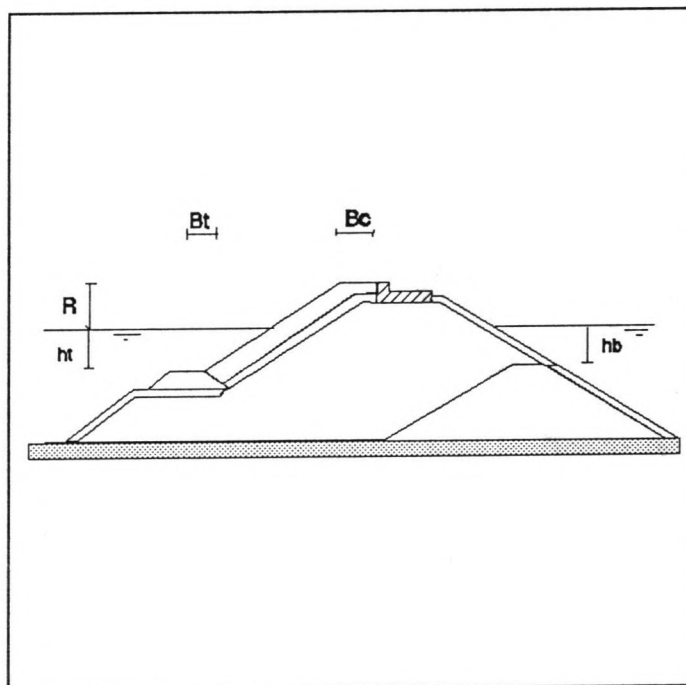


KW-GSK  
1993 - PAAS

Kaart 470

# Alternatief voor het oorspronkelijke ontwerp van de golfbreker van Arzew (El Djedid), Algerije

## DEEL A VOORSTUDIE



Bart van Paassen  
Juni 1993



**ALTERNATIEF VOOR HET OORSPRONKELIJKE ONTWERP VAN  
DE GOLFBREKER VAN ARZEW  
(EL DJEDID), ALGERIJE**

**Deel A:  
Voorstudie**

**Afstudeercommissie:**

Prof. ir. K. d' Angremond  
ir. W.H. Tutuarima  
ir. K.G. Bezuyen

## Voorwoord

Dit rapport behandelt het afstudeerproject over het ontwerp van de golfbreker van Arzew (El Djedid). Mijn stage in het kader van het vak Praktisch Werken bij de uitvoering van de reparatiewerkzaamheden aan deze golfbreker was de eerste aanzet tot de keuze van dit onderwerp.

Het project vond plaats onder begeleiding van prof. ir. K. d'Angremond, ir. W.H. Tutuarima, en ir. K.G. Bezuyen. Belangrijke informatie werd onder andere verstrekt door het aannemingsbedrijf Boskalis Zinkcon B.V..

Mijn dank gaat uit naar al de betrokkenen die zo vriendelijk waren hun kostbare tijd voor mij vrij te maken, in het bijzonder mijn directe begeleider mijnheer Tutuarima en mijnheer Van Mier die het computerprogramma 'Rocking' ter beschikking stelde. Hierbij wil ik ook mijn ouders, voor hun goede zorg, en 'de Nassi', voor de broodnodige ontspanning, betrekken.

Bart van Paassen  
Juni 1993.

## Samenvatting

De in 1978 gereedgekomen golfbreker van Arzew werd in 1980 onverwacht zwaar beschadigd. In dezelfde periode traden vergelijkbare schadegevallen op bij andere grote golfbrekers rond de Middellandse Zee. Dit is onder andere aanleiding geweest tot veel onderzoek wat de kennis op het gebied van golfbrekerontwerp vergroot heeft.

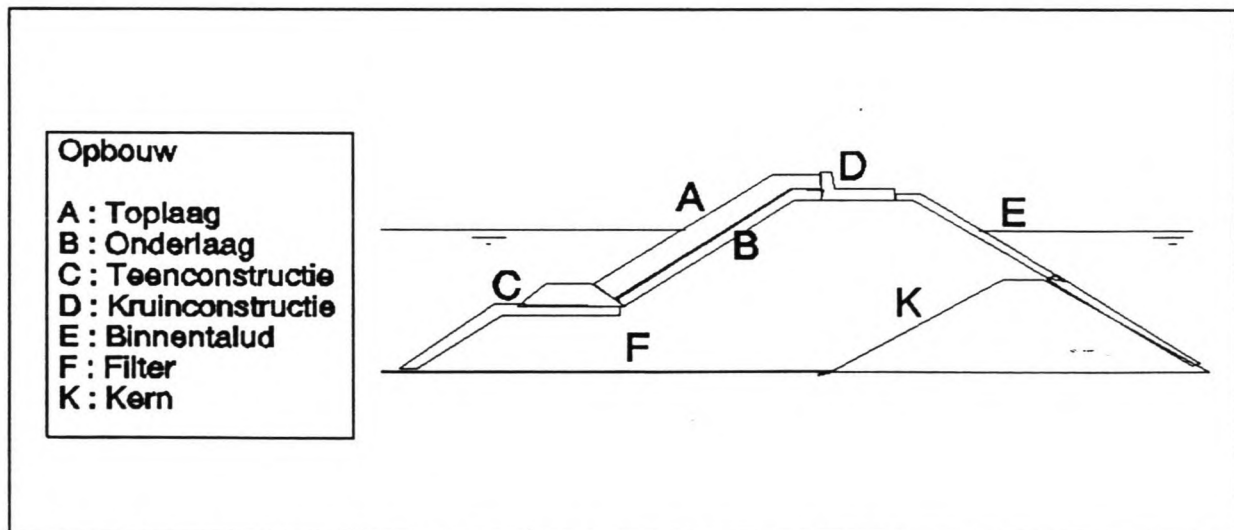
Voor dit afstudeerproject is in deel A een inventarisatie van de huidige kennis omtrent het ontwerp van golfbrekers van het type 'Arzew' gemaakt. In deze voorstudie is er vanuit gegaan dat de hoofdfunctie van de golfbreker 'het beschermen van de haven tegen invallende golven' is. De volgende oorzaken voor falen van een golfbreker zijn hierin beschreven:

### Transmissie:

Invallende golven worden niet geheel gedissipeerd door de golfbreker, maar kunnen golfslag binnen de haven veroorzaken. Van der Meer e.a. geven een betrekking voor golftransmissie.

### Golfoverslag:

Over de kruin slaande golven geven onrust in de haven en zijn een gevaar voor de stabiliteit van de golfbreker. Richtlijnen voor toelaatbare gemiddelde golfoverslagdebieten (uitgedrukt in liter/seconde/meter) zijn gegeven door de CUR. Een geschikte betrekking voor de bepaling van golfoverslagdebieten van golfbrekers van het type 'Arzew' wordt gegeven met de formule van Bradbury (CUR, 1991).



Figuur I De onderdelen van een golfbreker van het type 'Arzew'.

### Instabiliteit van een of meerdere onderdelen van de golfbreker (zie figuur I):

#### -Toplaag:

Instabiliteit van toplaagelementen leidt tot ondermijning van de fijnere onderdelen van de golfbreker. Het kan opgedeeld worden in:

1. Hydraulische instabiliteit (ofwel wegslaan) van toplaagelementen. Dit kan onder andere beschreven worden met de bekende formule van Hudson en met door Van der Meer ontwikkelde stabiliteitformules.
2. Strukturele instabiliteit (ofwel breken) van toplaagelementen. Van der Meer e.a. hebben een betrekking afgeleid waarmee de verdeling van botssnelheden in een met kubussen of tetrapodes bedekt talud onder golfaanval beschreven wordt. Hiermee kan structurele instabiliteit

beschreven worden met een zogenaamde indirecte faalanalyse waarbij ervan wordt uitgegaan dat toplaagelementen breken wanneer een maximaal toelaatbare botssnelheid wordt overschreden. Tegenwoordig is er ook inzicht in het directe verband tussen de botssnelheid en de uitgeoefende kracht P. Op basis van een zogenaamde kracht-tijd relatie (Van Mier) is door de CUR werkgroep het computerprogramma 'Rocking' opgesteld waarmee het aantal brekende blokken in een talud onder golfaanval te berekenen is.

- Binnentalud: Vooral door golfoverslag kunnen de blokken in het binnentalud weggeslagen worden met ondermijning van de kern als gevolg. Uit onder andere onderzoeksresultaten van Van der Meer voor bermgolfbrekers is een betrekking afgeleid die de stabiliteit van blokken in het binnentalud als functie van de steendiameter, de piekperiode en het golfoverslagdebiet geeft. Deze blijkt in deel B goed overeen te komen met de resultaten uit een door Pylarczyck gegeven betrekking.
- Zakking: De verschillende uit los materiaal bestaande onderdelen moeten elkaar vasthouden en toch voldoende waterdoorlatend zijn. Om aan deze eisen te voldoen kan uitgegaan worden van zogenaamde geometrische methoden of van zogenaamde hydraulische methoden. Verder hangt de opbouw van de lagen sterk samen met de capaciteit van de beschikbare steengroeve.
- Kruinconstructie: Bij schuiven of kantelen van de betonnen kruinconstructie verliest deze zijn ondersteunende en waterkerende functies. De krachtswerking op een kruinconstructie is beschreven door Jensen.
- Afschuiven: Binnen het lichaam van de golfbreker kan er een zogenaamd instabiel glijdvlak ontstaan waarlangs het talud af kan schuiven. Zo'n glijdvlak kan door de teen, door de toplaag of langs het scheidingsvlak van de toplaag en de onderlaag lopen. Een methode om dit mechanisme te beschrijven wordt gegeven door Bishop.

Uit publicaties (waaronder van P. Bruun en Bordereau C) komt in deel A naar voren dat de schade aan de golfbreker van Arzew (El Djedid) in december 1980 te wijten was aan:

1. De structurele instabiliteit van de tetrapodes in de toplaag.
2. De hoge significante golfhoopte gedurende de storm.
3. Progressieve schade aan de kern, de kruinconstructie en het binnentalud als gevolg van de schade aan de toplaag.

Ten aanzien van de ontwerpcriteria die geleid hebben tot het oorspronkelijke ontwerp is geconcludeerd dat:

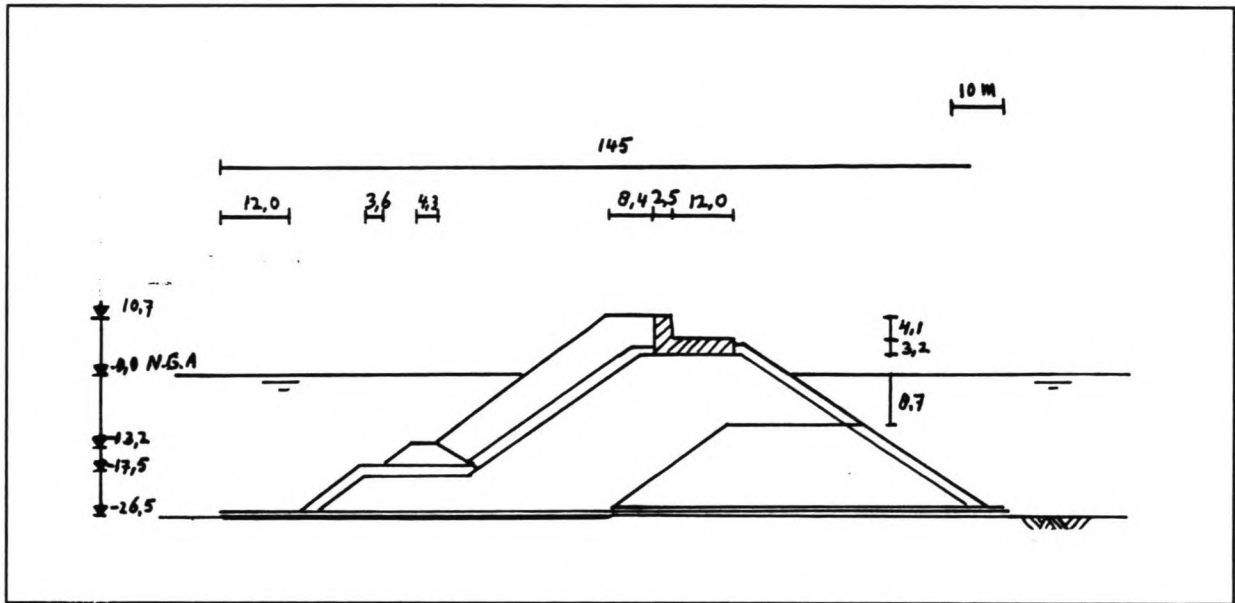
1. Ernstige schade geaccepteerd werd bij een significante golfhoopte van 9.9 meter.
2. Begin van schade geaccepteerd werd bij een significante golfhoopte van 8.0 meter.

Op basis van de in deel A beschreven voorstudie en enige randvoorwaarden (zoals een golfhoopte verdeling en een Rosin Rammler verdeling voor de capaciteit van steengroeve 'Kristel') zijn er in deel B tien alternatieve ontwerpen opgesteld voor de golfbreker van Arzew. Vijf van de alternatieven zijn uitgevoerd met kubussen en vijf ervan met tetrapodes in de toplaag.

Verder zijn de alternatieven gebaseerd op variatie van de ontwerp golfhoopte als functie van de terugkeerperiode, namelijk 50, 100, 300, 500 en 1000 jaar. Bij deze ontwerp golfhoopte wordt voor elk onderdeel *serious damage* ofwel ernstige schade geaccepteerd. Zo wordt voorkomen dat het ene onderdeel weinig schade ondervindt terwijl een ander onderdeel bezwijkt en zo de hele golfbreker doet bezwijken.

Behalve stabiliteitseisen zijn er functionele eisen en eisen ten aanzien van de uitvoerbaarheid opgesteld. De functionele eisen geven omstandigheden aan waaronder een golfbreker zijn functies moet volbrengen. In dit geval zijn de functies van de golfbreker het beschermen van de haven tegen invallende golven en het dienst doen als aanlegsteiger voor olie tankers.

Elk van de in deel A beschreven mechanismen zijn beschouwd in de tien golfbreker ontwerpen. Hulpmiddelen hierbij waren bijvoorbeeld het computerprogramma 'Rocking' voor de bepaling van het aantal brekende toplaagelementen en het computerprogramma STABIL voor de controle op afschuiving. In figuur II is een dwarsdoorsnede van een van deze alternatieven weergegeven.



Figuur II Dwarsdoorsnede van het derde alternatief met kubussen

Om een keuze uit deze alternatieven te kunnen maken zijn voor elk ontwerp de totale gekapitaliseerde kosten gedurende de levensduur van de golfbreker bepaald. Deze totale kosten bestaan behalve uit bouwkosten uit de directe schadekosten (als gevolg van schade aan de toplaag) en de indirecte schadekosten (als gevolg van economische schade aan de haven). Voor deze kostenbepaling is gebruik gemaakt van eenheidsprijzen die zijn verstrekt door Boskalis Zinkcon B.V. en gelden voor dit specifieke geval.

Uit deze beschouwing blijkt dat golfbrekers van het type 'Arzew' het voordeligst uitgevoerd kunnen worden met kubusvormige toplaagelementen. In dit specifieke geval zou het derde alternatief met kubussen (met een ontwerpgolfhoogte van 8.9 m) de laagste totale kosten gedurende de geplande levensduur van de golfbreker hebben.

De combinatie van de bouwkosten, de directe schadekosten en de indirecte schadekosten is verder bepalend voor de keuze van de ontwerpgolfhoogte. Een betrouwbaarheidsanalyse leert dat afwijkingen van de geschatte indirecte en directe schadekosten bij *serious damage*, en toekenning van spreiding in de stabiliteitsbepalende variabelen invloed hebben op de te kiezen ontwerpgolfhoogte.

Tot slot zijn enkele in deel B beschreven ontwerpen vergeleken met het oorspronkelijke ontwerp en de huidige situatie. De ontwerpgolfhoogte van het oorspronkelijke ontwerp ( $H_{ssd} = 9.9$  m) blijkt hoog te zijn in vergelijking tot de ontwerpgolfhoogte van het gekozen ('optimale') ontwerp ( $H_{ssd} = 8.9$  m). Wanneer de huidige inzichten ten aanzien van het ontwerp van golfbrekers van het type 'Arzew' en een ontwerpgolfhoogte van circa 10 meter toegepast zouden zijn zou het ontwerp van de golfbreker van Arzew (El Djedid) tetrapodes van 68 ton in plaats van 48 ton gehad hebben.

# Inhoudsopgave

<b>0</b>	<b>Algemene inleiding</b>	
0.1	Inleiding . . . . .	1
0.2	Probleemstelling . . . . .	1
0.3	Doelstelling van het afstudeerproject . . . . .	3
0.4	Aanpak . . . . .	3
<b>1</b>	<b>Algemene beschrijving van golfbrekers van het type 'Arzew'</b>	
1.1	Inleiding . . . . .	4
1.2	De onderdelen van de golfbreker en hun functies . . . . .	5
1.3	Oorzaken voor het falen van golfbrekers van het type 'Arzew' . . . . .	6
<b>2</b>	<b>Transmissie</b>	
2.1	Inleiding . . . . .	8
2.2	-Beschrijving van transmissie . . . . .	9
<b>3</b>	<b>Golfoverslag</b>	
3.1	Inleiding . . . . .	11
3.2	Beschrijving van golfoverslag . . . . .	12
<b>4</b>	<b>Instabiliteit van toplaagelementen</b>	
4.1	Inleiding . . . . .	15
4.2	Hydraulische instabiliteit van toplaagelementen . . . . .	15
4.3	Structurele instabiliteit	
4.3.1	Inleiding . . . . .	20
4.3.2	Kubussen en tetrapodes . . . . .	21
4.3.3	Het computerprogramma 'Rocking' . . . . .	27
4.3.4	Dolossen . . . . .	28
4.3.5	Vermoeiing . . . . .	30
4.3.6	Thermische hardingseffecten . . . . .	32
<b>5</b>	<b>Instabiliteit van het binnentalud</b>	
5.1	Inleiding . . . . .	33
5.2	Ontwerp van het binnentalud . . . . .	33
<b>6</b>	<b>Instabiliteit door zakking</b>	
6.1	Inleiding . . . . .	37
6.2	Zakking als gevolg van opbouw van de lagen	
6.2.1	Inleiding . . . . .	38
6.2.2	Filtereisen op basis van geometrische methoden . . . . .	38
6.2.3	Filtereisen op basis van hydraulische methoden . . . . .	39
6.2.4	Gebruik van de filterregels . . . . .	41
6.2.5	Overgang van de toplaag en de eerste tussenlaag . . . . .	41
6.2.6	Toepassing van een filterdoek in de onderlaag . . . . .	42
6.2.7	Het beschikbare materiaal . . . . .	42
6.2.8	Afmetingen van de lagen . . . . .	43

<b>7</b>	<b>Falen van de kruinconstructie</b>	
7.1	Inleiding . . . . .	44
7.2	Krachtenwerking op kruinconstructies . . . . .	46
7.3	Stabiliteit van de kruinconstructie tegen wegschuiven . . . . .	48
7.4	Instabiliteit van de kruinconstructie ten aanzien van de mechanismen breken van de opstaande muur en kantelen . . . . .	49
7.5	Opmerkingen . . . . .	49
<b>8</b>	<b>Instabiliteit als gevolg van afschuiven</b>	
8.1	Inleiding . . . . .	50
8.2	Afschuiving van het talud langs een glijvlak dat door de verschillende lagen en de bodem heen loopt . . . . .	51
8.3	Afschuiven van de toplaag . . . . .	53
8.4	De teenconstructie . . . . .	54
8.5	De diepte van de teen . . . . .	55
<b>9</b>	<b>De oorspronkelijke golfbreker van Arzew el Djedid</b>	
9.1	Inleiding . . . . .	56
9.2	Beschrijving van het oorspronkelijke ontwerp . . . . .	56
9.3	De opgetreden schade . . . . .	58
9.4	Mogelijke oorzaken voor de schade aan de golfbreker van Arzew (el Djedid) . . . . .	60
9.5	Conclusies . . . . .	62
	Literatuurlijst . . . . .	63



## 0. Algemene Inleiding

### 0.1 Inleiding

Om havens en kusten te beschermen tegen golfaanval vanuit zee is veelvuldig gebruik gemaakt van golfbrekers. Daarbij heeft het principe van de stortstenen golfbreker, afgedekt met zware rots- of betonblokken, de grootste toepassing gevonden.

In de zeventiger jaren is er mede als gevolg van de schaalvergroting in de scheepvaart een behoefte aan grote en diep in zee liggende golfbrekers ontstaan. Om deze golfbrekers te beschermen zijn deze steeds vaker toegepast met zware en slanke betonnen toplaagelementen. Eind zeventiger jaren is, getuige de ernstige schade aan enkele juist gebouwde golfbrekers in de Middellandse Zee, gebleken dat dit concept andere dan hydraulische problemen met zich mee brengt.

In dit afstudeerverslag wordt de golfbreker van de nieuwe haven van Arzew opnieuw beschouwd. Arzew is een jonge industriestad aan de kust van Algerije, ten oosten van Oran. In Figuur 0.1 is een situatieschets met een plattegrond van de haven van Arzew (El Djedid) opgenomen.

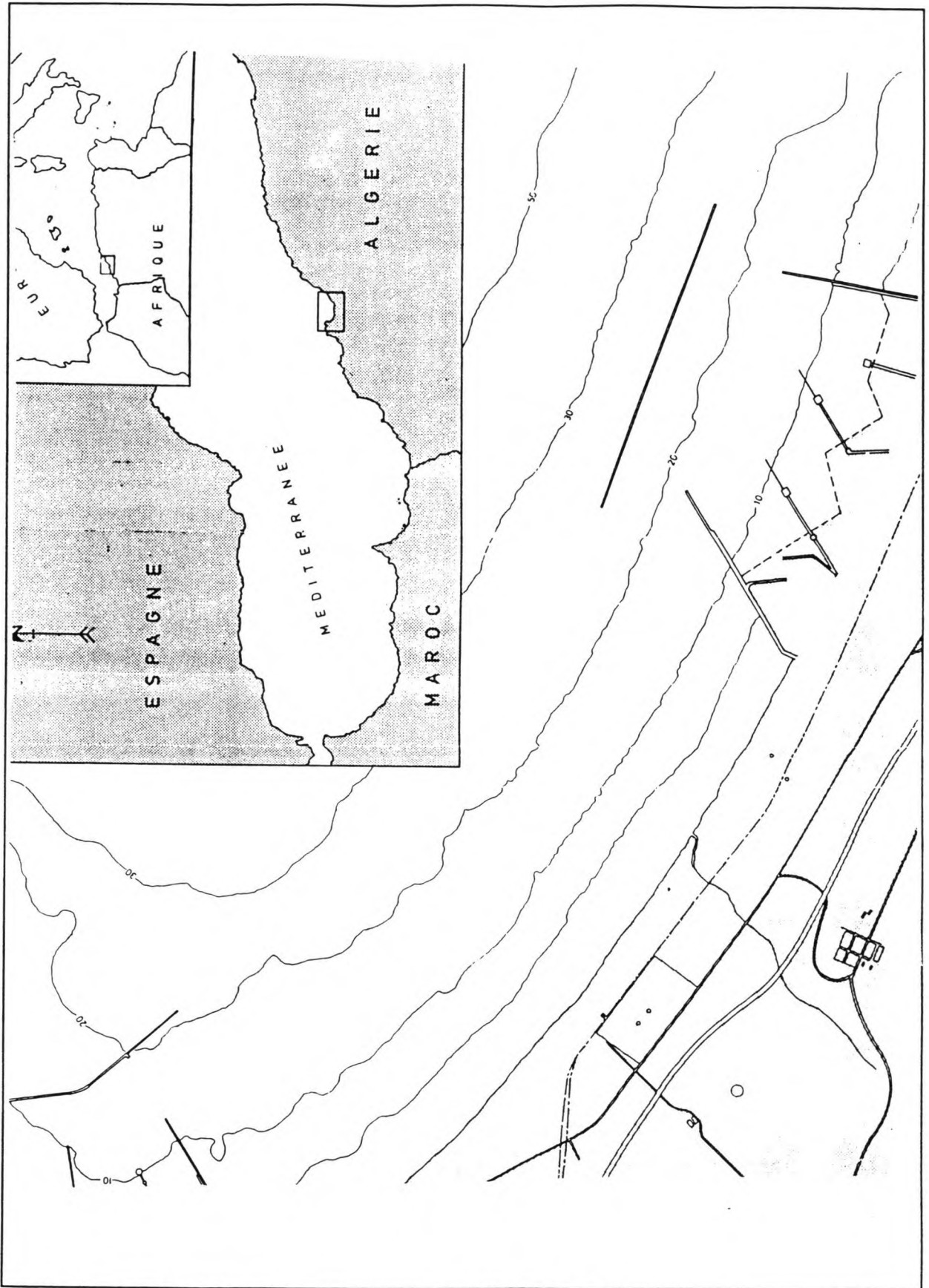
De haven van Arzew (El Djedid) is aangelegd voor de export van aardolie en vloeibaar gemaakt aardgas uit de Sahara. Omdat deze haven geen natuurlijke bescherming heeft is er evenwijdig aan de kust een twee kilometer lange golfbreker aangelegd zodat hierachter ongehinderd havenactiviteiten plaats moeten kunnen vinden.

Deze golfbreker werd in 1978 opgeleverd en ondervond op 28 december 1980 ernstige schade aan onder meer de toplaag. De fatale storm had een significante golfhoogte van circa 9.0 meter waarmee de ontwerp golfhoogte van 9.9 meter niet overschreden werd. Algemeen wordt aangenomen dat de structurele instabiliteit van de 48 tons tetrapodes in de toplaag een belangrijke oorzaak voor dit schadegeval is geweest.

De grote schade aan de golfbreker van Arzew (El Djedid) is onder andere aanleiding geweest tot veel onderzoek op het gebied van het ontwerp van dit soort golfbrekers. Dit heeft bijvoorbeeld geleid tot een vervanging van de veel gebruikte formule van Hudson welke de stabiliteit van toplaagelementen beschrijft. Ook is er inzicht gekomen in het mechanisme van *rocking* waarbij het botsen van de toplaagelementen aanleiding geeft tot het breken ervan.

### 0.2 Probleemstelling

De golfbreker van Arzew (El Djedid) bezweek onder een stormsituatie die minder ernstig was dan de ontwerpconditie. Hoe zou nu, met de huidige kennis op het gebied van het ontwerp van dit soort golfbrekers, het ontwerp gemaakt worden?



Figuur 0.1 *Situatieschets van de haven van Arzew (El Djedid)*

### 0.3 Doelstelling van het afstudeerproject

In dit rapport wordt verslag gedaan van de ontwikkeling van een alternatief ontwerp voor de dwarsdoorsnede van de oorspronkelijke golfbreker van Arzew (El Djedid) op basis van de huidige kennis op het gebied van het ontwerp van golfbrekers van het type 'Arzew'.

Bij de keuze van een alternatief worden alternatieven met verschillende stabiliteitscriteria en toplaagelementen (kubussen of tetrapodes) vergeleken. Het alternatief met de laagste totale gekapitaliseerde kosten gedurende de levensduur van de golfbreker zal hierbij gekozen worden.

### 0.4 Aanpak

Bij de ontwikkeling van een alternatief ontwerp is gebruik gemaakt van de huidige kennis op het gebied van het ontwerp van golfbrekers van het type 'Arzew', wat in dit deel A in kaart gebracht is. Daarnaast is er een literatuuronderzoek gedaan naar de oorzaken voor het falen van de oorspronkelijke golfbreker van Arzew. Een lijst van in deel A geraadpleegde literatuur is achterin deel A opgenomen.

In deel B zijn 10 alternatieven ontwikkeld (vijf met kubussen en vijf met tetrapodes in de toplaag) en daarbij gebaseerd op variatie van de ontwerp golfhoogte als functie van de terugkeerperiode. Zo kan er op basis van een vergelijking van de totale gekapitaliseerde kosten gedurende de geplande levensduur een optimaal stabiliteitscriterium gekozen worden. Voor het ontwerp en de kostenbeschouwing is onder meer gebruik gemaakt van door Boskalis Zinkcon B.V. verstrekte gegevens en het computerprogramma 'Rocking' dat onder toezicht van de CUR ontwikkeld is.

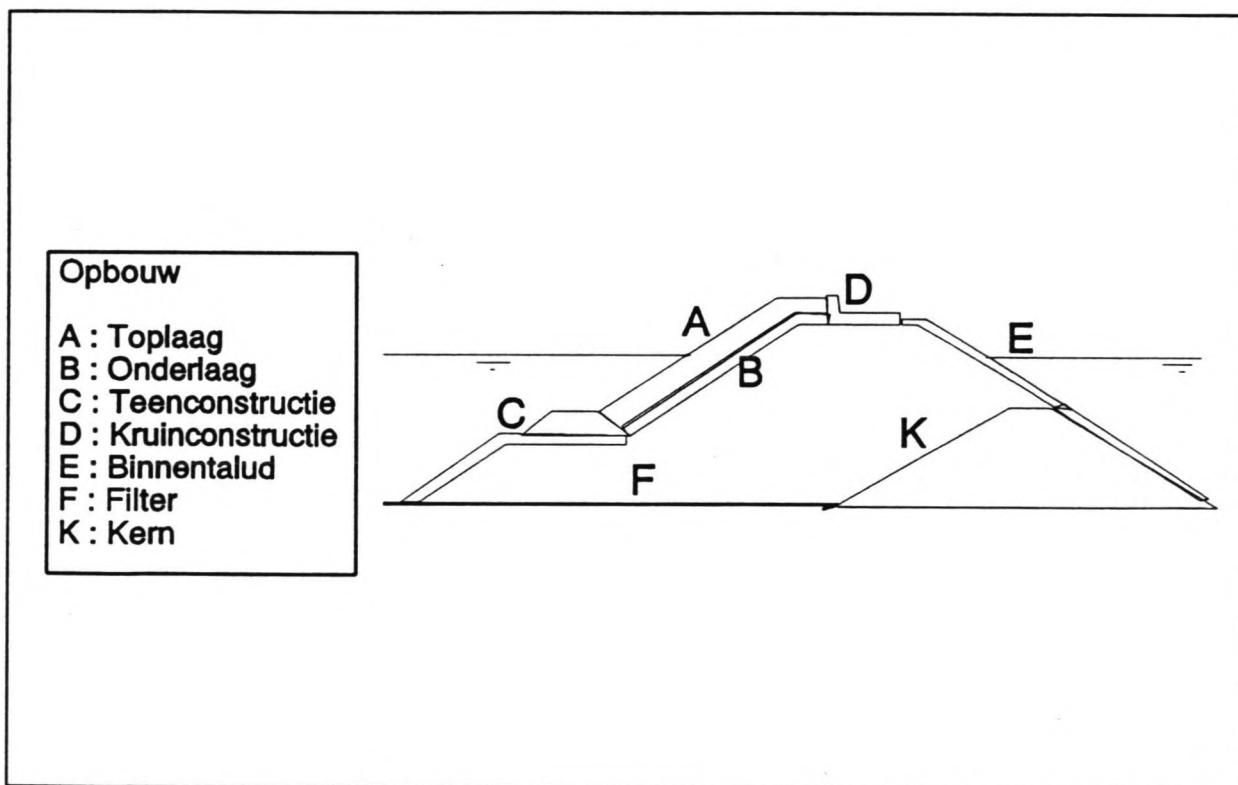
Het verslag wordt afgesloten met een globale vergelijking van enkele alternatieve ontwerpen met het oorspronkelijke ontwerp en de huidige situatie.

# 1 Algemene beschrijving van golfbrekers van het type 'Arzew'

## 1.2 Inleiding

Golfbrekers van het type 'Arzew' vallen onder de zogenaamde conventionele golfbrekers. Deze zijn over het algemeen opgebouwd uit meerdere lagen steen van verschillende grootte en wordt steeds breder naarmate de diepte toeneemt. Conventionele golfbrekers zijn voorzien van een statisch stabiele toplaag.

In figuur 1.1 is een karakteristieke dwarsdoorsnede van een golfbreker van het type 'Arzew' afgebeeld. Deze bevat een aantal onderdelen die in figuur 1.1 genummerd zijn en in hoofdstuk 2 worden beschreven. De toplaag bestaat hierbij uit betonnen blokken, en ook de kruinconstructie is van beton. De golfbreker van Arzew (el Djedid) wordt verder gekenmerkt door het feit dat hij evenwijdig aan de kust in zee ligt en dus nergens verbonden is met het vasteland. Dit type golfbreker wordt vaak aangeduid met de term *detached breakwater*.



figuur 1.1 Karakteristieke doorsnede van een golfbreker van het type 'Arzew'.

Deze literatuurstudie geeft een overzicht van de huidige kennis op het gebied van het ontwerp van golfbrekers van het type 'Arzew'. Hierbij is er van uitgegaan dat de hoofdfunctie van de golfbreker is:

'Het beschermen van de haven tegen invallende golven.'

## 1.2 De onderdelen van de golfbreker en hun functies

In figuur 1.1 is een dwarsdoorsnede van een golfbreker van het type 'Arzew' weergegeven. Hierin zijn (met letters) de volgende onderdelen aangegeven:

- A De toplaag**

Het talud aan de zeezijde ligt bedekt met een of meerdere lagen betonblokken. De taludhelling is meestal 1:1.5 en het gewicht van de blokken kan tientallen tonnen bedragen. Veel toegepaste typen blokken zijn kubussen, tetrapodes en dolossen. De soms bijzondere vormen bevorderen eigenschappen zoals porositeit en interlocking. De functie van de toplaag is het opvangen van de belastingen afkomstig van de invallende golven.
- B De onderlaag**

Tussen de toplaag en de kern van de golfbreker bevindt zich de onderlaag. Deze is opgebouwd uit steen afkomstig van een steengroeve. De functie van de onderlaag is het in stand houden van het onderliggende kernmateriaal.
- C De teenconstructie**

Aan de voet van het talud bevindt zich een teenconstructie. Deze bestaat uit een met zware rotsblokken bedekte berm en eventueel een versterking van de bodem. De functies van de teenconstructie zijn het ondersteunen van de toplaag, het vasthouden van het kernmateriaal en bescherming bieden tegen ontgroningen.
- D De kruinconstructie**

Bovenop de golfbreker staat een L-vormige betonnen kruinconstructie die relatief stijf is ten opzichte van de rest van de onderdelen. De functies hiervan zijn het begaanbaar maken van de kruin (ten behoeve van de aanleg en reparaties), en steun geven aan de toplaag.
- E Het binnentalud**

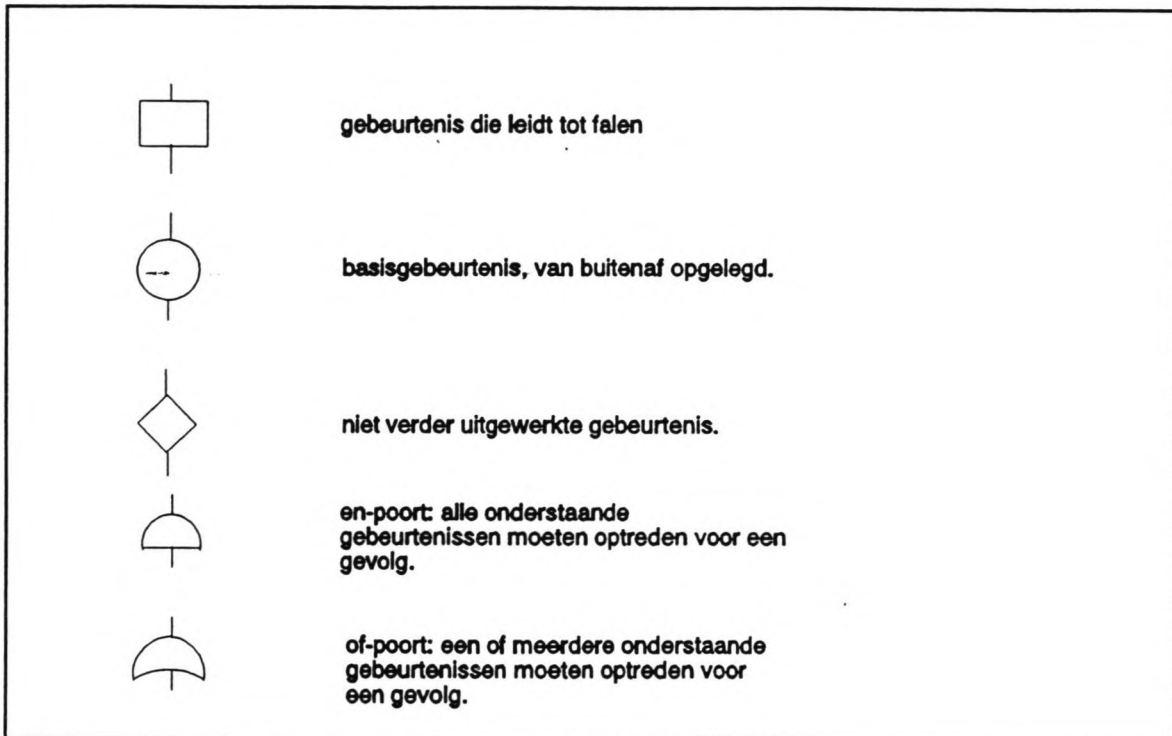
Het talud aan de binnenzijde is bedekt met rotsblokken. De functie van het binnentalud is het beschermen van het kernmateriaal tegen golf- en stroomaanval vanuit de haven en tegen golfoverslag.
- F Het filter**

Tussen de kern en de zandbodem bevindt zich een filter. Dit is ofwel een uit stortsteen opgebouwd filter of een kunststof filterdoek. Het filter loopt door over de bodem voor de teen. De functie van het filter is voorkomen dat het fijne zand uit de bodem in de kern of de teenconstructie dringt zodat er geen holten ontstaan.
- K De kern**

Binnen in de golfbreker bevindt zich steengruis (engels: *quarry run*). Dit is goedkoop steen dat echter wel draagkracht moet hebben en aan te brengen moet zijn.

### 1.3 Oorzaken voor het falen van golfbrekers golfbrekers van het type 'Arzew'

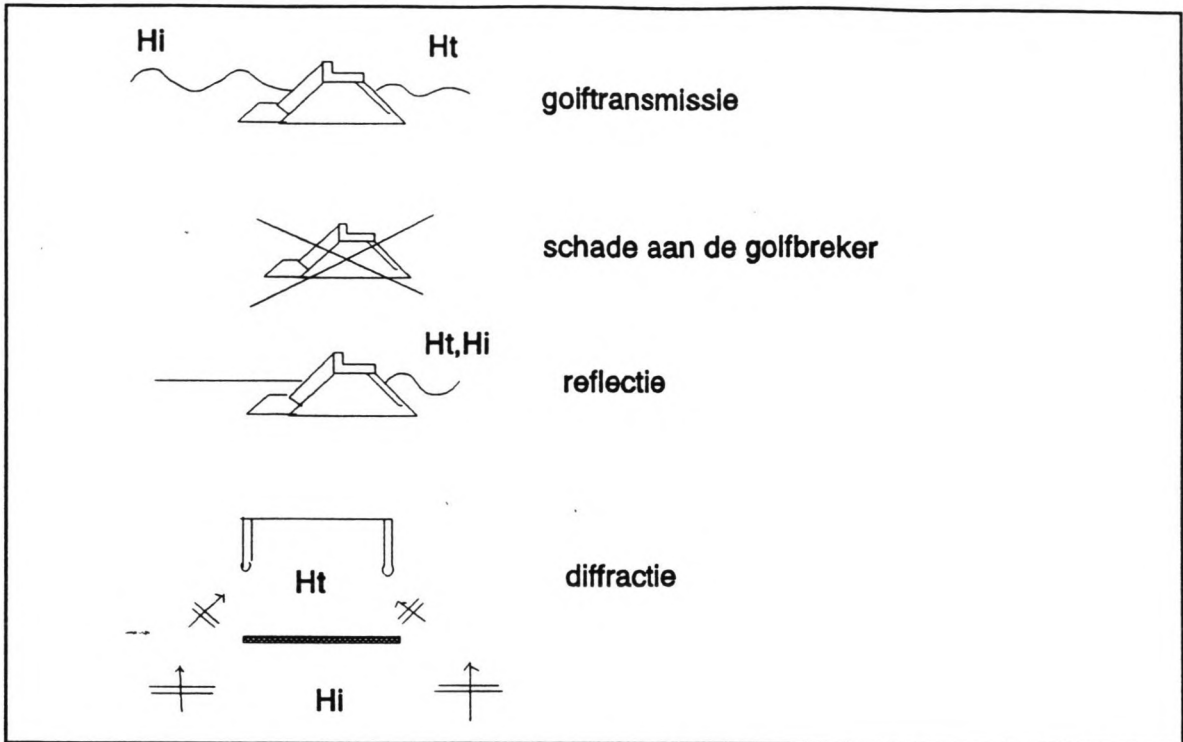
Naast de hoofdfunctie voor de gehele golfbreker zijn er voor elk onderdeel eveneens functies aan te wijzen. Wanneer aan deze functies niet wordt voldaan heeft dit gevolgen voor de hoofdfunctie. Het gedrag van golfbrekers is daarom goed te beschrijven met een zogenaamde faalboom. Hierin worden voor falen ( ofwel onvoldoende demping van golven) mogelijke oorzaken gegeven die ook weer hun oorzaken hebben. In de hier gebruikte faalboom worden de symbolen gebruikt die in figuur 1.2 zijn beschreven.



figuur 1.2 Symbolen die gebruikt worden in de faalboom.

Oorzaken voor falen zijn:

- a **Transmissie**  
Hierbij planten invallende golven zich door of over de golfbreker heen voort naar de haven
- b **Reflectie**  
Golven binnen de haven bereiken hierbij de oevers en worden gedeeltelijk teruggekaatst.
- c **Schade aan de golfbreker (instabiliteit)**  
Wanneer de golfbreker bezwijkt of schade ondervindt dan heeft dat gevolgen voor het functioneren van de golfbreker. Dit kan optreden door:
  - Golfoverslag                      Golven slaan over de golfbreker heen wat de stabiliteit van de lizijde van de golfbreker in gevaar kan brengen.
  - Afschuiving                        Er ontstaat een instabiel glijvlak in het lichaam van de golfbreker waarlangs afschuiving optreedt.

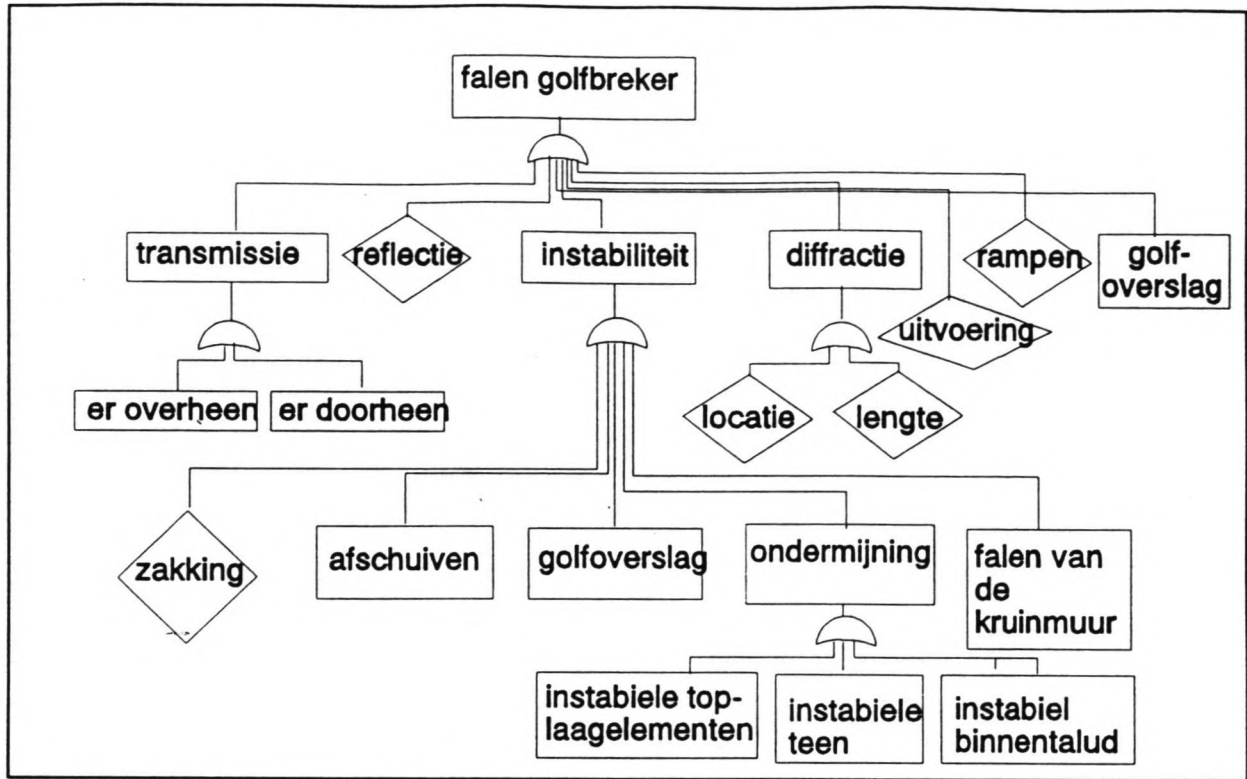


figuur 1.3 *Mechanismen die leiden tot falen.*

- |                 |  |
|-----------------|--|
| Ondermijning    | Toplaagelementen, blokken in de teen en blokken in het binnentalud kunnen onder invloed van golfkrachten instabiel worden waarbij het onderliggende materiaal bloot komt te liggen en wegspoelt. |
| Zakking         | Materiaal uit de golfbreker spoelt uit waardoor zakking kan optreden. Zakking kan verder een gevolg zijn van klink en zetting.   |
| Falen kruinmuur | In geval van bezwijken van de kruinmuur gaat zijn bijdrage aan de kerende hoogte verloren.   |

- d **Diffractie**  
Golven die langs de golfbreker lopen worden afgebogen en veroorzaken binnen de haven golfslag die havenactiviteiten kunnen verhinderen.
- e **Rampen**  
Aanvaringen, explosies, aardbevingen etcetera. Ook wel aangeduid als "*acts of god*".
- f **Uitvoering**  
Wanneer de uiteindelijke golfbreker niet overeenkomt met het ontwerp kan dit aanleiding geven tot falen.

Het eerste deel van de faalboom dat hieruit volgt is weergegeven in figuur 1.4.



figuur 1.4 Eerste deel van de faalboom voor het faen van de golfbreker.

## 2 Transmissie

### 2.1 Inleiding

Het functioneren van de golfbreker wordt bepaald door de mate waarin de haven tegen de invallende golven beschermd wordt. Hierbij speelt transmissie samen met diffractie een belangrijke rol. Transmissie wordt als volgt gedefinieerd:

$$K_t = \frac{H_t}{H_i} \quad (\text{A.2.1})$$

met:  $K_t$  = transmissiecoëfficiënt [-]  
 $H_i$  = invallende golfhoogte [-]  
 $H_t$  = golfhoogte in de haven [-]



## 2.2 Beschrijving van transmissie

Transmissie is in de faalboom opgesplitst in transmissie over en door de golfbreker heen. Volgens de Shore Protection Manual (CERC, '84) geldt:

$$K_t = \sqrt{K_{to}^2 + K_{td}^2} \quad (\text{A.2.2})$$

met:  $K_{to}$  = coëfficiënt voor transmissie over de golfbreker heen  
 $K_{td}$  = coëfficiënt voor transmissie door de golfbreker heen

Doorgaans wordt transmissie echter beschreven voor het gecombineerde geval. Voor een voorontwerp kan het verschijnsel transmissie globaal beschreven worden met de in Van der Meer, 1992 vermelde formules voor transmissie:

$$K_t = 0.80 \quad : \text{voor } -2.0 < R_c/H_s < -1.13$$

$$K_t = 0.46 - 0.3 R_c/H_s \quad : \text{voor } -1.13 < R_c/H_s < 1.2 \quad (\text{A.2.3})$$

$$K_t = 0.10 \quad : \text{voor } 1.2 < R_c/H_s < 2.0$$

Met :  $R_c/H_s$  = relatief vrijboord  
 $R_c$  = vrijboord, ofwel de hoogte van de golfbreker boven het gemiddelde waterpeil [m]  
 $H_s$  = significante golfhoogte [m]

Deze betrekking is grafisch weergegeven in figuur 2.1. Vooral voor hoge waarden van het relatieve vrijboord geeft deze betrekking een grote spreiding. Dit is vooral het geval bij golven die niet groot zijn ten opzichte van de grootte van de toplaagelementen, en voor hoge golven voldoet hij beter. De invloed van de grootte van de toplaagelementen is nader onderzocht in Van der Meer e.a., 1991 waarin gebruik gemaakt wordt van een ander relatief vrijboord namelijk  $R_c/D_n$ :

$$K_t = aR_c/D_n + b$$

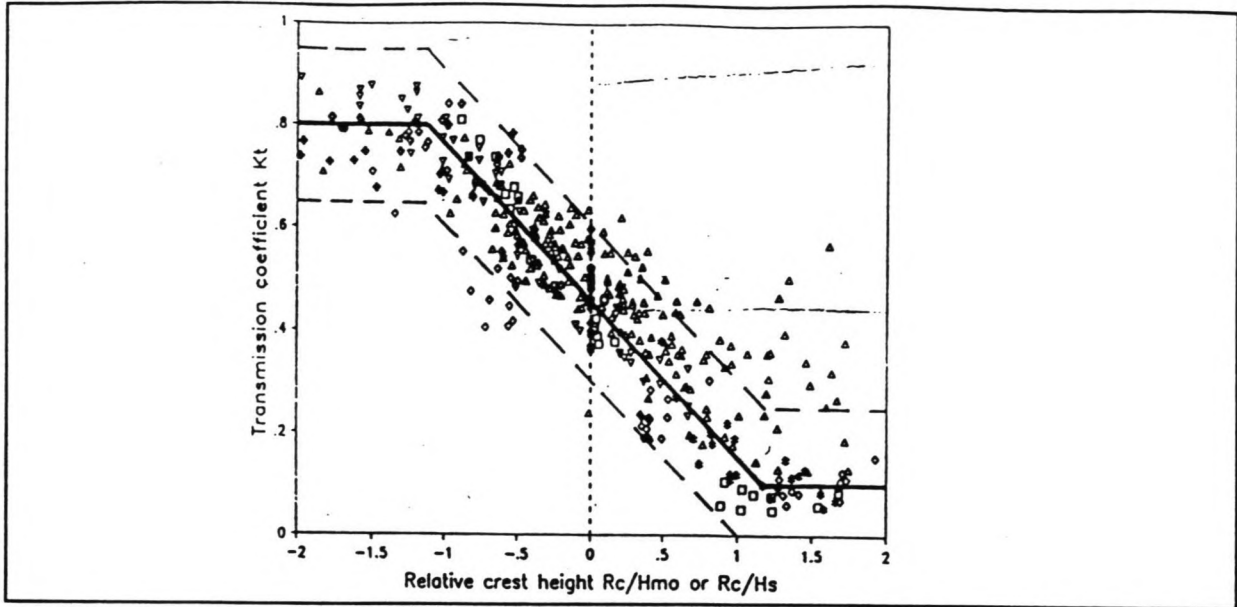
$$a = 0.031 H_s/D_n - 0.24 \quad (\text{A.2.4})$$

$$b = -5.42 s_{op} + 0.0323 H_s/D_n - 0.0017 (B/D_n)^{1.84} + 0.51$$

Deze betrekking is geldig voor:

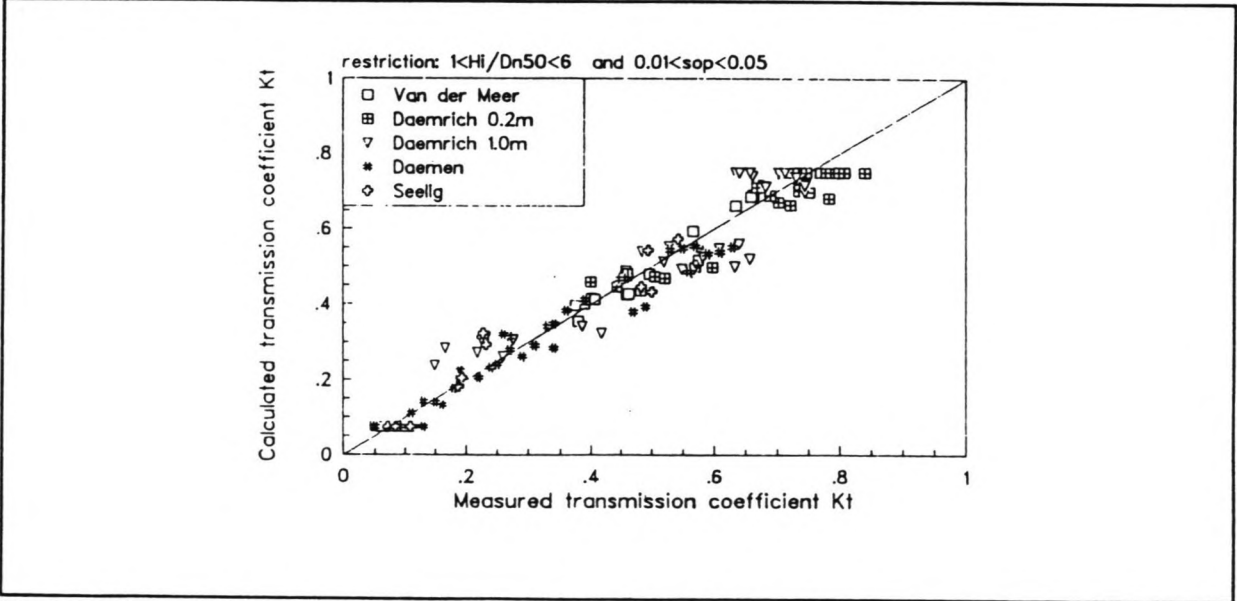
$$\begin{aligned} -3 &< R_c/H_s < 5 \\ 1 &< H_s/D_n < 6 \\ 0.01 &< s_{op} < 0.05 \end{aligned}$$

waarbij:  $R_c$  = vrijboord [m]  
 $s_{op}$  = golfstijlheid  $H^2/1.56 T_p$   
 $T_p$  = piekperiode van het golfspectrum [s]  
 $D_n$  = nominale diameter van de toplaagelementen ofwel:  $(W/\rho_b)^{1/3}$  [m]  
 $W$  = massa van een toplaagelement [kg]  
 $\rho_b$  = soortelijke dichtheid van beton [ $\text{kg}/\text{m}^3$ ]  
 $B$  = breedte van de kruin van de golfbreker [m]



Figuur 2.1 -- Transmissie door en over de golfbreker heen volgens Van der Meer, 1992

In figuur 2.2 is onder andere betrekking (A.2.4) uitgezet (Daemen). Hieruit blijkt dat de spreiding in de resultaten van deze betrekking (A.2.4) relatief klein is.



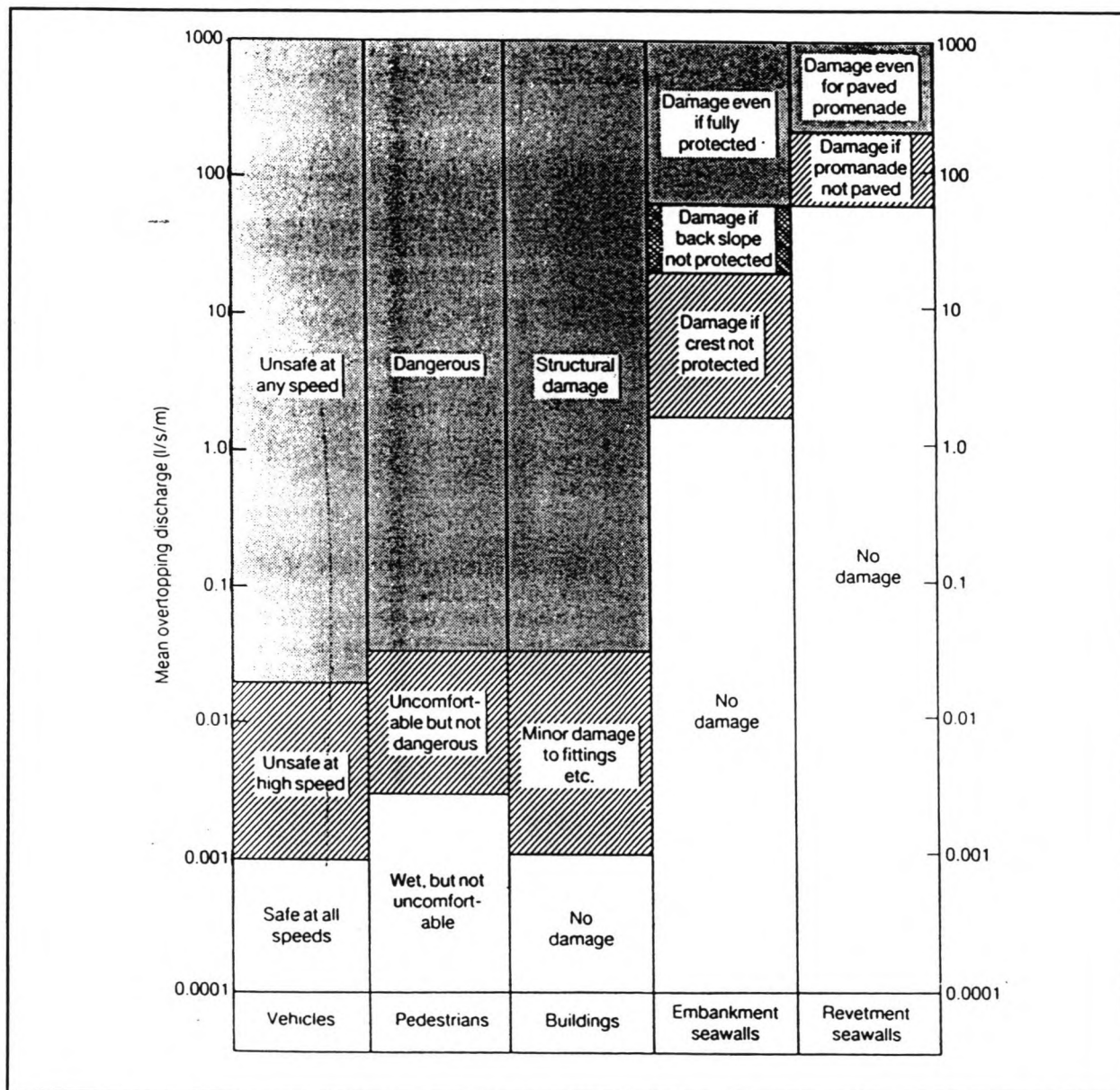
Figuur 2.2 Gemeten en berekende transmissiecoëfficiënt uitgezet tegen  $R_c/D_n$  uit Van der Meer e.a., 1991.

Deze betrekking is afgeleid voor conventionele golfbrekers waarbij de toplaag uit rotsblokken bestaat en tot over de kruin doorloopt. Het is gevaarlijk deze betrekking te gebruiken voor de bepaling van de transmissie van een golfbreker bekleed met betonblokken en een ondoorlatende kruinconstructie.

### 3 Golfoverslag

#### 3.1 Inleiding

Golfoverslag heeft invloed op het functioneren van de golfbreker doordat het activiteiten achter de golfbreker hindert. Bovendien kunnen het binnentalud en de kruinconstructie door golfoverslag (*overtopping*) beschadigen. Ook kan overslag de werkbaarheid op de golfbreker zelf beïnvloeden.



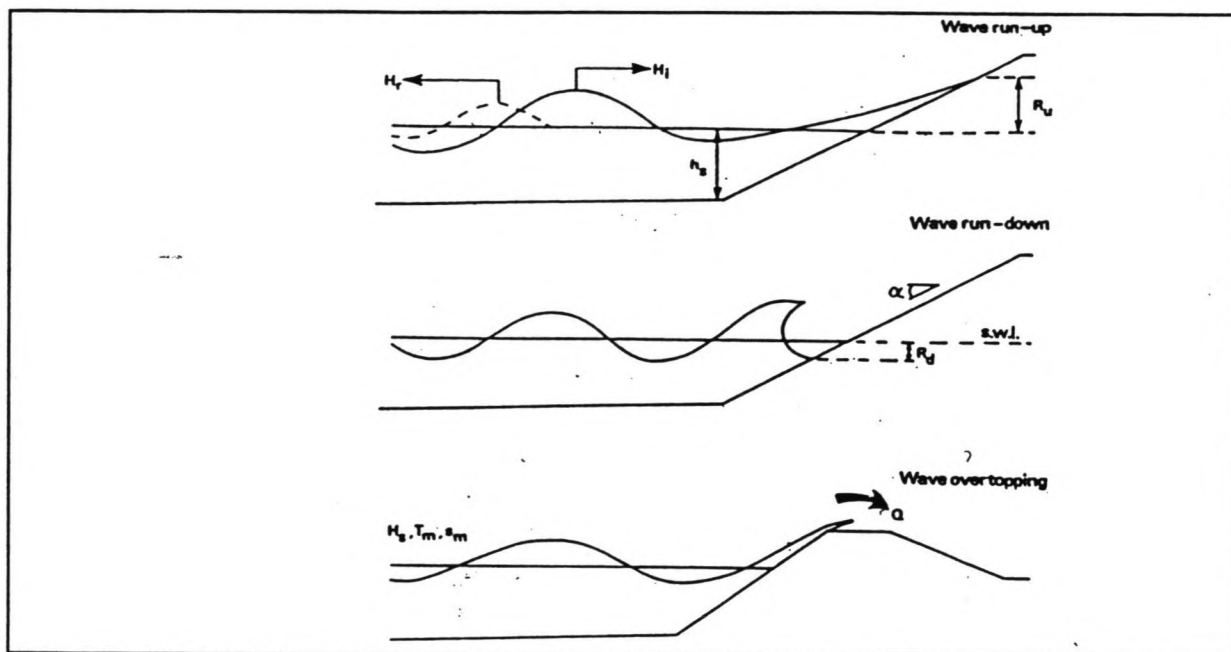
Figuur 3.1 Richtlijnen voor toelaatbare golfoverslagdebieten volgens CUR/CIRIA, 1991.

Deze golfoverslagdebieten zijn uit modelproeven af te leiden en worden meestal gegeven als volume water per tijdseenheid per lengteëenheid. Er wordt doorgaans gebruik gemaakt van het gemiddelde golfoverslagdebiet  $Q$ . In CUR/CIRIA, 1991 worden richtlijnen voor de toelaatbare

gemiddelde golfoverslagdebieten voor verschillende constructies en situaties gegeven. Deze richtlijnen zijn opgenomen in figuur 3.1.

### 3.2 Beschrijving van de golfoverslag

Vaak (CERC, 1984 en Van der Meer, 1992) wordt golfoverslag beschreven als een vorm van golfoploop waarbij het talud niet ver genoeg doorloopt. Deze golfoploop (*runup*) wordt gemeten ten opzichte van het stilwaterniveau zodat het ook golfopzet meeneemt. De tegenhanger van golfoploop is golfterugloop (*rundown*).



figuur 3.2 Definitie van golfoverslag, golfoploop en golfterugloop

De golfoploop hangt sterk af van de periode, en veel onderzoekers hebben daarom een verband gezocht tussen golfoploop en de breker index  $\xi$ . Zo geldt volgens Hunt (CERC, 1984):

$$R_u/H = \xi \quad \text{voor: } \xi < 2.5 \quad (\text{A.3.1})$$

met:  $\xi$  = breker index  $\tan \alpha \sqrt{H/1.56T^2}$   
 $\alpha$  = hellingshoek van het talud  
 $H$  = (constante) golfhoogte [m]  
 $T$  = periode [s]

In de Shore Protection Manual (CERC, 1984) staan ontwerpgrafieken vermeld waarbij de golfoploop bepaald wordt uit de diepte bij de teen  $h_s$ , de diepwatergolfhoogte  $H_o$ , de ruwheid van de bekledingslaag  $r$ , de vorm van de constructie en een schaalparameter. Bij de bepaling van deze grafieken is uitgegaan van regelmatige golven maar er mag vanuit gegaan worden dat de golfoploop net als de golfhoogte rayleigh verdeeld is.

Door Van der Meer, 1992 wordt de volgende algemeen geldige betrekking vermeld voor de 2% golfoploop  $R_{u,2\%}$ :

$$\frac{R_{u,2\%}}{H_s} = 1.5\gamma\xi_p \quad \text{voor } \xi_p < 2 \quad (\text{A.3.2a})$$

$$\frac{R_{u,2\%}}{H_s} = 3\gamma \quad \text{voor } \xi_p > 2 \quad (\text{A.3.2b})$$

met:  $\gamma$  = reductiefactor waarin de invloed van de aanwezigheid van een berm, de ruwheid van de toplaag, de invloed van de diepte en de hoek van inval van de golven verdisconteerd worden

$\xi_0$  = breker index  $\tan \alpha \sqrt{H_s/L_p}$   
 $L_p$  = piekgolflengte =  $g/2\pi T_p^2$  [m]  
 $T_p$  = piekperiode [s]  
 $H_s$  = significante golfhoogte [m]

Volgens CERC, 1984 is de golfoploop bepalend voor het golfoverslagdebiet. De volgende formule wordt hierin vermeld voor regelmatige golven:

$$\bar{Q} = (gQ_0^*H_0^2)^{0.5} \exp\left(\frac{-0.217}{\alpha}\right) \exp\left[\frac{-0.21}{\alpha} \tanh^{-1}\left(\frac{h-d_s}{R_u}\right)\right] \quad (\text{A.3.3})$$

geldig voor:  $0 < (h-d_s)/R_u < 1$

met:  $\bar{Q}$  = gemiddeld golfoverslagdebiet [ $\text{m}^3/\text{s}/\text{m}$ ]  
 $g$  = zwaartekracht [ $\text{m}/\text{s}^2$ ]  
 $H_0$  = diepwatere golfhoogte [m]  
 $h$  = constructiehoogte [m]  
 $d_s$  = diepte bij de teen [m]  
 $\alpha, Q_0^*$  = empirisch bepaalde coëfficiënten [-]

Voor onregelmatige golven kan er weer uitgegaan worden van een Rayleighverdeling voor de golfoverslagdebieten. Voor  $\alpha$  en  $Q_0^*$  zijn (net als bij eerdere formules) geen waarden gegeven voor golfbrekers bekleed met betonnen toplaagelementen en met een kruinmuur.

Ook Van der Meer, 1992<sup>a</sup> geeft een betrekking die de golfoverslag uitdrukt in de golfoploop. Deze relatie is weergegeven in figuur 3.3 en maakt voor de golfoploop gebruik van formule 3.2a en 3.2b.

In CUR/CIRIA, 1991 wordt de door Bradbury e.a. afgeleide betrekking gegeven waarin het golfoverslagdebiet niet gebaseerd is op de golfoploop. Hij is bruikbaar voor golfbrekers bekleed met rotsblokken en met een ondoorlatende kruinconstructie, en bepaalt het golfoverslagdebiet uit het zogenaamde dimensieloos golfoverslagdebiet  $Q$ .

$$Q_m^* = \frac{\bar{Q}}{\sqrt{gH_s^3}} \sqrt{s_m/2\pi}$$

$$F^* = [R_d/H_s]^2 \sqrt{s_m/2\pi} \quad (\text{A.3.4})$$

$$Q_m^* = a(F^*)^{-b}$$

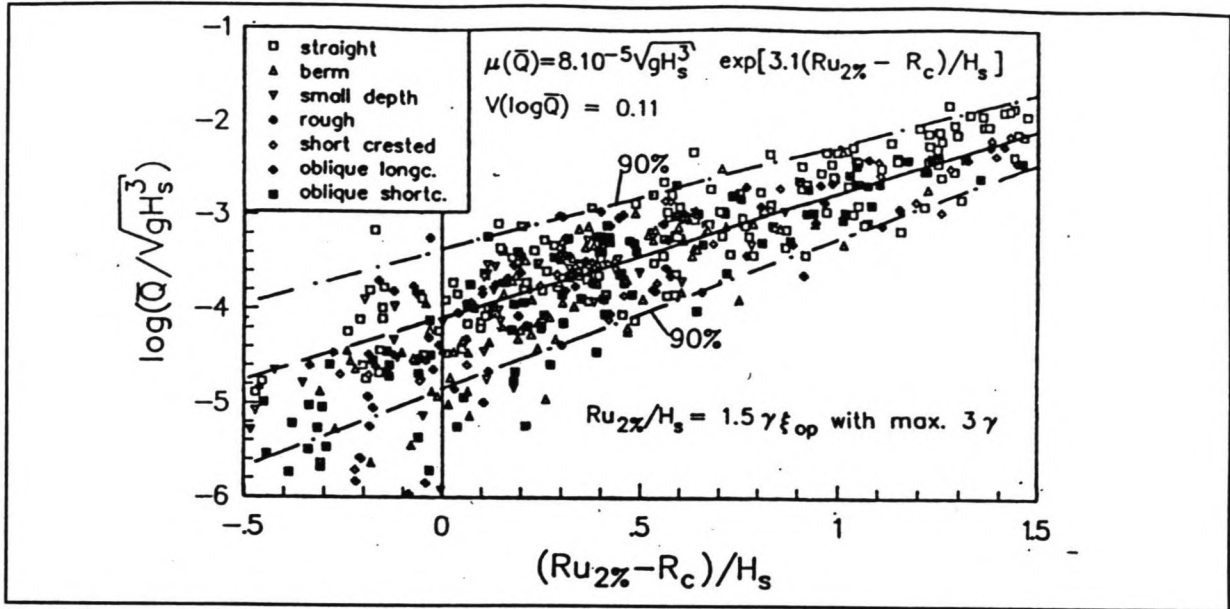


Fig 3.3 -- Golfverslaggebieten als functie van de golfloop  $R_{u,2\%}$

- met: a, b: empirische coëfficiënten (zie tabel 3.2.1) bedoeld voor een golfbreker met een kruinconstructie, rotsblokk bekleding en een zandkern; bekend voor taludhellingen van 1:2 en 1:1.33 bij verschillende breedten voor de kruinconstructie
- $Q_m$ : dimensieloos golfverslagdebiët
- $Q$ : toelaatbare gemiddelde golfverslagdebiët [ $m^3/s/m$ ]
- $R_c$ : vrijboord [m]
- $F$ : dimensieloos vrijboord
- $B_c$ : breedte van het horizontale stuk van de toplaag [m]

hellingshoek	$B_c/H_s$	a	b
1:2.0	1.10	$1.710^{-8}$	2.48
	1.85	$1.810^{-7}$	2.30
	2.60	$2.310^{-8}$	2.68
1:1.33	1.10	$5.010^{-8}$	3.10
	1.85	$6.810^{-8}$	2.65
	2.60	$3.110^{-8}$	2.69

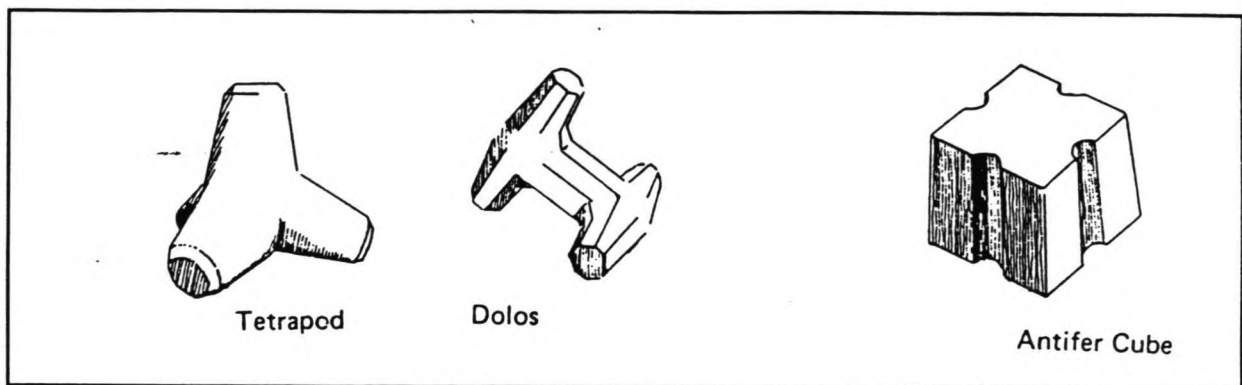
tabel 3.2.1 Waarden voor a en b in formule (A.5.4)

## 4 Instabiliteit van toplaagelementen

### 4.1 Inleiding

Voor de stabiliteit van golfbrekers speelt de toplaag een zeer belangrijke rol omdat deze de onderlaag en de kern beschermt tegen de invallende golven. Bij golfbrekers van het type 'Arzew' is de toplaag opgebouwd uit betonnen blokken. De hierdoor bereikte hoge permeabiliteit draagt bij tot de dissipatie van de energie van de invallende golven zodat de opwaartse waterdrukken tegen de toplaag beperkt worden.

Om te voorkomen dat de toplaag onder invloed van de golfkrachten beschadigd wordt moet het gewicht van de toplaagelementen voldoen aan bepaalde criteria. Aangezien de benodigde



figuur 4.1 *Verskillende typen betonnen toplaagelementen*

steengewichten niet met natuursteen te realiseren zijn worden toplaagelementen vaak in beton uitgevoerd. Bovendien kunnen betonblokken in bijzondere vormen uitgevoerd worden waardoor de haakweerstand en de permeabiliteit van de toplaag verbeterd kan worden. Voorbeelden van dit soort toplaagelementen zijn de tetrapod, de dolos en de kubus (figuur 4.1).

Instabiliteit van toplaagelementen is op te delen in:

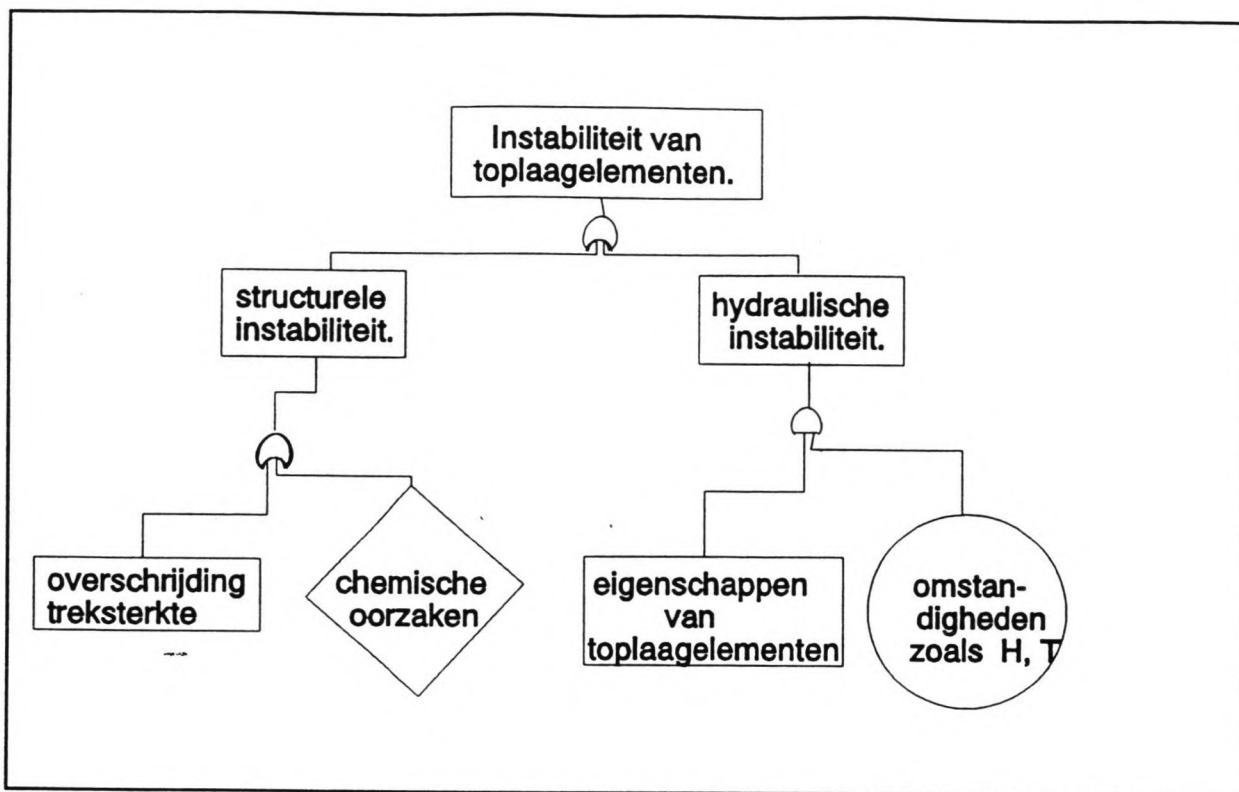
- 1      **Hydraulische instabiliteit**      elementen slaan in hun geheel uit het talud
- 2      **Structurele instabiliteit**      toplaagelementen breken door erop werkende krachten

In figuur 4.2 is het vervolg van de faalboom weergegeven.

### 4.2 Hydraulische instabiliteit van toplaagelementen

Op het talud invallende golven oefenen krachten uit op toplaagelementen. Wanneer de toplaagelementen hierbij bewegen of uit het talud verdwijnen spreekt men van hydraulische instabiliteit. Een van de eerste betrekkingen hiervoor volgden uit de resultaten van Iribarren's modelonderzoeken. Later is deze theorie grotendeels vervangen door de formule van Hudson (Massie e.a., 1986).

Iribarren ontwikkelde een formule die grotendeels gebaseerd is op het krachtenevenwicht van een toplaagelement. Hierbij werd onderscheid gemaakt tussen krachten door golfoploop en door golfterugloop. Een toplaagelement is volgens Iribarren (Massie, 1986) stabiel wanneer geldt :



figuur 4.2 Vervolg van de faalboom voor instabiliteit van toplaagelementen.

$$\frac{H}{\Delta D_n} \leq \frac{b(\mu \cos \alpha + \sin \alpha)}{a} \quad \text{bij golfoploop} \quad (\text{A.4.1a})$$

$$\frac{H}{\Delta D_n} = \frac{b(\mu \cos \alpha - \sin \alpha)}{a} \quad \text{voor golfterugloop} \quad (\text{A.4.1b})$$

Met:  $H_s/\Delta D_n$  = stabiliteitsgetal  
 $\Delta$  = relatieve dichtheid  $(\rho_s - \rho_w)/\rho_w$   
 $\rho_s$  = soortelijke dichtheid van het toplaagelement [kg/m<sup>3</sup>]  
 $\rho_w$  = soortelijke dichtheid van water [kg/m<sup>3</sup>]  
 $D_n$  = nominale diameter van het toplaagelement  $(W/\rho_s)^{1/3}$  [m]  
 $W$  = massa van een toplaagelement [kg]  
 $b$  = bulkfactor, ofwel het gemiddelde volume dat een blok inneemt per  $D_n^3$   
 $a$  = evenredigheidsconstante  
 $\mu$  = weerstandscoefficient

Deze formules hebben een overvloed aan empirisch te bepalen coëfficiënten, wat ze niet erg handzaam maakt. Hudson loste dit op door alle te bepalen factoren mee te nemen in een zogenaamde  $K_d$  waarde. De formule van Hudson is afgeleid uit modelproeven op taluds waarop circa 1000 golven per proef invielen. Hij luidt als volgt (CERC, 1984):

$$\frac{H}{\Delta D_n} = (K_d \cot \alpha)^{1/3} \quad \text{voor } 1.0 < \cot \alpha < 3.0 \quad (\text{A.4.2})$$

In de Shore Protection Manual (CERC, 1984) staat het gebruik van deze formule uitvoerig beschreven. Hierin worden voor verschillende typen bekledingselementen  $K_d$ -waarden gegeven.



De  $K_d$  waarde neemt de volgende factoren mee:

- de vorm van de bekledingselementen
- de wijze van plaatsing, willekeurige plaatsing of speciale plaatsing
- brekende of niet brekende golven
- het aantal lagen van de toplaag (meestal 2)
- De plaats van het bekledingselement; op de koppen, de kruin, de teen of het talud

Bij willekeurige plaatsing in het talud en bij brekende golven is de  $K_d$  waarde voor blokken bijvoorbeeld 6.5, voor tetrapodes 7.0 en voor dolossen 15.8 (uit CERC, 1984).

Ondanks dat de formule van Hudson zeer populair is en veel getest is zijn er veel aanmerkingen op gemaakt, bijvoorbeeld:

- de proeven zijn alleen gedaan bij regelmatige golven; in CERC, 1984 wordt het gebruik van  $H_{10}$  voorgeschreven (dit is het gemiddelde van de 10% hoogste golven uit een storm)
- de invloed van de golfperiode, groepsvorming van golven of de vorm van de invallende golven (*surgung, plunging of collapsing*) zijn niet in de formule terug te vinden
- De  $K_d$  waarde is bepaald voor situaties waarbij geen schade aan de toplaag optreedt terwijl het vaak voordelig is toch enige schade te accepteren (CERC, 1984 geeft daarom  $K_d$  waarden die representatief zijn voor verschillende schadeniveaus welke gedefiniëerd zijn met het percentage weggeslagen blokken van de toplaag)
- de stormduur is niet gevarieerd, en gehouden op circa 1000 golven

Om te komen tot geschikte ontwerpformules die deze tekortkomingen niet hebben heeft Van der Meer, 1987 een groot aantal modelproeven uitgevoerd. Hierbij zijn de volgende parameters gebruikt:

$S =$	schadegetal gelijk aan het erosieoppervlak gedeeld door $D_{n50}^2$ (dit komt theoretisch neer op het aantal stenen dat uit een het talud met een breedte van een $D_n$ m is weggeslagen, zie figuur 4.3)
$D_{n50} =$	nominale diameter van het rotsblok welke door 50% van de blokken in de toplaag wordt overschreden [m]
$N =$	aantal golven in een storm
$P =$	doorlatendheidsparameter zonder fysische betekenis (zie figuur 4.4)
$\xi_z =$	brekerindex welke de vorm van de brekende golf geeft (zie figuur 4.4)

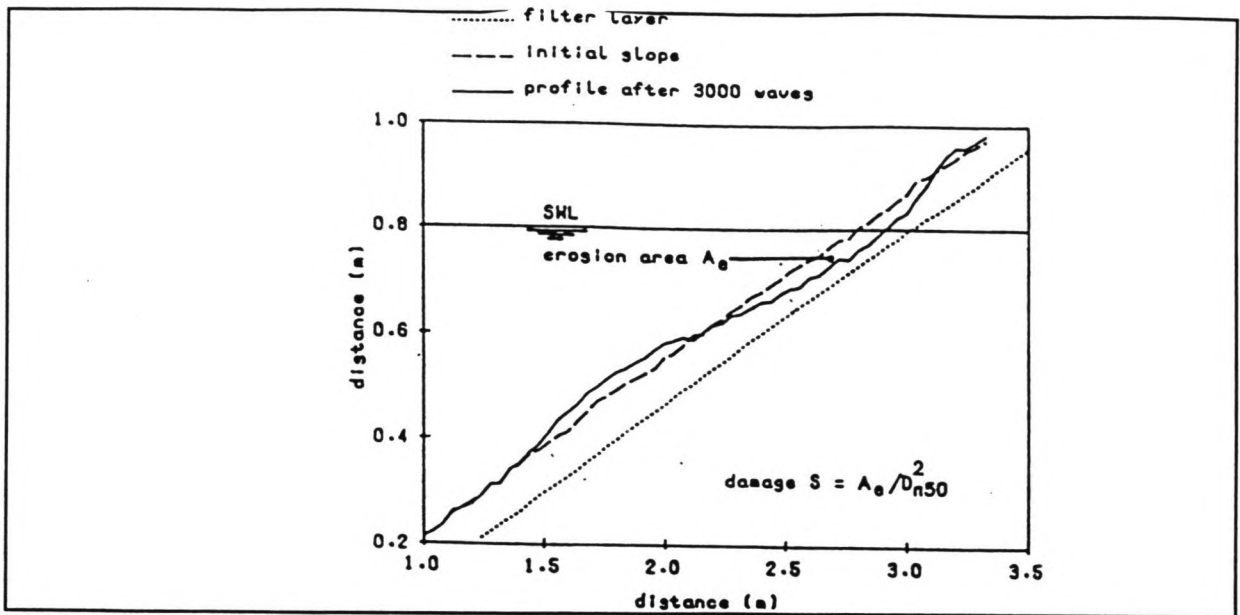
$$\xi = \frac{\tan \alpha}{\sqrt{H_d L_0}} = \frac{\tan \alpha}{\sqrt{H_d 1.56 T_z^2}} \quad \text{---} \quad \text{(A.4.3)}$$

met:  $T_z =$  gemiddelde periode van de golf [s]  
 $L_0 =$  diepwatergolflengte [m] (=  $1.56 T_z^2$ ) [m]

Voor de schade  $S$  zijn in Van der Meer, 1987 drie niveaus onderscheiden, te weten: *no damage, intermediate damage en serious damage*. De grenzen tussen deze schade niveaus hangen onder meer af van de taludhelling en er geldt voor een talud helling van 1:1.5:

$S = 0-2$       *start of damage*  
 $S = 5-8$       *intermediate damage*  
 $S > 8$         *serious damage*

Hiermee is (voor stortsteen) door Van der Meer, 1987 gekomen tot relaties die de hydraulische stabiliteit van met rotsblokken beklede taluds beschrijven:



Figuur 4.3 Definitie van de schade  $S$

$$\frac{H_s}{\Delta D_{n50}} = 6.2 P^{0.18} \left(\frac{S}{\sqrt{N}}\right)^{0.2} \xi^{-0.5} \quad \text{voor plunging golven} \quad (\text{A.4.4})$$

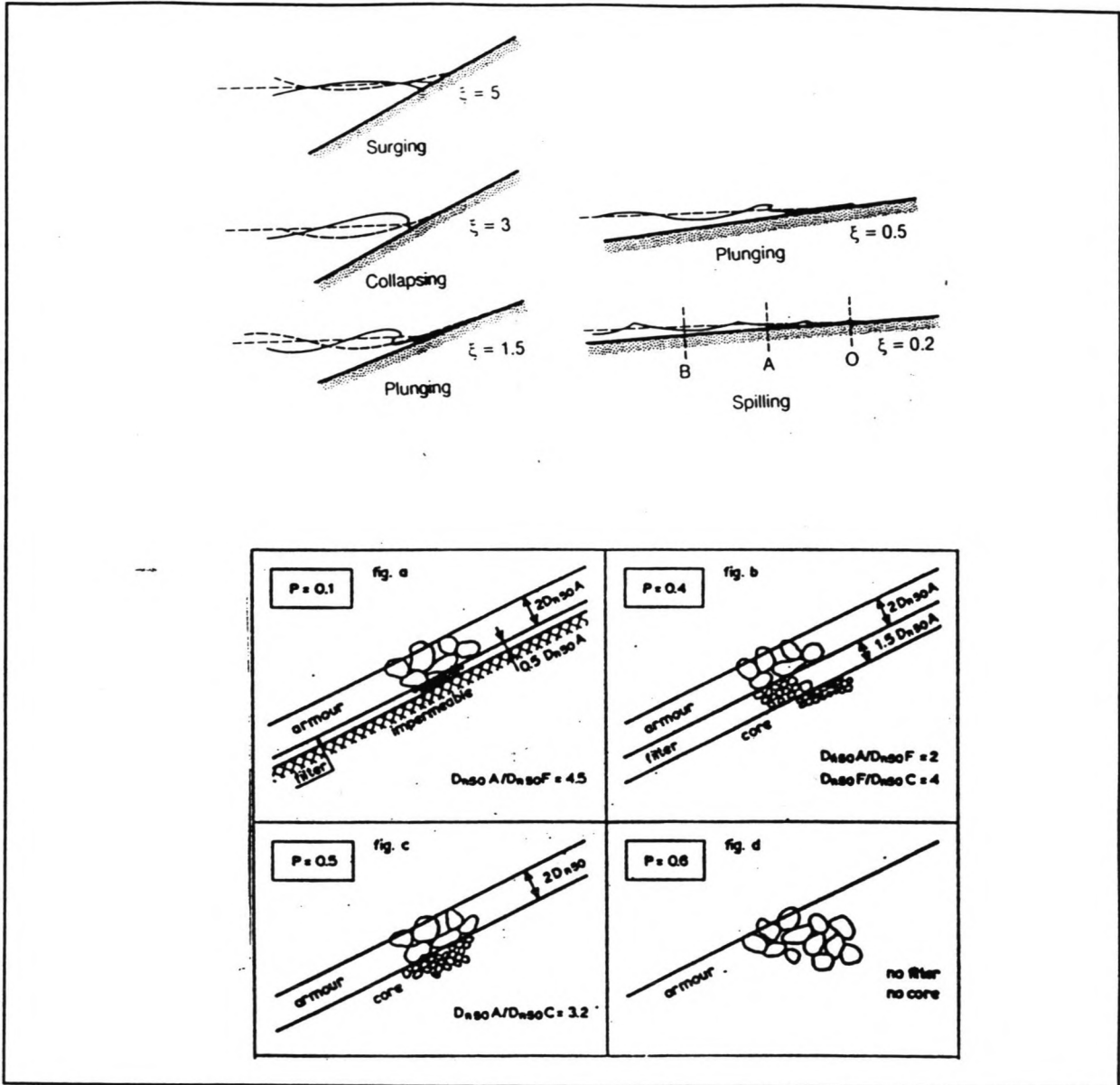
$$\frac{H_s}{\Delta D_{n50}} = 1.0 P \left(\frac{S}{\sqrt{N}}\right)^{0.2} \xi^P \quad \text{voor surging golven} \quad (\text{A.4.5})$$

De overgang tussen *surging* en *plunging* golven wordt gegeven door:

$$\xi_{mc} = (6.2 P^{0.31} \sqrt{\tan \alpha})^{\frac{1}{P+0.5}} \quad (\text{A.4.6})$$

Voor tetrapodes, kubussen en accropodes heeft Van der Meer (Van der Meer 1988, 1992) vergelijkbare ontwerpformules opgesteld. Deze zijn bepaald voor een taludhelling van 1:1.5 en een doorlatendheid die gebruikelijk is voor dit soort golfbrekers ( $P \approx 0.4$ ). Deze toplaagelementen liggen in een dubbele laag.

Doordat betonnen toplaagelementen allemaal even groot zijn (in tegenstelling tot rotsblokken) is het schadecriterium  $S$  voor betonblokken vervangen door  $N_{od}$ . Dit schadegetal is gelijk aan het aantal blokken dat gemiddeld uit het talud slaat over een breedte van  $D_n$  meter. Deze  $N_{od}$  houdt in tegenstelling tot het schadecriterium  $S$  geen rekening met de porositeit en de zetting van de toplaag.



figuur 4.4 Definitie van  $\xi$  en  $P$ .

Voor kubusvormige blokken is gevonden:

$$\frac{H_s}{\Delta D_n} = (6.7 \frac{N_{od}^{0.4}}{N^{0.3}} + 1.0) s_m^{-0.1} \quad (A.4.7)$$

met:  $S = 1.8N_{od} + 0.4$

$D_n =$  nominale diameter; komt overeen met de lengte van een zijde van een kubus

voor kubussen geldt:  $N_{od}=0$  : *no damage*: geen hydraulische schade  
 $N_{od}=1$  : *intermediate damage*: matige hydraulische schade  
 $N_{od}=2-3$  : *serious damage*: ernstige hydraulische schade

En voor tetrapodes is gevonden:

$$H_s/\Delta D_n = (3.75 N_{od}^{0.5}/N^{0.25} + 0.85) s_m^{-0.2} \quad (\text{A.4.8})$$

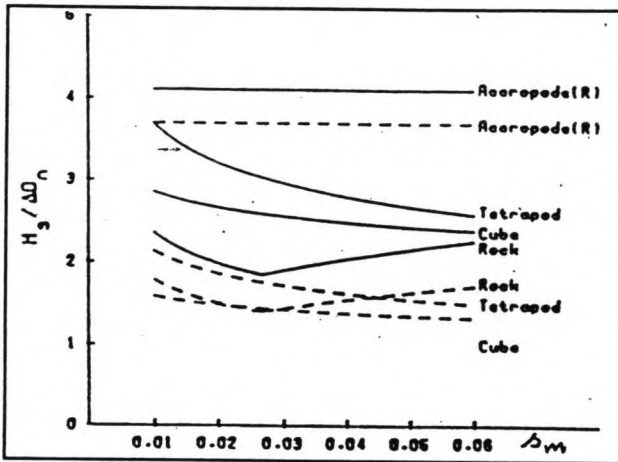
met:  $S = 2N_{od} + 1$

$D_n =$  nominale diameter; komt overeen met  $0.65 \cdot$  hoogte van de tetrapode

Voor tetrapodes geldt:

$N_{od} = 0$ :	geen hydraulische schade ( <i>no damage</i> )
$N_{od} = 0.5$ :	matige hydraulische schade ( <i>intermediate damage</i> )
$N_{od} = 1.5$ :	ernstige hydraulische schade ( <i>serious damage</i> )

In figuur 4.5 staat het verloop van het stabiliteitsgetal  $H_s/(\Delta D_n)$  van een aantal typen toplaagelementen als functie van de golfstijlheid  $s_z$  weergegeven. De gestippelde lijnen geven matige schade (ofwel *intermediate damage*) aan, de getrokken lijnen geven falen (ofwel *serious damage*) aan. In deze figuur staat ook het gedrag van accropodes opgenomen. Accropodes blijken relatief zeer stabiel te zijn, maar snel na de eerste schade al ernstige schade te vertonen. Dit komt doordat zij meestal in een enkele laag worden geplaatst.



figuur 4.5 *Hydraulische stabiliteit van verschillende typen toplaagelementen.*

### 4.3 Structurele instabiliteit

#### 4.3.1 Inleiding

Sinds de schadegevallen van o.a. Tripoli, Sines, en Arzew is het onderzoek naar de sterkte van betonnen toplaagelementen en de krachten die deze ondervinden sterk op gang gekomen. Een groep van Nederlandse onderzoeksinstituten, aannemers en ingenieursbureau's heeft onderzoek gedaan naar structurele instabiliteit van kubusvormige blokken en tetrapodes als gevolg van het effect van *rocking* (schommelen). Daarnaast zijn er ontwerpgrafieken voor dolossen ontwikkeld (Burcharth, 1992).

Bij structurele instabiliteit van toplaagelementen worden de toplaagelementen beschadigd waardoor de stabiliteit bepalende eigenschappen ervan (zoals het gewicht en de haakweerstand) achteruit gaan. Hierbij spelen eventuele trekspanningen in de betonnen elementen een belangrijke rol. In figuur 4.6 is de faalboom verder uitgewerkt voor het mechanisme structurele instabiliteit.

Burcharth heeft (Burcharth, 1992) de verschillende krachten die op toplaagelementen werken als volgt geordend:

- |   |                             |  |
|---|-----------------------------|--|
| 1 | <b>Statische krachten:</b>  | krachten als gevolg van het eigen gewicht van de toplaagelementen en klemkrachten  |
| 2 | <b>Dynamische krachten:</b> | <ul style="list-style-type: none"> <li>a. trillingskrachten (door de golfbeweging) met een periode in de orde van seconden); ook wel aangeduid als quasi statische belastingen</li> <li>b. botskrachten (optredend bij schommelende bekledings-elementen, ook wel aangeduid met <i>rocking</i>)</li> </ul> |
| 3 | <b>Schuren</b>              |  |
| 4 | <b>Thermische krachten:</b> | krachten die optreden bij het harden van het beton   |
| 5 | <b>Chemische krachten</b>   |  |

Hier kunnen de krachten die gedurende de aanleg van de toplaag optreden aan toe gevoegd worden. Met name het plaatsen van toplaagelementen in het talud brengt vrijwel altijd schade aan het beton met zich mee.

In dit hoofdstuk wordt slechts ingegaan op de statische, dynamische en thermische hardingseffecten. Krachten door schuren, chemische oorzaken en uitvoering worden niet behandeld.

Waar hydraulische stabiliteit wel eenvoudig met behulp van schaalmodellen bestudeerd kan worden zijn de breuk veroorzakende belastingen in een model te laag om structurele instabiliteit te veroorzaken.

Daarnaast wordt het onderzoek bemoeilijkt door de optredende schaaleffecten omdat de verhoudingen tussen hydraulische en structurele schade aan een model en een prototype verschillen. Uit schaalwetten blijkt dat de statische krachten (door golfbelastingen) evenredig toenemen met  $D_n$ . De botskrachten nemen daarentegen als gevolg van het *rocking* effect evenredig met  $\sqrt{D_n}$  toe wanneer hetzelfde materiaal gebruikt wordt (Burcharth, 1992). Volgens Bürger e.a., 1990 geldt:

$$\frac{\sigma_{b,m}}{\sigma_{m,p}} = \sqrt{\lambda} = \sqrt{\frac{D_{n,m}}{D_{n,p}}} \quad (\text{A.4.9})$$

- met:
- $\sigma_{b,m}$  = botsspanning in een model
  - $\sigma_{b,p}$  = botsspanning in een prototype
  - $D_{n,m}$  = nominale diameter van een model
  - $D_{n,p}$  = nominale diameter van een prototype

#### 4.3.2 Kubussen en tetrapodes

Door een groep van Nederlandse onderzoeksinstituten, aannemers en ingenieursbureaus is er in een onderzoek verricht naar de structurele instabiliteit van kubusvormige toplaagelementen en tetrapodes. Het onderzoek spitste zich toe op deze typen bekledingselementen omdat ze vaak zijn toegepast in Nederlandse ontwerpen van golfbrekers. Bij dit onderzoek is gezocht naar het breukgedrag van tetrapodes en kubussen onder invloed van *rocking*.

Als vervolg op de modelproeven voor hydraulische stabiliteit van met tetrapodes of kubussen beklede taluds hebben Van der Meer en Heijdra, 1990 gezocht naar een formule die inzicht moet geven in het voorkomen van *rocking* (schommelen) in een talud onder golfaanval. Bij deze modelproeven is behalve naar het aantal uit het talud slaande blokken ook gekeken naar het aantal bewegende blokken in het talud. Hierbij werden de volgende gevallen onderscheiden:

- $N_{od}$  = het gemiddeld aantal blokken dat uit een talud met een breedte van een  $D_n$  m is geslagen (over een afstand groter dan  $2D_n$  m); is bepaald uit visuele waarnemingen
- $N_{o>0.5}$  = het gemiddeld aantal blokken dat in een talud blijft liggen en meer dan  $0.5D_n$  m verplaatst; is bepaald met *overlay* techniek (hierbij worden foto's van het talud

$N_{o<0.5}$  = die voor en na de proeven genomen zijn over elkaar gelegd en vergeleken)  
 het gemiddeld aantal blokken dat in een talud blijft liggen maar daarbij over minder dan  $0.5D_n$  m beweegt. Dit is bepaald met single frame techniek. Hierbij wordt bij elke golfkam een foto genomen. Door de negatieven hiervan vlak achter elkaar te projecteren is duidelijk waar te nemen waar en hoeveel bewegende blokken er zijn

$N_{o,tot}$  = het totaal aantal bewegende blokken er geldt:  $N_{o,tot} = N_{o<0.5} + N_{o>0.5} + N_{od}$

Uit dit onderzoek vonden Van der Meer e.a., 1990 de volgende formules:  
 voor tetrapodes:

$$H_s/\Delta D_n = (3.75 N_{o,tot}/N^{0.25} + 0.85) s_m^{-0.2} - 0.5 \quad (\text{A.4.10})$$

en voor kubusvormige blokken:

$$\frac{H_s}{\Delta D_n} = (6.7 N_{o,tot}^{0.4}/N^{0.3} + 1.0) s_m^{-0.1} - 0.5 \quad (\text{A.4.11})$$

met:  $N$  = het aantal golven in een stormduur  
 $H_s/\Delta D_n$  = het stabiliteitsgetal  
 $s_m$  = golfstijlheid  $H_s/L_0 = H_s/(1.56 T_0^2)$   
 $L_0$  = diepwatergolflengte [m]  
 $T_0$  = golfperiode [s]

In vergelijking met de formules (A.4.7) en (A.4.8) uit Van der Meer, 1988 voor hydraulische stabiliteit komen (A.4.10) en (A.4.11) neer op een verschuiving van  $H_s/\Delta D_n = 0.5$ . Er blijkt dat er al blokken bewegen voordat er hydraulische instabiliteit optreedt.

Er kunnen uit deze formules nog geen conclusies getrokken worden over het aantal brekende blokken of over de op de blokken uitgeoefende krachten. In Van der Meer, 1992 wordt wel gesteld dat het aantal gebroken eenheden in de toplaag ergens tussen  $N_{od}$  en  $N_{o,tot}$  in zal liggen.

Uitgebreide analyse van de beschadigde profielen van de modellen liet verder zien dat er voor een talud onder golfaanval geldt (Van der Meer e.a., 1990):

$$N_{imp} = 3 N_{o,mov} \quad (\text{A.4.12})$$

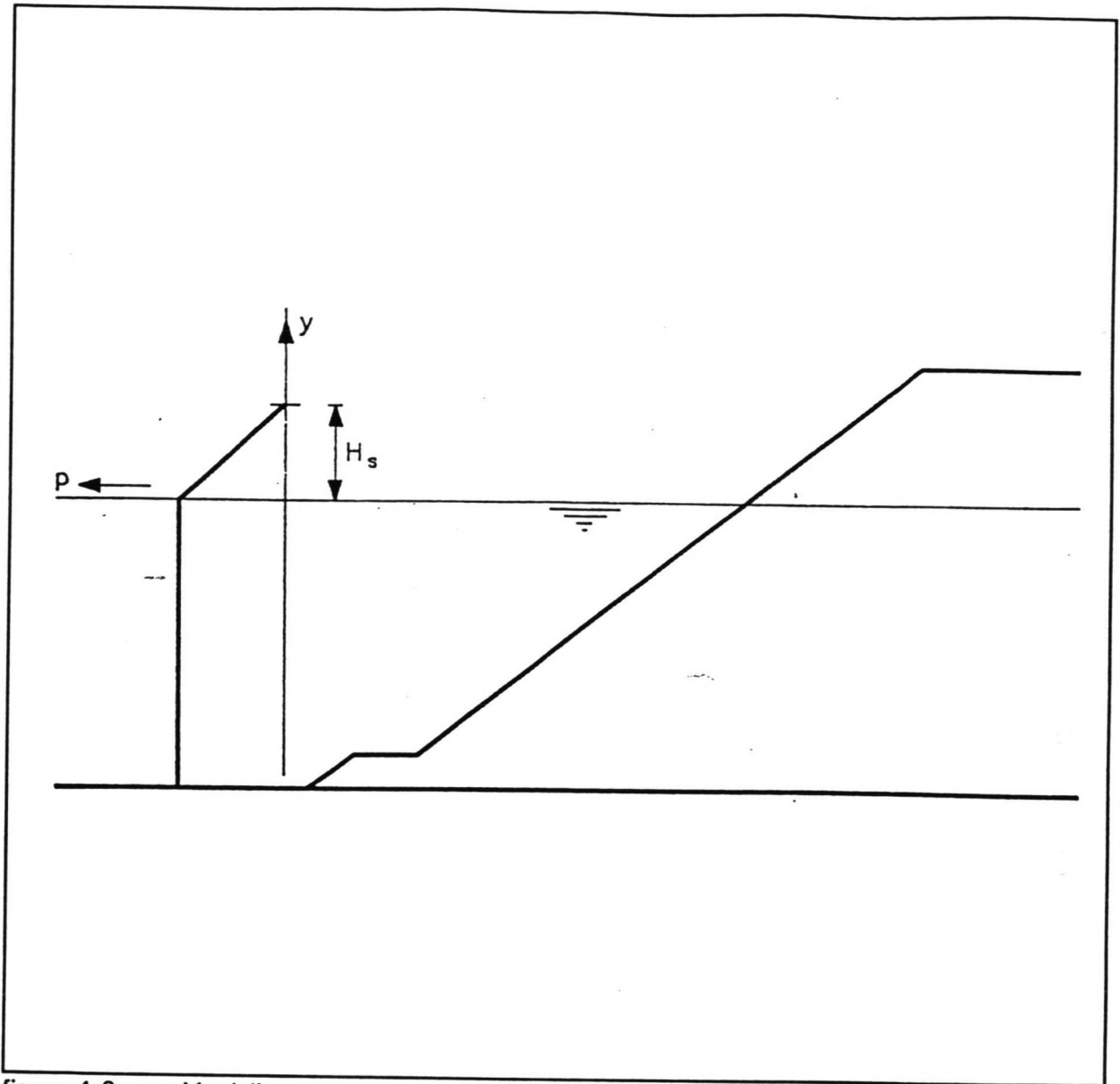
met:  $N_{imp}$  = het totaal aantal botsingen dat gedurende een storm in een talud onder golfaanval met een breedte van  $D_n$  m optreedt (bij dit modelonderzoek was de diepte van de teen gelegen op  $1.5H_s$  m beneden de waterspiegel)

Verder is uit waarnemingen gebleken dat  $N_{imp}$  zich over het talud verdeeld zoals is weergegeven in figuur 4.6. Ondanks dat het schommelen (*rocking*) voornamelijk rond de waterspiegel optreedt, is het aantal botsingen beneden de waterspiegel uniform verdeeld. Boven de waterspiegel neemt deze verdeling lineair af tot nul bij  $H_s$  m boven het waterpeil. De verklaring hiervan is dat weggeslagen blokken onder in het talud botsingen veroorzaken.

Als vervolg op deze proeven is er (Van der Meer en Heijdra, 1990) een verdeling van de grootte van de optredende botssnelheden (*impact velocities*) langs het talud opgesteld. De botssnelheid is de snelheid waarmee de schommelende blokken elkaar raken.

Om deze verdeling te bepalen zijn op verschillende diepten langs het talud van het model accelerometers op blokken geplaatst waarmee de versnellingen van de blokken gemeten zijn. Integratie van de gemeten versnellingen in de tijd gaf de botssnelheid. Voor deze proefopstelling werd uit de versnellingsmetingen een zogenaamd '*best-fit*' verband gevonden tussen de berekende botssnelheid en de maximaal gemeten versnelling (piekversnelling).

Deze verdeling van de piekversnellingen langs het talud (die meetbaar zijn) kunnen met dit verband omgezet worden in een verdeling van de botssnelheid van schommelende blokken als



figuur 4.6 *Verdeling van het aantal botsingen langs het talud volgens Van der Meer e.a., 1990.*

functie van de positie in het talud. Dit is gedaan voor een soortgelijke proefopstelling waarmee ook hydraulische stabiliteit en het bewegen van blokken is onderzocht (hoofdstuk 4.2). De gevonden verdeling van de stootsnelheden volgde uit de gemeten verdeling van de piekversnellingen:

$$P\left(\frac{a}{g}\right) = \exp\left[-\frac{\left(\frac{a}{g} - c\right)}{b}\right] \quad (\text{A.4.13})$$

Voor kubusvormige blokken luidt de verdeling van de stootsnelheden als volgt:

$$P\left(\frac{v}{\sqrt{gD_n}}\right) = \exp\left[-\left(\frac{v}{\sqrt{gD_n}} - c\right)/b\right] \quad (\text{A.4.14})$$

met voor de empirisch bepaalde coëfficiënten c en b:

$$c=0.049 \exp[-d_1 |yD_n|] \quad (\text{A.4.15a})$$

$$b=0.025 (H/\Delta D_n) \exp[-d_2 |yD_n|] \quad (\text{A.4.15b})$$

Voor tetrapodes is gevonden:

$$p\left(\frac{v}{\sqrt{gD_n}}\right) = \exp\left[-\frac{\left(\left(\frac{v}{\sqrt{gD_n}}\right)^{1.143} - c\right)}{b}\right] \quad (\text{A.4.16})$$

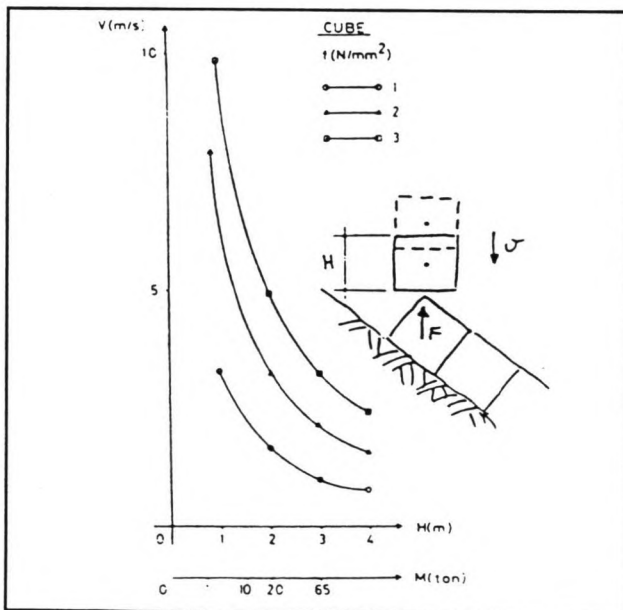
met nu voor c en b:

$$c=0.0103 \exp[-d_1 |yD_n|] \quad (\text{A.4.17a})$$

$$b=0.0051 \left(\frac{H_s}{\Delta D_n}\right) \exp[-d_2 |yD_n|] \quad (\text{A.4.17b})$$

Hierin zijn:

$d_1, d_2$	=	empirisch bepaalde coëfficiënten
$y$	=	de diepte ten opzichte van de waterspiegel [m]
$v$	=	de berekende botsnelheid [m/s]
$p(a/g)$	=	de verdelingsfunctie van $a/g$
$a$	=	de piekversnelling van het botsende blok [m/s <sup>2</sup> ]
$g$	=	de versnelling van de zwaartekracht [m/s <sup>2</sup> ]
$p(v/\sqrt{gD_n})$	=	de verdelingsfunctie van $(v/\sqrt{gD_n})$



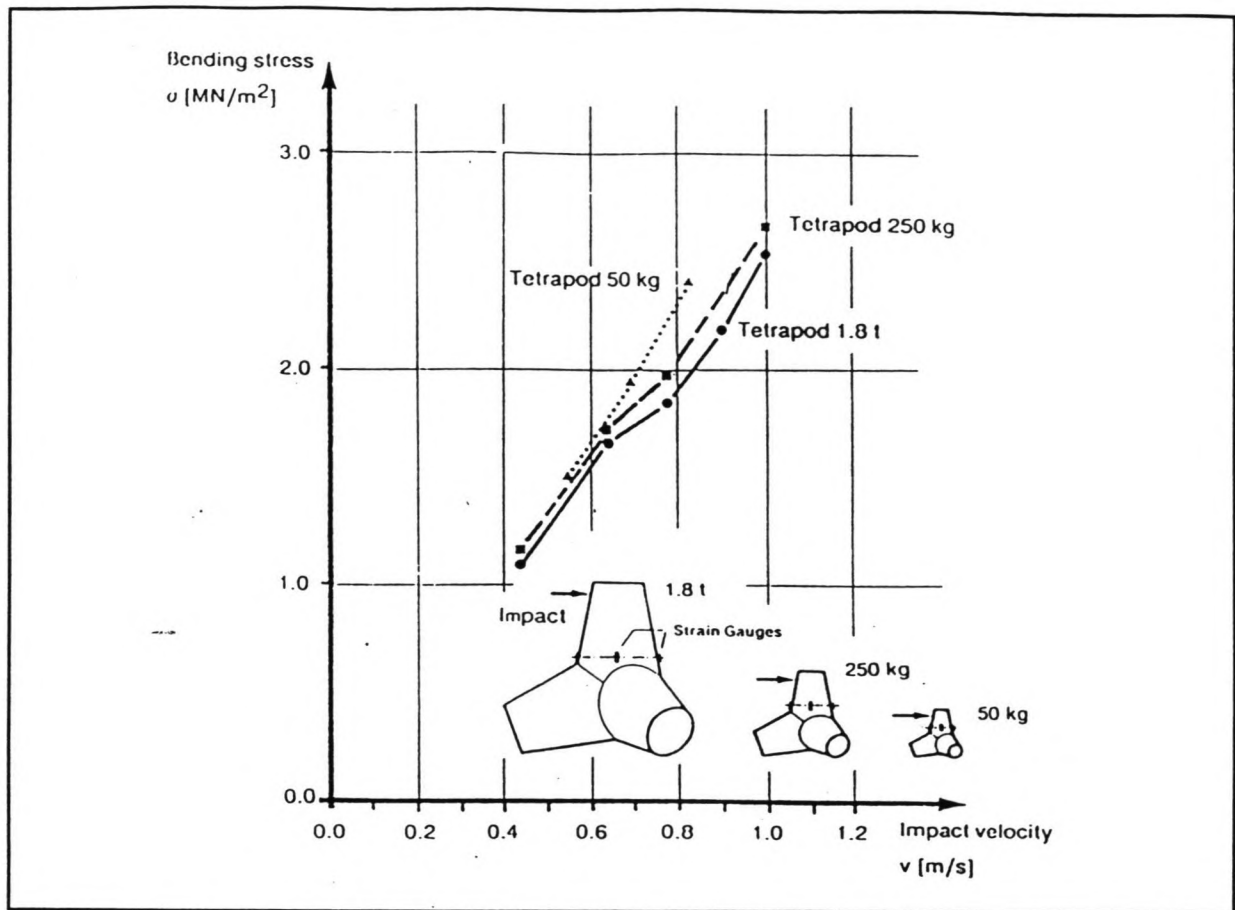
figuur 4.7 Kritieke botsnelheid als functie van de valsnelheid en de beton-treksterkte.

Een vereenvoudigde bepaling van de hoeveelheid brekende blokken kan uit deze botsnelheden volgen met behulp van een zogenaamde indirecte faalanalyse (Ligteringen e.a., 1985). Hierbij wordt uitgegaan van waarden voor de maximaal toelaatbare stootsnelheden. Burcharth, 1992 meldt voor de maximaal toegestane botsnelheid van kubbussen:

$W < 5$ ton	:	$v_{\max} = 5-6$ m/s
$5 < W < 20$ ton	:	$v_{\max} = 4-5$ m/s
$20 < W < 50$ ton	:	$v_{\max} = 3-4$ m/s

met:  $W$  = gewicht van het blok  
 $v_{\max}$  = maximaal opneembare botsnelheid, volgend uit valproeven





figuur 4.8 *Het verband tussen optredende buigspanningen als functie van de botssnelheid in een tetrapode volgens Bürger e.a.*

Deze waarden zijn zeer globaal, maar komen overeen met de waarden die bij de zogenaamde railwayproeven (Silva, 1983; zie figuur 4.13) gevonden zijn. In werkelijkheid zullen deze waarden echter ook afhangen van de betonkwaliteit. In figuur 4.6 (overgenomen uit CUR, 1990) is de invloed van de betonsterkte op de kritische botssnelheid wel meegenomen.

In Bürger e.a., 1990 zijn resultaten van spanningsmetingen in tetrapodes gegeven. Deze metingen zijn gedaan met zogenaamde *load-cells* en vernellingsmeters in tetrapodes. Figuur 4.7 geeft het hieruit gevonden verband tussen de botssnelheid en de optredende buigspanning in de kritische doorsneden van de tetrapode.

De maximale botssnelheden van kubussen en tetrapodes zijn hier uit te bepalen en de kans dat een schommelende tetrapode of kubus breekt wordt uit formule (A.4.14) tot formule (A.4.17):

$$P\left[\frac{v}{\sqrt{gD_n}} > \frac{v_{\max}}{\sqrt{gD_n}}\right] = \int_{v_{\max}}^{\infty} P\left(\frac{v_{\max}}{\sqrt{gD_n}}\right) dv \quad (\text{A.4.18})$$

Uit (A.4.18) volgt voor kubussen:

$$P(v > v_{\max}) = gD_n b \exp\left[-\frac{\frac{v_{\max} - c}{\sqrt{gD_n}}}{b}\right] \quad (\text{A.4.19})$$

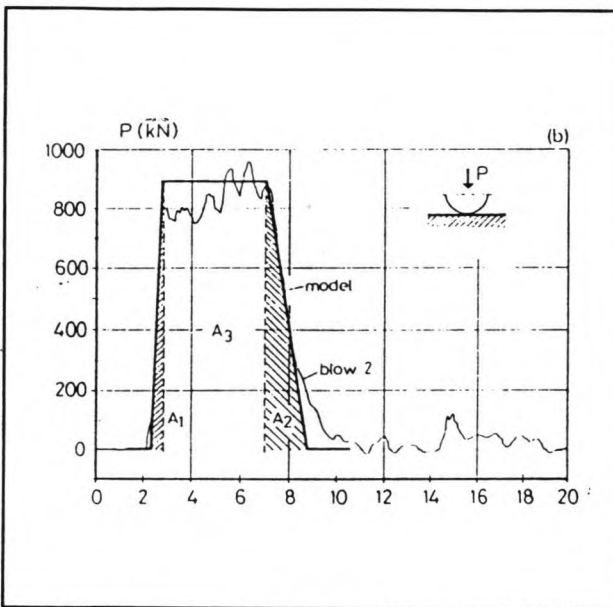
Voor tetrapodes is (A.4.18) niet analytisch te bepalen.

Een nauwkeuriger bepaling van het aantal brekende blokken door botskrachten is te doen aan de hand van de onderzoeksresultaten van Van Mier e.a., 1990. Dit onderzoek is gedaan als vervolg op het onderzoek van Van der Meer en Heijdra, 1990 en hierop wordt in het kort ingegaan.

Door Van Mier e.a., 1990 worden de botssnelheden die volgen uit (A.4.14) en (A.4.16) gebruikt om de totale impulsoverdracht van twee botsende blokken te bepalen. Om de hieruit

volgende kracht in het contactvlak te bepalen is een kracht-tijd relatie (*load time history*) opgesteld. Deze relatie, weergegeven in figuur 4.8, is opgebouwd uit drie delen:

1. een elastische belastingsfase waarin de contactkracht  $P$  toeneemt
2. een plastische fase waarin de contactkracht  $P$  constant blijft; in deze fase wordt het contactoppervlak als gevolg van verbrijzeling vergroot zodat de contactspanning daalt
3. een elastische ontlastingsfase waarin de contactkracht  $P$  afneemt tot nul (de contactspanning is hierbij afgenomen tot onder de 'vloeispanning' van het beton)



figuur 4.9 Kracht tijd relatie volgens Van Mier e.a..

Omdat algemeen geldt:  $d(mv)/dt = P$  moet het oppervlak van deze grafiek gelijk zijn aan de totale impulsoverdracht bij een botsing. De hoogst optredende botskracht  $P$  (niet te verwarren met  $P_{\max}$ ) kan tenslotte samen met de plaats van aangrijpen iets zeggen over het al dan niet breken van het element.

Voor de opstelling van een dergelijke kracht tijd relatie zijn de volgende gegevens nodig:

- $P_{\max}$  Dit is de maximaal opneembare kracht in de plastische fase van de botsing en bepaalt de hoogte van het horizontale deel van het kracht-tijd diagram. Volgt uit de betondruksterkte en de grootte van het contactoppervlak, en wordt verder beïnvloed door drieassige opsluiting en door schaaffecten.
- $K_{e1}$  Dit is de contactstijfheid volgens Hertz, en legt het verband tussen de botskracht en de indringing. Hangt af van de grootte van het contactoppervlak, de botssnelheid en  $P_{\max}$  [ $N/mm^{3/2}$ ]
- $K_{e2}$  Dit is de contactstijfheid voor ontlastingen en is gelijkgesteld aan 70% van  $K_{e1}$  [ $N/mm^{3/2}$ ]

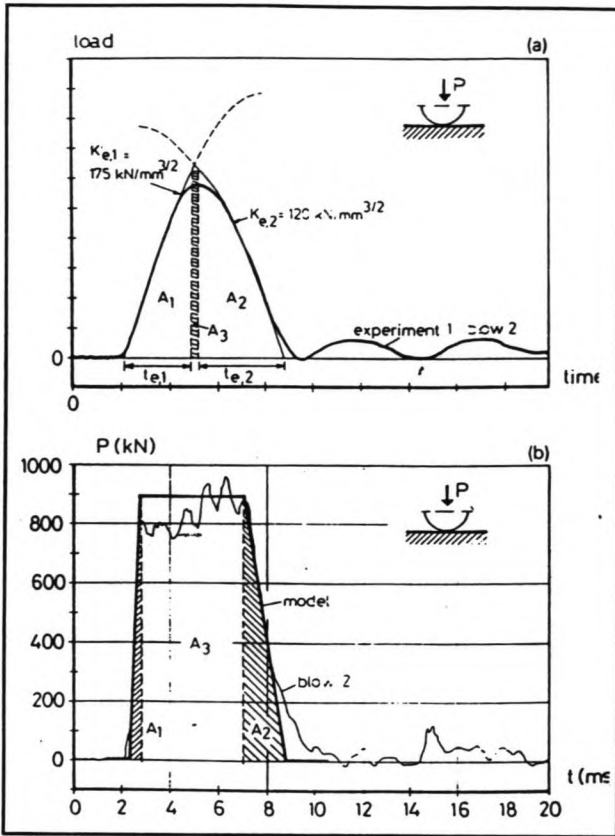
Voor de vorm van de kracht-tijd relatie zijn de volgende voorwaarden van belang:

- $A_3 \leq 0.5mv$ .
- $A_1 + A_2 + A_3 = mv$
- $P_{\max}$  mag niet overschreden worden

met:  $A_1$  = oppervlak van de elastische belastingsfase van het kracht-tijd diagram.  
 $A_2$  = oppervlak van het plastische deel in het kracht-tijd diagram.

$A_3$  = oppervlak van de elastische ontlastingsfase in het kracht-tijd diagram.

$mv$  = totale impuls-overdracht bij een botsing van twee elementen



Figuur 4.10 Twee voorbeelden van kracht-tijd relaties

Figuur 4.10 laat twee voorbeelden van belasting-tijd relaties zien. Bij de bovenste belasting-tijd relatie wordt  $P_{max}$  niet bereikt en bij de onderste wel (het horizontale deel is hier relatief groot).

Om de waarden voor  $K_{e1}$ , de grootte van het contactoppervlak en de invloed van schaal-effecten te bepalen zijn een serie botsproeven uitgevoerd. Hieruit zijn schaalwetten en waarden voor de contactstijfheid bepaald.

### 4.3.3 Het computerprogramma 'Rocking'

Het door Nederlandse onderzoeksinstituten en bedrijven uitgevoerde onderzoek dat verricht is aan de sterkte van betonnen toplaagelementen heeft geresulteerd in het door de

CUR opgestelde computerprogramma *Rocking* (CUR, 1990). Hierin wordt behalve de hydraulische schade ook de structurele schade aan taluds bekleed met tetrapodes of kubussen berekend. Dit onderzoek omvatte onder andere de volgende onderdelen:

- een inventarisatie van belastingen, betonsterkte en betonkonde
- een onderzoek naar de optredende botssnelheden en impulsen (beschreven in hoofdstuk 4.3.2 en Van der Meer e.a., 1990)
- een onderzoek naar botsgedrag van twee betonnen elementen, beschreven in Van Mier e.a., 1990 (zie ook hoofdstuk 4.3.2)

Hiermee en uit gegevens over de golfhoogte, de betonkwaliteit en de elementgrootte bepaalt het programma de optredende botssnelheden (en dus de impuls-overdracht) bij een botsing. Bij de bepaling van de maximaal optredende botskracht verdisconteert het programma schaal-effecten bij de opgegeven contactstijfheid  $K_{e1}$ . Uit een aangenomen verdeling van de plaats van de botsing op het element wordt de optredende trekspanning in het toplaagelement berekend. Wanneer deze de geldende treksterkte van het materiaal overschrijdt wordt breuk in het toplaagelement veroorzaakt. Deze treksterkte hangt af van:

#### Het temperatureffect

Tijdens het hardingsproces van de betonnen toplaagelementen ontstaan er als gevolg van de warmte ontwikkeling trekscheurtjes en restspanningen in het element die de effectieve treksterkte van het beton doen afnemen (zie hoofdstuk 4.3.6).

### Het volumeëffect

Naarmate een element groter wordt zal het beton meer discontinuïteiten vertonen wat ten koste gaat van de resterende treksterkte van het beton.

### De belastingsnelheid

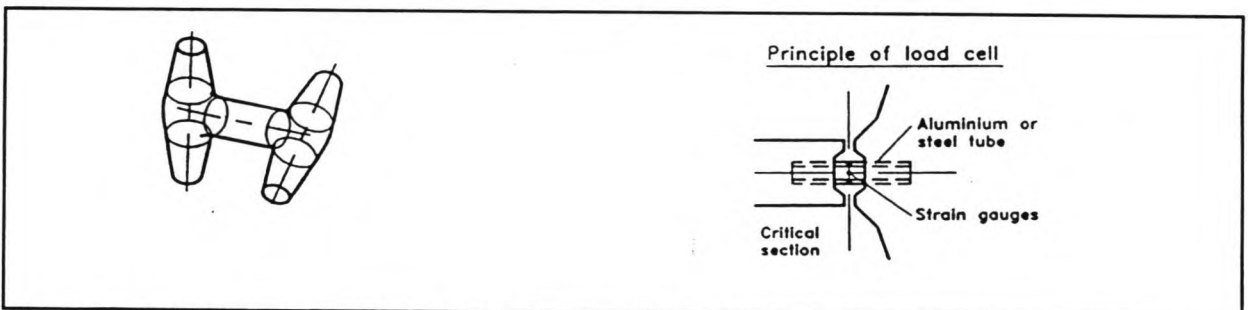
Deze volgt uit het kracht-tijd diagram en heeft invloed op de sterkte van het beton. De sterkte wordt relatief hoger naarmate de duur van de belasting afneemt.

Met het computerprogramma *Rocking* wordt een zogenaamde Monte Carlo simulatie uitgevoerd waarbij voor een groot aantal simulaties verschillende combinaties van onder andere de betontreksterkte, de betondruksterkte, de botsnelheid, en de plaats van de botsing de sterkte en de belasting wordt bepaald. Hierbij moeten onder meer gegevens over de blokgrrootte, de significante golfhoogte  $H_s$ , de golfstijlheid  $s_m$ , het aantal golven  $N$ , de eenassige betondruksterkte en de contactstijfheid  $K_{s1}$  opgegeven worden. Uit de Monte Carlo berekening volgt dan een verwachtingswaarde voor het aantal brekende kubussen of tetrapodes.

### 4.3.4 Dolossen

Bij het onderzoek naar de structurele instabiliteit van dolossen bepaalde Burcharth de optredende krachten rechtstreeks met behulp van zogenaamde *load cells*. *Load cells* zijn aluminium of stalen staven die meestal zijn aangebracht in de kritische doorsneden van een dolos. Deze staven zijn voorzien van rekstrookjes waarmee de trekspanningen in de kritische doorsneden gemeten kunnen worden (zie hiervoor ook figuur 4.11).

Voor de bepaling van de hydraulische instabiliteit van dolossen werd vroeger gebruik gemaakt van de formule van Hudson (4.2) geldend voor een vast ontwerp van de dolossen. Om te



Figuur 4.11 Dolos met kritische doorsneden en principe van een 'load cell'

voorkomen dat de buigspanningen in de kritische doorsneden te hoog worden kan het echter nodig zijn om het ontwerp van de dolos aan te passen. Een verdikt lijf geeft bijvoorbeeld verlaagde extreme buigspanningen in de kritische doorsnede. Voor andere ontwerpen van dolossen (zoals een hogere *waist-ratio*; de verhouding van de dikte van de stam met de hoogte van het element) gelden de bekende  $K_d$  waarden niet omdat eigenschappen zoals haakweerstand en permeabiliteit veranderen.

Burcharth, 1992 heeft de formule van Hudson daarom aangepast en geeft een formule voor de hydraulische stabiliteit van dolossen waarin de invloed van de *waist ratio* is meegenomen:

$$\frac{H_{mo}}{\Delta D_n} = (47-72 r) \phi_{n-2} D^{1/3} N_z^{-0.1} \quad (\text{A.4.20})$$

met:  $r$  = *waist ratio* ( $0.32 < r < 0.42$ ) van de dolos ofwel de verhouding tussen de dikte van het lijf en de hoogte van het element  
 $\phi_{n-2}$  = pakkingsdichtheid voor een dubbele laag dolossen ( $0.61 < \phi < 1.0$ )  
 $D_n$  = nominale diameter van het toplaagelement [m]  
 $D$  = relatieve hoeveelheid verplaatste dolossen in het gebied tussen  $6.5 D_n$  m boven en beneden de waterspiegel  
 $N_z$  = aantal golven, maximaal 3000 golven  
 $H_{mo}/\Delta D_n$  = stabiliteitsgetal

Voor het ontwerp van dolosbekledingen op een talud met een helling van 1:1.5 heeft Burcharth, 1992 ontwerpgrafieken opgesteld. Deze grafieken geven zowel hydraulische als structurele stabiliteit van dolossen weer.

In figuur 4.12 zijn deze ontwerpgrafieken weergegeven (komend uit Burcharth, 1992) waarin ook verschillende waistratio's zijn opgenomen. Hierin zijn:

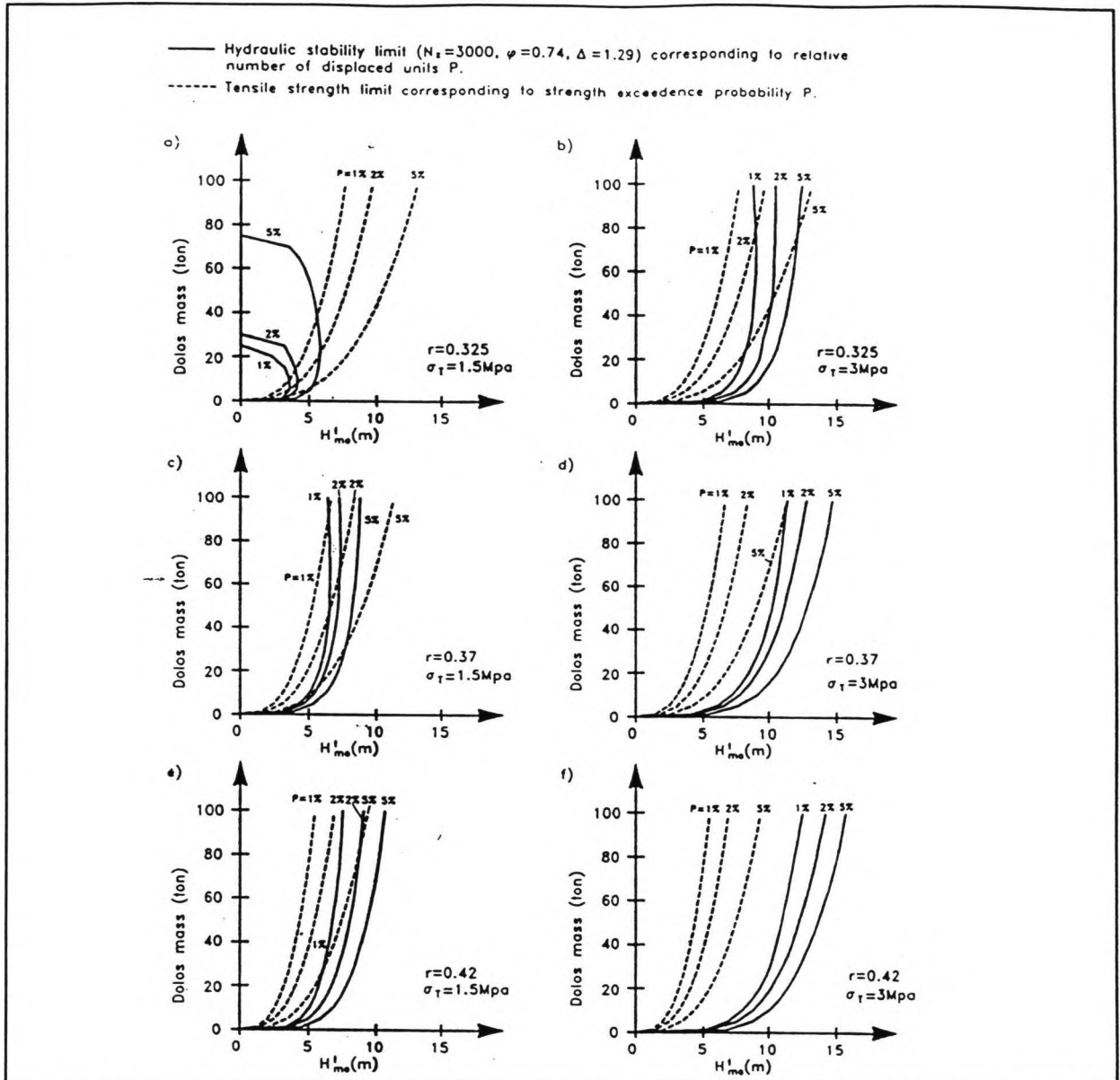
$r$  = *waist ratio* van de dolos  
 $\sigma_T$  = betontreksterkte [Mpa]  
 $P$  = overschrijdingsfrequentie van  $\sigma_T$  en het relatieve aantal verplaatste blokken  
 $H_{mo}'$  = significante golfhoogte ter plaatse van de golfbreker [m]

Deze grafieken zijn als volgt te gebruiken:

1. Bepaal de massa op basis van de hydraulische stabiliteit en een *waist-ratio* van 0.32
2. Bepaal de maximaal toelaatbare trekspanning van het beschikbare beton rekening houdend met vermoeiing
3. Gebruik de grafieken (figuur 4.12)
4. Pas indien nodig het ontwerp van de dolos (*waist-ratio*, massa of betonkwaliteit) aan

De bepaling van deze ontwerpgrafieken is als volgt gedaan (Burcharth, 1991):

1. er zijn spanningen gemeten aan prototypen van dolossen met rekstrookjes (onder andere in Crescent City).
2. de in 1. gemeten situaties zijn op kleinere schaal nagebootst en opnieuw zijn hierbij spanningen gemeten (met *load-cells*)
3. de resultaten van de spanningsmetingen voor het prototype en het schaalmodel zijn vergeleken waaruit de invloed van de schaaleffecten afgeleid is
4. de resultaten zijn toegepast op andere schaalmodellen en ontwerpgrafieken opgesteld



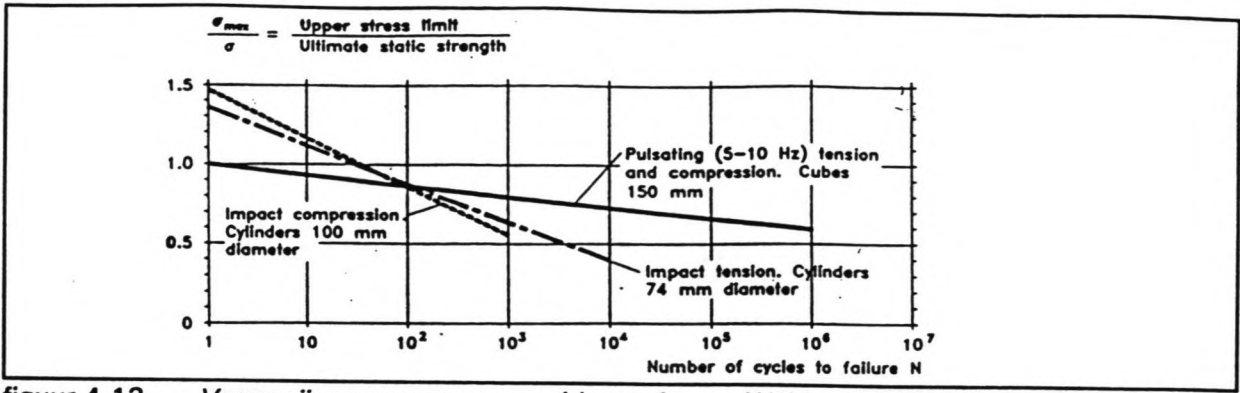
figuur 4.12 *Ontwerpgrafieken voor dolossen voor verschillende wairst-ratio's volgens Burcharth*

#### 4.3.5 Vermoeïing

Voor het breukgedrag van toplaagelementen is onder andere de treksterkte van het beton van belang. Deze neemt echter af met het aantal belastingen als gevolg van vermoeïing. Elke belastingscyclus die een bepaalde belasting overschrijdt veroorzaakt achteruitgang van de sterkte. Dit wordt geïllustreerd in het Wöhler diagram in figuur 4.13.

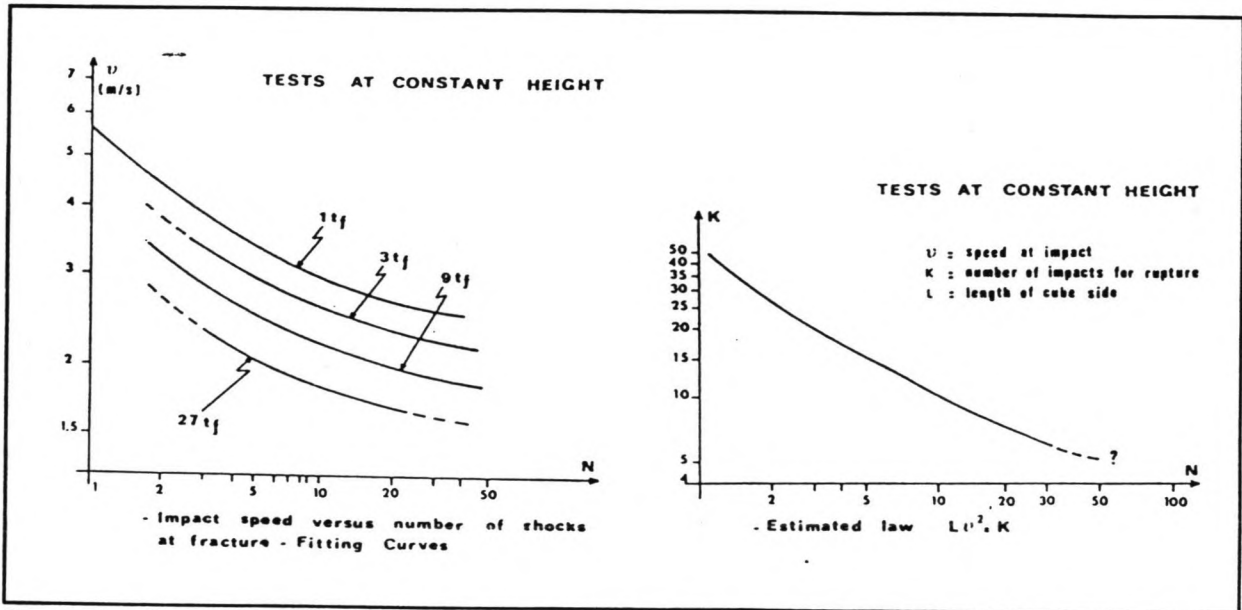
In figuur 4.12 zijn:  $\sigma_{\max}$  = de maximaal opneembare trillings- of botskracht bij een bepaald aantal belastingen  
 $\sigma$  = statische treksterkte  
 $N$  = aantal benodigde belastingcycli voor bezwijken

Ook de toelaatbare botssnelheid (benodigd voor de indirecte faalanalyse uit hoofdstuk 4.3.2) van een kubusvormig betonblok neemt af met het aantal belastingcycli. Dit is voor blokken met een gewicht van 1, 3, 9 en 27 ton afgeleid uit de zogenaamde *railway tests* van Silva, 1983.



figuur 4.13 Vermoeiing van ongewapend beton in een Wöhler diagram.

Figuur 4.14 geeft hiervan de resultaten weer.



Figuur 4.14 Afname van de toelaatbare botssnelheid als gevolg van vermoeiing (volgens Silva)

Hierin zijn:  $N$  = aantal belastingcycli voor bezwijken optreedt  
 $L$  = lengte van een ribbe van de kubus  
 $v$  = maximaal opneembare botssnelheid bij  $N$  botsingen  
 $K = Lv^2$

Voor toepassing van deze grafieken wordt in Burcharth, 1992 de regel van Palmgren-Minor voorgesteld:

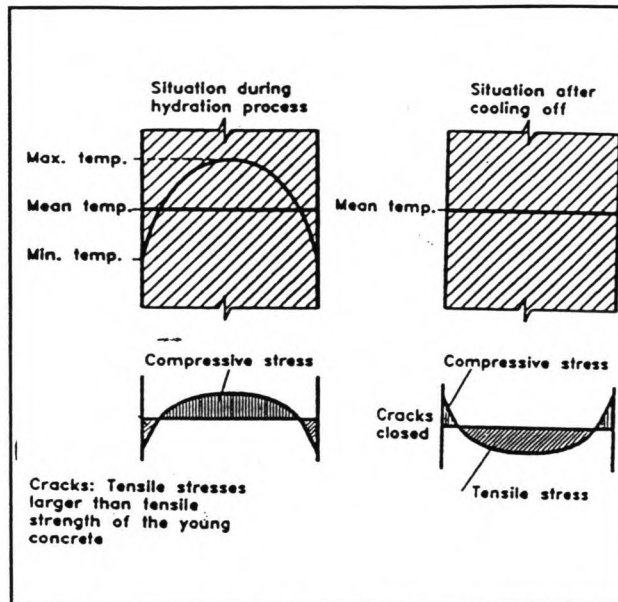
$$D = \sum_{i=1}^k \left( \frac{n_i}{N_i} \right) \leq 1 \quad (\text{A.4.21})$$

met:  $N_i$  = aantal cycli dat bij een bepaalde belasting nodig is voor bezwijken  
 $n_i$  = aantal belastingscycli  
 $D$  = cumulatieve schaderatio; geeft aan hoeveel over is van de sterkte

#### 4.3.6 Thermische hardingseffecten

Bij het hardingsproces van beton komt er als gevolg van hydratatie van cement warmte vrij. Als gevolg van de slechte warmtegeleiding van beton ontstaan bij het fabriceren van betonblokken temperatuurverschillen (tot circa 50 °C) tussen de kern en de buitenkant van de betonblokken. Zie voor een illustratie figuur 4.15.

Het beton aan de rand staat zijn warmte aan de buitenlucht af, terwijl het beton in de kern zijn



figuur 4.15 *Het ontstaan van spanningen tijdens het hardingsproces*

warmte veel moeilijker kwijt kan waardoor de temperatuur stijgt. Deze temperatuurverschillen veroorzaken interne druk- en trekspanningen welke gedurende het hardingsproces schadelijke gevolgen kunnen hebben voor de uiteindelijke betonkwaliteit. Als gevolg van de door het hydratatieproces verhoogde temperatuur in de kern wil het beton in de kern uitzetten. Dit wordt verhinderd door de buitenrand die een lagere temperatuur heeft. In de kern ontstaat hierdoor een drukspanning, en aan de rand een trekspanning. Vooral deze trekspanningen zijn schadelijk en kunnen microscheurtjes in het jonge beton veroorzaken.

Het hardingsproces zet zich voort waarbij de eigenschappen van het beton (zoals de warmteuitzettings-coëfficiënt) veranderen. Als gevolg van de afnemende temperatuur in de kern krimpt daar het beton wat opnieuw interne spanningen tot gevolg heeft. Hierdoor resteert er maar een deel van de treksterkte van het beton in de kern de opname voor uitwendige krachten.

Door Burcharth, 1992 worden de volgende maatregelen die de temperatuurverschillen tijdens het harden moeten tegengaan voorgesteld:

- gebruik van low heat cement (met weinig  $C_3S$ )
- afdekken van het blok gedurende het hardingsproces (met een doek of met water)
- vergroten van het effectieve oppervlak
- minder cement toevoegen
- gebruik van vliegascement als toeslagmateriaal

Ligtingen e.a. stellen hiervoor verder:

- toepassing van hulpstoffen zoals plasticificeerders zodat de water-cement factor laag gehouden kan worden

Voor dolossen en tetrapodes is de situatie ongunstiger dan voor kubussen als gevolg van de geometrie van deze elementen en het doorgaans hogere cementgehalte dat gebruikt wordt (CUR,1990).



## 5 Instabiliteit van het binnentalud

### 5.1 Inleiding

Aan de lizijde van de golfbreker kan het talud als gevolg van de minder zware golfaanval bedekt worden met lichtere (rots)blokken dan de toplaagelementen. Instabiliteit van deze blokken kan net als voor de toplaag ondermijning van de golfbreker als gevolg hebben doordat het fijnere onderliggende materiaal bloot komt te liggen.

Bruun, 1985 stelt dat blokken met een massa gelijk aan eentiende van de massa van de toplaagelementen voldoende stabiel zijn. Deze vuistregel is erg grof en houdt bijvoorbeeld geen rekening met het type toplaagelement. Het is beter het binnentalud te ontwerpen op basis van de op het binnentalud werkende belastingen zoals golfoverslag, scheepsgolven en vanuit zee voortgeplante golven binnen de haven (door diffractie en reflectie).

### 5.2 Ontwerp van het binnentalud

Tot op heden is er weinig bekend over de stabiliteit van het binnentalud tegen golfoverslag. Van der Meer, 1992<sup>b</sup> vond uit modelonderzoek een ontwerpnorm voor het binnentalud van bermgolfbrekers. Dit zijn dynamisch stabiele golfbrekers waarbij de vorm van het talud zich aanpast aan de omstandigheden. Bij dit soort golfbrekers bestaat het binnentalud uit stenen met die even zwaar zijn als de stenen in de toplaag.

Voor het binnentalud van bermgolfbrekers geldt (Van der Meer, 1992<sup>b</sup>):

$$\frac{R_c}{H_s} s_{op}^{1/3} = 0.25 \quad : \text{begin van schade}$$

$$\frac{R_c}{H_s} s_{op}^{1/3} = 0.21 \quad : \text{matige schade} \quad (A.5.1)$$

$$\frac{R_c}{H_s} s_{op}^{1/3} = 0.17 \quad : \text{ernstige schade}$$

met:  $R_c$  = vrijboord, die bij bermgolfbrekers afhangt van de steendiameter [m]  
 $H_s$  = significante golfhoogte [m]  
 $s_{op}$  = golfstijlheid  $H_s/1.56 T_p^2$   
 $T_p$  = piekperiode [s]

De overige resultaten van het onderzoek van Van der Meer, 1992<sup>b</sup> staan weergegeven in tabel 5.2.1 op bladzijde 36.

De gebruikte parameter  $R_c/H_s s_{op}^{1/3}$  geeft de invloed van de steendiameter  $D_{n50}$  op de stabiliteit niet weer omdat de steendiameter van het binnentalud bij bermgolfbrekers gelijk gesteld wordt aan die van de zeezijde. Wel blijkt duidelijk de invloed van de periode  $T_p$  en het relatieve vrijboord  $R_c/H_s$ .

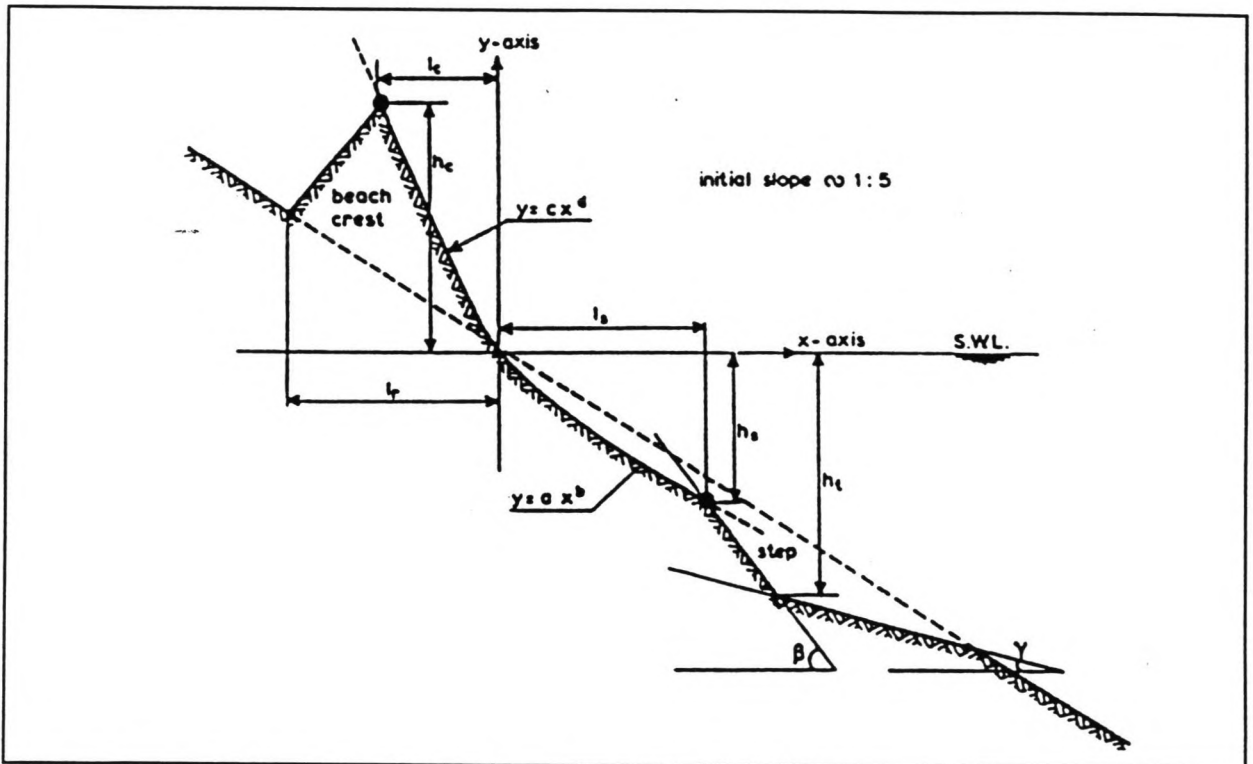
Om de door Van der Meer, 1992<sup>b</sup> gevonden resultaten toe te kunnen passen op conventionele golfbrekers zijn de in tabel 5.2.1 opgenomen gegevens nogmaals bekeken. Hieruit zijn de gebruikte steendiameters en de bij het onderzoek opgetreden overslagdebieten bepaald. Het

sgloffoverslagdebiet is bepaald uit figuur 3.3 waarbij voor bermgolfbrekers de zogenaamde 2%-golfoploop afhankelijk van de brekerindex gelijk gesteld is aan  $1.5\gamma\xi_{op}H_s$  of  $3\gamma$ . Hierin is  $\gamma$  de reductiefactor die de invloed van de ruwheid (0.5 voor betonblokken) aangeeft. De invloed op de golfoploop van de aanwezigheid van een berm wordt in rekening gebracht in de breker index  $\xi_{op} = \tan\alpha\sqrt{H/L_p}$ .

De taludhelling  $\tan\alpha$  volgt uit de waarde  $h_s/l_s$  uit figuur 5.1 die berekend wordt uit:

$$h_s = 0.22 s_m^{-0.3} H_s N^{0.07} \quad (A.5.2)$$

$$l_s = \frac{H_0 T_0^{1/1.3}}{3.8} D_{n50} N^{0.07} \quad (A.5.3)$$



figuur 5.1 *geschematiseerd profiel van een bermgolfbreker*

- met:  $h_s, l_s$  de parameters uit figuur 5.1 die de taludhelling van een bermgolfbreker weergeven [m]  
 $N$  het aantal golven per modelproef, volgend uit de stormduur van 6 uur en de gemiddelde golfperiode  
 $H_0 T_0$  de gecombineerde golfhoogte-golfperiode parameter, gegeven door:

$$H_0 T_0 = \frac{H_s}{\Delta D_{n50}} \sqrt{\frac{g}{D_{n50}}} T_m \quad (A.5.4)$$

Met deze gegevens is de vorm van de geteste bermgolfbrekers te bepalen en is het optredende golfoverslagdebiet te bepalen.

De volgende parameters zijn in tabel 5.2.1 samengesteld:

$$\frac{\bar{Q}T_p}{D_n^2} = 0.11 - 0.18 \quad \text{voor geen en matige schade} \quad (\text{A.5.5a})$$

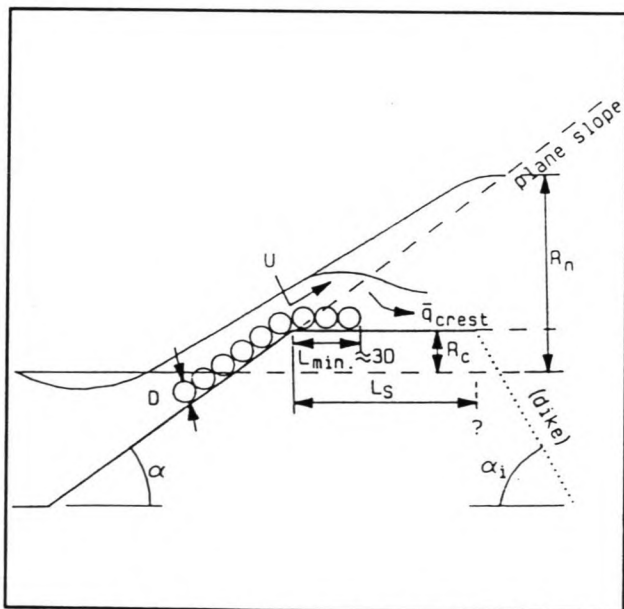
$$\frac{\bar{Q}T_p}{D_n^2} = 0.22 - 0.37 \quad \text{voor ernstige schade} \quad (\text{A.5.5b})$$

met:  $\bar{Q}$  = gemiddeld golfoverslagdebiet waarin de invloed van de golfloop, de golfhoogte en het vrijboord zijn opgenomen [ $\text{m}^3/\text{s}/\text{m}$ ]

In CUR/CIRIA, 1991 wordt een door Pylarczyk voorgestelde ontwerpformule voor de stabiliteit van het binnentalud vermeld. Deze luidt als volgt (zie ook figuur 5.2):

$$\frac{H_s}{\Delta D_n} = \frac{2.25 \cos \alpha_i}{\xi_p^{0.5} [1 - R_d/R_{u2\%}]} \quad (\text{A.5.6})$$

met:  $\alpha_i$  = taludhelling van het binnentalud  
 $\xi_p$  = breker index:  $\tan \alpha / (H_s / 1.56 T_p^2)$   
 $R_{u2\%}$  = golfloop die door 2% van de golven wordt overschreden [m]  
 $R_c$  = vrijboord ofwel de hoogte van de kruin boven het gemiddelde waterpeil [m]



figuur 5.2 Belasting van het binnentalud en de bepalende factoren volgens Pylarczyk.

Het is onduidelijk voor welke graad van schade formule A.5.6 bedoeld is. Daarom is deze formule in tabel 5.2.1 toegepast op de proefresultaten van Van der Meer, 1992<sup>b</sup>. De uit formule A.5.6 volgende waarden voor  $H_s/\Delta D_n$  blijken het beste overeen te komen met situaties waarbij er volgens Van der Meer, 1992<sup>b</sup> *serious damage* aan het binnentalud optreedt.

In hoofdstuk 2.5 van deel B zijn de formules (A.5.5) en (A.5.6) toegepast bij het ontwerp van een alternatief voor de golfbreker van Arzew (El Djedid). De hieruit resulterende benodigde steengewichten voor het binnentalud blijken nauwelijks uiteen te lopen.

In de Shore Protection Manual (CERC, 1984) wordt voor de diepte van het binnentalud geadviseerd deze door te laten lopen tot een diepte die gelijk is aan de significante golfhoogte.

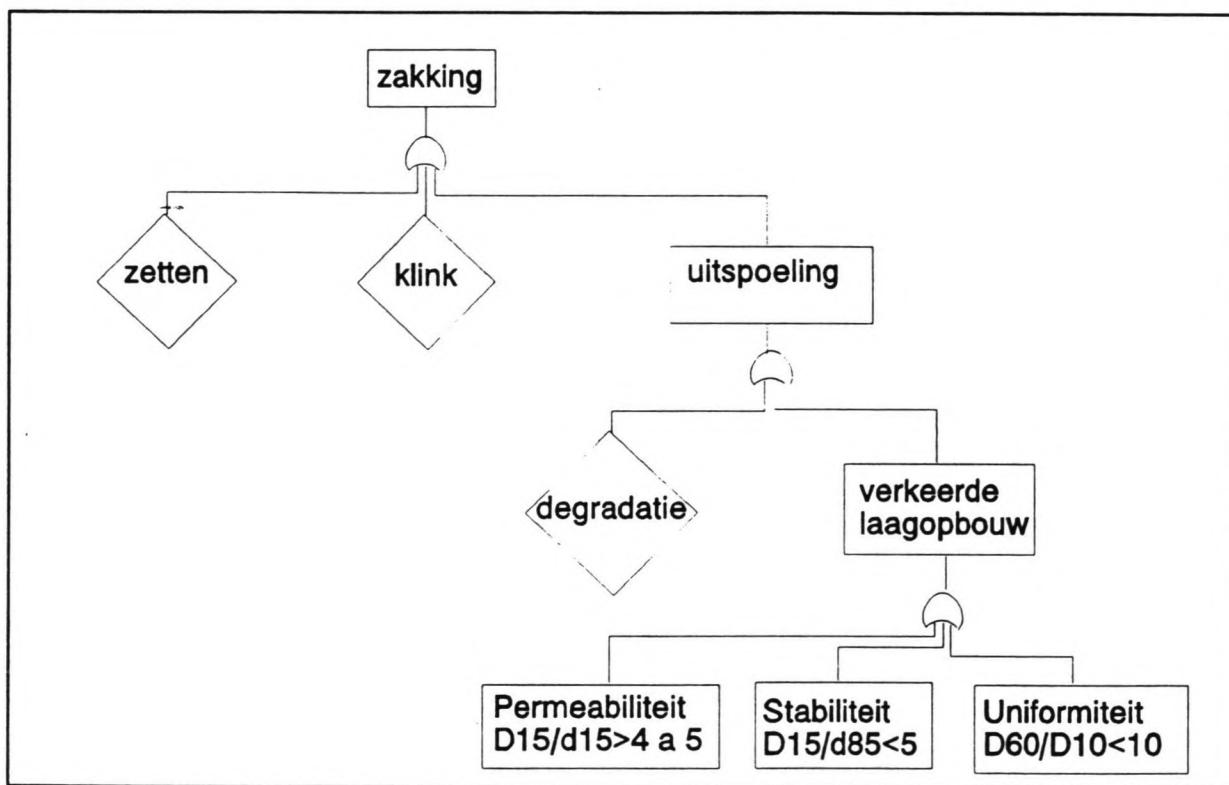
$H_s$	$T_p$	$T_m$	$R_c$	$R_c/H_s$	$H_s/\Delta D_n$
6.1	15.6	12.5	6.1	1	3.0
4.9	16.0	12.8	5.2	1.1	2.5
5.9	13.0	10.4	5.2	0.9	3.0
5.1	24.4	19.5	6.1	1.2	2.5
4.9	13.0	10.4	4.2	0.9	2.5
5.9	13.0	10.4	4.2	0.7	3.0
5.6	16.0	12.8	4.2	0.8	2.9
6.6	13.0	10.4	4.2	0.6	3.4
$S_{op}$	$R_c/H_s S_{op}^3$	$H_s T_o$	$h_s$	$l_s$	$\xi_{op}$
0.016	0.25	104.0	6.8	27.3	1.97
0.012	0.24	90.6	5.9	3.6	2.27
0.022	0.25	88.1	6.1	23.6	1.72
0.005	0.21	135.4	7.6	32.5	3.17
0.019	0.23	73.6	5.3	20.4	1.91
0.022	0.20	88.1	6.1	23.6	1.72
0.014	0.18	105.8	6.5	26.2	2.10
0.025	0.19	100.5	6.6	25.7	1.6
$R_{u2\%}$	$\bar{Q}$	$D_n$	$\bar{Q} T_p / D_{n50}^2$	$H_s/\Delta D_n$ uit (A.5.6)	
9.03	0.017	1.27	0.16	4.11	
7.35	0.011	1.23	0.11	no damage 4.25	
7.61	0.013	1.23	0.11	4.51	
7.65	0.01	1.28	0.11	5.19	
7.35	0.02	1.23	0.17	moderate damage 3.16	
7.61	0.02	1.23	0.19	3.19	
8.4	0.03	1.21	0.37	serious damage 2.58	
8.0	0.02	1.21	0.22	3.12	

Tabel 5.2.1 *Bewerking van de resultaten van Van der Meer e.a., 1992<sup>b</sup>*

## 6 Instabiliteit door zakking

### 6.1 Inleiding

Zakking van de golfbreker kan een gevolg zijn van zetting, klink of het uitspoelen van de uit stortsteen bestaande onderdelen van de golfbreker (figuur 1.1). Deze oorzaken zijn opgenomen in het vervolg op de faalboom in figuur 6.1.



figuur 6.1 Vervolg van de faalboom voor het mechanisme zakking.

Bij klink nemen het (korrelachtige) stortsteen en de toplaagelementen een kleiner volume aan als gevolg van de onophoudelijke golfbelastingen. Klink is onvermijdelijk en treedt vooral in de eerste jaren na het gereedkomen van de golfbreker op. Zetting is een gevolg van de verhoogde bovenbelasting door het gewicht van de golfbreker op de bodem eronder.

Uitspoeling van stortsteen kan een gevolg zijn van de opbouw van de stortsteen lagen. De lagen hebben een grote onderlinge samenhang omdat ze elkaar enerzijds moeten vasthouden en ze anderzijds water door moeten laten. Uitspoeling kan een gevolg zijn van de achteruitgang van het stortsteen onder invloed van schuurkrachten (degradatie), en van initiële afwijkingen.

In dit hoofdstuk wordt de gewenste opbouw van de lagen nader toegelicht.

## 6.2 Zakking als gevolg van de opbouw van de lagen

### 6.2.1 Inleiding

De opbouw van de verschillende lagen in golfbrekers van het type dat is toegepast in Arzew wordt grotendeels bepaald door het gevaar voor uitspoeling van de lagen. Wanneer materiaal uit de kern, de onderlaag, of de tussenlaag onder invloed van interne drukverschillen in de poriën van een grovere laag dringt, treedt uitspoeling op. Deze interne drukverschillen zijn het gevolg van de orbitaalbeweging van het water als gevolg van de golven.

Voor de opbouw van de lagen heeft dit als gevolg dat de lagen naar buiten toe opgebouwd moeten worden uit steeds grovere stortsteen. Voor de bepaling van benodigde korrelgradaties van de lagen zijn de afmetingen van de toplaagelementen (uit de eisen voor stabiliteit) en de fijnheid van de zandlaag vaak een gegeven. Voor de er tussen liggende lagen kunnen de benodigde korrelgradaties afgeleid worden uit filterregels waarbij onderscheid gemaakt wordt tussen geometrische en hydrodynamische filterregels.

### 6.2.2 Filtereisen op basis van geometrische methoden

De onderlaag en het filter uit figuur 1.1 zorgen voor de overgangen tussen toplaag, kern en ondergrond. Bij de geometrische methoden worden deze filterconstructies zo ontworpen dat de korrels uit de fijnere en onderliggende lagen als gevolg van hun omvang niet door de poriën van de aangrenzende lagen heen kunnen. Hierbij wordt geen rekening gehouden met het al dan niet optreden van gradienten in de waterdruk over de lagen. Bij geometrische methoden wordt onderscheid gemaakt tussen stabiliteits-, permeabiliteits- en interne stabiliteitseisen.

Hierbij:  $D_{n,i}$  = nominale diameter van de korrels in de bovenliggende laag, welke door (100-i)% van de korreldiameters in de fractie wordt overschreden  
 $d_{n,i}$  = nominale diameter van de korrels in de onderliggende laag, welke door (100-i)% van de korreldiameters van de fractie wordt overschreden

#### Filterstabiliteit

Bij geometrische filtereisen ten aanzien van de stabiliteit wordt ervan uitgegaan dat materiaal uit de onderste lagen niet door de poriën van de erboven liggende laag heen mag kunnen. Door De Graauw e.a., 1983 wordt als geometrische eis gesteld:

$$D_{n,50} \leq 3 d_{n,50} \quad \text{voor sterk cyclische stroming} \quad (\text{A.6.1a})$$

Terzhagi geeft (Huis in 't Veld, 1987) voor filterstabiliteit onder uniforme stroming loodrecht op het filter een minder strenge eis:

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} \leq 5 \quad \text{voor een geometrisch dicht filter} \quad (\text{A.6.1b})$$

Dit zijn relatieve filterregels. Kawakami en Esashi (Huis in 't Veld, 1987) geven een filterregel die filterstabiliteit als functie van de absolute korreldiameter van de filterlagen geeft:

$$\log\left[\frac{D_{10}}{d_{10}} - 2\right] < \frac{1.9}{\log[(d_{10} - 0.001) 10^3]} \quad (\text{A.6.1c})$$

met  $d_{10}$  in mm

### Permeabiliteit van het filter

Aangrenzende filterlagen moeten naar buiten uit een toenemende doorlatendheid hebben. Zo wordt voorkomen dat zich (lokaal) waterdrukken op kunnen bouwen over een filterlaag. Volgens Terzhagi (Huis in 't Veld, 1983) heeft een filter voldoende permeabiliteit als voor opeenvolgende lagen geldt:

$$\frac{D_{n,15}}{d_{n,15}} \geq 4 \quad (\text{A.6.2})$$

### Interne stabiliteit van filterlagen

De korreldiameters van een laag mogen niet teveel spreiding vertonen om te voorkomen dat de fijne korrels in een laag tussen de grotere korrels uitspoelen. Dit betekent dat de korrelgradatie van de filterlaag niet te groot mag zijn. Graauw e.a., 1987 geven hiervoor als eisen:

$$\frac{D_{n,60}}{D_{n,10}} \leq 10 \quad (\text{A.6.3a})$$

$$\frac{D_{n50}}{d_{n50}} \leq 25 \quad (\text{A.6.3b})$$

Thanikachalam en Shakthivadival (Bouwmeester, 1989) geven een ontwerpnomogram waarmee geometrisch dichte filters op permeabiliteit, stabiliteit en interne stabiliteit ontworpen kunnen worden. Dit ontwerpnomogram is opgenomen in figuur 6.2.

### 6.2.3 Filtereisen op basis van hydraulische methoden

Bij hydraulische filterregels volgen de korrelgrootten in een filterlaag uit de ter plaatse te verwachten waterdrukken. De hydraulische methode geeft minder strenge eisen omdat de optredende verhangen vaak geen aanleiding geven tot transport van filtermateriaal.

Het verhang dat een begin van transport van filtermateriaal te zien geeft wordt uitgedrukt in een zogenaamd kritisch verhang. Het kritische verhang hangt af van:

- de laagopbouw (korreldiameters en gradaties)
- de richting van het verhang (loodrecht op het filter of evenwijdig aan het filter)
- het soort stroming (cyclische stroming of stationaire stroming, laminaire of turbulente stroming)

De Graauw e.a., 1983 geven resultaten van onderzoek dat gepleegd is ten behoeve van de Deltawerken. Hierbij zijn voor verschillende filters kritische verhangen gezocht voor cyclische en stationaire stroming evenwijdig aan en loodrecht op het filter. De weergegeven resultaten zijn erg summier.

Voor 'detached' golfbrekers, waarbij nauwelijks verhangen over de hele golfbreker optreden, zullen alleen cyclische verhangen als gevolg van de orbitaalbeweging van de golven optreden. Er zijn weinig methoden beschikbaar om deze verhangen (op elke plaats in de golfbreker) te bepalen.

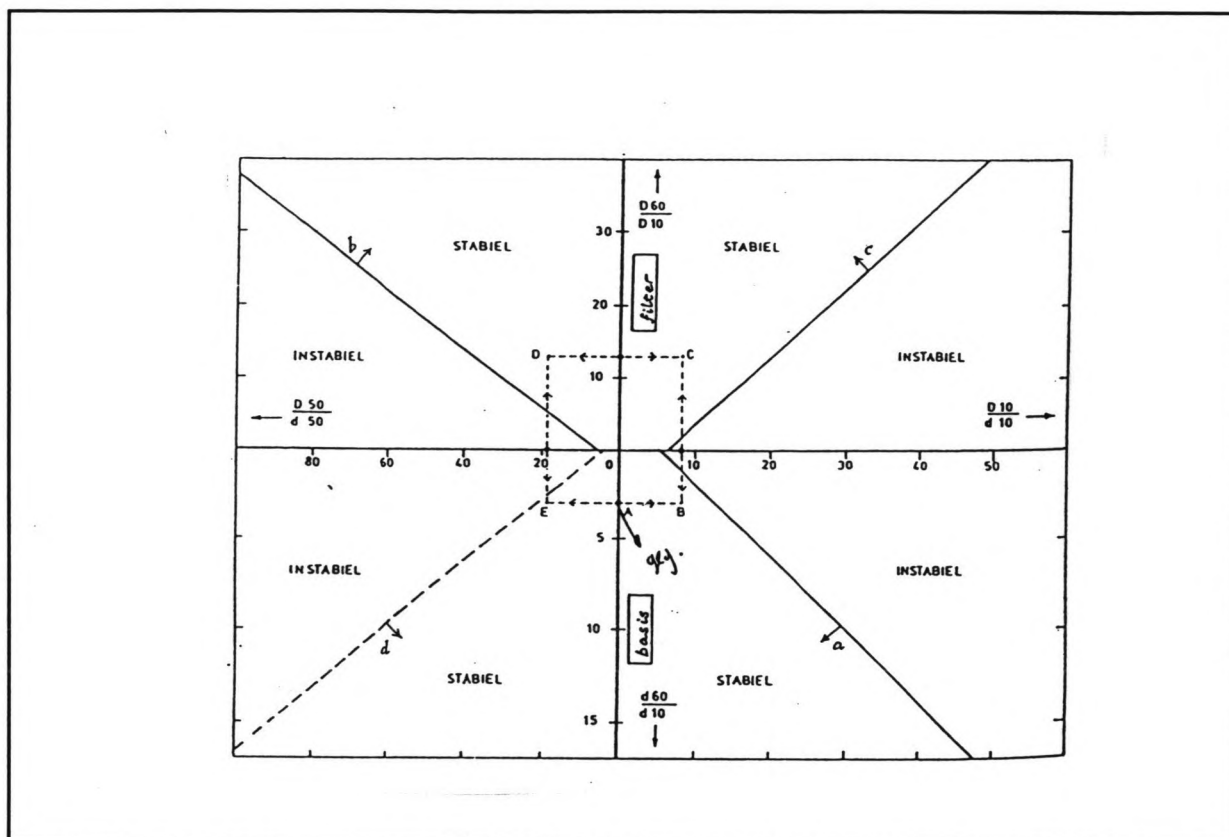


fig 6.2 Ontwerpnomogram volgens Thanikachalam en Shakhivadival voor geometrisch dichte filters.

Voor stationaire stroming evenwijdig aan een filter geven De Graauw e.a., 1983 de volgende filterregel:

$$I_{cr} = \left[ \frac{0.06}{n_f D_{n50}^{4/3}} + \frac{n_f^{5/3} D_{n50}}{1000 d_{n50}^{5/3}} \right] V_{cr}^* \quad (\text{A.6.4})$$

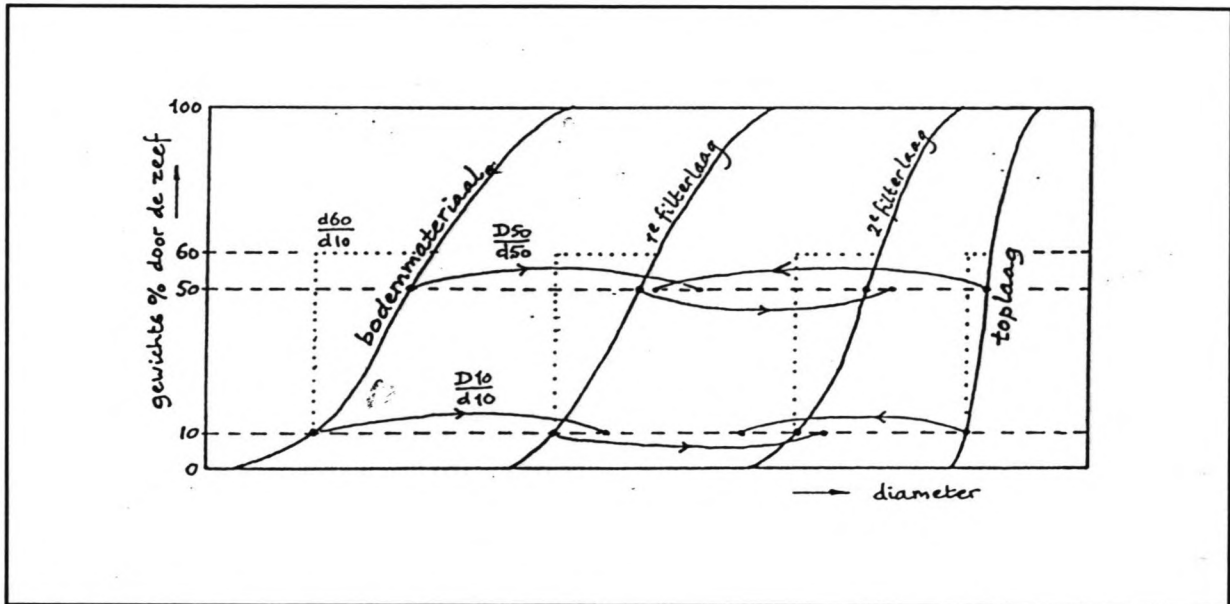
- met:
- $I_{cr}$  = kritisch verhang
  - $n_f$  = porositeit van het filtermateriaal
  - $D_{n50}$  = mediaan van de nominale diameters van het filtermateriaal [m]
  - $d_{n50}$  = mediaan van de nominale diameters van het basismateriaal [m]
  - $V_{cr}^*$  = kritische schuifspanningssnelheid van het basismateriaal afgeleid uit het diagram van Shields Voor grote steendiameters blijkt dat deze evenredig is aan  $\sqrt{d_{n50}}$  (Huis in 't Veld, 1987); bij  $D_{n50,b} = 100$  mm is  $U_{cr}$  gelijk aan 0.3 m/s

Cyclische stroming evenwijdig aan het filtergrensvlak is van belang voor de filterstabiliteit ter plaatse van de teenconstructie waar breken van golven optreedt. Hiervoor blijkt (De Graauw e.a., 1983) dat het kritische verhang voor cyclische stroming na verloop van tijd de zelfde waarde als het kritische verhang van uniforme stroming aanneemt. Dit kan verklaard worden met de optredende verdichting in het filtermateriaal als gevolg van de cyclische stroming.



## 6.2.4 Gebruik van de filterregels

De opbouw van een uit stortsteen bestaand filter in een golfbreker wordt bepaald door de korrelgrootten van het bodemmateriaal, de nominale diameter van de toplaagelementen en de hiervoor beschreven filtereisen. Figuur 6.3 geeft een methode waarmee de filteropbouw bepaald kan worden.



figuur 6.3 opbouw van een filterconstructie

## 6.2.5 Overgang van de toplaag en de onderlaag

In de Shore Protection Manual (CERC, 1984) wordt voor de verhouding tussen de gewichten van de toplaagelementen en de rotsblokken uit de onderlaag gegeven:

$$W_1 < 10 \text{ a } 15 W_2 \quad \text{voor } K_d < 12 \text{ (of } D_1 < 2,2 \text{ a } 2,5(\rho_1/\rho_2)D_2) \quad (\text{A.6.5a})$$

$$W_1 < 5 W_2 \quad \text{voor } K_d > 12 \text{ (of } D_1 < 1,7 (\rho_1/\rho_2)D_2). \quad (\text{A.6.5b})$$

met:  $W_1$  = gewicht van een toplaagelement =  $\rho_b D_{1,n}^3$   
 $D_{1,n}$  = nominale diameter van een toplaagelement  
 $K_d$  = getal van Hudson (zie formule (A.4.6))  
 $W_2$  = gemiddelde gewicht van een element uit de tussenlaag

Deze eisen zijn veel strenger dan de filterregels van Terzaghi (A.6.1a) en De Graauw (A.6.1b). Deze eisen worden gesteld om de haakweerstand van de toplaagelementen te bevorderen zodat de toplaag niet langs de onderlaag afschuift. In steeds meer gevallen worden voor het ontwerp van onderlaag dezelfde filterregels als voor de overige filterlagen toegepast.

### 6.2.6 Toepassing van een filterdoek in het filter

In plaats van een stortstenen filterconstructie kan het filter uitgevoerd worden met een kunststof filterdoek. Dit kan een snellere overgang tussen het bodemmateriaal en de kern van de golfbreker opleveren. Deze kunststof doeken moeten enerzijds waterdoorlatend zijn en anderzijds zanddicht zijn.

De filterdoeken zijn voldoende zanddicht wanneer:

$$\frac{O_{\max}}{d_{15}} \leq 1 \quad \text{Voor cyclische stroming, zonder schade} \quad (\text{A.6.6})$$

Met:  $O_{\max}$  = oppervlak van de grootste opening in een filterdoek, vaak vervangen door  $O_{98}$   
 $O_{98}$  = oppervlak van de opening die door 2% van de openingen in het doek wordt overschreden

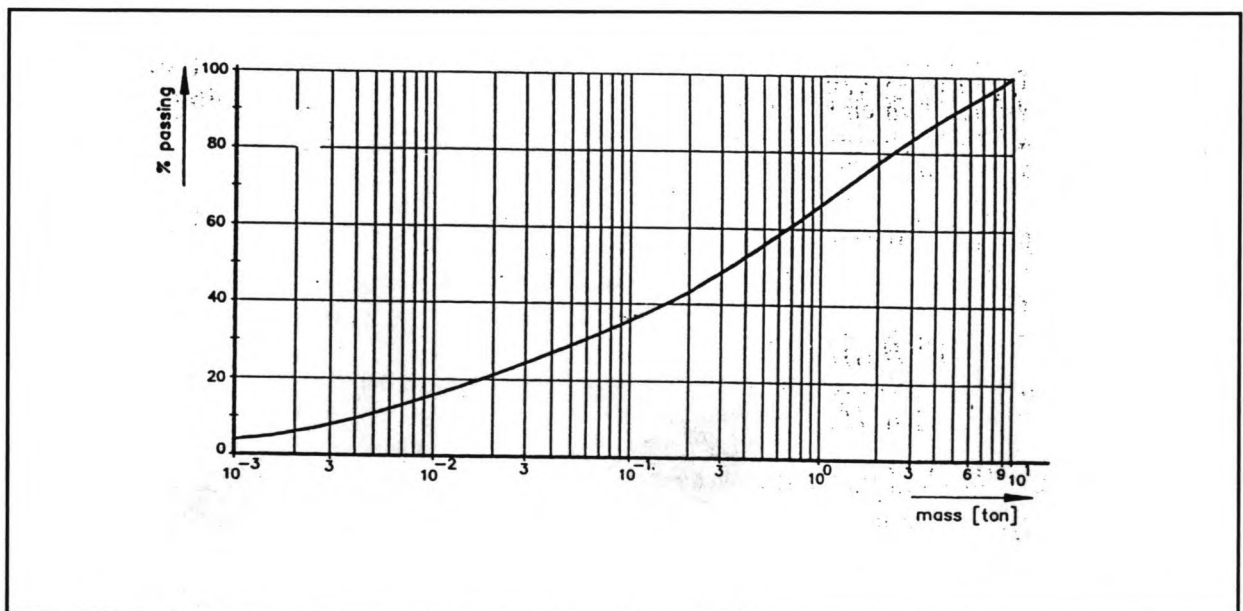
Het optreden van de cyclische stroming ter plaatse van het filter hangt zeer sterk samen met de plaats in het filter van de golfbreker. Bij de teen is de cyclische stroming het minst gedempt en zal het hevigst zijn. Waar geen golfslag is zijn de cyclische stromingskrachten nihil (aan de lijzijde).

Om te voorkomen dat het filterdoek bij het aanbrengen van een volgende laag beschadigt is het verstandig om het filterdoek bij het afzinken te bedekken met een laag fijn stortsteen met een dikte van 0.5 m.

### 6.2.7 Het beschikbare materiaal

Behalve met filterregels moet er bij de bepaling van de opbouw van de golfbreker rekening gehouden worden met de capaciteit van de beschikbare steengroeve. Deze wordt beschreven in een zogenaamde fragmentatiecurve van de steengroeve, waarvan een voorbeeld is weergegeven in figuur 6.4.

Het ontwerp van de golfbreker moet zoveel mogelijk aangepast zijn aan de capaciteit van de steengroeve om een zo economisch mogelijk ontwerp te krijgen (van Oorschot, 1983). Hierbij kan opgemerkt worden dat overgebleven steen eventueel voor andere projecten gebruikt kan



figuur 6.4 Voorbeeld van een fragmentatiecurve van een steengroeve

worden en dus niet verloren hoeft te gaan.

Bij gebrek aan informatie over de beschikbare steengroeve is het noodzakelijk benaderingsmethoden te gebruiken. In CUR/CIRIA, 1992 is de vergelijking van Rosin Rammler vermeld waaruit de vorm van een fragmentatiecurve te bepalen is. Deze luidt als volgt:

$$y = 1 - \exp\left[-\left(\frac{W_y}{W_{63.2}}\right)^{n_r}\right] \quad (\text{A.6.7})$$

Met:  $y$  = deel van de steenfractie dat lichter is dan  $W_y$   
 $W_{63.2}$  = blokgewicht dat groter is dan 63.2% van de blokgewichten  
 $n_r$  = te bepalen coëfficiënt

Voor de grootste steen die te winnen valt stelt men doorgaans  $D_{\max} = D_{95}$ .

### 6.2.7 Afmetingen en eigenschappen van de lagen

De massa inclusief holle ruimte hangt onder meer af van de porositeit van het gestorte materiaal. Voor de porositeit van stortsteen en betonnen toplaagelementen kan genomen worden (CERC, 1984):

grove stortsteen:	$n_v = 0.38$
fijne stortsteen:	$n_v = 0.37$
tetrapodes:	$n_v = 0.50$
kubussen:	$n_v = 0.47$

Voor de dikte van de toplaag wordt er unaniem geadviseerd een dubbele laag aan te brengen. De dikte van een laag wordt dan (CERC, 1984):

$$r = n k_\Delta \left(\frac{W}{\rho}\right)^{1/3} = n k_\Delta D_n \quad (\text{A.6.8})$$

met:  $n$  = aantal lagen (2)  
 $k_\Delta$  = pakkingsdichtheid (1,1 voor kubussen; 1.04 voor tetrapodes en 1.0 voor stortsteen (CERC, 1984))  
 $\rho$  = soortelijke dichtheid van steen [ $\text{kg/m}^3$ ]

Voor het aantal blokken in een laag geldt vervolgens voor de toplaag en de twee bovenste tussenlagen (CERC, 1984):

$$\frac{N}{a} = n k_\Delta (1 - n_v) D_{n50}^{-2} \quad (\text{A.6.9})$$

met:  $N$  = het aantal blokken  
 $a$  = het beschouwde oppervlak [ $\text{m}^2$ ]  
 $n_v$  = porositeit

Voor de dikte van uit grof stortsteen bestaande lagen geeft CUR/CIRIA, 1991:

$$r = 2 D_{n50} k_\Delta \quad (\text{A.6.10})$$

met:  $k_\Delta$  = pakkingsdichtheid van losgestorte (*random*) stortsteen; voor willekeurig gestort stortsteen is deze 0.8 (CUR/CIRA, 1991)

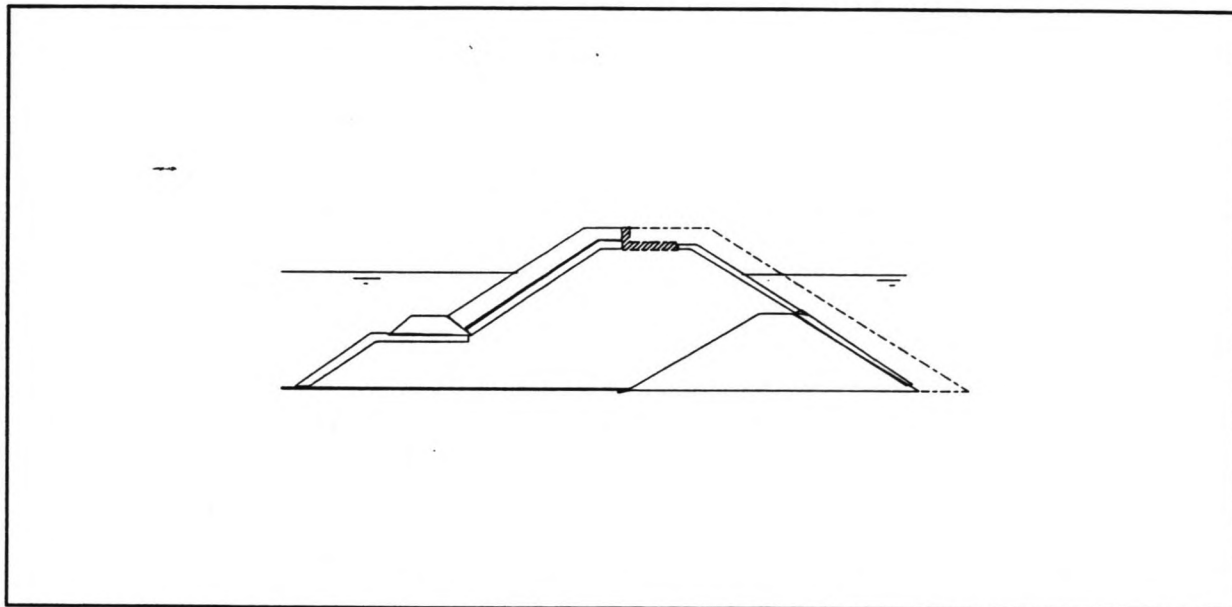
Voor fijn stortsteen kan volstaan worden met een laagdikte van 0.5 m.

## 7 Falen van de kruinconstructie

### 7.1 Inleiding

De golfbreker van Arzew is voorzien van een op de kruin staande betonnen L-muur. Deze geeft steun aan de toplaag en maakt de golfbreker begaanbaar. Bovendien levert het gebruik van zo'n kruinconstructie een besparing van materiaal op omdat de dure toplaag niet over de kruin heen doorgezet hoeft te (zie figuur 7.1).

Het nadeel van een dergelijke kruinconstructie is dat hij relatief stijf is en zakkingen dus moeilijk kan volgen. Bovendien is hij gevoelig voor horizontale en verticale waterdrukken.



figuur 7.1 materiaalbesparing door het gebruik van een kruinmuur.

Falen van de kruinconstructie kan globaal opgedeeld worden in de volgende vormen (zie ook figuur 7.2 en 7.3):

#### 1. Wegschuiven

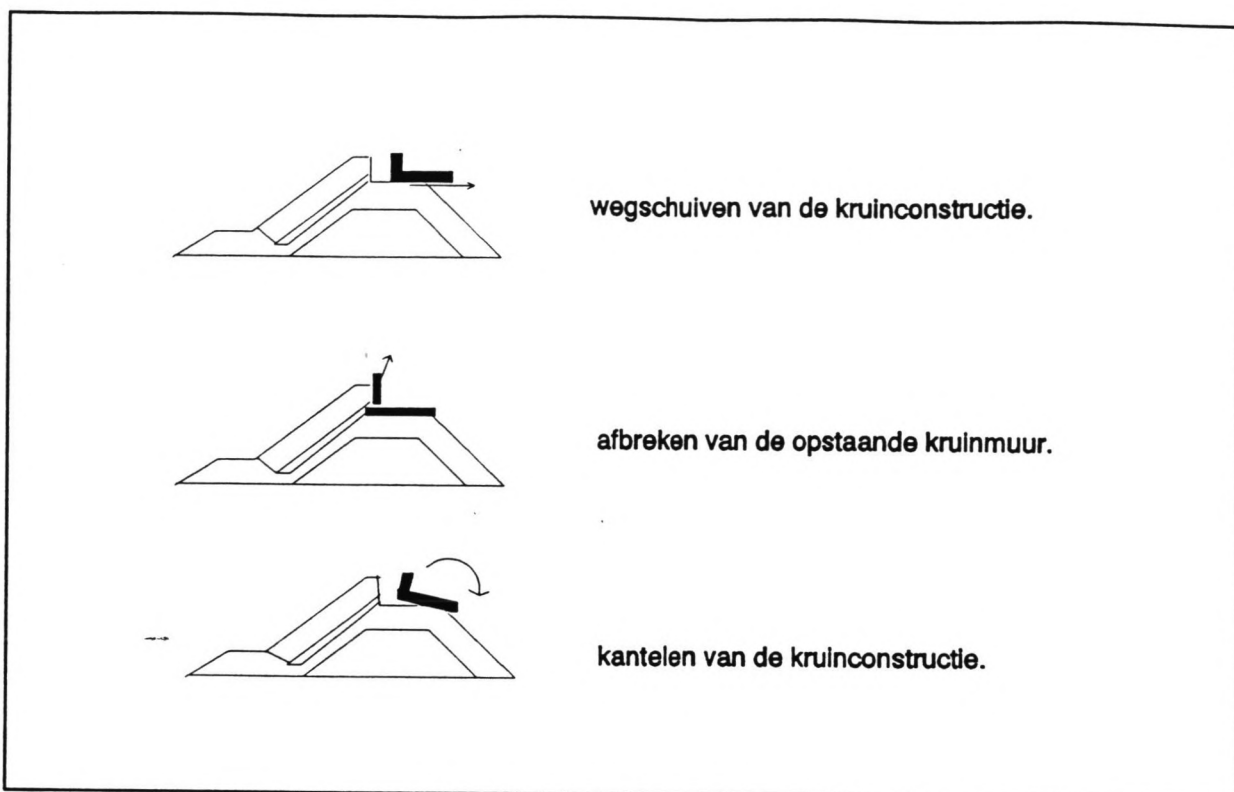
De golfploop veroorzaakt een opwaartse druk onder de zeer ondoorlatende vloer van de kruinconstructie. Bij gelijktijdig optredende horizontale en verticale golfkrachten kan de weerstand van de vloer onvoldoende zijn, wat wegschuiven van de kruinconstructie tot gevolg kan hebben. Dit moet vermeden worden omdat hierdoor de steun die de kruinconstructie aan de toplaag geeft afneemt.

#### 2. Breken van de opstaande muur

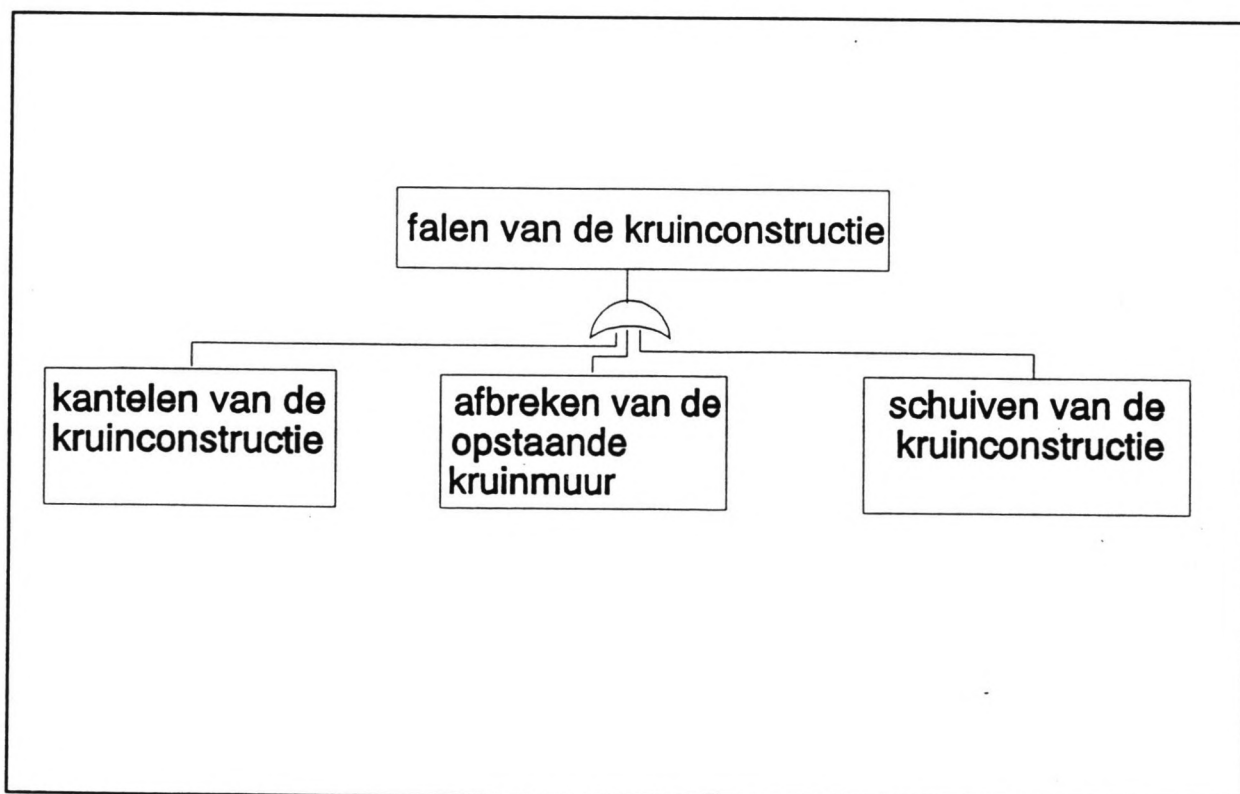
Vooraf wanneer de opstaande muur zijn bescherming door toplaagelementen verloren heeft staat hij bloot aan grote golfkrachten (*impactforces*). Wanneer de sterkte van het beton aan de voet van de muur onvoldoende is om deze krachten te weerstaan zal deze breken.

#### 3. Kantelen

Wanneer de sterkte of de schuifweerstand van de kruinconstructie voldoende is kan er nog falen door kantelen op treden. Het gewicht van de kruinconstructie is dan onvoldoende.



figuur 7.2 *Faalmechanismen bij falen van de kruinmuur.*



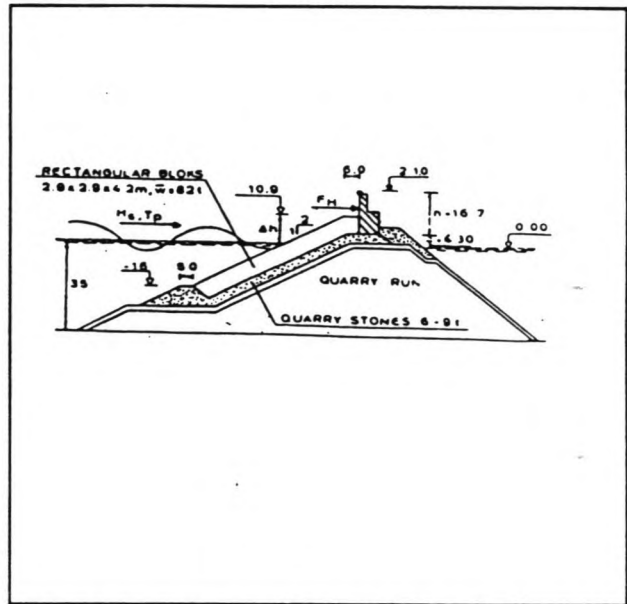
figuur 7.3 *Vervolg van de faalboom voor het mechanisme 'falen van de kruinconstructie'.*

## 7.2 Krachtswerking op kruinconstructies

Door Jensen, 1983 zijn proefresultaten gepresenteerd die volgden uit modelproeven op golfbrekermodel van het type 'Arzew' (zie figuur 7.4). Deze modelproeven geven een betrekking voor de totale horizontale kracht per strekkende meter die door de golven op een kruinconstructie wordt uitgeoefend. In formulevorm luidt deze:

$$\frac{F_H}{(\rho_w g h_f L_p)} = \frac{a H}{A_c} - b \quad (\text{A.7.1})$$

- met:  $F_H$  = maximale horizontale kracht per 1000 golven [N/m]  
 $\rho_w$  = soortelijke dichtheid van water [kg/m<sup>3</sup>]  
 $g$  = versnelling van de zwaartekracht [m/s<sup>2</sup>]  
 $h_f$  = de hoogte van de kruinmuur ten opzichte van het water niveau [m]  
 $L_p$  = piekgolflengte; gelijk aan  $g/2\pi T_p^2$  [m]  
 $T_p$  = piekperiode van het golfspectrum [s]  
 $a, c$  = empirisch bepaalde coëfficiënten [-]  
 $H$  = significante golfhoogte [m]  
 $A_c$  = hoogte van de bovenste top-laagelementen ten opzichte van het waterniveau [m<sup>2</sup>/m]



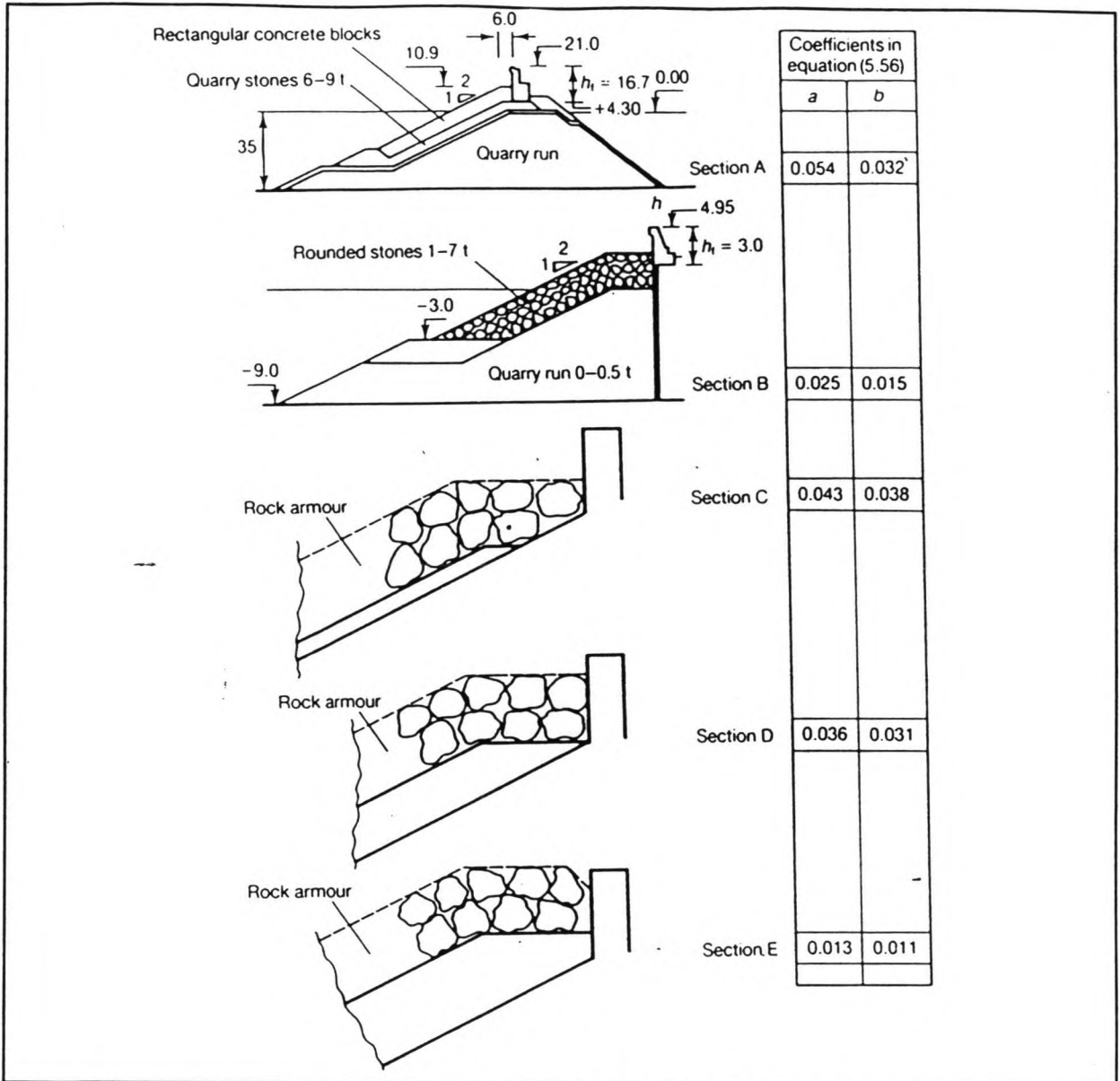
figuur 7.4 Doorsnede van het door Ole Juul Jensen geteste model

Voor het in figuur 7.4 weergegeven model (met betonnen, rechthoekige top-laagelementen en een zogenaamde parapet op de muur) werden voor de empirisch bepaalde coëfficiënten  $a$  en  $c$  waarden van respectievelijk 0.054 en 0.032 gevonden. Door CUR/CIRIA, 1991 worden er voor deze coëfficiënten enkele andere waarden vermeld (zie figuur 7.5).

Hierbij blijkt dat deze coëfficiënten bij een beschermde muur een factor 3 kleiner zijn dan bij een onbeschermde muur.

De horizontale druk uit deze kracht wordt verondersteld (Jensen, 1983 en CUR/CIRIA, 1991) een gelijkmatig verdeeld verloop te hebben. Bij de proeven is geen melding gemaakt van de invloed van de taludhelling en de doorlatendheid van de ondersteunende laag. De proeven zijn uitgevoerd bij brekende golven.

Over de grootte van de verticale drukken is niet veel bekend. Men neemt veelal aan (CUR/CIRIA, 1991) dat er een driehoekig verdeelde opwaartse druk onder de vloer van de kruinconstructie werkt. De druk aan de voorkant moet dan gelijk genomen worden aan de horizontale welke volgt uit formule (A.7.1). De verdeling van horizontale en verticale drukken op een doorsnede van de kruinconstructie ziet er dan uit zoals in figuur 7.6 is weergegeven.



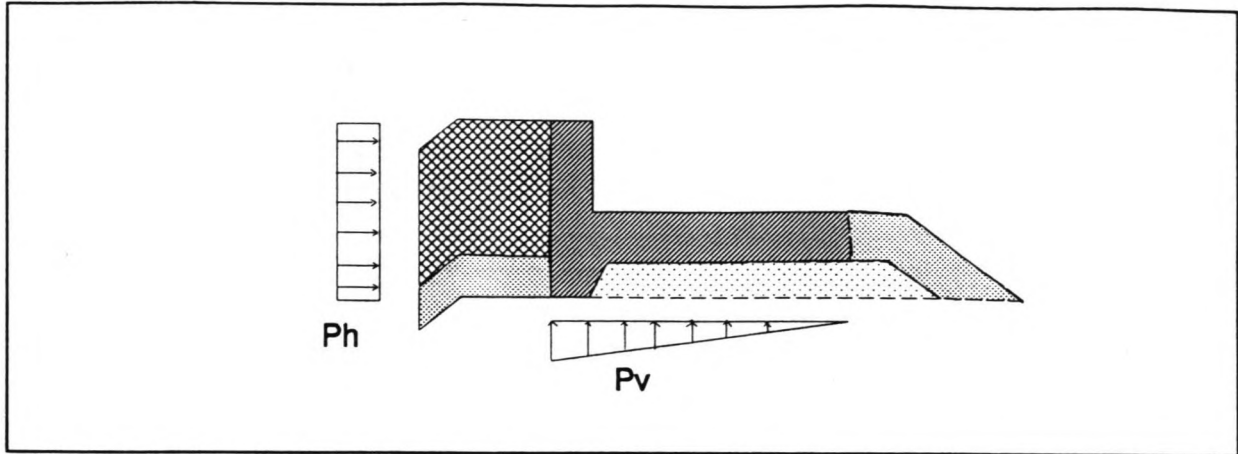
figuur 7.5 waarden voor de door Jensen empirisch bepaalde parameters a en b.

De op de kruinconstructie werkende opwaartse drukken als gevolg van golfaanval hangen in werkelijkheid sterk af van de doorlatendheid van de vlak onder de kruinconstructie liggende laag (Jensen, 1983). Naarmate de onder de kruinconstructie liggende laag ondoorlatender is worden de opwaartse krachten beter gedempt. Daarom wordt aangeraden de kruinconstructie op een zo ondoorlatend mogelijke laag te funderen, bij voorkeur op de kern.

Wanneer de toplaag voor de opstaande kruinmuur weggeslagen is worden de krachten die de golven uitoefenen groter en korter van duur. Deze krachten worden wel *impact forces* genoemd en hangen af van individuele golfhoogten. Voor de beschrijving van deze golfkrachten is de formule van Heroï (Goda, 1992) zeer succesvol geweest:

$$p = 1.5\gamma_w H \quad \text{Voor } h = 0 \text{ to } 1.25H. \quad (\text{A.7.2})$$

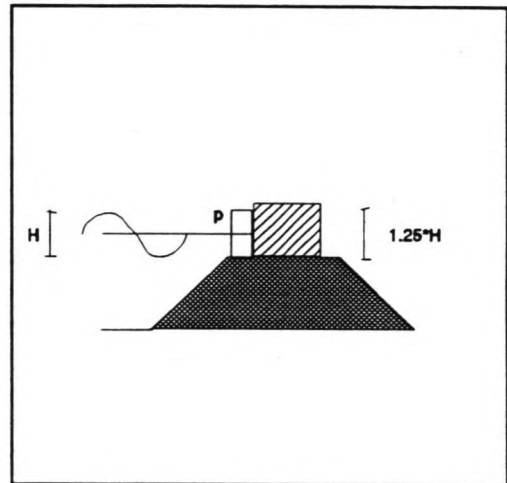
- met:  $p$  = druk die door de golf uitgeoefend wordt op de opstaande muur [ $\text{kN/m}^2$ ].  
 $\gamma_w$  = soortelijke gewicht van het water [ $\text{kN/m}^3$ ]  
 $h$  = hoogte ten opzichte van de voet van de opstaande muur [m]



figuur 7.6 *Verdeling van horizontale en verticale drukken op een kruinconstructie onder golfaanval.*

Deze formule is afgeleid voor monolithische golfbrekers waarvan de vloer beneden de waterspiegel ligt, en is daardoor niet bedoeld voor kruinconstructies op conventionele golfbrekers. Hij is bruikbaar voor brekende golven, en vaak wordt voor de golfhoogte de significante golfhoogte genomen.

Andere formules zoals Sainflou en Minikin zijn niet bruikbaar voor een constructie die zijn voet boven de waterspiegel heeft. Verder is algemeen bekend dat de formule van Minikin irreële drukken oplevert (Goda, 1992).



Figuur 7.7 *monolithische golfbreker met drukverdeling volgens Heroi*

### 7.3 Stabiliteit van de kruinconstructie tegen wegschuiven

Uit de proefresultaten van Jensen zijn stabiliteitsberekeningen ten aanzien van het wegschuiven van een kruinconstructie te maken. Hierbij wordt gebruik gemaakt van een wrijvingscoëfficiënt. Er geldt voor stabiliteit tegen wegschuiven:

$$\frac{\sum F_h}{\sum F_v} \leq \mu \quad (\text{A.7.3})$$

- Met:
- $\mu$  = wrijvingscoëfficiënt
  - $F_v$  = de resulterende verticale kracht op de kruinconstructie; opgebouwd uit het gewicht van de kruinconstructie en de opwaartse druk als gevolg van de golven (uit de formules) [kN]
  - $F_h$  = de resulterende horizontale kracht volgend uit de proeven van o.a. Jensen [kN]



De waarde van  $\mu$  hangt verder sterk af van de vorm van de vloer van de kruinconstructie bij het scheidingsvlak tussen het stortsteen en de het beton. Volgens Bruun, 1985 en CUR/CIRIA, 1992 moet men in het geval van een gladde vloer een waarde  $\mu=0.5$  a  $0.55$  nemen. Voor kruinconstructies die voorzien zijn van een uitsteeksel ('hiel') mag  $\mu=0.8$  a  $1.0$  genomen worden. Doordat er hierbij minder gevaar voor afschuiven zal zijn kan het gewicht van de kruinconstructie lager worden. Dit heeft echter wel een verhoogd gevaar voor instabiliteit ten aanzien van kantelen als gevolg.

#### **7.4 Instabiliteit van de kruinconstructie ten aanzien van de mechanismen breken van de opstaande muur en kantelen**

De in het vorige hoofdstuk besproken krachtswerking op de kruinconstructie als gevolg van een bepaalde waterstand en significante golfhoogte treedt op wanneer de opstaande kruinmuur beschermd is door toplaaelementen. Omdat het moeilijk is om iets te zeggen over de stabiliteit van de kruinconstructie ten aanzien van de mechanismen breken van de opstaande muur en kantelen bij een weggeslagen toplaag, is het veilig er van uit te gaan dat de kruinconstructie bezwijkt bij grote schade aan de toplaag. In werkelijkheid zal de kruinconstructie nog enige tijd kunnen blijven functioneren.

#### **7.5 Opmerkingen**

De onderkant van de kruinconstructie moet hoog genoeg boven het waterpeil geplaatst worden om de aanleg mogelijk te maken.

Om grote schade aan het binnentalud door eventuele golfoverslag te voorkomen kan het voordelig zijn om de kruinconstructie iets uit te laten steken (Jensen, 1983). Zo stort het overstromende water niet op het binnentalud, maar komt het neer op het water. Dit zou de benodigde blokdiameter in het binnentalud kunnen reduceren. In dit geval zou het toegestane golfoverslagdebiet voor de algehele stabiliteit van de golfbreker vallen in het gebied '*Damage even if fully protected*' in figuur 3.1.

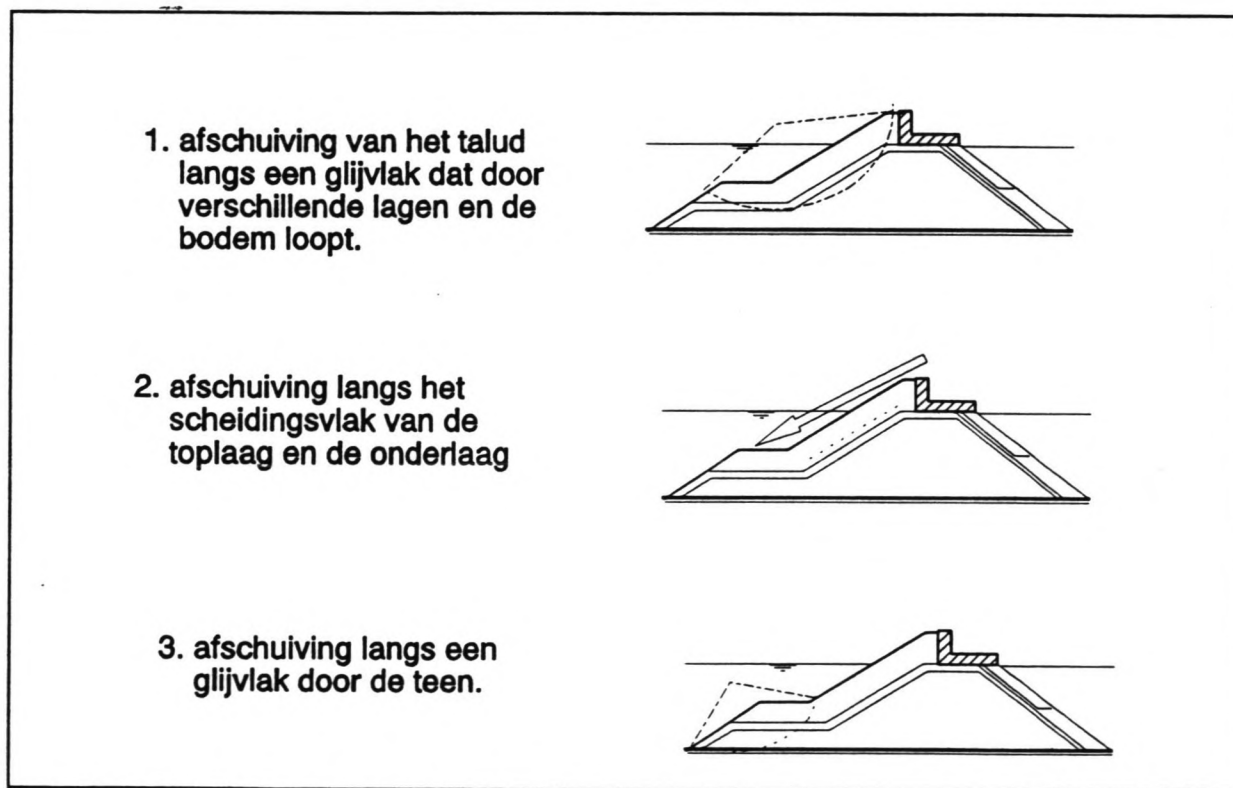
## 8 Instabiliteit als gevolg van afschuiving

### 8.1 Inleiding

Wanneer de draagkracht van de het golfbrekerlichaam onvoldoende is kan afschuiving optreden. In dit geval zijn er binnen het golfbrekerlichaam instabiele glijvlakken waarlangs de weerstand tegen de erop werkende krachten onvoldoende is. In dit hoofdstuk is afschuiving opgedeeld in de volgende drie vormen:

1. afschuiving langs een glijvlak dat door de verschillende lagen en de bodem heen gaat
2. afschuiving langs het scheidingsvlak van de toplaag en de onderlaag
3. afschuiving van de teen langs een glijvlak dat door de teen en de bodem heen gaat

In figuur 8.1 zijn deze vormen van afschuiving weergegeven.



figuur 8.1 *Drie vormen van afschuiven*

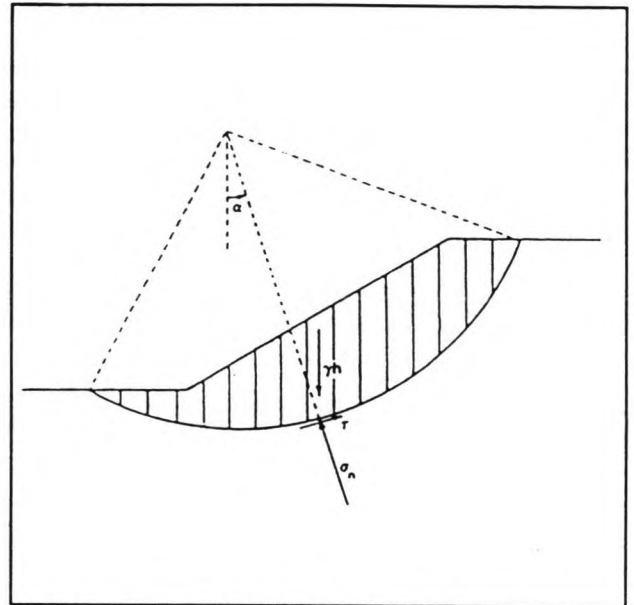
## 8.2 Afschuiving van een talud langs een glijvlak dat door de verschillende lagen en de bodem heen gaat

De stabiliteit ten aanzien van dit mechanisme kan berekend worden met de methode van Bishop. Hierbij wordt rond verschillende punten het momentenevenwicht van verschillende door glijcirkels begrensde moten van het talud bepaald. Hierbij wordt het talud steeds opgedeeld in lamellen die begrensd zijn door verticale vlakken (zie ook figuur 8.2).

Langs het glijvlak werkt een schuifspanning die afhangt van het gewicht van de lamellen en de waterdrukken binnen het talud. Daarmee bepaald men de veiligheidsfactor tegen afschuiven van een bepaalde glijcirkel. De waarde van deze veiligheidsfactor mag niet beneden een bepaalde waarde komen. Deze veiligheidsfactor is te bepalen uit (Verruijt, 1987):

$$F = \sum_{i=1}^n \frac{c + (\gamma h - p) \tan \phi}{\cos \alpha (1 + \tan \alpha \tan \phi / F)} \frac{1}{\sum (\gamma h \sin \alpha)} \quad (\text{A.8.1})$$

- met:
- F = veiligheidsfactor
  - c = cohesie ter plaatse van het glijvlak [kN/m<sup>2</sup>]
  - γ = gewicht van de grond [kN/m<sup>2</sup>]
  - p = waterdruk [kN/m<sup>2</sup>]
  - Θ = hoek van inwendige wrijving ter plaatse van het glijvlak
  - α = taludhelling
  - n = aantal lamellen (± 20)



figuur 8.2 Cirkelvormig glijvlak opgedeeld in lamellen

Bij deze beschouwing blijkt dat de teenconstructie en het bodemmateriaal stabiliserend werken omdat het gewicht van de teenconstructie en de bodem tegengesteld aan het gewicht van het talud werken. Een eventuele ontgronding op de bodem vlak voor de golfbreker geeft daarom een verhoogd gevaar voor instabiliteit van de golfbreker.

Voor golfbrekers van het type 'Arzew' waarbij er nauwelijks waterstandsverschillen tussen de zee- en de havenzijde van de golfbreker optreden wordt de interne waterdruk voornamelijk beïnvloedt door de invallende golven. Hierover is weinig bekend omdat het erg moeilijk is om grondwaterstroming op kleine schaal te modelleren als gevolg van verschillende stromingscondities in het prototype (turbulent) en het model (laminair). CUR/CIRIA, 1992 en Barends e.a., 1988 geven betrekkingen voor het verloop van de waterspiegel binnen een golfbreker onder golfaanval:

$$\lambda = n_p \sqrt{K A t n} \quad (\text{A.8.2})$$

- met:
- λ = de penetratielengte van de golf [m]
  - n<sub>p</sub> = een parameter die afhankelijk is van het type belasting; voor cyclische golfbeweging is deze circa 0.5
  - K = permeabiliteit van de toplaag [m/s]
  - A = penetratieoppervlak [m<sup>2</sup>]
  - n = porositeit van de toplaag

$$(h+z)^2 = Ax + B - \delta h^2 \exp[-x/\lambda] \quad (\text{A.8.3})$$

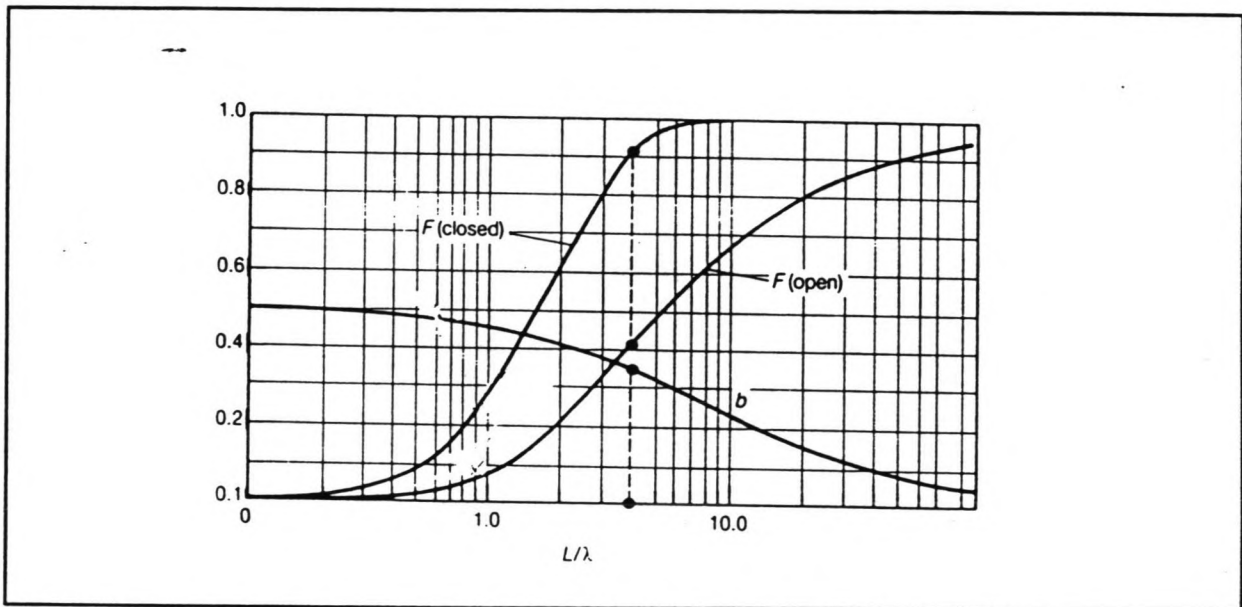
met:  $h$  = waterdiepte voor de golfbreker [m]  
 $z_b$  = verhoging van de waterdruk binnen de golfbreker [m]  
 $A, B$  = constanten volgend uit randvoorwaarden

$$\delta = 0.1 \frac{cH^2}{(n\lambda h \tan \alpha)} \quad (\text{A.8.4})$$

met:  $\alpha$  = hellingshoek van het talud  
 $H$  = de golfhoogte (het is onduidelijk welke golfhoogte genomen moet worden bij onregelmatige golven) [m]  
 $c$  = een factor die bepaald wordt door golfloop en luchtinsluiting ( $c > 1$ )

De maximale verhoging van de waterdruk binnen de golfbreker kan met de volgende formule worden beschreven:

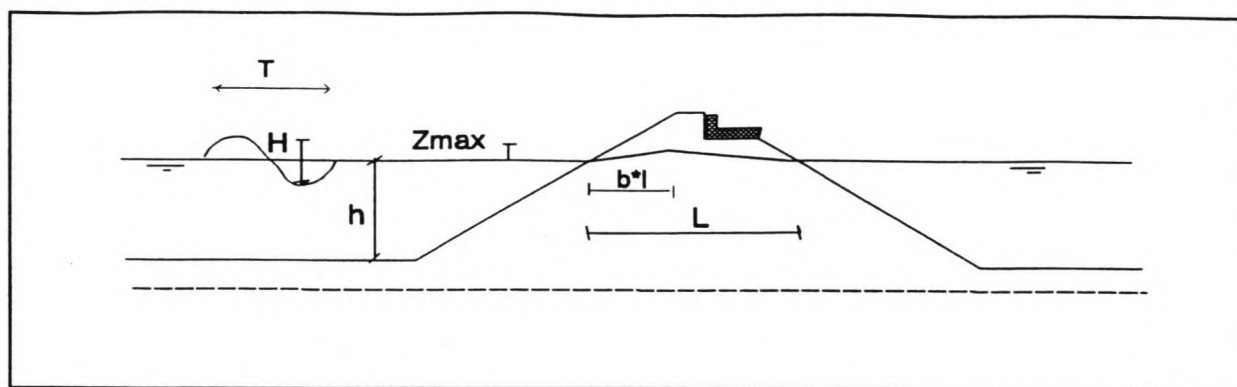
$$\frac{z_{\max}}{h} = \sqrt{1 + \delta F} - 1 \quad (\text{A.8.5})$$



figuur 8.3 Verloop van de factoren  $F$  en  $b$  als functie van  $\lambda/L$

met:  $z_{\max}$  = maximale waterdrukverhoging binnen de golfbreker [m]  
 $F, b$  = empirisch bepaalde factoren uit figuur 8.3  
daarin is:  $bl$  = x-waarde van de plaats van de maximale waterdruk [m]

Deze betrekkingen hebben nogal veel parameters die erg summier zijn gedefinieerd ( $H$ ,  $n_p$  en  $c$ ). Figuur 8.4 geeft schematisch het verloop weer.



figuur 8.4 Verloop van de waterstand volgens Barends

### 8.3 Afschuiven van de toplaag

Het gevaar voor afschuiving van het talud langs het scheidingsvlak van de toplaag en de onderlaag wordt bepaald door de wrijvingseigenschappen van de betonnen toplaagelementen en de kleinere rotsblokken uit de onderlaag. De Shore Protection Manual (CERC, 1984) en Van der Meer, 1992 stellen dat deze vorm van afschuiving niet op zal treden wanneer geldt:

$$\frac{W_A}{W_B} \leq 10 \quad (\text{A.8.6})$$

met:  $W_A$  = gewicht van de toplaagelementen  
 $W_B$  = gewicht van de blokken uit de onderlaag

Dit leidt vaak tot erg hoge bouwkosten omdat er met deze grote blokken voor de tussenlaag erg veel steen gewonnen moet worden (zie ook hoofdstuk 6.4.6).

Figuur 8.5 geeft resultaten van proeven met ronde (spherical) elementen met verschillende diameters die zijn overgenomen uit Bruun, 1985. Hieruit blijkt dat wanneer  $w_1/w_2 = 10$  de wrijvingshoek 1.15 maal groter is dan wanneer  $w_1/w_2 = 20$ .

Weight ratios	Diameter ratios	$\phi$	$\text{tg}\phi$
W to W	1	70°	2.75
W to W/2	1.25	65°	2.1
W to W/10	2.15	55°	1.4
W to W/20	2.7	50°	1.2
W/2 to W/10	1.7	60°	1.75
W/2 to W/20	2.15	55°	1.4

figuur 8.5 Wrijvingseigenschappen van scheidingsvlakken tussen twee lagen die zijn opgebouwd uit ronde elementen met verschillende diameters

## 8.4 De teenconstructie

Er blijkt dat de stabiliteit tegen afschuiven sterk bevordert wordt door de aanwezigheid van een teenconstructie. Deze bestaat bij voorkeur uit rotsblokken en deze moeten bestand zijn tegen stromingskrachten die uitgeoefend worden door de orbitaalbeweging van het water.

Van der Meer, 1992 heeft uit modelonderzoeken een betrekking bepaald die de benodigde bloksgrootte in de teen als functie van de diepte van de teen geeft. Deze betrekking is echter niet bruikbaar voor zeer diep gefundeerde golfbrekers zoals die van Arzew (26 meter diep). Volledigheidshalve wordt hij toch vermeld:

$$\frac{H_s}{\Delta D_n} = 8.6 \left( \frac{d_t}{d_s} \right)^{1.143} \quad (\text{A.8.7})$$

geldig voor:  $0.4 \leq d_t/d_s < 0.7$   
 en:  $H_0/h > 0.5$

met:  $d_t$  = diepte van de teen  
 $d_s$  = diepte voor de golfbreker  
 $H_0$  = diepwatergolfhoogte

De Shore Protection Manual (CERC, 1984) en Bruun, 1985 geven de ontwerpgrafiek volgens Brebner en Donnelly (figuur 8.6; *rubble as toe protection*). Deze is wel bruikbaar voor grote diepten.

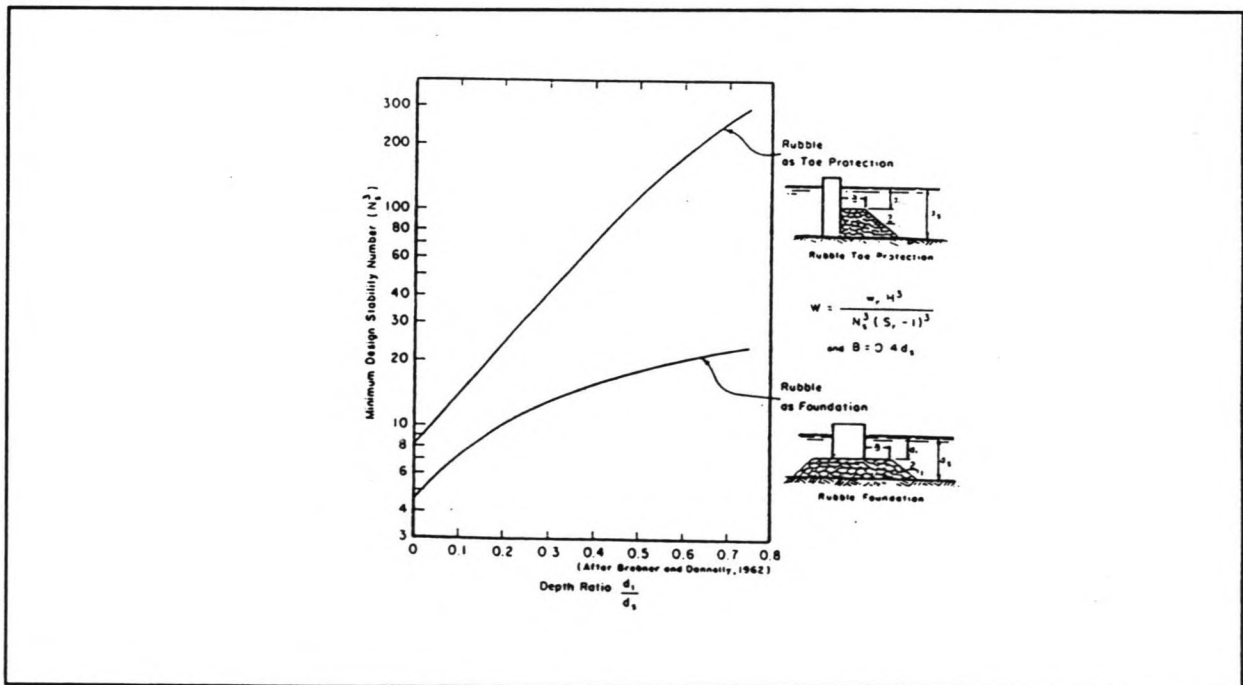
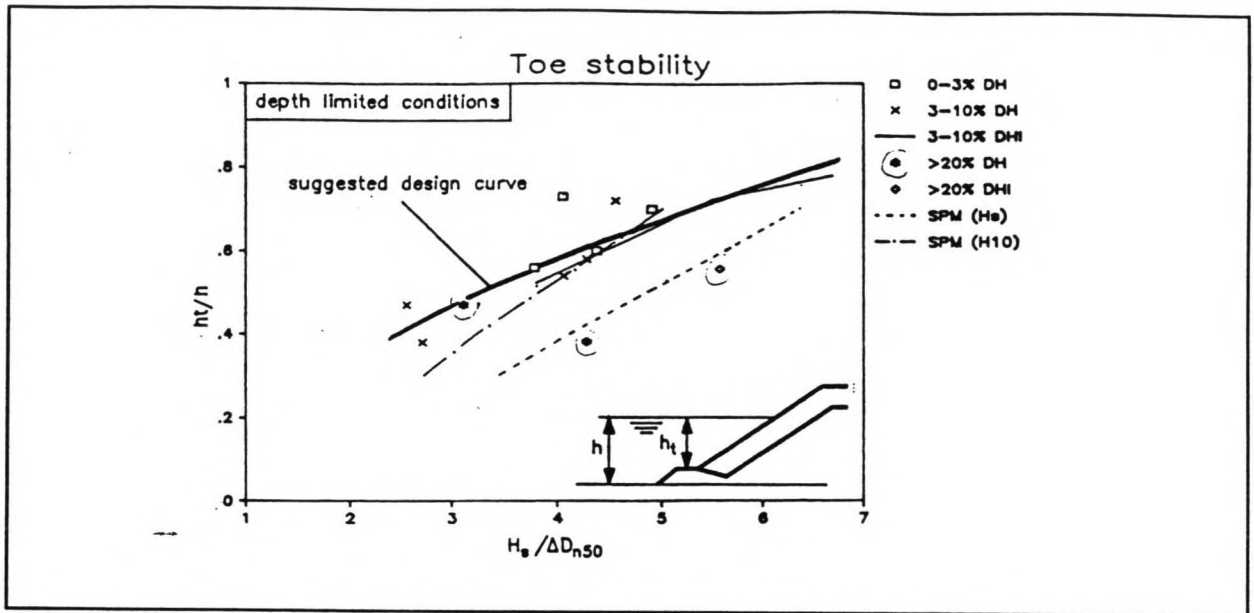


Fig 8.6 Ontwerpgrafiek voor de teen volgens Brebner en Donnelly.

In figuur 8.6 zijn:  $d_t$  = diepte van de teen.  
 $N_s$  = stabiliteitsgetal  $H_s/\Delta D_n$ .  
 $H = H_{10} = 1.27 H_s$  bij Rayleigh verdeling voor geen schade.

Door CUR/CIRIA, 1991 wordt melding gemaakt van de resultaten van een studie van Delft Hydraulics (zie ook figuur 8.7).



Figuur 8.7 Vergelijking van verschillende ontwerpmethoden voor de teen

Bij deze studie is een vergelijking gemaakt van enkele ontwerpmethoden waaronder die van Van der Meer, 1992 en van Brebner en Donnelly.

Uit de modelproeven waarbij de stabiliteit van teenconstructies onderzocht zijn bleek dat het optreden van ernstige schade goed wordt weergegeven door de ontwerpgrafiek van Brebner en Donnelly wanneer deze gebruikt wordt met  $H_s$ . In figuur 8.7 wordt dit weergegeven met een gestippelde lijn welke voor twee aangegeven proefresultaten goed voldoet.

Matige schade kan eventueel beschreven worden met de ontwerpgrafiek van Brebner en Donnelly wanneer hiervoor gebruik gemaakt wordt van  $H_{10}$  ofwel  $1.27 \cdot H_s$ . In figuur 8.7 wordt deze toepassing weergegeven door een onderbroken lijn.

### 8.5 De diepte van de teen

Een algemene richtlijn voor de teendiepte wordt gegeven door de Shore protection Manual (CERC, 1984) en door Bruun, 1985. Hierin wordt geadviseerd de teen op een diepte van  $1.5H_s$  meter beneden de waterstand te laten beginnen.

## 9 De oorspronkelijke golfbreker van Arzew el Djedid

### 9.1 Inleiding

De oorspronkelijke golfbreker van Arzew el Djedid is in 1979 gereed gekomen. Door een storm in december 1980 werd hij zo zwaar beschadigd dat grote reparatiewerkzaamheden nodig bleken. Het bezwijken van deze en andere golfbrekers (onder andere bij Sines, Portugal; San Ciprian, Spanje en Tripoli, Libië) is sindsdien onderwerp geweest van enkele studies.

In dit hoofdstuk worden het ontwerp, het schadebeeld na de storm van 1980 en de bestaande theorieën voor het falen van deze golfbreker in het kort beschreven. De conclusies van dit hoofdstuk worden gebruikt bij het ontwerp van een alternatief voor de dwarsdoorsnede van deze golfbreker in deel B.

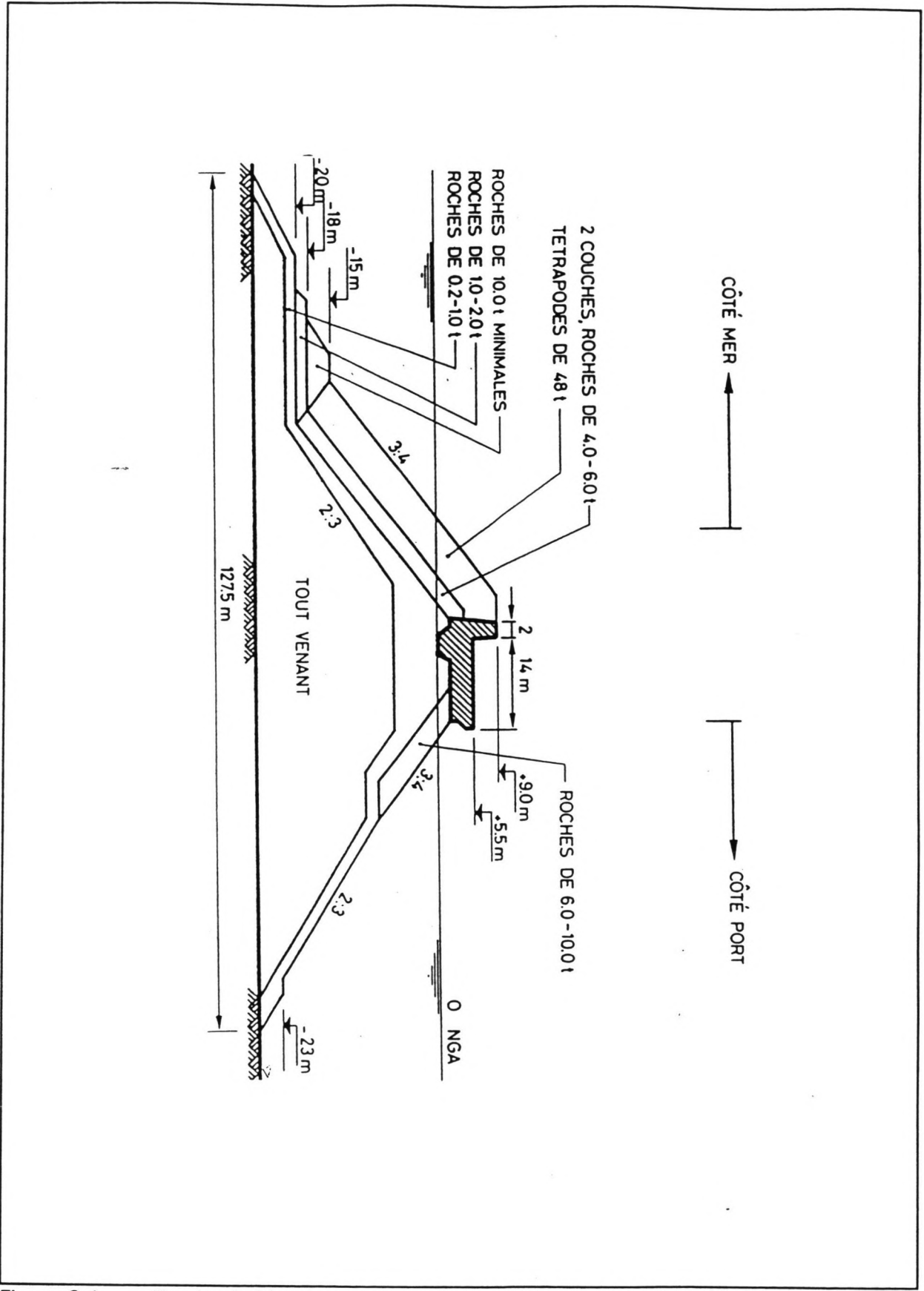
### 9.2 Beschrijving van het oorspronkelijke ontwerp en de toegepaste stabiliteitscriteria

Figuur 9.1 geeft een karakteristieke doorsnede van het ontwerp van de oorspronkelijke golfbreker van Arzew. De figuur is overgenomen uit Stive 1983, en is gebruikt bij modelonderzoeken ten behoeve van de reparatie van de golfbreker. Het ontwerp heeft de volgende karakteristieken:

1. De toplaag is bedekt met een dubbele laag tetrapodes op een ongebruikelijk stijl talud met een helling van 3:4. De massa de een tetrapodes is 48 ton zodat de nominale diameter van deze tetrapodes bij een soortelijke dichtheid van beton van  $2400 \text{ kg/m}^3$  gelijk is aan  $(48000/2400)^{1/3} = 2.7$  meter.
2. De kruinconstructie steekt 9.0 meter boven het (vrijwel constante) gemiddelde waterpeil uit. Hij is voorzien van een uitstekende 'hiel' aan de onderkant en steekt aan de lijzijde uit ter bescherming van het binnentalud. De breedte van de muur varieert tussen 2.0 (aan de bovenkant) en 2.5 meter (aan de voet). Het berijdbare deel van de kruin is 14.0 meter breed.
3. De teenconstructie ligt volgens het ontwerp op 15.0 meter beneden het waterpeil en bestaat uit rotsblokken zwaarder dan 10.0 ton.
4. De onderlaag heeft (volgens het ontwerp) blokken met een nominale diameter van ongeveer 1.3 meter. Dit is ruim voldoende om aan de filtereisen te voldoen en het blokgewicht van 4.0 tot 6.0 ton is ruim.
5. De kern (*tout venant*) komt tot een peil van 6.5 meter beneden het waterniveau. Dit heeft waarschijnlijk te maken met de diepgang van steenstorters.
6. Het binnentalud is bedekt met rotsblokken met een massa variërend tussen 4.0 en 6.0 ton.
7. Tussen de bodem en de kern op de bodem voor de golfbreker ontbreekt er een filterconstructie. Het kernmateriaal ligt direct op de (uit los zand bestaande) bodem.

In de literatuur wordt weinig vermeld over de ontwerpcriteria die tot dit ontwerp geleid hebben (zoals de ontwerp golfhoogte). Volgens Sørensen e.a., 1985 zijn er bij het ontwerp wel modelproeven uitgevoerd waarbij stormsituaties met een significante golfhoogte van 8.0 m nagebootst zijn.





Figuur 9.1 Karakteristieke dwarsdoorsnede van het ontwerp

Uit het gewicht van de toplaagelementen kan verder met de formule van Hudson (A.4.2) een voorzichtige schatting van de significante ontwerpgolffhoogte gemaakt worden. Hier wordt gebruik gemaakt van de formule van Hudson omdat deze in de zeventiger jaren algemeen toegepast is bij het ontwerp van golfbrekers. Voor de verschillende parameters is genomen:

- $\rho_b$  = 2400 kg/m<sup>3</sup>
- $\rho_w$  = 1035 kg/m<sup>3</sup>
- $k_d$  = 8.0 (niet brekende golven, geen schade) voor tetrapods.
- $D_n$  = 2.71 m
- $\cot \alpha$  = 1.33

Met formule (A.4.6) zou nu voor de ontwerpgolffhoogte voor 0-5% schade gevonden worden:

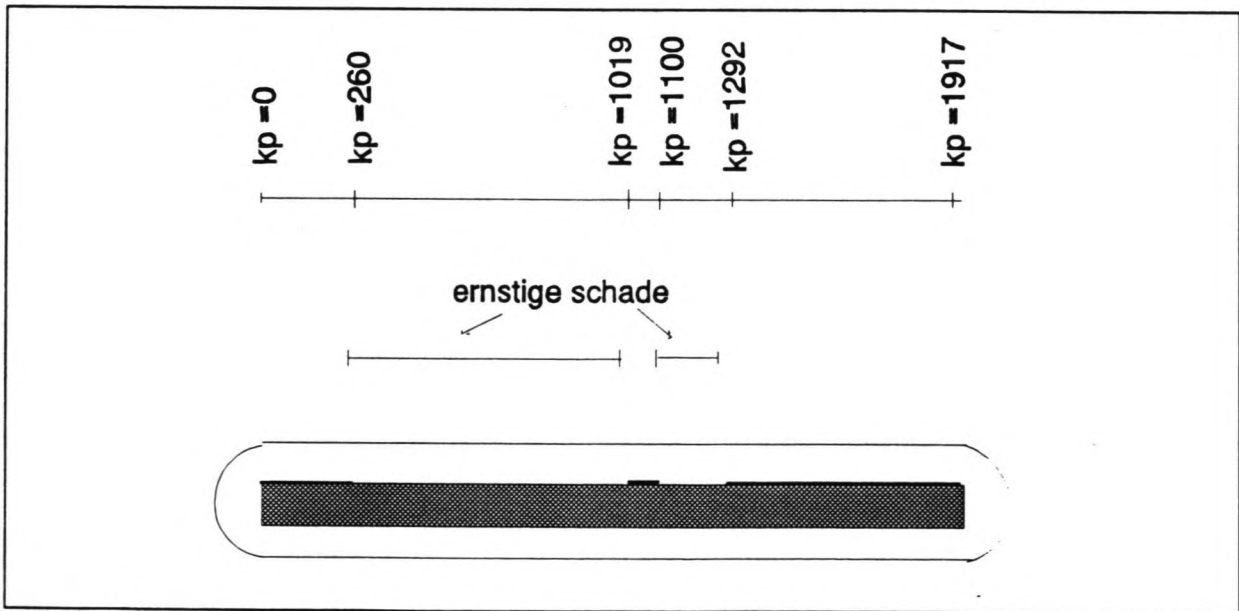
$$H_{sd} = (k_d \cot \alpha)^{1/3} \Delta D_n = 8.0 \text{ m}$$

Ernstige schade (15-20%) is dan volgens de Shore Protection Manual (CERC, 1984) te verwachten te verwachten bij:

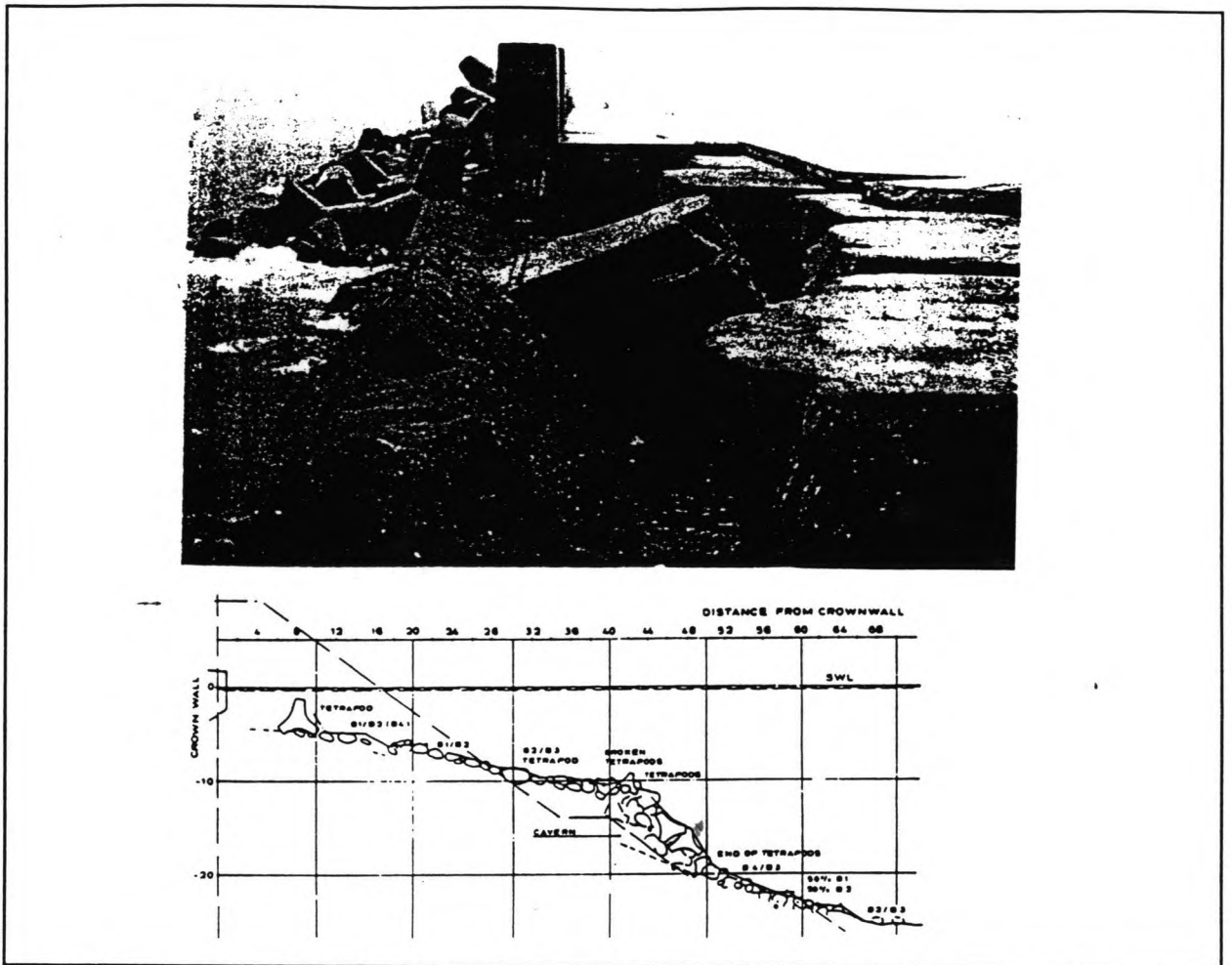
$$H_{ssd} = 1.24 * 8.0 = 9.9 \text{ m}$$

### 9.3 De opgetreden schade

De storm van december 1980 gaf op bepaalde delen van de golfbreker grote schade (zie ook figuur 9.3). In figuur 9.2 staat een bovenaanzicht van de golfbreker waarin de delen waar ernstige schade opgetreden staan aangegeven. Hierin zijn zogenaamde Kp waarden opgenomen die de afstand langs de golfbreker ten opzichte van het westelijke eind aangeven.



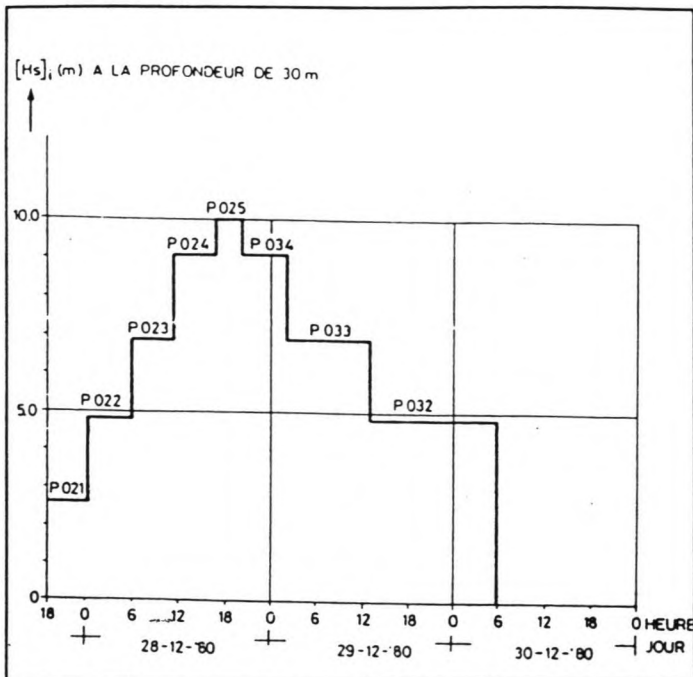
figuur 9.2 Boven-aanzicht van de beschadigde golfbreker van Arzew.



figuur 9.3 *Schadebeeld na de storm van december 1980: vorming van een natuurlijk talud en breken van de kruinmuur*

Het schadebeeld dat op deze plaatsen te zien was is als te beschrijven:

1. Grote hoeveelheden tetrapodes waren gebroken en verplaatst naar de voet van het talud (Bruun, 1981).
2. De opstaande muur van de kruinconstructie is over een lengte van 950 meter afgebroken. In de vloer van de kruin zijn verticale scheuren aangetroffen en de kruin vertoonde ongelijke zettingen (Sörensen, 1985).
3. De gebroken toplaagelementen en rotsblokken die verplaatst werden vormden een zogenaamd natuurlijk talud (zie figuur 9.3). Hierbij werden brokstukken van de tetrapodes bedekt onder stortsteen. De teenconstructie werd hierbij geheel bedekt zodat het moeilijk na te gaan is of deze beschadigd is geraakt (Bruun, 1981).
4. De kern kwam op sommige plaatsen bloot te liggen waardoor deze uitspoelde.
5. De aanlegsteigers achter de golfbreker werden opgestuikt wat er op duidt dat de kruinconstructie verschoven was.
6. Het binnentalud vertoonde op verschillende plaatsen beschadigingen. Verder werden ook hier brokstukken van tetrapodes aangetroffen.



figuur 9.4 Verloop van de significante golfhoogte tijdens de stormen van december 1980

#### 9.4 Mogelijke oorzaken voor de schade aan de golfbreker van Arzew el Djedid

In verschillende publikaties ( o.a. Bruun, 1985; Bruun, 1981; Sørensen 1985; en Stive, 1985) zijn redenen genoemd voor de schade aan de golfbreker van de haven van Arzew el Djedid.

##### Instabiliteit van de toplaagelementen

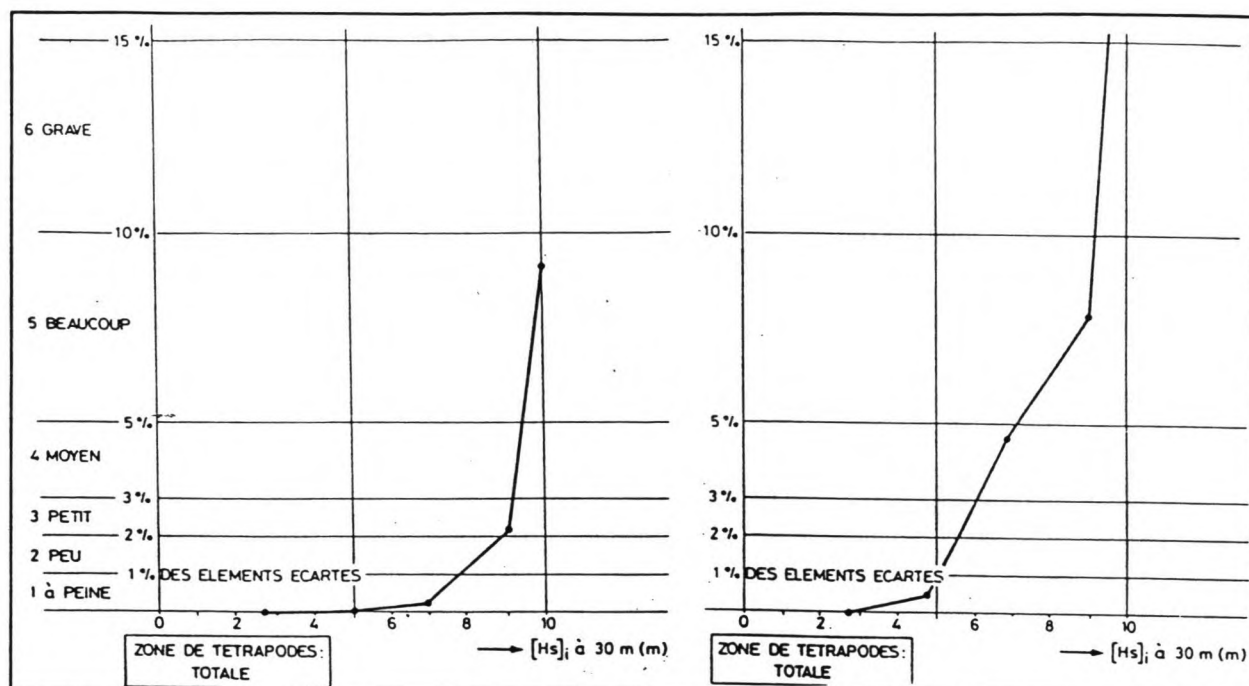
Als onderdeel van het ontwerp van de reparatie van de golfbreker zijn door het Waterloopkundig Laboratorium modelproeven uitgevoerd op het oorspronkelijke ontwerp (Stive, 1985). Hierbij is een storm nagebootst zoals is weergegeven in figuur 9.4. Deze geeft het verloop van de significante golfhoogte in de nacht van 28 december 1980 op 30 meter diepte weer. Hieruit blijkt dat de golfhoogte gedurende 12 uur hoger was dan de geschatte significante ontwerp-golfhoogte van 8.0 meter.

Bij deze proeven zijn conclusies getrokken ten aanzien van het optreden van structurele en hydraulische instabiliteit van de tetrapodes. Er is hierbij als volgt te werk gegaan :

**Proef A** Eerst is het model volgens het oorspronkelijke ontwerp uitgevoerd en getest op toenemende significante golfhoogten (tot 10.0 meter). De schade die hierbij optrad bleek pas bij een significante golfhoogte van 10.0 meter ernstig te worden. Hierbij werd de schade gemeten als het aantal verplaatste tetrapodes als percentage van het totale aantal tetrapodes. In figuur 9.5 (links) is het verloop van de schade bij deze proef als functie van de significante golfhoogte weergegeven. Er ontstond hierbij geen natuurlijk profiel zoals wel het geval was na de storm van december 1980. Tevens is er met behulp van single frame techniek bepaald waar in het talud zich bewegende tetrapodes bevonden.

**Proef B** Daarna is het model opnieuw opgebouwd, nu met breekbare tetrapodes. Hierbij zijn de continu bewegende tetrapodes uit proef A vervangen door tetrapodes die op een of twee plaatsen doorgezaagd en vervolgens vastgelijmd waren. Dit model is blootgesteld aan omstandigheden die vergelijkbaar zijn met de storm van december 1980. Het schadeverloop dat hierbij optrad bleek al bij een golfhoogte van 9.0 meter ernstig te zijn en is opnieuw gemeten (figuur 9.5,

rechts). Na afloop had zich in het model een natuurlijk profiel gevormd dat vergelijkbaar was aan het profiel in de golfbreker na de storm van december 1980.



figuur 9.5 Verloop van de schade voor proef A (links) en proef B (rechts)

Uit deze proeven kan geconcludeerd worden dat het breken van de tetrapodes tot het schadebeeld heeft geleid (structurele instabiliteit van de tetrapodes). De brokstukken van de tetrapodes hadden later een zeer lage hydraulische stabiliteit waardoor de toplaag bij een latere storm het natuurlijke talud aannam.

Ook volgens Bruun, 1981 heeft structurele instabiliteit een zeer belangrijke rol gespeeld. Er is volgens Bruun echter geen reden aan te nemen dat de betonkwaliteit te laag was.

Ook kunnen de zettingen in de toplaag ertoe geleid hebben dat de opstaande kruinmuur bloot is komen te liggen waardoor de golven sterk gereflecteerd werden (er ontstonden staande golven). Volgens Bruun, 1981 heeft dit ontgraving ('scour') in de toplaag veroorzaakt. Door Bruun, 1981 en 1985 wordt verder gesteld dat het niet onwaarschijnlijk is dat de blokken al tijdens de uitvoering (bij het plaatsen) zijn beschadigd of zelfs gebroken.

#### Opbouw van de lagen

Bruun, 1981 en 1985, stelt verder dat de toplaag en de onderlaag sterk variërende dikten hebben. Dit kan het gevolg zijn geweest van een verandering in uitvoeringsmethode gedurende de aanleg van de golfbreker. Het is niet zeker of dit een oorzaak is geweest voor de schade.

Bruun, 1981 meldt verder dat de onderlaag uit onvoldoende grof materiaal bestond. Het is moeilijk gebleken de grote blokken (> 10 ton) te produceren en te transporteren.

#### Afschuiven

Er heeft geen afschuiving opgetreden langs een glijcirkel die door de verschillende lagen en de bodem loopt (Bruun, 1981). Barends, 1988 meldt overigens wel dat gebleken is dat het binnentalud potentiële instabiliteit bij aardbevingen heeft.

Doordat tetrapodes uit het talud geslagen zijn is de toplaag op verschillende plaatsen afgeschoven. Dit heeft onder andere geleid tot de vorming van het natuurlijke profiel van het talud.

Het is onduidelijk of de teen heeft bijgedragen aan het ontstaan van de schade omdat deze niet terug te vinden is. In de modelproeven (zie instabiliteit van de toplaagelementen) bleef de teenconstructie in tact.

#### **Falen van de kruinconstructie**

De zettingen in de toplaag en het wegslaan van de toplaagelementen had tot gevolg dat de kruinconstructie bloot kwam te staan aan grote (horizontale en verticale) krachten. Het breken van de opstaande muur was daarom een gevolg van andere faalmechanismen.

#### **Golfoverslag**

Bij de storm heeft er zware golfoverslag plaatsgevonden en is het binnentalud beschadigd geraakt. Volgens Bruun, 1981 is dit het gevolg van verhoogde golfploop als gevolg van zettingen in de toplaag. Nadat de kruinmuur ook nog brak verergerde de golfoverslag.

#### **Overige factoren**

Het is niet uitgesloten dat de storm de ontwerp golfhoogte overschreden heeft. Uit de schatting voor de ontwerp golfhoogte (9.9 meter voor ernstige schade) en het verloop van de significante golfhoogte op 28 en 29 december 1980 (figuur 9.3) zou dit inderdaad volgen. Heijdra e.a., 1985 geven voor de storm echter een significante golfhoogte op van 9.0 meter. Dit is geconcludeerd uit de vergelijking van het schadeverloop van het model en het prototype bij de proeven van het WL.

Verder is het onduidelijk of de indertijd gebruikte golfhoogteverdeling overeenkomt met de golfhoogteverdeling uit figuur 1.1 van deel B. Bruun, 1981 stelt dit niet het geval is geweest.

### **9.5 Conclusies**

Als belangrijkste oorzaken voor het falen van de golfbreker van Arzew el Djedid kunnen genoemd worden:

1. structurele instabiliteit van de tetrapodes
2. de hoge significante golfhoogten op 28 en 29 december 1980 van 9.0 m
3. progressieve schade aan de kruinconstructie, de kern en het binnentalud als gevolg van de schade aan de toplaag

Verdere tekortkomingen aan het ontwerp zijn:

4. het ontbreken van een filter ter plaatse van de teen en onder de kern
5. de stijle taludhelling van 4:3
6. de breedte van het horizontale deel van de toplaag is zuinig uitgevoerd

Ten aanzien van de ontwerpcriteria van het oorspronkelijke ontwerp kan geconcludeerd worden:

7. ernstige schade (ofwel *serious damage*) werd geaccepteerd bij  $H_s =$  circa 9.9 m
8. begin van schade (ofwel *no damage*) werd geaccepteerd bij  $H_s =$  circa 8.0 m

## Literatuurlijst

- Barends F.B.J.,  
1985 'Geotechnical aspects of rubble mound breakwaters.' In: *Developments in Breakwaters*; Proceedings of the conference on Breakwaters Oktober 1988, Londen. Van: Institution of Civil Engineers. Uitgever: Telford, Londen.
- Bouwmeester J.,  
1989 'Flexibele waterbouwkundige constructies.' In: College dictaat F4. Van: Technische Universiteit Delft; faculteit Civiele Techniek.
- Bradbury A.P.,  
1988 en Allsop N.W.H.  
'Hydraulic effects of breakwater crown walls'. In: *Design of breakwaters*, Proceedings of the conference on Breakwaters Mei 1988, Eastbourne. Van: Institution of Civil Engineers. Uitgever: Telford, Londen.
- Bruun P.,  
1985 'Design and construction of mounds for breakwaters and coastal protection.' In: *Developments in Geotechnical Engineering, vol. 37*. Uitgever: Elsevier, Amsterdam-Oxford-New York-Tokyo.
- 1981 'Reasons for Damages to the Arzew el Djedid (Algeria) breakwater, december 28-29, 1980'. Van: Danish Hydraulic Institute (Aug.-Sept.)
- Burcharth H.F.,  
1991 'Design innovation, including recent research contributions'. In: *Coastal structures and Breakwaters*; Proceedings of the conference on Breakwaters, November 1991, Londen. Van: Institution of Civil Engineers. Uitgever: Telford, Londen.
- 1992 'Design of rubble mound breakwaters. Structural Integrity' In: *Design and reliability of coastal structures*; short course on Design and Reliability of Coastal Structures Oktober 1992, attached to the 23rd International Conference on Coastal Engineering, Venice. Van: American Society of Civil Engineers. Uitgever: Technopoint, Bologna.
- 1991 ,Howell G.L. en Liu Z.  
'On the determination of concrete armour unit stresses including specific results related to dolosse'. In: *Coastal engineering, volume 15*. Uitgever: Elseviers Science Publishers, Amsterdam.
- Bürger W.W.,  
1990 Oumeraci H. en Partenscky, H.W.  
'Stresses in tetrapods' In: *Coastal Engineering 1990*; Proceedings of the conference on Coastal Engineering 1990. Delft. Van: American Society of Coastal Engineers.
- CERC,  
1984 *Shore Protection Manual*. Van: US Army Engineering Waterways experiment Station; Coastal Engineering Research Center. Uitgever USGPO, Washington.

- CUR/CIRIA,  
1991  
'Manual on the use of rock in coastal and shoreline engineering'. Van: Civieltechnisch centrum Uitvoering en Regelgeving/Construction Industry Research and Information Association; serie: Ciria Special Publication 83/CUR rapport 154. Uitgever: Balkema, Rotterdam.
- CUR,  
1990  
'Golfbrekers sterkte betonnen afdekelementen. Samenvatting onderzoek'. Van: Civieltechnisch centrum Uitvoering en Regelgeving, Gouda.
- Goda Y.,  
1992  
'Design of upright breakwaters'. In: *Design and reliability of coastal structures*; Short Course on Design and Reliability of Coastal Structures attached to the 23rd International Conference on Coastal Engineering, Venice. Van: American Society of Civil Engineers
- De Graauw A.,  
1983  
Van der Meulen T. en Van der Does de Bye  
'Design criteria for ganular filters.' In: *Publication no. 287*. Van: Waterloopkundig Laboratorium Delft.
- de Haan W.,  
1991  
Deterministic computer-aided optimum design of rock rubble-mound breakwater cross sections. In: *Coastal Engineering, vol. 15*. Uitgever: Elsevier Science Publishers
- Heijdra G.,  
1985  
en K den Boer  
'Rubble mound breakwaters in the Mediterranean' In: *Seperate No. 85/07*. Van: Waterloopkundig laboratorium
- Huis in 't Veld J.C.,  
1987  
Stuip J., A.W. Walther, J.M. van Westen  
'The Closure of Tidal Basins'. Van: Rijkswaterstaat. Uitgever: Delft University Press
- Jensen O.J.  
1983  
'Breakwater Superstructures'. In: *Coastal Structures*; Proceedings of a specialty Conference on the Design, Construction, Maintenance and Performance of Coastal Structures, Maart 1983. Van: American Society of Civil Engineers.
- Lichteringen H.,  
1985  
Mol en Groeneveld R.L.  
Criteria and procedures for the structural design of concrete armour units'. In: *Developments in Breakwaters*. Proceedings of the conference on Breakwaters. Institution of Civil Engineers
- Malpas P.,  
1990  
'Fairplay world ports directory 1990 Vol. 3 : The Mediterranean, Africa and the Middle East'. Uitgever: Fairplay, Coulsdown 1989.
- Massie W.W.,  
1986  
'Breakwater Design'. In: *Coastal Engineering vol 3*; collegedictaat f5N. Van: Technische Universiteit Delft.



- Van der Meer J.W., 1987 en Pylarczyk K.W..  
'Stability of breakwater armour layers. Deterministic and probabilistic design'. In: *Publication no.378*. Van: Waterloopkundig Laboratorium.
- 1988 'Stability of cubes, tetrapods and accropode'. In: *Design of Breakwaters; Proceedings of the conference on Breakwaters, Mei 1988 Eastbourne*. Van: Institution of Civil Engineers. Uitgever: Telford, Londen.
- 1990 en Heydra G..  
'Rocking armour units: number, location and impact velocity'. In: *Publicatie no. 435*. Van: Waterloopkundig Laboratorium
- 1991 en d'Angremond K..  
'Wave transmission at low-crested structures'. In: *Coastal structures and Breakwaters; Proceedings of the conference on Breakwaters, November 1991 Londen*. Van: Institution of Civil Engineers.
- 1992<sup>a</sup> 'Conceptual design of rubble mound breakwaters'. In: *Design and reliability of coastal structures; Short Course on Design and Reliability of Coastal Structures attached to the 23rd International Conference on Coastal Engineering, Venice*. Van: American Society of Civil Engineers
- 1992<sup>b</sup> en J.J. Veldman  
'Singular points at berm breakwaters: scale effects, rear, round head and longshore transport.' In: *Coastal Engineering, volume 17*. Uitgever: Elsevier Science Publishers, Amsterdam
- 1992<sup>c</sup> 'Breakwat. Design tool for rubble mound structures'. In: *Part B. Technical Manual*. Van: Waterloopkundig Laboratorium.
- Van Mier J.G.M., 1991 en S. Lenos.  
'Experimental analysis of the load-time histories of concrete to concrete impact.' In: *Coastal Engineering vol 15*. Elsevier Science Publishers B.V., Amsterdam.
- Van Oorschot J.H., 1983  
'Breakwater Design and the integration of practical construction techniques'. In: *Coastal Structures; Proceedings of a Specialty Conference on the Design, Construction, Maintenance and Performance of Coastal Structures*. Van: American Society of Civil Engineers.
- 1990;  
Silva M.  
1983  
'On the mechanical Strength of Cubic Armour Blocks'. In: *Coastal Structures; Proceedings of a Specialty Conference on the Design, Construction, Maintenance and Performance of Coastal Structures*. Van: American Society of Civil Engineers.
- Sørensen T., 1985 en Jensen O.J..  
'Experience gained from Breakwater failures'. In: *Developments in Breakwaters, Proceedings of the conference on Breakwaters, oktober 1985*. Van: Institution of Civil Engineers.

Stive R.J.H.,  
1985

Van Meerendonk E., Den Boer K.  
'Rapport de recherches, devis provisionnel'. In *Port d'Arzew-el-Djedid*  
*Bordereau C.* Van: Nedeco

Verruijt A.,  
1987

*Grondmechanica*. Van: Technische Universiteit Delft. Uitgever: Delftse  
Uitgevers Maatschappij

Vrijling J.K.,  
1987

Vrouwenvelder A.C.W.M.  
'*Probabilistisch ontwerpen*'. In: Collegedictaat B3. Van: Faculteit der  
Civiele Techniek.

