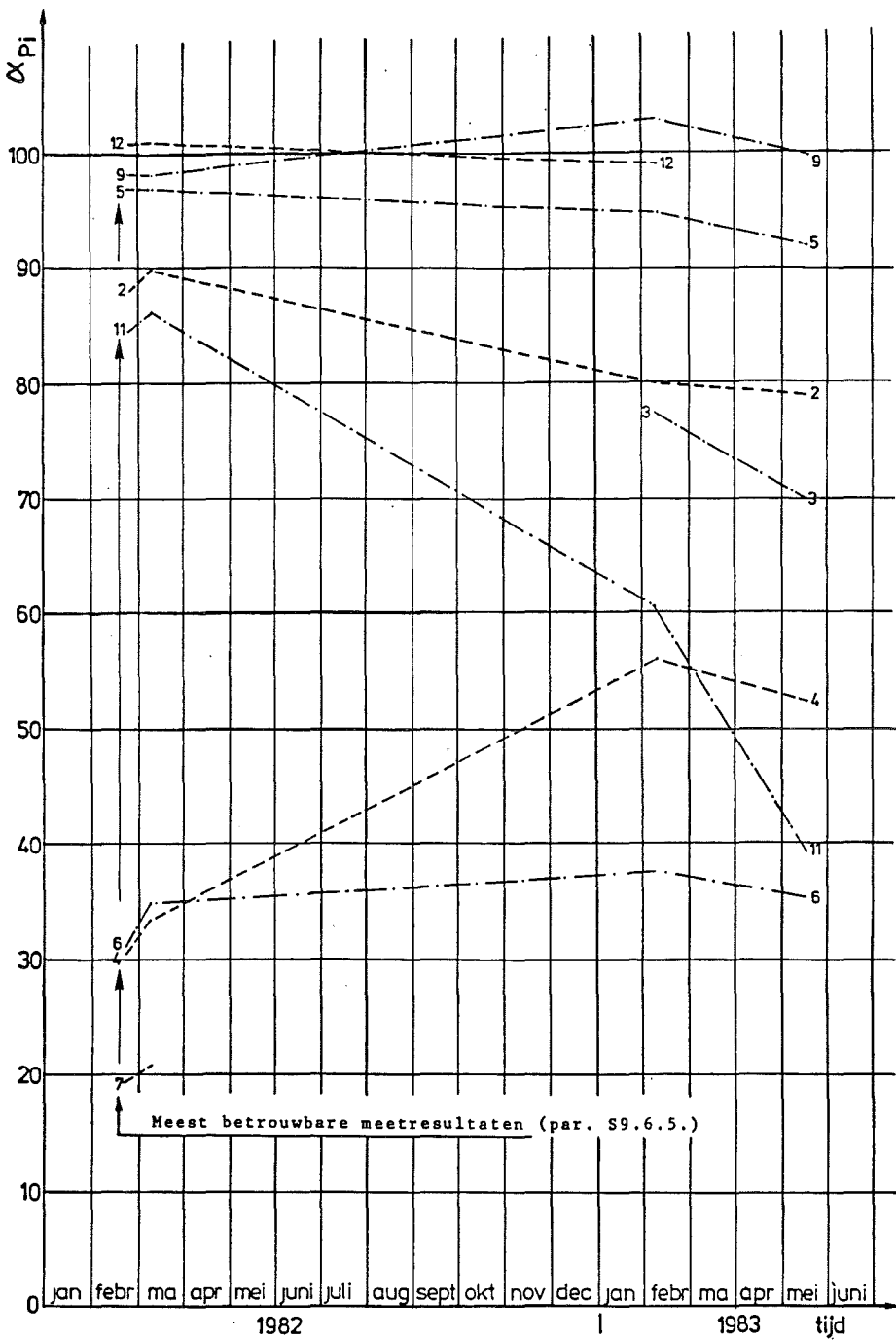


Fig. S9.14. 4^o meetcampagne - getijdemetingen : evolutie van α_{Pi} met de tijd

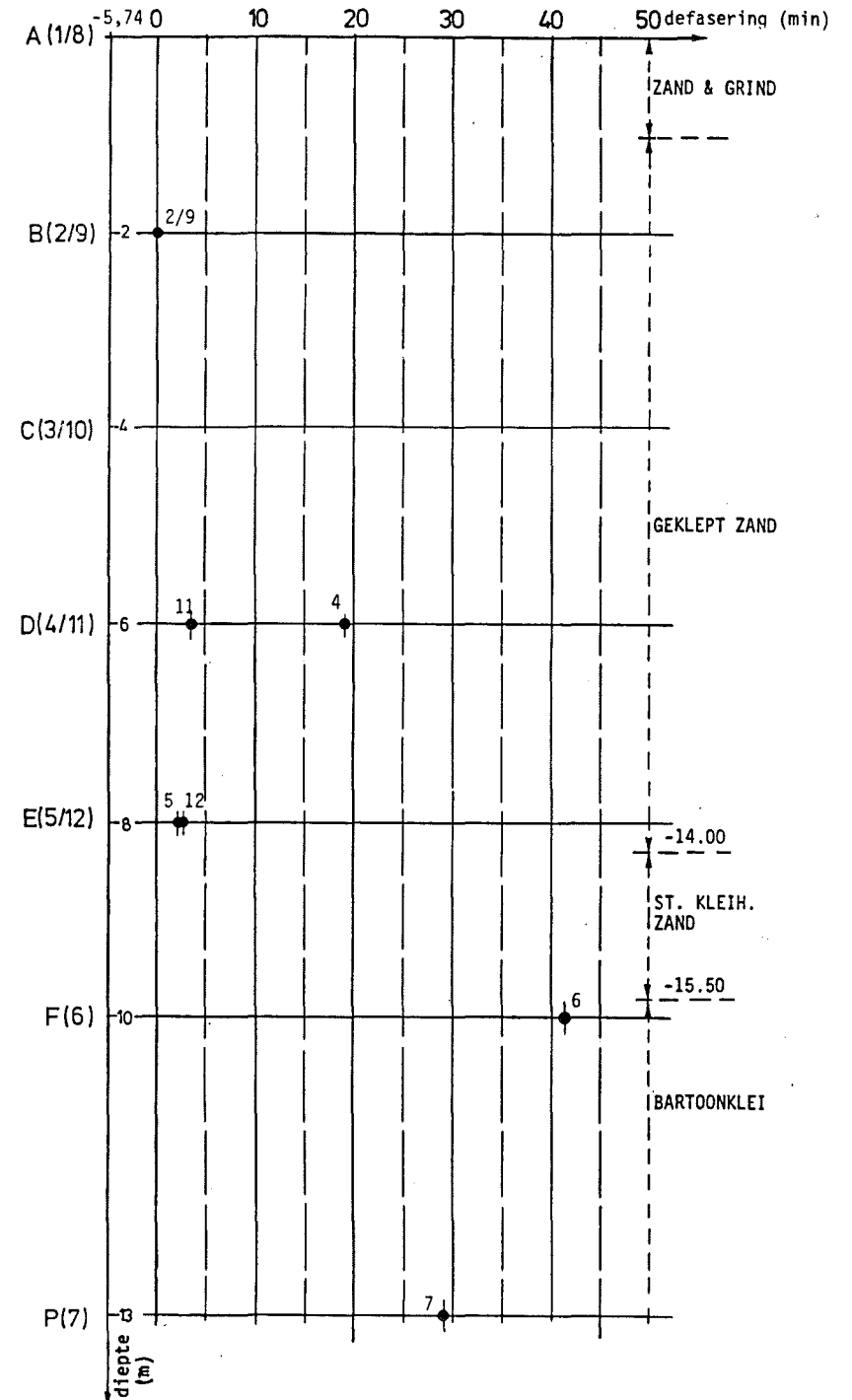


Fig. S9.15. 4^o meetcampagne - getijdemetingen : defasering in functie van de diepte

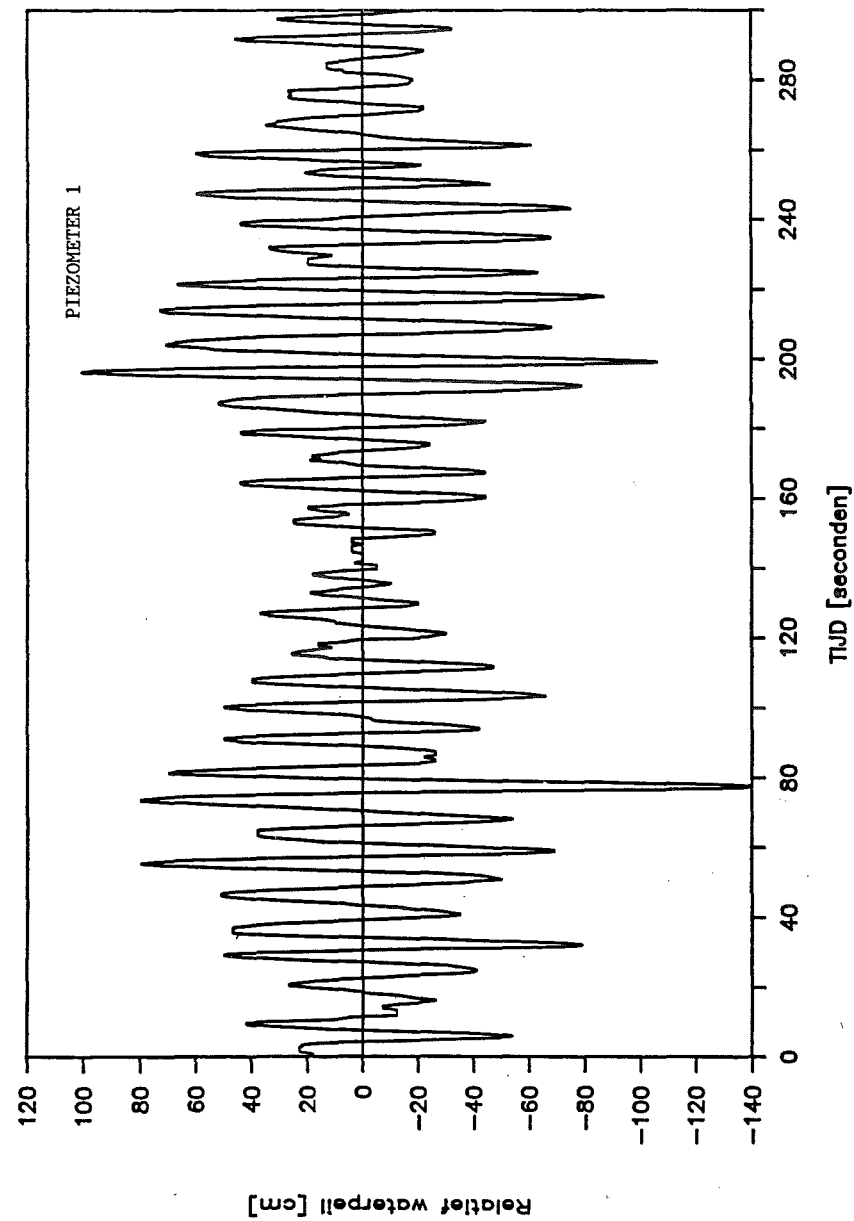
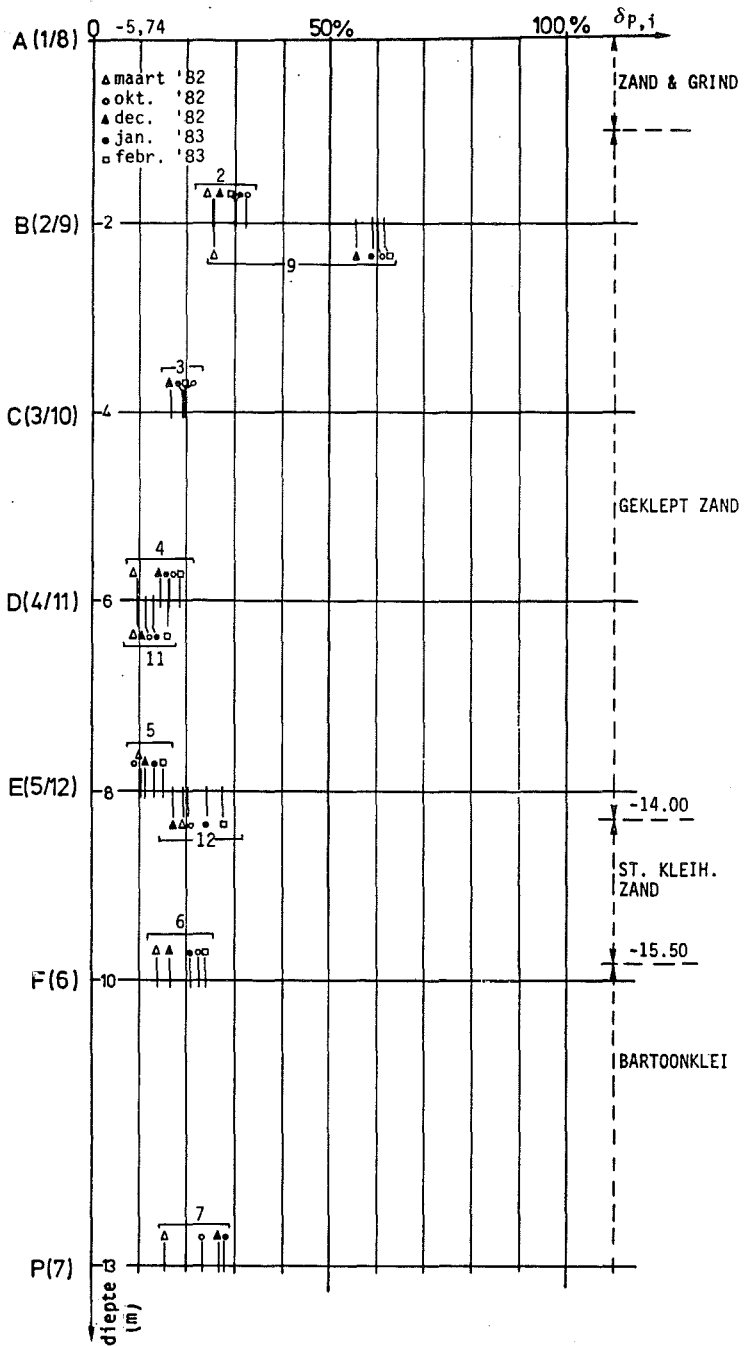


Fig. S9.17. 4^o meetcampagne - golfregistratie dd. 11.03.'82 (6h53min - 6h58min)

Fig. S9.16. 4^o meetcampagne - golfmetingen : verloop van de dempingscoëfficiënt $\delta_{P,i}$ in functie van de diepte

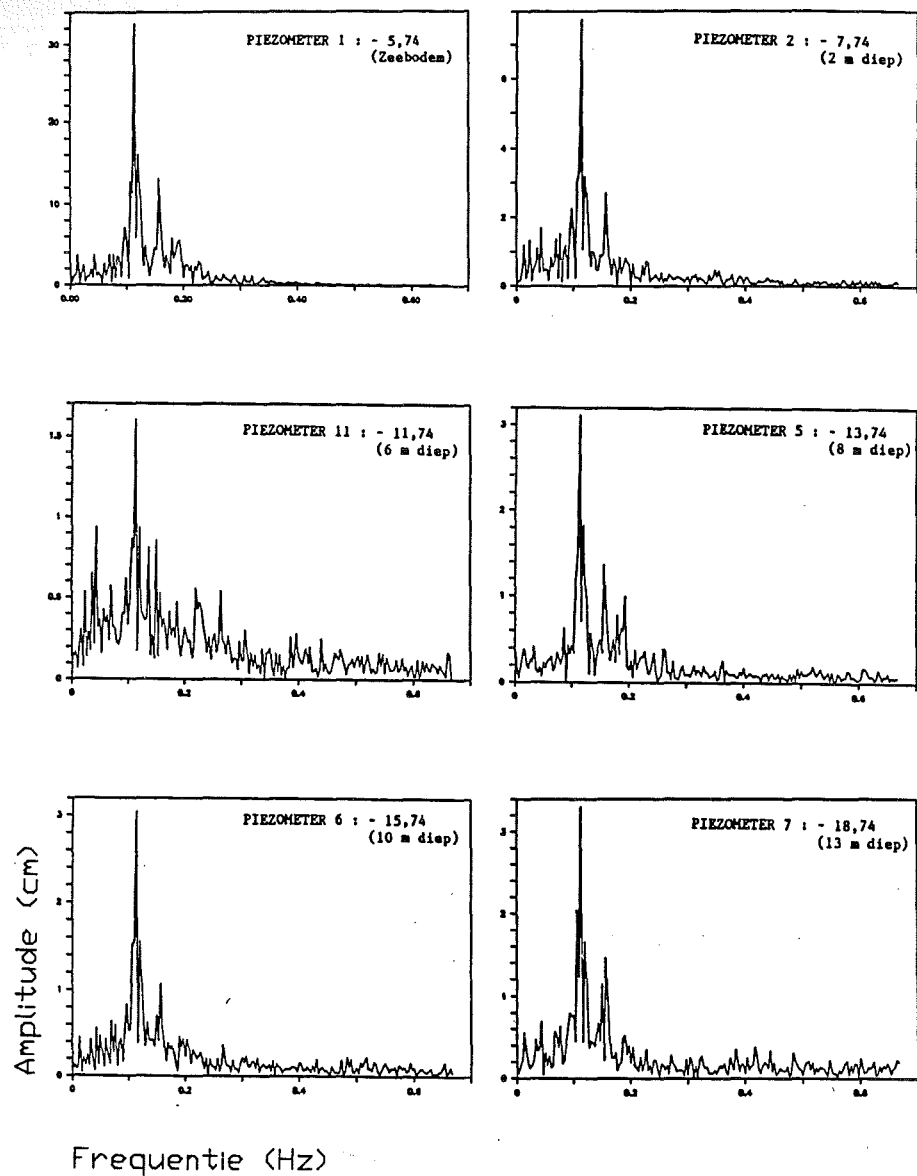


Fig. S9.18. Amplitudespectrum van de golfregistratie dd. 11.03.'82 (6h53min - 6h58min). Let op de verschillende schalen op de verticale assen!

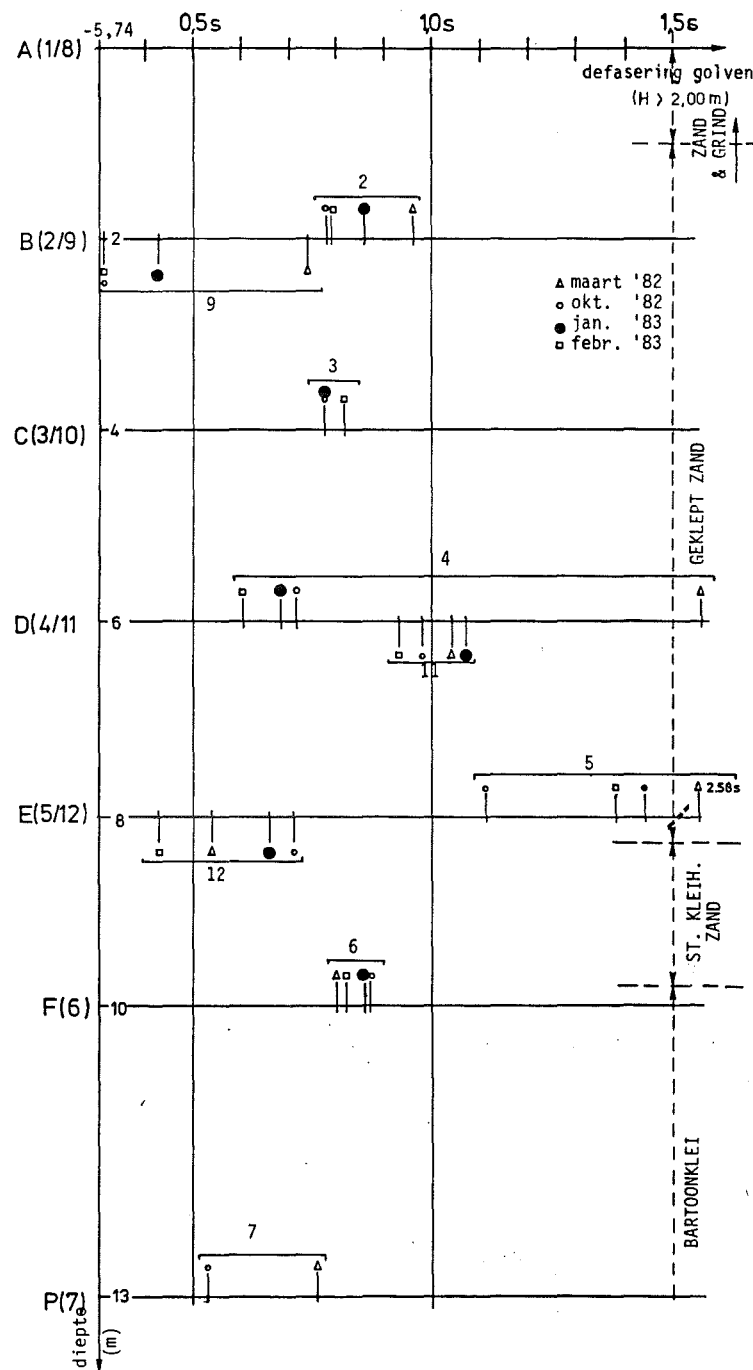


Fig. S9.19. 4° meetcampagne - golfmetingen : defasering in functie van de diepte

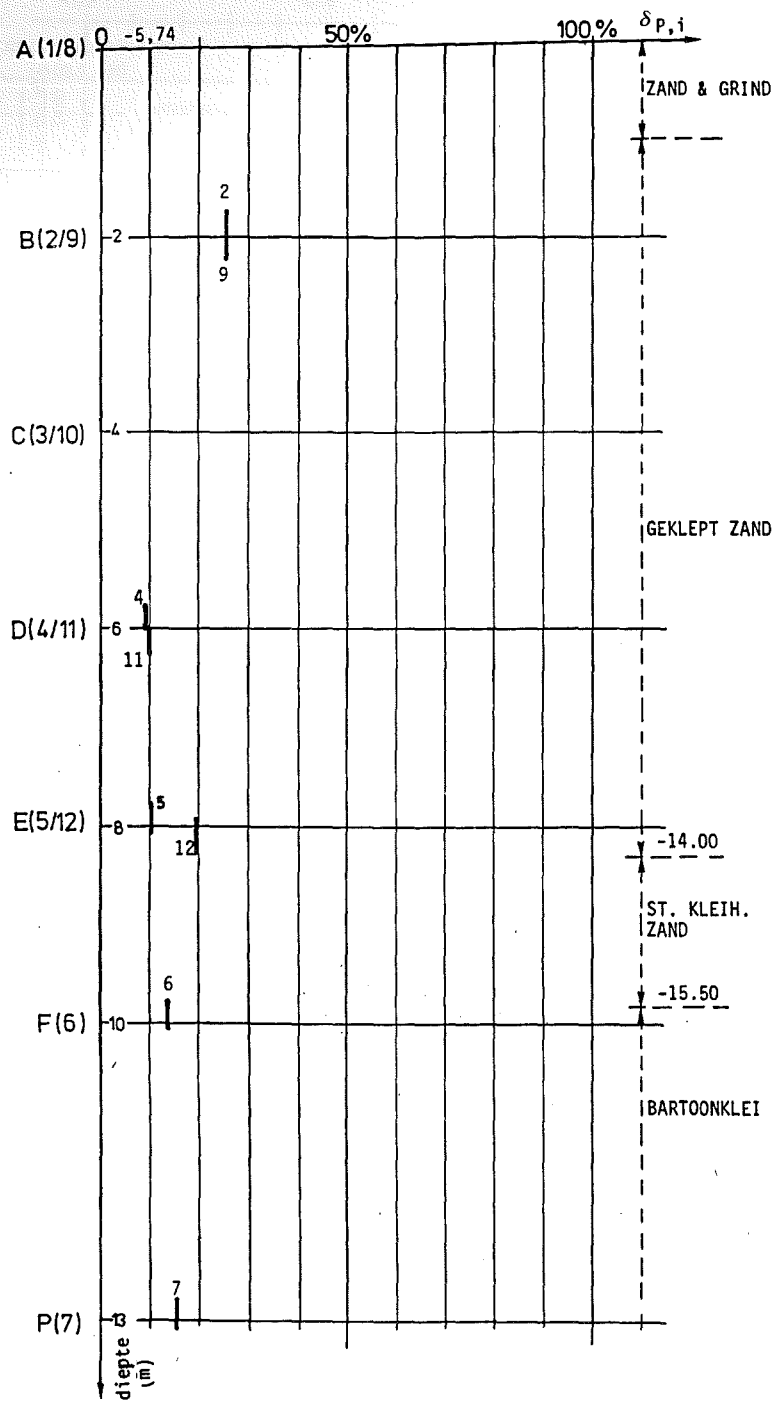


Fig. S9.20. 4^o meetcampagne - golfmetingen : δP_i in functie van de diepte (weerhouden metingen van maart '82)

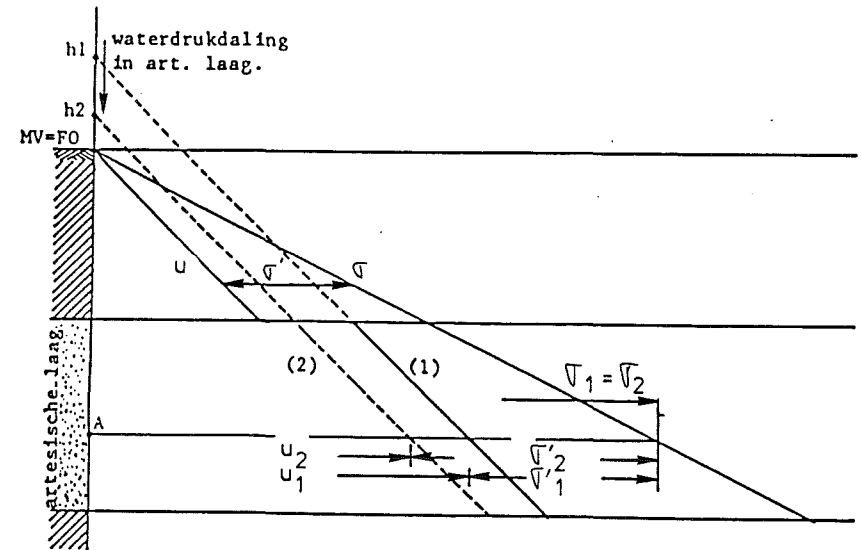


Fig. S10.1. Drukverloop in een artesische laag

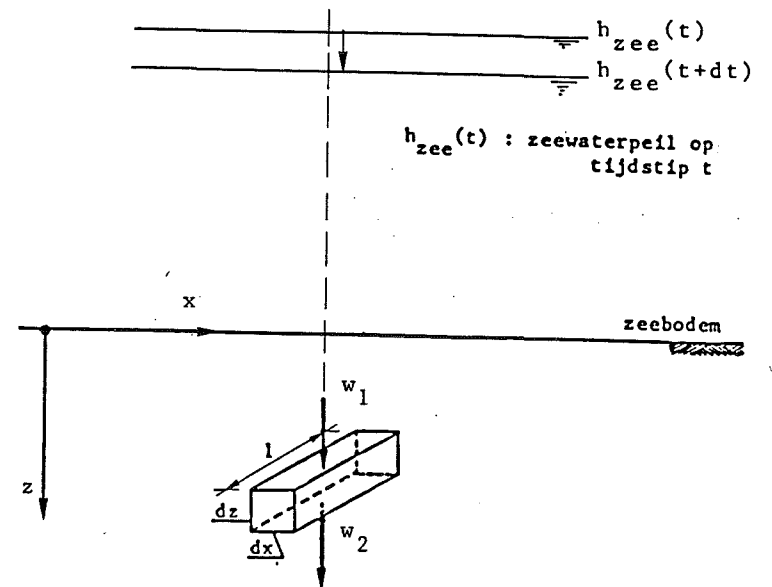


Fig. S10.2. Getijdewerking : waterstroming in de grond bij dalend wateroppervlak op zee

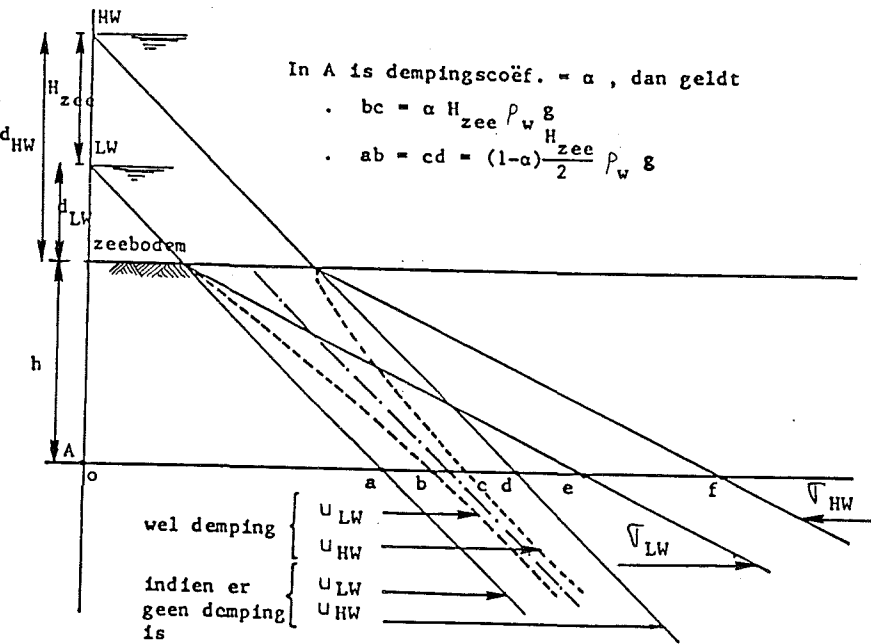


Fig. S10.3. Drukverloop in een grondlaag onder de zeebodem

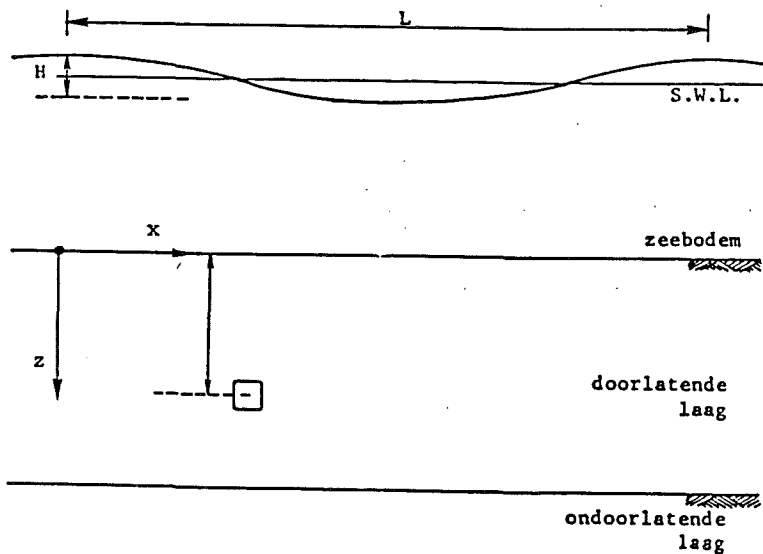


Fig. S10.4. Algemeen model voor golfwerking

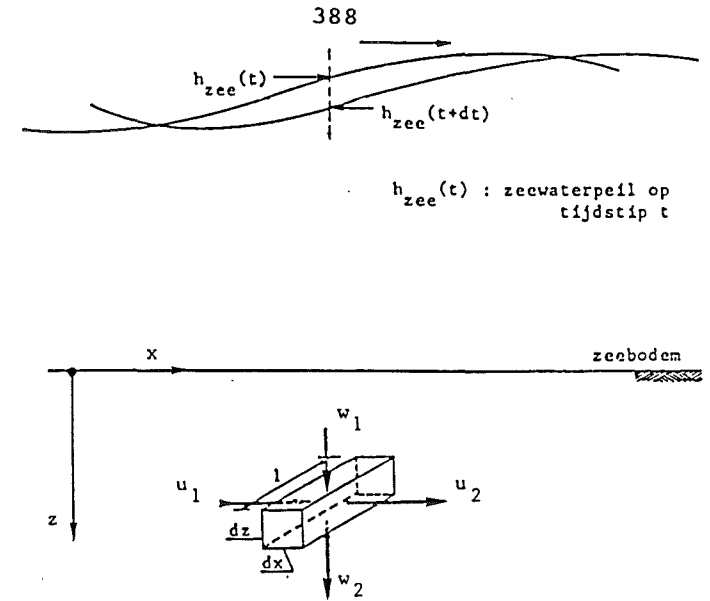


Fig. S10.5. Golfwerking : waterstroming in de grond bij dalend wateroppervlak op zee

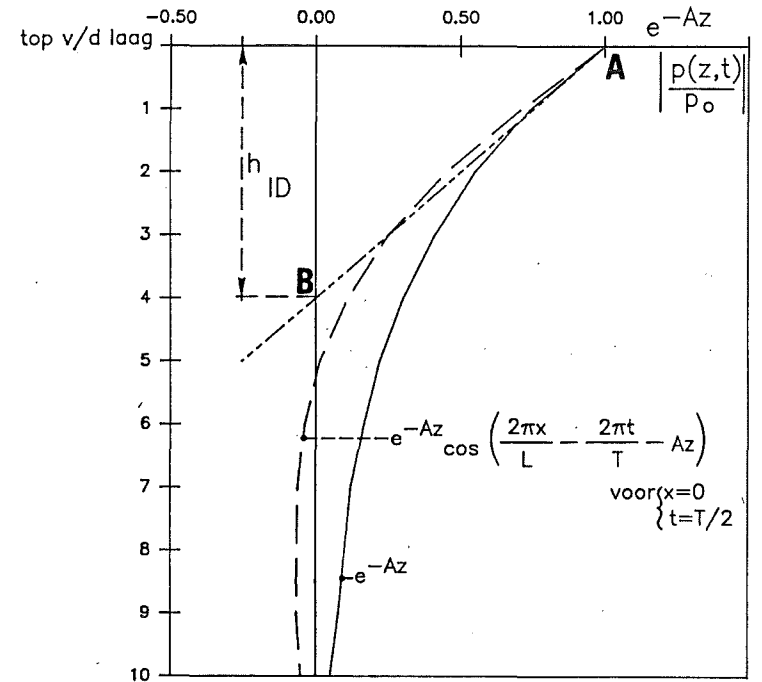


Fig. S10.6. Drukresponsie in de diepte ten gevolge van golf- of getijdewerking ($A = 0.3$)

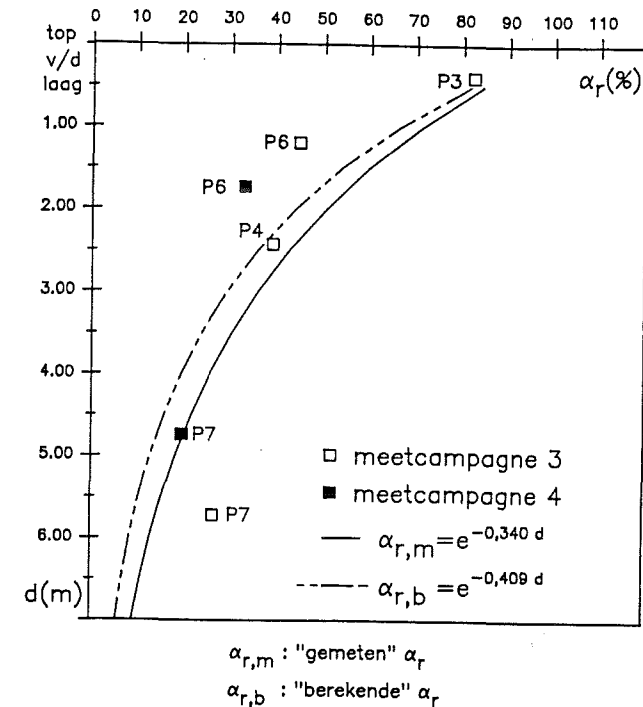


Fig. S11.1. Getijdewerking : drukresponsie in de Bartoonklei

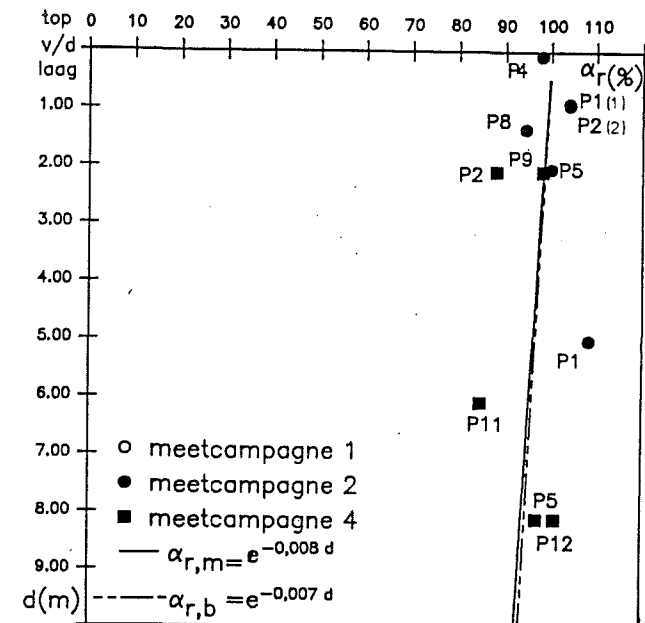


Fig. S11.2. Getijdewerking : drukresponsie in zand

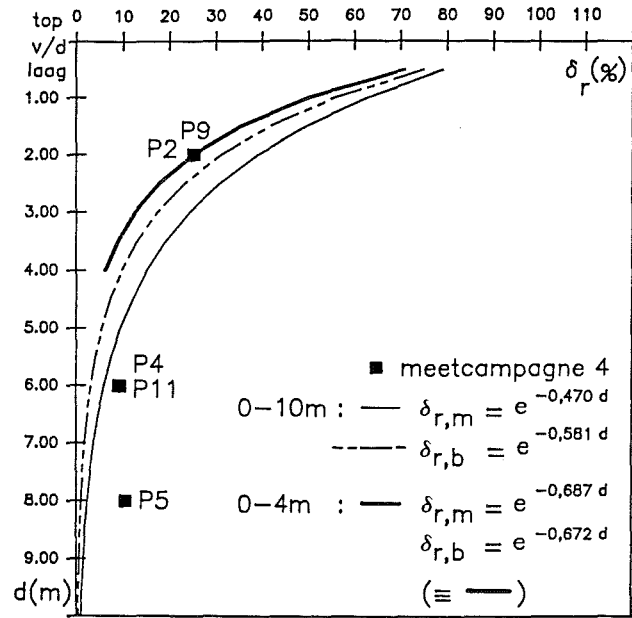


Fig. S11.3. Golfwerking : drukresponsie in zand

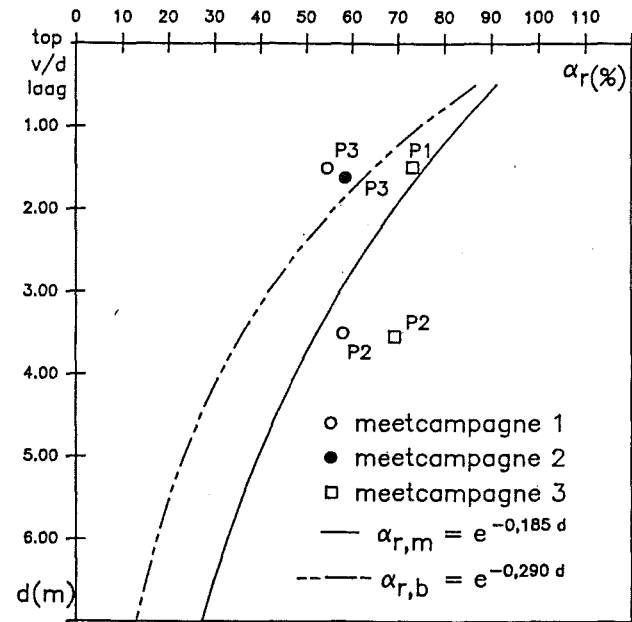


Fig. S11.4. Getijdewerking : drukresponsie in spekkoek-laag

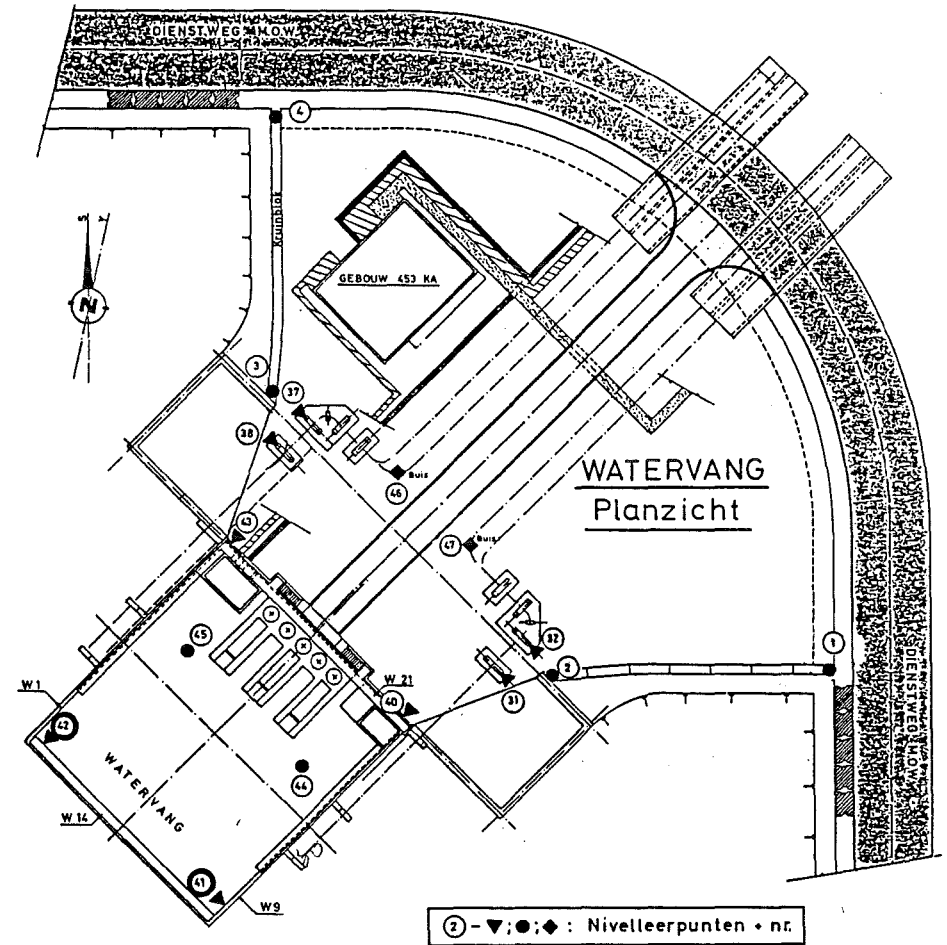


Fig. S11.5. Watervang L.N.G.-terminal : Inplanting meetpunten voor zettingsmetingen

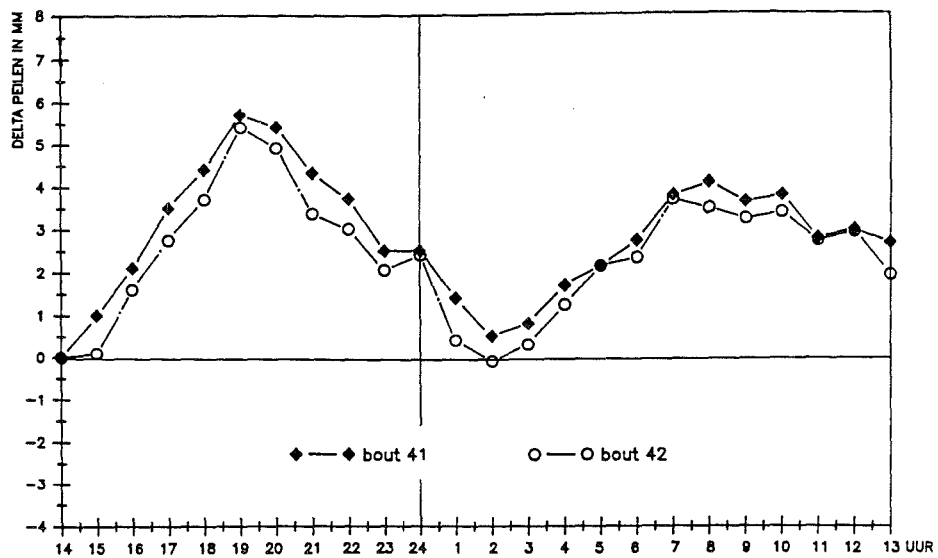


Fig. S11.6. Watervang L.N.G.-terminal : beweging in functie van het getijde van de bouten 41 en 42

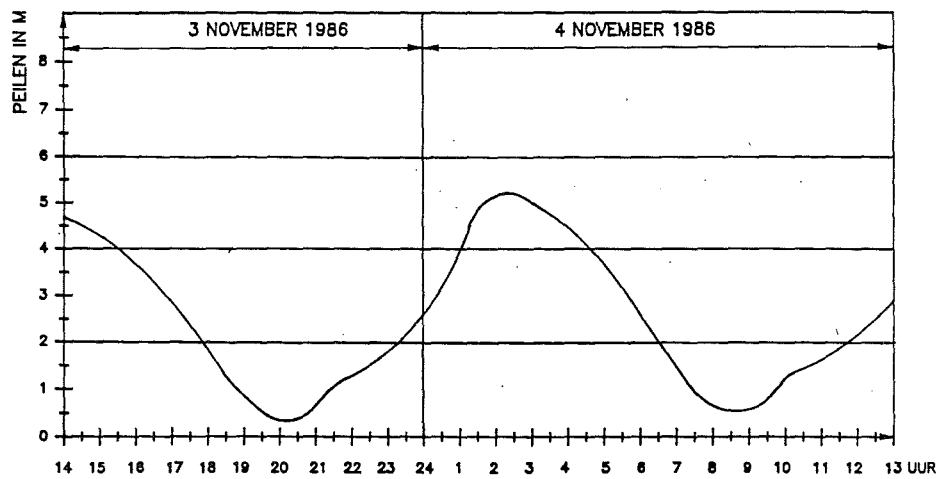


Fig. S11.7. Watervang L.N.G.-terminal : getijdecurve tijdens de zettingsmetingen van 3 en 4/11/1986

DEEL 2

EEN NIEUW DEKLAAGELEMENT:

DE HARO

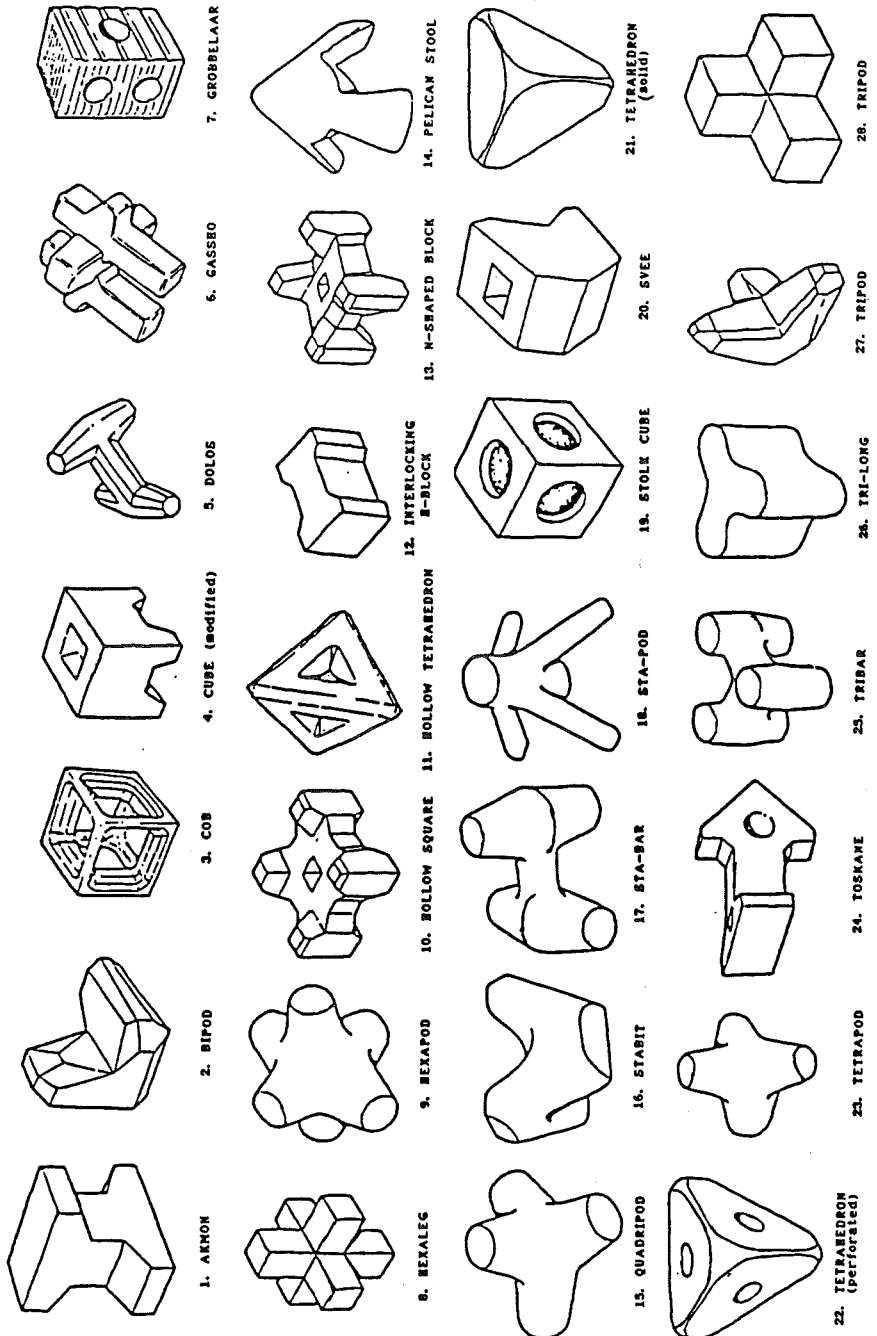
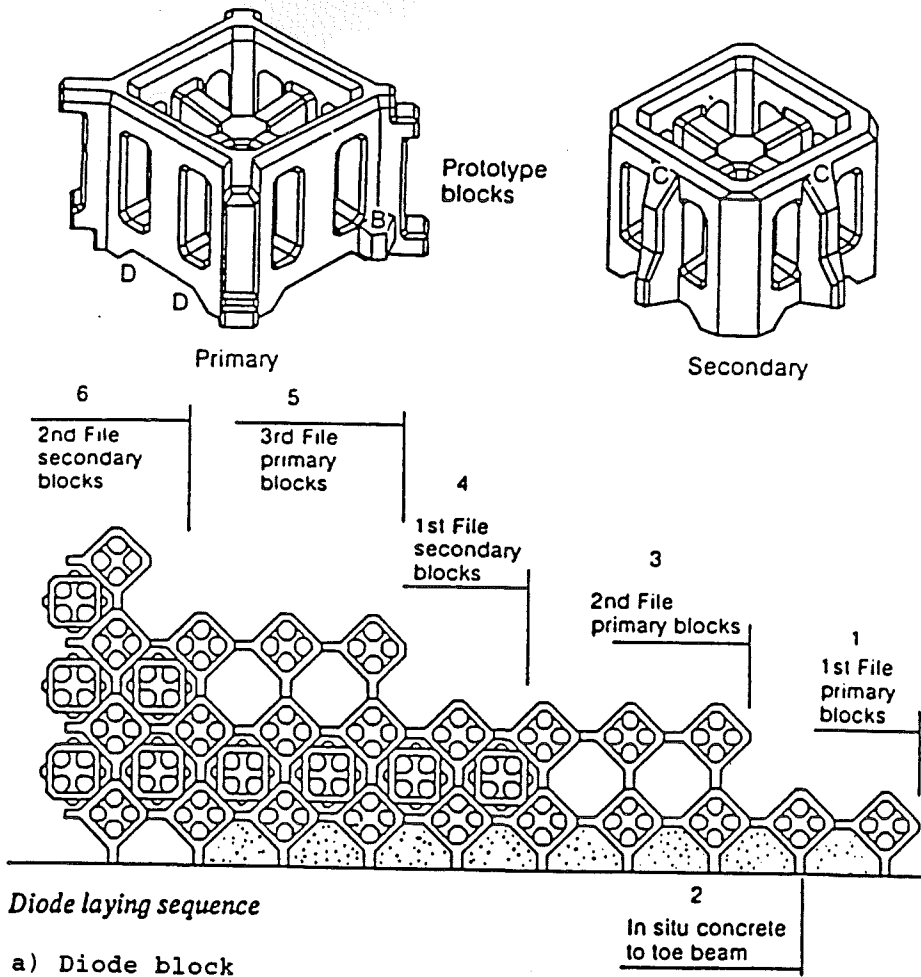


Fig. H1.1. Betonnen deklaagelementen voor golfbrekers



b) Dinosaure

Fig. H1.2. Diode block (bron : Barber P.C. et al., 1984) en dinosaure (bron: Maquet J.F., 1981)

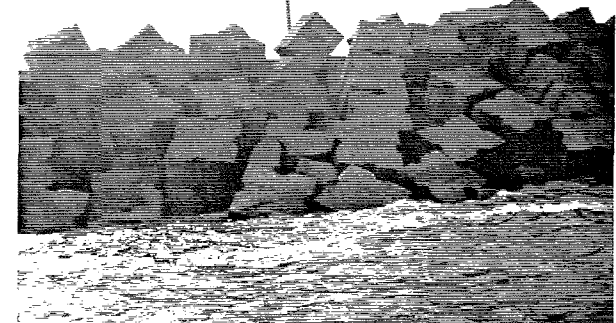
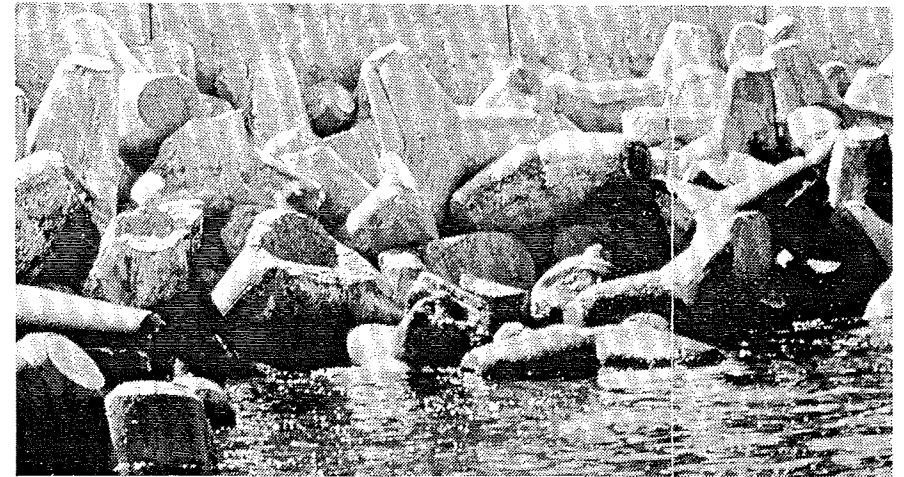


Fig. H1.2b. Gebroken deklaagelementen : tetrapode (boven), dolos (midden) en gegroefde kubus (onder)

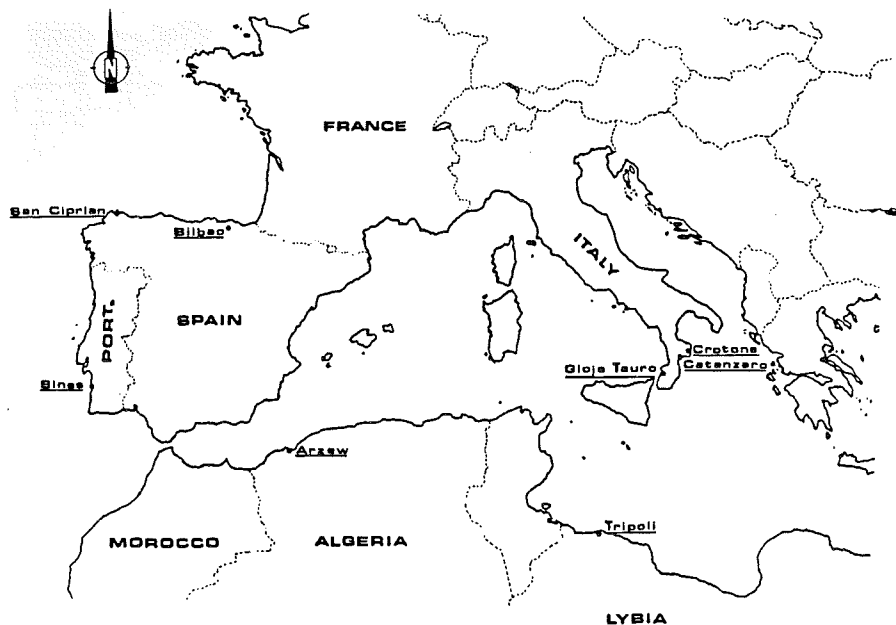


Fig. H1.3. Schadegevallen in Middellands-Zeegebied (1978-1983)

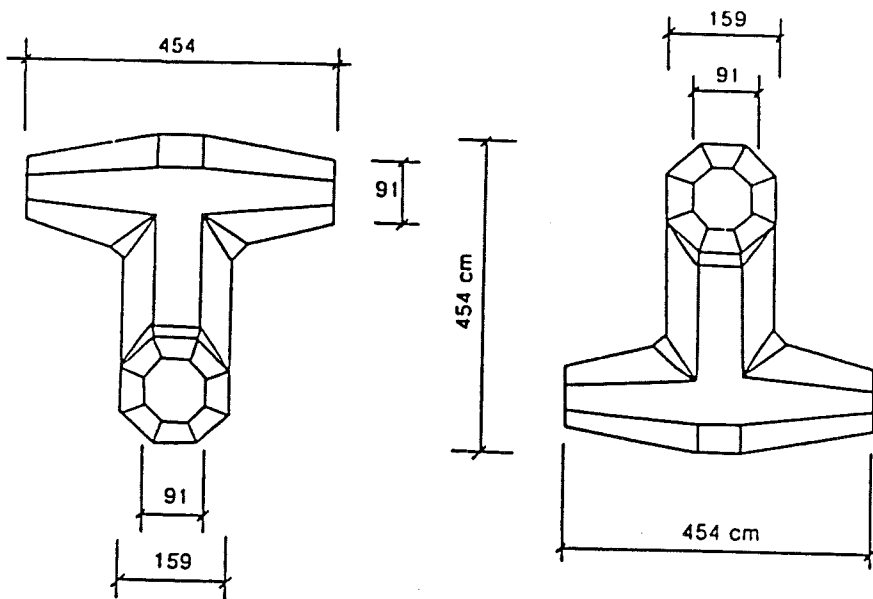
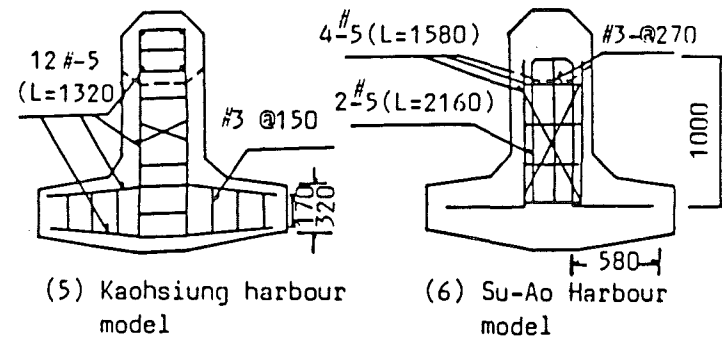
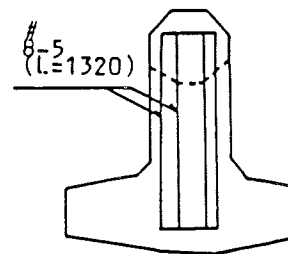


Fig. H1.4. Afmetingen van de dolos op de westelijke golfbreker van Sines (oorspronkelijk ontwerp) (bron : N., Failure of the breakwater at Port Sines, Portugal; 1982)

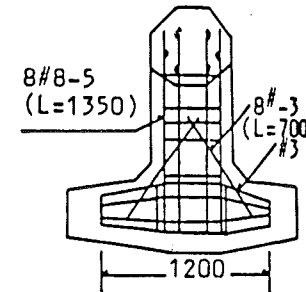


(5) Kaohsiung harbour model

(6) Su-Ao Harbour model

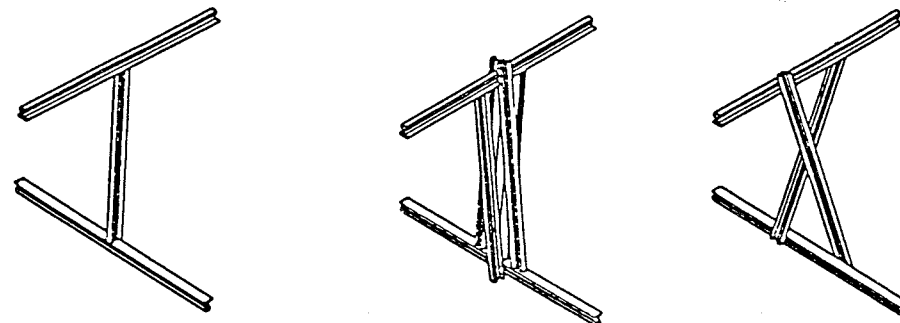


(7) Burcharth model



(4) Pa-Tou-Tzu Port model

a) Conventionele wapening (bron : Lin W.M. et al., 1986)



b) Wapening met oude spoorstaven (bron : Zwamborn J.A. et al., 1986 en 1989)

Fig. H1.5. Mogelijke wapening voor dolos

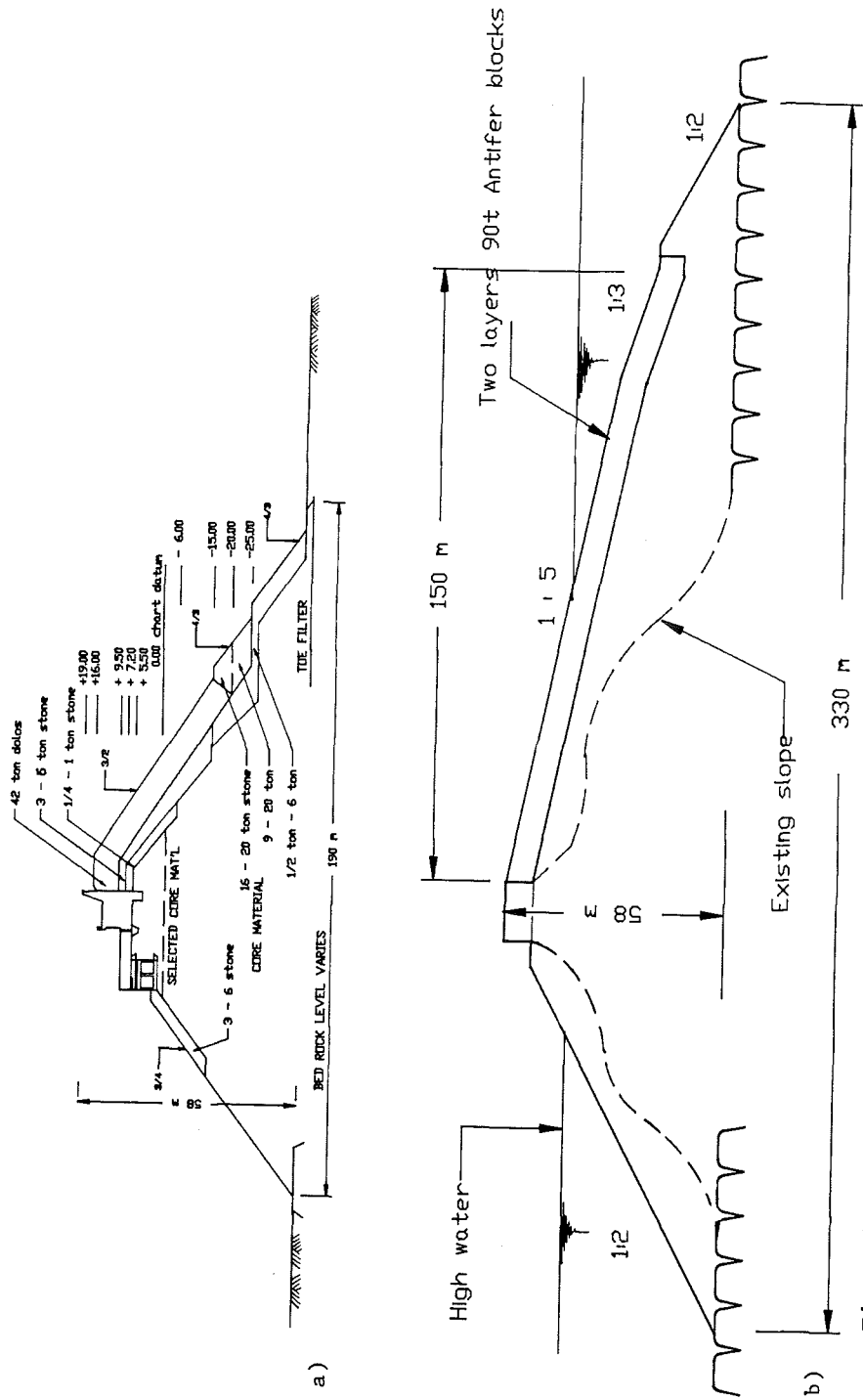


Fig. H1.6. Westelijke golfbreker Sines : oorspronkelijk profiel (bron : Mettam J.D., 1976) en profiel voor heropbouw (bron : Herzog M.A.M., 1986)

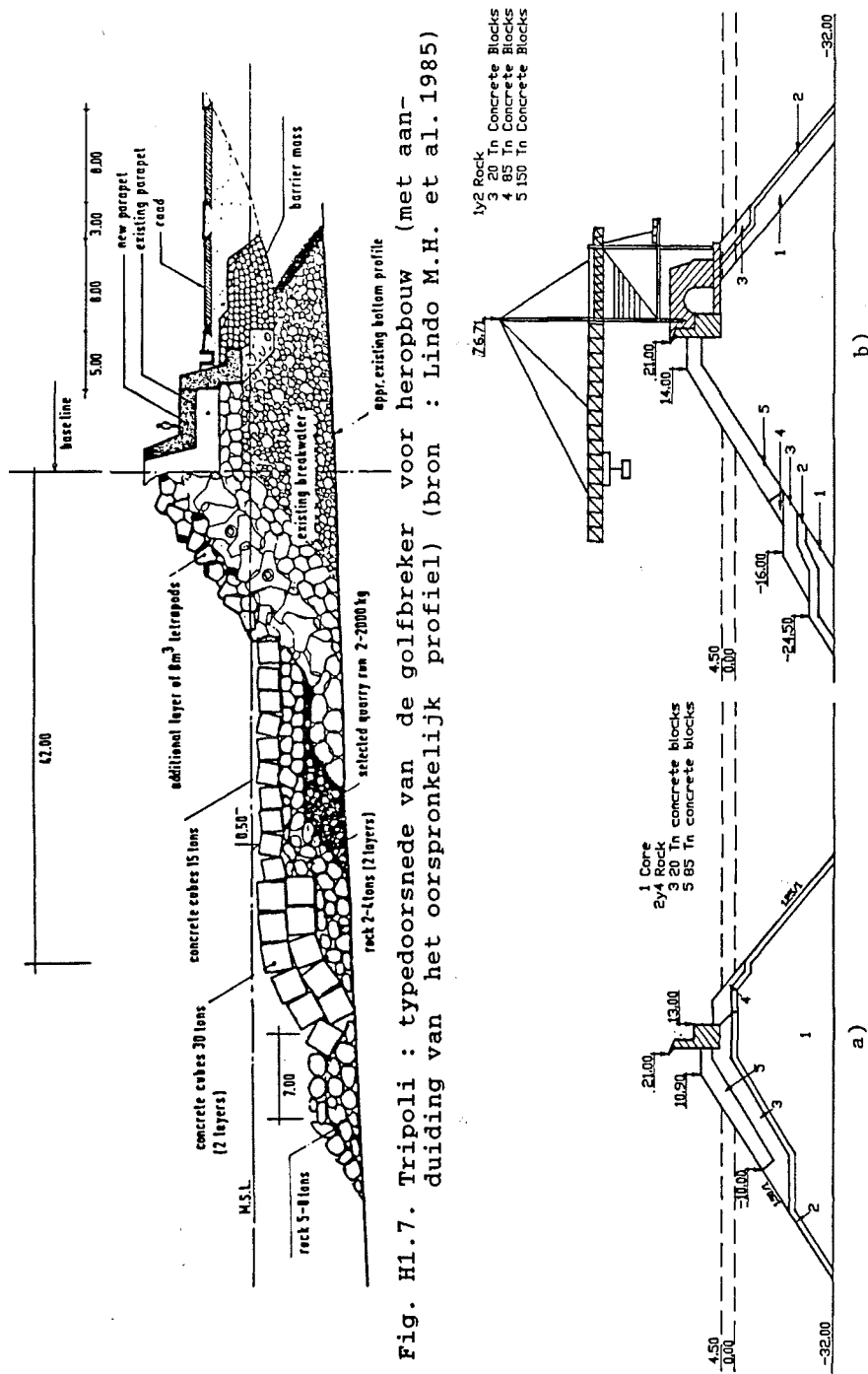
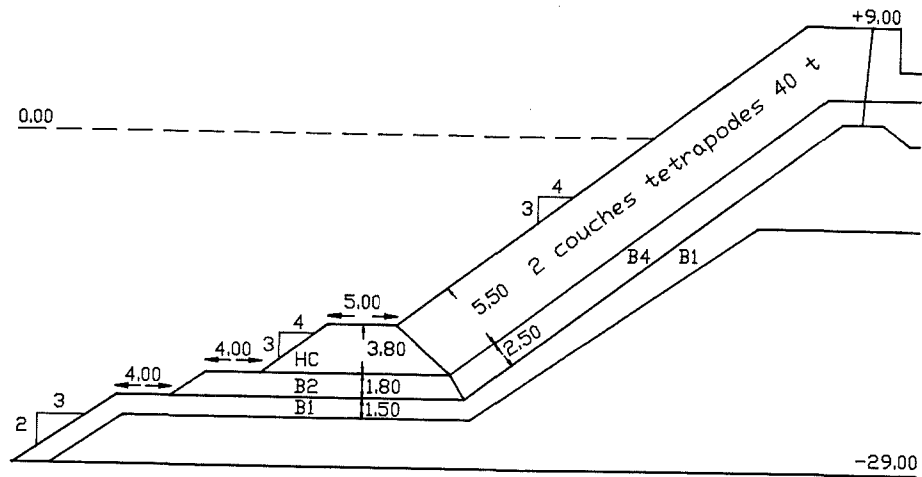
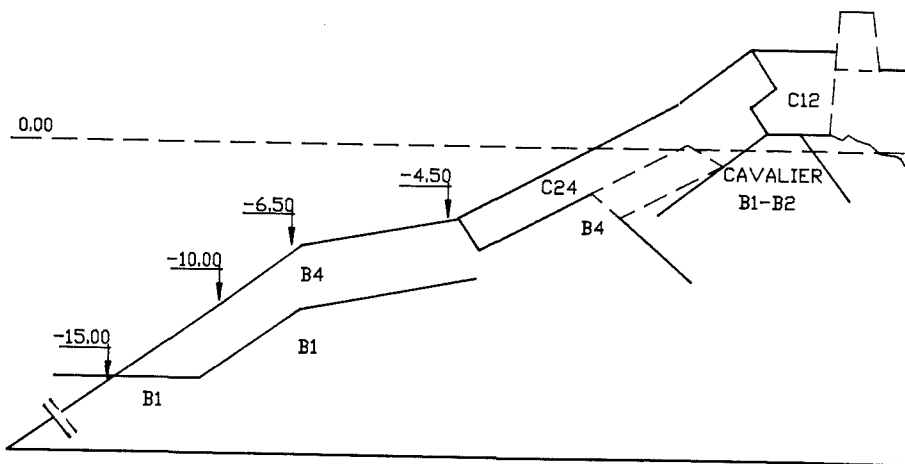


Fig. H1.7. Tripoli : typedoorsnede van de golfbreker voor heropbouw (met aan-
duiding van het oorspronkelijk profiel) (bron : Lindo M.H. et al. 1985)

Fig. H1.8. Golfbreker Bilbao : oorspronkelijk profiel en profiel voor heropbouw (bron : Villanueva E.J. et al., 1988)

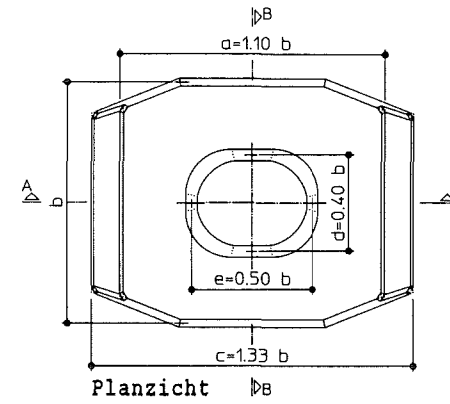


a) Oorspronkelijk profiel

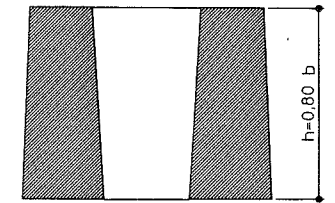


b) Profiel voor heropbouw

Fig. H1.9. Golbreker te Arzew El-Djedid, Algerije (bron : Taibi B., 1983)



Planzicht ∇B



Doorsnede B-B

Doorsnede A-A

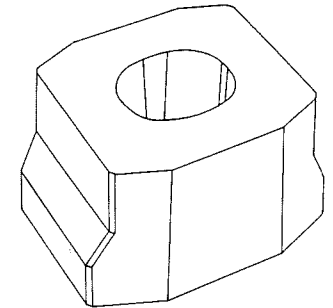
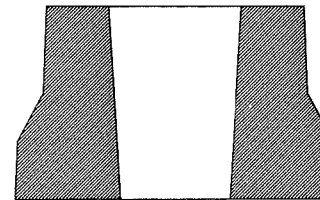


Fig. H2.1. De HARO

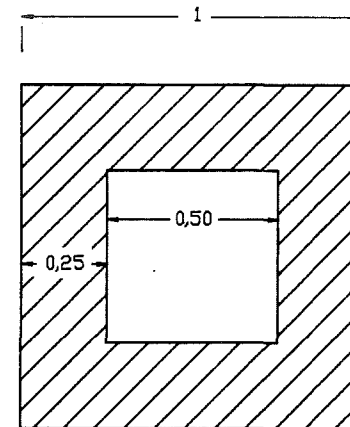


Fig. H2.2. Embryo van de HARO

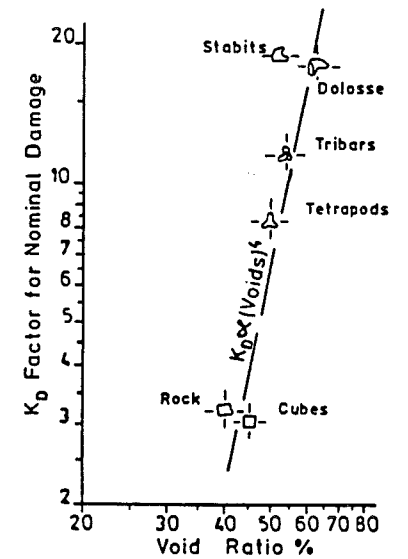


Fig. H2.3. K_D in functie van de porositeit P (Bron : Price A.W., 1983)

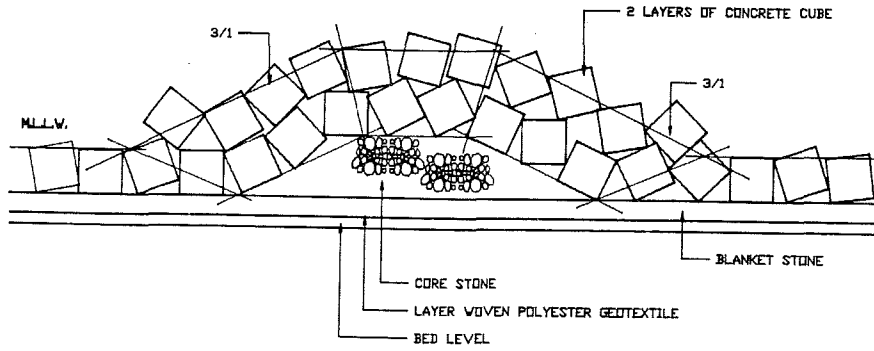


Fig. H2.4. Kubus : willekeurige plaatsing

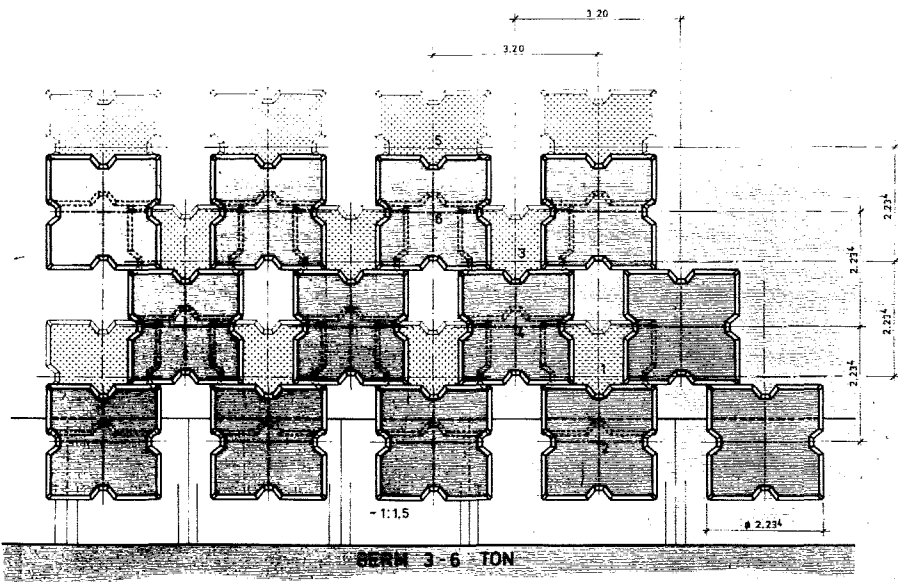


Fig. H2.5. Kubus : regelmatige plaatsing in 2 lagen; zicht loodrecht op talud

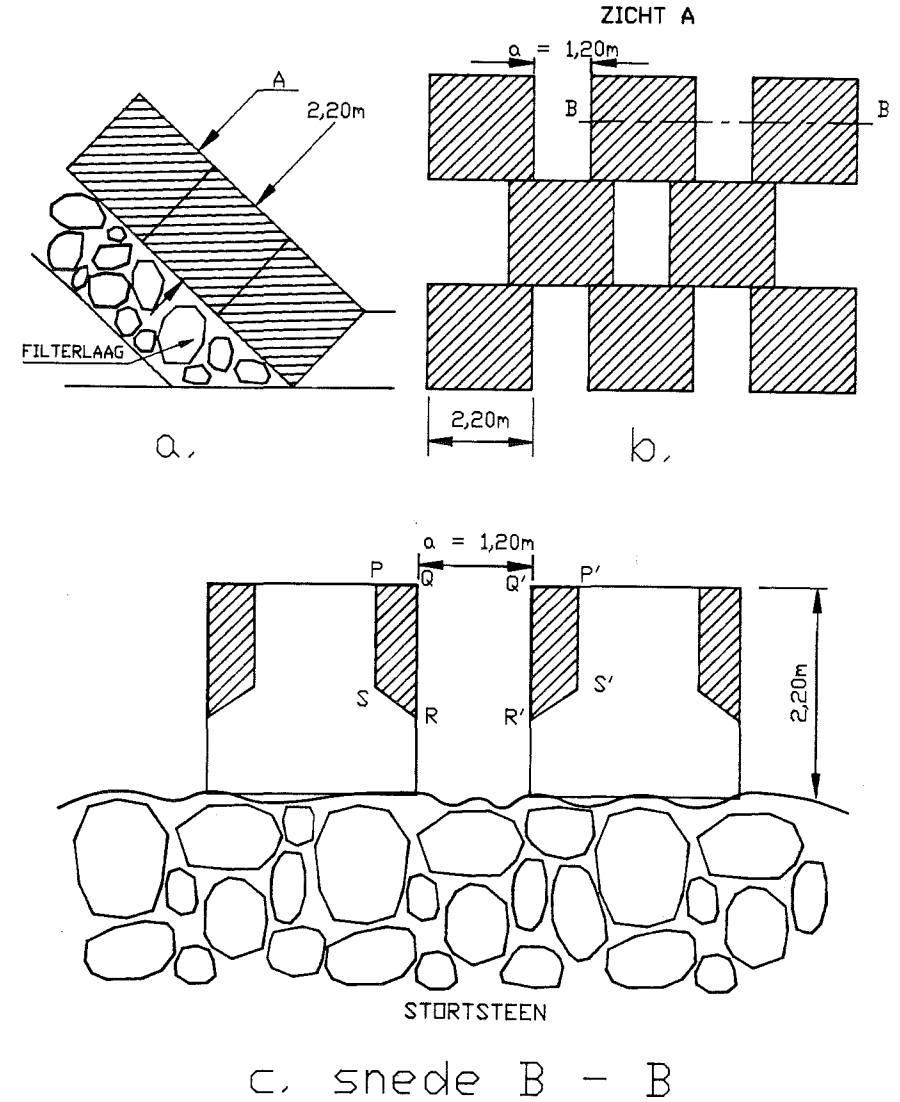


Fig. H2.6. Principe van de verbredingen aan de korte zijde ("handjes")

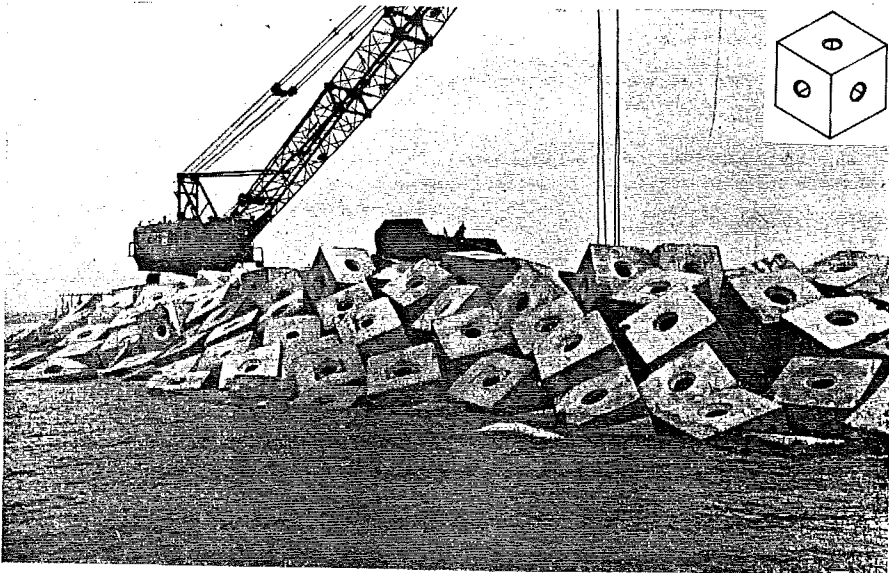
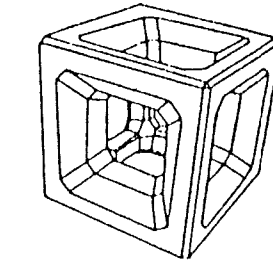


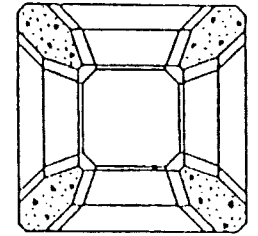
Fig. H2.7. De STOLK-kubus op de havendam van Scheveningen



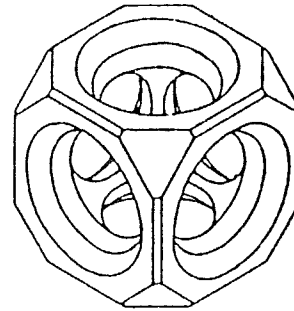
Fig. H2.9. De Seabee geplaatst op de golfbreker



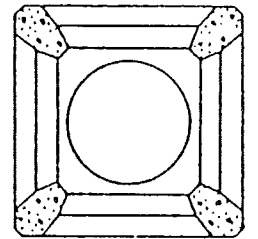
THE COB



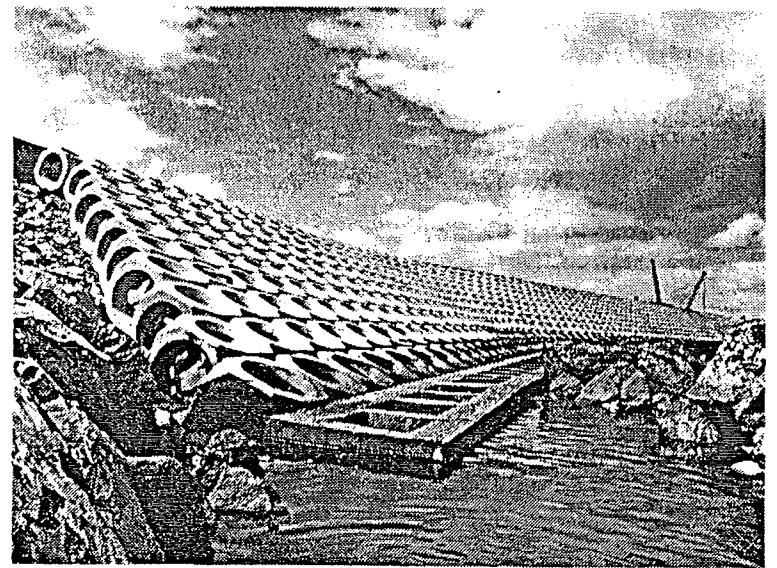
Section



THE SHED

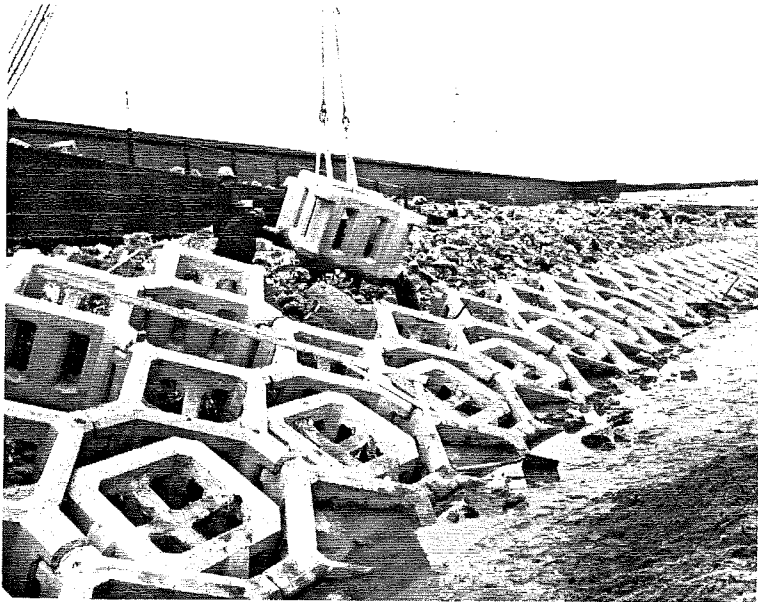


Section

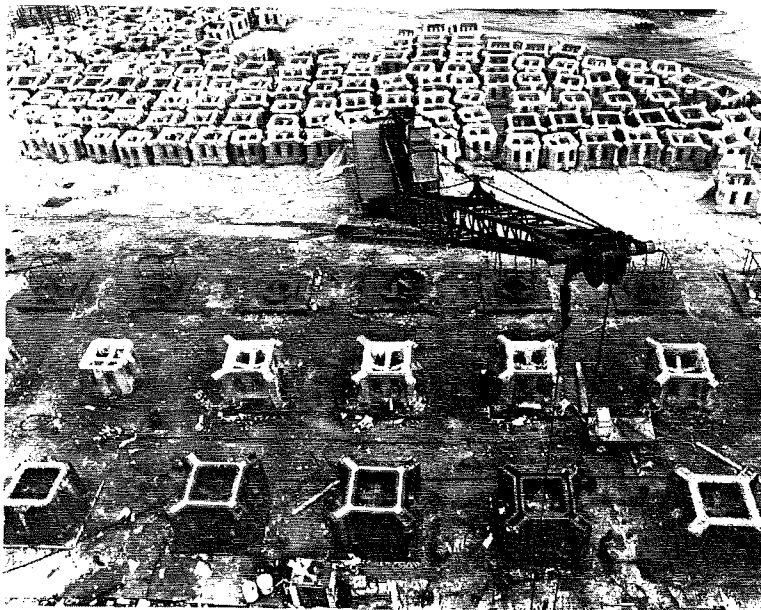


Toe beam and SHED units

Fig. H2.8. De COB en SHED



Block laying



Precast yard

Fig. H2.10. Diode-block; prefabricatieterrein en plaatsing op de dam (bron : Barber P.C. et al., 1984)

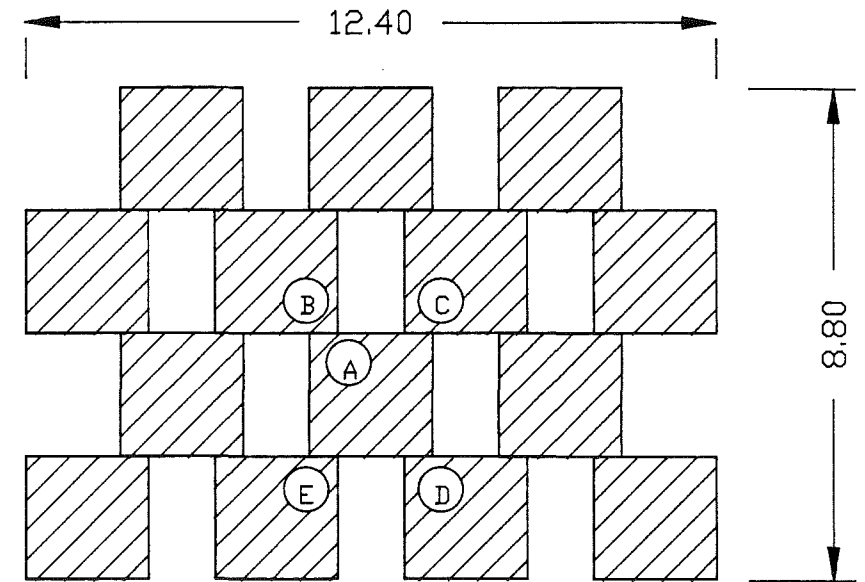


Fig. H2.11. Kubussen : regelmatige plaatsing in één laag

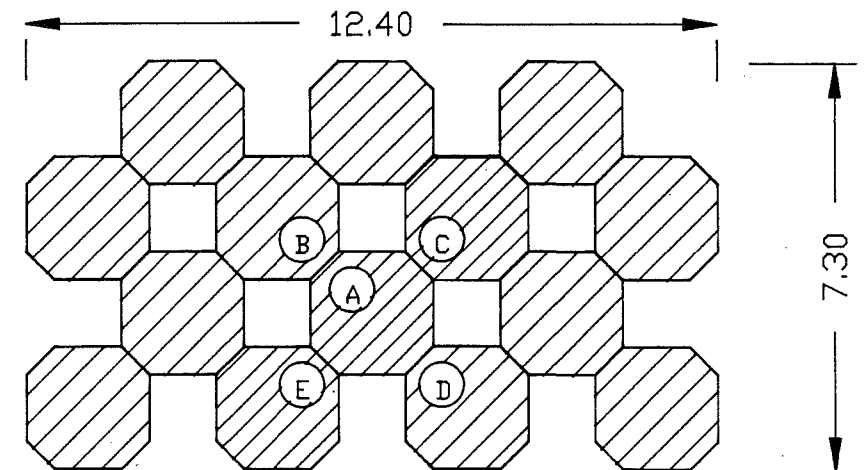


Fig. H2.12. Kubussen met afgeschuinde hoeken : regelmatige plaatsing in één laag

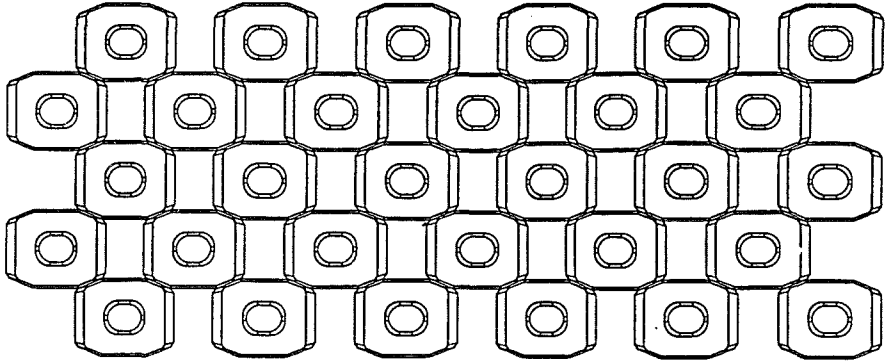


Fig. H2.13. De HARO : regelmatige plaatsing in één laag

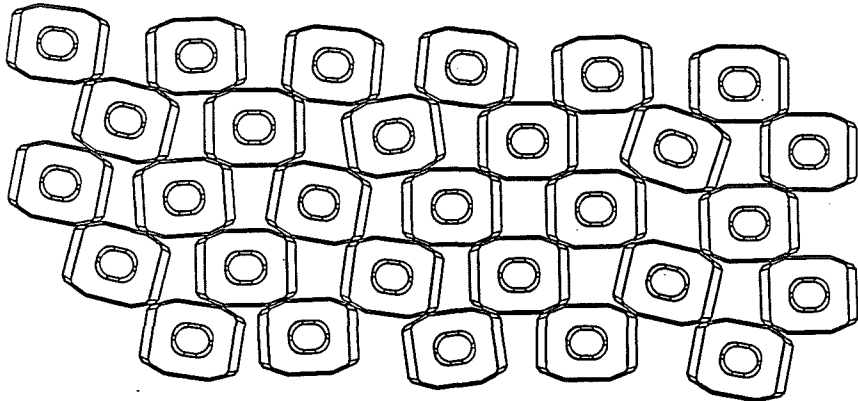


Fig. H2.14. De HARO : werfplaatsingspatroon in één laag

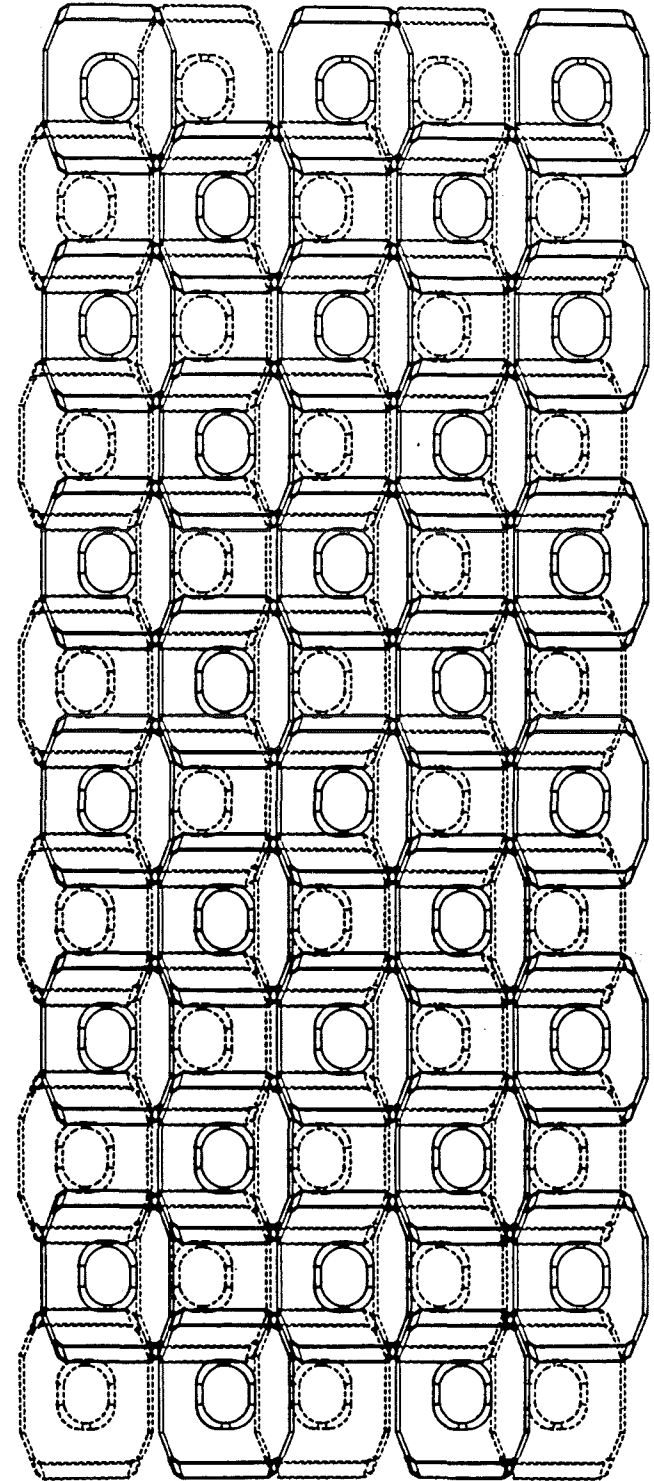


Fig. H2.15. De HARO : regelmatige plaatsing in twee lagen

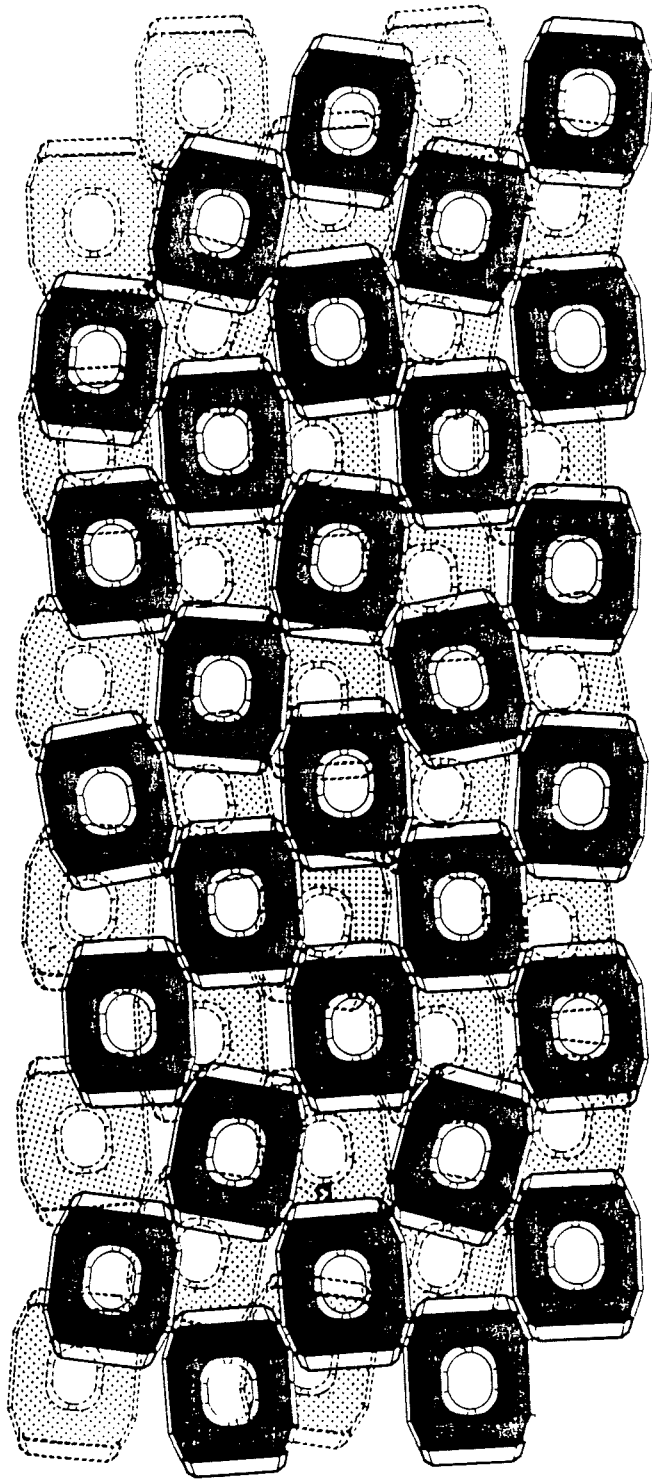


Fig. H2.16. De HARO : werfplaatsingspatroon in twee lagen

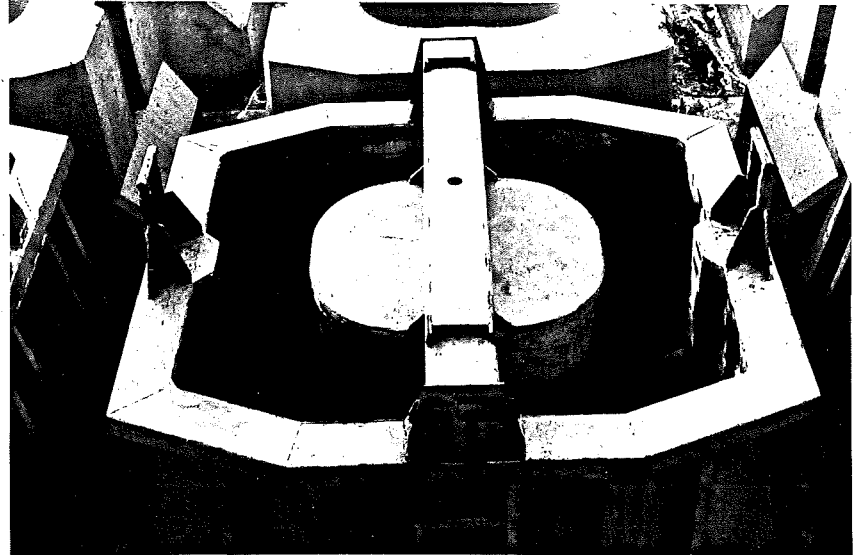
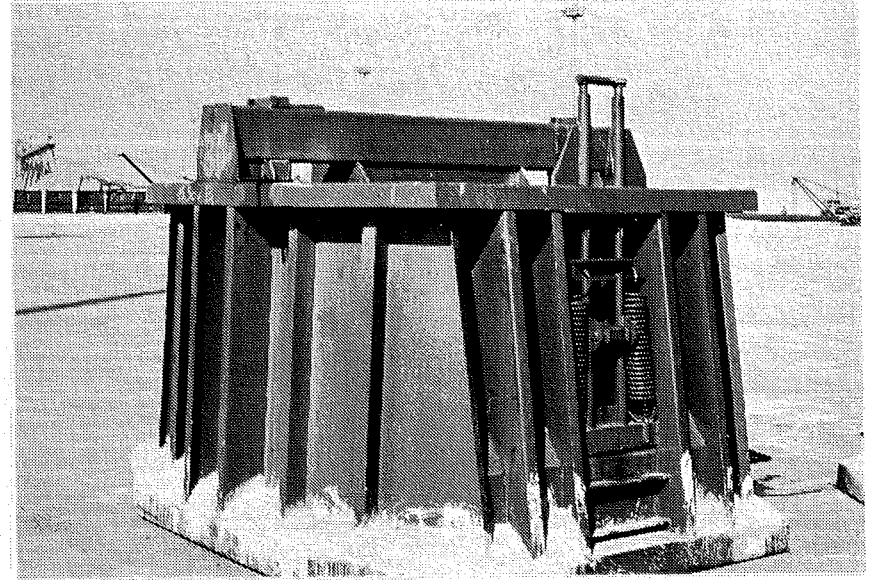


Fig. H2.17. Bekisting van een 150 kN HARO

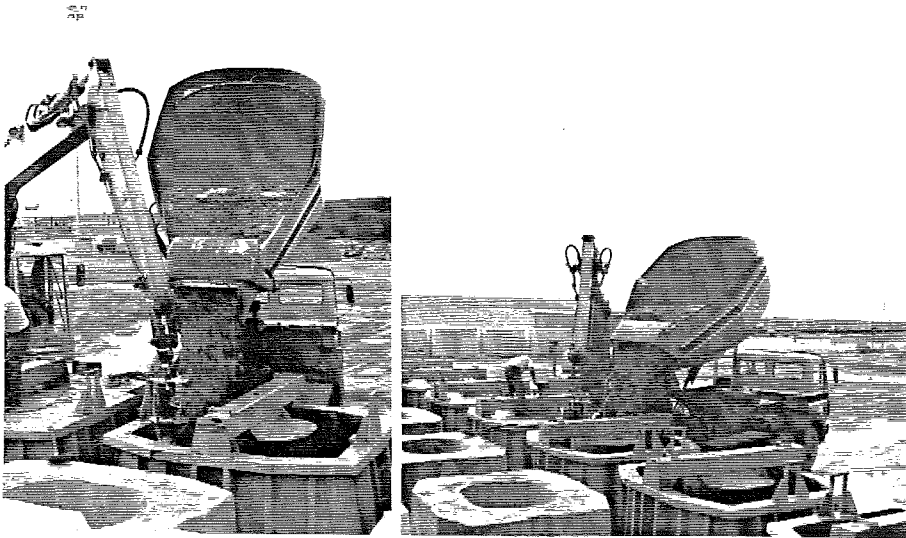


Fig. H2.18. De HARO : storten van het beton

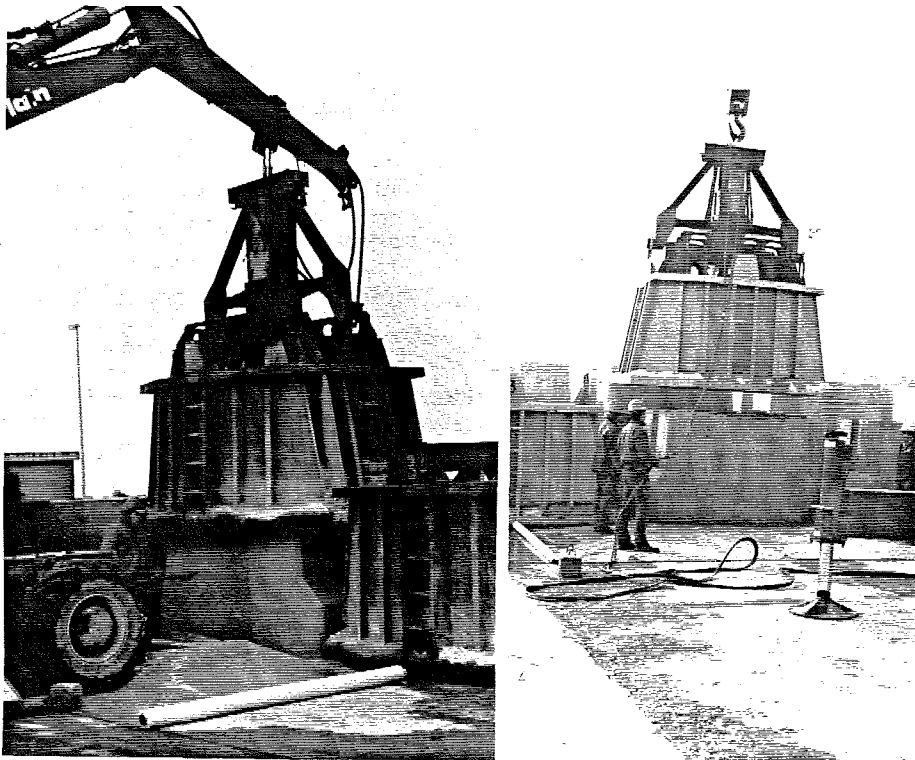


Fig. H2.19. De HARO : ontkisten

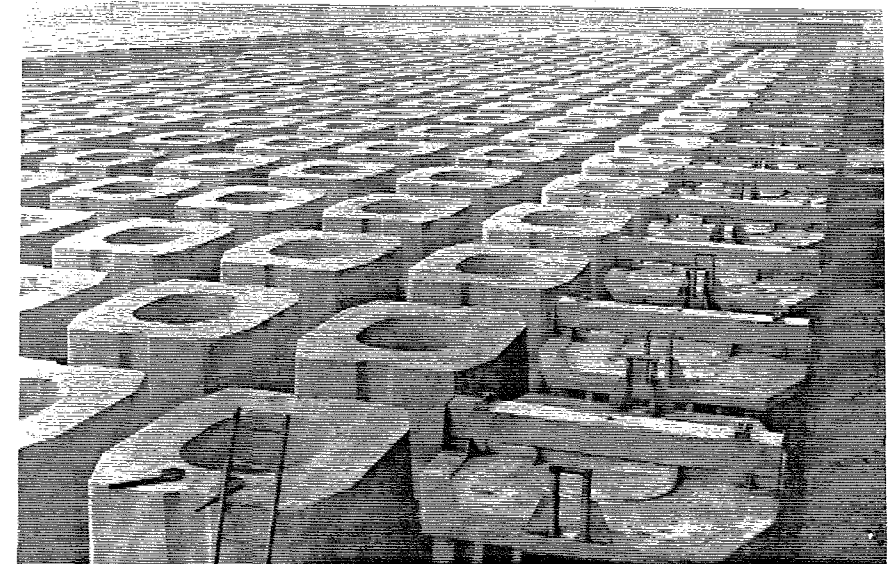
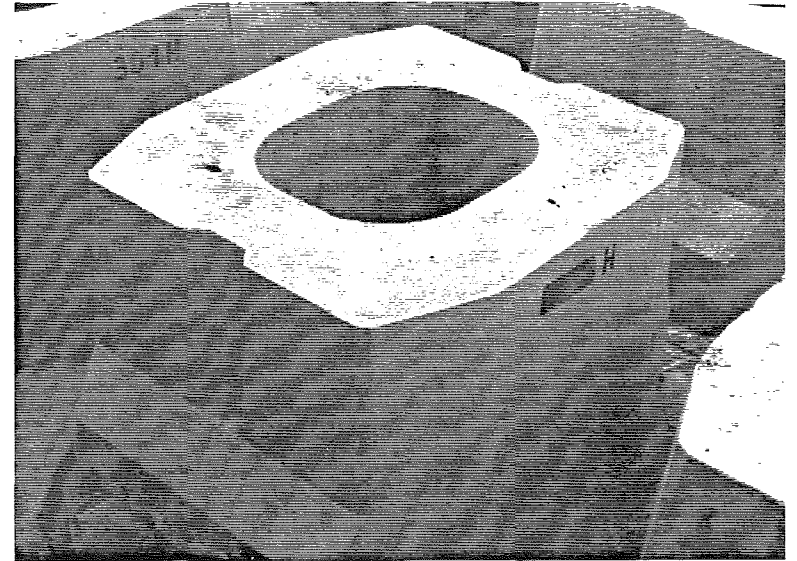


Fig. H2.20. Zicht op het prefabricatieterrein

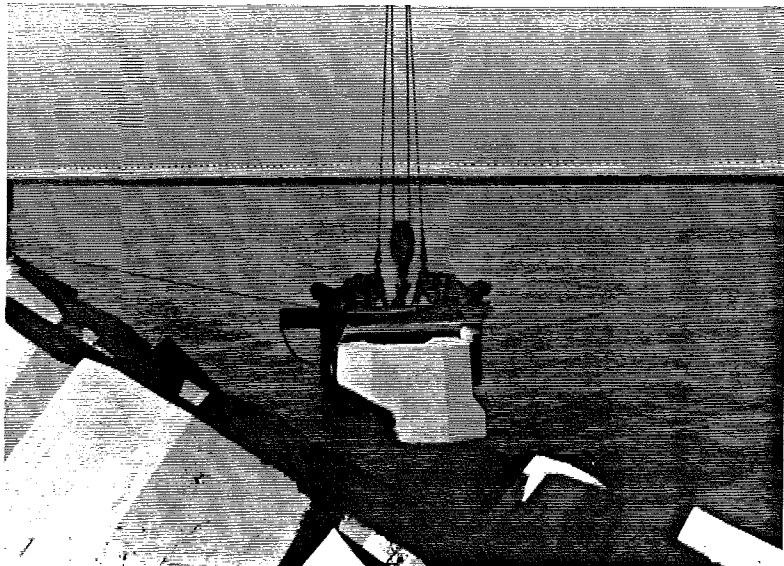
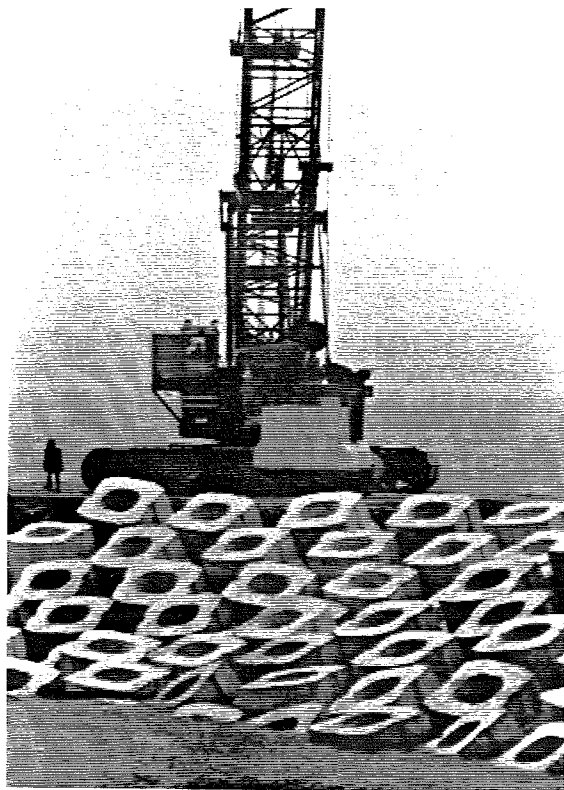


Fig. H2.21. Plaatsen van het blok op het talud van de golfbreker

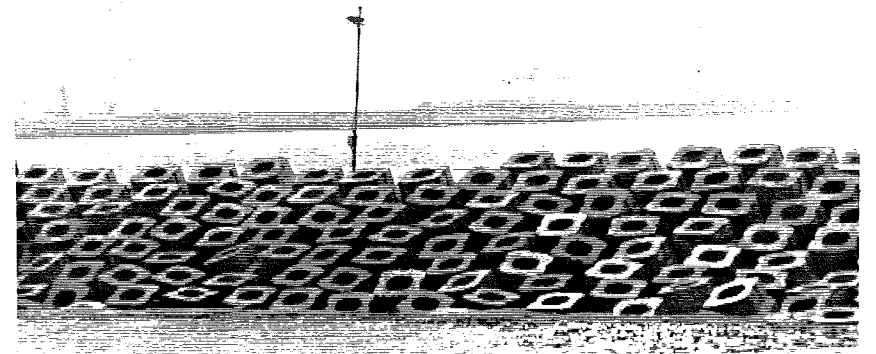
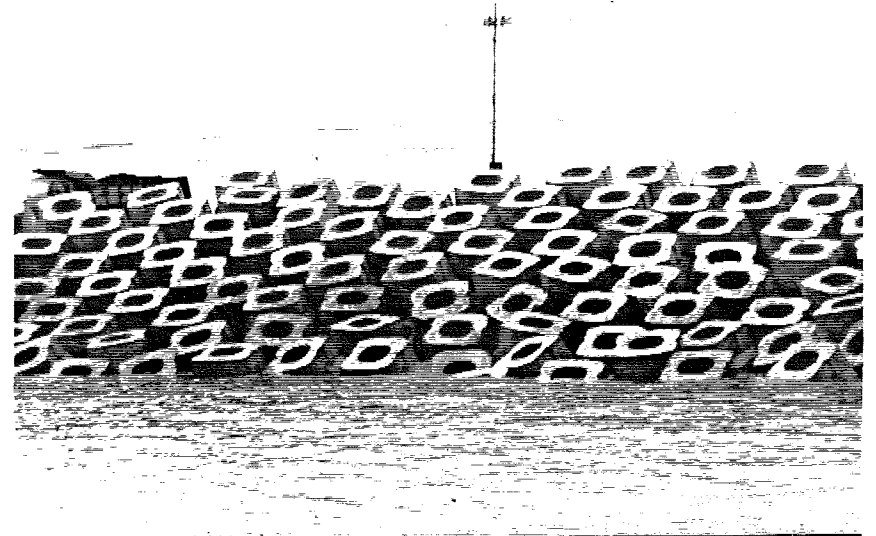


Fig. H2.22a. De HARO geplaatst op de golfbreker

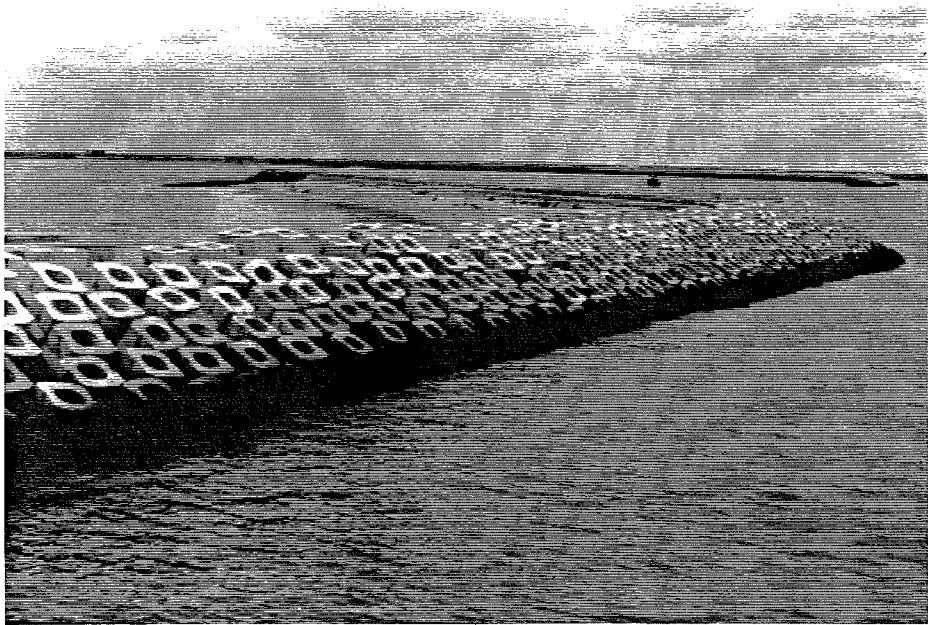
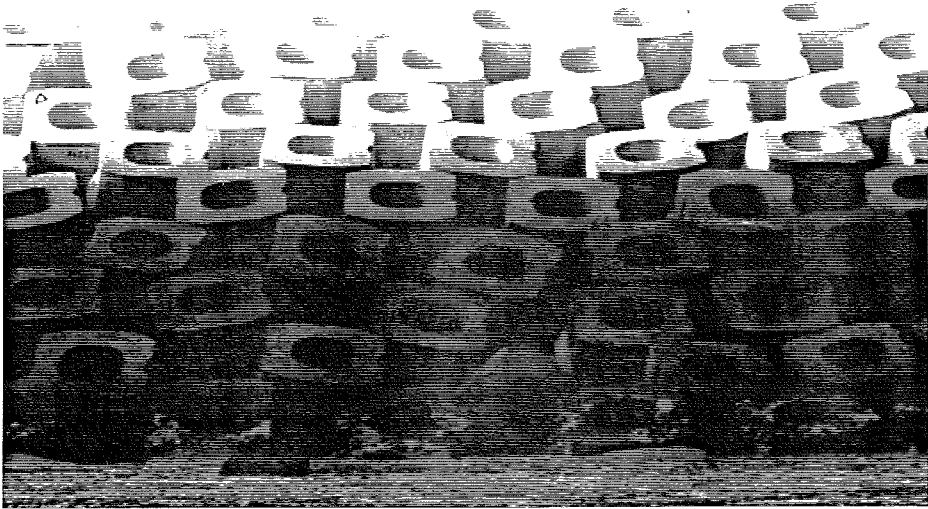


Fig. H2.22b. De HARO geplaatst op de golfbreker

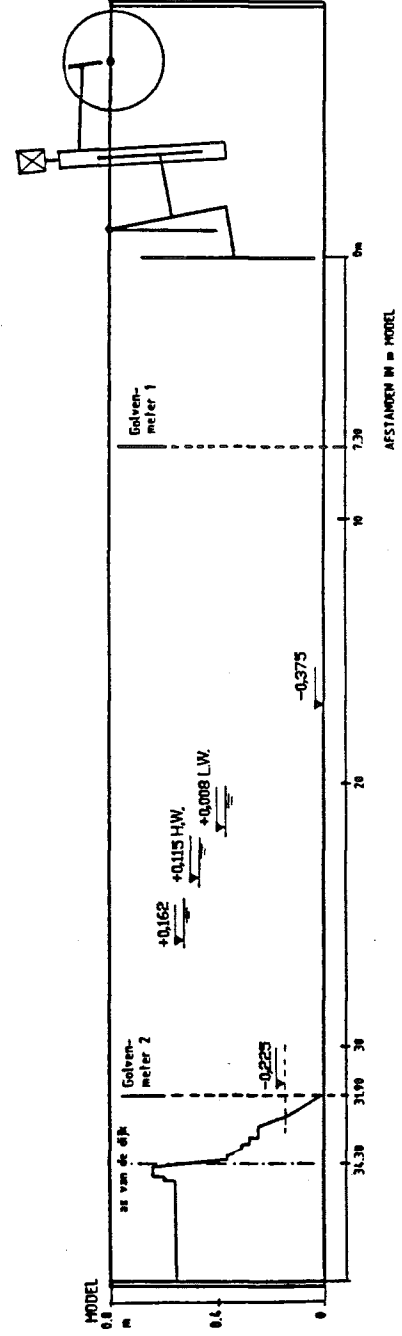


Fig. H3.1.1. Langsdoorsnede golfkanaal (bron : W.L.B.-verslag MOD. 438, 1985)

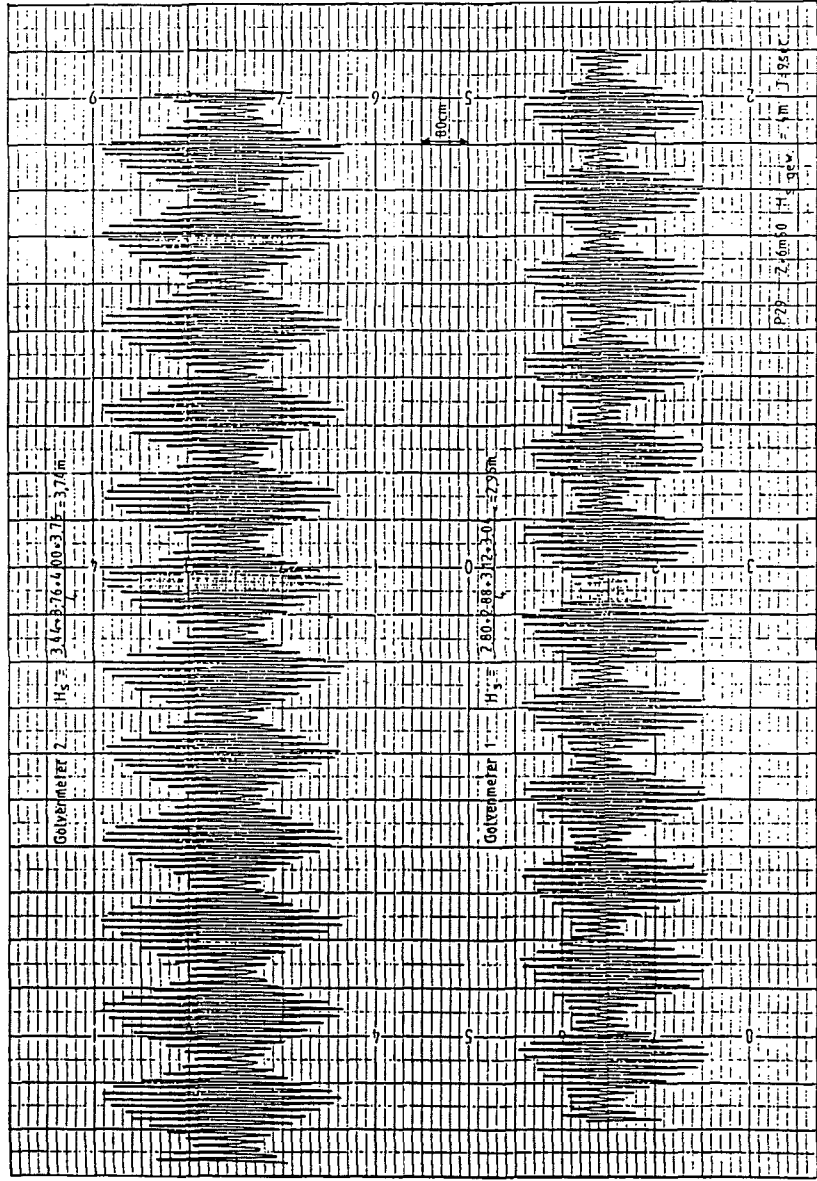


Fig. H3.2. Voorbeeld van registratie van golftreinen in het golfkanaal

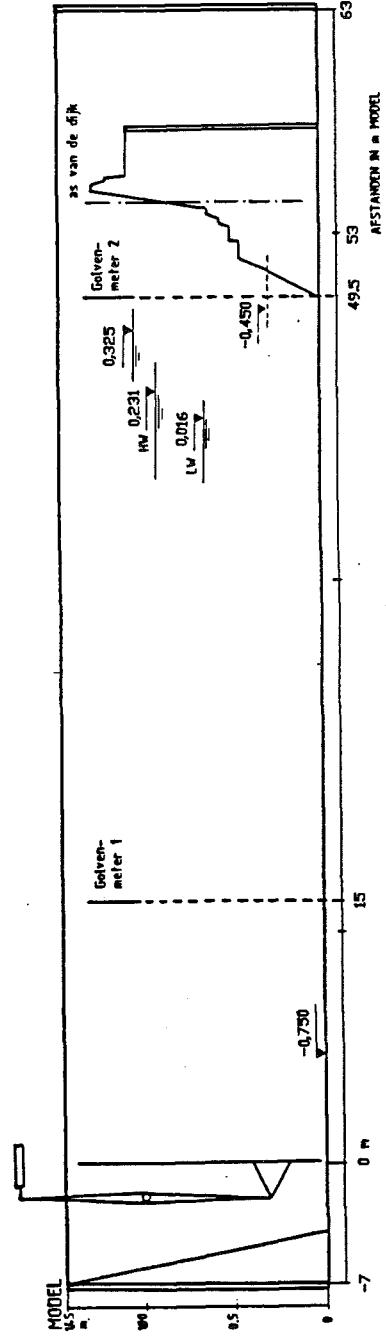


Fig. H3.3a. Langsdoorsnede golfgoot (bron : W.L.B.-verslag MOD. 438, 1985)

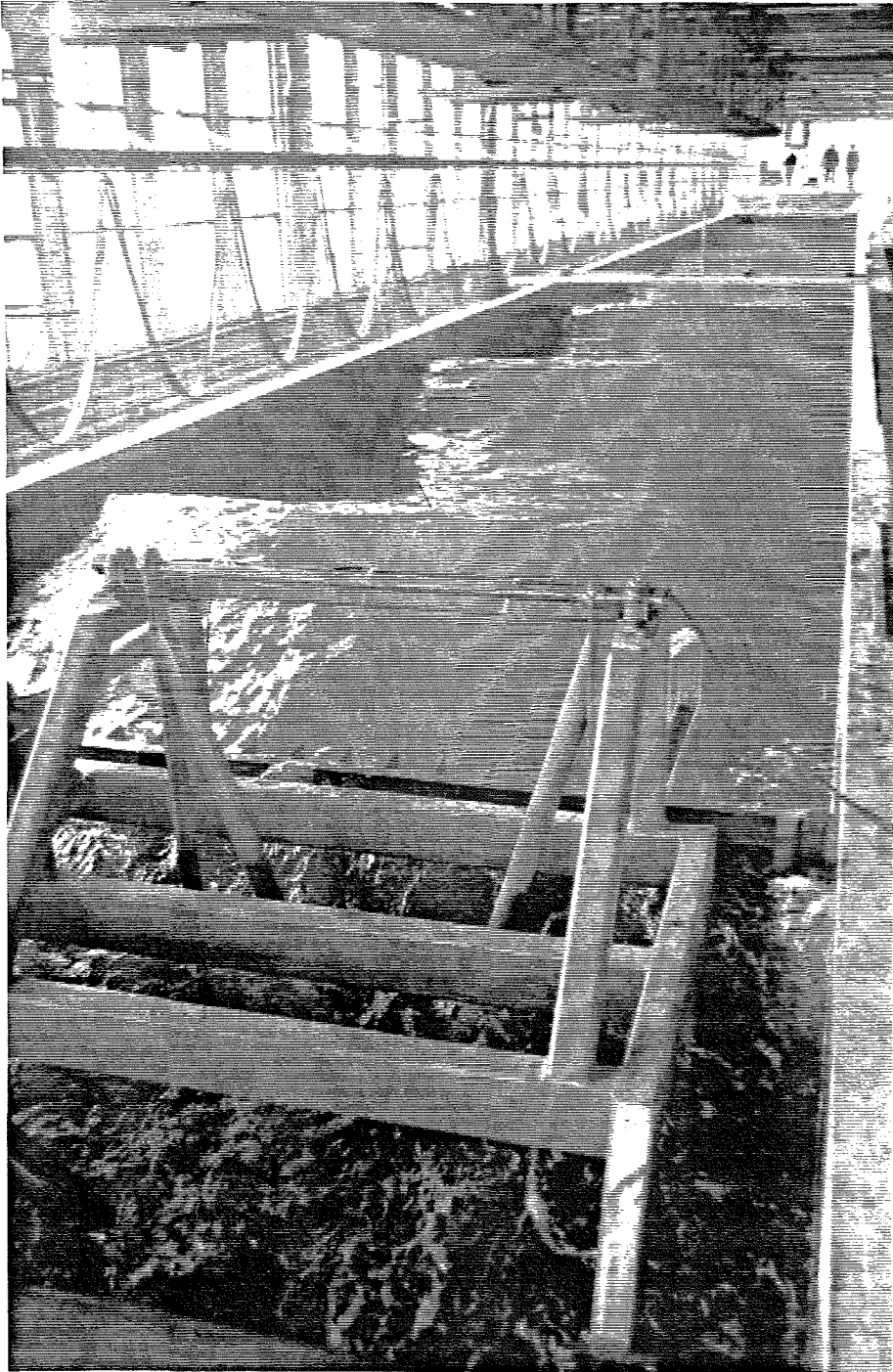
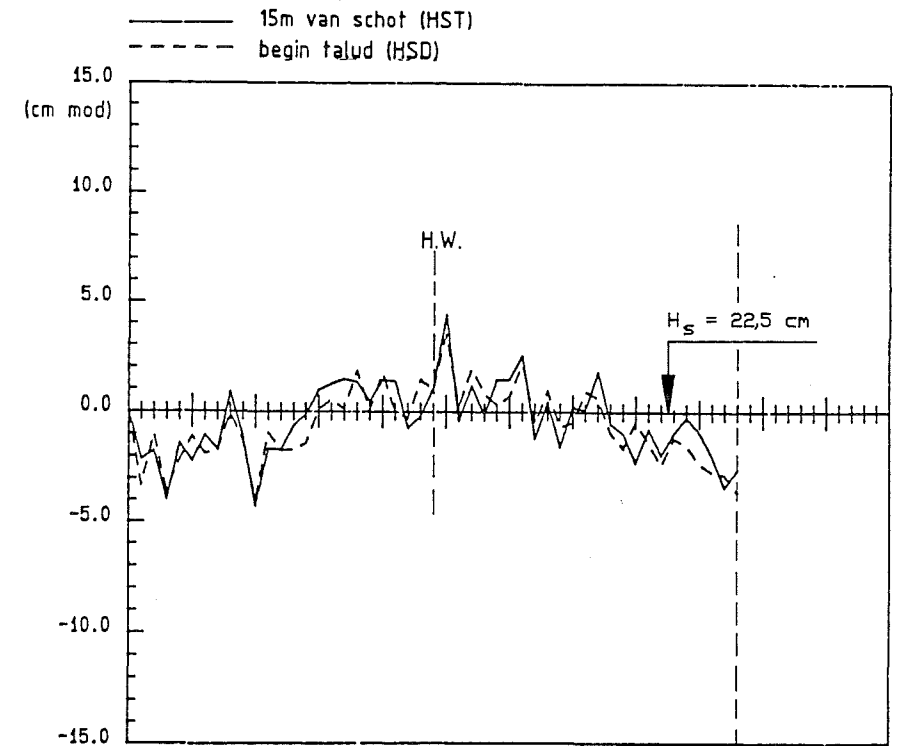


Fig. H3.3b. Algemeen zicht op de golfgoot

PR19 : variabele waterstand
 $H_{s, \text{gew}} = 4,5 \text{ m (nat)} = 22,5 \text{ cm (mod)}$



HST. GEM. = 22.1 cm mod HSD. GEM. = 21.9 cm mod

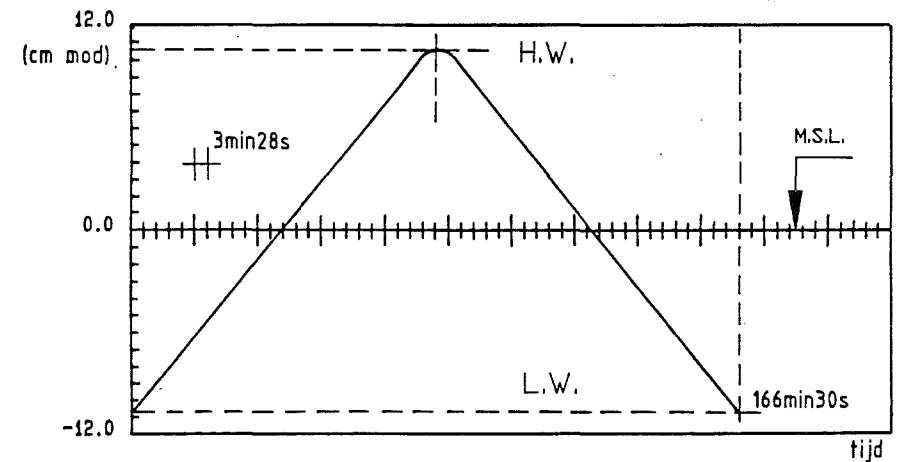


Fig. H3.4. Verloop van de golfhoogte in functie van het getijde (getijdeproeven in de golfgoot)

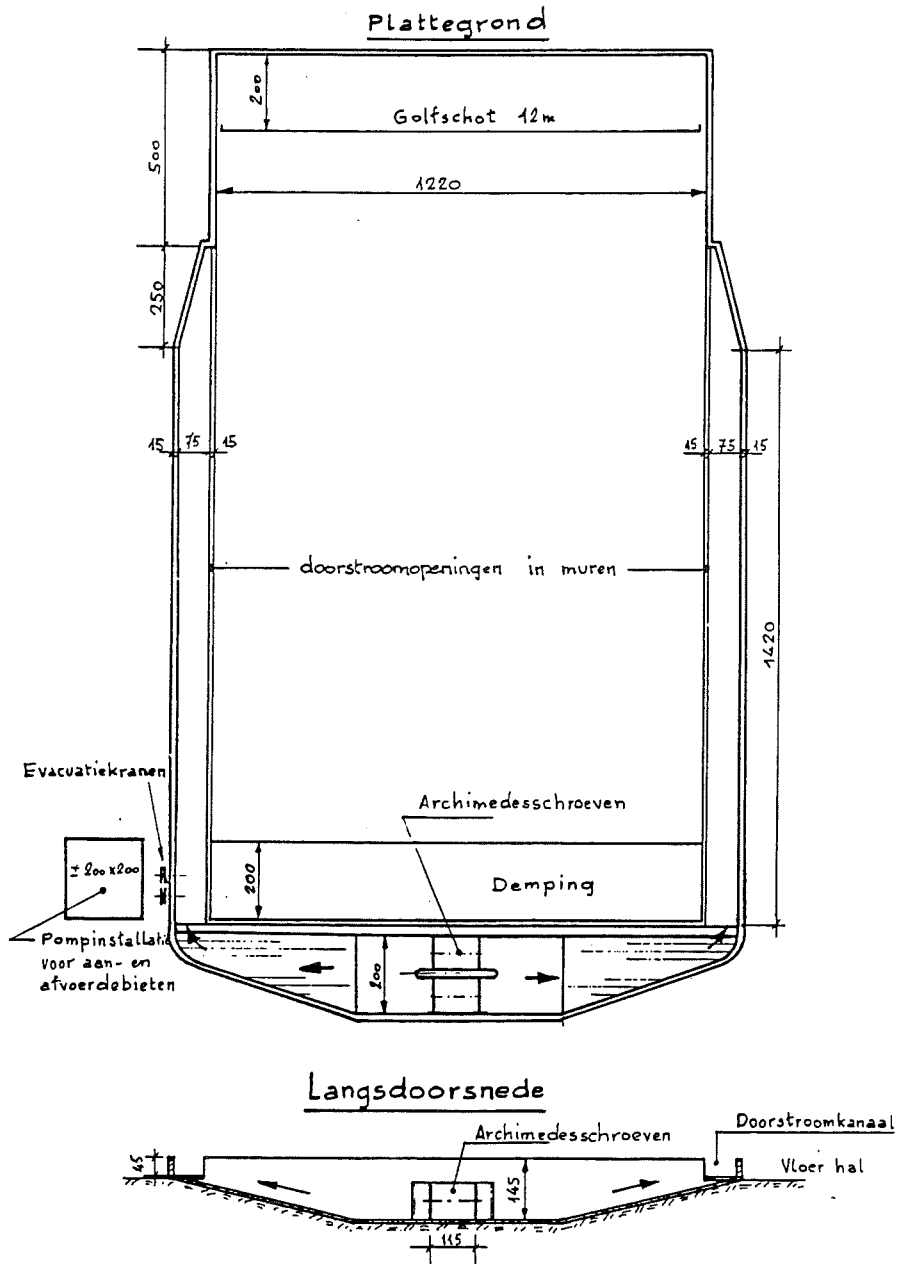


Fig. H3.5. Modelinfrastructuur golfbak (bron : W.L.B.-verslag MOD. 438-2)

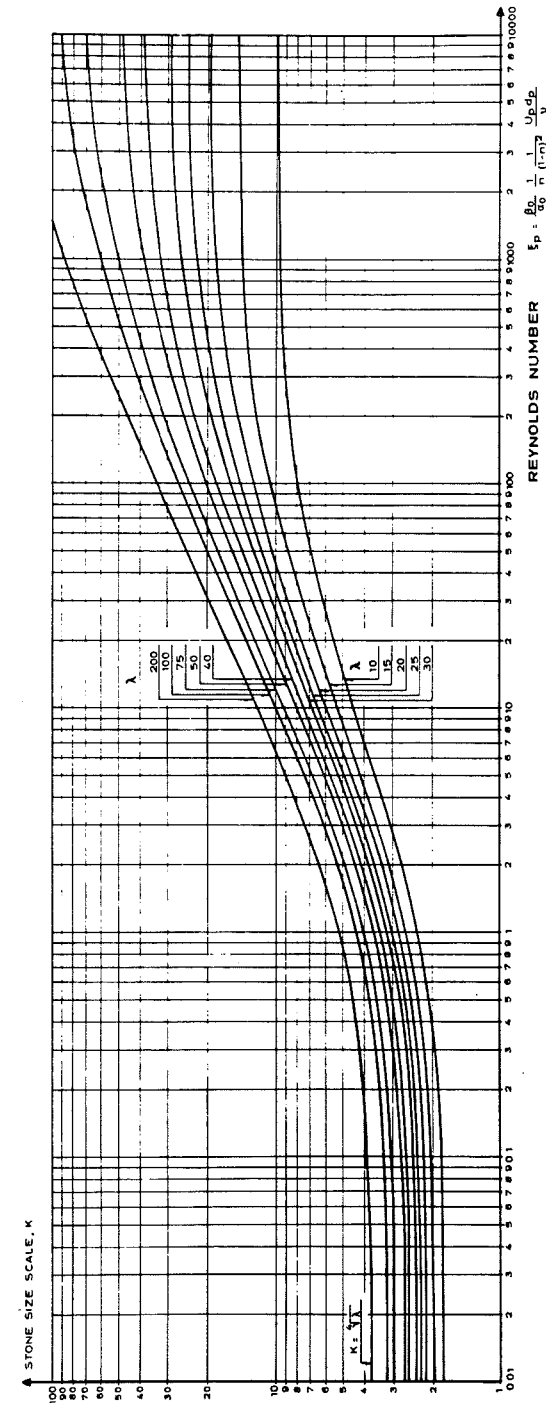


Fig. H3.6. Laboratoriumproeven : bepaling van de "gecompenseerde" steenaafmetingen (bron : Jensen O.J. et al., 1983)

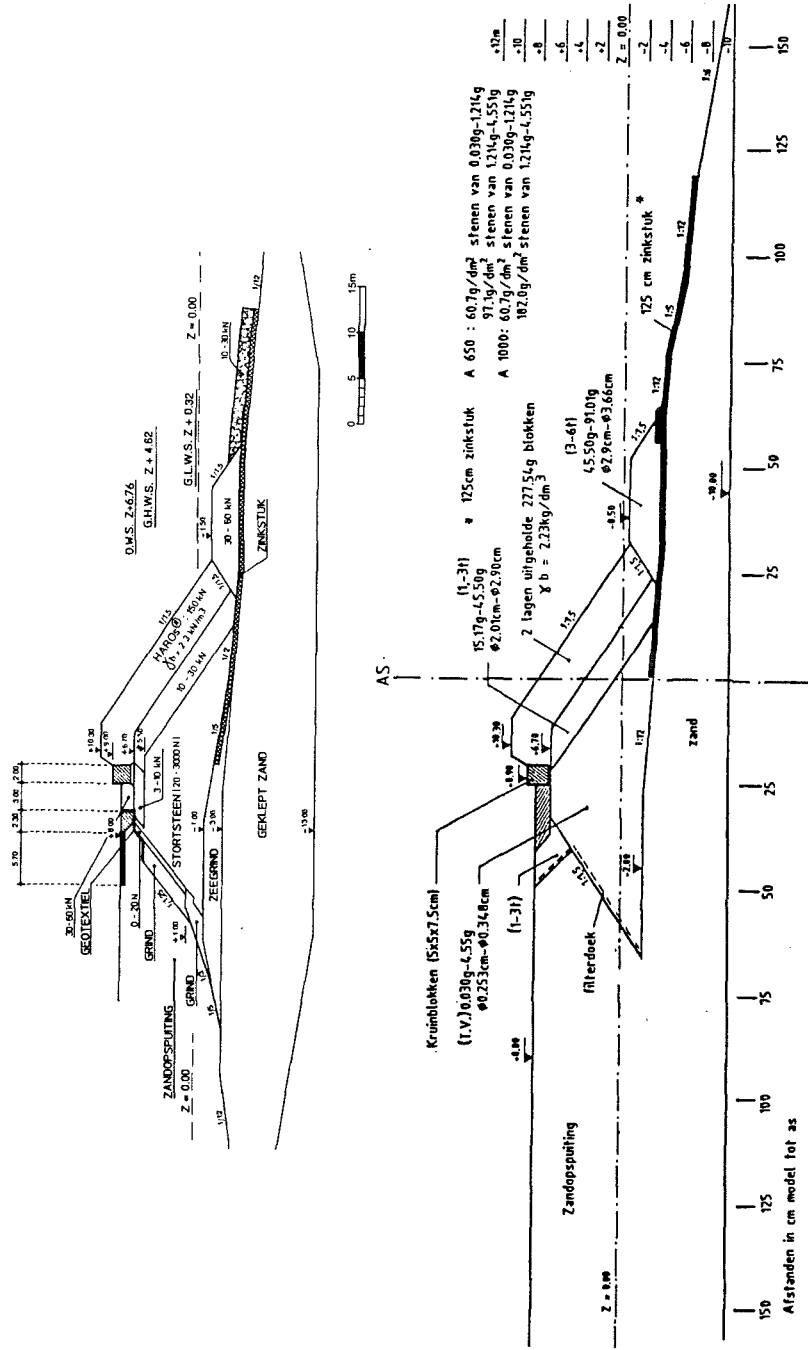


Fig. H3.7. Typedoorsnede van de dam langs de binnenrede te Zeebrugge
 boven : werkelijke doorsnede
 onder : doorsnede op schaal 1/40 in golfkanaal

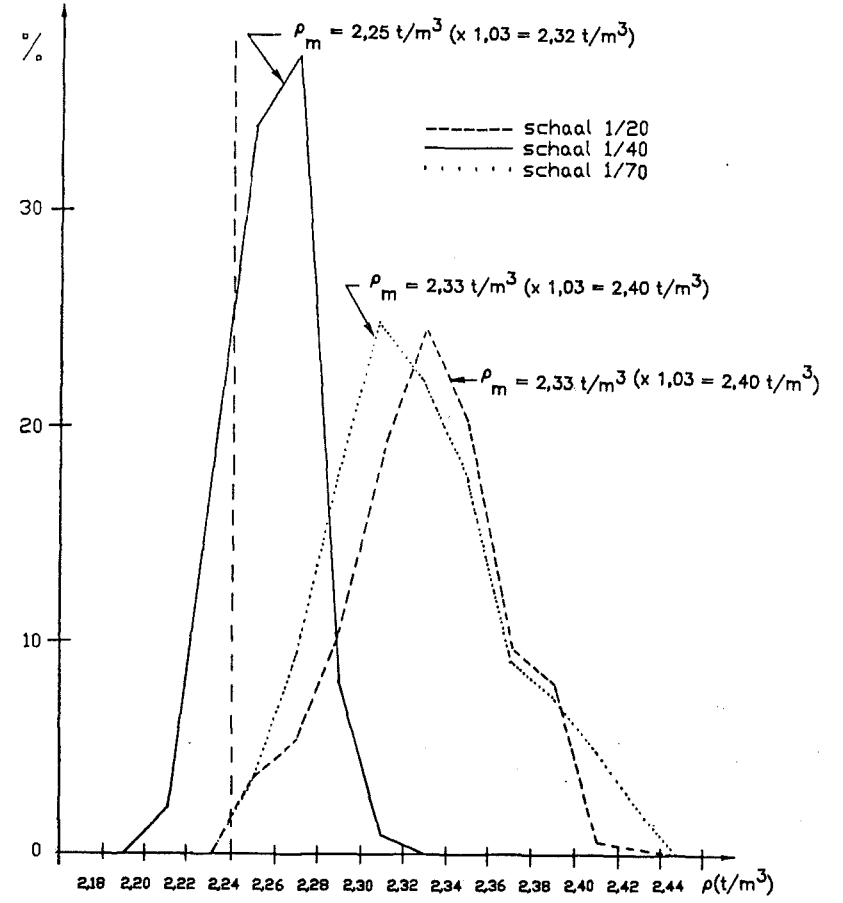
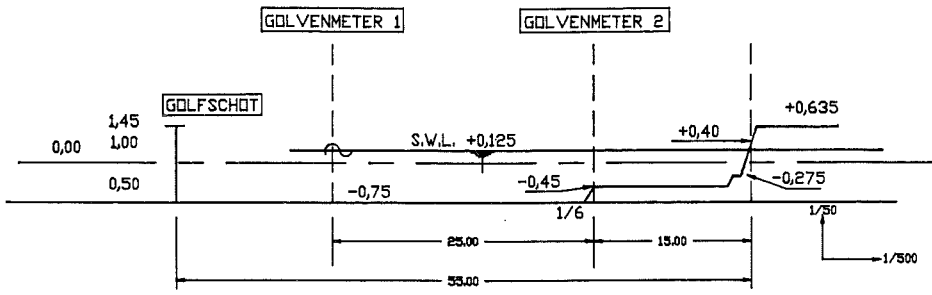
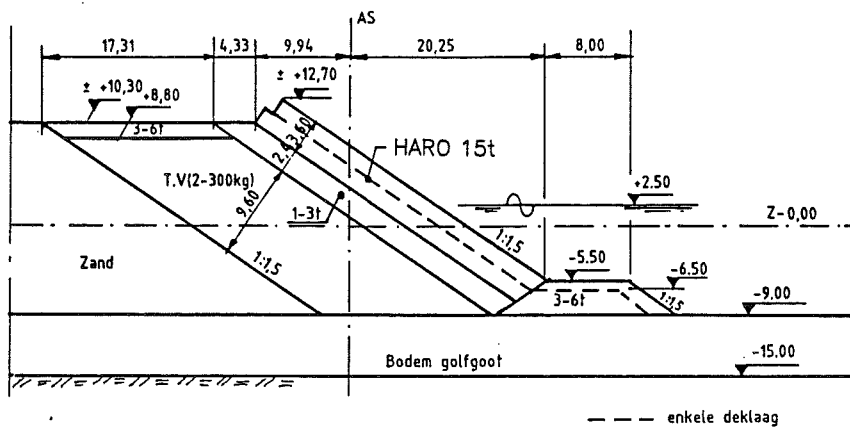


Fig. H3.8. Volumieke-massaverdeling van de modelblokjes



Voorland Z-9.00m



Voorland Z-7.00m

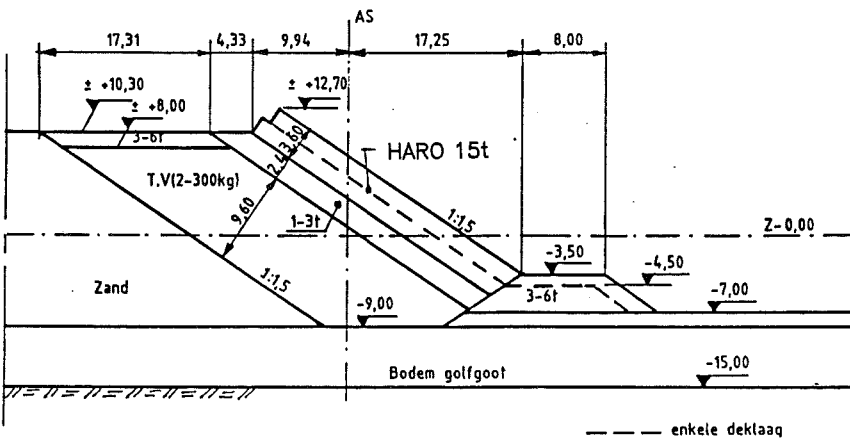
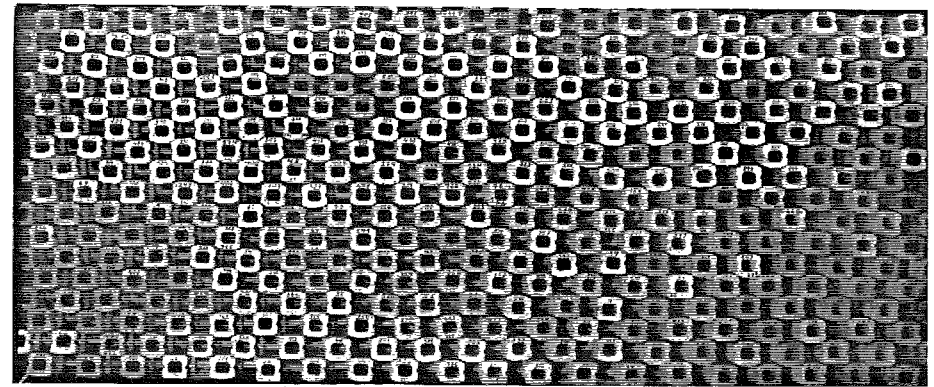
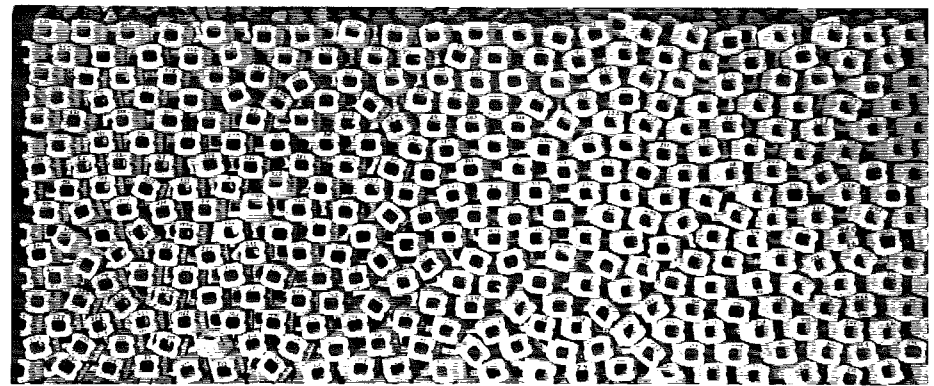


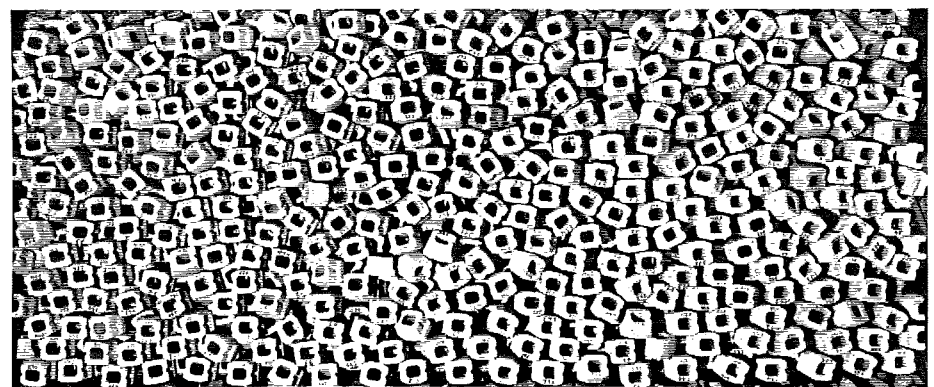
Fig. H3.9. K_D -proeven : dwarsprofiel (alle maten zijn natuurmaten = modelmaten x 20) en inplanting in golfgoot (boven) (bron : W.L.B.-verslag MOD. 438-2)



Basis regelmatige plaatsing (proef $K_D 00$)

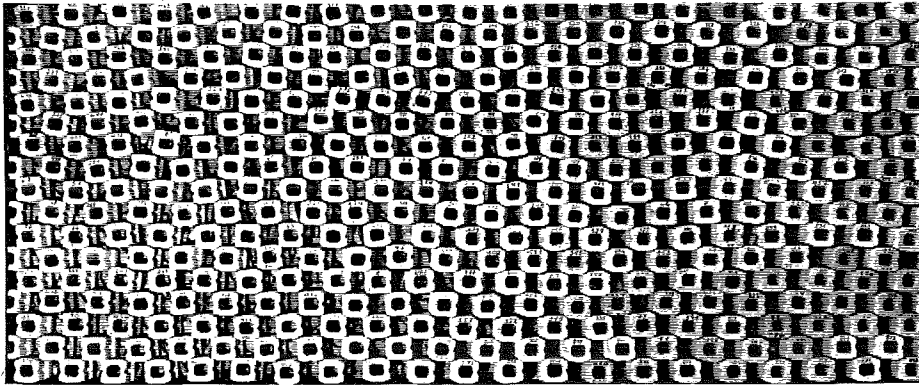


Basis werfplaatsing (proef $K_D 40$)

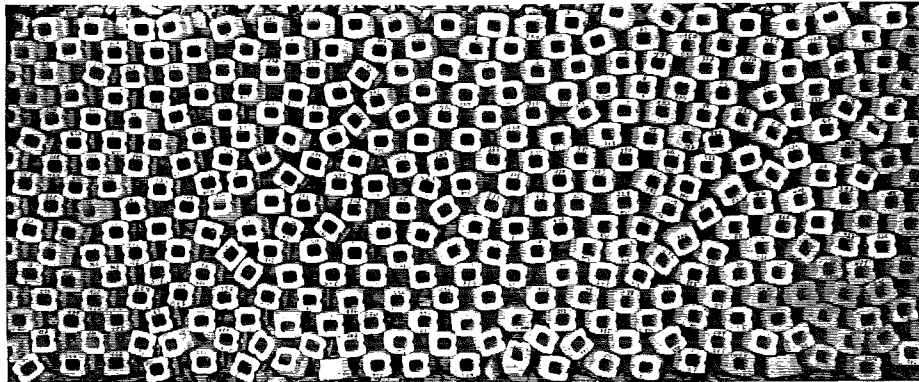


Basis willekeurige plaatsing (proef $K_D 60$)

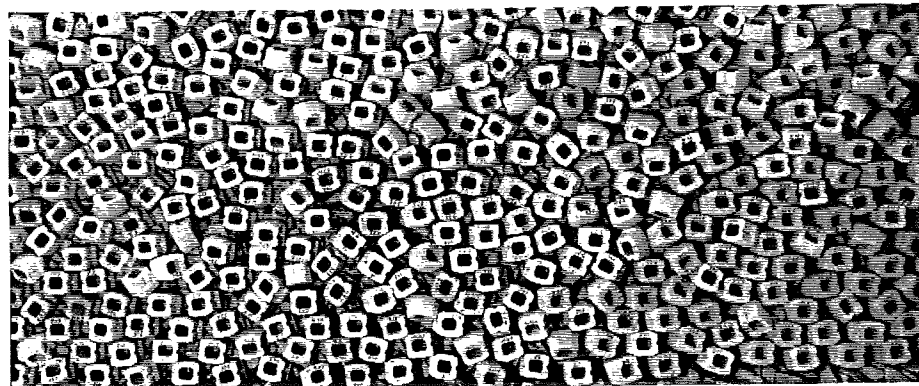
Fig. H3.10. K_D -proeven : plaatsingspatroon dubbele laag



Basis regelmatige plaatsing (proef K_D11)



Basis werfplaatsing (proef K_D50)



Basis willekeurige plaatsing (proef K_D70)

Fig. H3.11. K_D-proeven : plaatsingspatroon enkele laag

% begin beweging

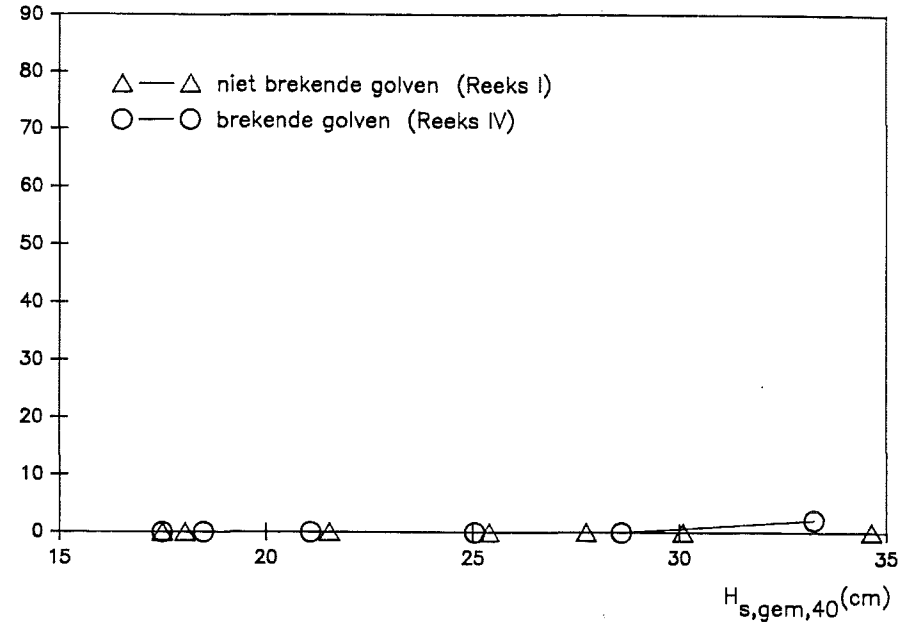


Fig. H3.12. K_D-proeven : regelmatige plaatsing - dubbele laag

% begin beweging

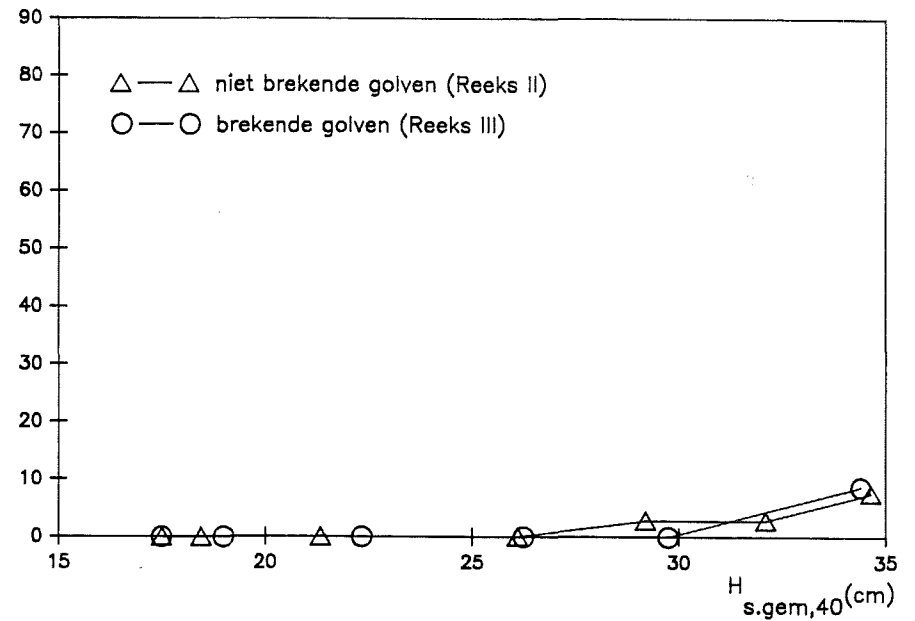


Fig. H3.13. K_D-proeven : regelmatige plaatsing - enkele laag

% begin beweging

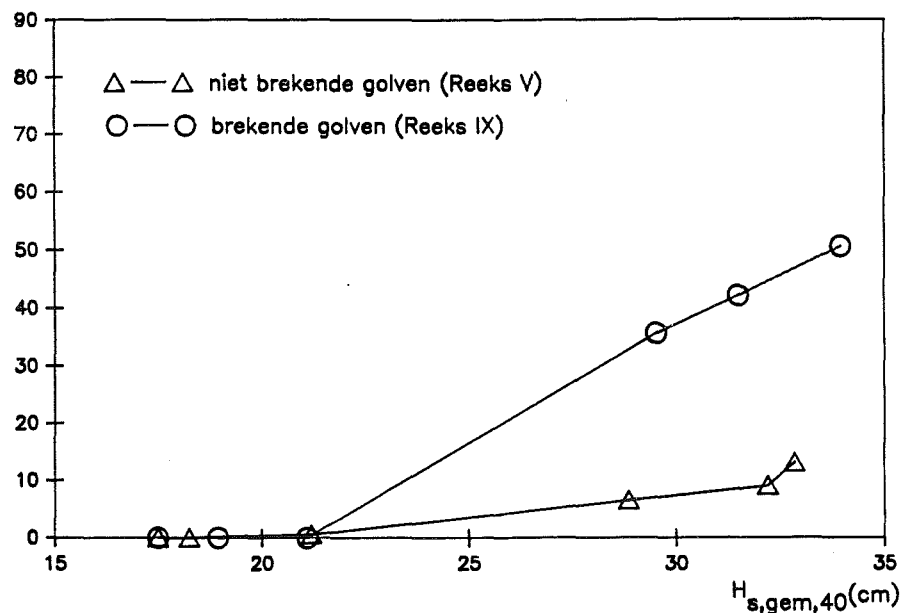


Fig. H3.14. K_D -proeven : werfplaatsing - dubbele laag

% begin beweging

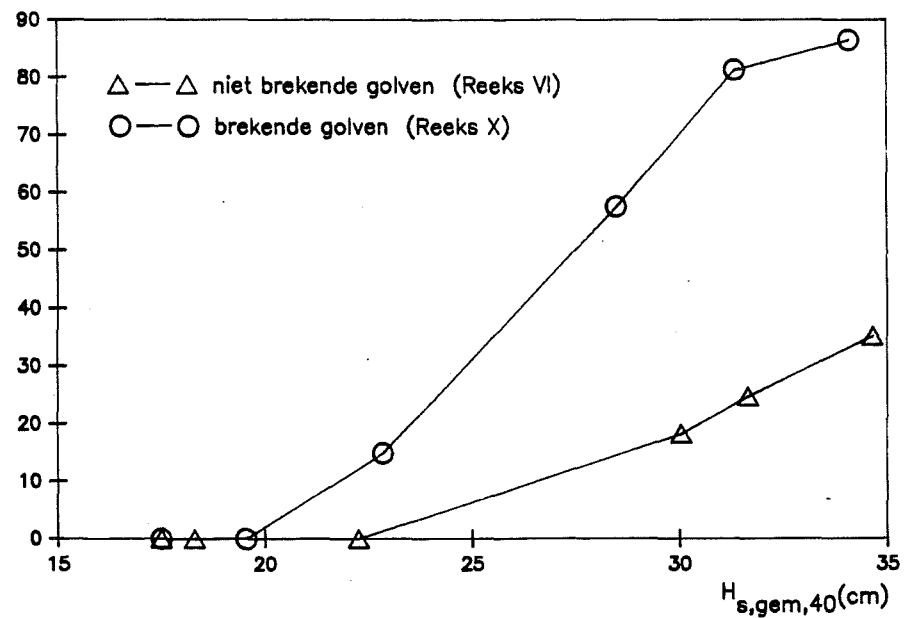


Fig. H3.15. K_D -proeven : werfplaatsing - enkele laag

% begin beweging

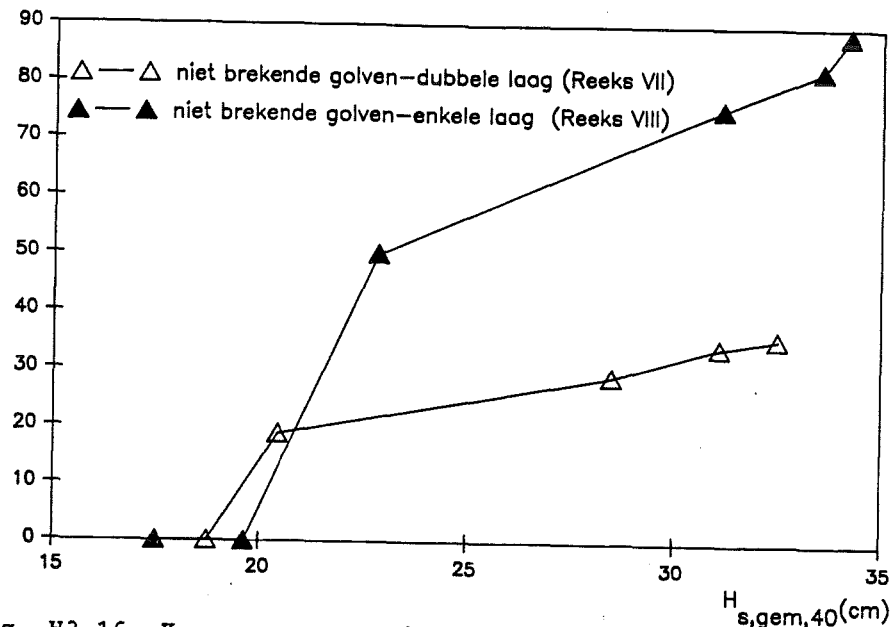


Fig. H3.16. K_D -proeven : willekeurige plaatsing - begin van beweging

% BIJVULLINGEN

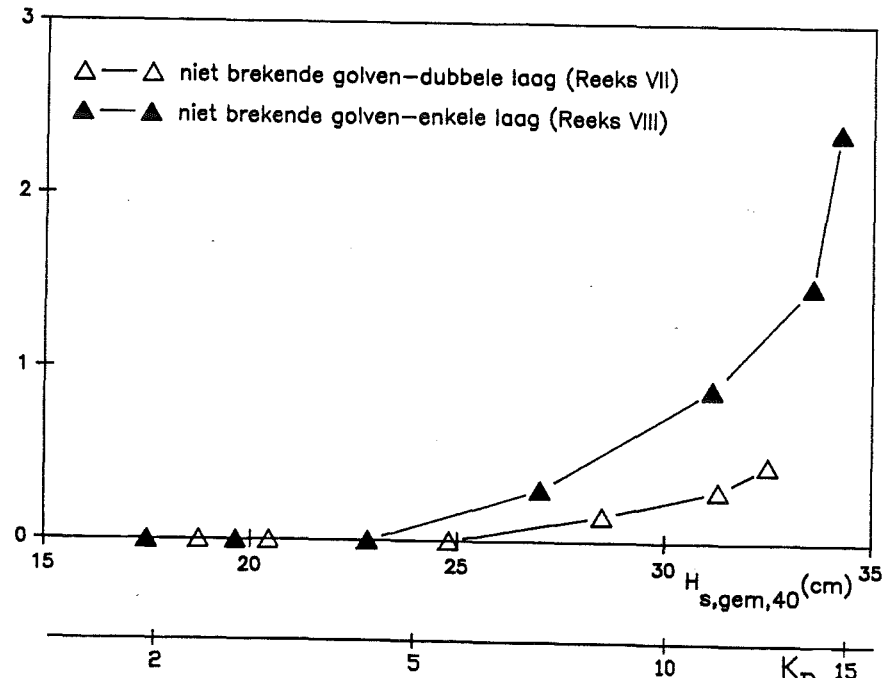


Fig. H3.21. K_D -proeven : willekeurige plaatsing - bijvulling

% BIJVULLINGEN

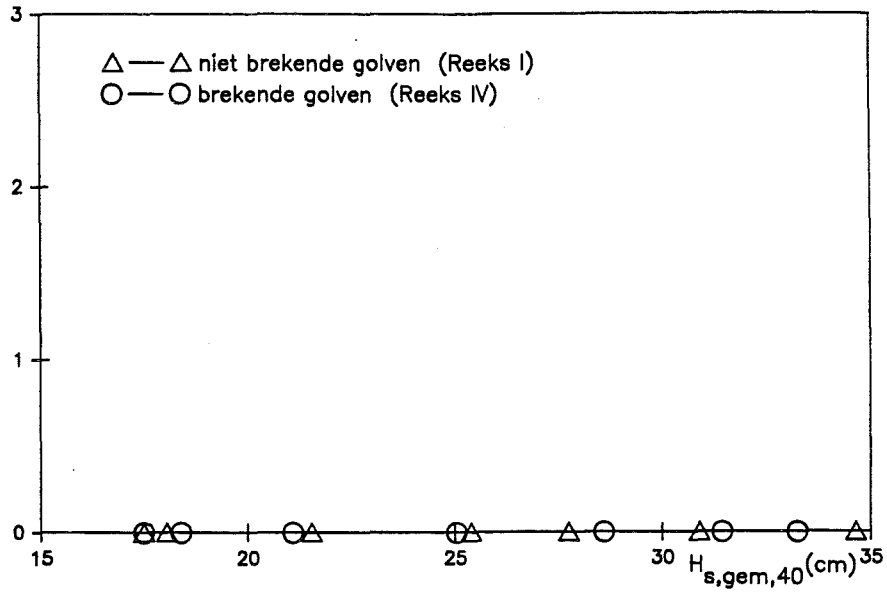


Fig. H3.17. K_D -proeven : regelmatige plaatsing - dubbele laag

% BIJVULLINGEN

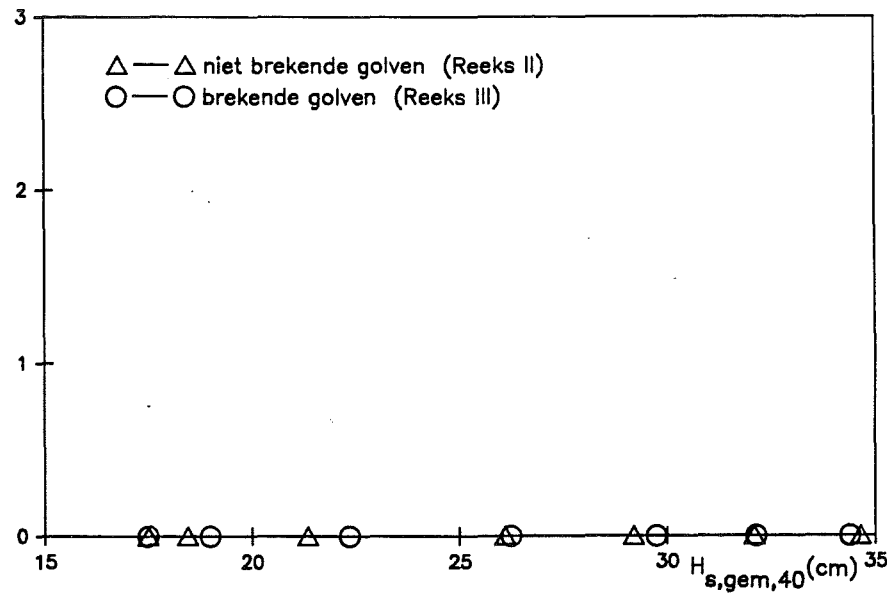


Fig. H3.18. K_D -proeven : regelmatige plaatsing - enkele laag

% BIJVULLINGEN

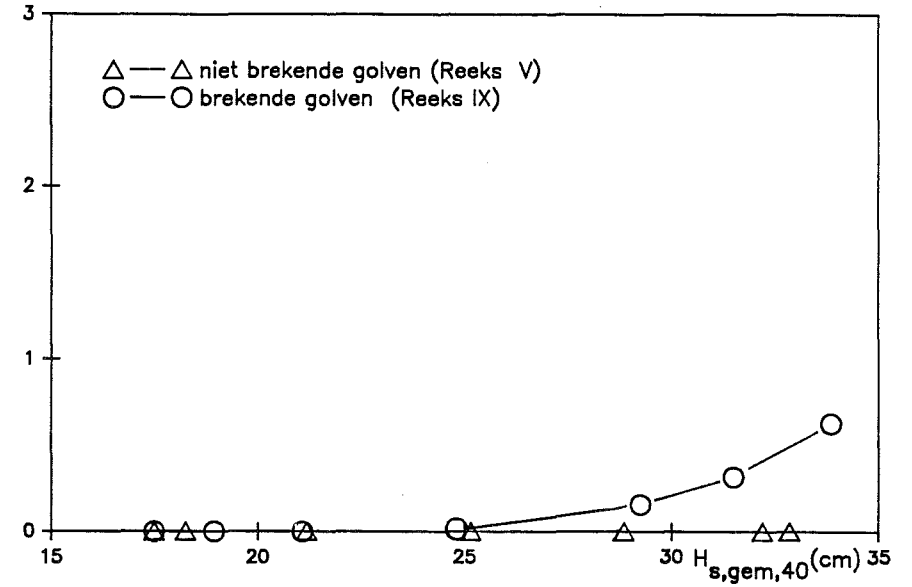


Fig. H3.19. K_D -proeven : werfplaatsing - dubbele laag

% BIJVULLINGEN

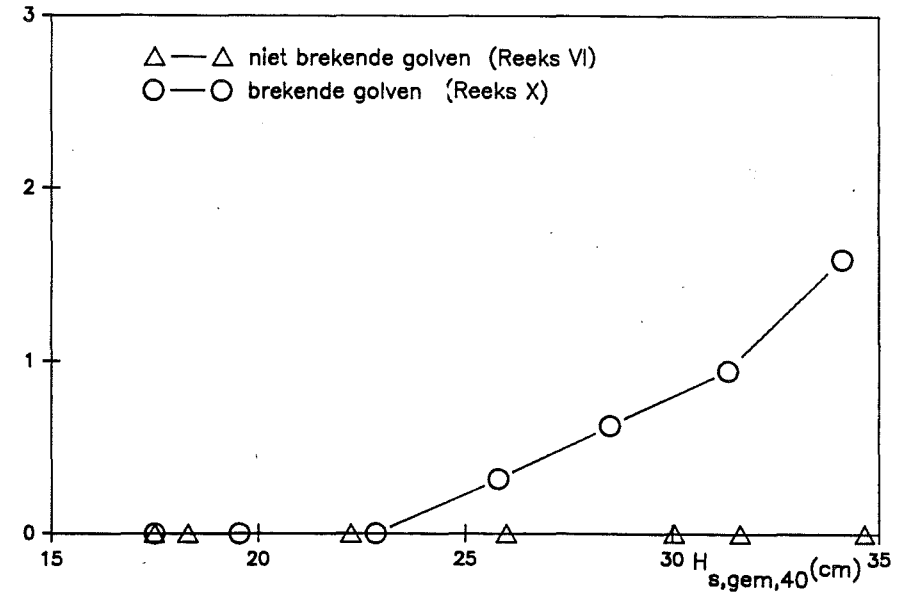


Fig. H3.20. K_D -proeven : werfplaatsing - enkele laag

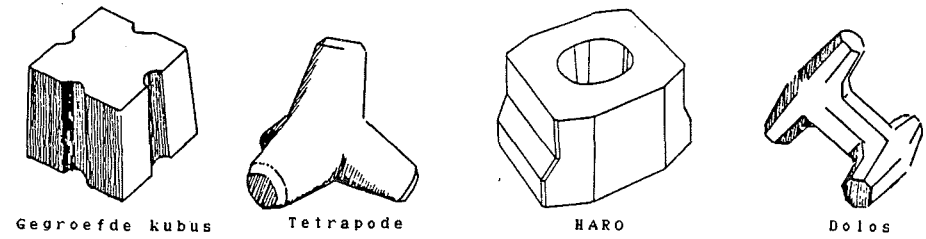


Fig. H4.1. Deklaagelementen onderzocht in het vergelijkend onderzoek

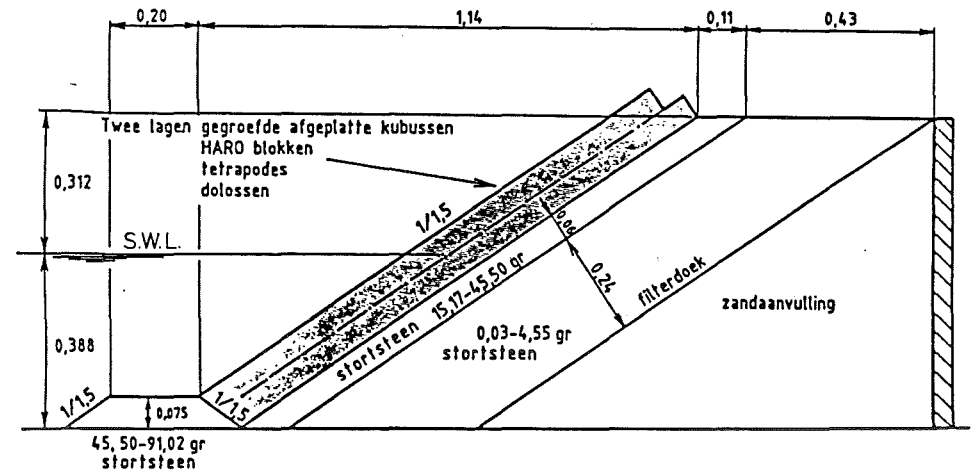


Fig. H4.2. Vergelijkend onderzoek : doorsnede van het damprofiel

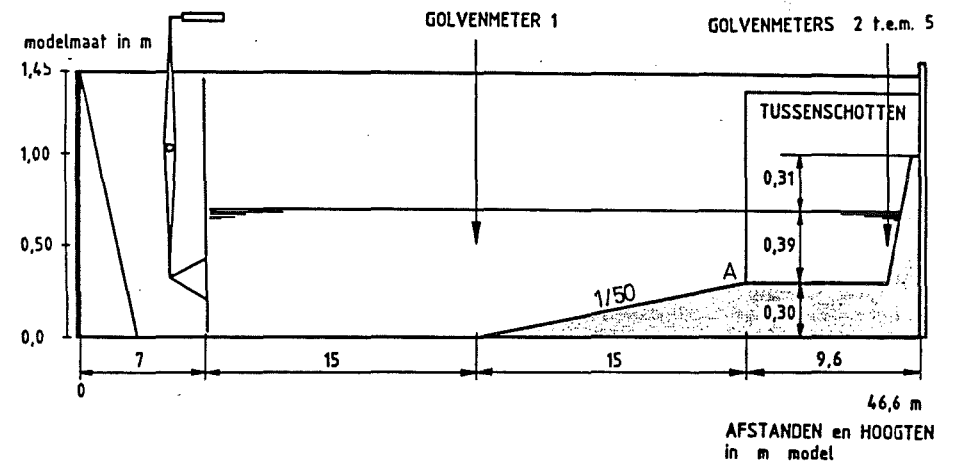


Fig. H4.3. Vergelijkend onderzoek : inplanting van het damprofiel in de golfgoet

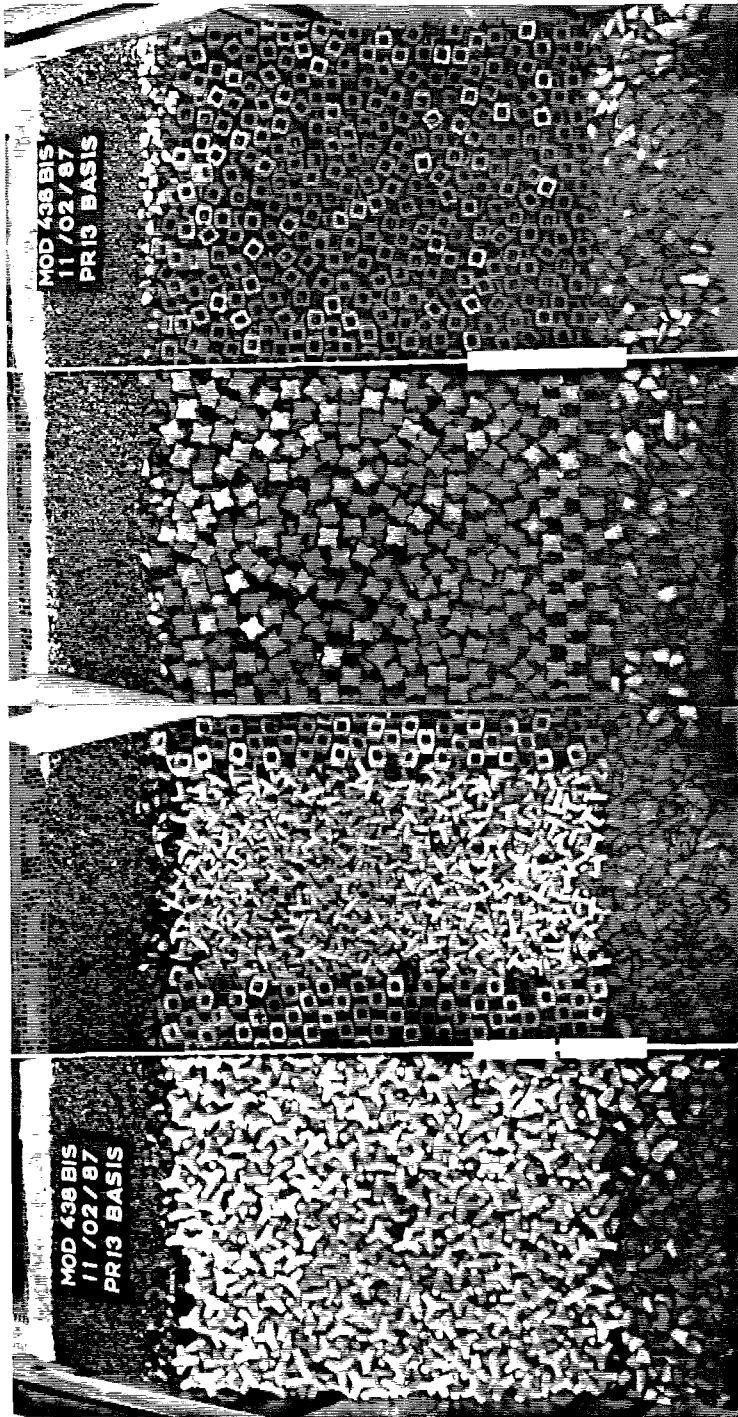
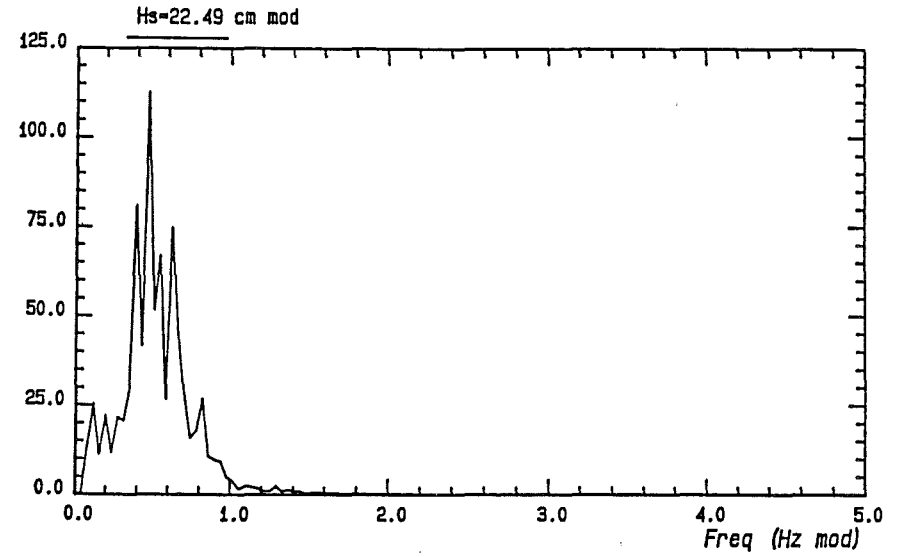


Fig. H4.4. Beginsituatie proevenreeks 2

Golfspectrum kanaal 28 blok 3
 Vermogensdichtheid (cm mod) #2/Hz



Golfregistratie
 Peil (cm mod)

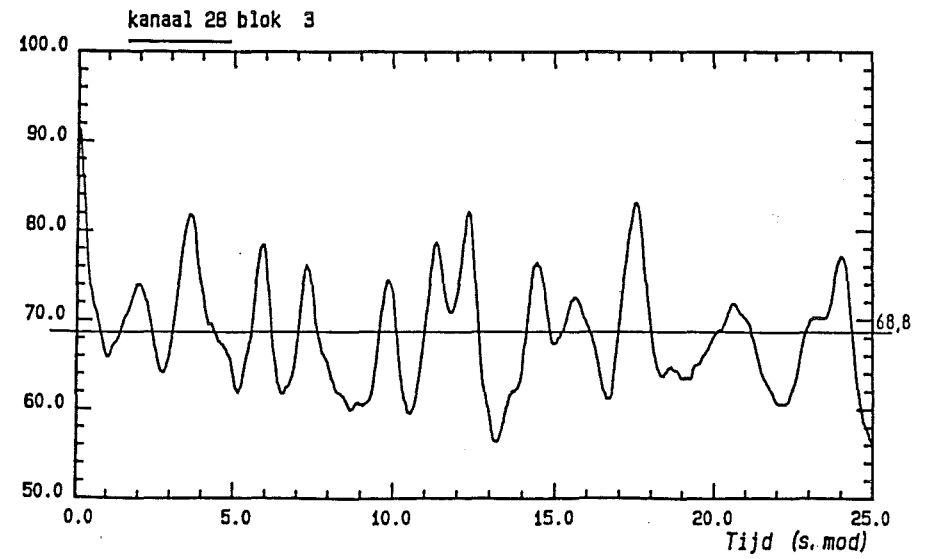


Fig. H4.5. Uitwerking golfmetingen golvenmeter 1
 H_{s.gew.} = 22.5 cm

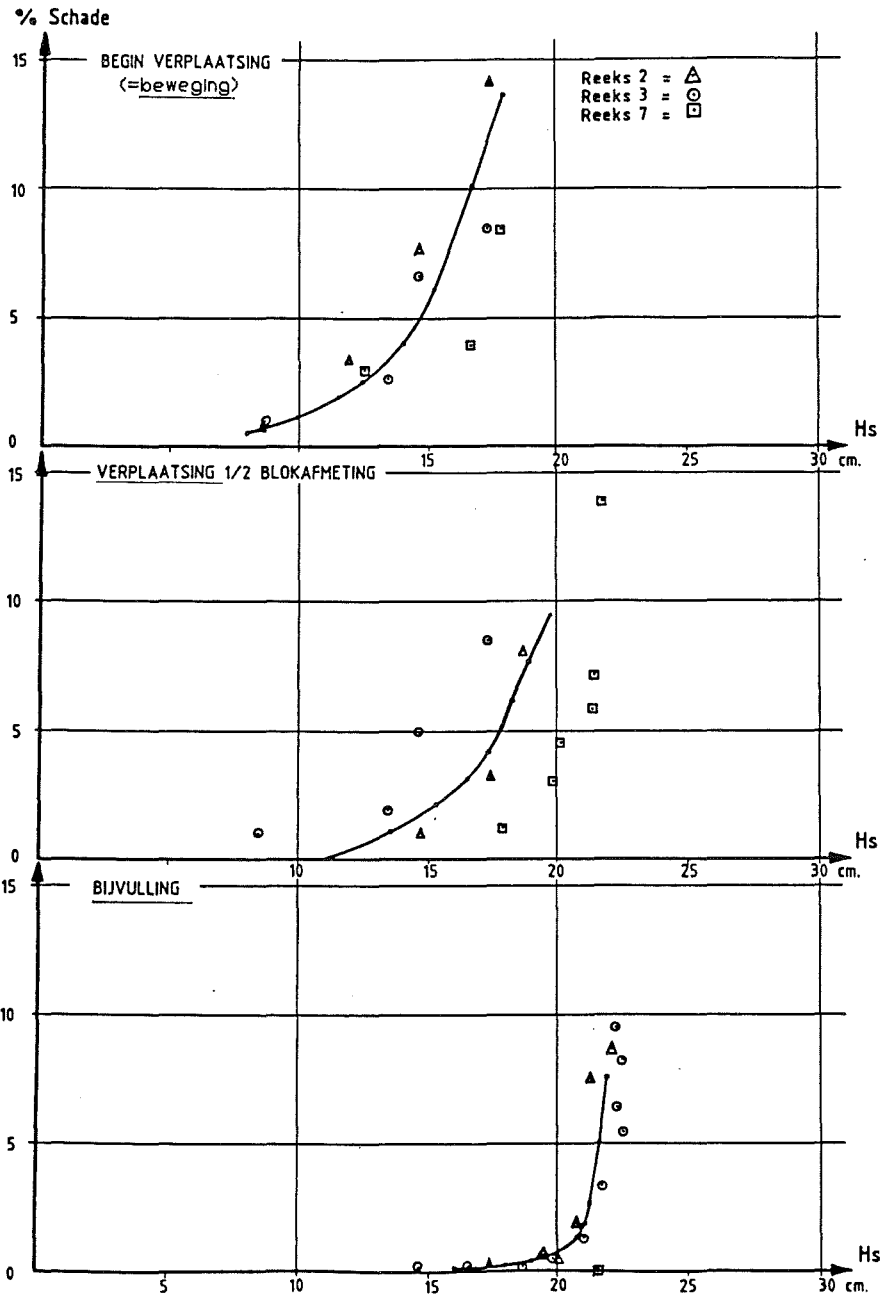


Fig. H4.6. Bruto proefresultaten stabiliteitsonderzoek: HARO-helling 1/1,5

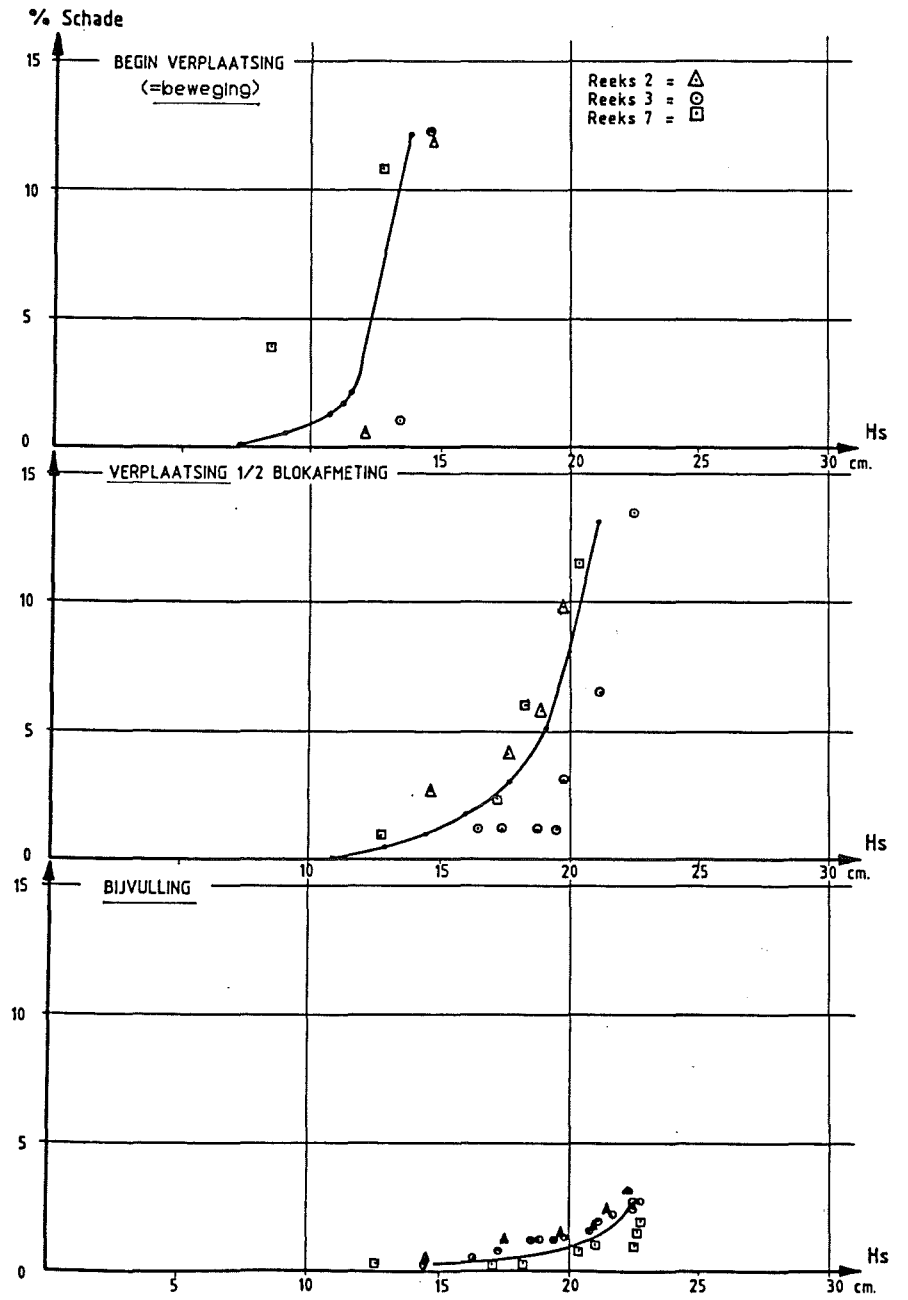


Fig. H4.7. Bruto proefresultaten stabiliteitsonderzoek: gegroefde kubus-helling 1/1,5

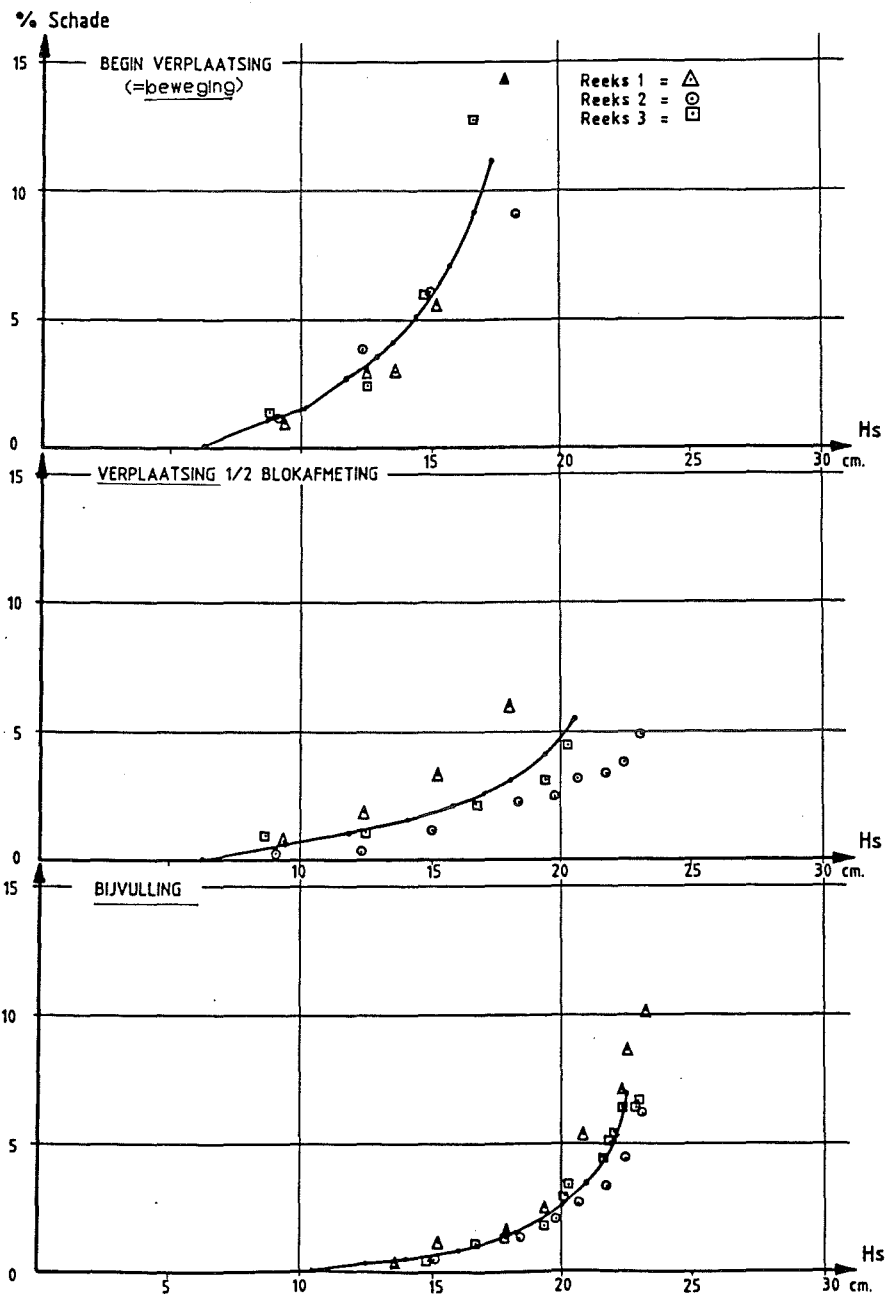


Fig. H4.8. Bruto proefresultaten stabiliteitsonderzoek: dolos-helling 1/1,5

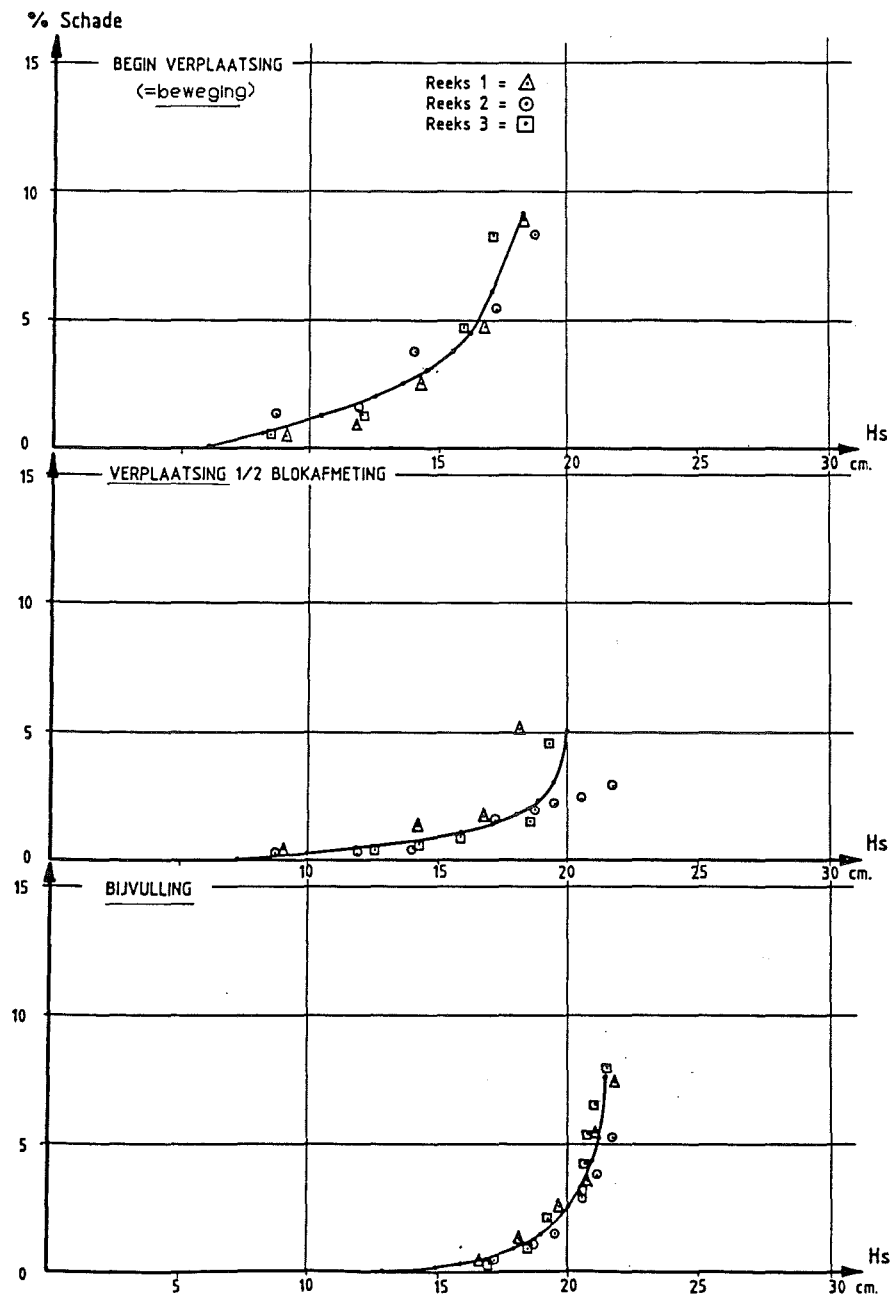


Fig. H4.9. Bruto proefresultaten stabiliteitsonderzoek: tetrapode-helling 1/1,5

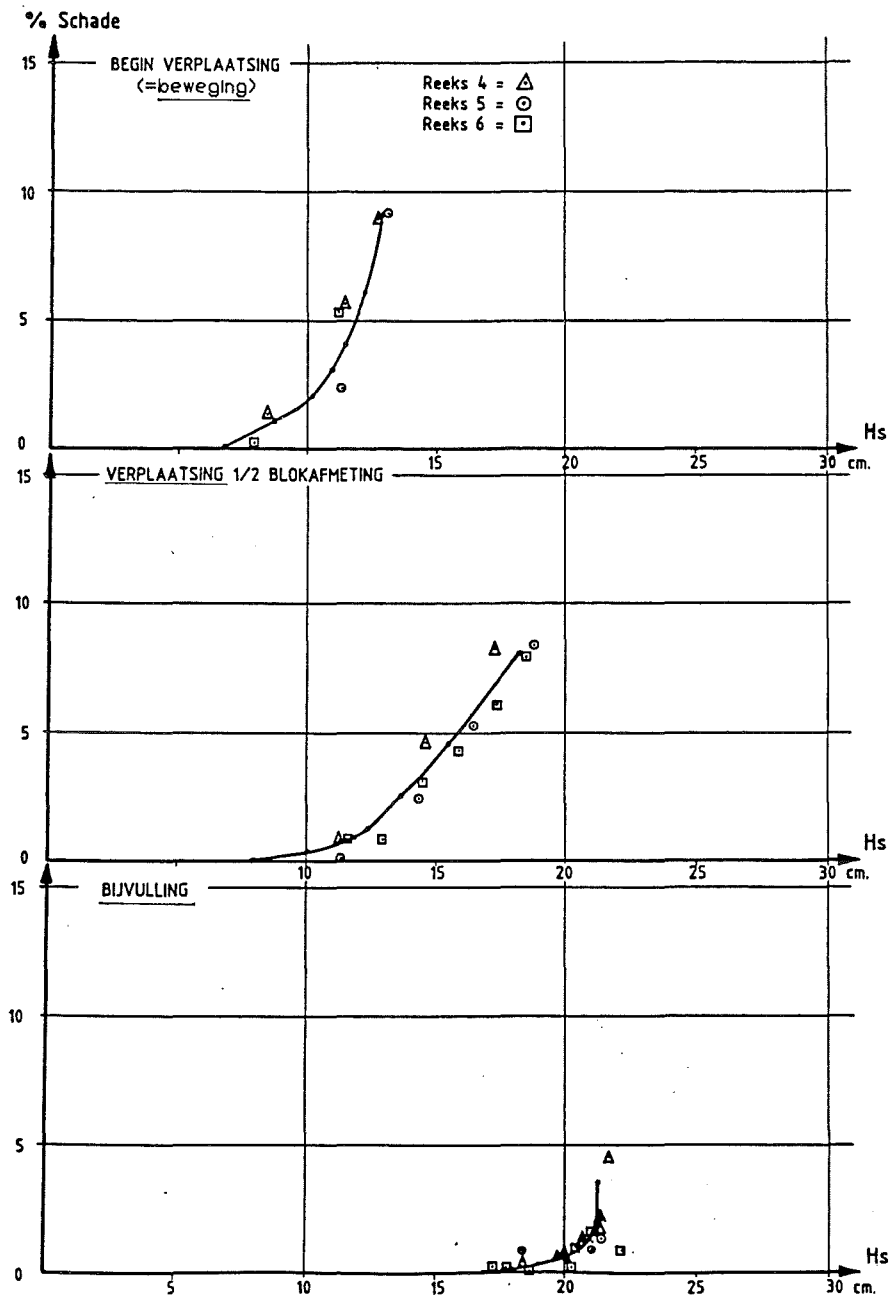


Fig. H4.10. Bruto proefresultaten stabiliteitsonderzoek: HARO-helling 1/2

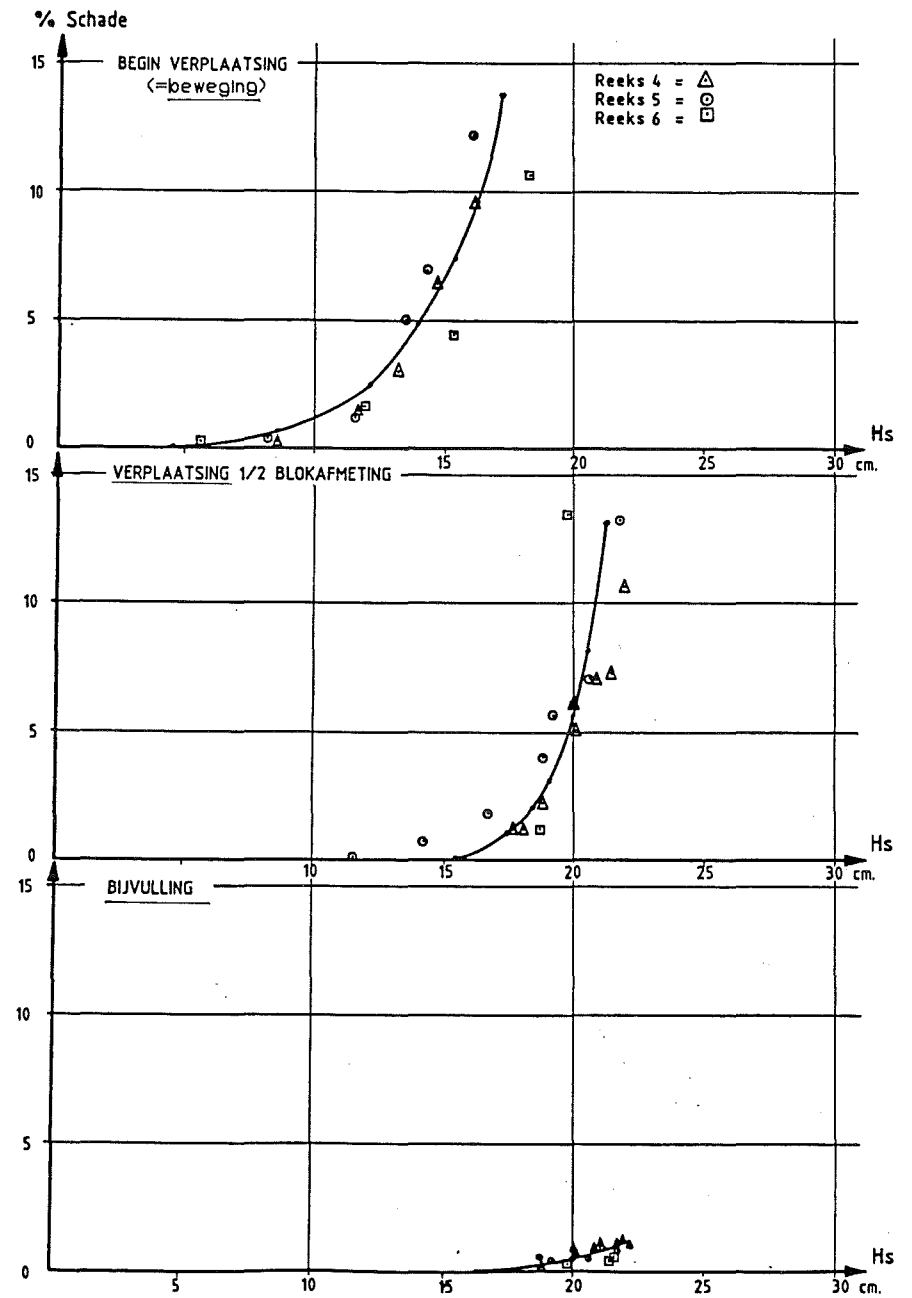


Fig. H4.11. Bruto proefresultaten stabiliteitsonderzoek: groefde kubus-helling 1/2

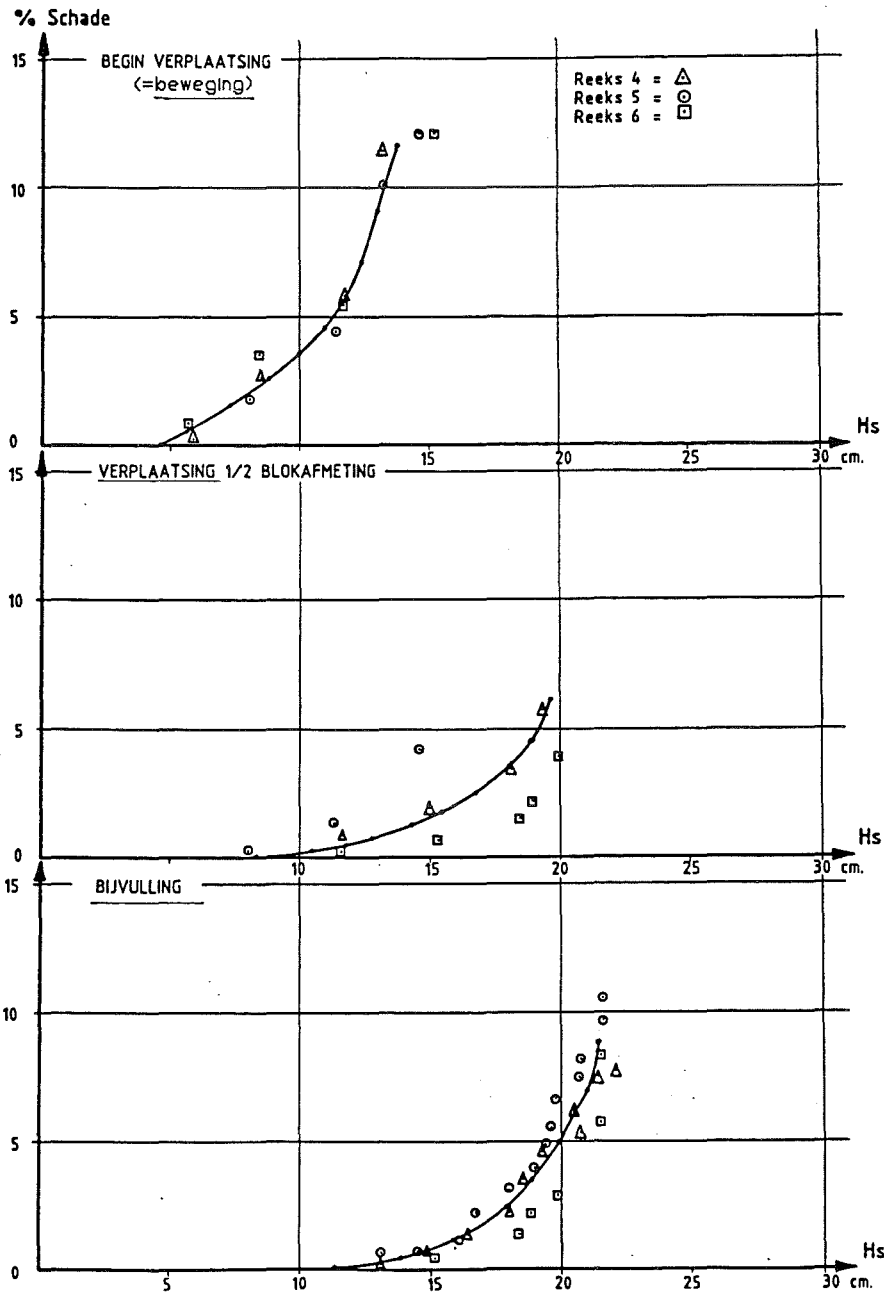


Fig. H4.12. Bruto proefresultaten stabiliteitsonderzoek: dolos-helling 1/2

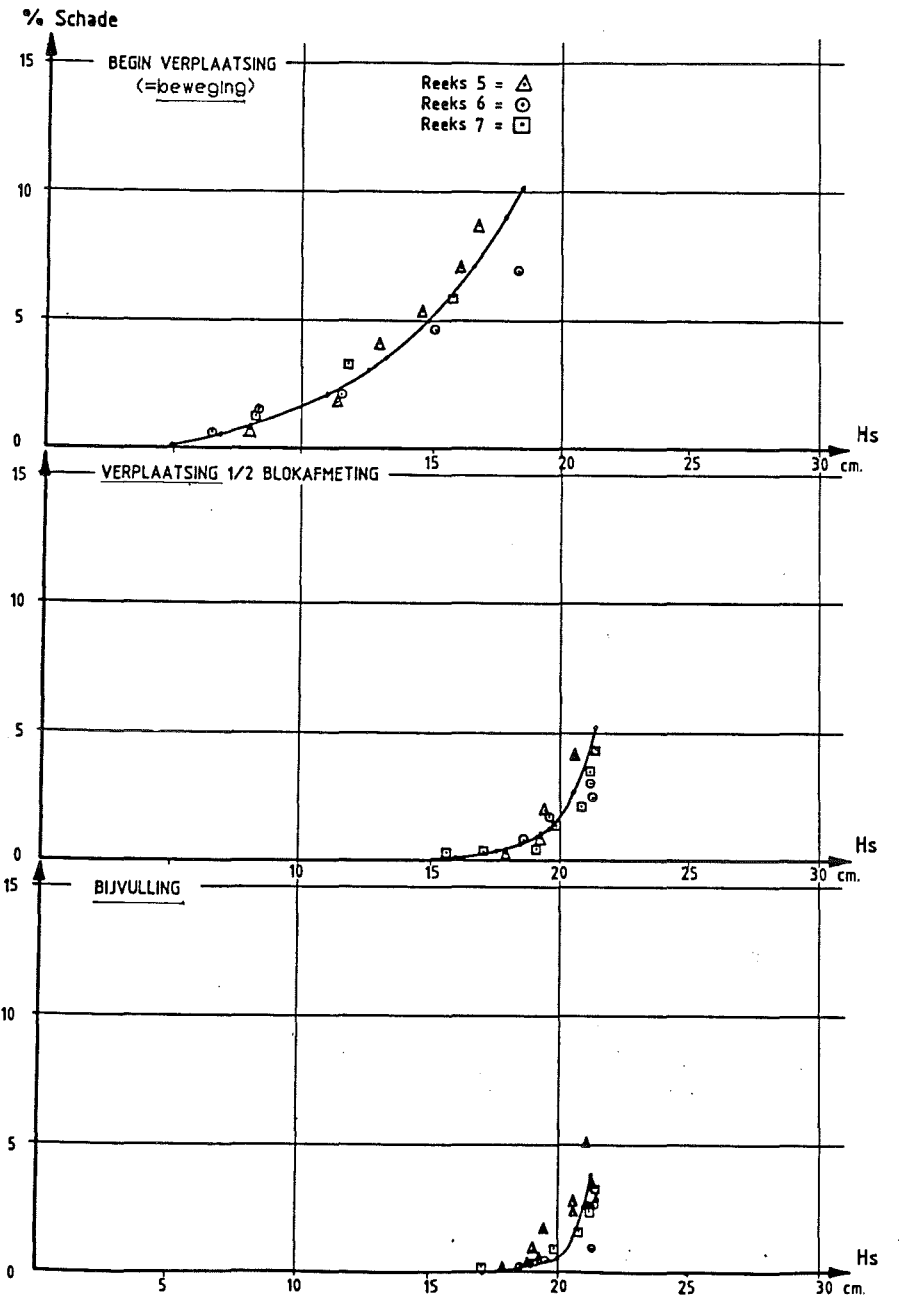
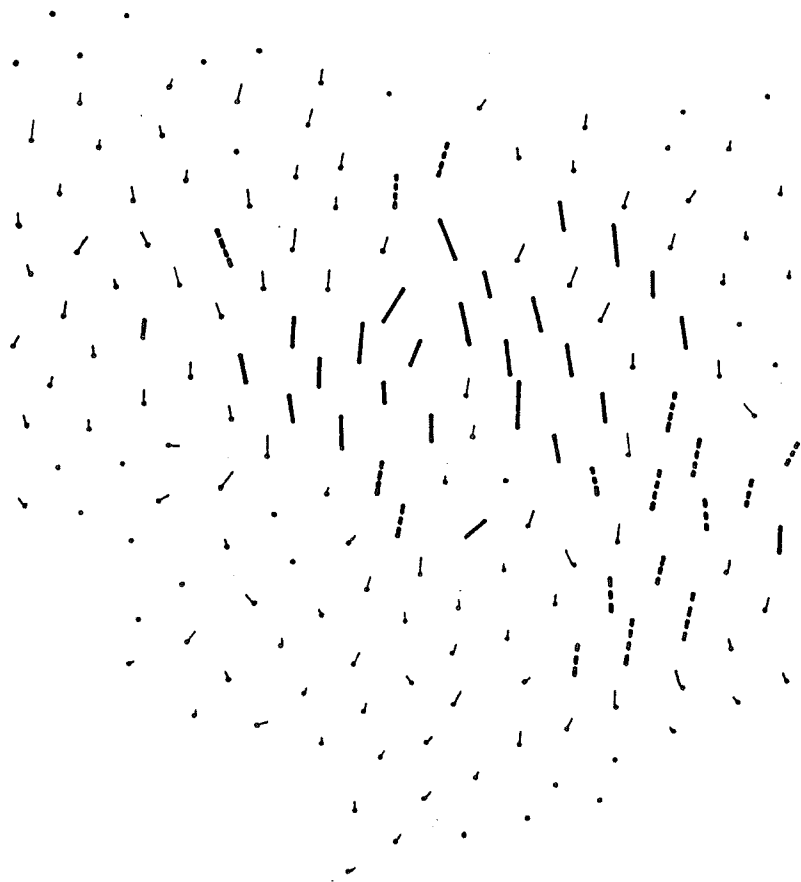


Fig. H4.13. Bruto proefresultaten stabiliteitsonderzoek: tetrapode-helling 1/2



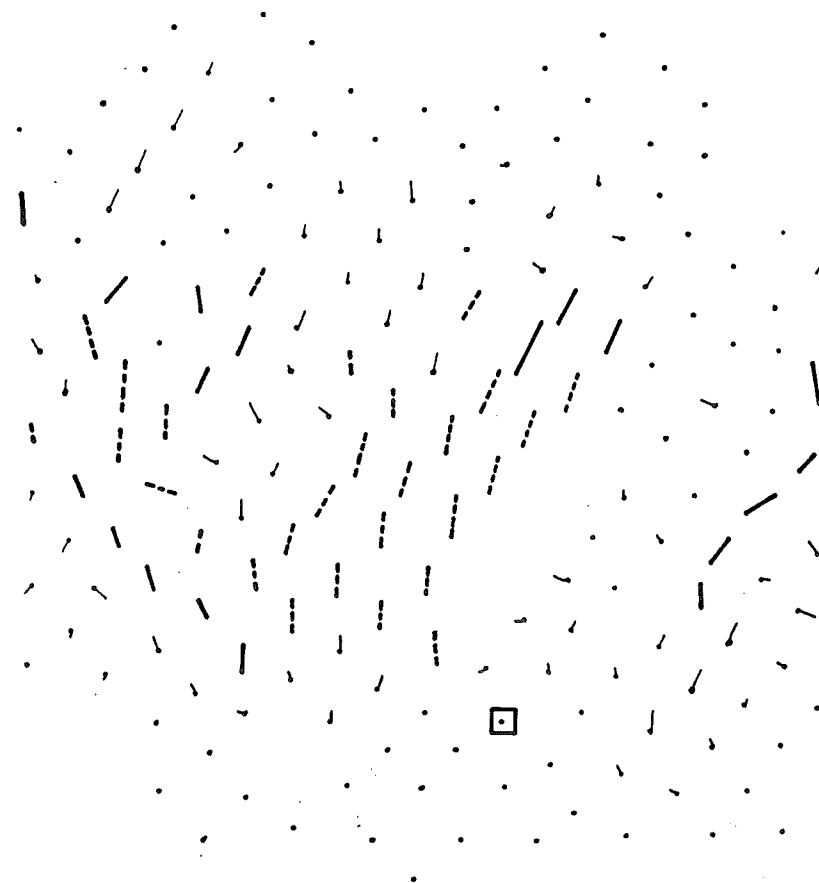
— Zwaartepunt blok bij begin van de proevenreeks (basis);
hier reeks 2.

— Zwaartepunt blok na proef 19.

⋮ - Over meer dan "0,5 x breedte" bewogen blok t.e.m. proef 18.

⋮ - Over meer dan "0,5 x breedte" bewogen blok tijdens proef 19.

Fig. H4.14a. HARO : verplaatsingspatroon na proef 19
($H_{s, \text{gem.}} = 18,8 \text{ cm}$)



□ - bijgeplaatst blok.

Fig. H4.14b. HARO : verplaatsingspatroon na proef 110
($H_{s, \text{gem.}} = 17,3 \text{ cm}$)

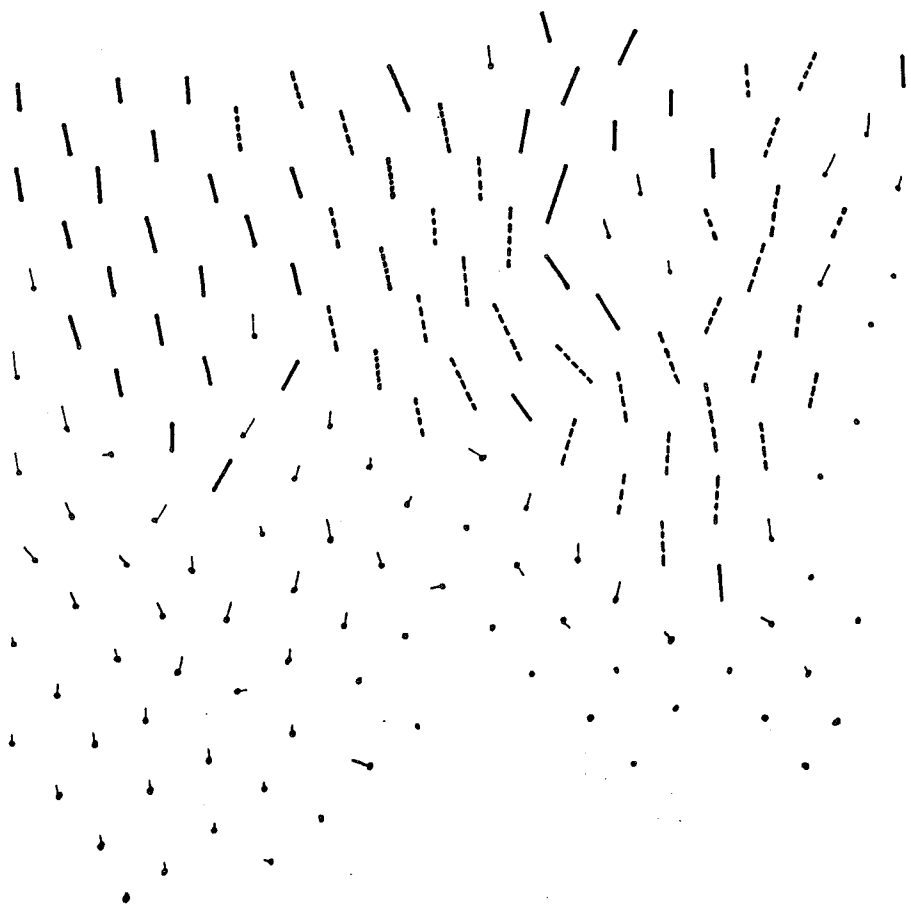


Fig. H4.14c. HARO : verplaatsingspatroon na proef 157
($H_s.gem. = 21,8$ cm)

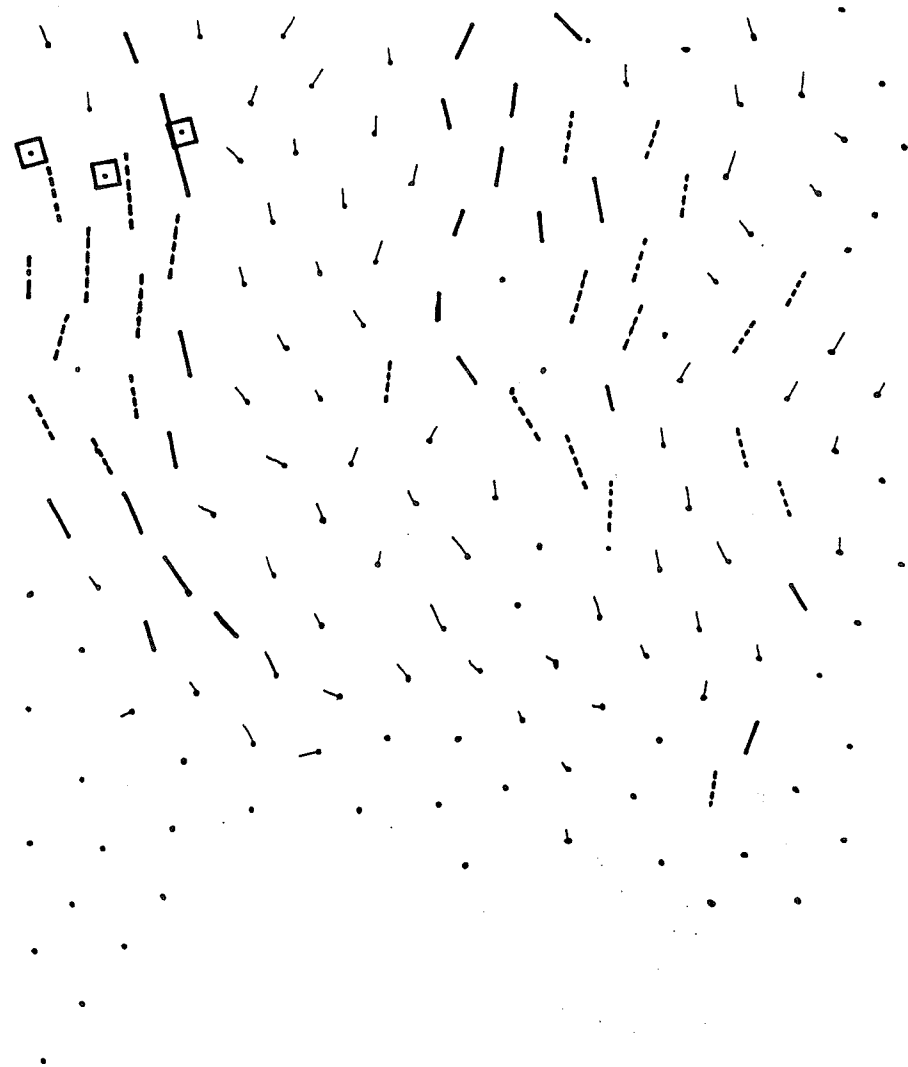


Fig. H4.14d. Kubus : verplaatsingspatroon na proef 153
($H_s.gem. = 20,4$ cm)

Opmerking:
Alleen de verplaatsingen groter dan
0,5 x karakteristieke blokmaat
zijn aangeduid.



Fig. H4.14e. Dolos : verplaatsingspatroon na proef 7
($H_{s, \text{gem.}} = 17,9 \text{ cm}$)

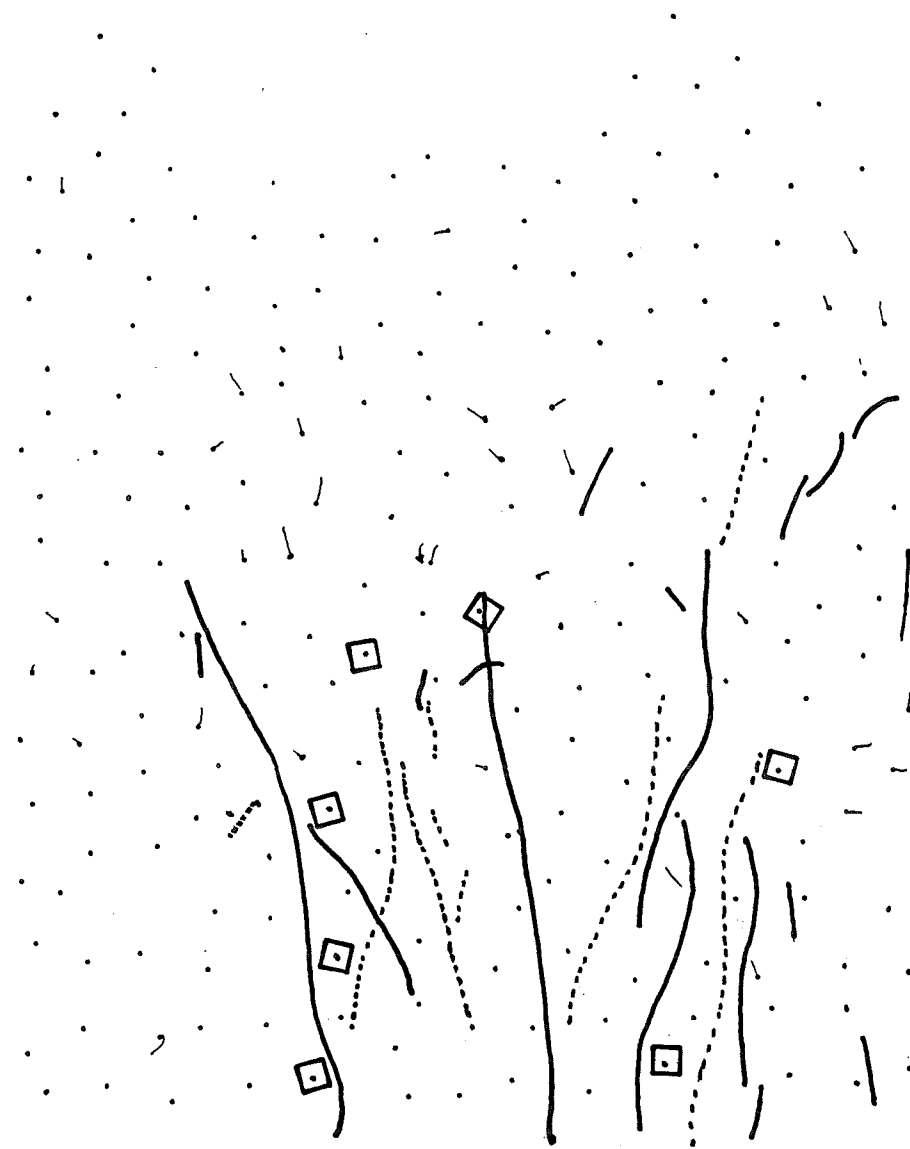


Fig. H4.14f. Tetrapode : verplaatsingspatroon na proef 8
($H_{s, \text{gem.}} = 18,2 \text{ cm}$)

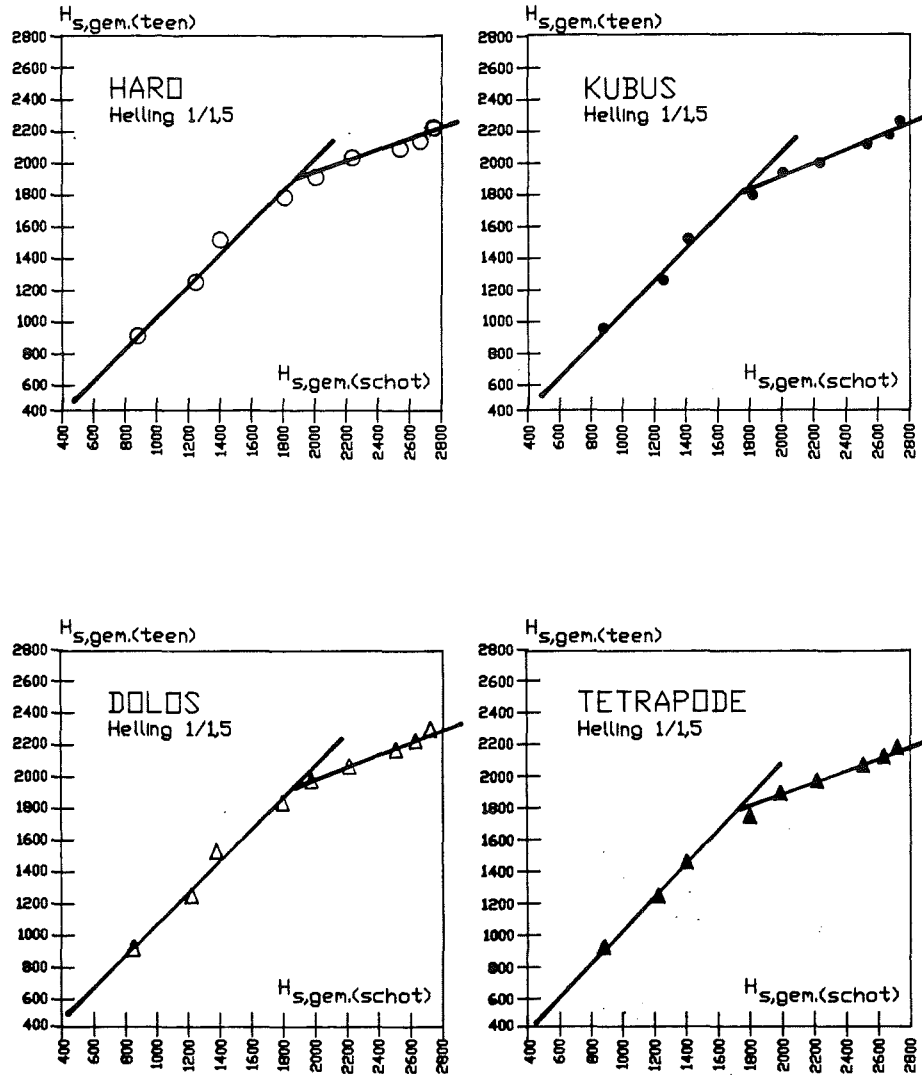


Fig. H4.15. Bepaling van de overgang van niet brekende naar brekende golven : $H_{s, \text{gem. (teen)}}$ in functie van $H_{s, \text{gem. (schot)}}$ (tweede reeks)

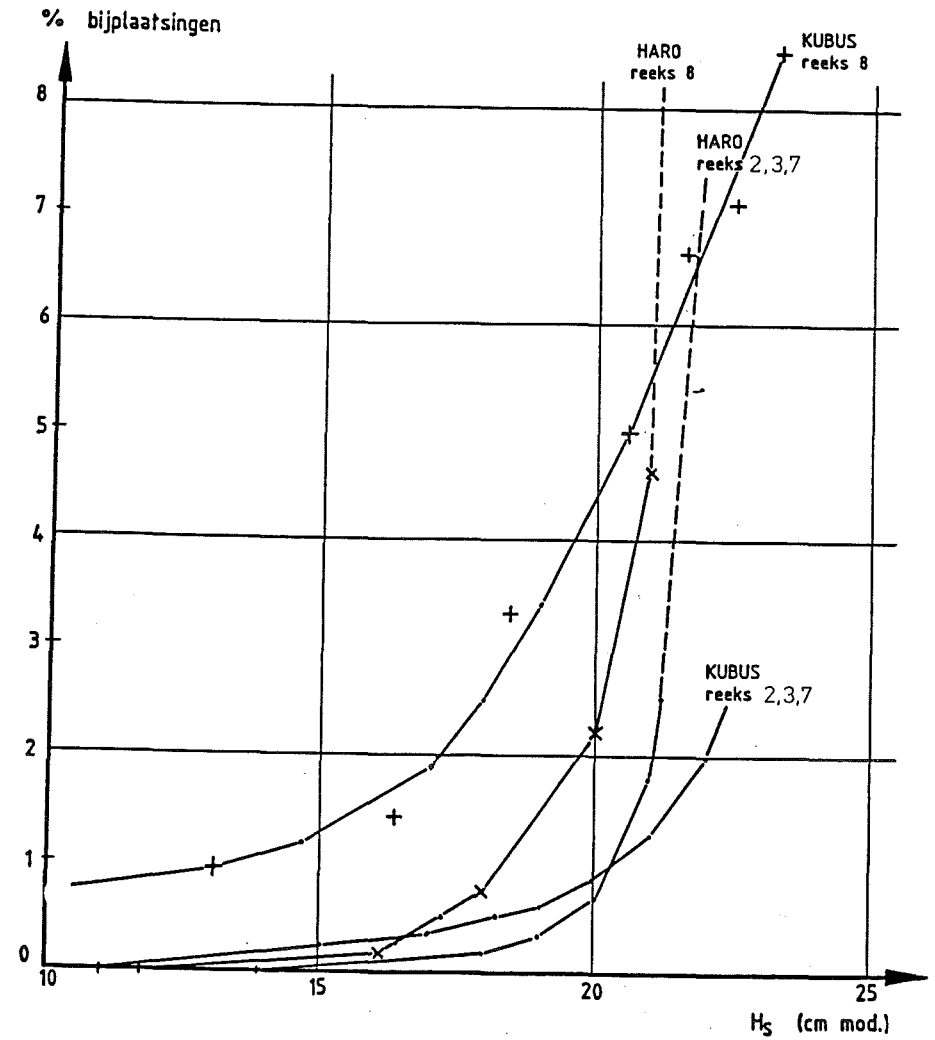


Fig. H4.16. Invloed van de doorlatendheid van de onderlagen, op de stabiliteit
 . reeks 2,3 en 7 : normaal damprofiel
 . reeks 8 : plasticfolie onder de filterlaag

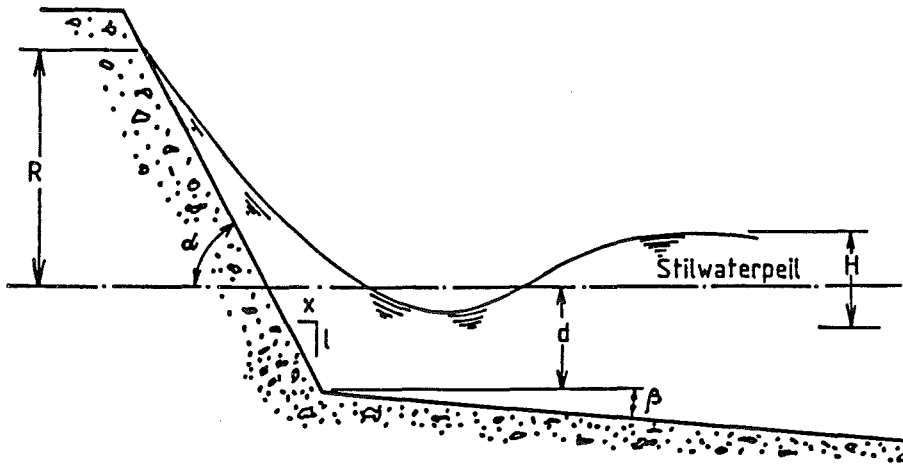


Fig. H4.17. Definitieschets van golfloop

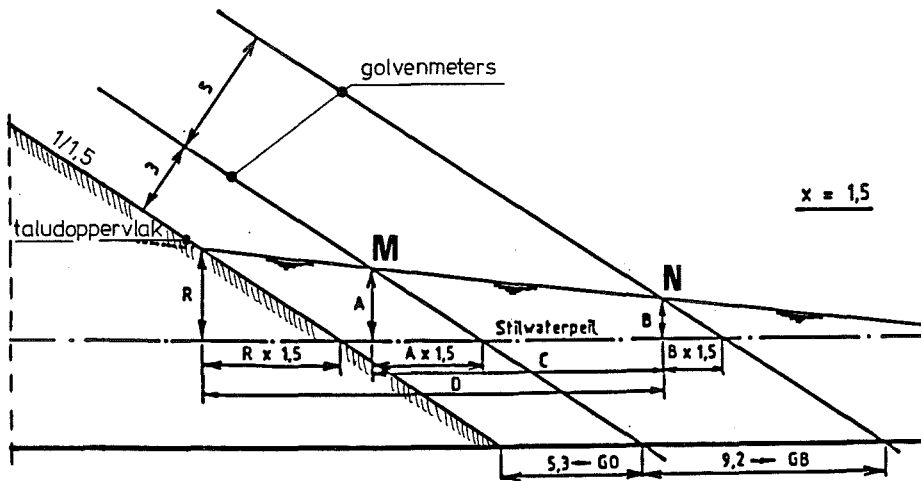


Fig. H4.18. Golfloopproeven : proefopstelling

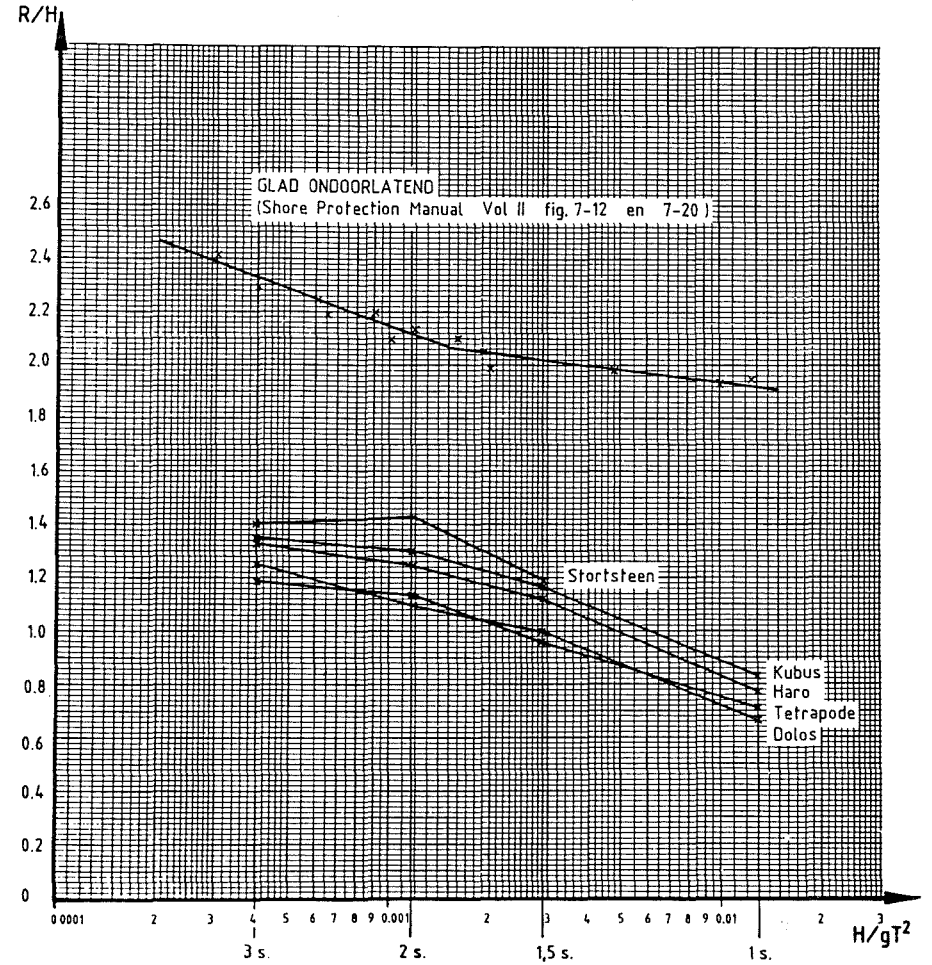


Fig. H4.19. Golfloopproeven : relatieve golfloop R/H in functie van de golfsteilheid H/gT^2 voor helling 1/1,5 (bron : W.L.B.-verslag MOD. 438-3)

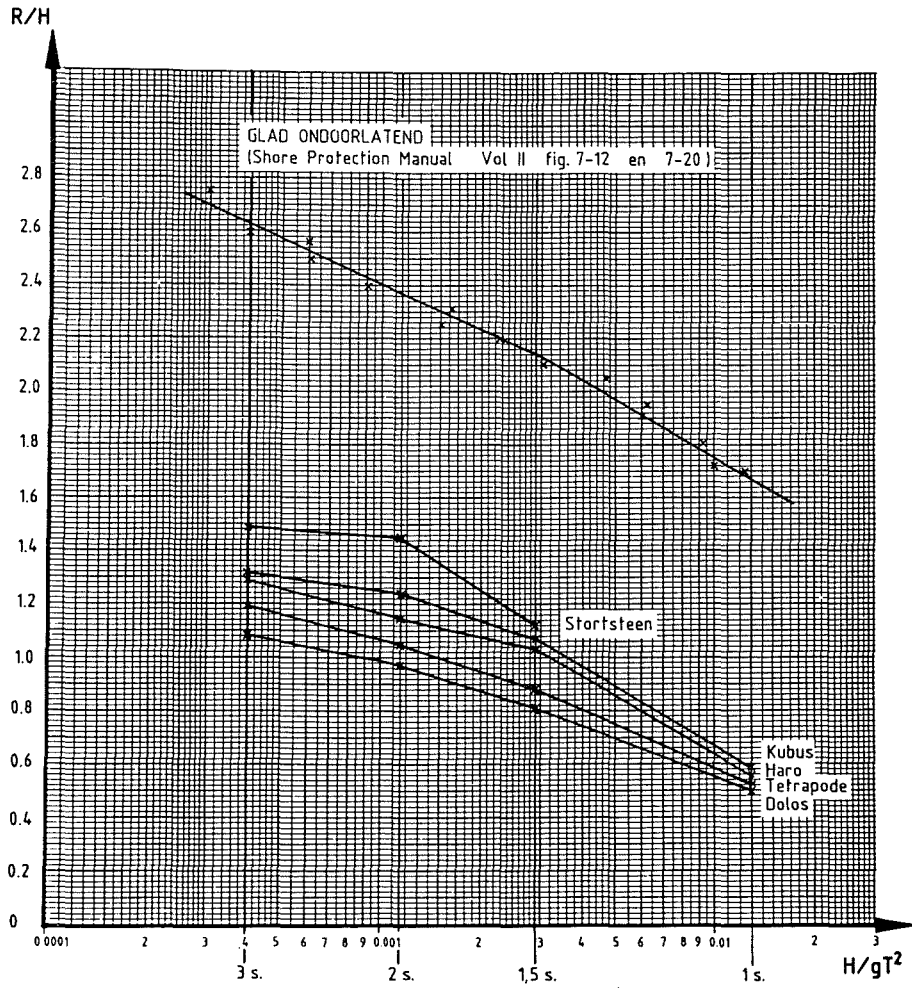


Fig. H4.20. Golfoplooppoeven : relatieve golfploep R/H in functie van de golfsteilheid H/gT^2 voor helling 1/2 (bron : W.L.B.-verslag MOD. 438-3)

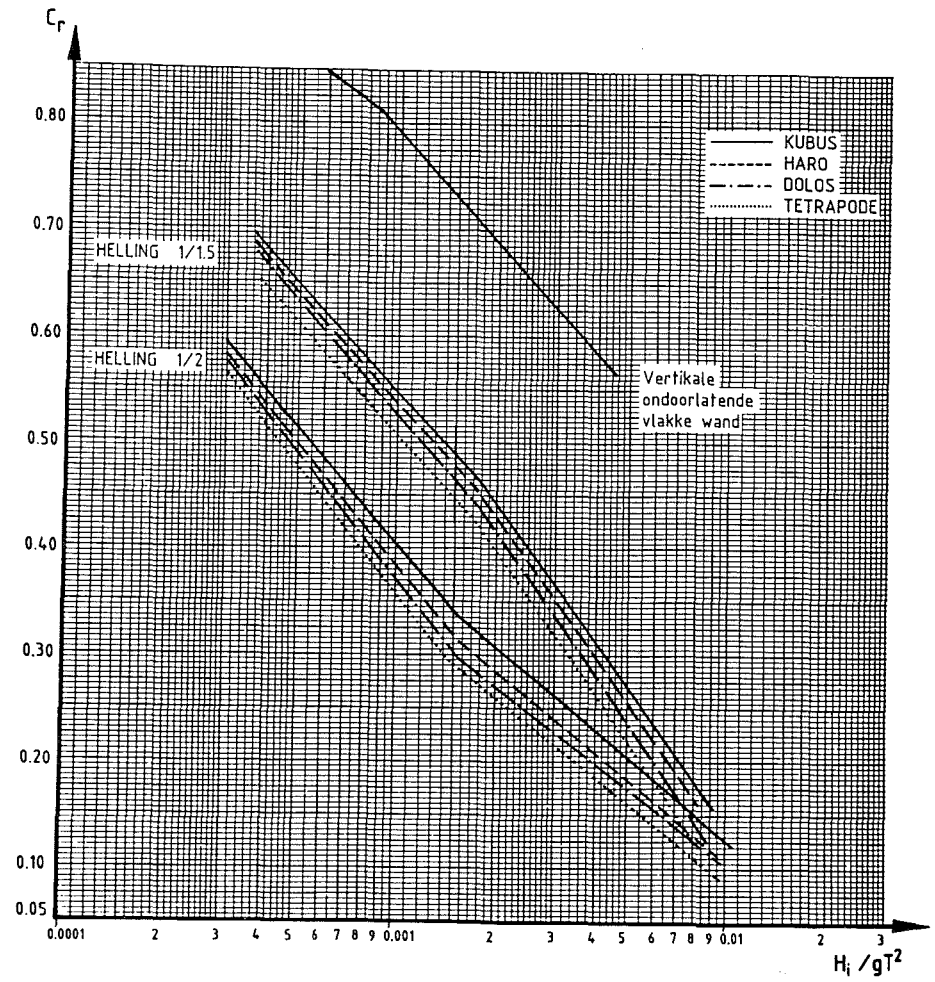


Fig. H4.21. Golfweerkaatsingsproeven : reflectiecoëfficiënt C_r in functie van de golfsteilheid H_i/gT^2 (bron : W.L.B.-verslag MOD. 438-3)

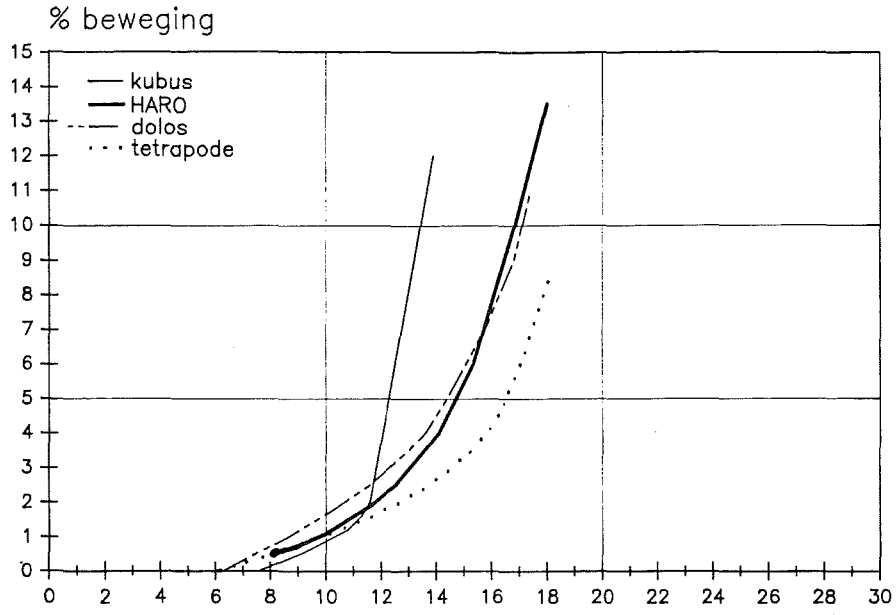


Fig. H4.22. Laboblokjes : helling 1/1,5 - $H_{s,labo}$ (cm) begin verplaatsing (= beweging)

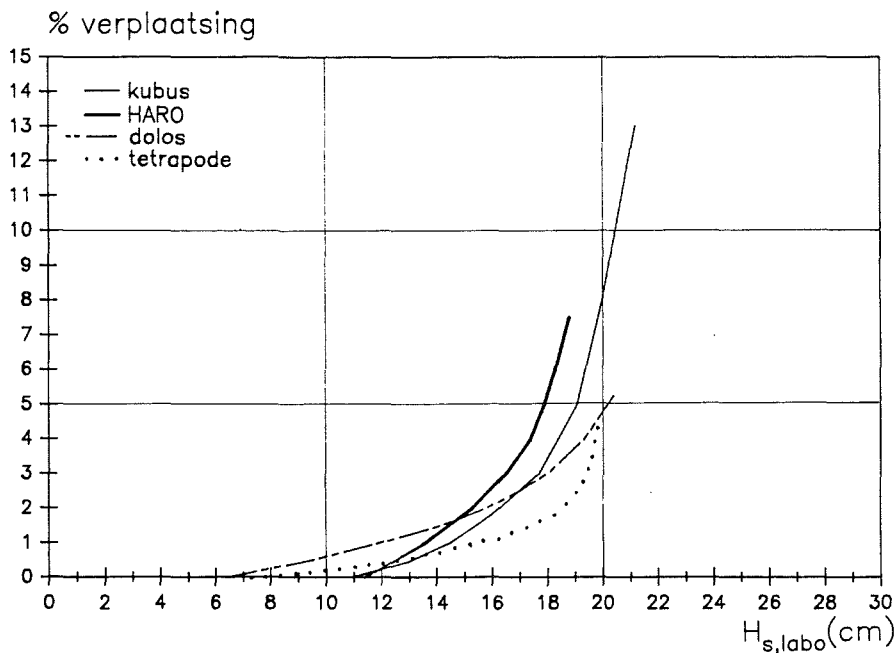


Fig. H4.23. Laboblokjes : helling 1/1,5 - verplaatsing over 1/2 blokafmeting

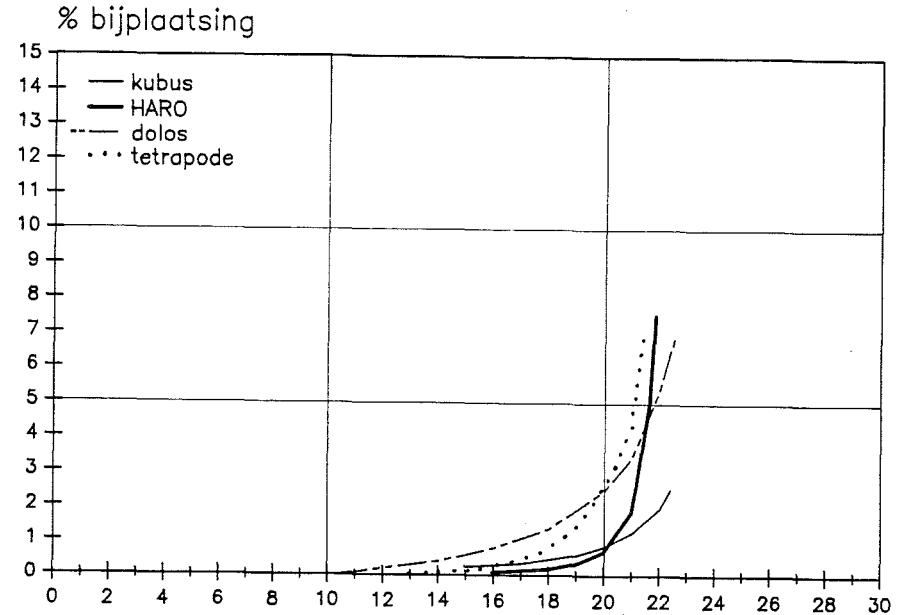


Fig. H4.24. Laboblokjes : helling 1/1,5 - $H_{s,labo}$ (cm) bijplaatsing

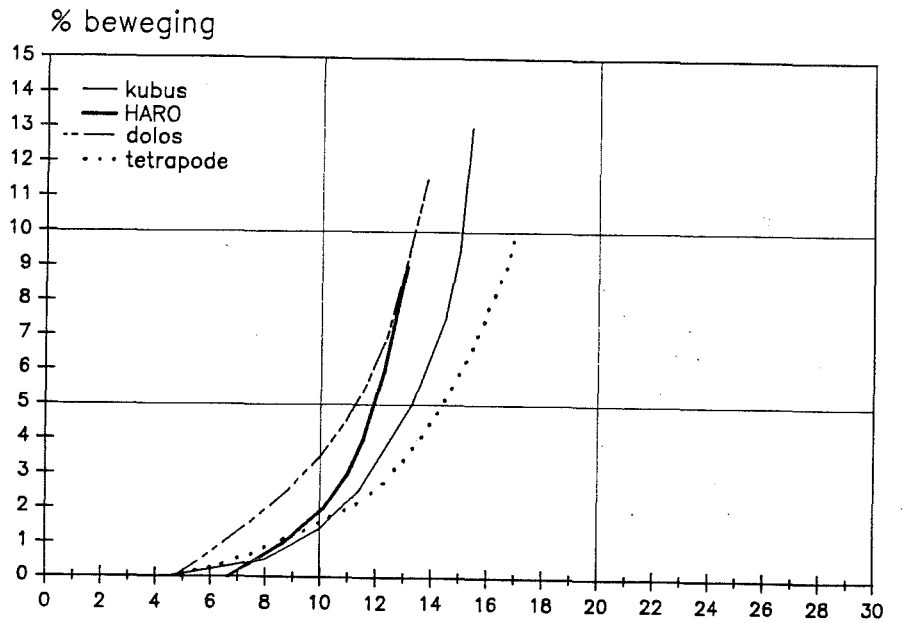


Fig. H4.25. Laboblokjes : helling 1/2 - $H_{s,labo}$ (cm) begin verplaatsing (= beweging)

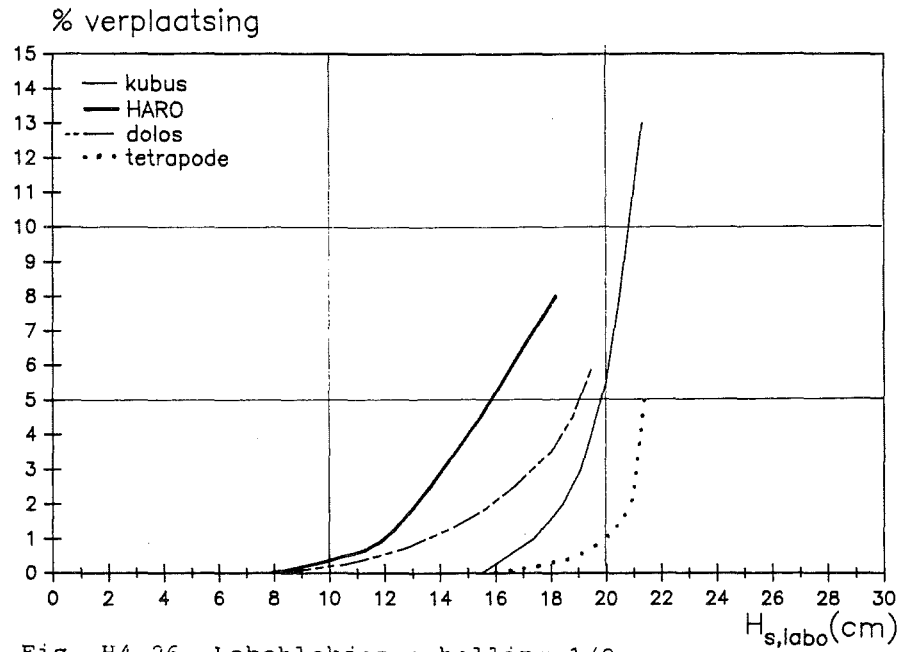


Fig. H4.26. Laboblokjes : helling 1/2 - verplaatsing over 1/2 blokafmeting

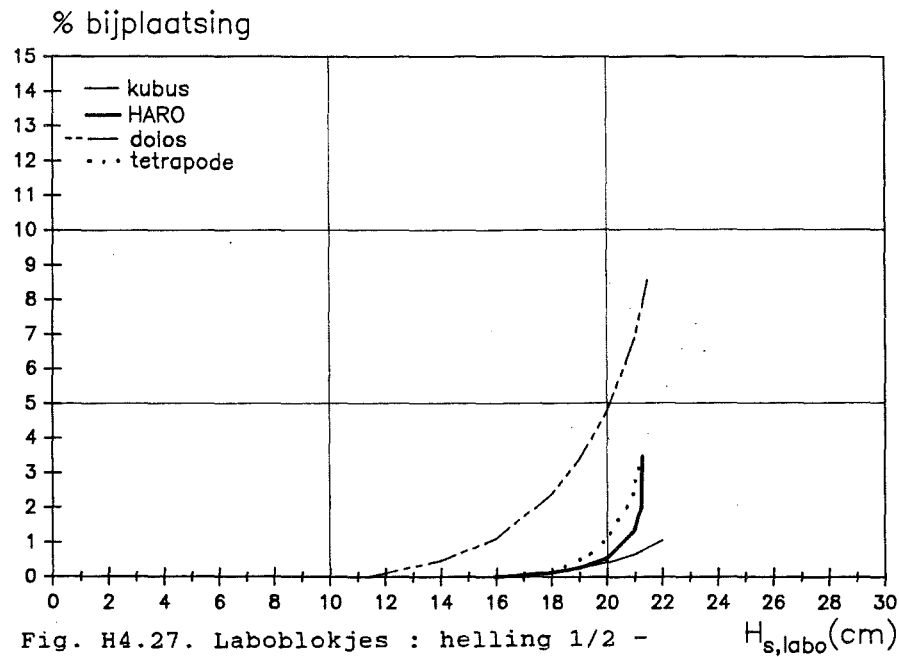


Fig. H4.27. Laboblokjes : helling 1/2 - bijplaatsing

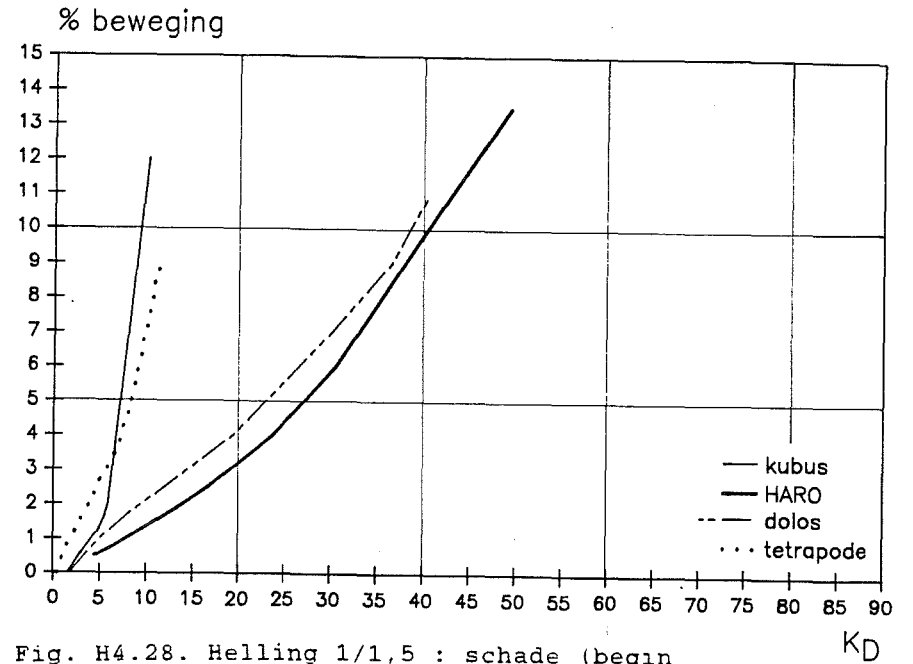


Fig. H4.28. Helling 1/1,5 : schade (begin verplaatsing = beweging) in functie van K_D

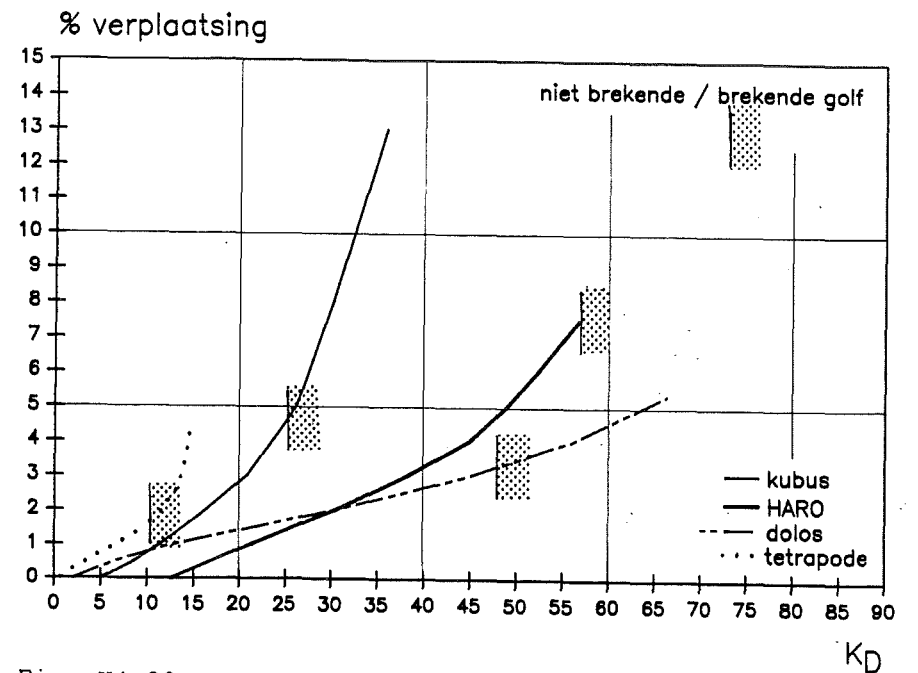


Fig. H4.29. Helling 1/1,5 : schade (= verplaatsing over 1/2 blokmaat) in functie van K_D

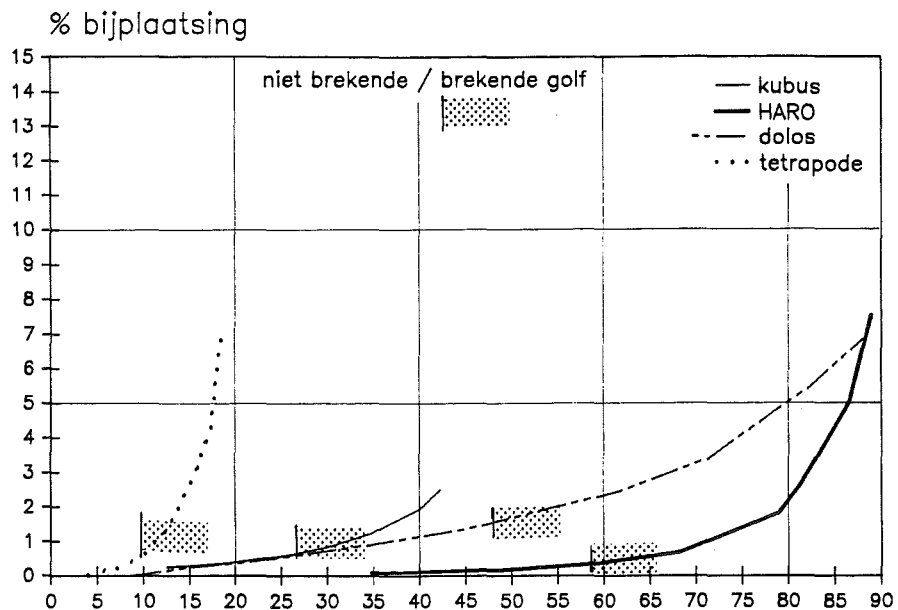


Fig. H4.30. Helling 1/1,5 : schade (= bijplaatsing) K_D in functie van K_D

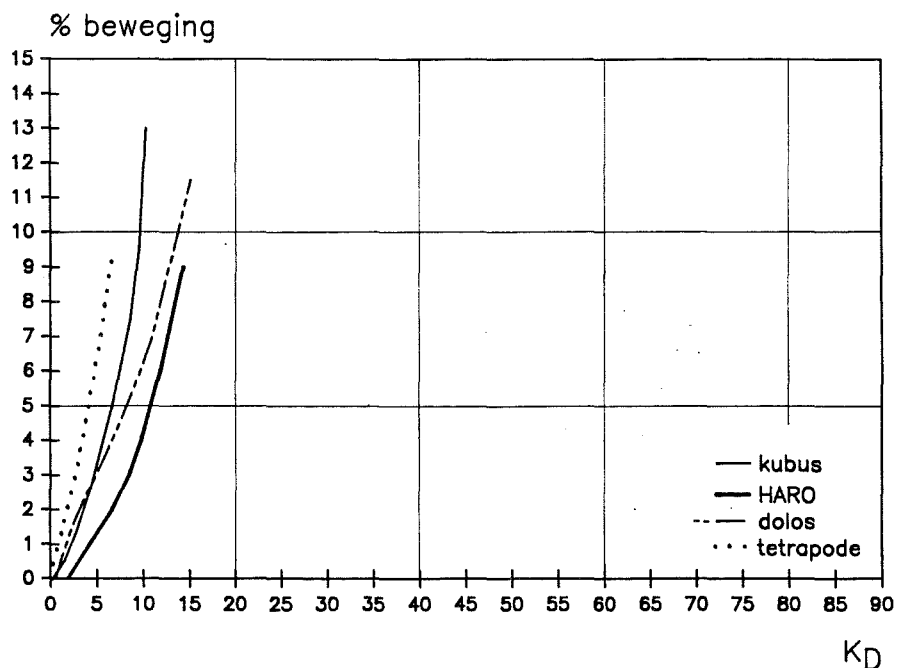


Fig. H4.31. Helling 1/2 : schade (= begin verplaatsing = beweging) in functie van K_D

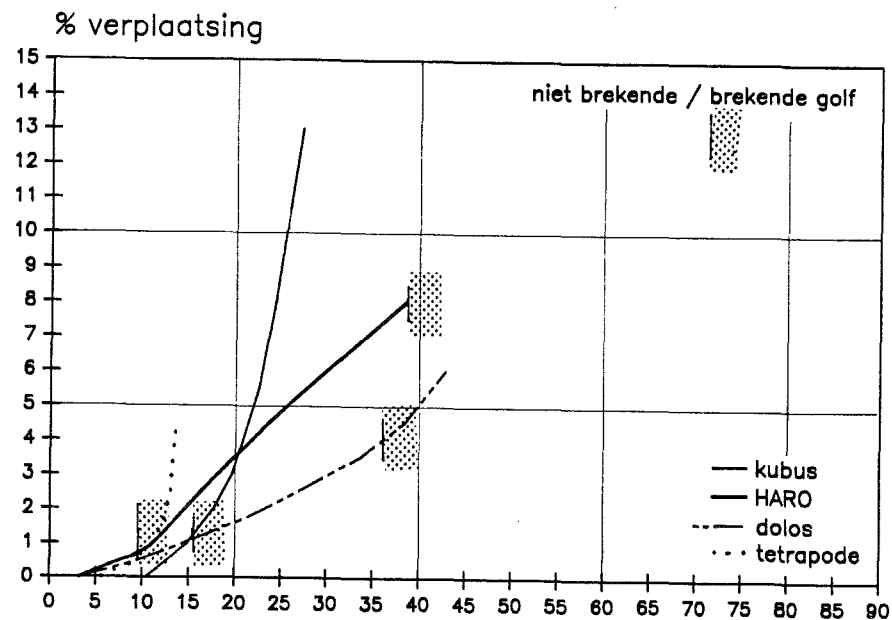


Fig. H4.32. Helling 1/2 : schade (= verplaatsing over 1/2 blokmaat) in functie van K_D

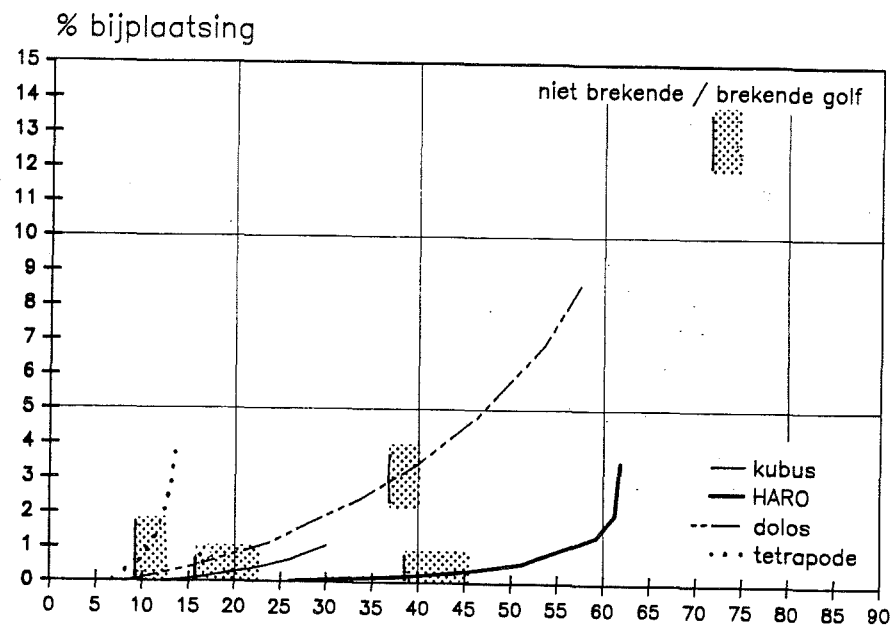


Fig. H4.33. Helling 1/2 : schade (= bijplaatsing) K_D in functie van K_D

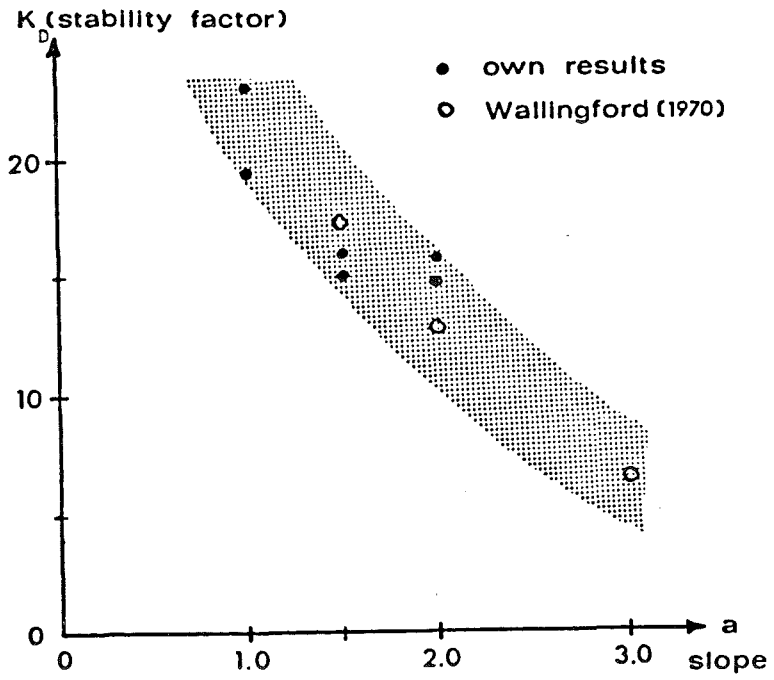


Fig. H4.34. Dolos : K_D in functie van de helling van het talud (bron : Brorsen M. et al., 1974)

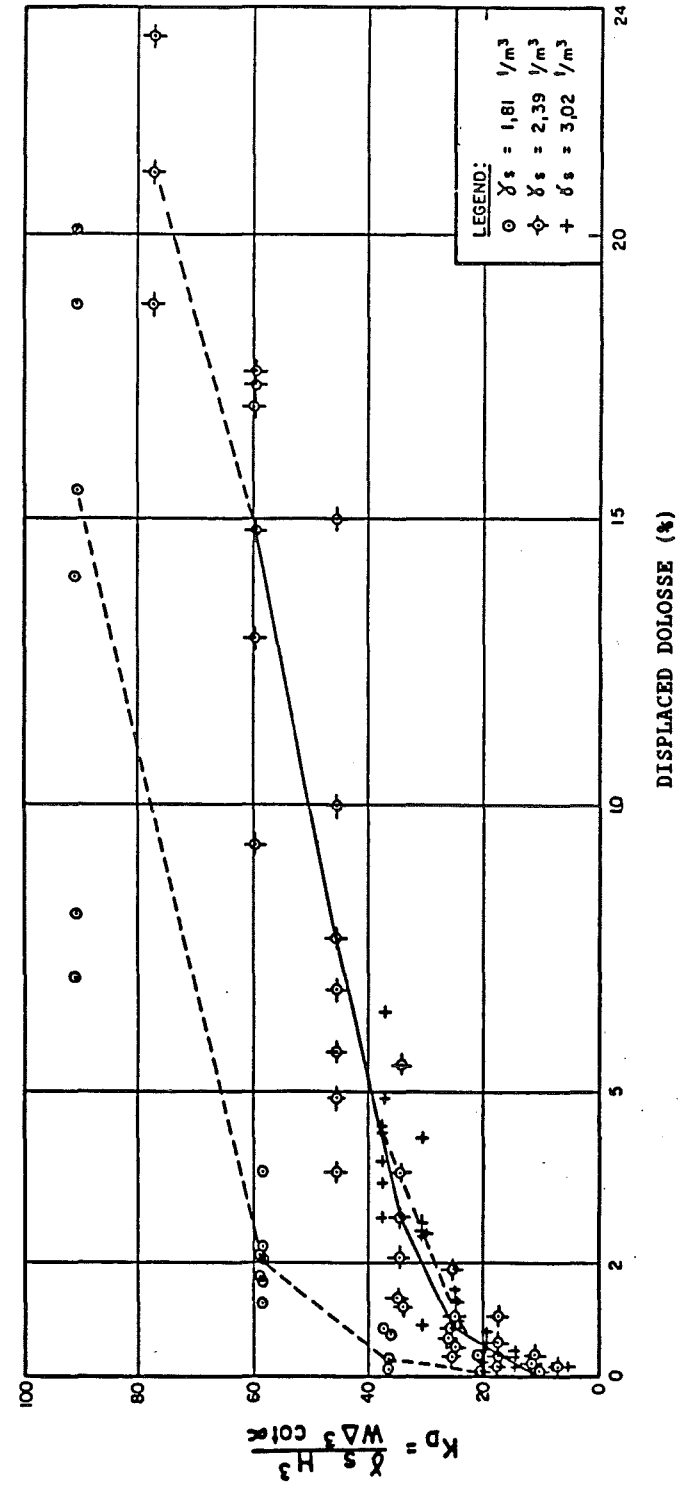


Fig. H4.35. Dolos : invloed van de volumieke massa op de K_D (bron : Zwamborn J.A. et al., 1982)

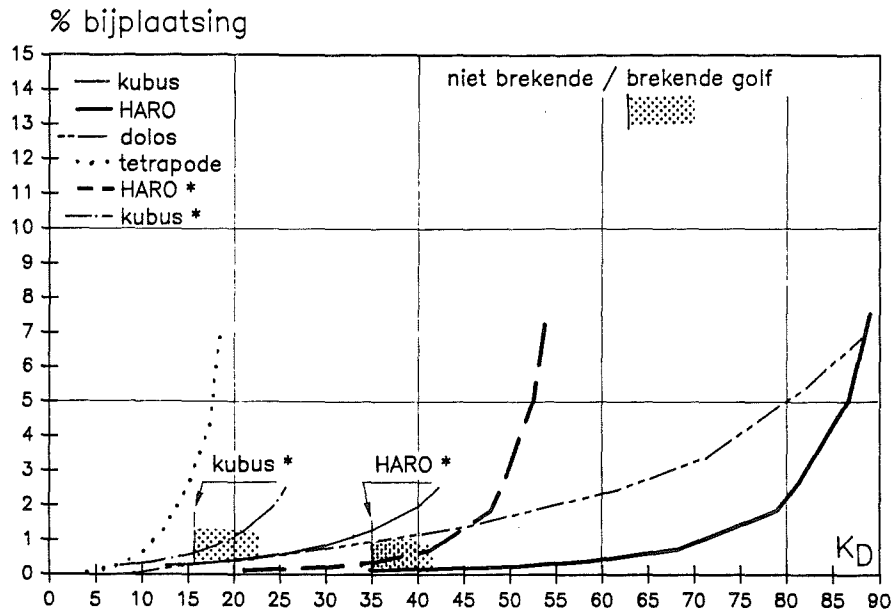


Fig. H4.36. Vergelijkend onderzoek: schade (=bijplaatsing) in functie van de K_D voor helling 1/1,5
* K_D van kubus en HARO zijn gedeeld door 1,65

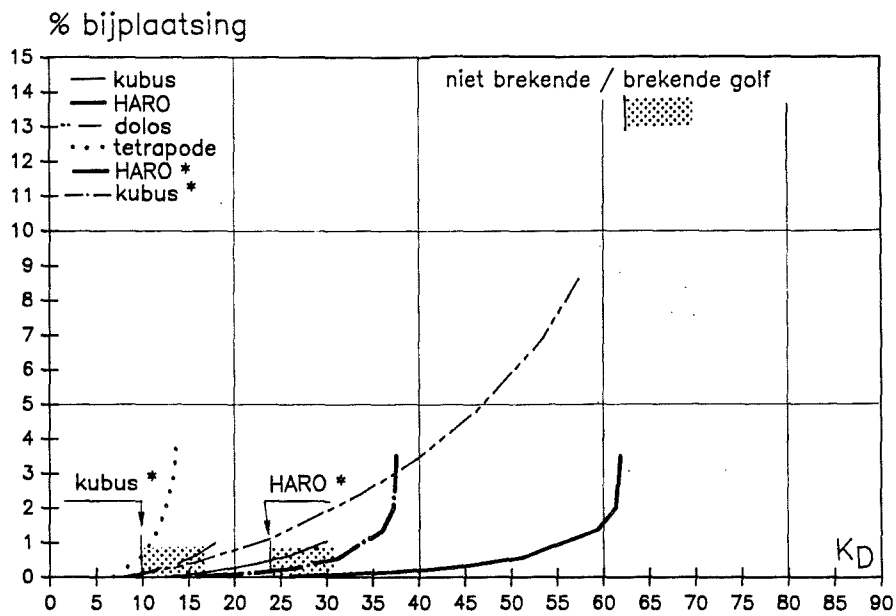


Fig. H4.37. Vergelijkend onderzoek: schade (=bijplaatsing) in functie van de K_D voor helling 1/2
* K_D van kubus en HARO zijn gedeeld door 1,65

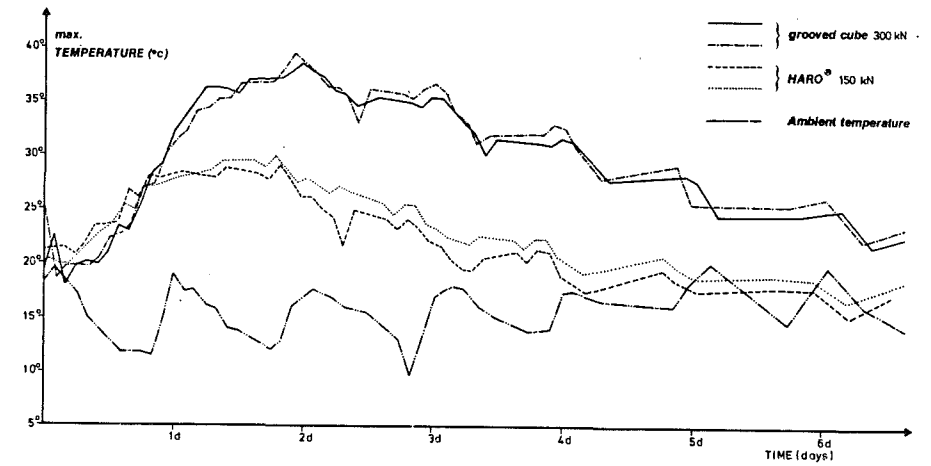


Fig. H5.1. Maximum temperatuur in gegroefde kubussen en HARO's in functie van de tijd na het betonstorten

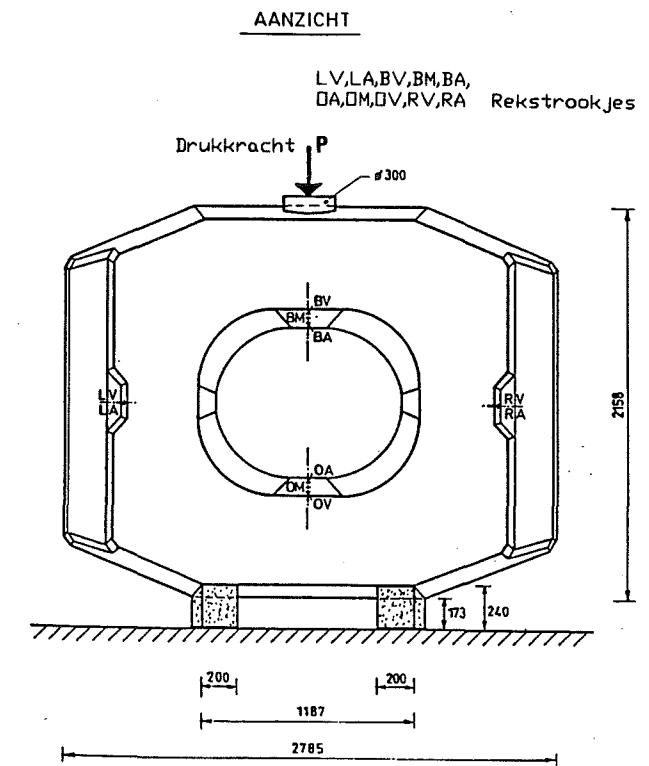


Fig. H5.2. Proefopstelling voor de statische belastingsproef op een 150 kN HARO

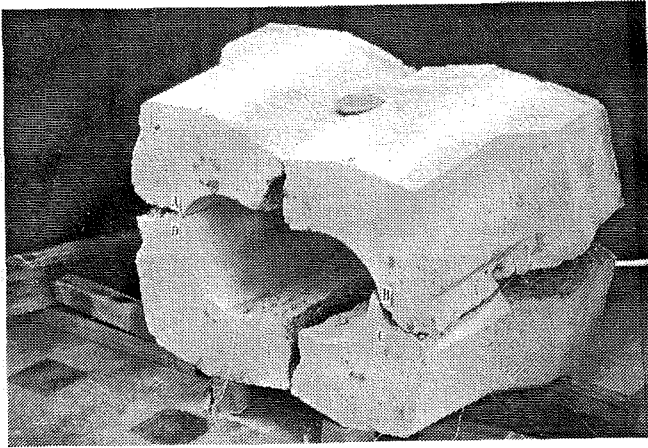


Fig. H5.3. De 150 kN HARO na breuk (statische belastingsproef)

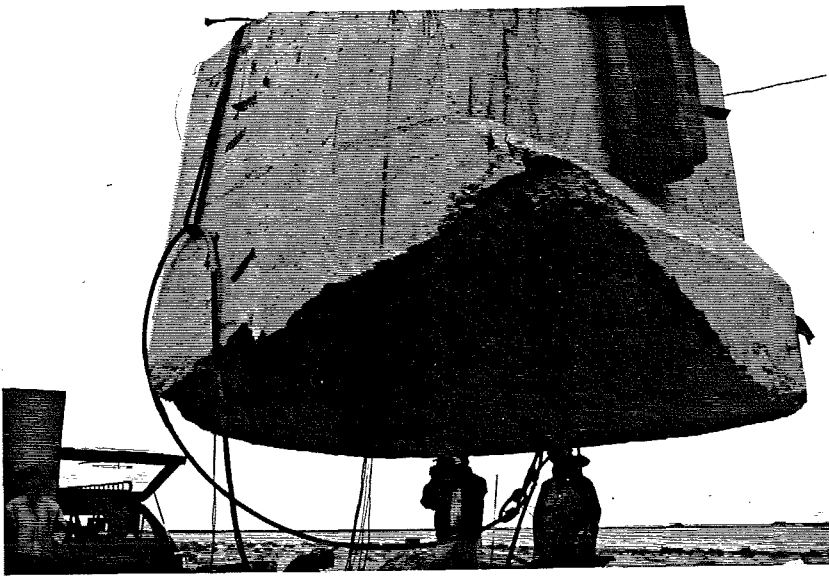


Fig. H5.6. Slingerproeven - eerste reeks : slingerblok na 14^e impact (uitwijking 7,00m)

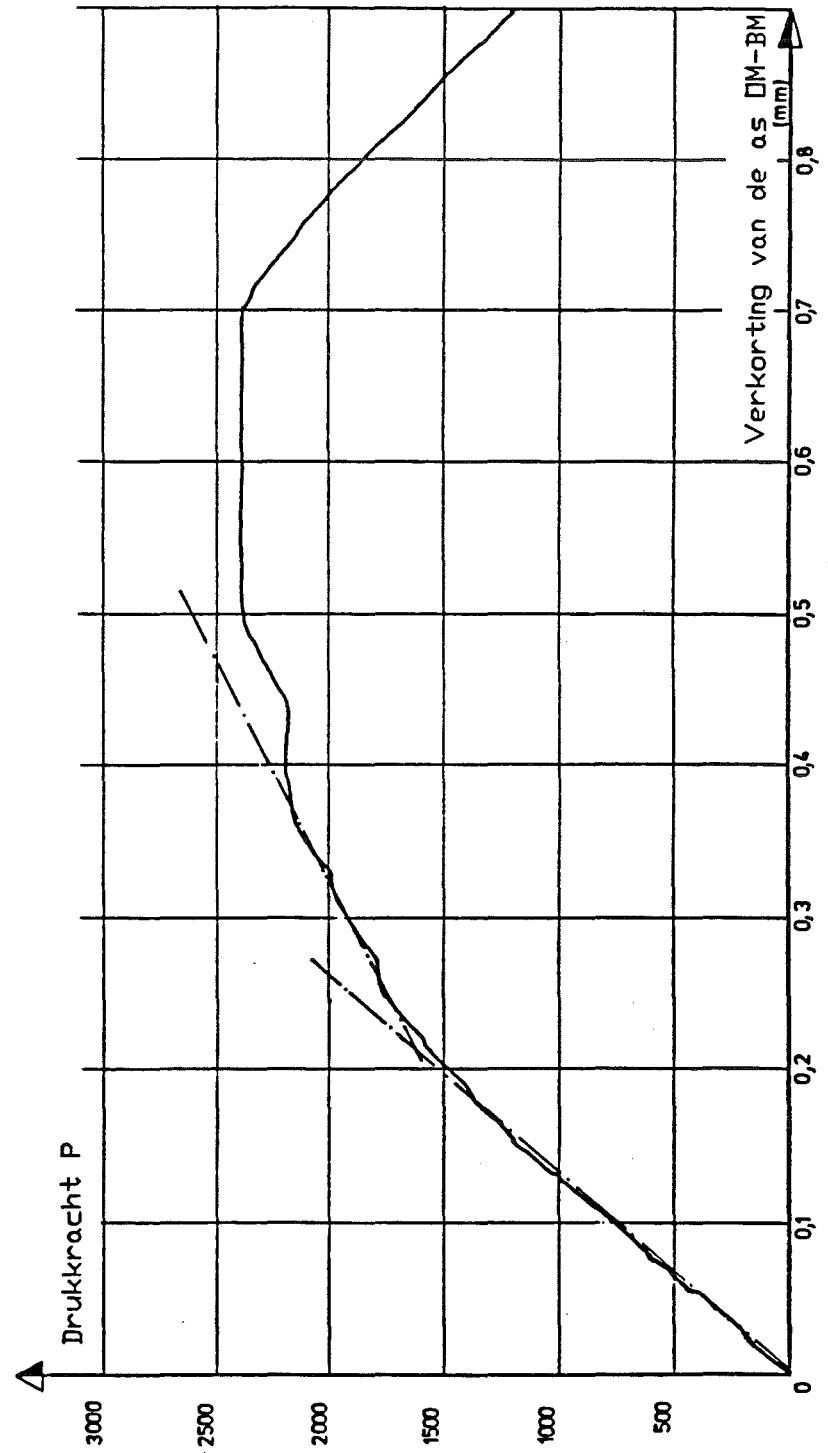
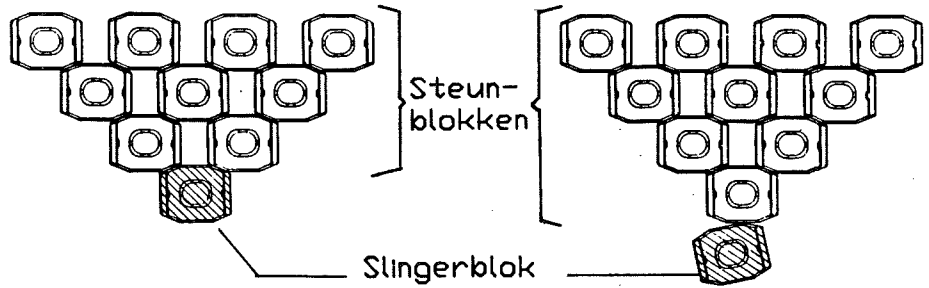
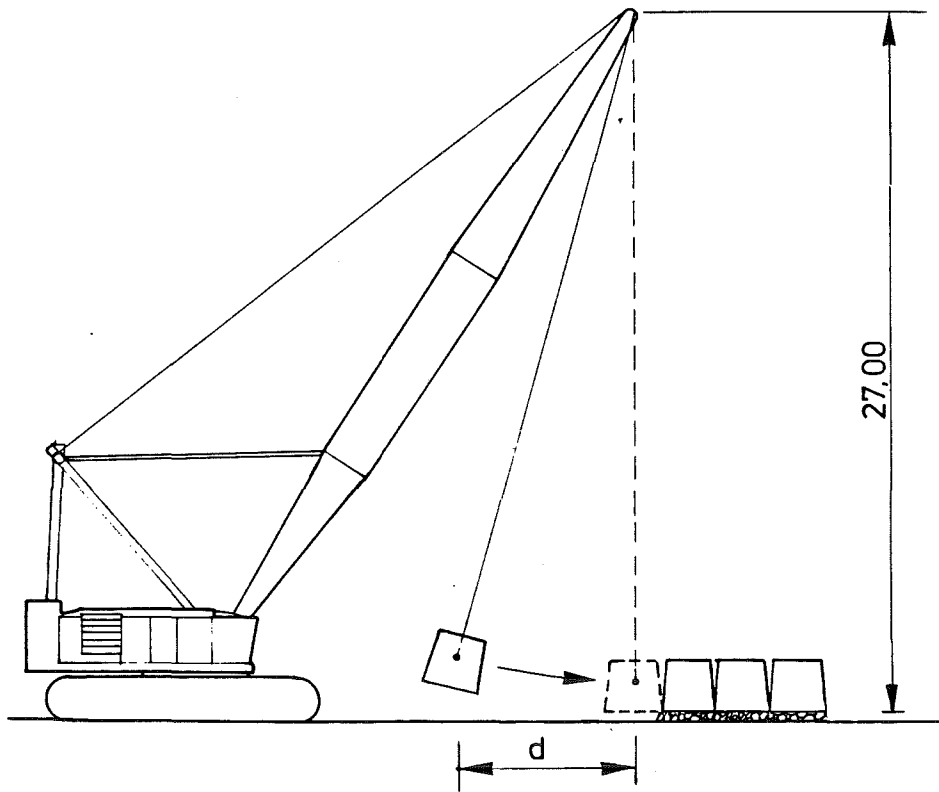


Fig. H5.4. Statische belastingsproef : verkorting van de as OM-BM (Fig. H5.2.) in functie van de opgebrachte belasting

470



a. 1^e reeks

b. 2^e en 3^e reeks

Fig. H5.5. Proefopstelling voor de slingerproef op de werf

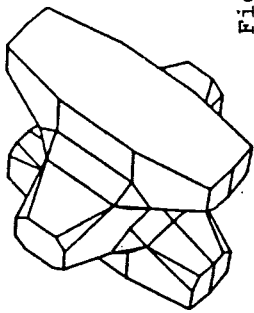


Fig. H6.1. De accropode (r)

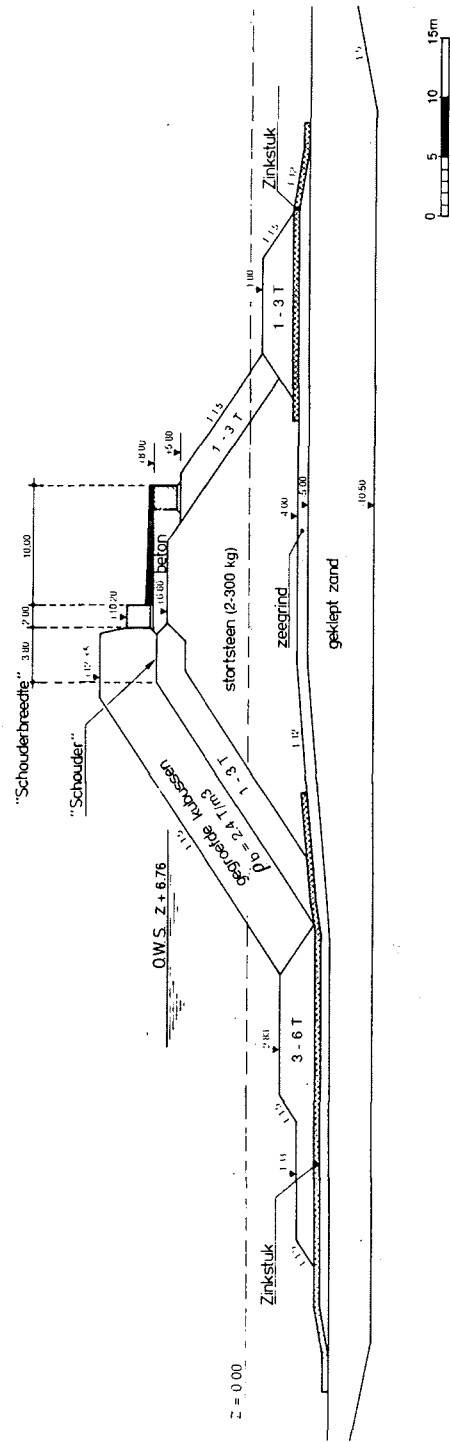


Fig. H6.2. Typedoorsnede gebruikt voor de kwantitatieve vergelijking tussen gegroefde kubus, tetrapode, dolos, accropode en HARO

APPENDICES

APPENDIX S A1. Uittreksel uit "The stability of rubble mound breakwaters in deeper water"-
Report of a working group of the
Permanent Technical Committee II of
P.I.A.N.C. (1985)

"10. GEOTECHNICAL ASPECTS

- 10.1 There are two parts of the problem : the effect of the structure on the seabed and the internal stability of the mound itself.
- 10.2 It is essential that adequate site investigations are carried out and these depend on : (i) the type of soil that is present; (ii) the dimensions of the breakwater especially with respect to the area and depth of the seabed that is likely to be influenced. The structure of the seabed in relation to the geological formations and extended morphology should be investigated. Some formations and sub-seabed slopes could endanger the stability of the breakwater especially in regions subject to earthquake.
- 10.3 The sub-soil investigations should determine the stratification of the sub-soil, and the soil mechanics properties of the various layers in order to assess the overall stability, and the settlement behaviour. The geotechnical characteristics of the rock-fill also must be determined taking into account the properties of the used material. The site investigation programme should be supervised and monitored by the designer.
- 10.4 Turning to the question of the stability analysis the structure must be designed to be stable not only

on completion but damage suffered during construction must be easily repaired.

10.5 Problems that need to be solved are as follows :

- 1) Further standardisation of the procedures to define the geotechnical parameters would be beneficial.
- 2) So far as the analysis of stability is concerned the problems are :
 - a) To define the variation of water pressures acting at the failure surfaces. These pressures depend on the boundary loading and the generated flow pattern.
 - b) To assess the influence of wave action on the soil mechanics characteristics especially due to the build up of pore pressures in the soils forming the base of the breakwater. The depth that is affected may be limited but is very important to final stability.
 - c) To develop a fully dynamic approach to the slope stability under wave action, wave impacts and wave overtopping. The effect of air bubbles in dynamic pore pressure generation needs to be studied at full scale.
 - d) To establish criteria for safety factors concerning internal stability.
 - e) To define the influence of degradation of the core and filter layers due to erosion and cyclic agitation by wave action concerning the permeability, internal friction and cohesion.
 - f) To achieve the above mentioned aims, prototype measurements are required.
- 3) Dynamic effects caused by earthquakes, tsunamis and explosions increase the complexity of the problems and need further study. The definition of the design earthquakes is still especially difficult.

- 4) The design loads of waves, earthquakes and tsunamis need to be established based on a coherent probabilistic approach.
- 5) More work needs to be done to give guidance on whether the soil forming the base of the breakwater is sensitive to liquefaction. This is important because it determines whether, for example, the bed layers have to be replaced or compacted.
- 6) Settlement of a breakwater leads to a change in geometrical shape. The influence on the stability and integrity of a crushed armour layer might well be negligible. However, the bearing conditions of concrete armour units might well be changed. Rupture of some elements followed by weakening of the armour layer as a whole could occur and this needs further study.
- 7) Erosion of the toe caused by high water velocities needs much more study.
- 8) Also of importance is the effect of suction, caused by wave action, which can lead to deterioration of the filter layers between the core and armour layers. More needs to be known."

APPENDIX S A2. Definitie van wateroverdruk ten gevolge van getijdewerking

Zoals vermeld in hoofdstuk S5 zijn de meetcampagnes 1,2 en 3 uitgevoerd met het oog op het bepalen van de eventuele wateroverdrukken in de grondlagen onder de zeebodem, dit op het ogenblik van laag water op zee.

Hierna wordt in drie stappen het begrip wateroverdruk zoals die volgt uit de metingen omschreven. Hierbij wordt gesteund op de metingen van de 1e meetcampagne.

S A2.1. Rechtstreekse aflezing van de wateroverdruk

Op de fig. S8.6 zijn de bruto meetresultaten verzameld nl: - de druk in de piëzometer P6 (kN/m²) en de afstand H van het dek van het hefeiland tot het wateroppervlak (m), beide ter bepaling van het getijde op zee.

Volledigheidshalve vermelden we dat we hiervoor ook over de zogenaamde maregraafbladen met de automatische getijderegistratie beschikken. Een uittreksel van deze registratie is gegeven op fig. S A2.1

- de drukken geregistreerd ter plaatse van de piëzometers P1 t.e.m. P5 (kN/m²).

Opdat de resultaten van alle metingen rechtstreeks met elkaar vergelijkbaar zouden zijn, worden de meetresultaten omgerekend naar piëzometrische stijghoogte met als eenheid "1 m zeewater". Voor deze omrekening wordt rekening gehouden met het gewicht per m³ van zeewater = 10,3 kN/m³ (normaal 10,26 kN/m³ doch om rekening te houden met een zekere sedimentbelasting is 10,3 kN/m³ aangehouden).

De omrekenformules zijn dus :

$$h_{P1} = Z_{P1} + \frac{P_{P1}}{10,3} \quad (S A2.1)$$

met

h_{P1} : piëzometrische stijghoogte van de piëzometer met volgnummer i (uitgedrukt in Z-peil)

Z_{P1} : Z-peil waarop de piëzometer i zich bevindt

P_{P1} : opgemeten druk in piëzometer i (kN/m²)

$$h_{zee} = Z_{dek} - H \quad (S A2.2)$$

h_{zee} : waterpeil op zee; dit staat in feite ook voor een piëzometrische stijghoogte

Z_{dek} : peil van het dek van het hefeiland

H : afstand van het dek tot het wateroppervlak (m).

Het waterpeil op zee wordt in feite op drie wijzen gemeten:

- met de maregraaf;
- door het meten van de afstand van het dek tot het wateroppervlak;
- met piëzometer P6

Deze 3 meetmethodes werden toegepast om volgende redenen:

- De maregraaf wordt sinds jaar en dag gebruikt en heeft zeker zijn betrouwbaarheid bewezen. Alleen bevindt de maregraaf zich op ca. 1500 m van de plaats van de metingen. Hoewel deze afstand voor de getijdemeting geen invloed zou mogen hebben, werd toch het getijde ter plaatse gemeten.
- Meten van de afstand van het dek van het hefeiland tot het wateroppervlak geeft moeilijkheden als er golven zijn, vandaar dat ook getracht werd via piëzometer P6 het waterpeil in zee te meten.

Uit een systematische vergelijking van alle H.W. en L.W. opmetingen blijkt :

- de metingen met de maregraaf en de metingen van de afstand dek - zeewateroppervlak geven een gemiddelde af-

wijking van 0,01 m, met een maximum van 0,09 m. Ze kunnen dus als identiek beschouwd worden

- de metingen van piëzometer P6 geven een gemiddelde afwijking van ca. 0,15 m met een maximum van 0,30 m.

Verder zal gebruik worden gemaakt van de registraties van de maregraaf en van de metingen van het waterpeil vanaf het hefeiland.

Op fig. S A2.2 zijn de piëzometrische stijghoogten (uitgedrukt in Z-peil) van elke piëzometer bij H.W.- en L.W.- en het waterpeil in zee op hetzelfde ogenblik uitgezet in de tijd. De verbinding van alle L.W. standen (resp. H.W.) geeft de evolutie van L.W. (resp. H.W.) op zee gedurende de meetperiode. Hetzelfde is gedaan voor alle L.W. (H.W.) waarnemingen van piëzometer P1 t.e.m. P5.

Het verschil $h_{P1} - h_{zee}$, op het ogenblik van L.W. op zee, geeft rechtstreeks de gemeten overdruk op dat ogenblik. Hierna wordt de overdruk gedefinieerd op deze wijze de totale wateroverdruk genoemd omdat de aldus gevonden waarde de overdruk is rekening houdend met alle invloedsfactoren van welke aard ook. De op deze wijze gedefinieerde totale overdruk volgt rechtstreeks uit de waarnemingen, dus :

$$h_{\text{totaal}} = h_{P1, LW} - h_{zee, LW} \quad (\text{S A2.3})$$

Voor elk L.W. is h_{totaal} (in m zeewater) berekend. Deze waarden zijn uitgezet in functie van de tijd op fig. S A2.3.

Uit fig. S A2.2 en fig. S A2.3 blijkt :

- alle curven h_{totaal} vertonen gemiddeld een geleidelijke stijging in functie van de tijd
- ter hoogte van piëzometer P1 is op elk L.W.-moment de piëzometrische stijghoogte h_{P1} kleiner dan h_{zee} ; op elk L.W.-moment heerst er ter hoogte van P1 een onderdruk

variërend tussen 0,07 m en 0,45 m met als gemiddelde waarde 0,29 m zeewater.

- ter hoogte van de piëzometers P2 t.e.m. P5 is op elk L.W.-moment de piëzometrische stijghoogte h_{P1} groter dan h_{zee} ; of op elk L.W.-moment heerst er ter hoogte van P2 t.e.m. P5 een overdruk. Deze drukken zijn van de volgende grootte-orde :

piëzometer	Δh_{totaal}	gemiddeld
P1	-0,45 à -0,07 m	- 0,29 m
P2	1,32 à 1,82 m	1,51 m
P3	2,40 à 2,75 m	2,53 m
P4	1,54 à 1,88 m	1,69 m
P5	1,62 à 2,09 m	1,83 m

Tabel S A2.1. Totale wateroverdrukken ter plaatse van de piëzometers P1 t.e.m. P5

S A2.2. Wateroverdruk op basis van de halftijcurven

A priori wordt verwacht dat de halftijcurven van alle piëzometers samenvallen met halftij op zee.

Zonder invloed van parasitaire effecten mag dit zeker verwacht worden.

Het halftijpeil per piëzometer wordt als volgt afgeleid (fig. S A2.4).

- Op het ogenblik van H.W. op zee :

$$h_{HT, j} = (h_{HW, j} + \frac{h_{LW, j-1} + h_{LW, j+1}}{2}) \times 0,5 \quad (\text{S A2.4})$$

met :

$h_{HW, j}$: piëzometrische stijghoogte horend bij H.W. met volgnummer j

$h_{LW, j-1}$: piëzometrische stijghoogte horend bij L.W. met volgnummer j-1

$h_{LW, j+1}$: piëzometrische stijghoogte horend bij L.W. met volgnummer $j+1$

$h_{HT, j}$: volgens formule (S A2.4) berekende piëzometrische stijghoogte, genoemd halftij (H.T.) met volgnummer j , op de tijdschaal van fig. S A2.5 geplaatst ter hoogte van hoog water met volgnummer j .

Formule (S A2.4) kan ook geschreven worden als :

$$h_{HT, j} = \frac{h_{LW, j-1}}{4} + \frac{h_{HW, j}}{2} + \frac{h_{LW, j+1}}{4} \quad (S A2.5)$$

- Op het ogenblik van L.W. op zee

$$h_{HT, k} = \frac{h_{HW, k-1}}{4} + \frac{h_{LW, k}}{2} + \frac{h_{HW, k+1}}{4} \quad (S A2.6)$$

met :

$h_{HW, k-1}$: piëzometrische stijghoogte horend bij H.W. met volgnummer $k-1$

$h_{LW, k}$: piëzometrische stijghoogte horend bij L.W. met volgnummer k

$h_{HW, k+1}$: piëzometrische stijghoogte horend bij H.W. met volgnummer $k+1$

$h_{HT, k}$: volgens formule (S A2.6) berekende piëzometrische stijghoogte genoemd halftij (H.T.) met volgnummer k , op de tijdschaal van fig. S A2.5 geplaatst ter hoogte van L.W. met volgnummer k .

De op deze wijze gevonden gemiddelde piëzometrische stijghoogten, bij L.W. en bij H.W. op zee zijn uitgezet op fig. S A2.5.

Uit deze figuur blijkt :

- de halftijcurve op zee schommelt rond $Z+2,57$ (min. $Z+2,30$, max. $Z+2,74$)
- ook de halftijcurven vastgesteld ter plaatse van de piëzometers schommelen rond een bepaalde waarde, evenwel verschillend van het gemiddeld peil op zee.

Onderstaande tabel S A2.3 geeft een samenvatting.

Piëzometer	Gemiddeld (Z-peil)	Min. (Z-peil)	Max. (Z-peil)
op zee	+2,57	+2,30	+2,74
P1	+1,02	+0,88	+1,16
P2	+2,75	+2,61	+2,91
P3	+3,72	+3,61	+3,87
P4	+3,70	+3,52	+3,93
P5	+3,88	+3,68	+4,17

Tabel S A2.3 Meetcampagne t.p.v. de werkhaven : piëzometrische stijghoogte bij halftij

Het verschil :

$$\Delta h_{\text{halftij}} = h_{P1, HT} - h_{zee, HT} \quad (S A2.7)$$

is berekend op elk L.W. en elk H.W.-moment. Per definitie wordt dit verschil de wateroverdruk bij halftij (in m zee-water) genoemd.

Alle uitkomsten zijn uitgezet in functie van de tijd op fig. S A2.6.

Uit deze figuur blijkt dat $\Delta h_{\text{halftij}}$ schommelt rond volgende waarden met als min. en max. :

piëzometer	Gemiddeld (m)	Min. (m)	Max. (m)
P1	-1,55	-1,64	-1,42
P2	0,18	0,01	0,43
P3	1,15	1,02	1,34
P4	1,12	0,98	1,35
P5	1,31	1,16	1,52

Tabel S A2.3. Meetcampagne t.p.v. de werkhaven : overzicht
 $\Delta h_{\text{halftij}}$

Alleen ter plaatse van piëzometer P2 schommelt de opgemeten piëzometrische stijghoogte bij halftij rond halftij op zee. Ter hoogte van piëzometer P1 ligt de gemiddelde piëzometrische stijghoogte duidelijk lager (1,55 m) dan halftij op zee. Ter hoogte van de piëzometers P3, P4 en P5 ligt de piëzometrische stijghoogte 1,12 à 1,31 m hoger dan halftij op zee.

Deze fenomenen zijn fysisch moeilijk verklaarbaar : alleen volgende punten kunnen vermeld worden als mogelijke oorzaken :

1) Tot juist voor het begin van de metingen was een bemaling aan de gang ten behoeve van de zuidelijke kaaimuur van de werkhaven. Gedurende de hele meetperiode heeft de diepe bemaling ter plaatse van de zeewaartse deur van de zeesluis continu gewerkt.

De piëzometer P1 zit in het dichtgepakte zand onder -8,30. De bemaling t.p.v. het benedenhoofd van de zeesluis vond plaats in deze zandlaag die zich als een artesische laag gedraagt.

2) Ter plaatse van de metingen is de zeebodem korte tijd voor de metingen met ca. 0,60 m verhoogd. Deze kleine belasting kan in de weinig weerstandbiedende laag tussen - 4,00 en - 8,30 een zekere overdruk veroorzaakt hebben. Dit kan evenwel de overdrukken t.p.v. P3, P4 en P5 (> 1,00 m) niet verklaren.

3) De spuds van het hefeiland dringen gedeeltelijk in de grond en vormen zeer grote puntlasten met mogelijke wateroverdrukken voor gevolg.

4) De afwijking van de halftijcurven ter hoogte van de piëzometers t.o.v. halftij op zee kunnen eventueel te wijten zijn aan de nulpuntinstelling van de meetapparatuur.

S A2.3. Getijwateroverdrukken

In par. S A2.1 is de totale wateroverdruk gedefinieerd als:

$$\Delta h_{\text{totaal}} = h_{\text{pi, LW}} - h_{\text{zee, LW}} \quad (\text{S A2.3})$$

In par. S A2.2 is de wateroverdruk bij halftij gedefinieerd als :

$$\Delta h_{\text{halftij}} = h_{\text{pi, HT}} - h_{\text{zee, HT}} \quad (\text{S A2.7})$$

Aangezien er geen fysische reden is waarom de halftijcurven ter hoogte van de verschillende piëzometers niet zouden samenvallen met halftij op zee kan de overdruk enkel en alleen veroorzaakt door getij omschreven worden als :

$$\Delta h_{\text{getij}} = \Delta h_{\text{totaal}} - \Delta h_{\text{halftij}} \quad (\text{S A2.8})$$

Zodoende verdwijnt de verschuiving van de halftijcurven van de piëzometers t.o.v. de halftijcurve op zee.

Toegepast voor de vijf piëzometers geeft dit volgende gemiddelde waarden :

$$\begin{aligned} \text{P1} &: - 0,29 + 1,55 = 1,26 \text{ m} \\ \text{P2} &: 1,51 - 0,18 = 1,33 \text{ m} \\ \text{P3} &: 2,53 - 1,15 = 1,38 \text{ m} \end{aligned}$$

$$P4 : 1,69 - 1,12 = 0,57 \text{ m}$$

$$P5 : 1,83 - 1,31 = 0,52 \text{ m}$$

Tabel S A2.4. Meetcampagne t.p.v. de werkhaven : overzicht gemiddelde waarden van Δh_{getij} (in m zeewater)

S A2.4. Benadering van de overdrukken door amplitude demping

Het tijverschil is als volgt afgeleid (fig.S A2.7)

- Op het ogenblik van H.W. op zee :

$$H_j = h_{\text{H.W.}, j} - \frac{h_{\text{L.W.}, j-1} + h_{\text{L.W.}, j+1}}{2} \quad (\text{S A2.9})$$

H_j = tijverschil (dubbele amplitude van het getij) op zee op het ogenblik van H.W. met volgnummer j.

- Op het ogenblik van L.W. op zee met volgnummer k :

$$H_k = \frac{h_{\text{H.W.}, k-1} + h_{\text{H.W.}, k+1}}{2} - h_{\text{L.W.}, k} \quad (\text{S A2.10})$$

Op analoge wijze kunnen de dubbele amplitudes A_{P_i} van de curven, die de piëzometrische stijghoogte ter hoogte van elke piëzometer geven, worden bepaald.

De verhouding

$$\alpha_{P_i} = \frac{A_{P_i}}{H_{z_{ee}}} \quad (\text{S A2.11})$$

geeft de demping van de amplitude van piëzometer P_i t.o.v. de amplitude van het getijde.

De factor α_{P_i} is berekend voor elke piëzometer op elk H.W.- en elk L.W.-moment. Zodoende verkrijgt men voor elke α_{P_i} 16 waarden (van 19.07.'78 te 13h30 tot 23.07.'78 te 10h45).

Aannemend dat α_{P_i} normaal verdeeld is, vinden we de in tabel S A2.5 opgenomen gemiddelde waarden $(\alpha_{P_i})_m$ en standaardafwijkingen s.

Piëzometer	$(\alpha_{P_i})_m$	s	$1 - (\alpha_{P_i})_m$	$1 - (\beta_{P_i})_m$	$1 - (\gamma_{P_i})_m$
P1	45,5	2,1	54,5	-12,3	54,5
P2	43,8	2,5	56,2	65,2	57,4
P3	41,2	2,6	58,8	109,1	59,4
P4	75,4	2,9	24,6	72,9	24,4
P5	78,5	3,0	21,5	78,8	22,3

Tabel S A2.5. Meetcampagne t.p.v. de werkhaven : overzicht dempingscoëfficiënten (%)

Een grootte-orde van de wateroverdrukken bij L.W. kan worden afgeleid uitgaande van de volgende hypothesen :

- de halftijcurven van alle piëzometers vallen samen met het halftijpeil op zee. Hierna wordt dit peil als referentiepeil aangehouden.
- de amplitudes zijn gedempt (α)
- er is geen faseverschuiving.

Als voor het getijde een sinusoidale functie wordt aangenomen, geldt benaderend (fig. S A2.8)

$$h_{z_{ee}} = \frac{H_{z_{ee}}}{2} \sin \omega t \quad (\text{S A2.12})$$

$$\text{met } \omega = \frac{2\pi}{T_0}, \text{ waarin } T_0 \text{ de periode is.}$$

Analoog kan men stellen :

$$h_{P_i} = \frac{A_{P_i}}{2} \sin \omega t \quad (\text{S A2.13})$$

(S A2.11) in (S A2.13) geeft

$$h_{P_i} = \alpha_{P_i} \frac{H_{z_{ee}}}{2} \sin \omega t \quad (\text{S A2.14})$$

De overdruk bij L.W. wordt gegeven door :

$$\Delta h = (h_{P1})_{LW} - (h_{zee})_{LW} \quad (S A2.15)$$

Bij L.W. geldt $t_{LW} = 3/4 T_0$, zodat

$$\begin{aligned} \Delta h &= - \frac{A_{P1}}{2} + \frac{H_{zee}}{2} \\ &= - \frac{\alpha_{P1} H_{zee}}{2} + \frac{H_{zee}}{2} \\ &= \frac{H_{zee}}{2} (1 - \alpha_{P1}) \end{aligned} \quad (S A2.16)$$

Dit is de overdruk bij L.W. uitgedrukt in m zeewater. Uitgedrukt in meer conventionele drukeenheden krijgen we:

$$\Delta u_{LW} = \rho_w g \frac{H_{zee}}{2} (1 - \alpha_{P1}) \quad (S A2.17)$$

Op fig. S A2.9 zijn de waarden $(1 - \alpha_{P1})$ uitgezet in functie van de diepte. Volgens formule (S A2.17) geeft deze figuur een rechtstreeks beeld van het verloop met de diepte van de overdrukken bij L.W., bepaald op basis van de amplitudedemping.

In paragraaf S A2.1 is de totale wateroverdruk gedefinieerd als :

$$\Delta h_{totaal} = h_{P1,LW} - h_{zee,LW} \quad (S A2.3)$$

Analoog aan formule (S A2.17) kunnen we stellen

$$\Delta u_{totaal} = \rho_w g \frac{H_{zee}}{2} (1 - \beta_{P1}) \quad (S A2.18)$$

De waarde $(1 - \beta_{P1})$ wordt berekend op elk H.W.- en L.W.-moment. De gemiddelden per piëzometer zijn verzameld in tabel S A2.5.

De waarde $1 - \beta_{P1}$ is eveneens uitgezet op fig. S A2.9.

In paragraaf S A2.3 is de getijwateroverdruk gedefinieerd als :

$$\Delta h_{getij} = \Delta h_{totaal} - \Delta h_{half tij} \quad (S A2.8)$$

Analoog aan formule (S A2.17) kunnen we stellen :

$$\Delta u_{getij} = \rho_w g \frac{H_{zee}}{2} (1 - \gamma_{P1}) \quad (S A2.19)$$

De waarde $(1 - \gamma_{P1})$ wordt berekend op elk H.W.- en L.W.-moment. De gemiddelden per piëzometer zijn verzameld in tabel S A2.5.

Ook deze waarden zijn uitgezet op fig. S A2.9.

S A2.5. Bespreking

Uit tabel S A2.5 blijkt dat de gevonden waarden voor α_{P1} en γ_{P1} quasi gelijk zijn. Dit zit eigenlijk ingesloten in de definities zelf : formules (S A2.8) en (S A2.19). Gebruik makend van (S A2.3) en (S A2.7) wordt vergelijking (S A2.8) :

$$\begin{aligned} \Delta h_{getij} &= (h_{P1,LW} - h_{zee,LW}) - (h_{P1,HT} - h_{zee,HT}) \\ &= (h_{zee,HT} - h_{zee,LW}) - (h_{P1,HT} - h_{P1,LW}) \\ &= \frac{H_{zee}}{2} - \frac{A_{P1}}{2} \quad \text{en met } A_{P1} = \alpha_{P1} \cdot H_{zee} \end{aligned}$$

$$= \frac{H_{zee}}{2} - \alpha_{p1} \frac{H_{zee}}{2}$$

$$= \frac{H_{zee}}{2} (1 - \alpha_{p1})$$

Deze laatste uitdrukking is vergelijking (S10.16) en is in feite de definitie van de overdruk op basis van amplitude-demping. Uit het voorgaande volgt dat $1 - \alpha_{p1} = 1 - \gamma_{p1}$. Dat de gevonden getalwaarden voor $(1 - \alpha_{p1})$ en $(1 - \gamma_{p1})$ in tabel S A2.5 niet perfect gelijk zijn, moet te wijten zijn aan meetonauwkeurigheden, afleesonauwkeurigheden, ...

Aangezien er geen fysische redenen zijn voor het niet samenvallen van de halftijcurve op zee met de halftijcurven der piëzometers, alsook van de halftijcurven van de piëzometers onderling kan Δu_{getij} ($= \Delta u_{totaal} - \Delta u_{halftij}$) de wateroverdruk tengevolge van getijwerking genoemd worden. Deze kan worden bepaald volgens voormelde formule. Aangezien $\alpha_{p1} = \gamma_{p1}$ is het echter eenvoudiger en directer de demping van de amplitudes te bepalen en op die manier de wateroverdruk tengevolge van getijwerking te bepalen.

Deze weg is voor deze en volgende meetcampagnes gevolgd.

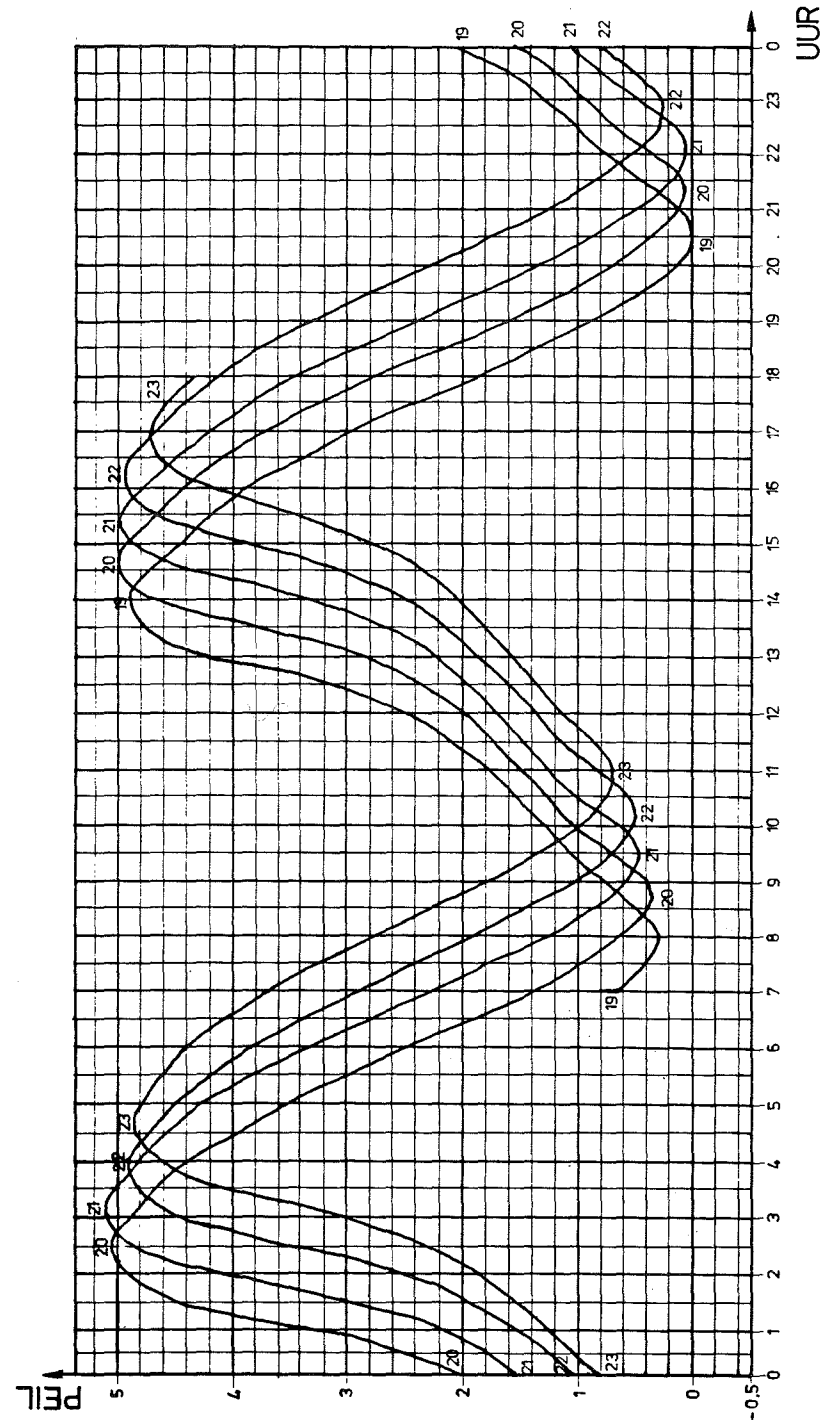


Fig. S A2.1. Getijdemetingen 19.07.'78 - 23.07.'78 (Maregraaf te Zeebrugge)

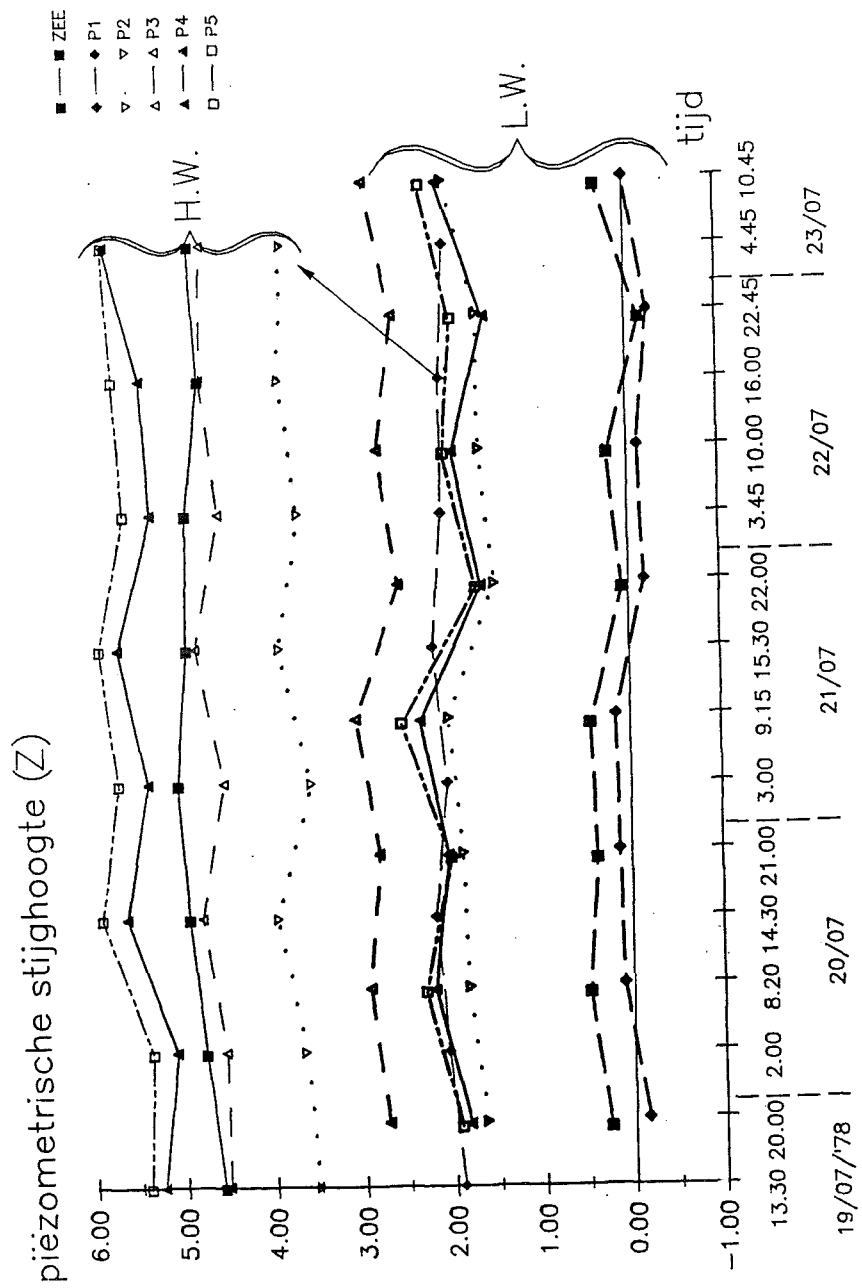


Fig. S A2.2. Meetcampagne ter plaatse van de werkhaven : Evolutie in de tijd van de piëzometrische stijghoogte ter plaatse van elke piëzometer

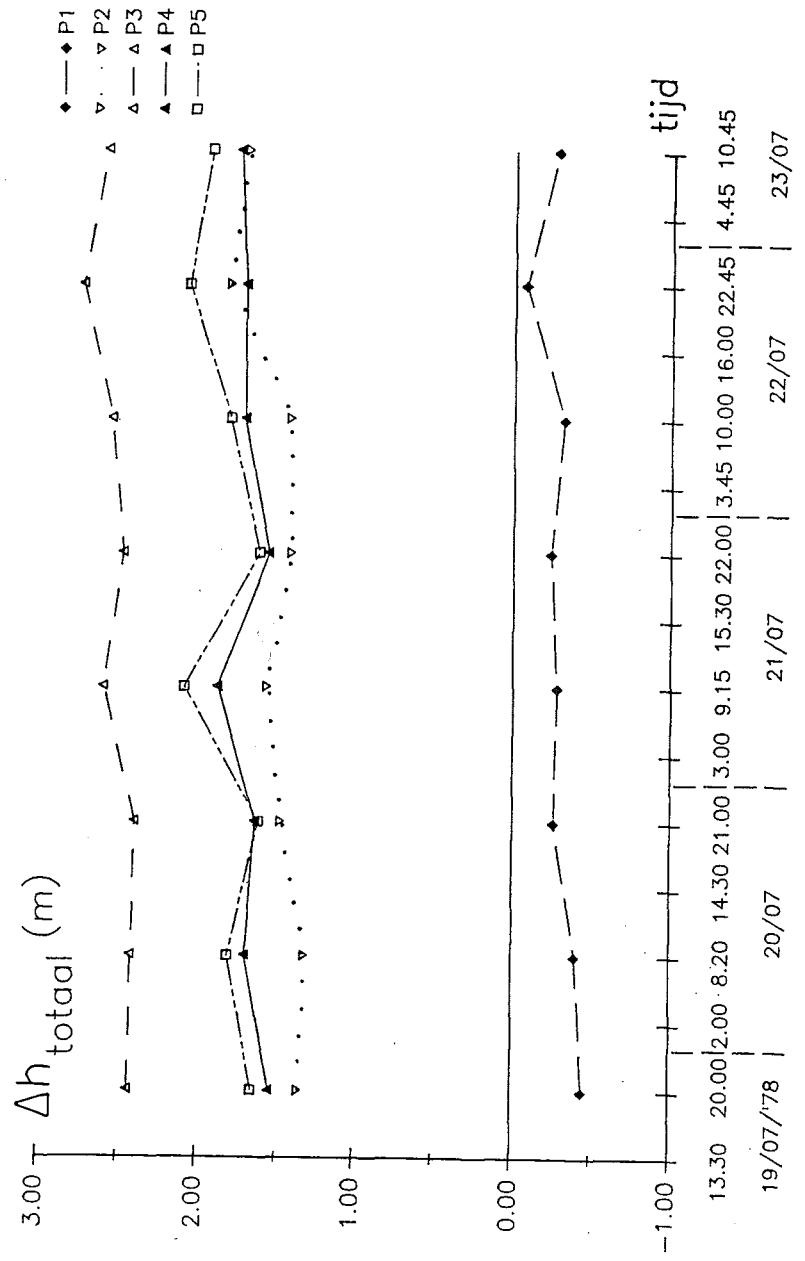


Fig. S A2.3. Meetcampagne ter plaatse van de werkhaven : Evolutie in de tijd van de zgn. "totale" wateroverdruk

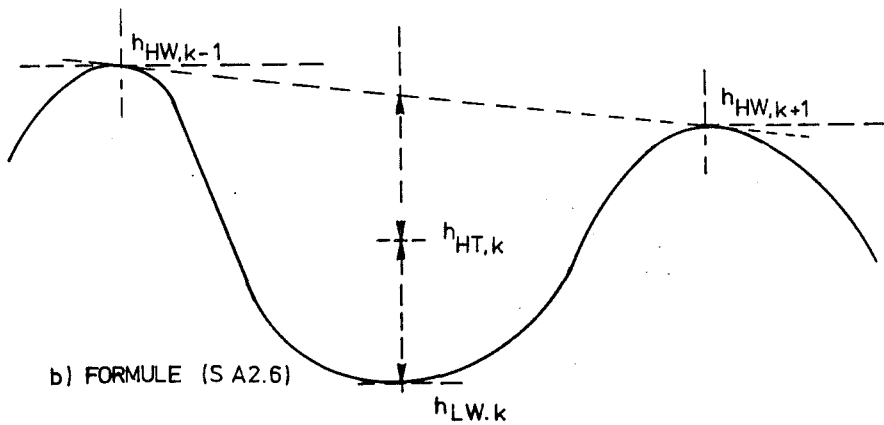
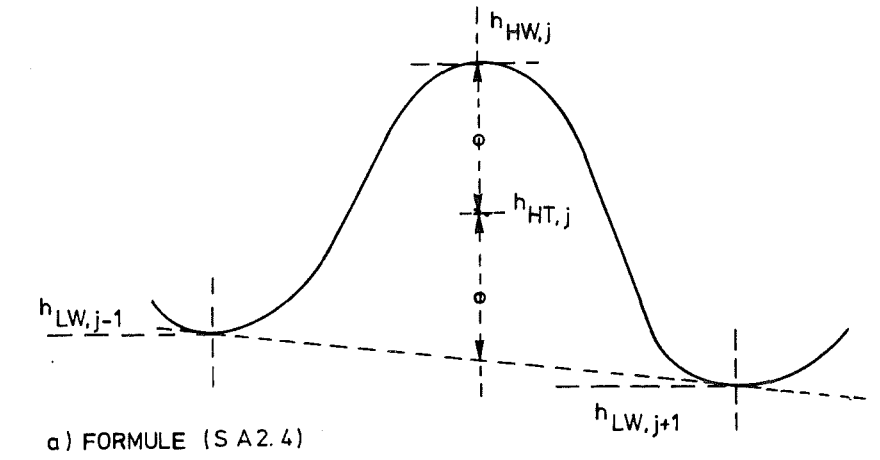


Fig. S A2.4. Definitieschets van halftij

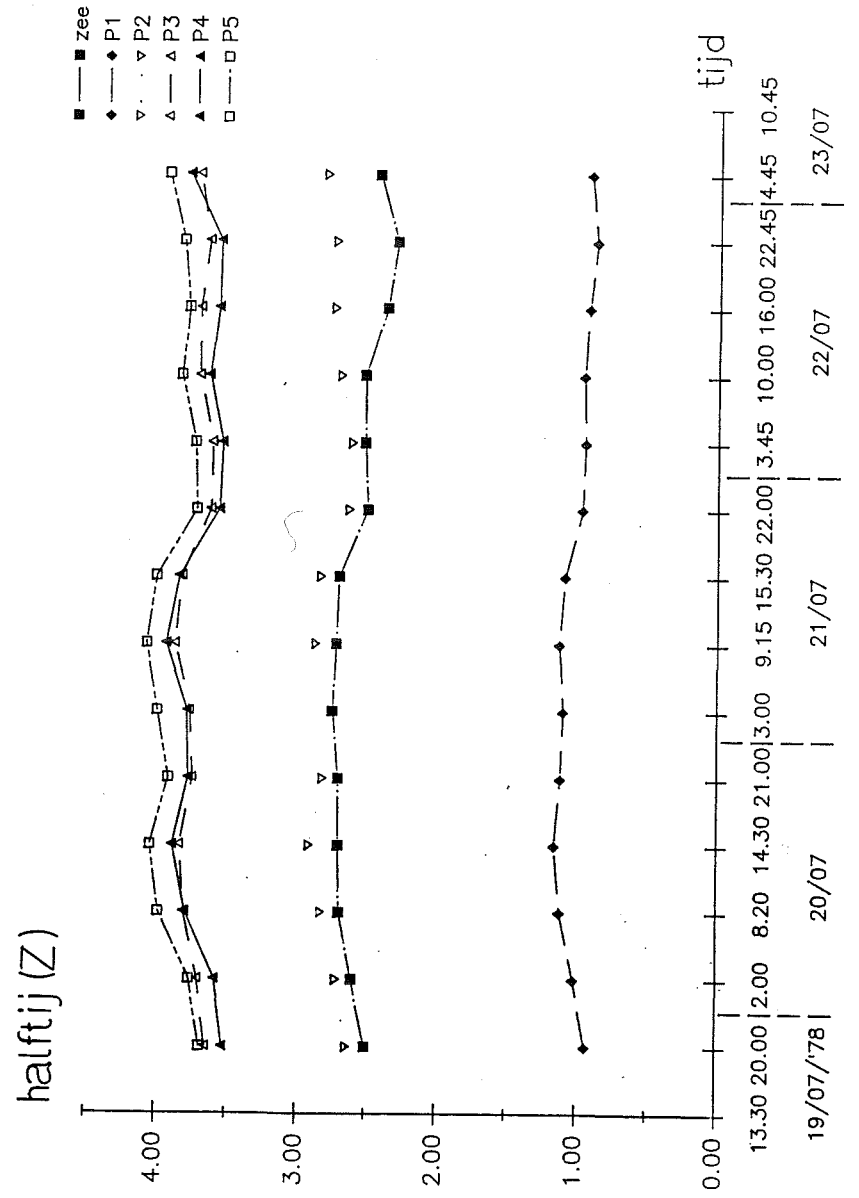


Fig. S A2.5. Meetcampagne ter plaatse van de werkhaven : Evolutie in de tijd van de halftij-aflezingen

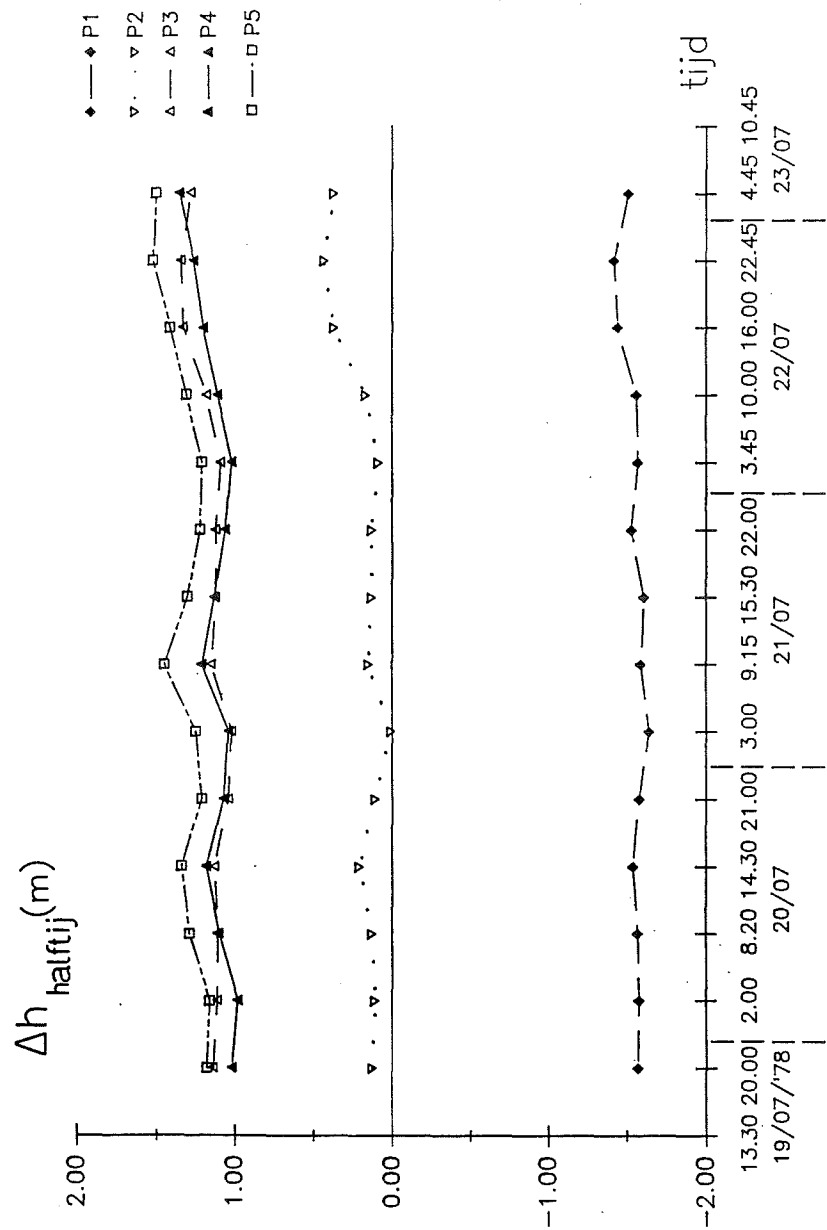


Fig. S A2.6. Meetcampagne ter plaatse van de werkhaven : Evolutie in de tijd van de zgn. "wateroverdruk bij halftij"

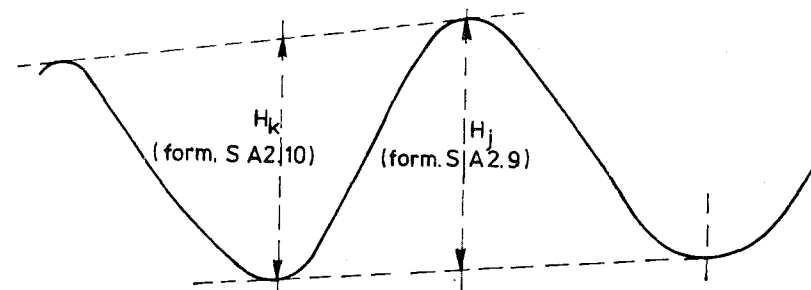


Fig. S A2.7. Definitieschets tijverschil

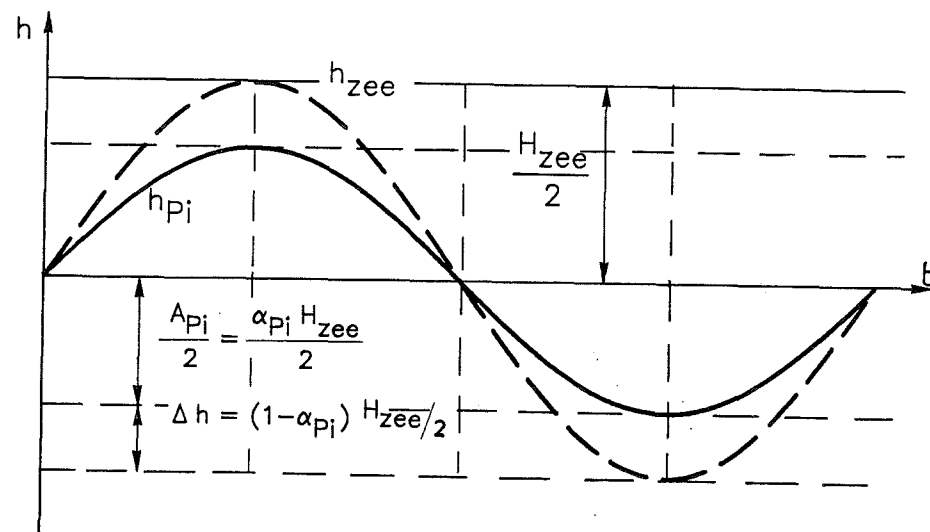


Fig. S A2.8. Definitieschets amplitudedemping

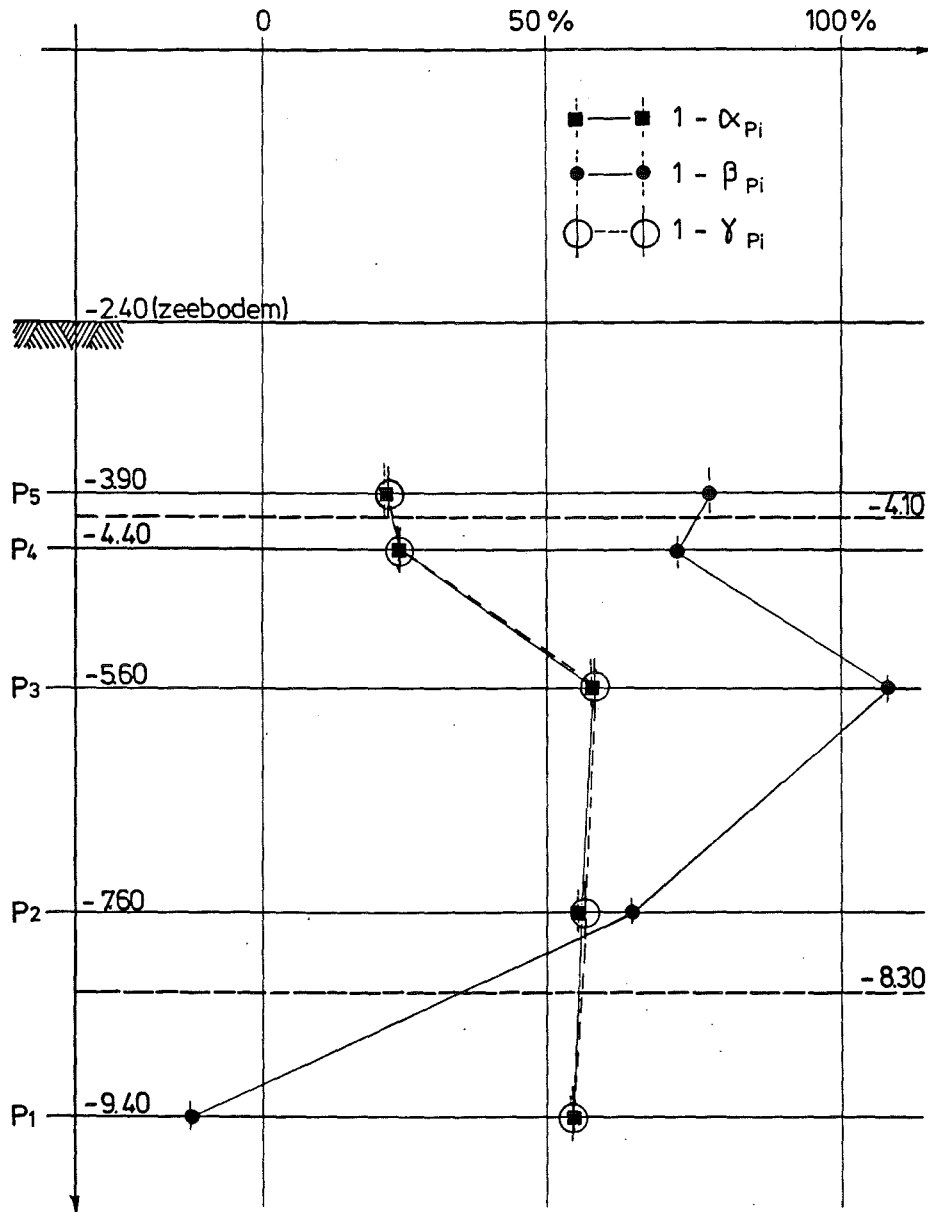


Fig. S A2.9. Meetcampagne ter plaatse van de werkhaven : verloop van de dempingscoëfficiënten in functie van de diepte

APPENDIX S A3. Opstelling van de vergelijking die de waterdrukvoortplanting ten gevolge van getijdewerking in de grondlagen onder de zeebodem beschrijft.

De bewegingsvergelijkingen en de continuïteitsvergelijking zijn het uitgangspunt voor het opstellen van de vergelijking die de waterdrukvoortplanting in de grondlagen onder de zeebodem beschrijft.

De stroming in de grondlagen onder de zeebodem ten gevolge van golf-, respectievelijk getijdewerking wordt laminair verondersteld. Daartoe moet het getal van Reynolds $Re < 4$ (Barends F.B.J., 1978; Nortier I.W., 1984) met

$$Re = \frac{v D}{\nu}$$

D : karakteristieke korreldiameter

ν : kinematische viscositeit

(bij $T = 10^\circ\text{C}$; $\nu = 1,30 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$)

v : filtersnelheid, d.i. de gemiddelde snelheid over de beschouwde grondsectie (= n x de reële snelheid in de kanaaltjes tussen de korrels).

S A3.1. Bewegingsvergelijkingen

We beschouwen een grondelementje $dx \cdot dz \cdot 1$ (fig S10.2). Fysisch spreekt het voor zich dat er bij op- en neergaand zeewaterpeil ten gevolge van het getij in de grond enkel stroming kan zijn in verticale richting (de verhouding tijlhoogte/golflengte is zo klein dat het wateroppervlak op zee lokaal als horizontaal kan worden beschouwd). Als bewegingsvergelijking vinden we zo de vergelijking van Darcy uitgeschreven in z-richting.

$$w = - \frac{k}{\rho_w g} \frac{\partial u}{\partial z} \quad (\text{S A3.1})$$

$$(\approx \text{S10.1})$$

waarin

- w : stroomsnelheid in z-richting
 u : poriënwaterdruk
 k : doorlatendheidscoëfficiënt
 ρ_w : soortelijke massa van water
 g : valversnelling

S A3.2. Continuïteitsvergelijking

Bij het opstellen van de continuïteitsvergelijking wordt vooral aandacht besteed aan de fysische betekenis van de termen in de vergelijking. We werken met fig. S10.2 waarbij gedurende het tijdsinterval dt het waterpeil op zee daalt van $h_{zee}(t)$ tot $h_{zee}(t + dt)$.

S A3.2.1. In- en uitstromend volume water in het grondvolume dx.dz.1

Er is alleen een stroming in verticale richting
 boven ingaand : $w_1 \cdot dz \cdot 1$
 onder uitgaand : $w_2 \cdot dz \cdot 1$

Aannemend dat w een continue differentieerbare functie van de coördinaten is, kunnen we, gebruik makend van de formule van Taylor, w_2 uitdrukken in functie van w_1 en zijn afgeleiden. Aangezien w_2 geldt voor een zijde (van het elementair grondvolume) die zich op een afstand dz bevindt van de zijde waarvoor w_1 geldt, kunnen we schrijven

$$w_2 = w_1 + \frac{\partial w}{\partial z} dz + \frac{1}{2} \frac{\partial^2 w}{\partial z^2} (dz)^2 + \dots$$

Houden we enkel rekening met de eerste twee termen van het rechterlid dan is de hoeveelheid water die ten gevolge van de stroming in de z-richting uit het volume stroomt :

$$(w_2 - w_1) \cdot (dx \cdot 1) = \frac{\partial w}{\partial z} \cdot dz \cdot (dx \cdot 1)$$

Na deling door $dx \cdot dz \cdot 1$ (dus per eenheidsgrondvolume) vinden we dat er ten gevolge van stroming in de z-richting per tijdseenheid een volume water

$$V = \frac{\partial w}{\partial z} \quad (\text{S A3.2})$$

uit het beschouwde grondvolume uitstroomt.

Hierbij stellen we $V > 0$ als er water uit het beschouwde grondvolume uitstroomt (of wordt uitgeperst) en $V < 0$ als er water in het beschouwde grondvolume wordt opgenomen (of wordt aangezogen).

Per eenheidsgrondvolume en per tijdseenheid geeft dit

$$\frac{dV}{dt} = \frac{\partial w}{\partial z} \quad (\text{S A3.3})$$

S A3.2.2. Berging van water in het element dx.dz.1

Om duidelijk te maken hoe ten gevolge van het dalend wateroppervlak op zee de poriënwaterdruk resp. de korrelspanning in een punt A op h m onder de zeebodem varieert, wordt op fig. S10.3 een kwalitatief beeld gegeven. Bij daling van het zeewater van H.W. \rightarrow L.W.

- daalt de grondspanning σ van o f naar o e
- daalt de poriënwaterspanning u van o c naar o b
- daalt de korrelspanning σ' van c f naar b e

In Appendix S A4 wordt dit in detail uitgewerkt.

Samengevat vinden we:

- a) Bij verlaging van het zeewaterpeil met $H_{z.e.e}$ daalt de waterdruk met $|\Delta u| = \rho_w g \alpha H_{z.e.e}$ (α = dempings-coëfficiënt). Er is ontlasting, dus zwelling van het water. Er wordt dus een volume water vrijgesteld of uitgeperst.

Als de poriënwaterdruk daalt met Δu wordt per eenheidsgrondvolume een watervolume V_1 uitgeperst.

$$V_1 = - n \frac{\Delta u}{K_w} \quad (S A3.4)$$

met K_w : samendrukkingsmodulus van water.

n : poriënvolume

- b) Ook de verticale korrelspanning σ'_z daalt met

$$|\Delta \sigma'_z| = \rho_w g (1 - \alpha) H_{z.e.e}.$$

De horizontale korrelspanningen σ'_x en σ'_y dalen uiteraard ook, benaderend met $(1 - \sin \varphi')$ $\Delta \sigma'_z$. Er is dus ontlasting van het korrelskelet. Het grondvolume zwelt; er wordt een volume water (V_2) aangezogen. Om de hoeveelheid aangezogen water te kunnen koppelen aan de korrelspanningsvermindering wordt gebruik gemaakt van de algemene formules van de elasticiteitsleer. Er dient evenwel opgemerkt dat toepassing van de formules van de elasticiteitsleer op grond onderworpen is aan zekere beperkingen (o.a. Kezdi A., 1974; Lambe T.W. et al., 1979)

- in grond zijn de vervormingen niet volledig evenredig met de spanningen.

De basisvergelijkingen uit de elasticiteit

$$\epsilon_z = \frac{\sigma_z}{E_y} \quad (\text{belaste richting}) \quad (S A3.5)$$

$$\epsilon_x = -\nu \frac{\sigma_z}{E_y}$$

$$\epsilon_y = -\nu \frac{\sigma_z}{E_y}$$

waarin E_y : Young modulus

ν : coëfficiënt van Poisson

zijn echter wel toepasbaar op grond als de vervormingen voldoende klein blijven opdat ze de belasting zelf niet zouden beïnvloeden.

- De vergelijkingen

$$\epsilon_x = \frac{1}{E_y} [\sigma_x - \nu (\sigma_y + \sigma_z)] \quad (S A3.6)$$

$$\epsilon_y = \frac{1}{E_y} [\sigma_y - \nu (\sigma_x + \sigma_z)]$$

$$\epsilon_z = \frac{1}{E_y} [\sigma_z - \nu (\sigma_x + \sigma_y)]$$

zijn geldig voor isotrope materialen.

Voor het hier behandelde probleem kan men stellen dat aan de eerste beperking voldaan is.

Met betrekking tot de tweede dient men benaderend aan te nemen dat de grond ook qua vervormingskarakteristieken isotroop is.

De volumetrische rek $\Delta V/V$ wordt gegeven door

$$\frac{\Delta V}{V} = e = \epsilon_x + \epsilon_y + \epsilon_z \quad (S A3.7)$$

Sommatie van de vergelijkingen (S A3.6) geeft

$$e = \frac{1 - 2\nu}{E_y} (\sigma_x + \sigma_y + \sigma_z) \quad (S A3.8)$$

Bij daling van het zeewateroppervlak met het getijde ontstaat een lijnvervormingstoestand. De grondmassa bevindt zich in een toestand van "samendrukking resp. ontlasting zonder zijdelingse vervorming" (E : confined compression).

Voor een lijnvervormingstoestand geldt

$$\epsilon_z \neq 0, \quad \epsilon_x = \epsilon_y = 0$$

$$\sigma_x = \sigma_y = \Delta \sigma'_z$$

$$\sigma_x = \sigma_y = \frac{\nu}{1 - \nu} \Delta \sigma'_z \quad (S A3.9)$$

In (S A3.8) gebracht geeft dit

$$\begin{aligned} \frac{\Delta V}{V} &= \frac{1-2\nu}{E_y} \left(\Delta\sigma'_z + 2 \frac{\nu}{1-\nu} \Delta\sigma'_z \right) \\ &= \frac{1-2\nu}{E_y} \left(1 + \frac{2\nu}{1-\nu} \right) \Delta\sigma'_z \\ &= \frac{(1-2\nu)(1+\nu)}{E_y(1-\nu)} \Delta\sigma'_z \end{aligned} \quad (\text{S A3.10})$$

Aangezien

$$\frac{1}{E_{oed}} = \frac{(1-2\nu)(1+\nu)}{E_y(1-\nu)} \quad (\text{S A3.11})$$

(Van Impe W.F., 1982 en 1986) wordt (S A3.10)

$$\frac{\Delta V}{V} = \frac{\Delta\sigma'_z}{E_{oed}} \quad (\text{S A3.12})$$

E_{oed} is de oedometrische samendrukkingsmodulus van de grond (zie par. S10.2.b).

Het volume water V_2 dat per eenheidsvolume grond wordt uitgeperst als de verticale korrelspanning daalt met $\Delta\sigma'_z$ is dus

$$V_2 = \frac{\Delta\sigma'_z}{E_{oed}} \quad (\text{S A3.13})$$

($V_2 < 0$, dus wordt er in feite water aangezogen)

c) De totale hoeveelheid uitgeperst water per eenheidsgrondvolume is

$$V = \frac{\Delta\sigma'_z}{E_{oed}} - \frac{n \cdot \Delta u}{K_w} \quad (\text{S A3.14})$$

Per definitie is de bergingscoëfficiënt ($E =$ Storage coëfficiënt) S gelijk aan de vrijgestelde hoeveelheid water per eenheid waterdrukdaling op de zeebodem (= eenheid waterpeildaling op zee). Betrokken op deze

eenheidsdrukdaling en na afleiding naar de tijd vinden we

$$\frac{\partial V}{\partial t} = - \left(\frac{1}{E_{oed}} + \frac{n}{K_w} \right) \frac{\partial u}{\partial t} \quad (\text{S A3.15})$$

S A3.2.3. Behoud van massa zeewater in het element dx.dz.1

Uit formule (S A3.3) en (S A3.15) volgt

$$\frac{\partial w}{\partial z} = - \left(\frac{1}{E_{oed}} + \frac{n}{K_w} \right) \frac{\partial u}{\partial t} \quad (\text{S A3.16})$$

Deze vergelijking beschrijft het behoud van massa zeewater rekening houdend met de samendrukbaarheid van het zeewater en van het korrelskelet.

S A3.3. Afleiding van de differentiaalvergelijking

Door rekening te houden met de vergelijking van Darcy (S A3.1) in (S A3.16) vinden we de vergelijking van de drukresponsie in de grondlagen onder de zeebodem

$$\frac{k}{\rho_w g} \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = \left(\frac{1}{E_{oed}} + \frac{n}{K_w} \right) \frac{\partial u}{\partial t} \quad (\text{S A3.17})$$

$$\frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = \frac{\rho_w g}{k} \left(\frac{1}{E_{oed}} + \frac{n}{K_w} \right) \frac{\partial u}{\partial t} \quad (\text{S A3.18})$$

. Via de term in $1/E_{oed}$ wordt rekening gehouden met de samendrukbaarheid van het korrelskelet.

. Via de term in n/K_w wordt rekening gehouden met de samendrukbaarheid van het water.

De vergelijking (S A3.18) is een parabolische partieël-differentiaalvergelijking die een transportverschijnsel beschrijft (soms wordt ze ook vergeleken met de zgn. warmtegeleidingsvergelijking).

APPENDIX S A4. Variatie van de porïenwaterdruk en de korrelspanning ten gevolge van de waterpeilvariatie op zee

In deze appendix werken we met fig. S10.3 waar een kwalitatief beeld van grond-, korrel- en waterdrukken wordt gegeven. We stellen ons op in een punt A gelegen h meter onder de zeebodem. Algemeen noemen we d de waterdiepte die varieert tussen d_{HW} (hoog water) en d_{LW} (laag water). Er wordt gewerkt met een getijde. Een identieke redenering geldt voor een golfbeweging.

Gezien de literatuurgegevens en gezien de eigen proefresultaten wordt rekening gehouden met het feit dat de getijgolf zich gedempt voortplant in de ondergrond.

De te onderzoeken dempingscoëfficiënt noemen we $\alpha_{p1} = A_{p1}/H_{zee}$ (vergelijking S8.2) of kortweg α .

We beschouwen de daling van het zeewater van H.W. naar L.W., de waterdiepte d daalt dus van d_{HW} naar d_{LW} .

Dan (fig. S10.3)

.daalt de grondspanning σ van o f naar o e

.daalt de waterspanning u van o c naar o b

.daalt de korrelspanning σ' van c f naar b e

Uitgeschreven geeft dit

$$\begin{aligned} \sigma_{LW} &= d_{LW} \rho_w g + h \rho_n g \\ &- (d_{LW} + h) \rho_w g + h(\rho_n g - \rho_w g) \\ &[-oa + ae - oe] \end{aligned}$$

(S A4.1)

$$\begin{aligned} \sigma_{HW} &= d_{HW} \rho_w g + h \rho_n g \\ &- (d_{HW} + h) \rho_w g + h(\rho_n g - \rho_w g) \\ &[-od + df - of] \end{aligned}$$

(S A4.2)

$$\begin{aligned} u_{HW} &= oc \\ &= od - cd \\ &= (d_{HW} + h) \rho_w g - (1 - \alpha) \frac{H_{zee}}{2} \rho_w g \\ bc &= \alpha H_{zee} \rho_w g \\ cd &= \frac{H_{zee} \rho_w g - \alpha H_{zee} \rho_w g}{2} \\ &= (1 - \alpha) \frac{H_{zee}}{2} \rho_w g \end{aligned}$$

(S A4.3)

$$\begin{aligned} u_{LW} &= ob \\ &= oa + ab \\ &= (d_{LW} + h) \rho_w g + (1 - \alpha) \frac{H_{zee}}{2} \rho_w g \end{aligned}$$

(S A4.4)

De Δu bij overgang van H.W. naar L.W. wordt

$$\begin{aligned} \Delta u &= u_{LW} - u_{HW} \\ &= (d_{LW} + h) \rho_w g + (1 - \alpha) \frac{H_{zee}}{2} \rho_w g \\ &\quad - \left[(d_{HW} + h) \rho_w g - (1 - \alpha) \frac{H_{zee}}{2} \rho_w g \right] \\ &= (1 - \alpha) \frac{H_{zee}}{2} \rho_w g - H_{zee} \rho_w g \\ &\quad + (1 - \alpha) \frac{H_{zee}}{2} \rho_w g \\ &= -H_{zee} \rho_w g + (1 - \alpha) H_{zee} \rho_w g \\ &= -\alpha H_{zee} \rho_w g \end{aligned}$$

(S A4.5)

Verder volgt uit (S A4.2) en (S A4.3) de korrelspanning bij H.W.

$$\begin{aligned}\sigma'_{HW} &= \sigma_{HW} - u_{HW} \\ &= (d_{HW} + h) \rho_w g + h(\rho_n g - \rho_w g) \\ &\quad - \left[(d_{HW} + h) \rho_w g - (1 - \alpha) \frac{H_{zoo}}{2} \rho_w g \right] \\ &= h(\rho_n g - \rho_w g) + (1 - \alpha) \frac{H_{zoo}}{2} \rho_w g \quad (S A4.6)\end{aligned}$$

Uit (S A4.1) en (S A4.4) volgt de korrelspanning bij L.W.

$$\begin{aligned}\sigma'_{LW} &= \sigma_{LW} - u_{LW} \\ &= (d_{LW} + h) \rho_w g + h(\rho_n g - \rho_w g) \\ &\quad - \left[(d_{LW} + h) \rho_w g + (1 - \alpha) \frac{H_{zoo}}{2} \rho_w g \right] \\ &= h(\rho_n g - \rho_w g) - (1 - \alpha) \frac{H_{zoo}}{2} \rho_w g \quad (S A4.7)\end{aligned}$$

en derhalve de $\Delta\sigma'$ bij overgang H.W. \rightarrow L.W.

$$\begin{aligned}\Delta\sigma' &= \sigma'_{LW} - \sigma'_{HW} \\ &= h(\rho_n g - \rho_w g) - (1 - \alpha) \frac{H_{zoo}}{2} \rho_w g \\ &\quad - \left[h(\rho_n g - \rho_w g) + (1 - \alpha) \frac{H_{zoo}}{2} \rho_w g \right] \\ &= -(1 - \alpha) H_{zoo} \rho_w g \quad (S A4.8)\end{aligned}$$

Uit (S A4.5) en (S A4.8) blijkt dat $|\Delta\sigma' + \Delta u| = \rho_w g H_{zoo}$, dat is de drukdaling overeenstemmend met de beschouwde waterpeildaling op zee.

APPENDIX S A5. Oplossing van differentiaalvergelijking (S10.7) of (S10.15)

De differentiaalvergelijking (S10.15) luidt :

$$\frac{\partial^2 u}{\partial z^2} - r^2 \frac{\partial u}{\partial t} \quad (S10.15)$$

De randvoorwaarden zijn :

- op de zeebodem ($z=0$)

$$u(0, t) = u_0 e^{\frac{2\pi i t}{T}} \quad (S10.18)$$

waarin u_0

. voor getijde

$$u_0 = H_{zoo} \rho_w g$$

. voor golven

$$u_0 = \frac{\rho_w g}{n} \frac{\frac{H}{2}}{\cosh\left(\frac{2\pi d}{L}\right)}$$

- op grote diepte

$$\lim_{z \rightarrow \infty} u(z, t) = 0 \quad (S10.19)$$

We integreren vergelijking (S10.15) door het scheiden van veranderlijken

We stellen daartoe

$$u(z, t) = Z(z) \cdot R(t) \quad (S A5.1)$$

met $Z(z)$ enkel afhankelijk van z

$R(t)$ enkel afhankelijk van t

(S A5.1) ingevoerd in (S10.15) geeft

$$Z'' \cdot R = r^2 Z R' \quad (\text{S A5.2})$$

Delen door $Z \cdot R$ geeft

$$Z''/Z = r^2 R'/R \quad (\text{S A5.3})$$

Noemen we $C_1 = Z''/Z$ en $C_2 = R'/R$ de scheidingsconstanten

dan wordt (S A5.3)

$$C_1 = r^2 C_2 \quad (\text{S A5.4})$$

Op de zeebodem geldt (S10.18)

$$Z(0) R(t) = u_0 e^{\frac{2\pi i t}{T}}$$

of

$$R(t) = \frac{u_0}{Z(0)} e^{\frac{2\pi i t}{T}} \quad (\text{S A5.5})$$

waaruit

$$R' = \frac{2\pi i}{T} R$$

zodat

$$C_2 = \frac{R'}{R} = \frac{2\pi i}{T} \quad (\text{S A5.6})$$

In (S A5.4) geeft dit

$$C_1 = r^2 \left(\frac{2\pi i}{T} \right) \quad (\text{S A5.7})$$

of

$$\frac{Z''}{Z} = r^2 \frac{2\pi i}{T}$$

$$Z'' - r^2 \frac{2\pi i}{T} Z = 0 \quad (\text{S A5.8})$$

d.i. een lineaire differentiaalvergelijking met constante coëfficiënten.

De algemene oplossing is van de vorm

$$Z = \epsilon e^{\lambda z} \quad (\text{S A5.9})$$

(met ϵ een constante), waaruit volgt

$$Z' = \lambda \epsilon e^{\lambda z}$$

$$Z'' = \lambda^2 \epsilon e^{\lambda z}$$

In (S A5.8) geeft dit

$$\lambda^2 \epsilon e^{\lambda z} - r^2 \frac{2\pi i}{T} \epsilon e^{\lambda z} = 0$$

Na deling door $\epsilon e^{\lambda z}$ vinden we

$$\lambda^2 - r^2 \frac{2\pi i}{T} = 0 \quad (\text{S A5.10})$$

of $\lambda =$ de complexe wortels uit $\frac{r^2 2\pi i}{T}$
deze zijn

$$\lambda = \sqrt{\frac{r^2 2\pi i}{T}} \cdot \frac{\sqrt{2}}{2} (\pm 1 \pm i) \quad (\text{S A5.11})$$

In (S A5.9) geeft dit

$$Z(z) = \epsilon_1 e^{\left[\sqrt{\frac{r^2 2\pi i}{T}} \frac{\sqrt{2}}{2} (1+i) \right] z} + \epsilon_2 e^{\left[\sqrt{\frac{r^2 2\pi i}{T}} \frac{\sqrt{2}}{2} (-1-i) \right] z} \quad (\text{S A5.12})$$

$$= \epsilon_1 e^{r\sqrt{\frac{\pi}{T}} z} \cdot e^{r\sqrt{\frac{\pi}{T}} i z} + \epsilon_2 e^{-r\sqrt{\frac{\pi}{T}} z} \cdot e^{-r\sqrt{\frac{\pi}{T}} i z} \quad (\text{S A5.13})$$

We brengen (S A5.5) en (S A5.13) in (S A5.1) en we beschouwen alleen het reële deel van de oplossing

$$u(z, t) = \text{Re} \left\{ \epsilon_1 \frac{u_0}{Z(0)} e^{r\sqrt{\frac{\pi}{T}} z} \cdot e^{r\sqrt{\frac{\pi}{T}} i z} \cdot e^{\frac{2\pi i t}{T}} + \epsilon_2 \frac{u_0}{Z(0)} e^{-r\sqrt{\frac{\pi}{T}} z} \cdot e^{-r\sqrt{\frac{\pi}{T}} i z} \cdot e^{\frac{2\pi i t}{T}} \right\} \quad (\text{S A5.14})$$

Stellen we

$$\epsilon_3 = \epsilon_1 \frac{u_0}{Z(0)}$$

$$\epsilon_4 = \epsilon_2 \frac{u_0}{Z(0)}$$

dan wordt (S A5.14)

$$u(z, t) = \epsilon_3 e^{i\sqrt{\frac{\pi}{T}}z} \cos \left(i\sqrt{\frac{\pi}{T}}z + \frac{2\pi t}{T} \right) + \epsilon_4 e^{-i\sqrt{\frac{\pi}{T}}z} \cos \left(-i\sqrt{\frac{\pi}{T}}z + \frac{2\pi t}{T} \right) \quad (\text{S A5.15})$$

De tweede randvoorwaarde (S10.19) stelt dat de drukvariatie op grote diepte verdwijnt, dus $\epsilon_3 = 0$. De eerste randvoorwaarde levert dan $\epsilon_4 = u_0$, zodat:

$$u(z, t) = u_0 e^{-i\sqrt{\frac{\pi}{T}}z} \cos \left(-i\sqrt{\frac{\pi}{T}}z + \frac{2\pi t}{T} \right) \quad (\text{S A5.16})$$

Stellen we $A = i\sqrt{\frac{\pi}{T}}$

$$A = \sqrt{\frac{\rho_w g \pi}{k E_{oed} T}} \quad \left[\frac{1}{m} \right] \quad (\text{S A5.17})$$

Dan wordt (S A5.16)

$$u(z, t) = u_0 e^{-Az} \cos \left(\frac{2\pi t}{T} - Az \right) \quad (\text{S A5.18})$$

De amplitude van de drukschommeling neemt dus exponentieel af met de diepte. Hierbij spelen zowel golfkarakteristieken (T , doch in feite L) als grondkarakteristieken (k , E_{oed}) een rol.

APPENDIX H A1. Literatuuroverzicht betreffende schade
aan deklagen van golfbrekers

Volgende uittreksels uit de literatuur geven een idee over de schade aan deklagen die de laatste decennia op diverse plaatsen is vastgesteld en welke conclusies men daaruit heeft getrokken. De citaten zijn in vier rubrieken samengebracht :

- schade in het algemeen
- breekbaarheid van grote deklaagelementen
- het percentage gebroken blokken en de plaats waar ze zijn gevonden
- wat zijn de gevolgtrekkingen uit het feit dat een klein percentage deklaagelementen gebroken zijn.

H A1.1. Schade in het algemeen

* Taibi B. (1983); Arzew El Djedid :

"... le brise-lames présentait, au lendemain de la tempête (28-29/12/'80) des dégâts très importants :

- *les deux musoirs étaient totalement détruits, ainsi que 30 à 40 m du profil courant adjacent*
- *sur les mille mètres centraux la carapace avait presque totalement disparu, mis à part un tronçon de 80 m ..."*

* N., Failure of the breakwater at Port Sines, Portugal (1982) :

"The structure is the largest of its kind in such an exposed environment. The breakwater is situated in a previously untried combination of unusually deep water (about 50 meters at the seaward terminus) and a high-energy marine setting (the 100-year return period significant wave height was estimated to be 11 meters). Construction was nearly complete when critical damage was

sustained in storm waves thought by most to be below the 11 meter significant wave height for which the structure was designed. The damage consisted of the complete loss of some two-thirds of the armour layer of 42 ton dolos units. At a few locations the concrete superstructure was severely damaged as a result of undermining and of wave impact on the front face where loss of the dolos has occurred".

H A1.2. Breekbaarheid van grote deklaagelementen

* Sorensen T. et al. (1985) :

"During the last five to seven years there have been a number of cases with severe damage or failure of large deep-water breakwaters armoured with concrete armour units. The main general conclusion when considering all the cases seems to be that the effect of fragility of large concrete units as armoring has not been fully realised in the design process".

* N., Design of harbour structures (1986) :

"In the early 1950's the introduction of tetrapods caused a revolution in rubble mound breakwater design. A large variety of specially shaped armour units, based on the same design principles as the tetrapod (interlocking and with a high porosity), were developed and adopted. The required weight of these units was small as compared with the required weight of concrete blocks or rocks for similar design conditions. The need for harbour development in increasingly hostile environments with little or no natural protection led to an increase in the dimensions of the armour units. Failure of breakwaters in the last decade have been shown that the necessary adaptations in breakwater design towards increasingly severe boundary conditions are more complicated than a simple

increase of weight of the armour units. Internal cracks, caused by temperature differences during hardening of the concrete, reduced the strength of the slender armour units to such a level that they were scarcely able to bear their own weight. Fracture of units occurred during construction or during ordinary storm conditions when "rocking" of the units induced fatal impact forces exceeding the tensile strength of the units. So it became obvious that fractured armour units are unable to maintain the breakwater's stability".

* Magoon O.T. et al. (1983) :

"Breakage caused by compaction : It is impossible to place armour units in the densest possible configuration. As a result of this the armour layer will be compacted by the dynamic impact of waves. Vibration is the best way to achieve maximum compaction of, for example, concrete and granular material. So the armour layers will compact under the action of the waves. In other words the waves will cause a settlement of the armour layer. ...

Obviously, this causes a change in the contact forces between individual elements both dynamically during the compaction and statically when the armour layer units are at rest again. ...

So we have a situation where the contact forces, and therefore the moments in the units, will increase under the impact of the waves. ...

For large rubble mound breakwaters, where the concrete units become relatively weaker, breakage of elements in the surface layer due to rocking and due to compaction (settlements) occurs in both the surface layer and the bottom layer. ..."

* Agema J.F. (1984) :

"8. Sterkte van de elementen.

De bekledingselementen zullen voldoende sterk moeten zijn om de belastingen te weerstaan tijdens het verwerken ervan en onder stormkondities (ontwerpgolven) op de voltooide golfbreker. Het meest gevoelig voor breuk zijn slanke elementen als tetrapoden en dolosse.

Zoals in de praktijk is gebleken zijn elementen van dit type in verschillende gevallen niet bestand gebleken tegen opgetreden golfbelastingen. Er trad breuk op met als gevolg stabiliteitsverlies van de bekleding en schade aan kruinkonstrukties, onderliggende natuursteenlagen enz. Hierbij wordt opgemerkt dat dit niet heeft gelegen aan de kwaliteit van het gebruikte beton. De schade heeft zich vooral gemanifesteerd bij havens waar sprake is van schaalvergroting wat betreft waterdiepte en golfkarakteristieken, zoals bij de golfbrekers van de haven van Sines (Portugal), Arzew (Algerije) en Tripoli (Libië).

Het totale schadebedrag aan deze golfbrekers is geraamd op meer dan één miljard gulden. De oorzaak ligt enerzijds in een onderschatting van de optredende golven, maar vooral in het feit dat de bekledingselementen niet gedimensioneerd zijn op structurele sterkte in relatie tot de optredende belastingen. Dit betreft zowel statische als dynamische belastingen.

Statische belastingen ontstaan door :

- a) het gewicht van de op een element rustende andere elementen van de bekledingslaag;
- b) wig- en boogeffekten als gevolg van de deformatie van de materialen onder de bekleding (sekundaire lagen en de kern) vooral beïnvloed door de golfbelasting.

Dynamische belastingen bestaan uit golfkrachten direkt op de elementen of onderdelen daarvan. Voorts zijn stootbelastingen van groot belang. Deze ontstaan door het be-

wegen en daardoor botsen van elementen door de golfbeweging. Als laatste speelt met het oog op de aard van de belasting ook de vermoeiing een rol.

Een extreme situatie ontstaat als afgebroken delen door de golven op andere nog intact zijnde elementen botsen. De schade in de bekleding breidt zich daardoor progressief uit.

Tenslotte ontstaan belastingen, waaronder stoten tijdens het transport en het plaatsen van de elementen op de golfbreker.

.....

10. Aanbevelingen

Op grond van het voorgaande zal uitgebreide aandacht aan de structurele sterkte van betonnen golfbrekerelementen moeten worden besteed. Hiertoe zullen de aard en de grootte van de belastingen moeten worden vastgesteld. Stootbelastingen door bewegende elementen verdienen in het bijzonder de aandacht. In het algemeen zal dit speciaal voor slanke elementen als tetrapoden en dolosse, tot een zodanig stabiliteitskriterium leiden dat slechts (zeer) beperkte bewegingen van de elementen onder ontwerp-(storm)kondities mogen optreden. Als gevolg hiervan zullen belangrijke hogere gewichten van de elementen nodig zijn, dan voor de hydraulische stabiliteit worden gevonden.

Ook kan worden gezien of de afmetingen van de dwarsdoorsnede van de armen, vooral bij de inklemmingen, groter moet zijn. Dit gaat dan wel gepaard met vermindering van de hydraulische stabiliteitseigenschappen. Gelet op de genoemde aspecten tendeert dit naar toepassing van (gegroeide) kubussen zoals in de praktijk blijkt.

Het toepassen van een konventionele wapening is niet aan te bevelen, omdat plaatselijke beschadiging van het beton, waarbij de wapening bloot komt, aanleiding geeft

tot roestvorming en desintegratie van het element.
Tenslotte kan toepassing van vezels worden overwogen, doch dit vereist nog ontwikkeling.

Daarnaast moet eventuele microscheurvorming door temperatuurspanningen tijdens het verharden van het beton worden bestudeerd. Mede in dit verband verdient het toepassen van beton met grof toeslagmateriaal en minder cement aanbeveling voor elementen met relatief grote afmetingen".

* Sorensen T. et al. (1985) :

"Since dolosse had been shown, under moderate wave attack, to be moving in such a way that was likely to cause prototype units to break, dolosse armour layers should in future be designed so that the dolosse should not move at all".

H Al.3. Het percentage gebroken elementen en de plaats waar ze zijn gevonden

* Sorensen T. et al. (1985) : Arzew El-Djedid (tetrapods, 480 kN)

"... the diver survey of the interior of the armour layer showed that just below S.W.L up to 80% of the tetrapods of both of the two layers were broken in certain sections".

* San Ciprian (dolosse, 500 kN; situation March 1982)

"North breakwater :

A large number of units are broken or severely cracked along the entire length of the breakwater.

- 17% of the total number are fully broken
- the greatest concentrations of breakage amounts to 49% of the dolosse over a distance of 17 meters.

South breakwater :

- 24,5% of the total number of dolosse are broken
- the greatest concentration of breakage at present amounts 43% over a length of 17 m".

* N., Failure of the breakwater at Port Sines, Portugal; 1982 (dolosse, 420 kN) :

- "... These films (taken of the under-water part of the armouring), showed numerous broken dolos at all depths ..."

- "... on their dive no whole of intact dolos were observed ... that virtually all of the underwater units were broken, irrespective of the state of the dolos above the water level ..."

- "It must again be emphasized that although the armour units were intact above the water level in some locations, the armour units were by-and-large damaged below the water level".

* Markle D.G. et al. (1984) :

a) Cleveland Harbour, Ohio (dolosse, 20 kN)

"... A diver's survey indicated that the broken dolosse are generally in a zone of 4 to 6 ft above and below the water level, ...".

b) General :

"... All armour unit breakage data are based on district and/or division on-site inspections of the existing conditions above water. In most cases the degree of armour unit breakage existing below water is unknown. Some diver inspections at Cleveland Harbor indicate that the breakage below the water line is less than observed above but no definite data are known".

H Al.4. Gevolgtrekkingen uit het feit dat een klein
percentage deklaagelementen gebroken zijn
(Markle D.G. et al., 1984)

* Crescent-City, California

"Although the breakwater is in relatively good condition, the surveillance of existing and new armour unit breakage should be continued".

* Humboldt Bay, California

"At this time the structure does not appear to have any serious stability problems but it should be closely monitored for possible future breakage".

* Waianae Small Boat Harbor, Hawaii

- "Of the 6.633 dolosse placed 47 were broken and left on the structure during construction. To date a total of 170 dolosse (including the 47 mentioned above) have been found broken and remain on the structure. Most of the postconstruction breakage occurred in the year following construction".

- "The breakage has caused no obvious stability problem to date, but the structure should be closely monitored to see the long term effects of the existing or future breakage that may occur".

* Cleveland Harbor, Ohio

"Annual and/or poststorm breakwater surveys should be continued to see if the existing or any additional dolos breakage begins to cause stability problems".

* Kahului Harbor, Hawaii

"The existing breakage (less than 2,6%) has not had any adverse effect on the functional integrity of the structure ; but from the amount of breakage that has occurred, it is apparent that the structure should be surveyed closely after major storm events".

APPENDIX H A2. Vergelijkend laboratoriumonderzoek :
 onderlinge vergelijking van de proef-
 resultaten op grafiek schade in functie
 van H_e

De fig. H4.22 t.e.m H4.27 geven voor de vier bloktypes de schade in functie van H_e . Deze figuren laten echter geen onderlinge vergelijking toe. Opdat rechtstreekse vergelijking van de resultaten op een grafiek, welke nauw aanleunt bij de proeven zelf nl. met horizontale schaal H_e , zou mogelijk zijn, werd een zgn. "eenheidsblok" gedefinieerd met $W = 2,30$ N en $\rho_b = 2,150$ t/m³, beide het gemiddelde van de in tabel H4.1 vermelde waarden.

$$\text{Met } \beta = \frac{\rho_b g}{((\rho_b/\rho_w) - 1)^3} \quad (\text{H A2.1})$$

wordt de Hudsonformule :

$$W = \frac{\beta \cdot H_e^3}{K_D \cdot \cotg \alpha} \quad (\text{H A2.2})$$

Toepassing voor de HARO-modelblokjes geeft :

$$W_{HM} = \frac{\beta_{HM} \cdot H_{eM}^3}{K_D \cdot \cotg \alpha} \quad (\text{HM : HARO-model}) \quad (\text{H A2.3})$$

met :

W_{HM} = het gewicht van het op model gebruikte HARO-elementje (1,954 N)

$\beta_{HM} = 25,00$ (horend bij $\rho_b = 1,915$ t/m³)

en verder :

$$W_{HE} = \frac{\beta_{HE} \cdot H_{eE}^3}{K_D \cdot \cotg \alpha} \quad (\text{HE : HARO-eenheid}) \quad (\text{H A2.4})$$

met :

W_{HE} = het gewicht van het eenheids-HAROblok (2,30 N)

$\beta_{HE} = 14,14$ (horend bij $\rho_b = 2,150$ t/m³)

(H A2.3) delen door (H A2.4) geeft :

$$W_{HM} = \frac{\beta_{HM} \cdot H_{eM}^3}{K_D \cdot \cotg \alpha} \cdot \frac{K_D \cdot \cotg \alpha}{\beta_{HE} \cdot H_{eE}^3} \cdot W_{HE} \quad (\text{H A2.5})$$

Daar alle geometrische karakteristieken van de model-HARO en de eenheids-HARO dezelfde zijn, de helling dezelfde is en enkel W en ρ_b als factor in de Hudsonformule verschillen vinden we :

$$H_{eE}^3 = \frac{\beta_{HM} W_{HE}}{\beta_{HE} W_{HM}} H_{eM}^3 \quad (\text{H A4.6})$$

en met $\beta_{HM} = 25,00$

$\beta_{HE} = 14,14$

$W_{HM} = 1,95$ N

$W_{HE} = 2,30$ N

$$\text{geeft (HA2.6) : } H_{eE} = 1,277 H_{eM} \quad (\text{H A2.7})$$

m.a.w. dezelfde schade treedt op bij H_{eM} met gebruik van werkelijke HARO-modelblokjes ($W = 1,95$ N; $\rho_b = 1,915$ t/m³) als er zou optreden bij H_{eE} (= 1,277 H_{eM}) met gebruik van eenheids-HAROblokjes ($W = 2,30$ N; $\rho_b = 2,150$ t/m³ (zie fig. H A2.1).

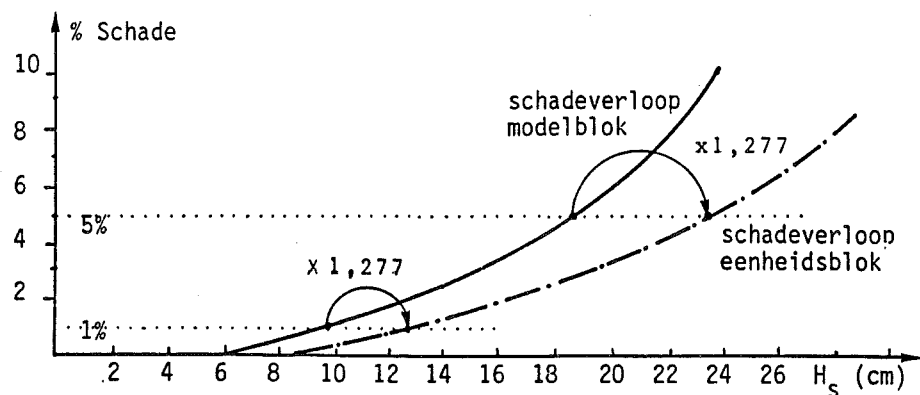


Fig. H A2.1. Principe van de omrekening van modelblok naar eenheidsblok (geldig voor HARO-blokjes)

Voor de andere deklaagelementen verkrijgen we analoog:

afgeplatte kubussen $H_{sE} = 0,972 H_{sM}$

dolossen $H_{sE} = 1,234 H_{sM}$

tetrapodes $H_{sE} = 0,770 H_{sM}$

De gemiddelde schadelijnen van fig. H4.22 t.e.m. H4.27 werden dan ook, rekening houdend met deze coëfficiënten, omgezet naar H_{sE} voor het "eenheidsblokje" en samengebracht op de fig. H A2.2 t.e.m. H A2.7.

Hieruit blijkt dat globaal beschouwd :

- * de gegroefde kubus en de tetrapode een sterk vergelijkbare hydraulische stabiliteit hebben
- * de hydraulische stabiliteit van de HARO en de dolos sterk gelijklopend is, dit ondanks de toch sterk verschillende vorm.

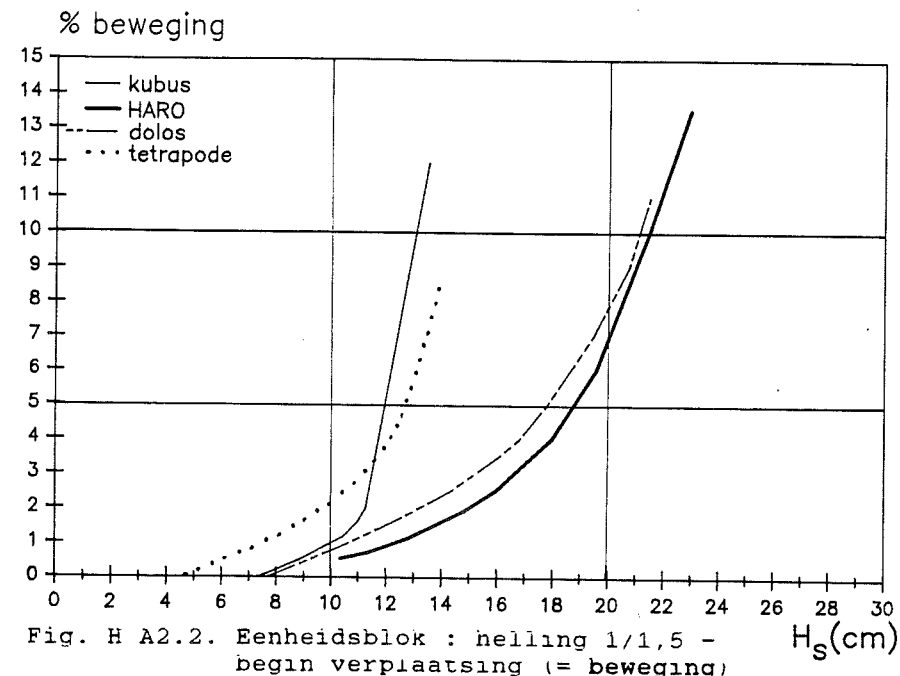


Fig. H A2.2. Eenheidsblok : helling 1/1,5 - begin verplaatsing (= beweging)

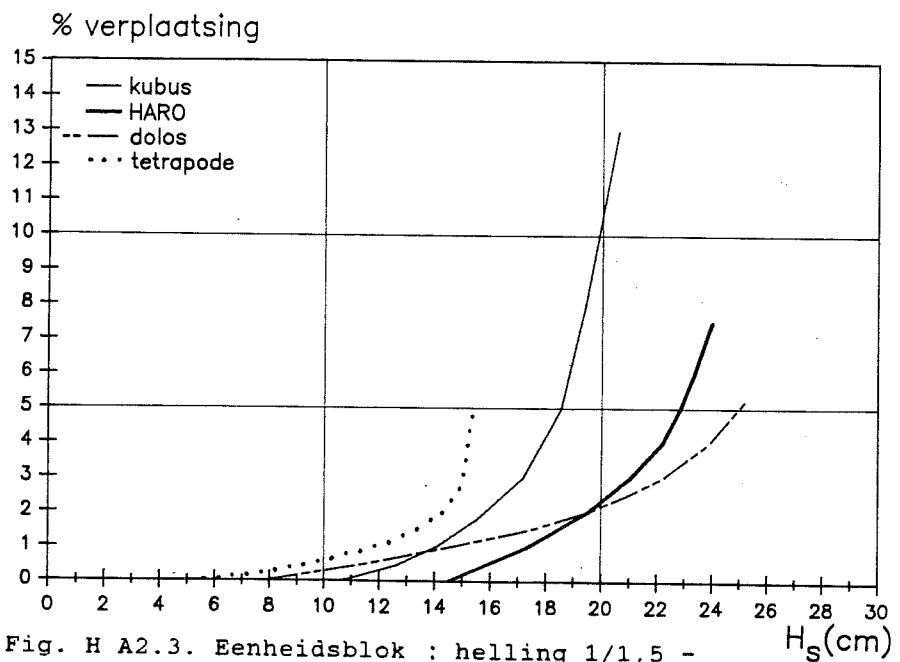


Fig. H A2.3. Eenheidsblok : helling 1/1,5 - verplaatsing over 1/2 blokmaat

% bijplaatsing

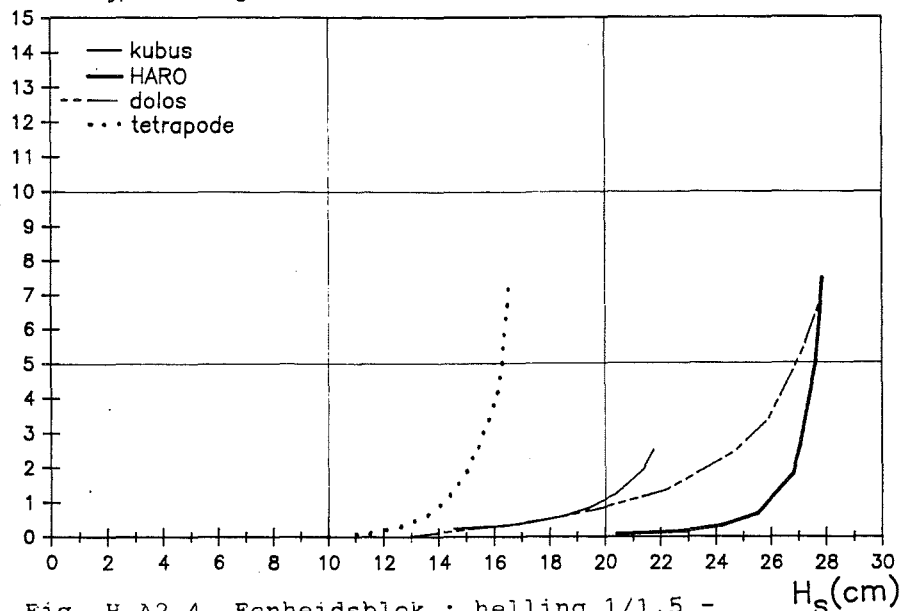


Fig. H A2.4. Eenheidsblok : helling 1/1,5 - bijplaatsing

% beweging

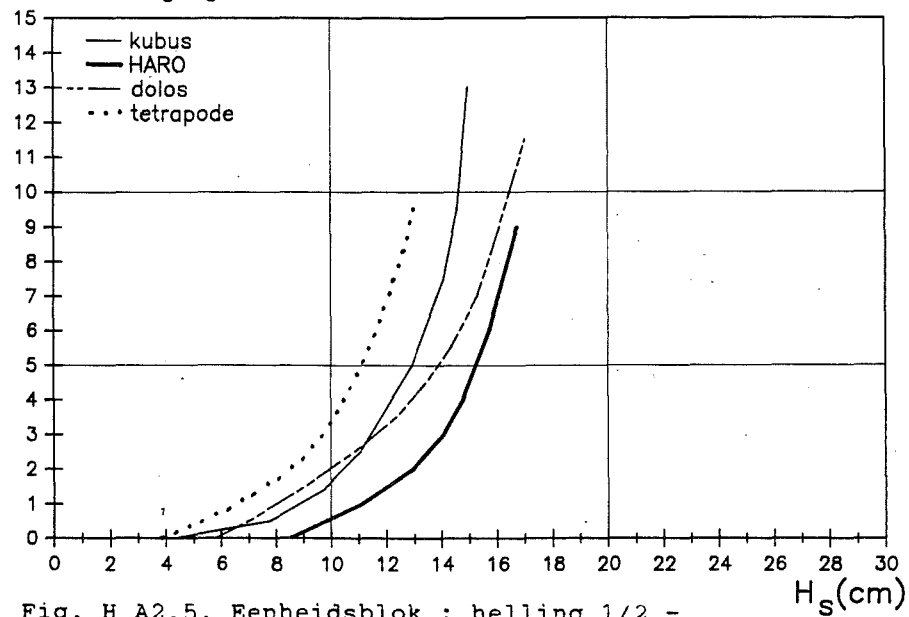


Fig. H A2.5. Eenheidsblok : helling 1/2 - begin verplaatsing (= beweging)

% verplaatsing

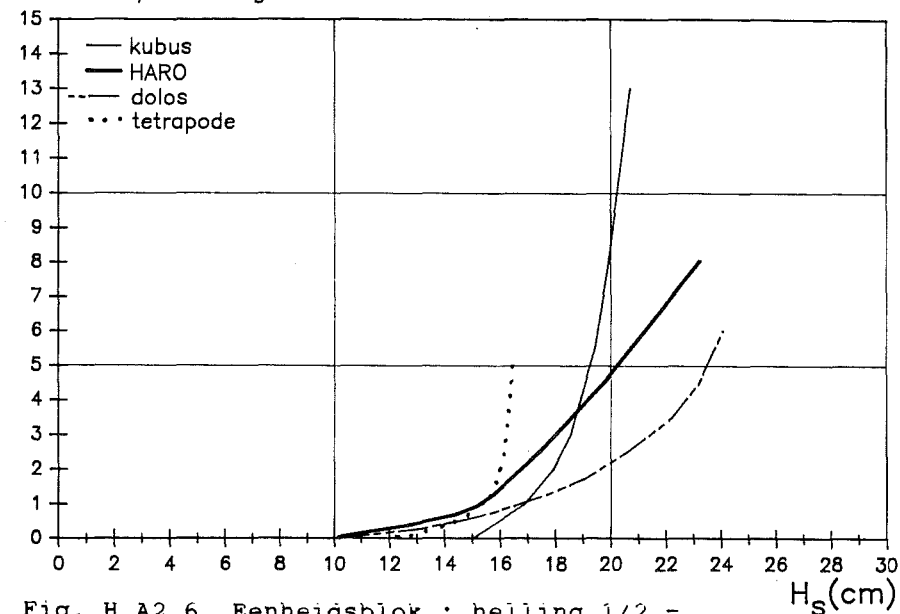


Fig. H A2.6. Eenheidsblok : helling 1/2 - verplaatsing over 1/2 blokmaat

% bijplaatsing

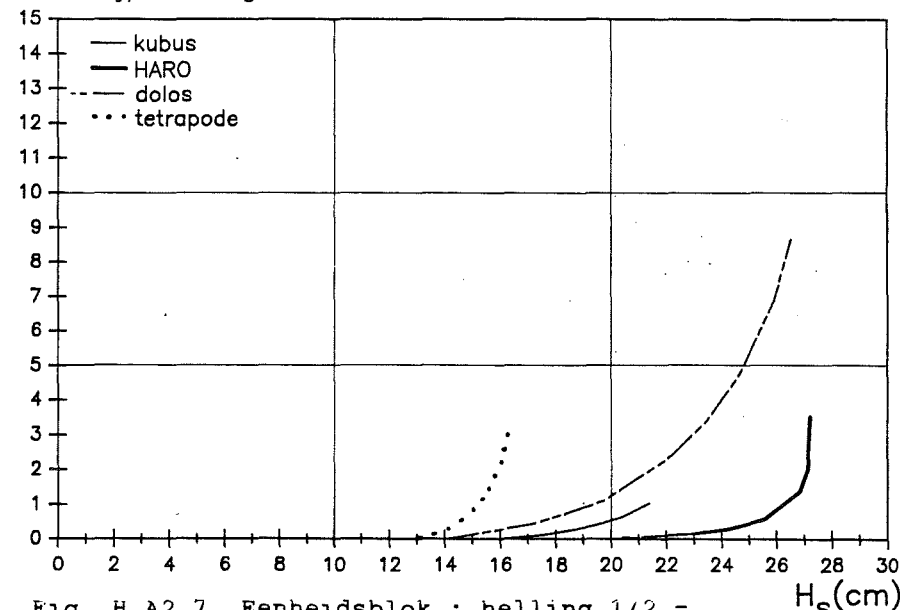


Fig. H A2.7. Eenheidsblok : helling 1/2 - bijplaatsing