

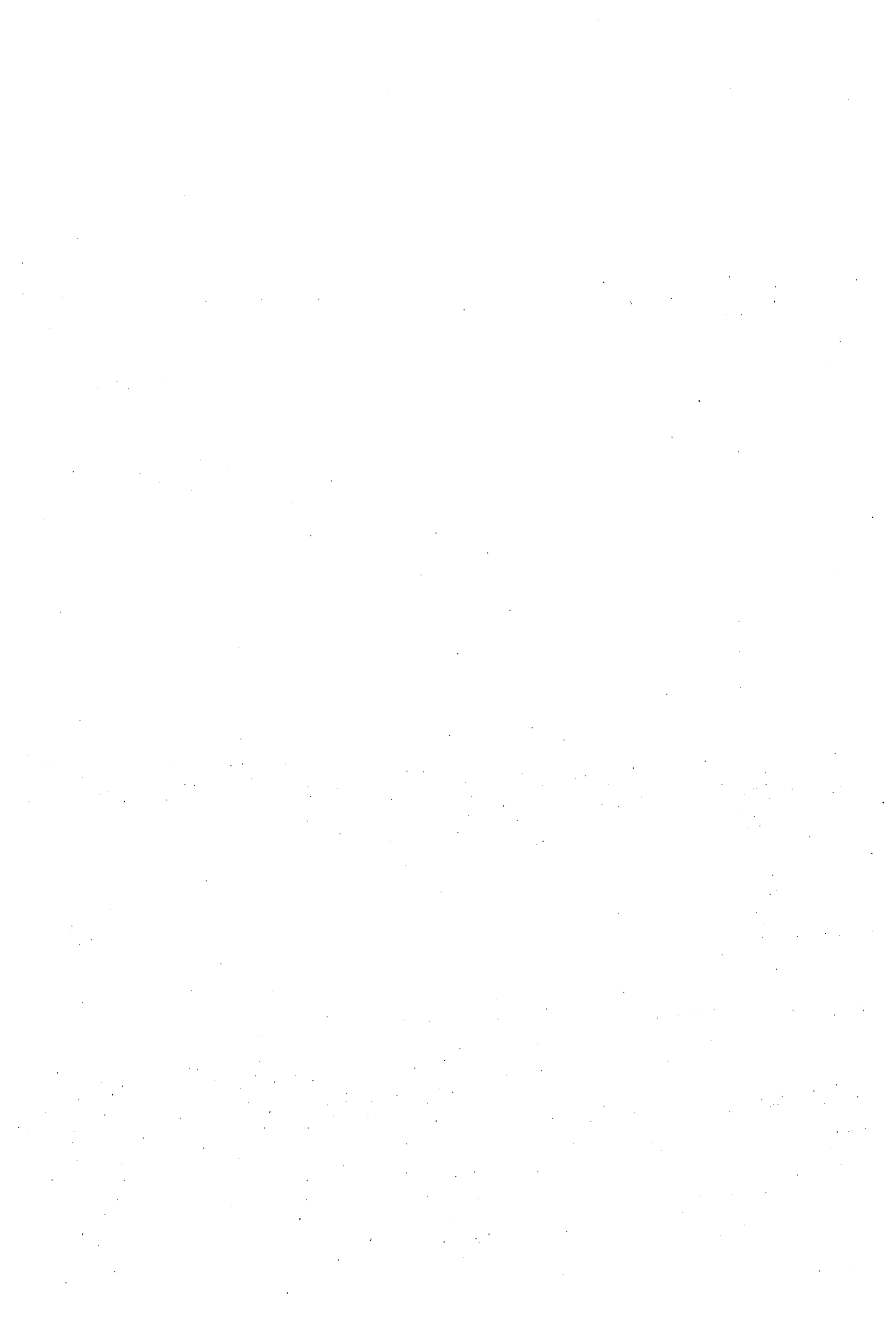
**Het ontwerpen van een bekleding
voor een zeedijk.**

Nota WBA-N-92.076

Hoofdafdeling Waterbouw.

Dienst Weg- en Waterbouwkunde
Afdeling advisering waterbouw
M van de Paverd
januari 1993

1. Rapport nr. WBA-N-92.076	2. Serie nr.	3. Ontvanger catalogus nummer	
4. Titel en sub-titel Het ontwerpen van een bekleding voor een zeedijk.		5. Datum rapport januari 1993	
		6. Kode uitvoerende organisatie	
7. Schrijver ing. M van de Paverd		8. Nr. rapport uitvoerende organisatie	
9. Naam en adres opdrachtnemer RWS, Dienst Weg- en Waterbouwkunde Afdeling Waterbouw Advies		10. Projektnaam Dijkontwerp	
		11. Kontaktnummer	
12. Naam en adres opdrachtgever RWS, Dienst Weg- en Waterbouwkunde Afdeling Waterbouw Advies		13. Type rapport eindrapport	
		14. Kode andere opdrachtgever	
15. Opmerkingen			
16. Referaat <u>Samenvatting</u> In dit rapport worden rekenregels gegeven om op relatief eenvoudige wijze tot toetsing of het ontwerp van een bekleding voor een zeedijk te komen. Bij het samenstellen van dit rapport is als doelgroep een pas afgestudeerde HTS-student voor ogen gehouden.			
17. Trefwoorden Zeedijk/ dijkbekleding/ bekleding/ taludbekleding/ ontwerp/ dimensioneren.		18. Distributie systeem Verkrijgbaar via de DWW, afd WBA	
19. Classificatie	20. Classificatie deze pagina	21. Aant. blz. 146	22. Prijs

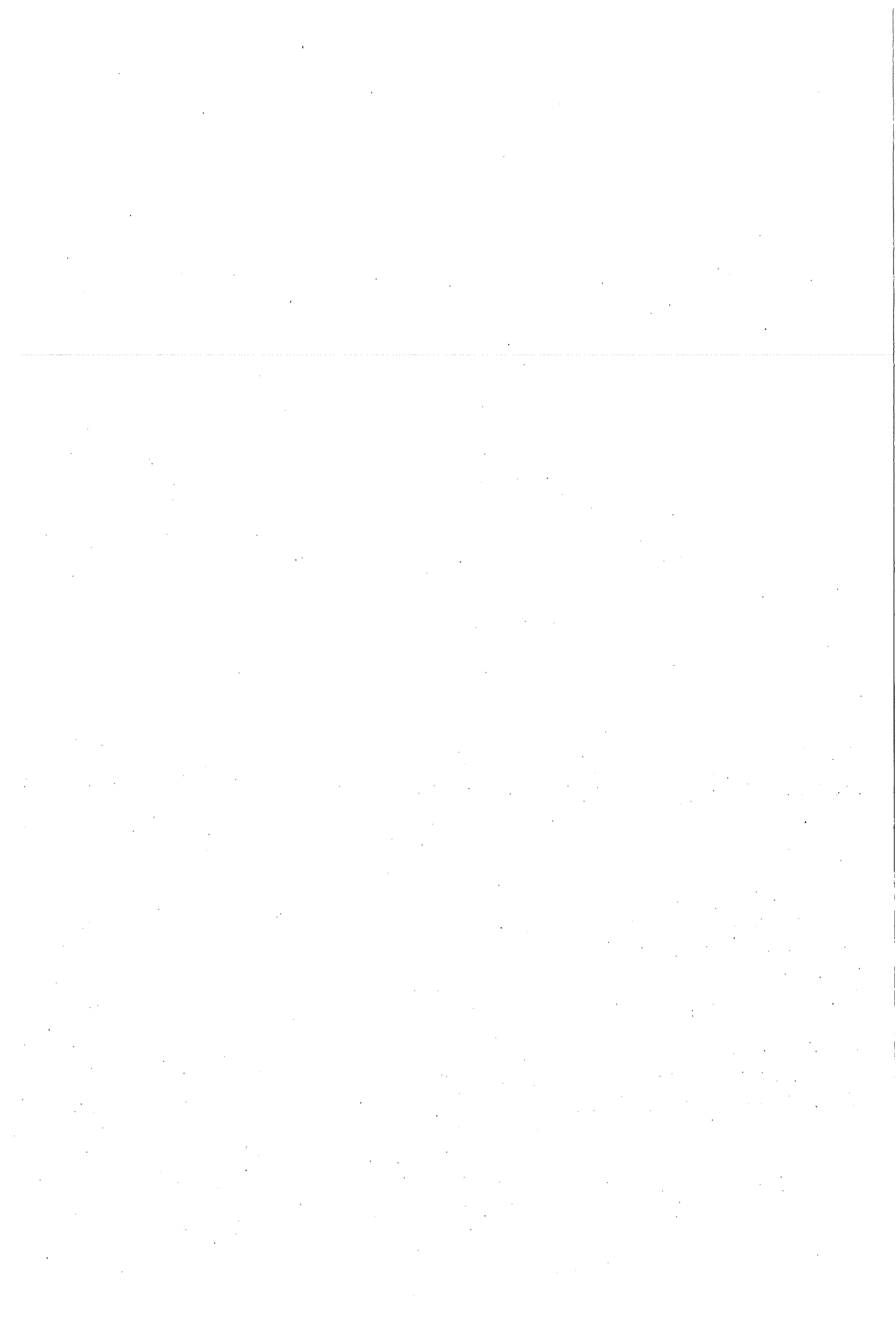


Inhoudsopgave:

Voorwoord	4
Inleiding	5
1. Een bekleding als een onderdeel van een dijk	6
1.0 Inleiding	6
1.1 Enkele begrippen	6
1.2 De ontwerpfilosofie	6
.1 Normen; welke nu, welke vroeger	8
.0 Inleiding	8
.1 Veiligheid vroeger?	8
.2 Veiligheid nu en in de toekomst?	8
.3 Toetsen van de veiligheid	9
.2 Functiescheiding	9
.0 Inleiding	9
.1 Risicoanalyse	9
.3 Bezwijkmechanismen	11
.1 De bezwijkmechanismen van een dijk	11
.2 De bezwijkmechanismen van een bekleding	18
.4 Probabilistisch rekenen	19
.1 De methodiek	19
.2 Probabilistisch rekenen voor een bekleding	21
1.3 Dijkbekledingen	22
.0 Inleiding	22
.1 Dijkzones	22
.2 Eisen die men aan een bekleding stelt	23
.3 Enkele bekledingstypen	23
.4 De verschillende elementen van een bekleding	27
.0 Inleiding	27
.1 Ondergrond	28
.2 Geotextielen	29
.3 Filterlagen	29
.4 De toplaag	30
.5 De keuze van het type bekleding	30
.0 Inleiding	30
.1 Het profiel van de dijk	31
.2 Evenredige opbouw van een zetsteenbekleding	31
.3 Kunststofdoeken en geotextielen	31
.4 Blokken-bekleding op klei	31
.5 Bekledingen op zand	32
.6 Mijnsteen	33
.7 Blokken met inklemming	33
.8 Acceptatie van schade (losliggende blokken) aan steen-	34
zettingen	34
.9 Uitvoering van bekledingen	34
.10 Onderhoud van bekledingen	35
.6 Bezwijkmodellen	35
1.4 De doorlatendheid van een bekleding	37

.0	Inleiding	37
.1	Afschatten van de doorlatendheid voor de gehele constructie	37
.2	Afschatten van de doorlatendheid voor de verschillende elementen	38
.0	Inleiding	38
.1	Bepaling van de doorlatendheid van een filtermateriaal	38
.2	Bepaling van de doorlatendheid van een toplaag	39
2. Het bepalen van de hydraulische randvoorwaarden		45
2.0	Inleiding	45
2.1	Basisbegrippen	45
2.2	Golfwaarnemingen	49
.0	Inleiding	49
.1	De stappenbaak	49
.2	De waverider	49
.3	De wavec	50
.4	De golfklimaattabel	50
.5	De overschrijdingslijn	50
.6	De wind/golven - relatietabel	50
2.3	Golfgroei	51
.0	Inleiding	51
.1	Golfgroeigrafieken	51
.2	Golfgroeiformules	52
.3	De SMB-methode	52
2.4	Het veranderen van golven nabij de kust	60
.0	Inleiding	60
.1	Shoaling	60
.2	Refractie	60
.3	Diffractie	61
.4	Bodemwrijving	62
.5	Breking	62
2.5	Rekenmodellen voor golfberekening	66
.0	Inleiding	66
.1	Raaimodellen	66
.2	Veldmodellen	66
2.6	Een rekenvoorbeeld	67
2.7	De wisselwerking tussen golven en het talud van een dijk	71
.0	Inleiding	71
.1	Golfbreking	71
.2	Golfreflectie	75
.3	Golfoploop en golfoverslag	76
.1	Golfoploop	77
.2	Golfneerloop	80
.3	Golfoverslag	81
.4	Voorbeeld	82

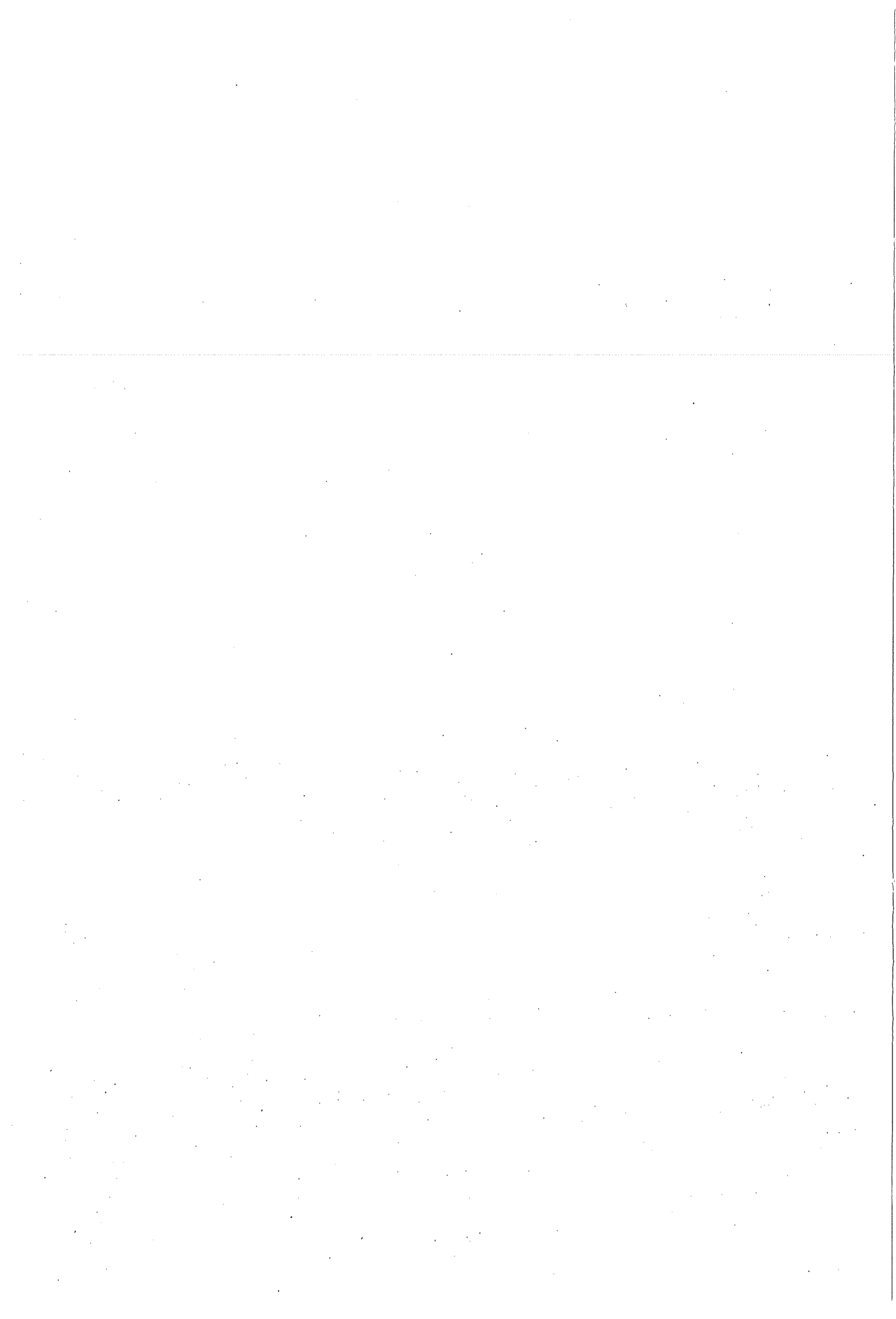
3	De berekening van een dijkbekleding	84
3.0	Inleiding	84
3.1	De stabiliteit tijdens een golfaanval	85
.0	Inleiding	85
.1	Een kwalitatief model voor een golfaanval	85
.2	Empirische benadering	87
.3	Voorbeeld bepaling van ϕ	90
.4	Toepassing van de formules voor andere systemen	94
.5	Enkele praktische wenken	96
.1	Zetsteen en blokkenmatten	96
.2	Steenconstructies voorzien van een bindmiddel	101
.3	Bituminueze materialen	102
.4	Schanskorf- en matconstructies	102
.5	Matten voorzien van zand of zandcement als bulkmateri- aal	104
.6	Rekenvoorbeeld	104
.6	Het berekenen van een asfaltbekleding	106
.0	Inleiding	106
.1	De criteria	106
.2	Rekenvoorbeeld	110
3.2	De stabiliteitscriteria bij stroming	111
.0	Inleiding	111
.1	Fijn sediment zonder cohesie	111
.0	Inleiding	111
.1	Stabiliteit van zand en grind belast door stationaire stroming	112
.2	De invloed van de taludhelling en de golfinvalshoek op de schuifspanning	114
.3	Voorbeeld	115
.2	Grof sediment zonder cohesie	116
.1	Empirische formule	116
.2	Toepassing van de formule	116
.3	Voorbeeld	118
.3	Cohesief sediment	119
3.3	Bescherming tegen uitspoeling	120
.0	Inleiding	120
.1	De filterwetten	123
.2	Eisen die men stelt aan een geotextiel	123
3.4	Overgangsconstructies	124
.0	Inleiding	124
.1	De invloed van een overgangsconstructie op het ontstaan van schade	124
.2	Eisen aan een overgangsconstructie, ontwerpoverwegingen	127
.3	Enkele voorbeeldconstructies	130
3.5	Bescherming tegen golfoverslag	133
	Symbolenlijst	136
	Begrippenlijst	139
	Literatuurlijst	144



Voorwoord

Dit handboek handelt over de berekeningsmethoden van de bekleding van een zeedijk. Met name breuksteenformules komen aan bod. Het is gebaseerd op Coastal Protection geschreven door ir. K.W. Pilarczyk, werkzaam bij de Dienst Weg- en Waterbouwkunde van Rijkswaterstaat.

Het handboek is bedoeld voor een ontwerper met weinig ervaring. Er is gekozen voor een eenvoudige verteltrant. Daar waar mogelijk is geprobeerd de fysica achter de vaak ingewikkelde formules aannemelijk te maken. Als zodanig vormt het een opstapje naar andere handboeken en leidraden zoals bijvoorbeeld de "Leidraad toetsing", het "handboek voor de dimensionering van gezette talusbekledingen", of de "Leidraad voor de toepassing van asfalt in de waterbouw".



Inleiding

In het verleden werd bij de berekening van een bekleding vaak gebruik gemaakt van het zogenaamde *blackbox-model*. Bij een *blackbox-model* worden de parameters, die een rol spelen bij een fysisch verschijnsel, aan de hand van experimenten bepaald; en hun onderlinge relatie wordt in een ontwerpgrafiek weergegeven. Op basis van de ontwerpgrafieken kan dimensionering plaatsvinden, zonder dat er een of meerdere formules worden toegepast.

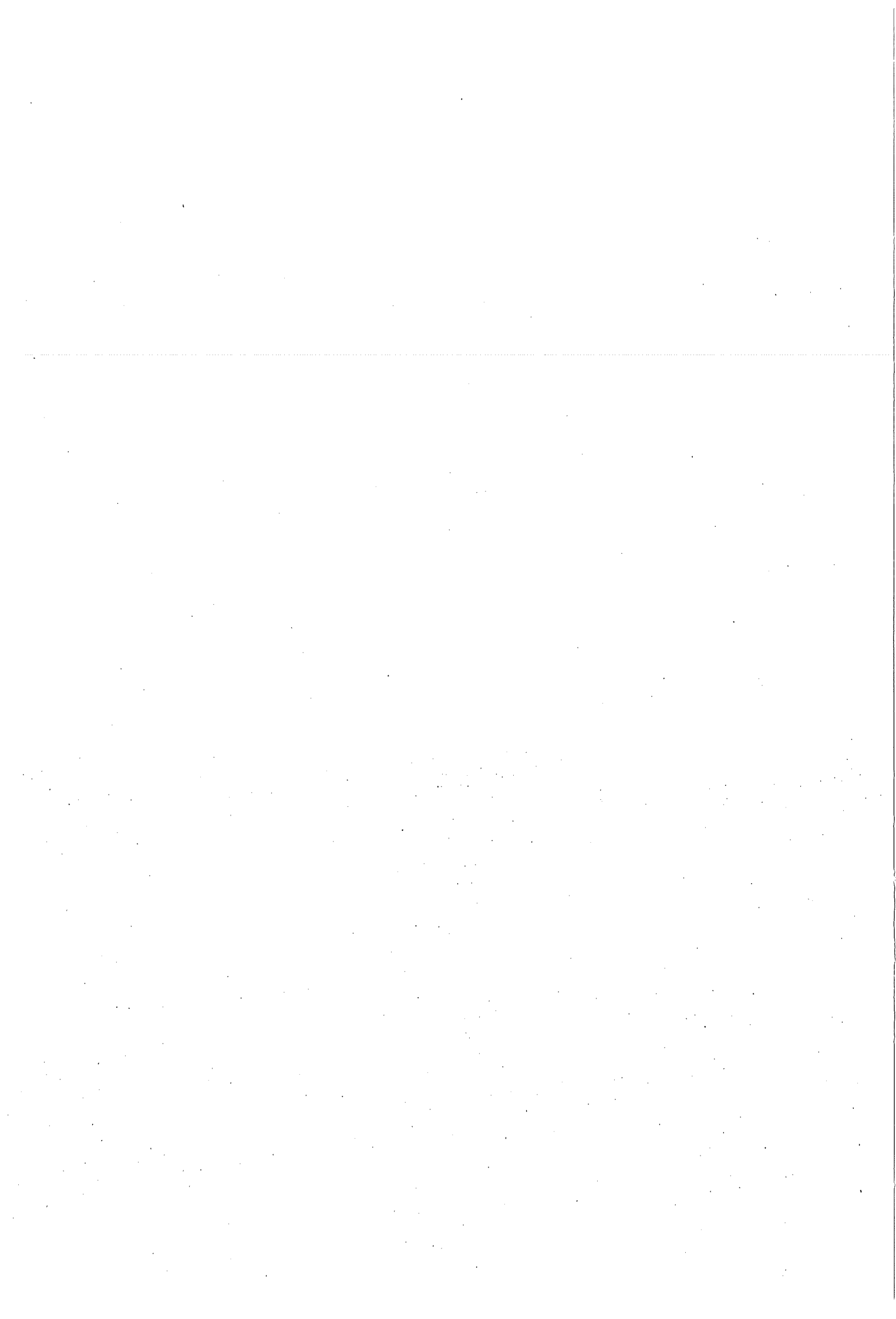
In dit boek wordt een poging gedaan de verschillende parameters die een rol spelen te kwalificeren en te kwantificeren. Er wordt dus gezocht naar de relatie met de fysische aspecten die het functioneren van een bekleding onder een stormaanval beïnvloeden. Vaak blijkt het echter moeilijk het een en ander in wiskundige relaties onder te brengen, zodat de *blackbox*-benadering z'n betekenis blijft houden.

De in dit handboek beschreven formules zijn gebaseerd op de stabiliteit van breuksteen. Door het toevoegen van een of meerdere coëfficiënten (al dan niet door fysica onderbouwd) kunnen deze formules ook voor andere constructies zoals zetsteen of asfalt worden toegepast. Er bestaan echter ook andere berekeningsmethoden en rekenmodellen die vaak voor slechts één type constructie geldig zijn. Zo heeft het WL een model voor het berekenen van zetsteenconstructies en is door de Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen een leidraad voor de dimensionering van asfaltconstructies uitgebracht. Het voordeel van de in dit handboek beschreven formules ligt in de algemene toepasbaarheid. Een nadeel is dat de uitkomsten conservatief blijken te zijn. Met behulp van de formules kan men een schatting maken van de vereiste afmetingen. Verfijning kan dan plaatsvinden met een computerprogramma zoals bijvoorbeeld Anamos (voor steenzettingen).

In dit handboek wordt doelbewust een driedeling aangebracht:

1. *Een bekleding als een onderdeel van een dijk.*
In dit deel wordt de bekleding in een ruimer kader geplaatst. Een dijkbekleding is slechts een onderdeel van een dijk en dient dan ook als zodanig te worden benaderd.
2. *Het bepalen van de relevante hydraulische randvoorwaarden.*
In dit deel wordt kort ingegaan op het bepalen van golfhoogte, golfperiode, golfoploop en andere relevante zaken uit de kustwaterbouw. Dit omdat deze parameters bij de stabiliteitsformules een rol spelen.
3. *De berekening van een dijkbekleding.*
In dit deel komen we toe aan het hoofdonderwerp van dit handboek. We bespreken o.a de stabiliteit van een bekleding bij golfbelasting en bij stroming. Daarnaast wordt aandacht geschonken aan de geometrie die van invloed is op het functioneren van de bekleding, zoals de rol van het onderliggende geotextiel, overgangsconstructies en teenconstructies.

Voor reeds ervaren constructeurs heeft het laatste deel de meeste waarde, hetgeen niet betekent dat de eerste twee hoofdstukken niet leerzaam zijn.



1. Een bekleding als een onderdeel van een dijk

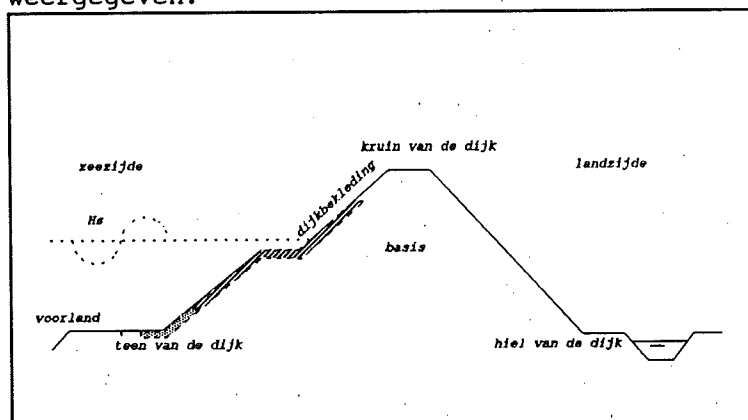
1.0 Inleiding

In dit eerste hoofdstuk wordt gekeken naar de bekleding en de functie die zij binnen het systeem dijk vervult. In de eerste paragraaf worden kort enkele begrippen verklaard, daarna volgt een beschouwing over de veiligheid die met een dijk wordt nagesteeft. Na deze twee inleidende paragrafen wordt overgestapt op de bekleding van een dijk. Achtereenvolgens komt aan bod:

- Welke eisen stelt men aan een bekleding?
 - Welke bekleding kan wel en welke bekleding kan niet in de tijzone of onder water worden toegepast?
 - Welke bekledingstypen kan men onderscheiden?
 - Welke aspecten spelen een rol bij de keuze van een bekleding?
 - Voor welk type belasting zijn de verschillende bekledingen gevoelig?
 - Uit welke elementen bestaat een bekleding?
 - Hoe kan de doorlatendheid van een bekleding in rekening worden gebracht?
- Dit laatste speelt een grote rol bij de stabiliteit van een bekleding.

1.1 Enkele begrippen

Een dijk wordt aangelegd op een grondslag die we de zool of zate van de dijk noemen. Aan de waterzijde van de dijk ligt het voorland, er achter het achterland. Een dijkklichaam wordt begrensd door hellende vlakken die taluds of belopen worden genoemd. Het talud aan de hoogwaterzijde wordt het buitentalud of buitenbeloop genoemd, dat aan de binnenzijde het binnentalud of binnenbeloop. De taluds kunnen onderbroken worden door een berm. De berm aan de hoogwaterzijde: de buitenberm, is vaak gelegen op het gemiddelde waterpeil dat tijdens de maatgevende storm bereikt wordt (dit in verband met het breken van de golven : zie deel 2). De buitenberm wordt ook vaak stormvloedberm genoemd. Aan de onderzijde van het buitentalud ligt de teen van de dijk, aan de onderzijde van het binnentalud ligt de hiel van de dijk. Het buitenbeloop wordt aan de bovenzijde begrensd door de buitenkruinlijn, het binnenbeloop wordt aan de bovenzijde begrensd door de binnenkruinlijn. De bovenkant van de dijk tussen de binnenkruinlijn en de buitenkruinlijn heet de kruin van de dijk. Een aantal van deze begrippen is in afbeelding 1 weergegeven:



Afbeelding 1 Schematische voorstelling van een dijkklichaam met enkele benamingen.

Hieronder volgen enkele in relatie tot de dijkhoogte veel gebruikte begrippen:

aanleghoogte

De hoogte van een kruin van een waterkering, onmiddellijk na haar voltooiing.

dijktafelhoogte

De minimaal toelaatbaar geachte kruinhoogte, bij een lagere kruinhoogte moet deze worden aangepast.

maatgevende hoogwaterstand

De ontwerpwaterstand behorend bij een vastgestelde overschrijdingsfrequentie.

momentane kruinhoogte

De kruinhoogte van een dijk op het moment van beschouwen.

ontwerp-kruinhoogte

Kruinhoogte volgend uit het ontwerp van een dijk.

overhoogte

Het verschil tussen de kruinhoogte bij aanleg en de dijktafelhoogte.

waakhoogte

De hoogte van een kruin van een primaire waterkering boven een optredende waterstand of het ontwerppeil. Hiervoor wordt minimaal 0.5m aangehouden.

1.2 De ontwerpfilosofie

1.2.1 Normen; welke nu, welke vroeger.

1.2.1.0 Inleiding

Bescherming tegen water staat hoog in ons vaandel. In een land, waar een groot gedeelte van de bevolking woont op land dat lager ligt dan de waterspiegel, worden hoge eisen gesteld aan de waterkeringen. In dit hoofdstuk een korte schets van de veiligheidsfilosofie in Nederland en het belang daarvan voor een bekleding.

1.2.1.1. Veiligheid vroeger?

Lange tijd was het gebruikelijk om de hoogte van een dijk te baseren op de waterstand, die tot dan toe als hoogste bekend stond. Deze hoogte werd vaak vermeerderd met een veiligheidsmarge, bv 1 meter. Het was toen nog niet mogelijk de waterstanden en de kansen van overschrijding te berekenen. Ook het feit of een dijk stabiel zou zijn bij waterstanden en golven lager dan de kruinhoogte was een ervaringskwestie. In die tijd kon men geen uitspraak doen over de veiligheid van een dijk. In het begin van deze eeuw werden plannen gemaakt om de Zuiderzee af te dammen. Hierbij werd voor het eerst gebruik gemaakt van stromingsberekeningen om de hydraulische omstandigheden tijdens en na de sluiting te voorspellen. In 1932 werd de Afsluitdijk gesloten. In die periode werkte ir. Wemelsfelder aan voorspelling van de frequentie van optreden van hoogwaters. Hij ontdekte dat het uitzetten van hoogwaters tegen de frequentie van optreden op logaritmisch papier bij benadering een rechte lijn opleverde. Door deze lijn te extrapoleren konden waterstanden bij een geringe frequentie van voorkomen worden voorspeld. Na de watersnoodramp van 1953 vormden deze studies de basis voor het bepalen van de waterkeringshoogten. Na een uitgebreide discussie in de Delta-commissie werd besloten uit te gaan van een kans van 1 maal per 10000 jaar voor het ontwerp van de waterkeringen. Hierbij werd gedacht dat een Nederlander (100 jaar oud wordend) een kans van 1% mocht hebben om in z'n leven een overstroming mee te maken. Bovendien werd de keuze onderbouwd met een economische afweging van investering in dijken versus bedreigde waarde. De gekozen frequentie vormde het uitgangspunt voor het bepalen van de maatgevende stormvloedstand voor een bepaalde locatie: het MHW. Zo vond men voor de kering ter plaatse van Hoek van Holland een MHW van NAP +5.00m. Om aan de kruinhoogte te komen moest bij deze waterstand een waarde voor de oplopende golf worden opgeteld. Voor minder dicht bevolkte gebieden en economisch minder belangrijk achterland werd de frequentie gereduceerd. Zo geldt voor Noord-Holland 1/10000 per jaar, voor de waddeneilanden 1/2000 per jaar en voor Zeeland 1/4000 per jaar. Dit vormde tot voor kort het uitgangspunt voor het ontwerpen en toetsen van zeedijken.

1.2.1.2. Veiligheid nu en in de toekomst?²

In de jaren '80 ontwikkelde Rijkswaterstaat richtlijnen voor het ontwerpen van rivierdijken (de Leidraad voor het ontwerpen van Rivierdijken, deel 1 Bovenrivierengebied 1985 en deel 2 Benedenrivierengebied 1989). Bij het samenstellen van deze boeken groeide het besef dat er verschil bestaat tussen de overschrijdingsfrequentie van de waterstand op een bepaald punt en de overschrijdingsfrequentie van de waterstand ergens langs de gehele waterkering van een polder. Om dit in rekening te brengen is het begrip "dijkring" geïntroduceerd, zijnde een gebied dat door een samenstel van waterkeringen beveiligd is tegen overstromingen. In de leidraad voor het benedenrivierengebied werden de richt-

² Hijum, E van; Struik P. : Nieuwe wet beoogt handhaving veiligheid waterkeringen, Land en Water (nr 10, oktober 1991).

lijnen iets aangepast. Niet het MHW op een bepaalde locatie maar de kans op overbelasting ergens langs de dijkkring moest het uitgangspunt vormen voor het ontwerp. Een gedachte die voor de toekomst gevolgen zal hebben.

Bij het schrijven van dit boek is de wet op de waterkering³ in voorbereiding. Deze wet is er op gericht de veiligheid, verkregen na decennia van grote investeringen in het versterken van de waterkeringen, te handhaven. Om dit te bereiken moet de veiligheid van de dijk eens in de vijf jaar worden getoetst. De toetsing vindt plaats op grond van een veiligheidsnorm. Deze norm bestaat uit een overschrijdingsfrequentie en de hydraulische condities tijdens een superstorm. De overschrijdingsfrequentie kan men bepalen aan de hand van een dijkkringenkaart. De hydraulische belastingen, waartegen de kering bestand moet zijn, worden door de minister gepubliceerd.

De veiligheidsnorm is nu nog gebaseerd op de werkwijze van de Deltacommissie (het vaststellen van het MHW). In de toekomst kan deze norm door een (probabilistisch getinte) inundatienorm worden vervangen.

1.2.1.3. Toetsen van de veiligheid⁴

De beheerder wordt verplicht de actuele en de gewenste toestand van de waterkering goed te documenteren in beheerregisters en leggers. Eens in de vijf jaar vindt toetsing plaats en worden de resultaten gerapporteerd aan Gedeputeerde Staten. Zij doen op hun beurt verslag aan de minister. In de rapporten komen de beoordeling van de waterkering en de voorstellen m.b.t de verbetering van ontdekte gebreken aan de orde. Ook de termijn waarbinnen het onderhoud plaatsvindt moet worden vastgelegd.

1.2.2 Functiescheiding

1.2.2.0. Inleiding

Een dijkbekleding is een onderdeel van een dijk en moet ook als zodanig worden benaderd. Indien de bekleding van een dijk faalt kan dit verstrekkende gevolgen hebben voor het functioneren van de dijk als geheel. Deze benadering stoelt op de risicoanalyse. Daarover in dit hoofdstuk meer.

Behalve het goed functioneren van de bekleding zijn er tal van andere aspecten die essentieel zijn voor het functioneren van de totale dijk. In deze paragraaf plaatsen we het falen van de bekleding tussen de andere potentiële bezwijkmechanismen.

Veiligheid speelt een grote rol bij het beoordelen van een waterkering. Het wordt steeds meer mogelijk bij toetsing en dimensionering van de dijk rekening te houden met het stochastische karakter van de variabelen. Deze rekenmethodiek: het probabilistisch ontwerpen is het laatste onderwerp van deze paragraaf.

1.2.2.1. Risicoanalyse

Vroeger werden dijken op basis van ervaring ontworpen. Men had enig idee omtrent de belastingsomstandigheden die op een bepaalde locatie konden voorkomen en welke constructies hiertegen opgewassen waren. Men probeerde deze ervaringen toe te passen voor andere situaties.

In de loop der tijd heeft men geprobeerd rekenmodellen op te zetten voor de verschillende verschijnselen. Met deze modellen was het mogelijk om kennis te extrapoleren naar andere locaties. Om de gevoeligheid van de constructie voor verschillende belastingen en spreiding in

³ Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen : Wet op de waterkeringen (wetsontwerp), WB 14.

⁴ Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen : Leidraad Toetsing (conceptversie 92-04-01).

sterkte te analyseren werden meerdere berekeningen gemaakt. Tegenwoordig probeert men meer en meer bij de berekening de onzekerheid van een parameter in te voeren. Er wordt gerekend met stochastische grootheden; dus de parameters hebben een kansverdeling. De rekentechnieken die met de kansverdelingen van de parameters rekening houden noemen we probabilistische rekenmethodes.

Naast deze manier van rekenen is men ook steeds meer gaan nadenken over de functies die een dijk moet vervullen en welke onderdelen van een dijk hiervoor verantwoordelijk zijn; kortom de risicoanalyse deed haar intrede. We onderscheiden binnen een dijkconstructie een aantal functionele onderdelen. Bij de risico-analyse proberen we "het systeem dijk" haar functies en haar onderdelen te beschrijven.

Binnen dit denken in systemen kan men twee (deel-)systemen onderscheiden: parallelsystemen en seriesystemen.

Als bij een parallelsysteem een van de onderdelen van dat systeem faalt kan de functie worden overgenomen door een ander onderdeel van dat parallelsysteem. Een seriesysteem faalt al, als een van de onderdelen faalt. Een seriesysteem is te vergelijken met een ketting. Als een van de schakels kapot gaat, gaat de hele ketting kapot. We moeten hier nog even vertellen wat falen precies is. We spreken van falen als een systeem haar functie niet meer kan vervullen. Daarentegen spreken we van bezwijken van een systeem als dat systeem kapot gaat. Bij een dijk treedt bezwijken op als de vervormingen erg groot worden. De samenhang en geometrie gaan verloren, de dijk zal haar functie niet meer kunnen vervullen. Indien de waterstand voor de dijk hoger staat dan de kruin van de dijk stroomt er water over de dijk. De functie keren van het water wordt niet meer vervuld, ER TREEDT DUS WEL FALEN OP MAAR DE DIJK IS NOG NIET BEZWEKEN!

Voor elke functie van een systeem kan een risicoanalyse gemaakt worden. Men beperkt zich meestal tot de hoofdfunctie. De hoofdfunctie van een dijk is het keren van water. De gebeurtenis, die plaatsvindt als het systeem niet voldoet aan z'n hoofdfunctie noemen we de ongewenste topgebeurtenis. De risico-analyse richt zich erop na te gaan door welke gebeurtenissen deze ongewenste topgebeurtenis kan optreden. Hierbij worden foutenbomen en gebeurtenissenbomen gebruikt.

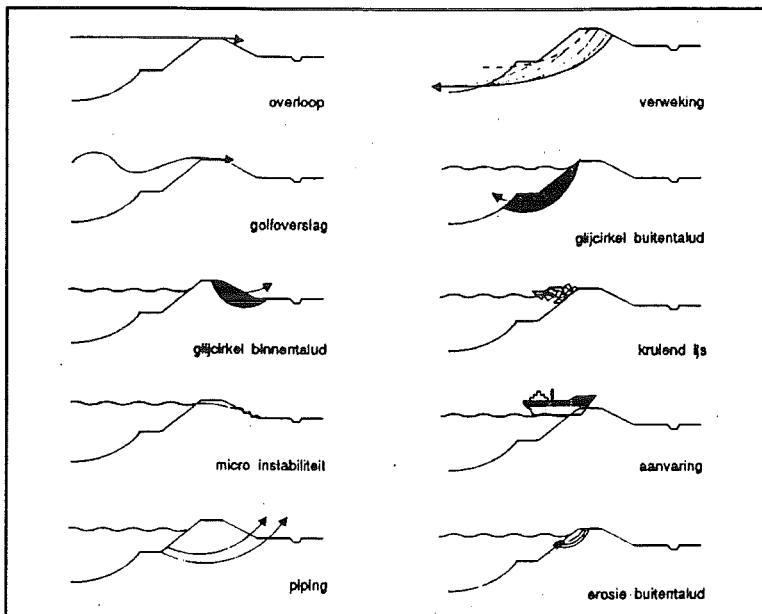
Een dijk wordt door diverse omstandigheden bedreigd en kan ook op tal van wijzen reageren. Door de bedreigingen en reacties daarop te inventariseren kan een lijst van bezwijkmechanismen worden opgesteld. Aan de hand van deze lijst kan een foutenboom worden opgesteld.

1.2.3. Bezwijkmechanismen

1.2.3.1 De bezwijkmechanismen van een dijk

Een dijk kan op verschillende manieren bezwijken. De volgende mechanismen worden onderkend⁵:

1. Overlopen
2. Golfoverslag
3. Afschuiven binnentalud
4. Afschuiven buitentalud
5. Zettingsvloeiing
6. Micro-instabiliteit
7. Piping
8. Kruiend ijs
9. Aanvaring
10. Erosie van het buitentalud



Afbeelding 2 De bezwijkmechanismen van een dijklichaam.

De bezwijkmechanismen 1 tot en met 7 worden kort toegelicht; bezwijkmechanismen 8 en 9 worden niet behandeld. In de volgende paragraaf komen de bezwijkmechanismen voor een dijkbekleding aan bod, zij behoren tot bezwijkmechanisme 10.

1. Overlopen⁶

Het bezwijkmechanisme overlopen treedt op als de waterstand hoger is dan de kruin van de dijk. Het speelt een rol bij het bepalen van de hoogte van een dijk.

De kruinhoogte wordt in eerste instantie bepaald door het Maatgevend Hoog Water. Voor zeedijken worden hierbij de (locaal bekende) waarden van de buistoten en buioscillaties⁷ opgeteld. Onder een buioscillatie

⁵ Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen: Leidraad voor het ontwerpen van rivierdijken, deel 2, appendices.

⁶ Battjes J.A: Golfoploop en Golfoverslag (1972), Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen.
Meer J.W van der, en J.P de Waal: Waterbeweging op taluds. Invloed van de berm, ruwheid en ondiep voorland. Waterloopkundig laboratorium, concept-verslag H1256 (1991)

verstaan we: onregelmatige schommelingen van de zeespiegel veroorzaakt door macroscopische turbulenties in de atmosfeer. Een buistoot is een eenmalige extra opslinging van de waterstand t.g.v de wind tijdens een storm. Als minimum waakhogte wordt 0.5m in rekening gebracht. Door de hier genoemde peilen te sommeren vindt men de dijktafelhogte. In de loop van de planperiode zal de kruin van de dijk t.o.v de waterspiegel zakken door:

a. *zetting*

Na het opbrengen van een dijklichaam zal de ondergrond nog geruime tijd samengedrukt worden. Het berekenen van de grootte van de te verwachten zetting kan gebeuren met de formules van Terzaghi, Keeverling Buisman of Koppejan of geavanceerde computerprogramma's zoals bijvoorbeeld PLAXIS.

b. *klink*

Onder klink wordt verstaan de vermindering van de hoogte van het dijklichaam zelf. Afhankelijk van het materiaal dat in het dijklichaam verwerkt is, kan klink meerdere oorzaken hebben. In de ontwerp praktijk wordt voor klink 5 tot 10% van de aanleghoogte aangehouden.

c. *relatieve zeespiegelrijzing*

De relatieve bodemdaling (of zeespiegelrijzing, de termen worden door elkaar heen gebruikt) is de snelheid van de algemene daling van niet meer aan inklinking onderhevige ondergrond t.o.v de gemiddelde zeespiegel. Deze definitie (van de Deltacommissie) geeft niet aan of nu de bodem daalt, de zeespiegel rijst of een combinatie van beide optreedt. Voor de grootte van dit verschijnsel werd tot voor kort 20 cm per eeuw aangehouden. Recente onderzoeken geven echter hogere getallen. Tot op heden heeft men dit nog niet kunnen verifiëren.

Om te voorkomen dat de kruin beneden een "veilig niveau" zakt kan men:

- a. de kruindaling die men in de planperiode verwacht als overhoogte bij de aanleg van de dijk aanbrengen;
- b. tijdens de planperiode de dijk meerdere malen verhogen.

Het eerste alternatief blijkt vaak goedkoper. Soms is het in één keer aanbrengen van een grote overhoogte niet mogelijk in verband met de stabiliteit van het dijklichaam. Indien er slappe lagen in de ondergrond aanwezig zijn en men deze niet verwijdert kan er afschuiven of wegpersen ("squeezing") optreden.

2. *Golfoverslag*

Een tweede bezwijkmechanisme dat bepalend is voor de kruinhoogte van een dijk is golfoverslag. Het mechanisme golfoverslag heeft veel weg van het mechanisme overlopen. Echter bij dit mechanisme moet ook rekening gehouden worden met golfoploop. Golven kunnen "oplopen" langs het talud van een dijk. Dit noemen we golfoploop. Het wordt uitgedrukt als een hoogteverschil tussen de stilwaterlijn (het waterniveau als men de golven wegdenkt) en het hoogste punt dat de golven bereiken. Golfoploop zal uitvoerig ter sprake komen in het tweede deel van dit handboek. Indien men bij het bepalen van de kruinhoogte rekening houdt met de golfoploop kan men de hoogte van buistoten en buioscillaties⁷ reduceren. Men kan een zeker overslagdebiet toestaan indien het binnentalud van de dijk de eroderende werking van het water, dat dan over de kruin van de dijk stroomt, kan weerstaan. Indien het binnentalud is bekleed met gras (wat vaak het geval is) moet dit gras aan bepaalde eisen⁷ voldoen.

⁷ Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen: Leidraad voor het ontwerpen van rivierdijken, deel 2 benedenrivierengebied (1989).

3/4. Afschuiven van het binnentalud of het buitentalud ⁸

Indien een schil van een van de taluds van een dijk glijdt is er sprake van afschuiving. Het dijklichaam is dan niet stabiel. We noemen dit ook wel de macroinstabiliteit van een dijklichaam (onder punt 5 wordt nog een vorm van macroinstabiliteit behandeld).

de berekening:

Of een dijklichaam stabiel is kan op twee manieren worden bekeken:

1. In elk punt langs het glijvlak geldt:
 - dat de grondspanning gelijk is aan de korrelspanning plus de waterspanning:

$$\sigma_g = \sigma' + \sigma_w$$

waarin:

σ_g = de grondspanning (N/m²);
 σ' = de korrelspanning (N/m²);
 σ_w = de waterspanning (N/m²).

- het Mohr-Coulomb bezwijkcriterium:

$$\tau = C + \sigma' \cdot \tan \phi$$

waarin:

τ = de schuifspanning (N/m²);
 σ' = de korrelspanning (N/m²);
C = de cohesie (N/m²);
 ϕ = de hoek van inwendige wrijving (°).

Bepaald wordt bij welke belasting er in te veel punten het bezwijkcriterium wordt overschreden waardoor de stabiliteit van het gehele dijklichaam verloren gaat.

2. Er wordt een glijvlak aangenomen, en de belasting die tot afschuiving leidt wordt bepaald.

ad 1.)

Bij de eerste methode moet in elk punt van het grondlichaam de waterspanning en de korrelspanning worden bepaald. Dit is niet zo eenvoudig. In de praktijk wordt dit opgelost met computerprogramma's die gebaseerd zijn op de eindige-elementenmethode. Een voorbeeld hiervan is het computerprogramma PLAXIS.

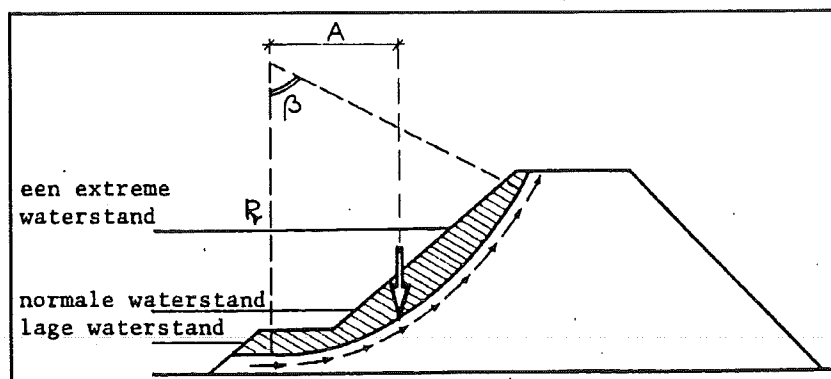
De methode geeft aan in welke punten een plastische situatie ontstaat (overschrijding van het Mohr-Coulomb bezwijkcriterium). Zo kan men eenvoudig zien of er ergens een plastische zone dan wel een afschuifvlak ontstaat.

ad2.)

In de praktijk kan vaak met de eenvoudige tweede methode worden volstaan.

Bij de tweede methode wordt van te voren een cirkelvormig glijvlak aangenomen. De praktijk wijst uit dat afschuiving vaak plaatsvindt langs een min of meer cirkelvormig glijvlak.

⁸ Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen: Leidraad voor het ontwerpen van rivierdijken, deel 1 bovenrivierengebied (1985).



Afbeelding 3 Afschuiving volgens een cirkelvormig glijvlak.

Er ontstaat een glijvlak als het aandrijvende moment, dat gevormd wordt door het gewicht van de moot grond met een hefboomsarm A , het tegenwerkende moment, dat wordt geleverd door de schuifspanningen langs het afschuifvlak, overtreft.

Er zijn verschillende methoden om glijvlakberekeningen te maken. Bekende methoden zijn die van Fellenius en Bishop. Voor deze methoden verwijzen we naar de grondmechanische literatuur.

waarnaar moet worden gekeken?:

Bij berekeningen van de stabiliteit is de situatie tijdens en vlak na hoog water maatgevend.

Tijdens een langdurig hoge buitenwaterstand stijgt de waterspiegel in het dijklichaam. De grondwaterdruk neemt toe. Omdat de grondruk gelijk blijft moet de korreldruk afnemen en de maximaal opneembare schuifspanning dalen. Dit betekent dat de stabiliteit gevaar loopt. Nog gevaarlijker is als alleen het bovenste deel van de dijk nat wordt door in zijgend regenwater of golfoverslag. De grond wordt zwaarder dus het aandrijvende moment van een eventueel afschuivende grondschil neemt toe.

Omdat het buitenwater steundruk verleent aan het buitentalud is dit mechanisme belangrijker voor het binnentalud dan voor het buitentalud. Dit is een van de bezwijkmechanismen waar we in 1953 nader kennis mee hebben gemaakt.

Als de buitenwaterstand gaat dalen kan het water in de dijk dit niet zo snel volgen. Dit resulteert tijdelijk in een lage buitenwaterstand en een hoge grondwaterstand in de dijk. Ook dit is erg gevaarlijk. De grond is doordrenkt met water en de toelaatbare schuifspanning is lager door de plaatselijk hogere waterdrukken. Kortom een controle op afschuiving is geboden. Dit bezwijkcriterium is erg belangrijk voor het buitentalud.

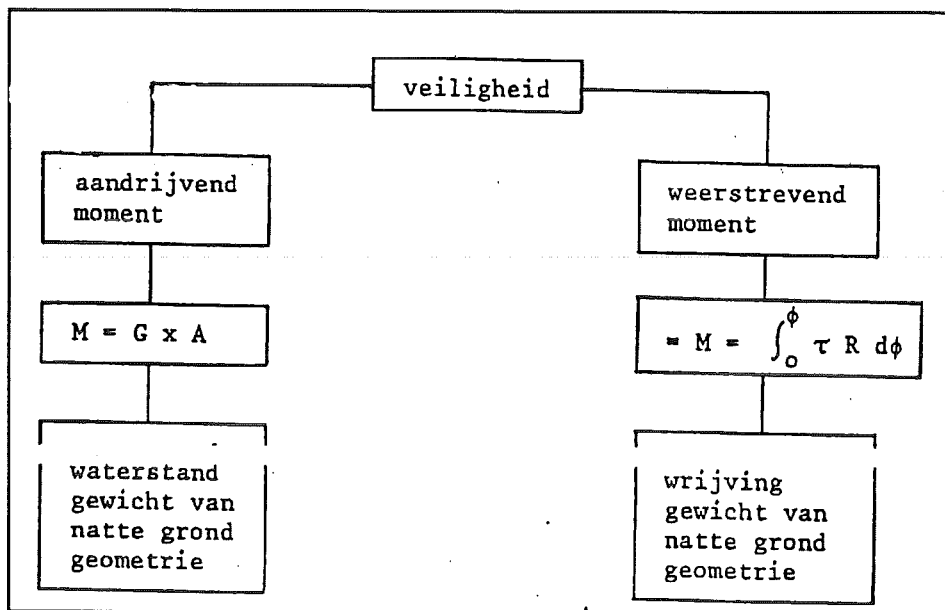
veiligheid tegen afschuiving:

De veiligheid tegen afschuiven moet per aangenomen glijvlak worden gecontroleerd door de ontwerpwaarde voor het aandrijvende moment M_{aandr} te vergelijken met de ontwerpwaarde voor het maximaal weerstandbiedende moment: M_{weerst} . In afbeelding 4 staat dit in een foutenboom weergegeven. Er moet gelden:

$$M_{weerst} - M_{aandr} \geq 0$$

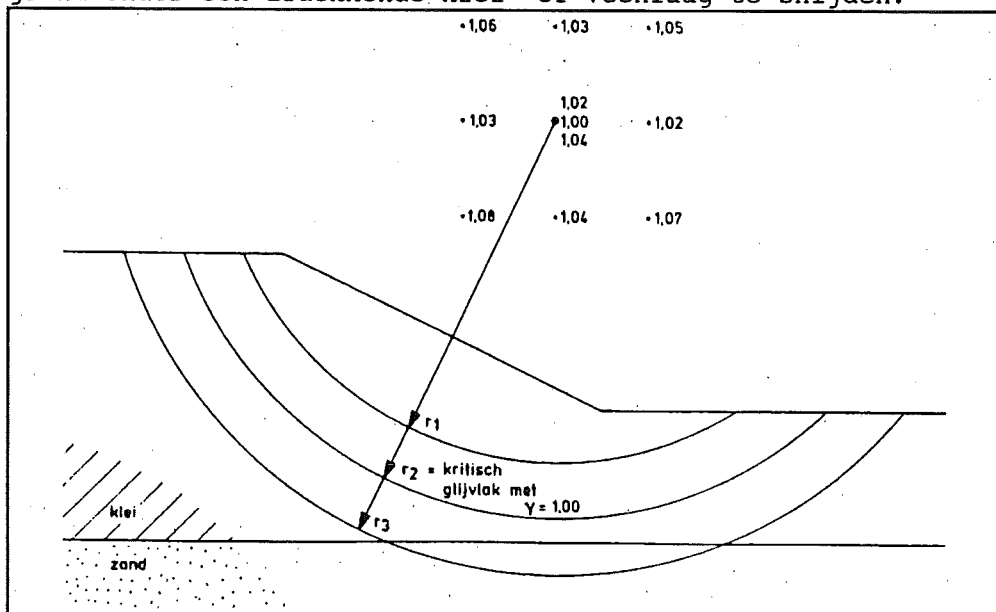
De ontwerpwaarde voor het aandrijvende moment verkrijgt men door de berekende waarde te vermenigvuldigen met een veiligheidsfactor. Deze veiligheidsfactor γ vindt men door een zogenaamde schadefactor/belangrijkeheidsfactor γ_n te vermenigvuldigen met een gevoeligheidsfactor γ_d die de onzekerheden in het rekenmodel aangeeft.

Voor het binnentalud geldt: $\gamma_n = 1.1$ en $\gamma_d = 1.0$.
 Voor het buitentalud geldt: $\gamma_n = 1.0$ en $\gamma_d = 1.0$.



Afbeelding 4 Foutenboom voor het bezwijkmechanisme afschuiving volgens een cirkelvormig glijvlak.

Omdat er meerdere glijcirkels mogelijk zijn moet de meest kritische glijcirkel worden bepaald. Dit doet men door bij een voldoende fijn verdeeld raster van aangenomen middelpunten, glijcirkels met verschillende stralen door te rekenen. De cirkel met de laagste veiligheidsfactor: $M_{\text{woorst}} / M_{\text{aandr}}$ is maatgevend. Deze zogenaamde kritische cirkel moet worden ingesloten door middelpunten en stralen met een hogere waarde voor γ (zie afbeelding 5). Van de te onderzoeken cirkels dienen er altijd een aantal de zandondergrond onder een afdekkende klei- of veenlaag te snijden.



Afbeelding 5 De kritische glijcirkel.

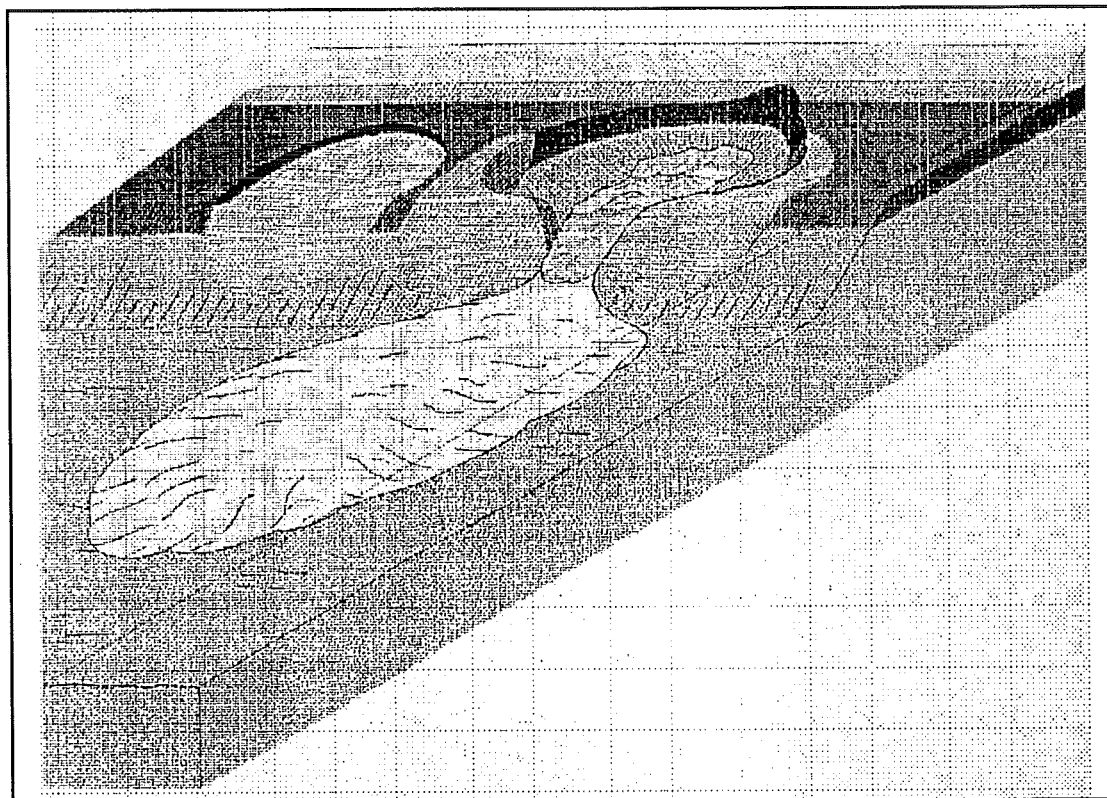
5. Zettingsvloeiing⁹

Behalve afschuiving bestaat er nog een vorm van macroinstabiliteit: zettingsvloeiing. Wat is nu precies zettingsvloeiing?

Bij een dijkval of zettingsvloeiing verplaatst zich plotseling een grote hoeveelheid grond van een relatief hoog niveau naar een lager gelegen niveau. Dit plotselinge verschijnsel kent een tijdsduur van een of enkele uren terwijl het om honderdduizenden m³ zand in een keer kan gaan. Een zettingsvloeiing is iets anders dan een afschuiving! Een zettingsvloeiing ontstaat door wateroverspanning in de grond dus door het ontstaan van drijfzand. Een afschuiving ontstaat door het overschrijding van de schuifweerstand van de grond.

Uiterlijk zijn er ook een aantal verschillen:

- een zettingsvloeiing vindt meestal plaats bij jong zeezand, de beginhelling is ongeveer 1:3 over een hoogte van ongeveer 5m terwijl de eindhelling 1:15 à 1:20 bedraagt.
- een afschuiving is meestal steiler dan een zettingsvloeiing, het begint bij een helling van c.a 1:2 terwijl de eindhelling 1:3 à 1:5 is.



Afbeelding 6 Zettingsvloeiing.

Wanneer ontstaat nu een zettingsvloeiing?

Een zettingsvloeiing kan ontstaan bij zand met een losse pakking. Op het moment dat op zand met een losse structuur een schuifspanning wordt uitgeoefend willen de korrels over elkaar heen schuiven. Als gevolg hiervan zullen de korrels zich herschikken dus het zand neemt een dichtere pakking aan. Dit heeft gevolgen voor het water in de poriën. De waterdrukken nemen toe met als gevolg een afname van de korrelspanningen of het plastisch worden van de grond en verlies van stabiliteit.

⁹ Heteren, J. van; Lindenberg, J.; Silvis, F; Verwoert H. : Verwerking van zand en zettingsvloeiing, Grondmechanica Delft (1990).

Dit verschijnsel wordt in de grondmechanica dilatantie genoemd. Het doet zich voor bij de platen en zeedijken in Zeeland. Als gevolg van de vele wijzigingen die het Zeeuwse landschap heeft ondergaan is de ondergrond hier zeer gevarieerd van samenstelling waarin zich jonge zeezanden met een losse pakking bevinden. Door de steeds weer wisselende stroomgeulen is het niet onmogelijk dat het water deze zandlagen aansprekt. Dit uitschuren van zeezanden wordt inscharen genoemd. Door deze stroomerosie ontstaat een steil onderwatertalud: de steundruk die de teen aan het talud levert wordt ten dele weg genomen. Op het moment dat de zeewaterstand daalt geeft het water ook geen tegendruk meer en kan het zand instabiel worden. Onder invloed van de zwaartekracht verschuiven de zanddeeltjes en neemt het zand een andere pakking aan. Er ontstaan wateroverspanningen, de korreldruck neemt af, de grond vloeit en de dijkval is geboren.

Op plaatsen in Zeeland waar de mensen beducht waren voor dijkvallen heeft men in het verleden achter deze dijken inlaagdijken aangebracht. Een computermodel voor zettingsvloeiing is anno 1992 wel in ontwikkeling maar nog niet voor handen.

6. Microinstabiliteit*

Met microstabiliteit wordt bedoeld de stabiliteit van korrels onder invloed van stromend grondwater. Als een dijklichaam vrij waterdoorlatend is kan er water uittreden aan de binnenzijde van de dijk. Indien de kracht van de stroming ter plaatse te groot is kunnen gronddeeltjes worden meegesleept. De krachten die op een blokje grond (met een eenheidsoppervlak en een dikte d) werken zijn:

- het eigen gewicht
- de opwaartse waterdruk
- de stromingskracht
- de reactiekracht van de grond; deze kracht kunnen we splitsen in een wrijvingskracht evenwijdig aan het talud: W en een normaalkracht loodrecht op het talud: N . De wrijvingskracht W is gelijk aan: $W = C + N \cdot \tan \phi$, met ϕ is de hoek van inwendige wrijving (in $^\circ$) en C is de cohesie (in N/m^2) van de beschouwde grondsoort.

Er kunnen nu twee verschijnselen optreden:

- a. een gronddeeltje schuift af langs het talud;
- b. een gronddeeltje spoelt uit.

ad a).

Dit treedt op als de loodrecht op het talud gerichte componenten van de op het gronddeeltje werkende krachten niet met elkaar in evenwicht zijn. Een kritieke situatie of grenstoestand treedt op als het blokje grond langs het talud wil afschuiven. De aandrijvende kracht wordt in dit geval geleverd door de cohesie en de normaalkracht geleverd door de loodrecht op het talud ontbonden krachten van het gewicht en de stromingsdruk. Weerstand bieden de langs het talud ontbonden krachten van het gewicht en de stromingsdruk.

ad b).

Dit treedt op als de evenwijdig aan het talud gerichte componenten van de op het gronddeeltje werkende krachten niet met elkaar in evenwicht zijn. Een kritieke situatie of grenstoestand treedt op als gronddeeltjes uitspoelen. De aandrijvende kracht wordt in dit geval geleverd door de evenwijdig aan het talud ontbonden component van de stromingsdruk. Weerstand biedt de langs het talud ontbonden krachten van het gewicht.

Er moet gelden:

$$V_d - I_d \geq 0$$

Hierin zijn V_d en I_d de ontwerpwaarden voor de weerstandbiedende en de

aandrijvende kracht. Om beide waarden te bepalen maken we gebruik van partiële veiligheidsfactoren (γ_m , γ_n , γ_d):

$$V_d = \left(\frac{\rho_g - \rho_w}{\gamma_m} \right) * g * d * \cos \alpha$$

$$I_d = \gamma_n * \gamma_d * \rho_w * g * d * i_{\perp}$$

waarin:

- ρ_g = de volumieke massa van de grond (kg/m³);
- ρ_w = de volumieke massa van het water (kg/m³);
- g = de zwaartekrachtsversnelling (m/s²);
- d = de dikte van de beschouwde laag (m)
- i_{\perp} = het loodrecht gerichte verhang
- α = de hellingshoek van het talud (°).

In de praktijk moet er een rekenmodel gekozen worden om het plaatselijke verhang dat over de beschouwde grondmoot werkt te bepalen. Enkele methoden zijn:

- grafisch met een vierkantennet;
- een simulatietechniek: een electrisch analogon;
- of een grondwaterstromingsmodel MSEEP.

Met deze methoden bepaalt men het verloop van de stroomlijnen en de equipotentiaallijnen. Uit het verloop van de stijghoogte in de omgeving van het beschouwde punt kan men het daar geldende verhang bepalen.

7. Piping*

Piping, ook wel zandmeevoerende wellen genaamd, komt vaker voor bij rivierdijken dan bij zeedijken. Piping manifesteert zich bij een langdurig hoge waterstand voor de dijk. Wat is nu precies piping? Onder piping verstaan we een geconcentreerde uitstroming van grondwater, waarbij de snelheid van het opwellende water zo groot is dat er gronddeeltjes worden meegevoerd. Het komt vooral voor in niet cohesieve materialen, zoals zand (vandaar ook het synoniem zandmeevoerende wellen), die afgedekt zijn met cohesieve materialen. Piping veroorzaakt gangen, holten in het dijklichaam. Dit ondermijnt de stabiliteit van de dijk. Piping kan dan ook een dijkdoorbraak tot gevolg hebben. Wanneer piping optreedt is moeilijk te voorspellen. Het verschijnsel is erg afhankelijk van de lokale omstandigheden zoals grondopbouw en grondeigenschappen. Zeer recent (1988) is er een nieuw model ontwikkeld om piping te kunnen berekenen: de methode Sellmeijer¹⁰. Dit model maakt het mogelijk het verschijnsel piping probabilistisch te benaderen.

1.2.3.2 De bezwijkmechanismen van een dijkbekleding

Een van de hoofdfuncties van een dijkbekleding is te voorkomen dat het buitentalud erodeert; in dit opzicht behoort het bezwijken van een dijkbekleding tot bezwijkmechanisme 10. Om dit bezwijkmechanisme te voorkomen moet een bekleding voldoen aan de volgende criteria:

1. het afschuifcriterium;
de bekleding mag t.g.v de belasting niet afschuiven.
2. het evenwichtscriterium;
toplaag, filterlaag, geotextiel en basis moeten in evenwicht zijn.
3. het opdrijf criterium;

¹⁰

Calle, E.O.F; Weijers J.B : Voorlopige richtlijn voor controle op het mechanisme piping bij rivierdijken, Grondmechanica Delft (rapport CO-326020/8, mei 1992).

in "stormsituaties" moet het eigen gewicht van de bekleding groter zijn dan de opwaartse kracht die door de golven en de stroming op de bekleding wordt uitgeoefend.

4. het erosie-bestendigheidscriterium; het oppervlak van de bekleding moet de krachten, uitgeoefend door de stroming van het water, kunnen weerstaan.

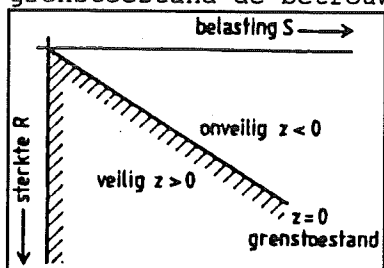
In het derde deel worden op basis van deze bezwijkmechanismen de ontwerpregels uitgewerkt.

1.2.4. Probabilistisch Rekenen¹¹

1.2.4.1 De methodiek

Om de faalkans als gevolg van een bepaald mechanisme te bepalen kan een probabilistische berekening worden gemaakt. Deze berekeningen kunnen worden uitgevoerd op verschillende niveau's: van geavanceerd (niveau III) tot eenvoudig (niveau I), en quasi probabilistisch (niveau II). Een probabilistische rekenmethode houdt rekening met de kansverdeling van een parameter; de deterministische methode doet dat niet. Het maken van probabilistische sommen vereist rekenmodellen of formules voor de faalmechanismen. Dergelijke rekenmodellen of formules, ook wel overdrachtsfuncties genoemd, kunnen worden verkregen door theoretisch of experimenteel onderzoek naar het verband tussen bedreiging en gevolg.

Op grond van de rekenmodellen of formules wordt voor de beschouwde grenstoestand de betrouwbaarheidsfunctie Z opgesteld:



$$Z = R - S$$

Voor de negatieve waarden van Z is er sprake van falen, terwijl positieve waarden overeenkomen met normaal functioneren of niet falen.

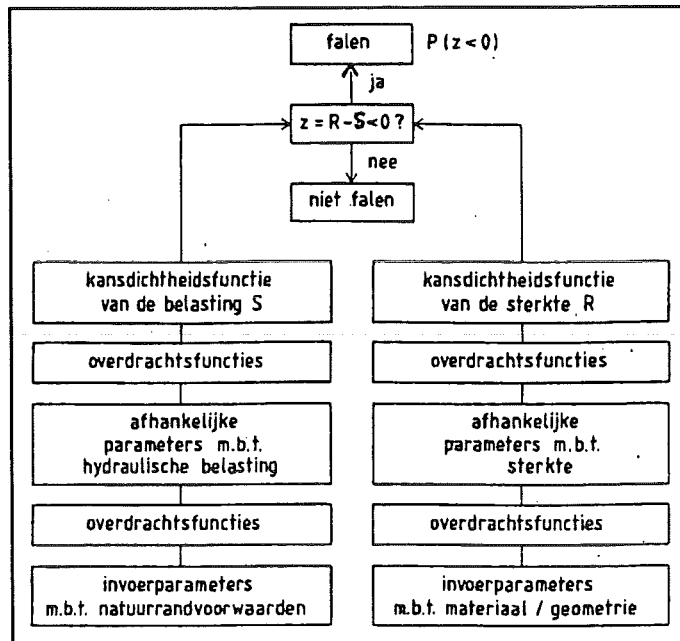
Afbeelding 7
Grenstoestand en veiligheidsdomein.

De faalkans kan dan worden aangegeven met:

$$P(Z < 0)$$

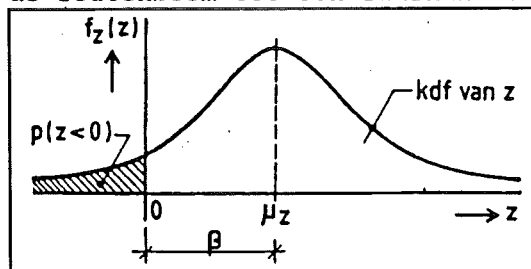
De betrouwbaarheidsfunctie is een functie van een aantal variabelen, waarvan de exacte waarde veelal niet bekend is. Deze parameters behelzen het gedrag van de sterkte-eigenschappen (materiaal, geometrie etc) en de eigenschappen van de belasting (waterstand, golfhoogte etc).

¹¹ Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen: Het probabilistisch ontwerpen van waterkeringen (1985).
Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen: Een probabilistisch dijkontwerp, voorbeeldberekening (1986)



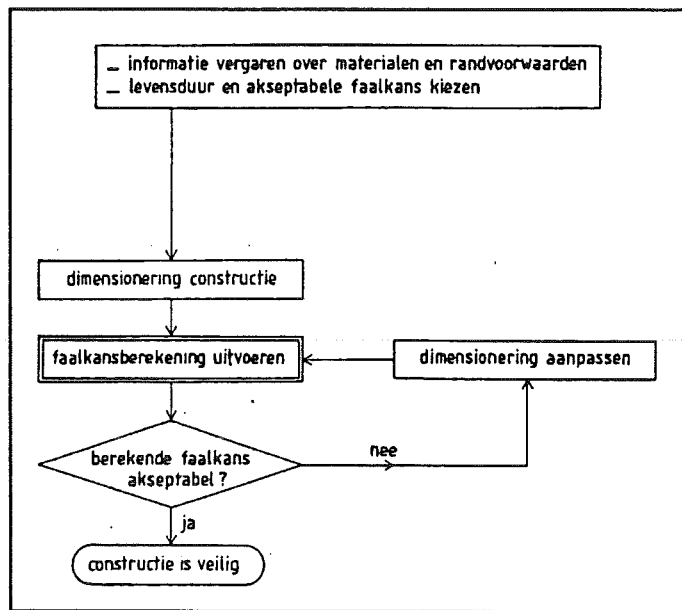
Afbeelding 8
Probabilistische ontwerpmethodiek.

De onzekerheden in de invoervariabelen kunnen worden beschreven met een verdelingsfunctie. Veelal wordt hiertoe een Normale of Gaussische verdeling gebruikt, maar ook andere verdelingen komen in aanmerking. Met een dergelijke verdeling is het mogelijk een invoerparameter te karakteriseren door een gemiddelde waarde en een standaardafwijking. Is van alle invoerparameters de kansverdeling bekend dan kan er een probabilistische som gemaakt worden. Omdat zowel de sterkteparameters als de belastingparameters een kansverdeling hebben heeft ook de betrouwbaarheidsfunctie Z een kansverdeling. Z heeft dus een gemiddelde en een standaardafwijking. Op basis hiervan kan de faalkans worden bepaald (de kans dat Z kleiner is dan 0). Een dergelijke procedure kan voor elk onderdeel en voor alle bedreigingen worden uitgevoerd. Combinatie van alle deelfaalkansen leidt middels de foutenboom tot een faalkans voor het gehele systeem.



Afbeelding 9
Kansdichtheidsfunctie van Z .

Probabilistisch rekenen is nog niet voor alle bezwijkmechanismen mogelijk. Het ontwikkelen van de benodigde wiskundige modellen is nog in volle gang.



Afbeelding 10
De plaats van een faalkansberekening in het ontwerproces.

1.2.4.2 Probabilistisch Rekenen voor een bekleding

Een dijkbekleding is slechts een onderdeel van een dijklichaam. Toch kan het bezwijken van een bekleding het niet meer functioneren van een dijk tot gevolg hebben. Het bezwijken van een dijkbekleding is een van de bezwijkmechanismen die bij de foutenboom voor de topgebeurtenis niet keren van water een rol speelt. Binnen deze foutenboom mag dit bezwijkmechanisme slechts een bepaalde kans van optreden kennen. Om de kans van optreden te bepalen moet men een probabilistische som maken. Dit vormt de bottleneck bij het dimensioneren van een bekleding. Immers welke kansverdeling volgen de verschillende belastingsparameters? Omdat hierop tot nu toe nog geen bevredigende antwoorden zijn gevonden vindt dimensionering en toetsing nog steeds plaats op deterministische gronden.

Ontwerpformules worden bepaald in een laboratorium. Door de formules te extrapoleren kan men deze toepassen voor de omstandigheden die tijdens een storm optreden. De waterstand volgt uit het MHW. De belastingen kan men bij deze waterstand berekenen. Op grond van deze belastingen kan een bekleding worden gedimensioneerd.

In het kader van dit boek zal op probabilistisch ontwerpen van een dijkbekleding niet verder worden ingegaan.

1.3 Dijkbekledingen

1.3.0 Inleiding

Om een dijk te beschermen tegen erosie kan men een bekleding aanbrengen. In het vorige hoofdstuk zijn de verschillende manieren van bezwijken gememoreerd. In dit hoofdstuk willen we een indruk geven van de verschillende typen bekledingen die er bestaan; en de verschillende aspecten die een rol spelen bij de keuze van een bekleding.

1.3.1 Dijkzônes

Het type bekleding dat men wil toepassen is mede afhankelijk van de zône waar men de bekleding wil aanbrengen. In dit verband kunnen we voor een dijk in een getijdegebied de volgende zône's onderscheiden:

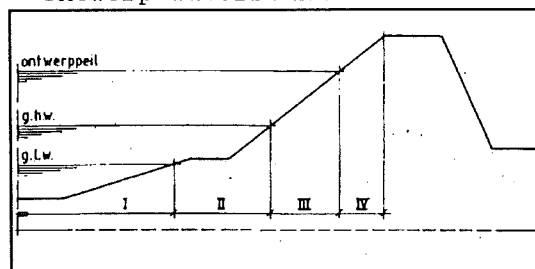
- I De zône die zich voortdurend onder water bevindt.
Deze zône kan verdedigd worden met een constructie die onder water gemaakt of geplaatst kan worden.
- II De zône tussen het gemiddeld laag waterpeil en het gemiddeld hoog waterpeil. Deze zône wordt belast door de dagelijkse golfaanval.
- III De zône tussen het gemiddeld hoog waterpeil en het ontwerppeil; deze zône kan zwaar door golven worden aangevallen tijdens een storm. De belasting zal in de richting van de kruin van de dijk afnemen.
- IV De zône boven het ontwerppeil, waar zich alleen de golfoploop afspeelt.

Bij een dijk in een getijdegebied met een hooggelegen voorland kan zône I en eventueel zelfs zône II ontbreken. Het voorland oefent dan een dempende werking uit op de golven zodat de golfaanval minder hevig is. We onderscheiden de volgende "waterstanden":

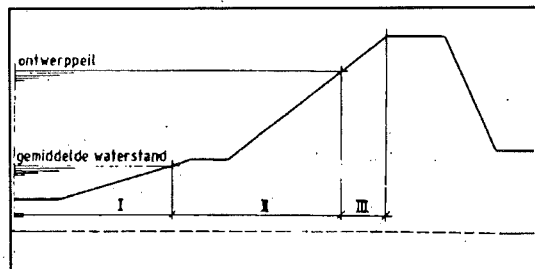
- gemiddeld laag waterpeil
- gemiddeld waterpeil:

Dit peil ligt ongeveer op N.A.P (plaatselijk wijkt dit 1 à 2 cm hiervan af).

- gemiddeld hoog waterpeil
- ontwerp waterstand



Afbeelding 11
De zones van een dijk.



Afbeelding 12
Belangrijke waterstanden.

Bij de berekening van een dijk gaat men uit van een ontwerpwaterstand. Deze wordt bepaald door bij de waterstand, die bij de overschrijdingsfrequentie geldig voor dat gebied optreedt, een waterstandsverhoging ten gevolge van de wind (: opwaaiing) op te tellen.

Een taludbescherming wordt gewoonlijk aangebracht ter hoogte van de ontwerpwaterstand. Echter ook onder "niet storm omstandigheden" moet de dijk tot op zekere hoogte beschermd worden tegen golfaanval. De bekleding wordt over een zekere hoogte (daar waar de golven nog merkbaar zijn) aangebracht. Men kan voor deze hoogte globaal de significante golfhoogte (of de helft van de golfoploop) boven en onder de ontwerpwaterstand aanhouden. De bekleding functioneert onder normale omstandigheden niet anders dan onder extreme omstandigheden. Vaak wordt geaccepteerd dat er onder extreme omstandigheden schade optreedt aan de bekleding (dit moet wel tijdig hersteld worden). Onder normale omstandigheden is schade niet gewenst omdat men het onderhoud aan de glooiing wil beperken.

1.3.2 Eisen die men aan een bekleding stelt

In de loop der jaren zijn veel verschillende soorten dijkbekledingen bedacht en toegepast. Ter begripsvorming wordt op een aantal typen in dit handboek nader ingegaan.

Een dijkbekleding is als het ware "het schild van de dijk" tegen golfaanval en stroming.

Het spreekt dan ook voor zich dat de bekleding bestand moet zijn tegen hydraulische belastingen. Verder moet een bekleding zettingen van de basis kunnen volgen en ontgrondingen tegengaan. Maar er zijn meer aspecten zoals:

1. de stabiliteit van de constructie (: toplaag, filterlaag, geotextiel en fundering).
2. de flexibiliteit van de constructie.
3. de duurzaamheid van de constructie.
4. de constructie moet de mogelijkheid bieden om op gezette tijden een inspectie uit te voeren.
5. plaatselijke schade moet op tijd hersteld kunnen worden.
6. de kosten van de constructie (stichtingskosten en onderhoudskosten) dienen zo laag mogelijk te zijn.
7. eisen die de omgeving aan de dijkbekleding stelt (zoals erover heen kunnen rijden).
8. reductie van belastingen. Bij het toepassen van een relatief ruwe bekleding kan men de golfoploop reduceren. Dit kan gunstig zijn voor een boven de bekleding gelegen grasmat, of voor de hoogte van de kruin.

1.3.3 Enkele bekledingstypen

Voor het construeren van dijkbekledingen worden tal van materialen en systemen toegepast. Enkele worden hieronder genoemd.

1. breuksteen

Een van de oudste vormen van een dijkbekleding is breuksteen.

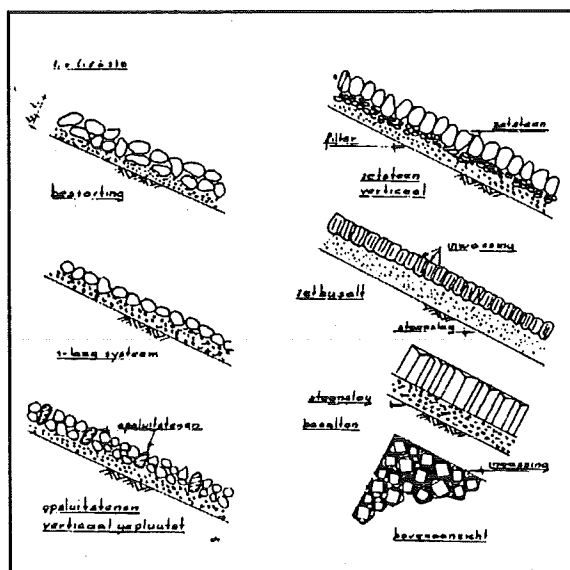
Breuksteen bestaat uit onregelmatig gevormde stenen (vaak natuursteen) gesorteerd naar steengewicht. Breuksteen wordt ter plaatse gestort met steenstorters of knijperkranen. Door het onregelmatige karakter moet men om het uitspoelen van gronddeeltjes te voorkomen een filterconstructie en of geotextiel toepassen. Bij schade kan men deze eenvoudig herstellen door breuksteen bij te storten.

2. zetsteen¹²

Natuursteen-zettingen behoren tot de oudste typen taludbekledingen. Een betonnen zetsteen moet worden gezien als een noodzakelijke maatschappelijke ontwikkeling, waarbij de duur en/of schaars geworden natuursteen vervangen is door betonelementen. De historische ontwikkeling van stortsteen, via gezette natuursteen tot blokkenglooiing is in afbeelding 13 geïllustreerd. Interessante en meest innoverende ontwikkelingen op het gebied van de vormgeving van betonnen elementen hebben zich tot begin jaren zestig voorgedaan. De verschillende golfoploop-remmende betonblokken werden toen ontwikkeld. Een verscheidenheid aan vormen ontstond. Vele van deze bloktypen worden om economische redenen niet meer gemaakt. Vele bloktypen zijn ook verdwenen, omdat meestal zeer sterke toplaag-systemen zijn ontwikkeld, terwijl aan overige constructieonderdelen zoals onderlagen en ondergrond te weinig aandacht is besteed. Hierdoor is schade ontstaan, waardoor deze systemen een slechte naam hebben.

¹²

Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen, Civieltechnisch Centrum Uitvoering Research en Regelgeving: Handboek voor de dimensionering van gezette taludbekledingen (rapport 155, maart 1992).



Afbeelding 13
Van stortsteen tot zetsteen.

Tot in de jaren zestig is het zetten van blokken praktisch uitsluitend met de hand gedaan. Met de toenemende omvang van de uit te voeren werken is gezocht naar een snellere en machinale verwerkingsmethode. Het proces van machinaal zetten heeft zich in de zeventiger jaren doorgezet.

Zetsteen bestaat uit regelmatig gevormde blokken. Behalve blokken met een vierkante doorsnede bestaan ook zuilvormige blokken (vroeger van basalt maar tegenwoordig steeds meer van beton gemaakt).

Een bekleding van zetsteen is een zogenaamde "open bekleding": door de openingen en voegen tussen de bekledingselementen kan water in- en uitstromen, hetgeen het ontstaan van overdrukken onder de bekleding voorkomt. Bovendien blijkt in de voegen water "geborgen" te kunnen worden zodat de golfloop afneemt en de bekleding op een lager peil kan worden beëindigd.

Het voordeel van regelmatig gevormde blokken is dat men de ruimte tussen de blokken, en de dikte van de bekleding meer in de hand heeft dan bij breuksteen. Om het uitspoelen van de onderlagen door de voegen te voorkomen kan men de voegen inwassen met een granulaair materiaal (consequentie: de doorlatendheid, en het bergend vermogen van de bekleding nemen af!).

Door de taps toelopende voegen van een basaltbekleding op te vullen met een granulaair materiaal krijgen de zuilen een zeer vaste stand in de glooiing. Trekproeven hebben aangetoond dat er een grote kracht (orde van grootte 10 kN) nodig is om een zuil uit het beloop te trekken. Dit wordt het inklemmend vermogen van een basaltbekleding genoemd.

Als een element van een zetsteenconstructie uit de bekleding verdwijnt (t.g.v de golfbelasting) blijken de andere elementen de neiging te vertonen het ontstane gat op te vullen.

Door binnen een bekleding verschillende zuilvormen toe te passen (bijv. bij basalt) kan men dit verschijnsel voorkomen. Bij het dimensioneren wordt de stabiliteit van een enkel blok bekeken.

Enkele andere relevante kenmerken van een zetsteen constructie zijn:

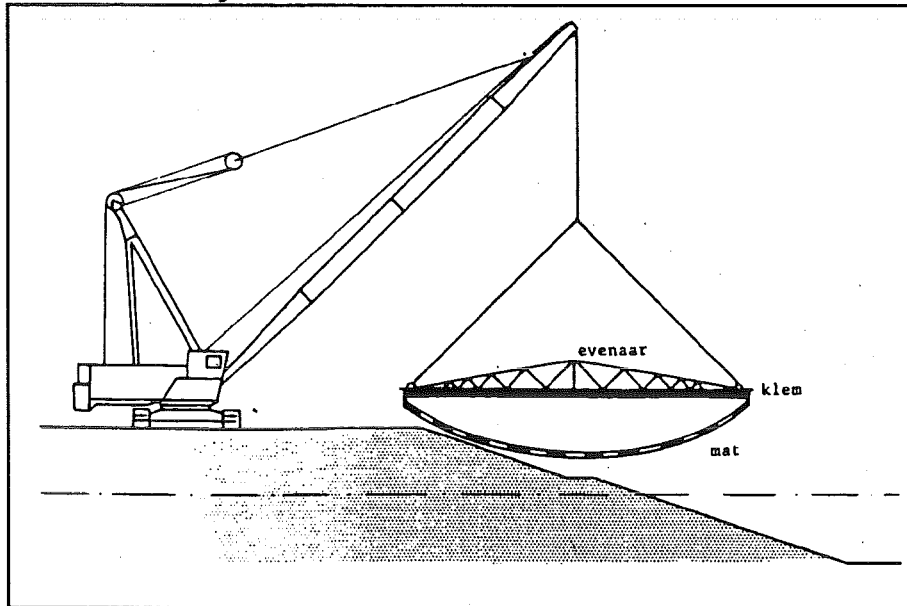
- * bij het toepassen van betonnen zuilen kan de soortelijke massa aangepast worden aan de hydraulische omstandigheden ter plaatse.
- * een blokken/zuil bekleding kan machinaal per eenheid (bijvoorbeeld per 1.2 m²) worden geplaatst. In een bocht is het machinaal plaatsen van blokken niet mogelijk. Bovendien is het toepassen van rechthoekige elementen in een bocht af te raden omdat de voegen tussen de elementen gaan openstaan. Bij zuilen is dit probleem in

mindere mate aanwezig door de vormgeving.

- * Bij schade aan de bekleding moet deze ter plaatse handmatig hersteld worden. In de tijzone levert dit problemen op, de bekleding is nat, glad en dus moeilijk beloopbaar. Bovendien blijkt schade aan betonblokken moeilijk te herstellen. Het vervangen van blokken die tijdens een storm uit de bekleding zijn verdwenen is lastig (de blokken passen niet). Herstel met een ander materiaal is dan noodzakelijk.

3. *blokkenmatten*

Een blokkenmat bestaat uit, in een patroon gerangschikte, blokken die met elkaar zijn verbonden tot een mat.



Afbeelding 14
Het leggen van een blokkenmat.

Er zijn verschillende manieren om de blokken onderling met elkaar te verbinden, genoemd kunnen worden:

- **kabels die blokken verbinden.**
Na het produceren van de blokken vindt de assemblage plaats op een tafel. De blokken worden in verband geplaatst. Staal- of nylonkabels worden door de sparingen in de blokken (van te voren opgenomen) gevoerd. Doordat de blokken in een halfsteensverband worden geplaatst kan men volstaan met alleen kabels in de lengterichting van de mat op te nemen. Aan begin en eind van de mat worden de kabels omgezet tot een "hijslus".
- **de blokken verankeren (lijm, pennen, etc) op een geotextiel.**
Het geotextiel wordt strak gelegd op een triltafel. Op het geotextiel worden mallen geplaatst om de blokken te kunnen storten. In de mat zijn al pennen, lussen etc opgenomen om de blokken aan de mat te verankeren. Na het storten en verdichten kan ontkist worden.

Op het werk kunnen de matten vrij snel worden aangebracht. Vaak wordt hiervoor een kraan met een zogenaamde "evenaar" (zie afbeelding 14) toegepast. Om de matten op het werk met een kraan te kunnen plaatsen is aan weerszijde van de mat een overlengte aan weefsel aanwezig (kan worden ingeklemd in de evenaar). Het aanbrengen dient nauwkeurig te gebeuren. Omdat een mat gevoelig is voor beschadiging moet de ondergrond goed vlak zijn en van obstakels zijn ontdaan.

Na het leggen van de mat moet de mat aan de boven- en onderzijde worden verankerd.

4. *steenconstructies voorzien van een bindmiddel*¹³

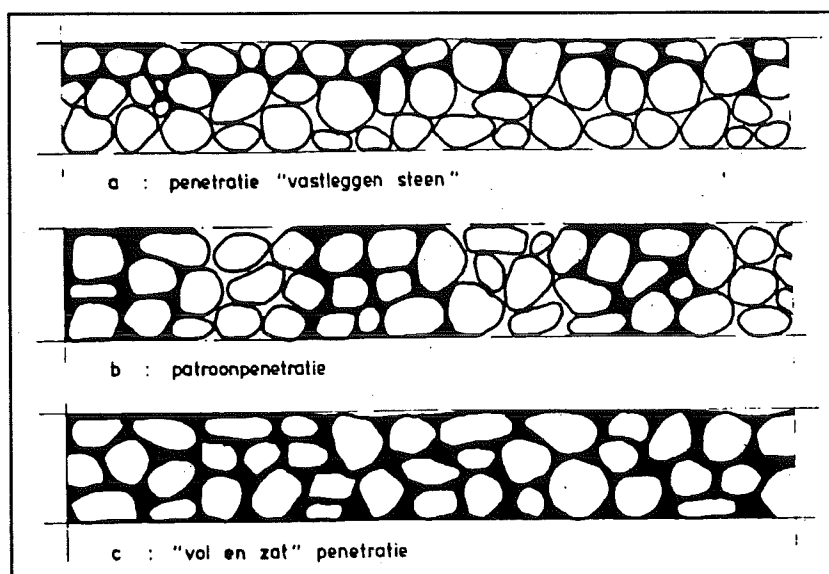
Om niet door stromend water en golfslag te worden weggespoeld moet een breuksteen- (stortsteen-) constructie stabiel zijn.

Meestal leidt dit tot blokken met vrij grote afmetingen waardoor de holle ruimte tussen de blokken groot is. Om uitspoeling van deeltjes uit de ondergrond te voorkomen kan men behalve inwassen met een granulaair materiaal ook de holle ruimten tussen de blokken penetreren met een bitumineus of een betongebonden materiaal.

Een voorbeeld hiervan is de toepassing van colloidaal beton. Colloidaal beton wordt verkregen door aan normale betonspecie polymeren toe te voegen. Hierdoor ontstaat een cement gebonden materiaal met een open structuur.

Er kunnen drie vormen van penetratie (zie afbeelding 15) worden onderscheiden:

- *penetratie "vastleggen steen"*;
Dit wordt ook wel met de Duitse term Verklammerung aangeduid. Hierbij wordt over het gehele oppervlak gelijkmatig een bepaalde hoeveelheid penetratiemortel aangebracht. Door het vastleggen ontstaat een niet geheel gesloten constructie. De mortel is alleen in het bovenste deel van de breuksteenlaag doorgedrongen.
- *patroonpenetratie*;
Bij patroonpenetratie penetreert men volgens een van te voren vastgesteld patroon. Zo kan men b.v. 60% patroonpenetratie toepassen hetgeen inhoudt dat 60% van de holle ruimte in de constructie wordt opgevuld met een bindmiddel. Het bindmiddel moet penetreren over de volle hoogte van de constructie om te voorkomen dat de waterdruk onder de constructie hele "plakken" kan wegduwen.
- *vol en zat-penetratie*;
Bij vol en zat-penetratie worden alle holle ruimten in de bekleding gevuld met een bindmiddel.



Afbeelding 15 Penetratiemethoden

Penetreren van breuksteen heeft enkele belangrijke neveneffecten:

- * door het geheel of gedeeltelijk opvullen van de holle ruimte neemt de doorlatendheid van de constructie af, zodat de overdrukken die kunnen ontstaan onder de bekleding toenemen. Plaatselijk kunnen hoge overdrukken ontstaan onder de bekleding; bij het ontstaan van

¹³

Civiel Technisch Centrum Uitvoering Research en regelgeving: Cementbetonnen plaatbekledingen op dijken en oevers (rapport 156).

scheuren in het bindmiddel kunnen hele plakken uit de bekleding gedrukt worden.

Men dient zich dus goed te realiseren dat een van de belangrijkste aspecten van een stortsteenbekleding gedeeltelijk verloren gaat. Men kan hierop inspelen door een permeabel bindmiddel toe te passen (b.v. open colloïdaal beton of open steenasfalt).

- * penetreren van stortsteen maakt het bekledingsoppervlak gladder. De golfoploop neemt toe.
- * de constructie krijgt een "plaatkarakter". Zettingen in de ondergrond kunnen moeilijk worden opgevangen.

5. *bitumineuze materialen*¹⁴

Asfaltachtige materialen leveren een dichte bekleding; zodat de bekleding gevoelig is voor overdrukken. De bekleding is vaak wel in staat de vervormingen van de ondergrond te volgen. Om inzinking tijdens de uitvoering te voorkomen wordt een onderlaag toegepast. Schade aan de bekleding is op eenvoudige wijze te herstellen.

6. *schanskorfconstructies*

Een schanskorf (ook wel gabion genoemd) is een korf of "mand" van gaas gevuld met een granulaire materiaal (breuksteen, keien, grind etc). Een schanskorf kan men gebruiken als bodem- en taludbescherming. Een van de grote voordelen van deze constructie is het feit dat ze milieuvriendelijk is. De constructie laat plantengroei toe zonder dat de sterkte van de constructie wordt aangetast. Een schanskorf is echter gevoelig voor beschadiging. De korven zijn corrosiegevoelig. Ondanks dat het staal van de korven wordt beschermd door een pvc-coating blijkt deze vaak niet perfect. Beschadigingen kunnen verder optreden door het toepassen van scherp granulaire materiaal als bulkmassa. Bovendien blijken bij het betreden van de bekleding de zaken niet altijd naar wens te verlopen. Een van de bekendste toepassingen van een schanskorf is de teenconstructie van de Brouwersdam (c.a. 23000 m² dijkbescherming).

Enkele andere relevante kenmerken van een schanskorf zijn:

- * de constructie heeft een grote waterdoorlatendheid, dit voorkomt het opbouwen van een grote overdruk onder de bekleding.
- * het "bulk materiaal" in de korf kan niet verplaatsen; het toepassen van tussenschotten kan deze eigenschap versterken.
- * de constructie is flexibel.

1.3.4 De verschillende elementen van een dijkbekleding

1.3.4.0 Inleiding

In deze paragraaf wordt ingegaan op de verschillende elementen van een dijkbekleding.

De volgende basis elementen kunnen worden onderscheiden:

- ondergrond
- geotextiel
- filterlaag
- top laag

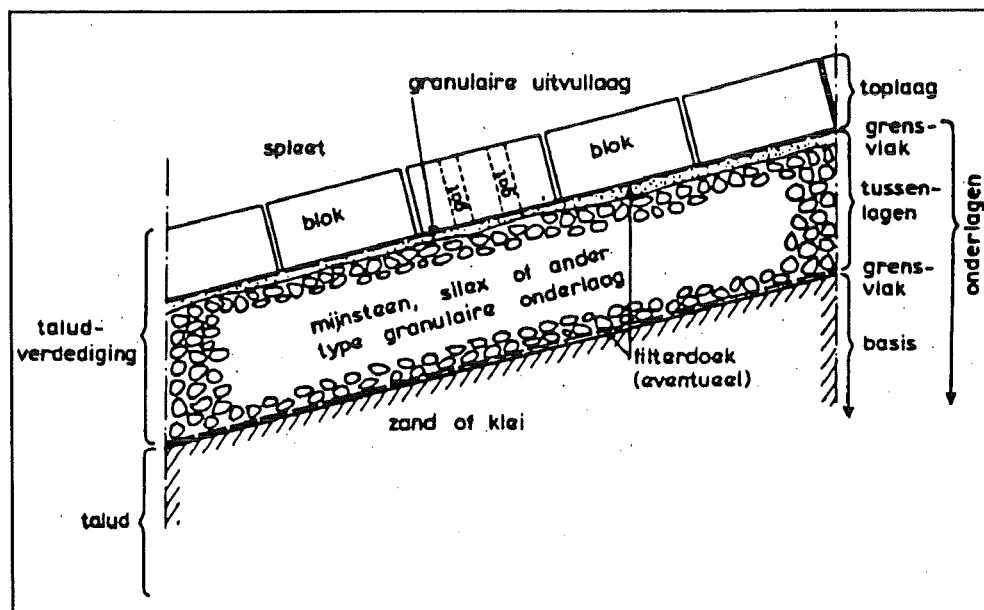
¹⁴

Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen: Leidraad voor de toepassing van asfalt in de waterbouw (1984)

1.3.4.1 Ondergrond

Het zal duidelijk zijn dat de ondergrond een grote rol speelt bij de stabiliteit van de bekleding. Van belang zijn:

- Een dicht gepakte ondergrond gaat verweking van de basis tegen. Golven introduceren waterdrukken in de ondergrond die van invloed zijn op de korreldruk die er heerst in de ondergrond. Het is van belang dat de korreldruk positief blijft zodat er geen verweking optreedt; de grond moet een zekere pakking bezitten. Als de korrels dichter tegen elkaar aan liggen is de kans op vloeien kleiner. Om iets te weten te komen van de pakking van een zandlichaam kan men een Proctor-test uitvoeren; een waarde van 95% - 100% is acceptabel (tot een diepte van 2m).
- De doorlatendheid van de ondergrond speelt een rol bij het ontstaan van overdrukken onder de bekleding.
- Na het gereedkomen van het werk treedt er in de loop van de tijd zetting op van het dijklichaam. Vooral bij klei- en veenlagen in de ondergrond kunnen grote en onregelmatige zettingen optreden. Het aanbrengen van een bovenbelasting zorgt voor een tijdelijk oplopen van de waterspanningen in de ondergrond. Pas na verloop van tijd wordt het water weggeperst en nemen de korrelspanningen toe. Als de ondergrond ook slecht doorlatend is dan kunnen toenemende waterdrukken t.g.v de golfbelasting slecht door de ondergrond worden opgevangen; immers de waterspanning is al toegenomen door het opbrengen van de bovenbelasting terwijl het water moeilijk kan afstromen. In deze situaties doet men er verstandig aan de ondergrond van een goede drainage te voorzien.



Afbeelding 16 Schematisch opbouw van een bekleding

1.3.4.2 Geotextielen¹⁵

Wanneer moet men een geotextiel toepassen?

Een geotextiel wordt toegepast om te voorkomen dat gronddeeltjes uit de basis in de bovenlagen kunnen doordringen en uitspoelen. Een geotextiel wordt vaak toegepast direct op de basis.

De doorlatendheid van een geotextiel is van essentieel belang.

Vaak wordt deze door de fabrikant opgegeven: O_{90} .

Deze waarde is te bepalen door de diameter van de zandfractie te bepalen waarvan 90% na een zeeftest op het geotextiel blijft liggen.

Om een geotextiel goed te laten functioneren moet O_{90} kleiner zijn als de korrelgrootte van de onderliggende laag!

Er zijn verschillende soorten geotextielen, enkele zijn:

- gaas	O_{90}	\approx	0.1 a 1.0 mm.
- bandjesweefsel	O_{90}	\approx	0.05 a 0.6 mm.
- mat	O_{90}	\approx	0.2 a 1.0 mm.
- non-woven doek	O_{90}	\approx	0.02 a 0.2 mm.
- non-woven vlies	O_{90}	\approx	0.02 a 0.2 mm.

1.3.4.3 Filterlagen

Het toepassen van een geotextiel kan nodig zijn om de volgende redenen:

- een filterconstructie zorgt voor spreiding van de krachten naar de ondergrond die door de golven en de stroming worden uitgeoefend.
- een filterconstructie voorkomt het ontstaan van wateroverdruk onder een bekleding.
- een filterconstructie voorkomt dat deeltjes uit onderliggende lagen uitspoelen.

Op basis van deze overwegingen kunnen een aantal algemene eisen voor een filter worden vastgesteld:

- het filtermateriaal mag niet via de ruimten tussen de toplaagelementen uitspoelen. Anderzijds moet het filter fijn genoeg zijn om uitspoeling van onder gelegen lagen te voorkomen. Deze eisen worden weergegeven in de "filterwetten" (zie hoofdstuk 3.3.1).
- om eventuele zettingen in de ondergrond goed te kunnen volgen moet het filtermateriaal "korrelig" van aard zijn en blijven: m.a.w "plaatvorming" moet worden voorkomen.
- het filter moet een zekere doorlatendheid hebben om wateroverdrukken te voorkomen (zie hoofdstuk 1.4 en 3.2).
- afhankelijk van de methode van aanbrengen in het werk, moet het filter een zekere weerstand kunnen bieden tegen de plaatselijk optredende waterstroming.

Er zijn verschillende soorten filterlagen, zoals:

- steenslag
- grind
- kiezelslag
- breuksteen¹⁶

¹⁵ Civieltechnisch Centrum Uitvoering Research en Regelgeving, Nederlandse Geotextielorganisatie: Geokuststoffen in de waterbouw (CUR-rapport 151, juni 1991).

Buitenrust Hettema A.M.H: Dimensionering kuststoffilters (rapport WBA-N-91040, januari 1991), Rijkswaterstaat Dienst Weg- en Waterbouwkunde.

¹⁶ Nederlands Normalisatie Instituut: NEN 5180, Breuksteen- termen, definities, eisen en keuring (1990).

Laan, G.J: Nomenclatuur, definities en materiaalparameters van breuksteen voor de waterbouw (notitie MAA-N-87143, 1987), Rijkswa-

- mijnsteen¹⁷
- silex
- slakken¹⁸

1.3.4.4 De top laag

Een indeling die men bij een top laag van elementen kan aanhouden is de volgende:

- losse elementen.
Elementen die zonder verband of bindmiddel worden aangebracht; zoals breuksteen.
- ingeklemde elementen.
De elementen worden aangebracht in een verband; een veel toegepast element is de zuil.
- blokkenmat.
in een patroon gerangschikte elementen die met elkaar zijn verbonden tot een mat.
- interlock elementen.
elementen die met een messing en groefstelsel in elkaar haken.

De verschillende typen toplagen zijn al in de vorige paragraaf toegelicht.

1.3.5 De keuze van een type dijkbekleding

1.3.5.0 Inleiding

In hoofdstuk 1.3.3 zijn een aantal bekledingen kort aangeduid. Er zijn vele mogelijkheden. dit maakt de keuze van een bekleding niet eenvoudig. Bovendien heeft de keuze van de hoofdconstructie bepaalde gevolgen voor overgangen en opsluitingen.

Bij een keuze uit mogelijke alternatieven zullen aan de hand van de gestelde eisen beoordelingscriteria moeten worden geformuleerd (functionele, technische en financiële). Omdat de diverse criteria niet allemaal even hard zijn gedefinieerd en geen gelijke rol spelen bij de uiteindelijke keuze, kunnen de subjectieve ervaringen en/of vooroordelen vaak doorslaggevend zijn. Om het subjectieve aspect zo min mogelijk een rol te laten spelen, lijkt het raadzaam de keuze in groepsverband te doen. Hierbij kunnen voor de verschillende aspecten weegfactoren worden gesteld, waardoor een meer objectieve keuze mogelijk wordt. In de leidraad "Keuzemethodiek dijk en oeverbekledingen" wordt uitgebreid ingegaan op deze materie. Toepassing van de methodiek kan met het computerprogramma "CHOICE" plaatsvinden¹⁹. Niettemin blijft het moeilijk alle bekledingen met elkaar te vergelijken. In dit sub-hoofdstuk willen we op enkele aspecten, die een rol spelen bij de keuze, ingaan.

terstaat Dienst Weg- en Waterbouwkunde.

¹⁷ Laan, G.J.: De toepasbaarheid van mijnsteen in de waterbouw (rapport WKE-R-78156 4^e versie, 1985), Rijkswaterstaat Dienst Weg- en Waterbouwkunde.

¹⁸ Laan, G.J.: Kwaliteit en kwaliteitscontrole van slakken voor de waterbouw (rapport MAW-R-83063, 1986), Rijkswaterstaat Dienst Weg- en Waterbouwkunde.

¹⁹ Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen: Leidraad Keuzemethodiek dijk- en Oeverbekledingen I&II en het computerprogramma Choice (1988).

1.3.5.1 Het profiel van de dijk

Het profiel van de dijk vormt een belangrijke randvoorwaarde voor het ontwerp van een bekleding. Enerzijds kan de vorm van de dijk de grootte van de hydraulische belastingen beïnvloeden; anderzijds kan het de ontwerprijtheden van de bekleding beperken. De keuze wel of geen berm kan grote invloed hebben op de keuze van de opsluitingsconstructie. De holle vorm van het talud kan de inklemmingskrachten (dus stabiliteit) van een steenzetting vergroten; terwijl het voor de bekleding moeilijker wordt vervormingen van de ondergrond te volgen. De aanwezigheid van wel of geen hoog voorland kan bepalend zijn voor het niveau van doortrekken van de steenzetting en het type van benedenopsluiting en/of teenconstructie.

We concluderen dat het ontwerp van een taludbekleding moet worden gezien als een intergraal deel van het totale ontwerp.

1.3.5.2 Evenredige opbouw van een zetsteenbekleding

Indien men een zetsteen-bekleding toepast moet men bedenken dat:

- de stabiliteit van de top laag in grote mate afhankelijk is van het type en de samenstelling van de onderlagen. De constructie moet in z'n geheel worden ontworpen; de onderdelen kunnen niet los van elkaar worden gezien.
- instabiliteit (erosie) van onderlagen leidt onherroepelijk tot instabiliteit van de top laag en bezwijken is het gevolg. De stabiliteit van de top laag en onderlagen moeten dus evenwichtig worden gedimensioneerd; d.w.z een zelfde kans van bezwijken kennen.
- de doorlatendheid van de verschillende constructieonderdelen speelt een grote rol met betrekking tot de stabiliteit van de gehele bekleding. De doorlatendheid van de verschillende constructieonderdelen moet toenemen van onder naar boven dus: de doorlatendheid van de ondergrond dient kleiner te zijn dan de doorlatendheid van het filter en deze dient weer een kleinere doorlatendheid te hebben dan de top laag. Doet men dit niet dan ontstaat de mogelijkheid van overdrukken onder de bekleding en kan een gedeelte van de bekleding van het talud gedrukt worden.

1.3.5.3 Kunststofdoeken en geotextielen

Aan het gebruik van kunststofdoeken als vervanging van granulaire filters en/of aanvulling op onderlagen is de laatste tijd veel aandacht besteed. Naast de zanddichtheid is de juiste waterdoorlatendheid van belang. Door de doorlatendheid van het geotextiel goed af te stemmen op de doorlatendheid van de overige constructieonderdelen kan de dikte van de top laag worden teruggebracht (immers men voorkomt wateroverdrukken). Met de introductie van geotextielen in de waterbouw is de verwachting gewekt dat filterlagen geheel konden vervangen worden. Men vergeet dat filterlagen een zekere dikte beschikken en dat deze dikte zorgt voor een reductie van de belasting op het scheidingsvlak met de ondergrond. Tot op zekere hoogte kan dat worden ondervangen door toepassing van een zogenaamd multilayer. Echter bij hoge belastingen ontstaat men niet aan het toepassen van een filterlaag.

1.3.5.4 Blokken-bekleding op klei²⁰

Boven de tijzone kan men blokken op een kleiondergrond aanbrengen. Bij de toepassing van klei onder blokken zijn de volgende punten van belang:

- a. de slechte doorlatendheid van klei;

²⁰

Muijs J.A: Nieuwe eisen voor klei voor dijkbouw. Stand van het onderzoek (notitie WBO-N-89052, 1989), Rijkswaterstaat Dienst Wegen en Waterbouwkunde.

- b. de stroombestendigheid van klei;
- c. de stabiliteit van de kleilaag;
- d. de verwerkbaarheid van klei: te natte klei kan niet worden verwerkt;

ad a.

Proefondervindelijk is gebleken dat blokken rechtstreeks op klei geplaatst een grotere stabiliteit vertonen dan blokken geplaatst op een doorlatende onderlaag. Een van de kenmerken van een kleilaag is de slechte doorlatendheid. Hierdoor zal praktisch geen waterdruk onder de blokken ontstaan. Bovendien kan er dan maar weinig water toestromen, zodat de stenen maar een klein beetje worden opgelicht. Dit toestromen van water kan men verder tegengaan door de spleetbreedte tussen de blokken te beperken (voorkomt ook erosie).

ad b.

Bij het toepassen van klei als ondergrond dient men erop verdacht te zijn dat klei kan eroderen. uit een uitgevoerde inventarisatie van praktijkervaringen en laboratoriumonderzoek is gebleken dat de kans op erosie wordt geminimaliseerd als de klei aan de volgende voorwaarden voldoet:

- lutumgehalte > 20%
- zandgehalte < 25%
- geen verontreinigingen van het kleioppervlak
- in de klei mogen geen zandlenzen voorkomen
- de klei moet goed verdicht zijn
- een vlak afgewerkt klei-oppervlak.

Vooraf dit laatste aspect blijkt in de praktijk in Nederland moeilijk te realiseren te zijn. Met name het vochtige klimaat en het werken met groot materiaal maken het moeilijk het kleioppervlak vlak te maken. Bij het toepassen van minder goede klei kan men erosie voorkomen door het aanbrengen van een geotextiel. Er zijn ook dikke multilayer geotextielen in de handel. Deze hebben als voordeel dat een niet vlak kleioppervlak kan worden gecompenseerd.

Een goede, maar kostbare, vervanging van klei kan een laag zandasfalt zijn. De erosie van de ondergrond is dan opgelost, maar de aansluiting met de blokken is minder goed hetgeen de stabiliteit van de blokken niet ten goede komt.

ad c.

De kleilaag mag niet deformeren ten gevolge van de golfklappen. Een goede verdichting van het materiaal is onontbeerlijk.

ad d.

Bij het aanbrengen van de klei spelen de weersomstandigheden een grote rol.

Bij te veel regen loopt de verwerkbaarheid van de klei achteruit. Bij warm weer bestaat het gevaar voor uitdroging van klei hetgeen nadelig is voor de doorlatendheid en de erosiegevoeligheid van het materiaal. Bij vorst mag er geen klei worden verwerkt. Vorst geeft aan klei een open structuur, waardoor de erosiegevoeligheid en de doorlatendheid van de klei toenemen.

1.3.5.5 Bekledingen op zand

Op zeedijken wordt tot nu toe zeer weinig gezette steen op een geotextiel op een zandlichaam aangebracht; dit zou wel kunnen voor meerdijken en/of inpolderingsdijken en energiebekkens. Vanuit de Nederlandse zeedijkbouw, waarbij de nadruk ligt op veiligheid onder extreme belastingcondities, lijkt een uitgebreide toepassing van zand dan zo revolutionair, dat een onderzoeksinspanning op dit gebied een wat lagere prioriteit heeft.

Voor het toepassen van een bekleding op een geotextiel op een ondergrond van zand gelden dezelfde principes als voor een kleiondergrond. Zand heeft echter een lossere structuur dus een grotere doorlatendheid.

Het blijkt dan ook dat men bij zand altijd een geotextiel moet toepassen. Het zand moet zeer goed verdicht zijn. Slecht verdicht zand kan gemakkelijk tot afschuiving of verweking van het zandlichaam leiden. Het verdient aanbeveling de toepassing van blokken direkt op zand met tussenkomst van een geotextiel te beperken tot $H_s = 1.0m$.

Bij hogere belastingen kan men een goed gegradeerde steenslag op een geotextiel toepassen. De dikte van de steenslag hangt af van de belasting. Bij significante golfhoogten tussen 1.5 tot 2.5m moet men toch denken aan 0.20 a 0.30m. Om de dikte van de toplaag te optimaliseren moet de doorlatendheid van toplaag en filter op elkaar worden afgestemd.

1.3.5.6 Mijnsteen¹⁷

Een goede oplossing, speciaal bij hoge belastingen, kan worden verkregen door toepassing van een c.a 0.5m dikke laag mijnsteen. Mijnsteen is een nevenproduct dat vrijkomt bij de steenkoolwinning. In Nederland worden twee soorten mijnsteen gebruikt. De ongesorteerde mijnsteen (tout venant) en de gesorteerde mijnsteen. In de bouwfase moet het materiaal bestand zijn tegen golfaanval. De doorlatendheid van het materiaal is van invloed op de sterkte van de constructie.

Mijnsteen heeft een relatief lage doorlatendheid die zelfs in de loop van de tijd nog verder kan afnemen door verpulveringseffecten. Om op de mijnsteenlaag zetsteen te kunnen plaatsen is een vlakke bovenlaag vereist. Dit kan worden bewerkstelligd door op de mijnsteenlaag een laagje grind of steenslag (5 a 10 cm) aan te brengen. Over de verpulvering van de mijnsteen is nog weinig bekend. Door verpulvering neemt het aantal kleine fracties toe; deze fracties zouden dan afhankelijk van de mate van openheid van de toplaag uitgespoeld kunnen worden, wat aanleiding kan geven tot verzakkingen. Bovendien neemt de doorlatendheid van de filterlaag hierdoor af waardoor de stabiliteit van de toplaag afneemt. Het verpulveringsproces verloopt echter langzaam, zodat tijdige inspectie uitkomst kan bieden.

Naast verpulvering treedt ook verkitting op. Beide aspecten hebben een negatieve invloed op de doorlatendheid van mijnsteen.

Naast constructieve eisen kunnen ook ecologische eisen een rol spelen bij de keuze van de constructie. Men dient in dit opzicht vooral op de herkomst van het materiaal te letten.

1.3.5.7 Blokken met inklemming

Blokken die in elkaar haken of zetsteen waarvan de voegen worden ingestrooid ("inwassen") bezitten een grotere stabiliteit dan "losse blokken". De stabiliteit van de bekleding dient nu niet per blok maar voor meerdere blokken tegelijk te worden bekeken. Door het inelkaar haken of de wrijving in ingewassen voegen kunnen dwarskrachten worden overgebracht. De belasting wordt over meerdere blokken gespreid.

Vooraf bij het aanbrengen van bekledingen die dankzij een betrouwbare inklemming een hoge stabiliteit onder golfaanval bezitten, dient de sterkte van andere delen niet te worden verwaarloosd. Deze kunnen namelijk het bezwijken van de constructie inleiden. Zo is het denkbaar dat de voor de steenzetting toelaatbare (hoge) golven in de onderliggende laag (een filterlaag of de onderlaag) grote drukvariaties kan opwekken. Hierdoor kan materiaal uitspoelen waardoor de bekleding kan gaan verzakken. Ook de spleten tussen de blokken dienen uitspoeling onmogelijk te maken (niet te groot kiezen!).

Een nadeel van te goed ingeklemde stenen (bijvoorbeeld interlock-systemen) is het verlies aan flexibiliteit waardoor zowel het volgen van de veranderingen in de ondergrond als herstel van schade wordt bemoeilijkt.

Blokkenmatten vallen ook onder ingeklemde stenen. Blokkenmatten zijn tot nu toe op de Nederlandse zeedijken nog niet toegepast (in het buitenland gebeurt dat wel!). Vaak worden ze op ongegronde redenen afgewezen. Belangrijke voordelen van blokkenmatten zijn: de hoge stabiliteit, het niet voorkomen van losliggende blokken, de mechanische plaatsing

(ook wel onder water waar het zetten van stenen niet mogelijk is), en de mogelijkheid voor herzetten of hergebruik (bijvoorbeeld nadat de zakking van de ondergrond is voltooid).

Een nadeel is de onderlinge aansluiting van de matten. Bovendien moeten de matten aan de onder en de bovenzijde goed worden verankerd. Daar de stabiliteit van de matten staat of valt met de verankeringen en met name de verankering aan de onderzijde moeilijk te inspecteren is (bevindt zich onder water) is dit een belangrijk nadeel. Net als bij de andere ingeklemde systemen, zijn een goed ontwerp en een juiste uitvoering van de onderlagen een essentiële voorwaarde voor het goed functioneren van deze systemen.

1.3.5.8 Acceptatie van schade (losliggende blokken) aan steenzettingen

De zwaarte van een dijkbekleding wordt in de praktijk veelal vanuit de ervaring bepaald. Deze praktijkervaring heeft in feite alleen betrekking op wat men min of meer "gebruiksomstandigheden" zou kunnen noemen. De rapporten van de Deltacommissie gaan daarentegen uit van een ontwerpstorm die onze ervaring verre te boven gaat. Uit ervaring is echter ook weer bekend, dat onder de gebruiksomstandigheden bij steenzettingen zo af en toe schade wordt geconstateerd. Meestal is deze schade wel zodanig plaatselijk begrensd dat de steenzetting tijdig voor de volgende storm kan worden hersteld. Dit zou tot de gedachte kunnen leiden dat op de lagere niveau's vrij grote bezwijkkansen geaccepteerd kunnen worden. Men vergeet dan dat ook een superstorm begint als een kleine storm. De schade die dan ontstaat kan men niet tijdig herstellen. Deze schade kan bezwijken van de gehele dijk inleiden. De conclusie is dat in Nederland zelden of nooit schade aan steenzettingen zou mogen optreden. Aangezien dit wel het geval is, zou de consequentie zijn dat in Nederland zeer grote delen van huidige dijkbekledingen herbekleed zouden moeten worden. De financiële consequenties zouden enorm zijn. De meeste schade treedt op voor steenbekledingen bestaande uit zgn. losse blokken. deze blokken zijn meestal niet echt los maar hebben een bepaalde graad van inklemming met de omringende blokken, en bezitten daardoor met elkaar een grotere stabiliteit dan losse blokken. Voor bestaande glooiingen kan de kans op het "losliggende blok" verkleind worden door de blokken in te wassen.

1.3.5.9 Uitvoering van bekledingen

Bij het bepalen van de keuze van bekledingen spelen de wijze en de mogelijkheden van uitvoering een grote rol. Deze mogelijkheden worden zowel beperkt door uitvoeringsaspecten als door economische factoren. In dit verband is van belang of:

- *de uitvoering en het onderhoud in den droge of onder water plaatsvindt.*

In het algemeen kan men stellen dat constructies die in den droge worden uitgevoerd en onderhouden de voorkeur genieten. De uitvoering is eenvoudiger, de constructies zijn beter te inspecteren en vaak goedkoper. Men zal proberen om de uitvoering boven water en het daarbij behorende constructietype tot een zo laag mogelijk niveau door te voeren. Men is hierbij afhankelijk van het getij ("werken op tij").

- *de uitvoering geschiedt van de wal of vanaf het water.*
- *het werk in een keer of in fasen wordt uitgevoerd.*

Men voert in Nederland werkzaamheden aan zeedijken uit tussen medio april en medio oktober, dus in het zomerseizoen, om de kans op het treffen van een storm tijdens de uitvoering klein te houden. Uitvoering ineens kan duurder zijn dan uitvoering in fasen maar het risico is kleiner. Bovendien maakt men geen kosten voor het maken van "overliggen" (maatregelen voor het overwinteren).

De uitvoering zit als het ware ingeklemd tussen "ontwerp" en "beheer en onderhoud". Het gebeurt vaak dat er bij het ontwerp onvoldoende reke-

ning mee wordt gehouden dat het werk ook moet worden uitgevoerd. Weten hoe iets gemaakt kan worden kan kostenbesparend werken. Daarom is overleg tussen ontwerper, uitvoerder en beheerder is een zo vroeg mogelijk stadium wenselijk.

1.3.5.10 Onderhoud van bekledingen

Het beheren en onderhouden van bekledingen zal in hoofdzaak bestaan uit:

- conserverend onderhoud: het "in conditie houden van de bekleding" Bijvoorbeeld het vervangen van enkele beschadigde blokken van een bekleding of het geven van een oppervlakte behandeling aan een asfaltbetonconstructie.

- herstel van kleine schade:

Bijvoorbeeld het aanvullen van een breuksteenbekleding door breuksteen bij te storten of het aanvullen van een blokkenbekleding indien tijdens een storm enkele blokken verloren zijn gegaan. (In de praktijk blijkt het vaak moeilijk om enkele blokken te herzetten. Vaak moet een veel groter gedeelte van de glooiing worden uitgebroken om enkele blokken te kunnen herzetten.)

Bij het beheren van een bekleding is het vooral van belang dat de glooiing goed te bereiken is (ook met een kraan of ander groot materieel).

Hergebruiken van bekledingsmateriaal verdient de voorkeur boven een nieuwe constructie.

1.3.6 Bezwijkmodellen

De constructies, besproken in de derde paragraaf van dit hoofdstuk, reageren alle verschillend op de hydraulische belasting, die er op wordt uitgeoefend. Elke constructie is dan ook gevoelig voor een ander type belasting en kent dan ook andere bezwijkmechanismen. In een tabel worden verschillende constructies met elkaar vergeleken.

HET ONTWERPEN VAN EEN BEKLEDING VOOR EEN ZEEDIJK

toplaag	constructie is gevoelig voor:	bepalende belasting:	constructie ontleent haar sterkte aan:
zand/gravel	* materiaal-transport * profielverandering	* snelheidsveld in golven	* gewicht * wrijving * dynamische stabiliteit
klei/gras	* erosie * deformatie	* max snelheid * golfslag	* cohesie * kwaliteit van de klei * grondslag
stortsteen	* materiaal-transport * deformatie	* max snelheid * kwel	* gewicht * wrijving * doorlatendheid
schanskorven	* materiaal-transport * deformatie * rocking * corrosie * u.v licht	* max snelheid * golfslag * klimaat * vandalisme	* gewicht * korf * grootte units * doorlatendheid * inklemming
zetsteen/ blokkenmat- ten	* afschuiving * deformatie * oplichten * buigen	* overdrukken * golfslag	* dikte * wrijving * verbinding elementen * doorlatendheid
asfalt	* erosie * deformatie * oplichten	* max snelheid * golfslag * overdrukken	* mechanische sterkte * gewicht

1.4 De Doorlatendheid van een bekleding.

1.4.0 Inleiding

De doorlatendheid van een dijkbekleding is van grote invloed op de sterkte van de constructie. Om later (zie deel 3) de stabiliteit van de bekleding met een formule te kunnen beschrijven moet er eerst iets omtrent de doorlatendheid van de constructie bekend zijn.

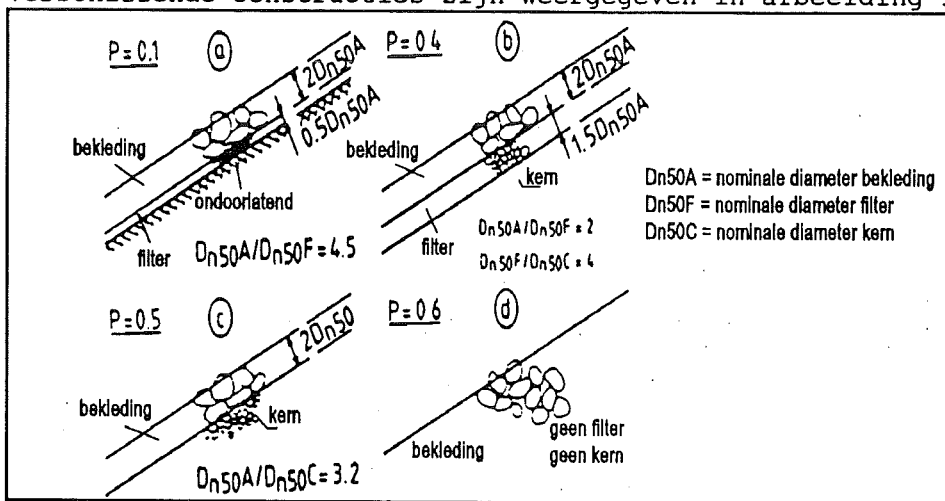
Pilarczyk heeft bij het bepalen van een stabiliteitsformule voor breuksteen onder golfbelasting gebruik gemaakt van een onderzoek naar de stabiliteit van breuksteen van golfbrekers van van der Meer.

Het Waterloopkundig Laboratorium in Delft heeft ter ondersteuning van het steenzetonderzoek gekeken naar de doorlatendheid van de verschillende constructieonderdelen van een steenzetting in combinatie met een filter en een geotextiel.

Beide methoden komen in dit hoofdstuk aan bod. In hoofdstuk 3.1 wordt gebruik gemaakt van hetgeen in dit hoofdstuk wordt behandeld.

1.4.1 Afschatten van de doorlatendheid voor de gehele constructie.

Om tot een stabiliteitsformule voor een breuksteenbekleding van een golfbreker te komen heeft Van der Meer in 1988 de stabiliteit van vier verschillende constructies onderzocht. Het betrof een toplaag bestaande uit een groffe sortering breuksteen op een filterlaag bestaande uit een fijnere sortering breuksteen op het kernmateriaal van de golfbreker. De verschillende constructies zijn weergegeven in afbeelding 17.



Afbeelding 17

De doorlatendheid van de constructie: P

De doorlatendheid werd in de ontwikkelde formule gerepresenteerd door de parameter P (= de doorlatendheid van de constructie).

De waarde van P bleek te variëren tussen 0.1 (a) en 0.6 (d).

Pilarczyk heeft bij het opstellen van een stabiliteitsformule voor breuksteen onder golfbelasting gebruik gemaakt van dit onderzoek. De waterdoorlatendheid van het kernmateriaal van een dijklichaam is in de regel veel kleiner dan de waterdoorlatendheid van het kernmateriaal van een golfbreker. Op grond hiervan moet men voor P voor een dijklichaam de waarde 0.1 aanhouden. De parameter P speelt een rol bij het bepalen van de stabiliteitsfactor ϕ (in hoofdstuk 3.1 wordt hier verder op ingegaan).

1.4.2 Afschatten van de doorlatendheid voor de verschillende elementen.

1.4.2.0 Inleiding

Door het Waterloopkundig Laboratorium in Delft is ter ondersteuning van het steenzetonderzoek gekeken naar de doorlatendheid van de verschillende constructieonderdelen van een steenzetting in combinatie met een filter en een geotextiel²¹.

De afgeleide formules blijken ook toepasbaar voor breuksteenformules. In plaats te van een "overall parameter" : P kan men ook werken met een coëfficiënt die is opgebouwd uit de doorlatendheid van de verschillende constructieonderdelen.

In dit subhoofdstuk gaan we in op de bepaling van de doorlatendheid van :

- het filtermateriaal
- de toplaag

In deel drie kan met deze kennis een coëfficiënt worden bepaald die de doorlatendheid van de gehele constructie in rekening brengt.

1.4.2.1 Bepaling van de doorlatendheid van een filtermateriaal

De doorlatendheid van het filtermateriaal is afhankelijk van de porositeit, de verdichting en de korrelgrootte.

Uitgaande van de bekende formule van Darcy ziet men vaak de formule:

$$q = k_f * i^c$$

met:

- q = het specifiek debiet (m³/m/s).
- k_f = de doorlatendheid van het filter (m/s).
- i = het verhang [-].
- c = een coëfficiënt [-].
= 1 : laminaire stroming.
= 0.5 : turbulente stroming.

Men vindt nu de oude relatie van Darcy terug door c = 1 in te vullen. Men noemt dit de gelineariseerde doorlatendheid.

Koenders vond echter in 1985 op grond van theoretische berekeningen uitgaande van de fysische achtergrond een betere beschrijving (Forchheimer-notatie):

$$i = a_f q + b_f q^2$$

met:

- a_f = een lineaire weerstandscoëfficiënt van het filter (s/m).
- b_f = een turbulente weerstandscoëfficiënt van het filter (s²/m²).

Door de doorlatendheid te meten van verschillende modellen vond den Adel in 1986 de volgende betrekkingen voor de beide coëfficiënten:

$$a_f = 160 \frac{v}{g} \frac{(1 - n)^2}{n^3 D_{f15}^2} \qquad b_f = \frac{2.2}{g n^2 D_{f15}}$$

met:

- v = de kinematische viscositeit (m²/s) van het water

²¹ Bezuijzen, A.; Burger, A.M; Klein Breteler, M.: Taludbekleding van gezette steen (1990), Rijkswaterstaat Dienst Weg- en waterbouwkunde, Vereniging Nederlandse cementindustrie.

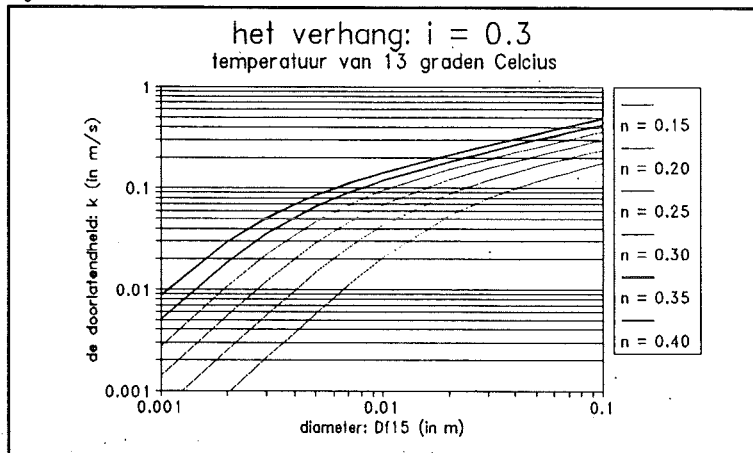
- $T_c = 40 \cdot 10^{-6} / (20 + T_c)$.
 T_c = de temperatuur ($^{\circ}\text{C}$).
 g = de versnelling van de zwaartekracht (m/s^2).
 n = de porositeit.
 D_{n5} = de diameter van de korrel waarvoor geldt dat 15 gewichtsprocent kleiner is dan die diameter (m).

Gaat men uit van de gelineariseerde doorlatendheid ($c = 1$) dan is de doorlatendheid k (m/s) rechtstreeks te berekenen uit de weerstandscoëfficiënten en het verhang:

$$k = \frac{-a_f + \sqrt{a_f^2 + 4b_f i}}{2b_f i}$$

Met de hierboven gegeven relaties is het mogelijk de relatie tussen korrelgrootte en de doorlatendheid vast te stellen. In de figuur 18 is dit gedaan voor:

- $i = 0.3$.
 $T_c = 13^{\circ}\text{C}$.



Afbeelding 18

De bepaling van de doorlatendheid: k van een filtermateriaal

1.4.2.2

Bepaling van de doorlatendheid van een toplaag

De doorlatendheid van de toplaag is minder eenvoudig te bepalen dan de doorlatendheid van het filtermateriaal. Daar waar de doorlatendheid van een granulaair materiaal alleen wordt bepaald door de stromingsweerstand van het water dat tussen de korrels stroomt, is de doorlatendheid van een toplaag het product van geheel verschillende stromingsweerden.

$$\Delta\phi_{tot} = \Delta\phi_r + \Delta\phi_g + \Delta\phi_a + \Delta\phi_s$$

We onderscheiden bij een toplaag de volgende stromingsweerden:

- de weerstand van het onderliggende filter: ($\Delta\phi_r$)
Voordat het water de toplaag heeft bereikt moet het de filterlaag passeren. De hoeveelheid water die aanstroomt wordt beïnvloed door de wrijvingsweerstand van het onderliggende filter.
- de weerstand van het geotextiel tussen de toplaag en het filter: ($\Delta\phi_g$)
Nadat het water de filterlaag is gepasseerd ontmoet het vaak een geotextiel. Men moet zich echter realiseren dat het water alleen

- door het geotextiel kan stromen op plaatsen waar zich in de top- laag spleten bevinden; m.a.w de verhouding tussen de doorlatend- heid spleet/doorlatendheid geotextiel speelt hierbij een rol.
- verandering van doorstroomprofiel op het moment dat het water uit de spleten van de blokken treedt: ($\Delta\Phi_a$)
Op het moment dat het water stroomt uit de spleten tussen de blok- ken neemt het doorstromingsprofiel enorm toe, de watersnelheid neemt af.
 - de weerstand van de toplaag: ($\Delta\Phi_s$)
De laatste bijdrage wordt geleverd door de weerstand van de sple- ten van de toplaag.

Voor de doorlatendheid van een toplaag kan men ook weer een Forcheimer- relatie opstellen:

$$i' = a'(q') + b'(q')^2$$

met:

- i' = het verhang van de toplaag.
- q' = de filtersnelheid door de toplaag (m/s).
- a' = lineaire weerstandscoefficient van de toplaag (s/m).

$$a' = \frac{12\nu(l')}{gs^2} + \frac{(l')sa_f}{\pi D_t} \ln\left(\frac{(l')s}{\pi r_{\min}e}\right) + \frac{a_g(l')T_g}{D_t}$$

- b' = turbulente weerstandscoefficient van de toplaag (s²/m²).

$$b' = \frac{(l')^2}{2gD_t} \left[\left(\frac{1}{n} - 1\right)^2 + 1 \right] + \frac{(l')sb_f}{\pi D_t} \left[\frac{(l')s}{\pi r_{\min}} - 2 \right] + \frac{b_g(l')^2 T_g}{D_t}$$

met:

- r_{\min} = 0.5D_{ns} als 0.5D_{ns} ≥ 0.4*s.
- r_{\min} = 0.4*s als 0.5D_{ns} ≤ 0.4*s.
- (l') = BL/(Bs + Ls)
- = de verhouding tussen zettingsoppervlak en spleetoppervlak.
- ν = de kinematische viscositeit van het water (m²/s).
- g = de versnelling van de zwaartekracht (m/s²).
- D_{ns} = de diameter van de korrel waarvoor geldt dat 15 ge- wichtsprocent kleiner is (m).
- s = de spleetbreedte (m).
- a_f = de lineaire weerstandscoefficient van het filter (s/m).
- b_f = de kwadratische weerstandscoefficient van het filter (s²/m²).
- a_g = de lineaire weerstandscoefficient van het geotextiel (s/m).
- b_g = de kwadratische weerstandscoefficient van het geotextiel (s²/m²).
- T_g = de dikte van het geotextiel (m).
- n = de porositeit van het filter.
- D_t = de dikte van de toplaag (m).

Op een zelfde manier is een relatie af te leiden voor blokken met gaten al dan niet opgevuld met granulair materiaal.

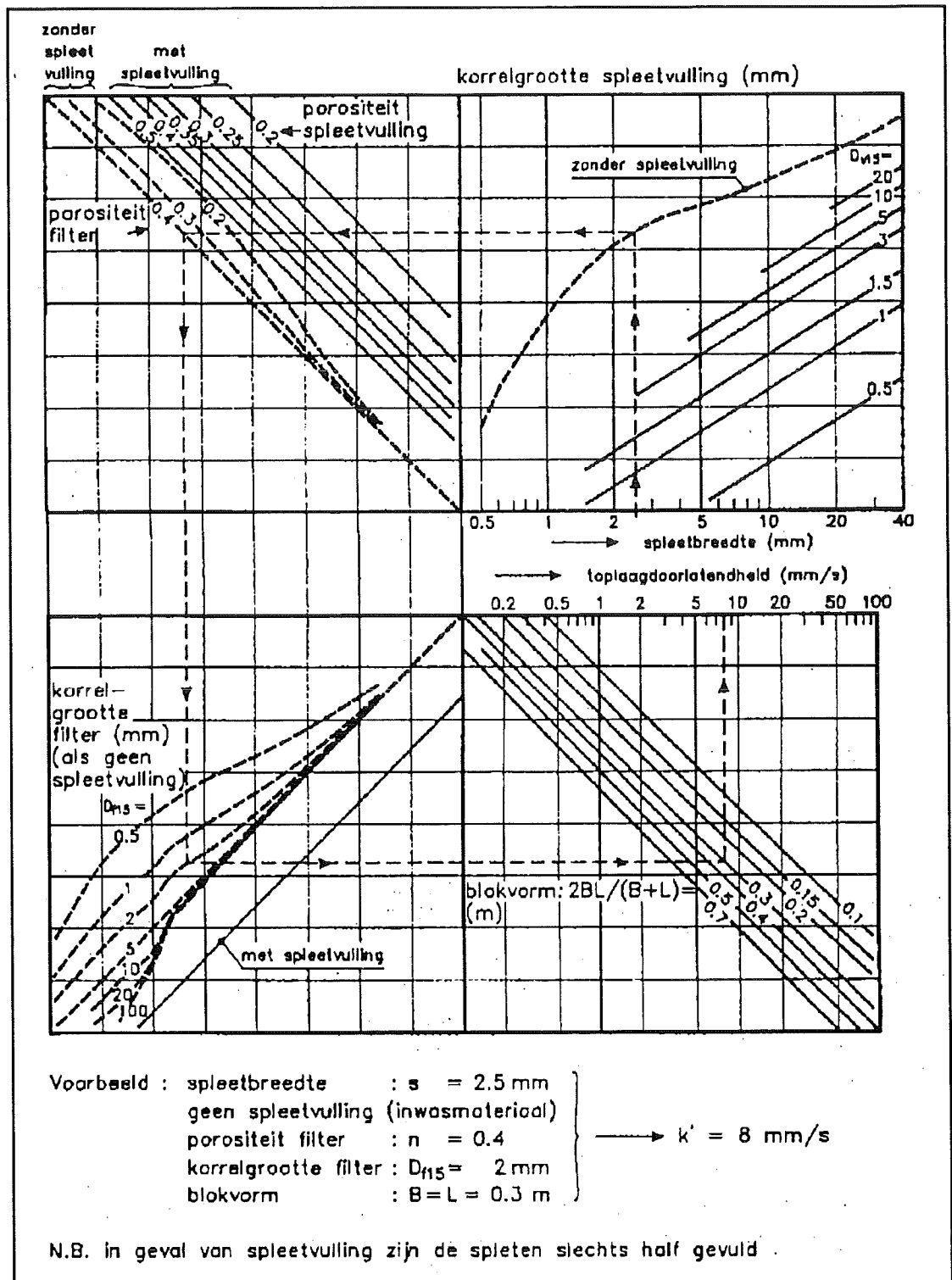
Past men zuilen toe dan kan men bovenstaande formules toepassen indien men het oppervlak van de geschematiseerde blokken gelijk kiest aan het oppervlak van die zuilen (B in m):

$$B = L = \sqrt{A} \quad (A = \text{het gemiddeld zuiloppervlak}).$$

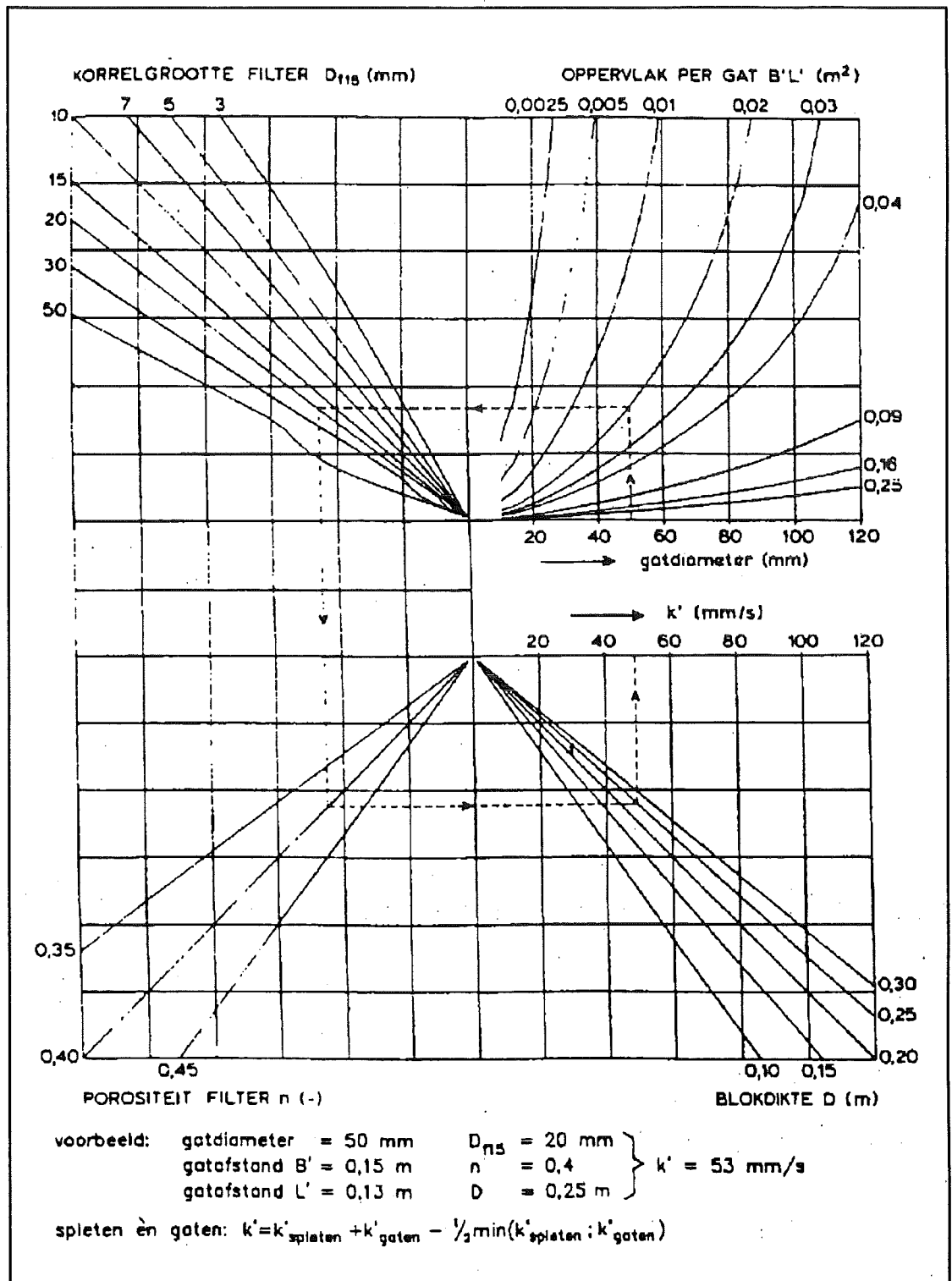
De spleten (s = spleetbreedte in m) moet men zo kiezen dat het relatieve open oppervlak gelijk is aan dat van de steenzetting met zuilen:

$$s = \frac{O/A}{2} \quad (O = \text{oppervlak spleten} + \text{gaten} / \text{totaal oppervlak}).$$

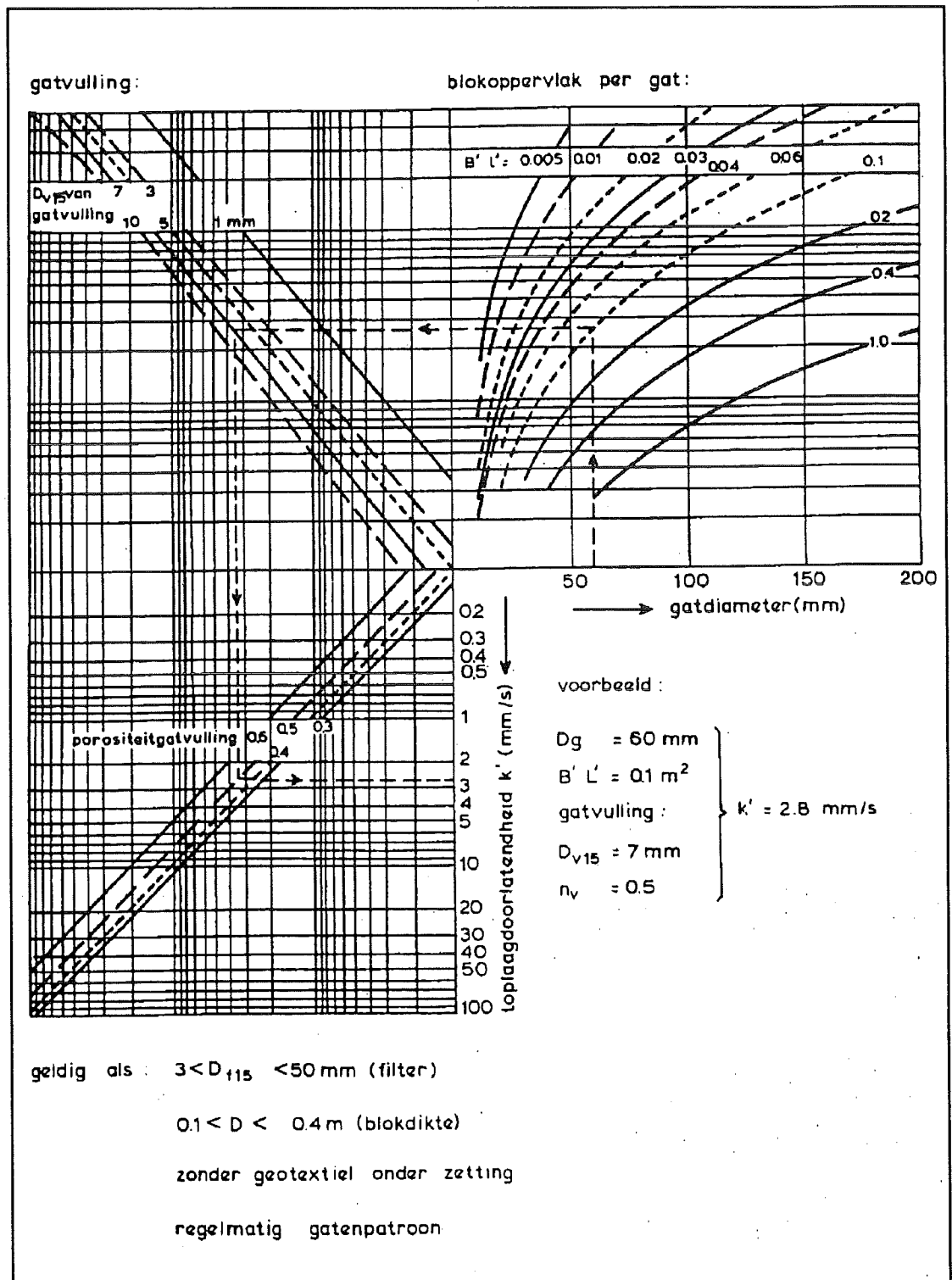
Voor de verschillende constructies worden hier de formules in een grafiek weergegeven. Met een geotextiel is in deze figuren geen rekening gehouden.



Afbeelding 19
De Doorlatendheid van een toplaag bestaande uit rechthoekige dichte blokken.

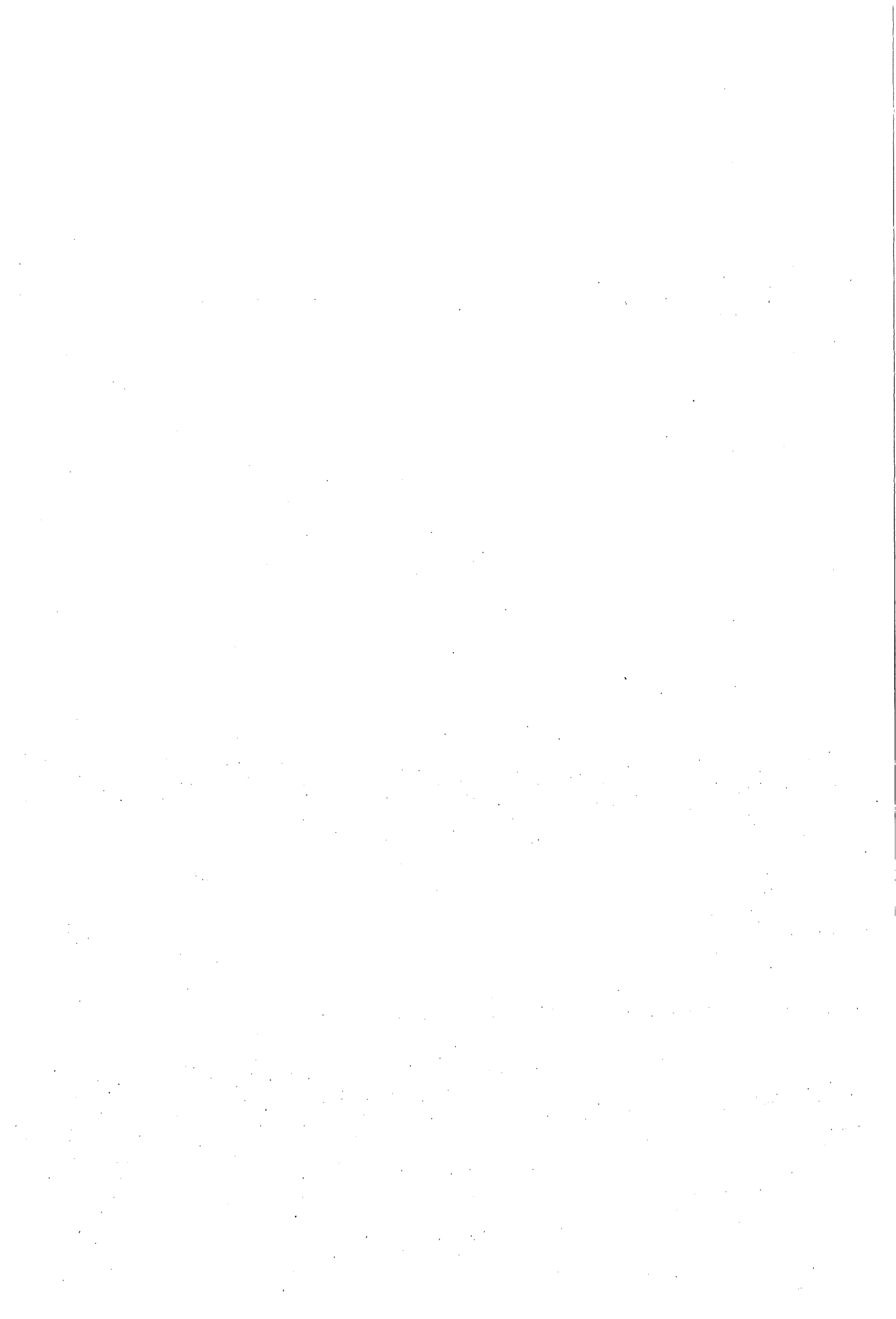


Afbeelding 20
 De Doorlatendheid van een toplaag met een regelmatig gatenpatroon
 zonder gatvulling



Afbeelding 21

De Doorlatendheid van een toplaag met een regelmatig gatenpatroon en gatvulling (half gevuld).



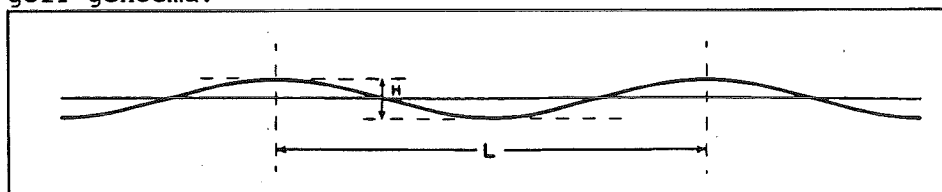
2 Het bepalen van de hydraulische randvoorwaarden

2.0 Inleiding

Bij de dimensionering van een dijklichaam spelen de randvoorwaarden een belangrijke rol. Voordat men iets kan zeggen omtrent de constructie moet men vast stellen welke belastingen maatgevend zijn. Daarom wordt in deze paragraaf ingegaan op de basisprincipes van de golftheorie²².

2.1 Basisbegrippen

Bij de bestudering van golven en golfverschijnselen wordt gebruik gemaakt van een eenvoudig model voor een golfbeweging: de enkelvoudige golf genoemd.



Afbeelding 22 Een enkelvoudige golf

Een enkelvoudige golfbeweging bestaat uit een regelmatig patroon van golftoppen en golfdalen allen even hoog en op gelijke afstand van elkaar. Aan de hand van afbeelding 22. zijn een aantal basisbegrippen nader te verklaren:

- De golflengte: L is de horizontale afstand tussen twee opeenvolgende golftoppen (in m).
- De periode: T is de tijd die op een bepaald vast punt verloopt tussen het passeren van twee opeenvolgende golftoppen (in s).
- De reciproke van de periode wordt de frequentie: f genoemd (in 1/s of Hz).
- De golfhoogte: H is het hoogteverschil tussen een golftop en een golfdal (in m).
- De golfsteilheid is de verhouding tussen de golfhoogte en de golflengte (H/L).

Een golfbeweging beweegt zich langs het wateroppervlak met een snelheid c (in m/s). Periode en snelheid zijn op meetkundige wijze onderling gekoppeld door de relatie:

$$c = \frac{L}{T}$$

Daarnaast is de snelheid fysisch afhankelijk van de waterdiepte d en de golflengte L :

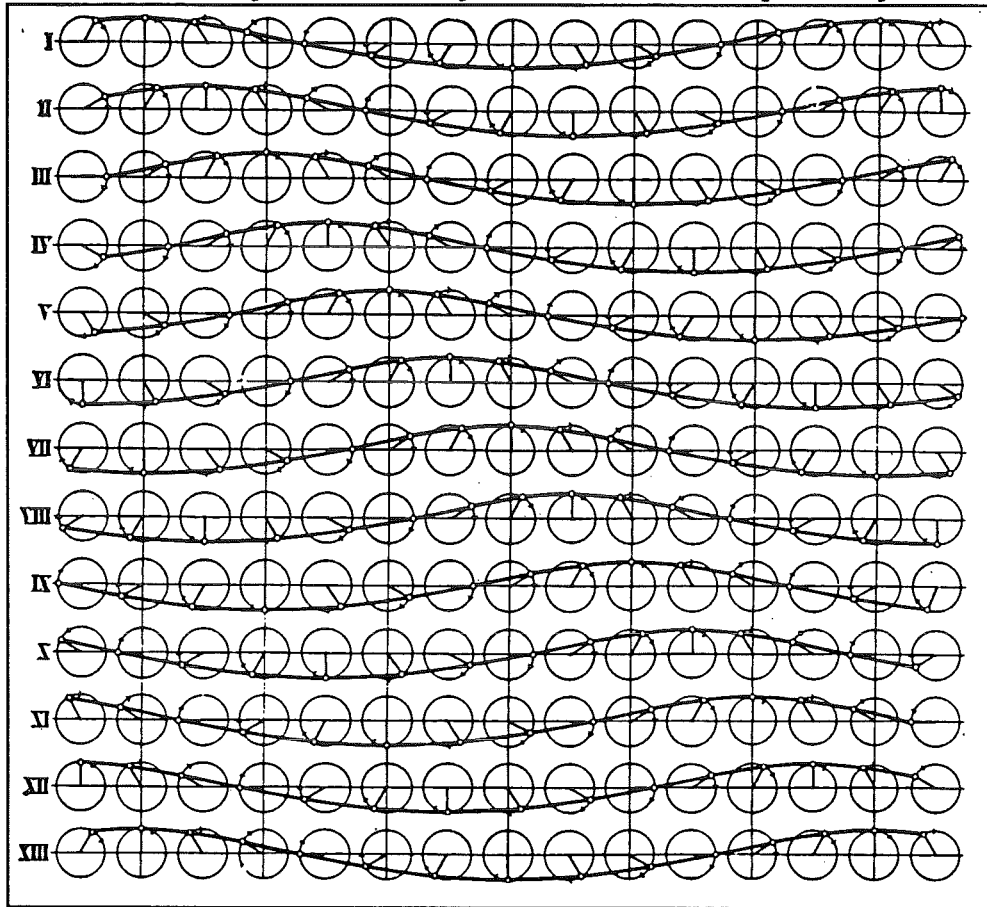
$$c = \sqrt{\left(\frac{g}{2\pi}\right) L \tanh\left(2\pi \frac{d}{L}\right)}$$

Alhoewel golven langs het wateroppervlak bewegen, blijven de waterdeel-

²²

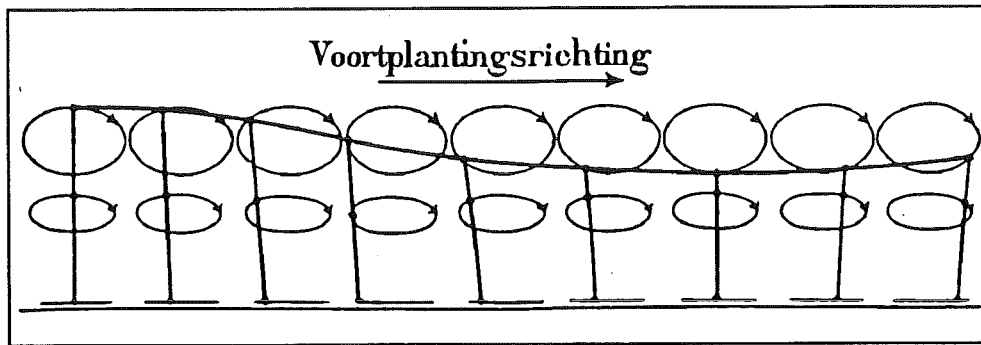
Groen, P; Dorrestein, R : Zeegolven (publicatienummer K.N.M.I 111-11, derde druk 1976), Koninklijk Nederlands Meteorologisch Instituut.

tjes praktisch op hun plaats. Tijdens een golfbeweging beschrijven zij een cirkelvormige baan en bij de bodem een ellipsvormige baan.



Afbeelding 23 De beweging van een waterdeeltje tijdens een golfbeweging

In feite is de baan niet helemaal een cirkel, omdat een waterdeeltje na het doorlopen van de "cirkelbeweging" niet precies in zijn uitgangspunt terugkeert; doch dit wordt als een secundair effect beschouwd. Niet alleen de deeltjes gelegen aan het wateroppervlak beschrijven deze beweging. Ook de dieper gelegen waterdeeltjes beschrijven een cirkelvormige beweging; echter op grotere diepte neemt de diameter van de cirkelbeweging af. Een toename van de diepte met $1/9$ maal de golflengte reduceert de baanmiddellijn met $1/2$. Op een waterdiepte gelijk aan een halve golflengte wordt er nog weinig gemerkt van de cirkelbeweging. Om een volledige cirkelbeweging te kunnen doorlopen moet het water voldoende diep zijn, m.a.w. de waterdiepte moet groter zijn dan de halve golflengte. Men spreekt dan van golven in diep water. Bij ondiep water kunnen de dieper gelegen waterdeeltjes ten gevolge van een golf met een bepaalde golflengte niet meer een volledige cirkelbeweging beschrijven. De deeltjes doorlopen een ellipsvormige baan. Naarmate de deeltjes dichter bij de bodem liggen wordt de baan steeds meer afgeplat. De golf voelt de bodem als het ware, en men spreekt van golven op ondiep water.



Afbeelding 24 De beweging van de waterdeeltjes bij golven op ondiep water

De beweging die de waterdeeltjes doorlopen wordt de orbitaalbeweging genoemd.

water- diepte (m)	golfhoogte H (m)					
	0.50	0.75	1.00	1.50	2.00	3.00
2	46	69	92			
5	20	30	40	61	81	121
10	6	9	12	19	25	37
15	2	3	4	5	7	11

Afbeelding 25 Orbitaalsnelheden vlak bij de bodem (in cm/sec)

Voor de berekening van de snelheden van waterdeeltjes tijdens een orbitaalbeweging bestaan verschillende formules.

Het is met name van belang te weten wat de snelheid van de waterdeeltjes vlak bij de bodem is.

Dit bepaalt immers of er erosie van de bodem kan optreden (In hfst 3.2 wordt hierop teruggekomen.) Om een idee te geven over de grootte van de orbitaalbeweging bij de bodem zijn in afbeelding 25 enkele relevante waarden vermeld.

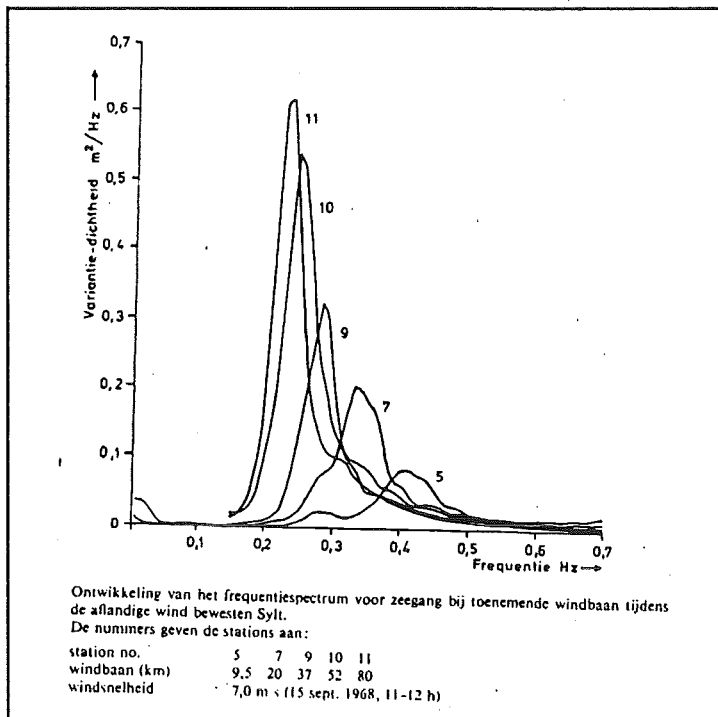
De bovengenoemde uniforme golven komen slechts voor in een laborato-

rium. In de natuur komen er binnen een golfveld allerlei golven voor, met elk hun eigen karakteristieken (golfhoogte, periode etc). In een golfveld kunnen de verschillende golfhoogten beschreven worden met een statistische functie: de zgn Rayleigh-verdeling. Volgens deze benadering wordt de fractie golven met een golfhoogte groter dan een bepaalde golfhoogte H , gegeven door:

$$P(H > H) = \exp\left(-2.00 \left(\frac{H}{H_s}\right)^2\right)$$

De grenswaarde H_s wordt de significante golfhoogte genoemd. De significante golfhoogte is het gemiddelde van het hoogste derde deel van alle golven in een golfveld. Omdat het kwadraat van de golfhoogte een maat is voor de golfenergie wordt er vaak gewerkt met $(H_s)^2$.

Een golfveld is ook goed te typeren door gebruik te maken van een golfspectrum. In een golfspectrum worden van alle golfpatronen waaruit het golfveld bestaat de karakteristieken weergegeven in een figuur. Een golfveld wordt uitgesplitst in alle individuele golven waaruit zij bestaat. In een figuur worden alle optredende golfhoogten uitgezet tegen de bijbehorende frequentie. Het aantal individuele golven die de componenten van het golfveld vormen is oneindig groot; er ontstaat een vloeiende lijn (zie figuur 26).



Afbeelding 26 Een golfspectrum

Het berekenen van een golfspectrum uit golfwaarnemingen is erg bewerkelijk (vaak wordt hierbij gebruik gemaakt van een statistische benadering: de Fourier-analyse). Maar in de software voor het verwerken van golfmetingen is de berekening van een spectrum standaard opgenomen, zodat we altijd over een spectrum kunnen beschikken. Figuur 27 geeft een voorbeeld van de uitvoer van een modern golfverwerkingsprogramma.

Lokatie golfparameters=	76B	VD1 (BROUWERSH. DAT VOORDELTA)
Lokatie waterstanden=	155	VR (NOORDZEE VLAKTE VAN DE RAAN)
Waterstand=	190 (cm)	
Lokatie windgegevens=	98	BC2 (NOORDZEE OOSTER)
Windsnelheid=	94 (dm/s)	
Windrichting=	231 (grad.)	
Meetdatum=	860509	
Begin tijd=	130	
Eind tijd=	150	
Resultaten *****		
HMAX=	165 (cm)	TMAX= 63 (0.1sec)
H1/3=	81 (cm)	T1/3= 44 (0.1sec)
H1/10=	103 (cm)	TH1/3= 37 (0.1sec)
H1/50=	133 (cm)	TH02= 38 (0.1sec)
GCH=	54 (cm)	GCT= 32 (0.1sec)
SPGH=	25 (cm)	SPGT= 11 (0.1sec)
E01=	477 (cm2)	FP= 21 (Hz)
TE1=	422 (cm2)	FP2= 32767 (Hz)
TE2=	54 (cm2)	FPD= 32767 (Hz)
E10=	8 (cm2)	

Afbeelding 27
 Golfmetingen op het station BG2 ten westen van Schouwen-Duiveland

Behalve de significante golfhoogte speelt de golfperiode een belangrijke rol. Als maat voor de golfperiode kiest men vaak de golfperiode die hoort bij de golfhoogte in de piek van het golfspectrum: T_p , m.a.w de periode bij de grootste energiedichtheid. De golfpiekperiode blijkt 1.1 à 1.3 maal groter te zijn dan de gemiddelde golfperiode. De golfhoogte en de golflengte zijn afhankelijk van de waterdiepte. De periode is onafhankelijk van de waterdiepte. De piekperiode: T_p kan men gebruiken om de golflengte te berekenen. De piekperiode is kenmerkend voor een golfpatroon.

$\frac{d}{L_{op}} \geq 0.25$	overgangsgebied	$\frac{d}{L_{op}} \leq 0.05$
$L_{op} = \frac{g T_p^2}{2\pi}$	$L = L_{op} \tanh\left(\frac{2\pi d}{L}\right)$	$L_{gp} = T_p \sqrt{gd}$
T_p = de golfperiode bij de piek van het golfspectrum; L_{op} = de golflengte op diep water; L_{gp} = de golflengte op ondiep water; d = de waterdiepte; g = de versnelling van de zwaartekracht.		

Opm:

$$\tanh(x) = \frac{\exp(x) - \exp(-x)}{\exp(x) + \exp(-x)}$$

2.2 Golfwaarnemingen

2.2.0 Inleiding

Behalve berekenen kan men golven ook meten. In deze paragraaf wordt daar nader op ingegaan. Golven kunnen visueel worden waargenomen, maar dat komt nog zelden voor. Met meetinstrumenten kan men veel nauwkeuriger waarnemen. In Nederland worden de volgende meetinstrumenten vaak toegepast:

2.2.1 De stappenbaak

Een stappenbaak is een paal met spijkers. Elke spijker registreert of hij al dan niet onder water staat, en geeft een signaal aan een centrale verwerkingseenheid. Met een stappenbaak wordt een continu beeld verkregen van de optredende waterstand. De nauwkeurigheid van de meting is afhankelijk van de afstand tussen de spijkers. In de praktijk kan deze afstand 5 a 10 cm bedragen. Een stappenbaak moet bevestigd worden op een bestaande constructie en is geschikt voor alle typen golven.

2.2.2 De waverider

Een waverider is een boei die op het water drijft. Deze boei is in staat om de verticale verplaatsing van het water te meten. De meting wordt met een zender aan een verwerkingseenheid op de wal afgegeven. Een waverider behoeft niet aan een constructie bevestigd te worden en kan dus vrij universeel worden toegepast. Het bereik van een waverider is beperkt: kleine golven zijn niet te meten. Een waverider is niet geschikt om golven in erg ondiep water te meten.

2.2.3 De wavec

De wavec is een boei die behalve de verticale versnelling van het water ook de kanteling van de boei registreert. Op deze manier worden golf-energiespectrum en golfrichtingspectrum vastgesteld. Omdat de wavec een kostbaar instrument is wordt deze meting nog weinig toegepast. De wavec heeft dezelfde beperkingen als de waverider.

Na meting moeten de gegevens verwerkt worden. Enkele voorbeelden van gegevensverwerking zijn:

2.2.4 De golfklimaattabel

In een golfklimaattabel wordt de frequentie van voorkomen van een bepaalde combinatie van golfhoogte en golfperiode weergegeven. Het voorbeeld in afbeelding 28 geldt voor alle waterstanden. Er zijn ook dergelijke tabellen voor afzonderlijke waterstandsklassen of verschillende windrichtingen²³.

Periode: 1 januari 1985 - 31 december 1986											
Klasse: VR Wst (opgetreden) [cm]: -9999 — -50											
Horizontaal: SCHB Hs (opgetreden) [cm]											
Vertikaal : SCHB Tm02 (opgetreden) [0.1 sek]											
grenzen	0	50	100	150	200	250	300	350	400	450	totaal
	50	100	150	200	250	300	350	400	450	9999	
0 10	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
10 20	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
20 30	203	38	0	0	0	0	0	0	0	0	241
30 40	525	878	213	1	0	0	0	0	0	0	1618
40 50	221	541	625	369	46	1	0	0	0	0	1802
50 60	24	85	65	180	148	64	9	0	0	0	576
60 70	1	3	0	0	3	12	14	7	1	0	41
70 80	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
80 90	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
90 9999	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
totaal	975	1544	903	551	197	77	22	7	2	0	4279

Afbeelding 28

Een voorbeeld van een golfklimaattabel

2.2.5 De overschrijdingslijn

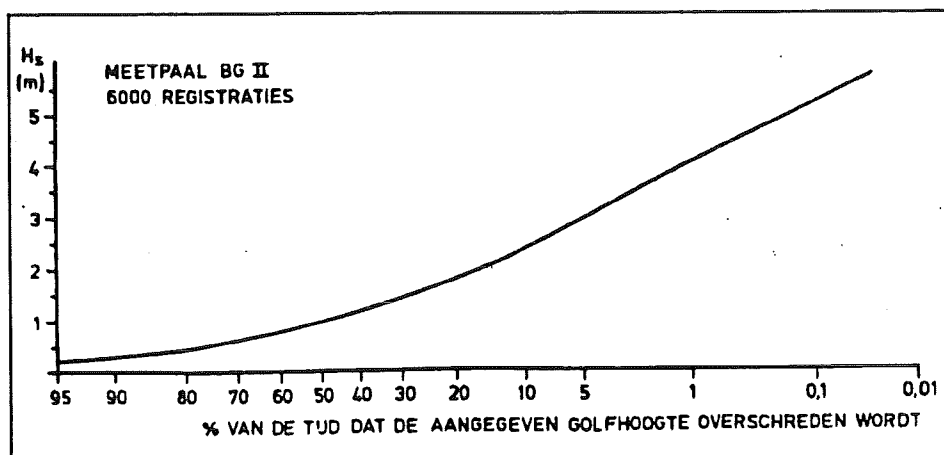
Met de meetgegevens kan ook een overschrijdingslijn worden opgesteld. In een overschrijdingslijn is af te lezen hoe vaak een bepaalde significante golfhoogte overschreden wordt. In afbeelding 29 kan men de significante golfhoogte aflezen die in 1% van de tijd overschreden wordt; $H_s = 4m$.

2.2.6 De wind/golven - relatietabel

In een wind/golven - relatietabel kan men bij een bepaalde windsnelheid en stormduur de optredende golfhoogte aflezen. Men moet zich hierbij realiseren dat de windrichting een grote rol speelt. Vaak is de golf-richting niet gemeten en gaat men er van uit dat deze gelijk is aan de windrichting.

²³

Op aanvraag zijn deze gegevens verkrijgbaar bij de Dienst Getijde-wateren.



Afbeelding 29 Een overschrijdingslijn

2.3 Golfgroei

2.3.0 Inleiding

Onder invloed van wind worden golven steeds groter: de golfhoogte en periode nemen toe. Hoe dit precies in z'n werk gaat is niet bekend. Ter illustratie wordt aan de hand van het model van Jeffreys (1925) het een en ander toegelicht:

Als wind langs een wateroppervlak strijkt (met een snelheid: u , die groter is dan de golfsnelheid: c ,) oefent de wind een drukkracht en een zuigkracht op het water uit. Gaat men er van uit dat er al een golfbeweging aanwezig is dan zal de wind aan de loefzijde van een golfberg een overdruk en aan de lijzijde een onderdruk doen ontstaan. Beide, druk en zuiging, versterken de orbitaalbeweging van de waterdeeltjes: "de golf groeit". Dit effect hangt samen met de energieoverdracht van de wind op de waterdeeltjes; het wordt verondersteld evenredig te zijn met $(u - c)^2$ en het kwadraat van de golfsteilheid.

Bovendien oefent de wind een wrijvingskracht uit op het water. Vlak bij een golftop wordt de voorwaartse beweging van de waterdeeltjes door wrijving ten gevolge van de wind versterkt, ook dit effect "doet een golf groeien". Dit effect is evenredig met het kwadraat van de windsnelheid: u .

Het model gaat er van uit dat beide effecten onafhankelijk van elkaar een golf doen groeien.

Bij de berekening van golfgroei ten gevolge van wind wordt gebruik gemaakt van experimenteel vastgestelde relaties, zoals golfgroefgrafieken, golfgroefrelaties, de SMB-methode.

2.3.1 Golfgroefgrafieken

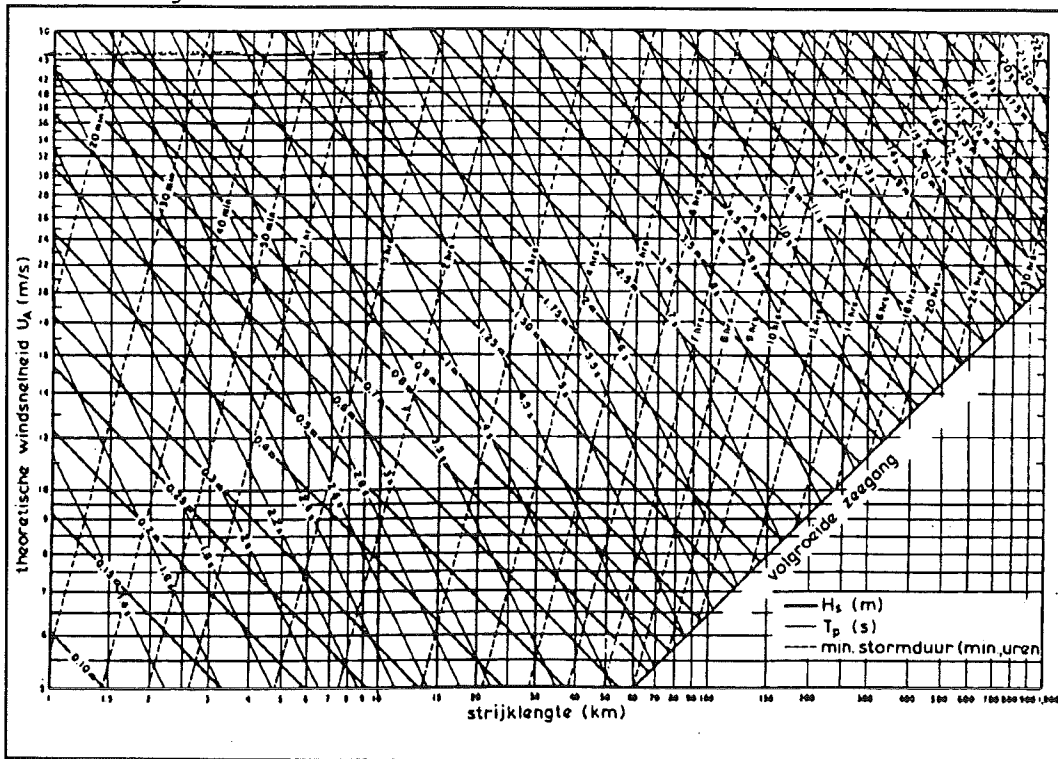
In een golfgroefgrafiek kan bij een bepaalde windsnelheid en stormduur de golfhoogte en golfperiode worden afgelezen.

Golfgroefgrafieken zijn voorradig voor golven op diep en voor golven op ondiep water.

Uit de grafiek in afbeelding 30 kan men bij een windsnelheid van 16m/s die 3 uur aanhoudt aflezen dat er een significante golfhoogte groot 1.25m, en een periode groot 4.5sec, ontstaat. Voorwaarde is echter dat de wind over 25km lengte de kans krijgt het water op te zwepen (de windbaan bedraagt 25km).

2.3.2 Golfgroeiformules

De grafieken zijn ook in formulevorm te schrijven. Dit levert grote en omslachtige formules op²⁴. Aangeraden wordt de eenvoudige golfgroeigrafieken te gebruiken.



Afbeelding 30

Een voorbeeld van een golfgroeigrafiek voor diep water.

2.3.3 De SMB-methode:

Een uitgewerkte methode voor het bepalen van de golfhoogte en de periode, die gebruik maakt van golfgroeigrafieken, is de SMB-methode²⁵. De methode berust op het bepalen van vier invoerparameters. Nadat deze parameters bepaald zijn kunnen aan de hand van golfgroeigrafieken de randvoorwaarden worden bepaald.

Met deze methode kan een eerste schatting worden verkregen, die 20 tot 40% kan afwijken van de werkelijkheid.

Een betere schatting is te verkrijgen met het computerprogramma HISWA (zie hoofdstuk 2.5)

²⁴ Holthuijsen, L.H. : Methoden voor golfvoorspelling (1980), Rijks-waterstaat Dienst Weg- en Waterbouwkunde.

²⁵ Coastal Engineering Research Centre, US Army Corps of Engineers: Shore Protection Manual (1977).

Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen, Civieltechnisch Centrum Uitvoering Research en Regelgeving: Handboek voor de dimensionering van gezette talusbekledingen (rapport 155, maart 1992).

De volgende parameters moeten worden bepaald:

- De windsnelheid: U [m/s]
De windsnelheid wordt gemeten op 10 m boven het wateroppervlak.

- De strijklengte: F (fetch in m)
De lengte van het wateroppervlak waarover de wind de gelegenheid krijgt om het water op te stuwen wordt de strijklengte genoemd. Bij de SMB-methode wordt het verloop van de randvoorwaarden in een raai bepaald. De lengte van deze raai is de lengte waarover de wind invloed heeft. De wind heeft echter niet alleen invloed op de waterdeeltjes in een enkele raai; maar is van invloed over een heel gebied. Dit wordt de effectieve strijklengte genoemd.

Om de effectieve strijklengte te kunnen bepalen wordt de invloed van de wind verdeeld over een windveld. De wind strijkend langs de maatgevende raai denkt men gericht op een punt van de kustlijn (in afbeelding 31 punt A).

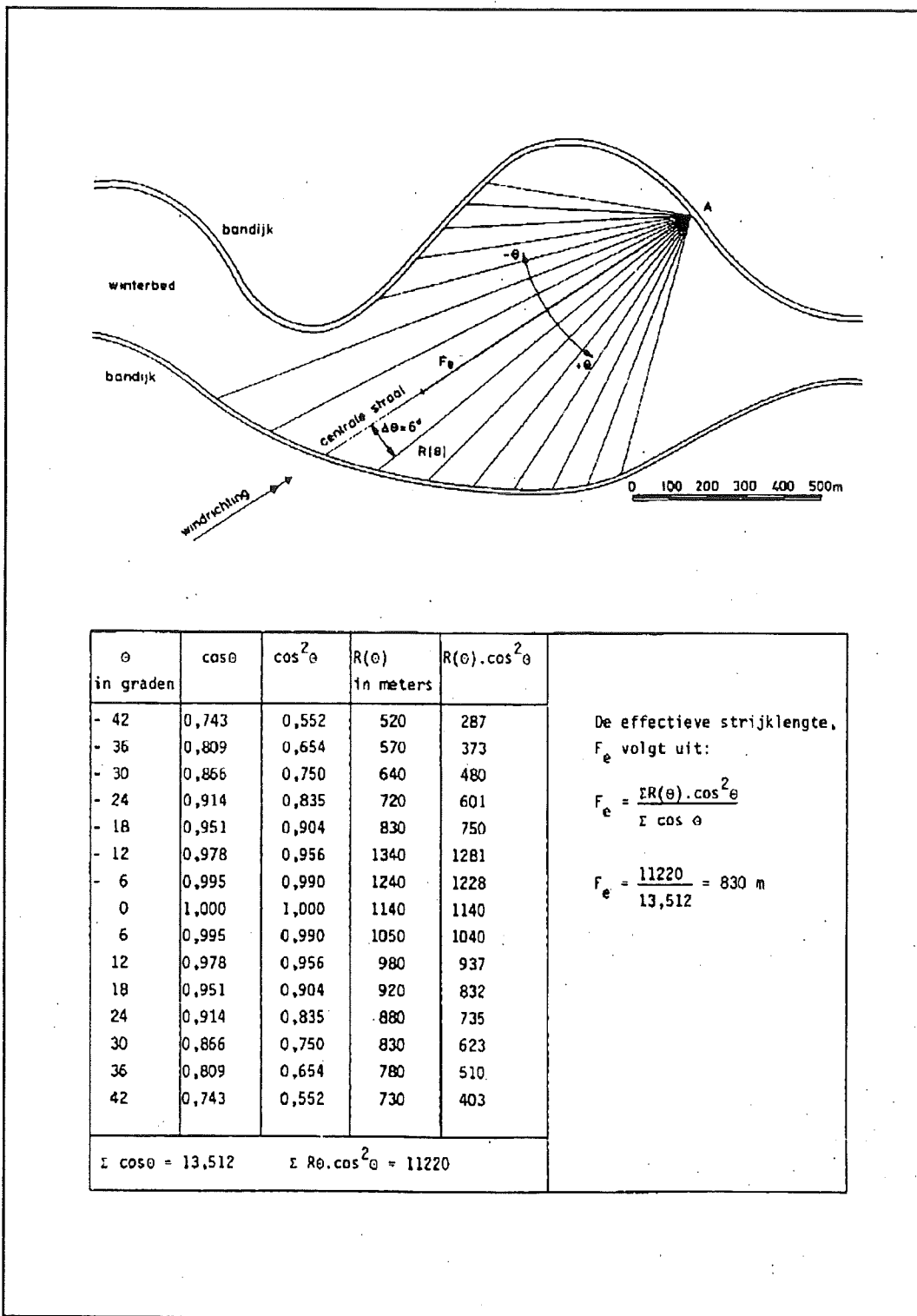
Vanuit dit punt kan men de raai verdraaien over een hoek θ . Zo wordt het windveld verdeeld in een aantal raaien. Niet in elke raai heeft de wind een even grote invloed. Per raai moet een wegingsfactor worden vastgesteld. Deze wegingsfactor is afhankelijk van de hoek tussen de raai en de windrichting. De effectieve strijklengte wordt gedefinieerd als de sommatie van de lengte van de raaien maal de wegingsfactoren, gedeeld door de som van de verschillende wegingsfactoren.

In formulevorm is de procedure als volgt samen te vatten:

$$F_e = \frac{\sum R(\theta) \cos^2 \theta}{\sum \cos \theta}$$

- De stormduur (in uren):
Naarmate de storm langer aanhoudt krijgt de wind meer tijd om de golven te vergroten (tot een maximum). Bij een kleine strijklengte bereiken de golven eerder hun maximale grootte dan bij een grote strijklengte. Aan zee-kusten waar de strijklengte groot is wordt de golfhoogte meestal bepaald door de stormduur. In meren en estuaria komen veel kleinere strijklengten voor. De golfhoogte wordt dan door de strijklengte beperkt. In afbeelding 32 kan men aflezen of bij een bepaalde windsnelheid en stormduur de strijklengte beperkend is. Indien de benodigde strijklengte voor het bereiken van een volledige zee-gang (de golven hebben hun maximale hoogte bereikt) groter is dan de geschatte aanwezige strijklengte moet de strijklengte worden berekend.

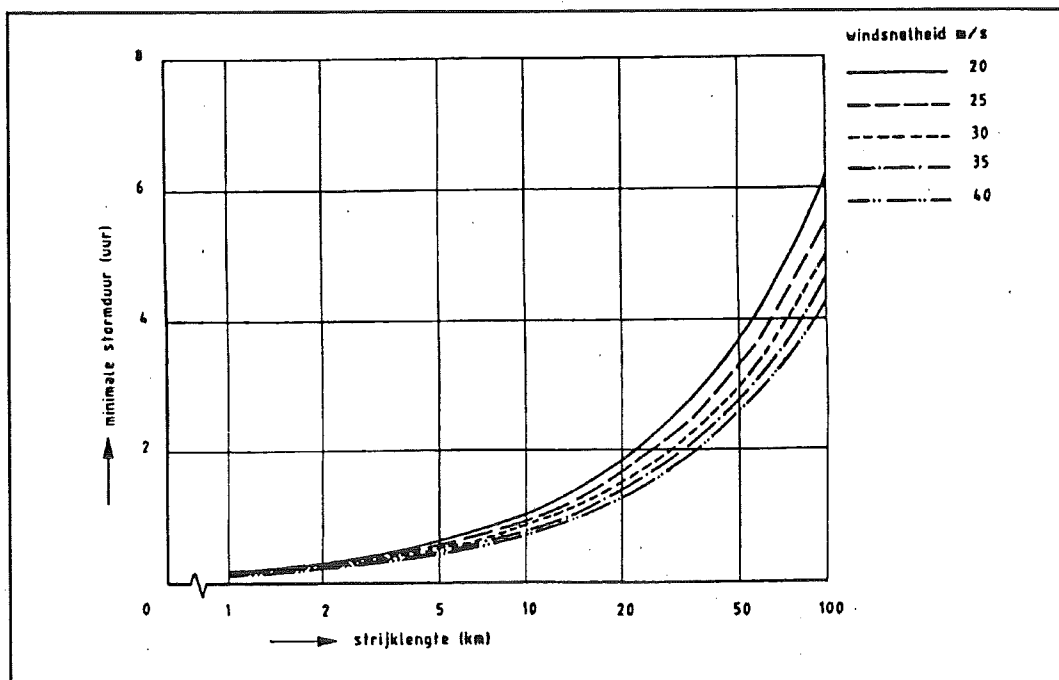
- De waterdiepte (in m):
In het begin van dit hoofdstuk is de relatie tussen de orbitaalbeweging van de waterdeeltjes en de diepte van het water toegelicht (Hfst 2.1). Het gevolg hiervan is dat er voor iedere waterdiepte een aparte golf-groeigrafiek is (zie afb 33 t/m 40).



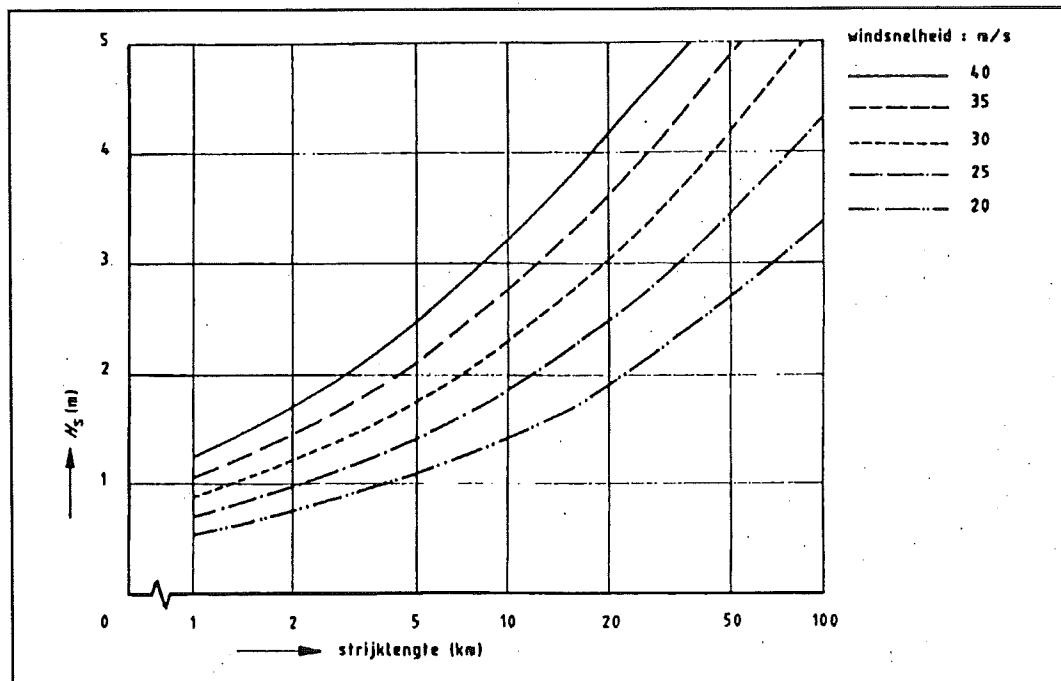
Afbeelding 31 De bepaling van de effectieve strijklengte.

Met afbeelding 32 kan worden bepaald of de aanwezige strijklengte groot genoeg is om van een volgroeide zeegang te kunnen spreken. De strijklengte hoeft dan niet te worden berekend maar kan worden afgelezen uit afbeelding 32.

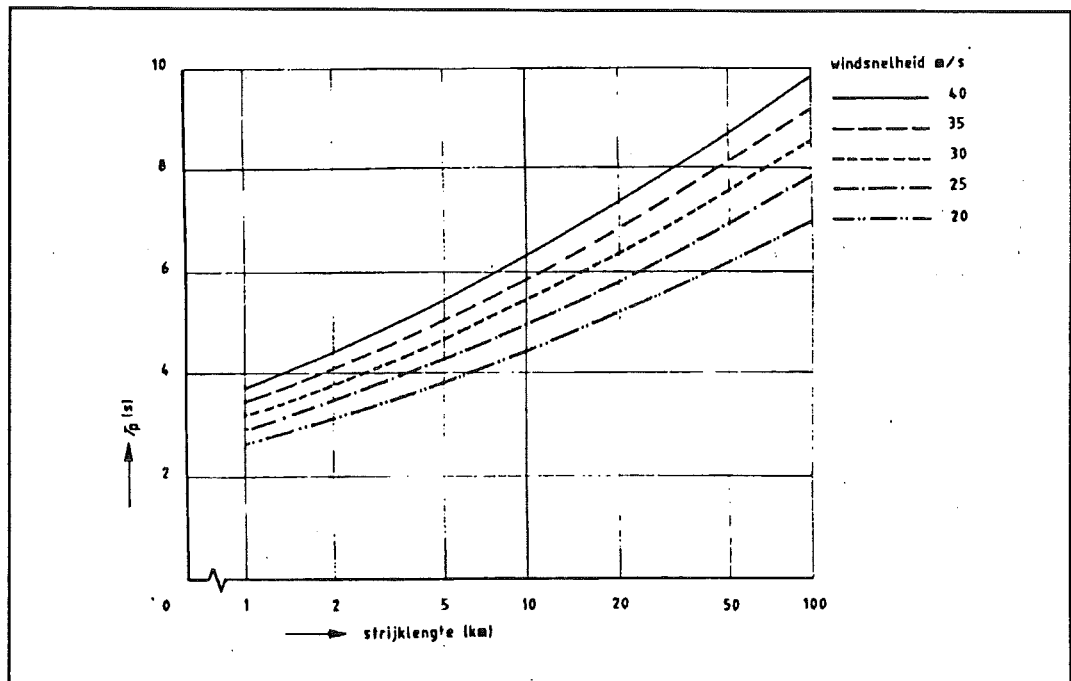
Nadat de strijklengte is bepaald kan in een van de afbeeldingen 33 $\frac{1}{m}$ 40 bij een bepaalde waterdiepte H , en T_p worden afgelezen.



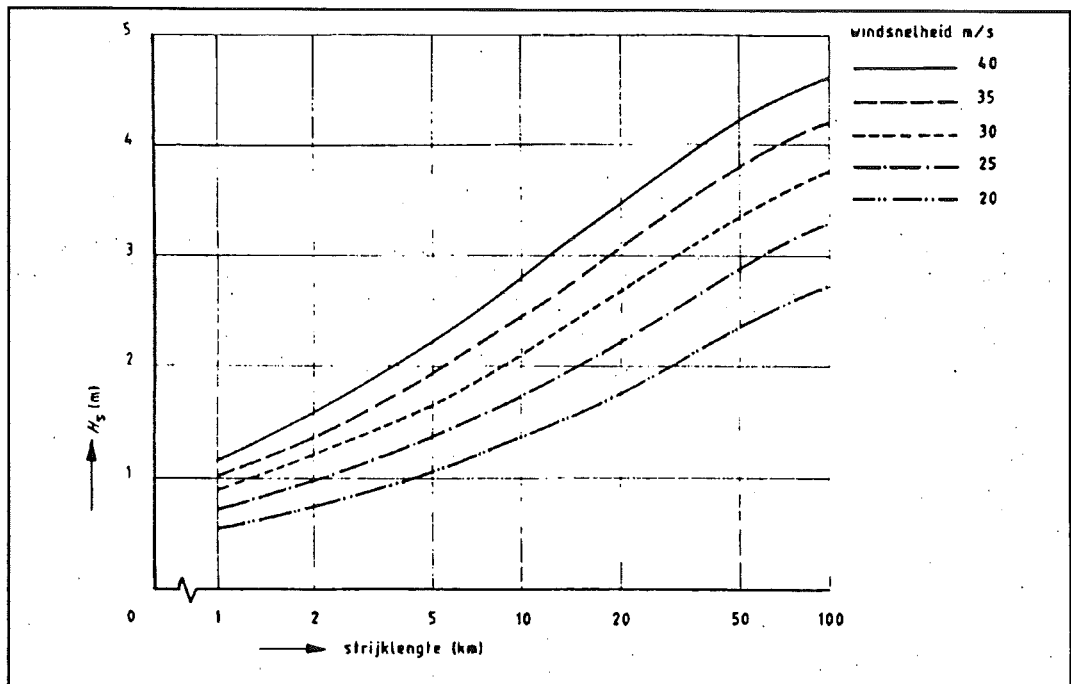
Afbeelding 32
De minimaal benodigde stormduur om een volgroeide zeeegang te verkrijgen.



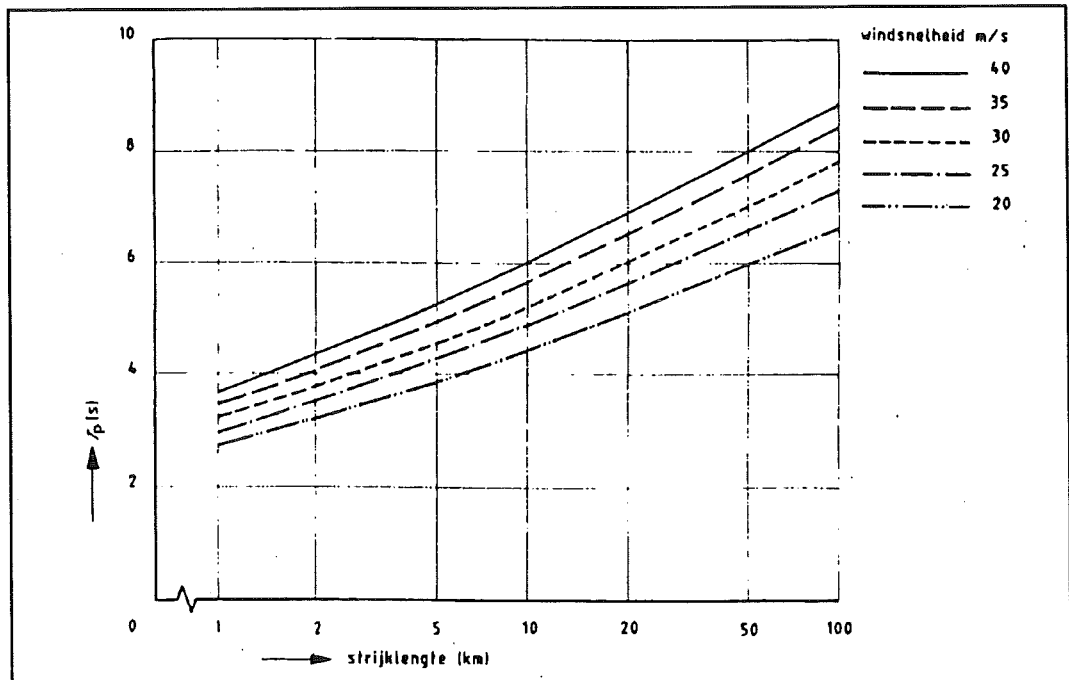
Afbeelding 33
De significante golfhoogte als functie van de strijklengte bij een gemiddelde waterdiepte van 50m.



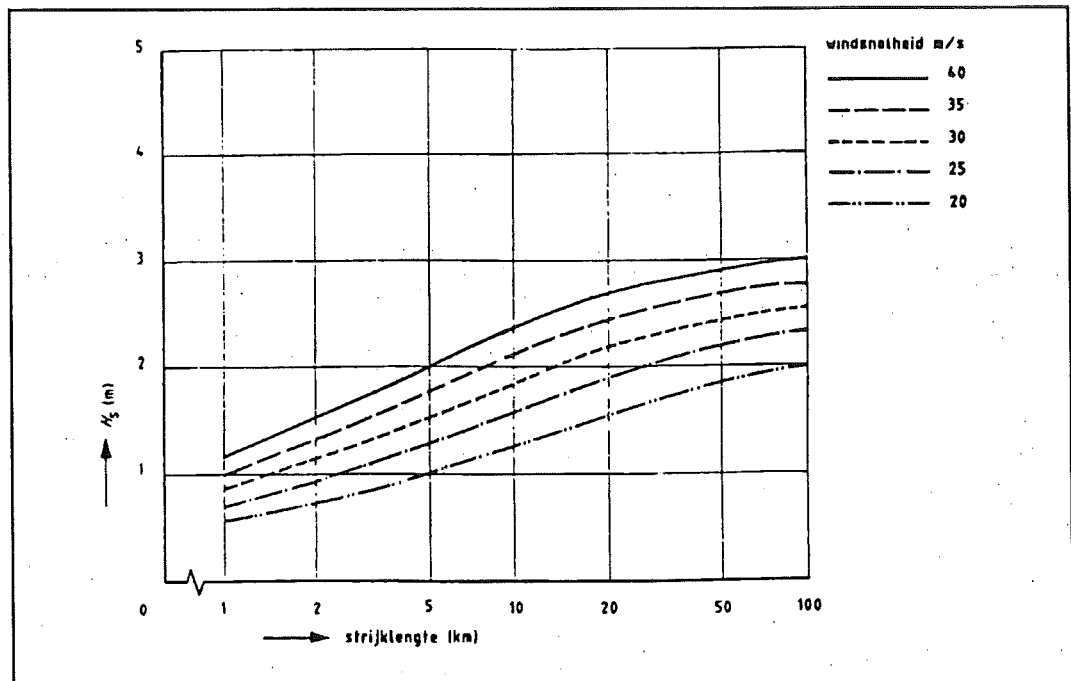
Afbeelding 34
De golfperiode als functie van de strijklengte bij een gemiddelde waterdiepte van 50m.



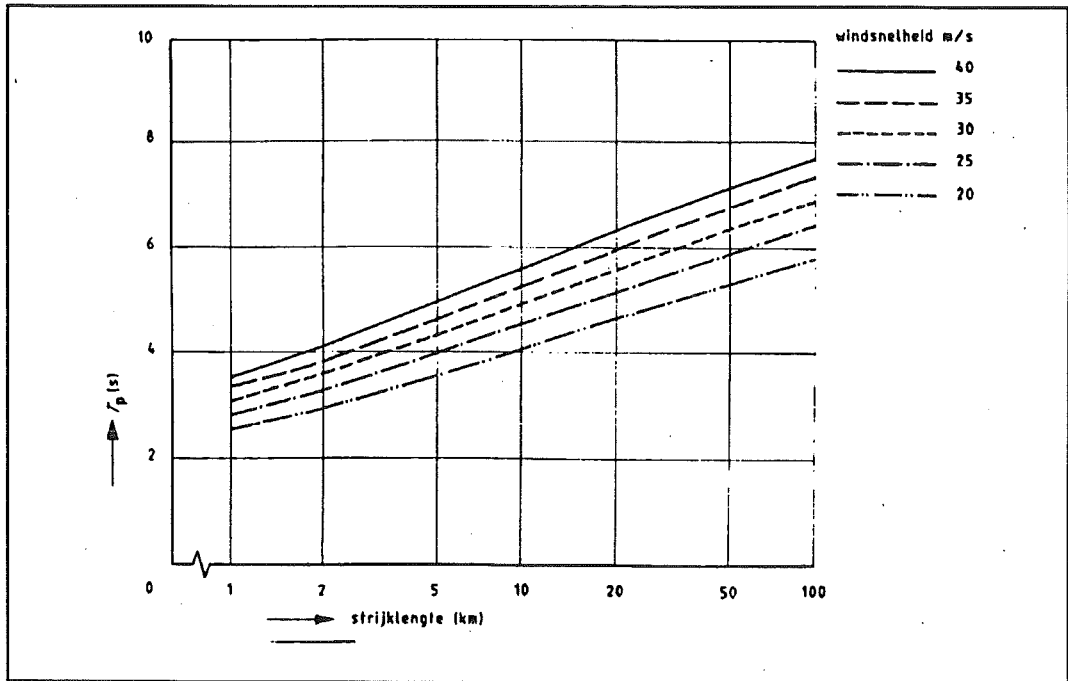
Afbeelding 35
De significante golfhoogte als functie van de strijklengte bij een gemiddelde waterdiepte van 20m.



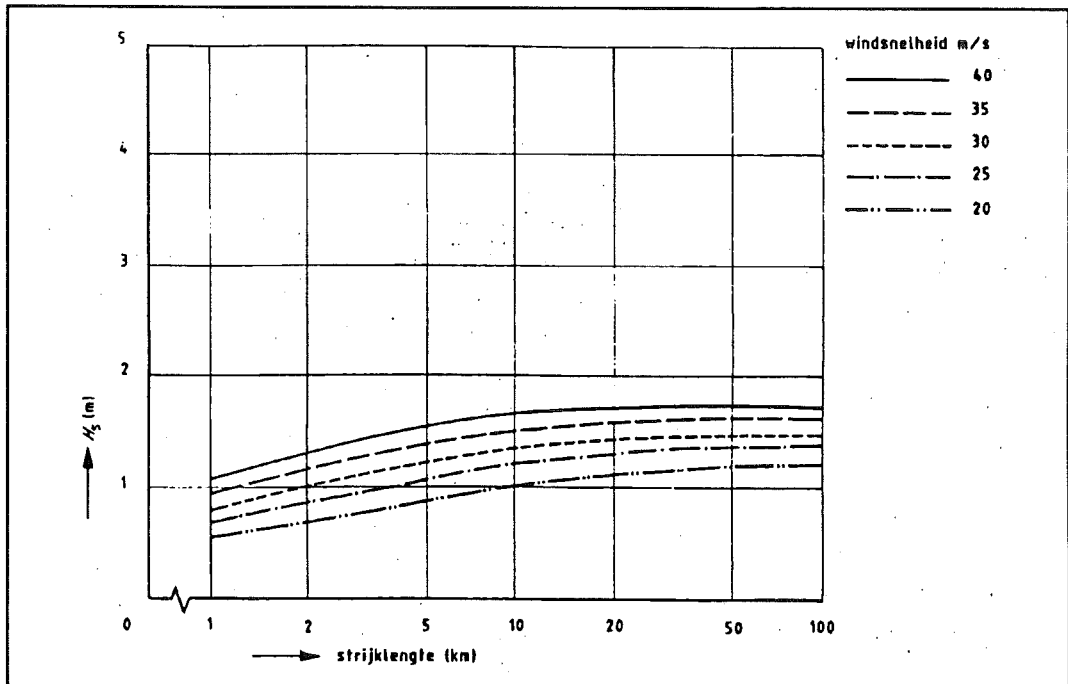
Afbeelding 36
De golfperiode als functie van de strijklengte bij een gemiddelde waterdiepte van 20m.



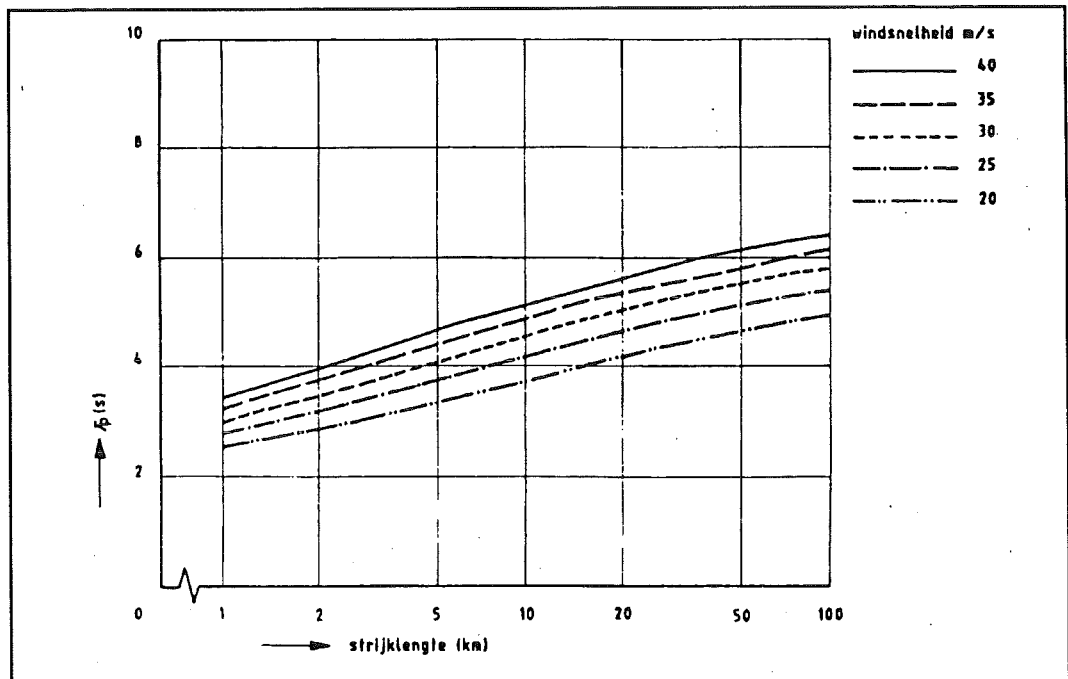
Afbeelding 37
De significante golfhoogte als functie van de strijklengte bij een gemiddelde waterdiepte van 10m.



Afbeelding 38
De golfperiode als functie van de strijklengte bij een gemiddelde waterdiepte van 10m.



Afbeelding 39
De significante golfhoogte als functie van de strijklengte bij een gemiddelde waterdiepte van 5m.



Afbeelding 40
De golfperiode als functie van de strijklengte bij een gemiddelde waterdiepte van 5m.

2.4 Het veranderen van golven nabij de kust

2.4.0 Inleiding

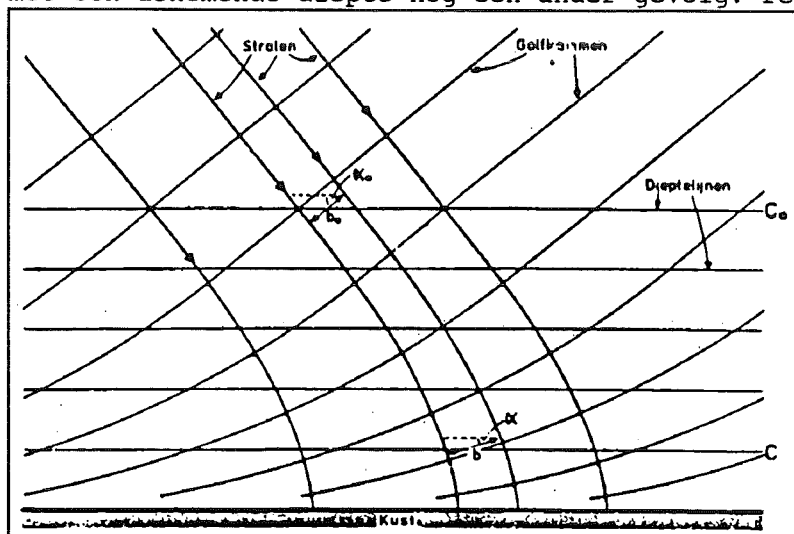
Als golven de kust naderen treden er een aantal veranderingen op. Dit wordt veroorzaakt door een aantal verschijnselen. In deze paragraaf wordt ingaan op deze verschijnselen. Er wordt volstaan met een kwalitatieve beschrijving. Voor de verschillende effecten zijn formules in omloop. Deze zijn echter ingewikkeld en moeilijk te hanteren. Aan het einde van deze paragraaf wordt een methode van de hand gedaan (op basis van golfgroeigrafieken) waarmee men op eenvoudige wijze een verantwoorde afschatting kan maken van het verloop van de significante golfhoogte en de golflengte nabij de kust.

2.4.1 Shoaling

Als de waterdiepte kleiner wordt neemt de loopsnelheid van een golf af (zie formule.. hoofdstuk 2.1). Doordat de voortplantingssnelheid in ondiep water afneemt maar de totale energie van de golf tussen twee golfkammen gelijk blijft neemt de golfhoogte toe. Het voorste deel van de golf loopt langzamer dan het achterste deel van de golf, zodat de golf als het ware in elkaar geperst wordt. Shoaling maakt golven hoger en steiler.

2.4.2 Refractie

Behalve shoaling heeft het langzamer lopen van een golf bij een kust met een afnemende diepte nog een ander gevolg: refractie.

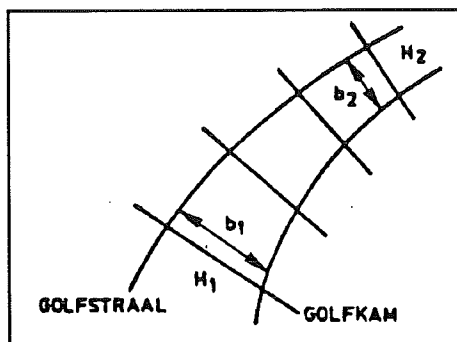


Afbeelding 41 Refractie van golven

Nadert een schuin invallende golf een kust, waarvan de vooroever ondieper wordt en de dieptelijnen evenwijdig aan de kustlijn lopen, dan zal de loopsnelheid van de golfkam dichterbij de kust kleiner zijn dan de snelheid van de golfkam verder van de kust. Doordat de golfkam dichterbij de kust langzamer loopt "draait de golfkam bij". De golfstralen (: lijnen loodrecht op de voortplantingsrichting van de golf) gaan meer loodrecht op de kust staan.

Behalve de snelheid en de richting van de golven, verandert ook de golfhoogte nabij de kust. Dit hangt samen met het feit dat op plaatsen waar de golfstralen dichterbij elkaar zijn gelegen shoaling optreedt: de golfhoogte neemt toe. Bij divergerende golfstralen wordt de golfhoogte kleiner.

In het algemeen geldt:



$$\frac{H_1}{H_2} = \sqrt{\left(\frac{b_2}{b_1}\right)}$$

waarin:

H = golfhoogte (in m),

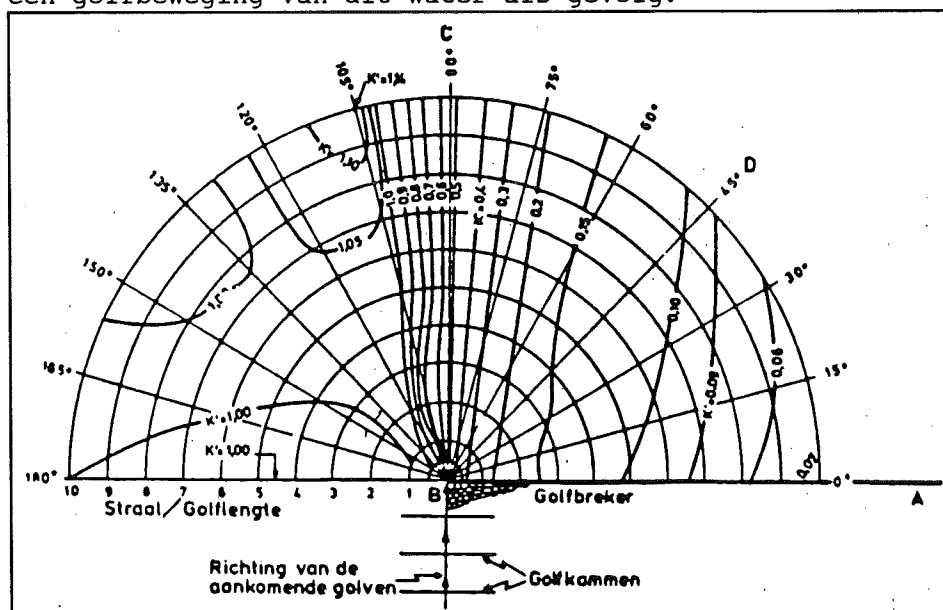
b = de afstand tussen de golfstralen (in m).

Afbeelding 42
Golfhoogteverandering door refractie

Blijkt het handmatige berekenen van refractie bij evenwijdige dieptelijnen nog mogelijk te zijn, in geval van niet-rechte dieptelijnen wordt dit uiterst bewerkelijk. In dit geval biedt de computer uitkomst. De golfaanval op de kust is dus afhankelijk van de waterdiepte. Refractie verandert golf lengte, voortplantingssnelheid en golfhoogte. Omgekeerd blijkt de golfhoogte geen invloed te hebben op refractie.

2.4.3 DiffRACTIE

DiffRACTIE is het buigen van golven om een obstakel heen. Langsgaande golven blijken in het schaduwgebied van een obstakel (bijv een golfbreker) wel degelijk een golfbeweging te introduceren. De langsgaande golven geven energie af aan het in het schaduwgebied gelegen water, met een golfbeweging van dit water als gevolg.



Afbeelding 43 DiffRACTIE

In figuur 43 lopen de golven van B naar C. Men zou aanvankelijk verwachten dat de golven niet rechts van de lijn BC zouden interveniëren. Er treedt echter diffRACTIE op. In het schaduwgebied rechts van de lijn BC lekt energie naar binnen ten gevolge van de langsgaande golven. De golven in het schaduwgebied zijn kleiner dan de oorspronkelijke langsgaande golven. Zo is de golfhoogte van golven op de lijn BC 0.5 maal de oorspronkelijke golfhoogte. Bovendien lijkt het alsof de golven vanuit het punt B komen.

Voor verschillende situaties zijn diffractiegrafieken²⁶ beschikbaar (scheef invallende golven, smalle openingen etc). Meestal treedt diffractie niet in zuivere vorm op maar wordt het over-
heerst door refractie.

2.4.4 Bodemwrijving

De beweging van de waterdeeltjes neemt af naarmate men dieper in het water komt. Is de golflengte kleiner dan twee maal de waterdiepte, dan is de orbitaalbeweging bij de bodem te verwaarlozen. Bij een golflengte die groot is ten opzichte van de waterdiepte kan men de orbitaalbeweging van de waterdeeltjes nabij de bodem niet verwaarlozen. Deze waterdeeltjes oefenen een wrijvingskracht uit op de bodem (zie hfst 3.3). Er treedt energieverlies op, zodat de golfhoogte afneemt. Dit effect speelt alleen een rol als golven zich over een lange afstand in ondiep water bevinden (bijv een zandbank). Vaak wordt dit effect verwaarloosd.

2.4.5 Breking

De energie van een golf wordt voor het grootste deel teniet gedaan op het moment dat een golf de kust bereikt. Er treedt breking op: er ontstaat branding; maar wat verstaat men nu precies onder die begrippen:

breker:

een golf die volledig of gedeeltelijk "instort", meestal als gevolg van het komen op ondiep water, soms ook door het stuiten op een obstakel of het komen in een gebied van tegenstroom.

branding:

het breken van golven tussen de binnenste en de buitenste lijn van brekers.

brandingsstrook:

het "gebroken water" tussen de binnenste en de buitenste lijn van brekers.

Een golf wordt onstabiel of breekt, wanneer de voorwaartse snelheid van de waterdeeltjes in de kamlijn (de allerhoogste deeltjes van de golf) groter wordt dan de voortplantingssnelheid van de golf.

Op diep water breekt de golf wanneer de golfsteilheid toeneemt tot 1/7 (theorie van Stokes). Belangrijker is echter te weten wat er op ondiep water gebeurt.

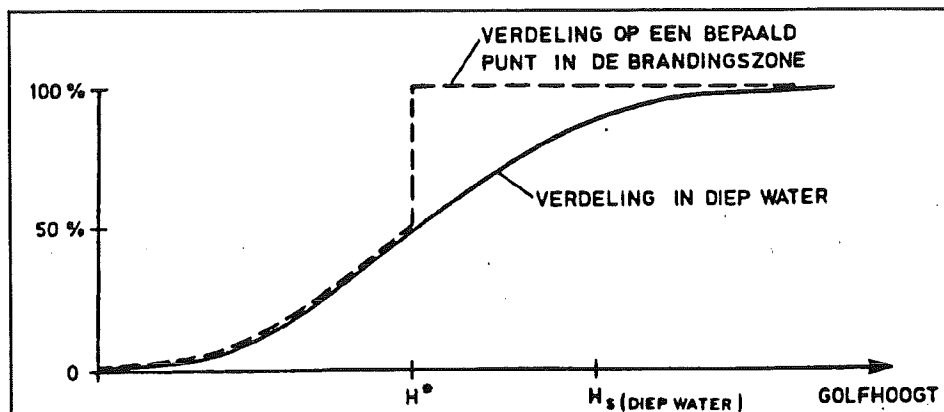
Op ondiep water breekt de golf wanneer de (plaatselijke) golfhoogte groter wordt dan c.a 0.78 maal de waterdiepte. Door de vervormingen in ondiep water wordt de sinusvorm veranderd in vlakke en bredere dalen en korte hoge kammen. De formule is afgeleid voor enkelvoudige golven; echter deze golven komen alleen voor in het laboratorium. In werkelijkheid hebben we te maken met een golfveld. Metingen hebben uitgewezen dat bij een golfveld breking optreedt als de significante golfhoogte groter wordt dan 0.5 maal de waterdiepte.

Bij golven op een talud zullen de hoogste golven binnen een golfveld eerst breken. Bij een vloeiend brekergedrag: spilling breker (zie hfst 1.3.3) neemt de golfhoogte van een brekende golf langzaam af als functie van de diepte. De golven binnen het golfveld worden uniformer. De Rayleigh verdeling, die het golfveld oorspronkelijk had, wordt afgeknot (zie afbeelding 44).

Golfbreking speelt een belangrijke rol bij de berekening van een dijklichaam. In hoofdstuk 2.7 wordt dan ook uitvoerig op dit verschijnsel teruggekomen.

²⁶

Coastal Engineering Research Centre, US Army Corps of Engineers: Shore Protection Manual (1977).



Afbeelding 44 Een golfhoogteverdeling van een golfveld brekend op een talud.

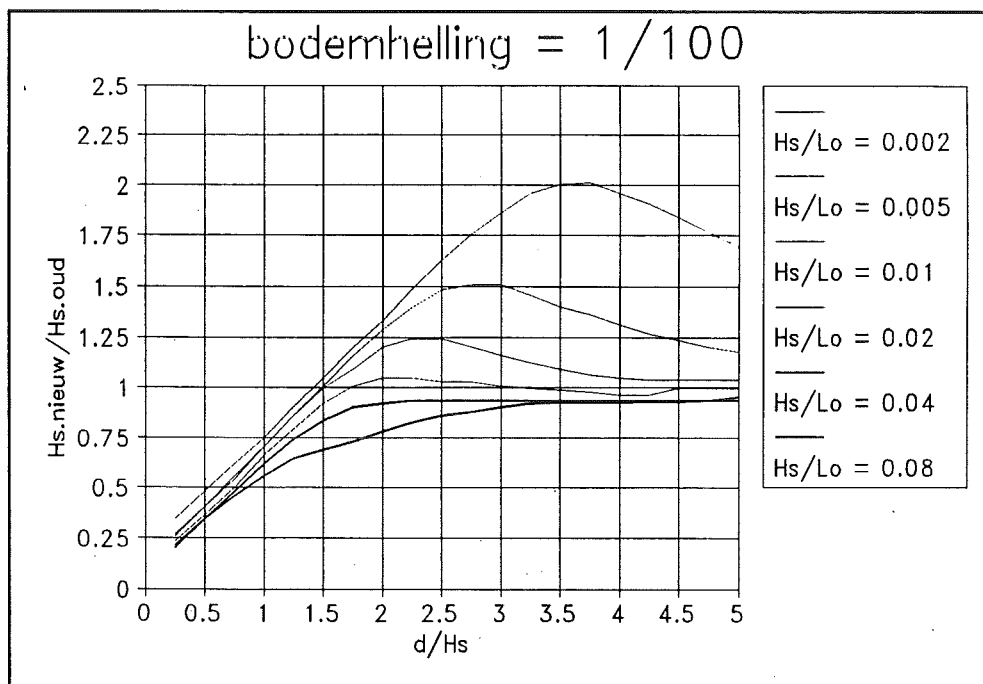
Al de hier beschreven verschijnselen beïnvloeden de golven die de kust bestoken. Met de methoden beschreven in hoofdstuk 1.2.3 kan men op diep water de golven ten gevolge van opstuwung door de wind berekenen. Bij de kust gekomen treden er veranderingen op in de significante golfhoogte en de golflengte. Immers de bodem wordt ondieper en de golf verliest energie zodat de significante golfhoogte afneemt. Ook de golflengte verandert (zie hoofdstuk 1.2.1). De golfperiode, kenmerkend voor de golven, blijft constant.

Nadat de piekperiode en de significante golfhoogte op diep water zijn bepaald kan men met de methode van Seelig en Ahrens (1980) het verloop van de significante golfhoogte bepalen. Dit werkt als volgt:

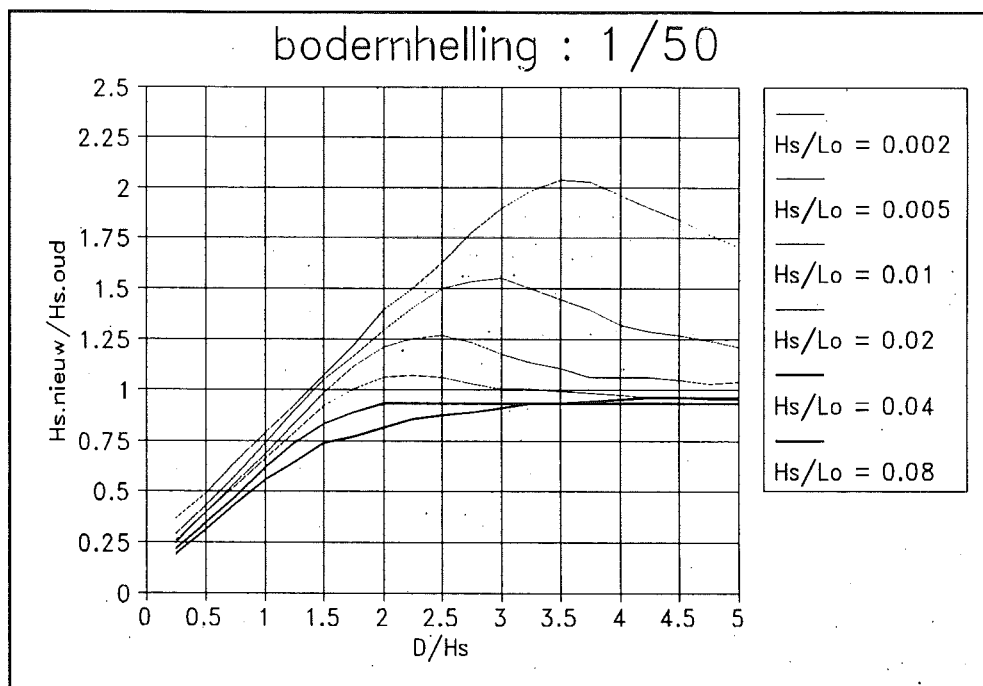
- bepaal de helling van de bodem ter plaatse;
- bepaal de verhouding tussen de plaatselijke waterdiepte en de significante golfhoogte: d/H_s ;
- bepaal de golfsteilheid van de inkomende golf: H_s/L ;
- lees in een golfgroeigrafiek, geldig bij een bepaalde helling van de bodem ter plaatse en een bepaalde golfsteilheid, bij d/H_s de verhouding tussen de golfhoogte die ontstaat en de inkomende golfhoogte af: H_{nieuw}/H_{oud} .

Met de bovenstaande methode is de golfhoogte te bepalen die ontstaat in een raai met constante diepte. Meestal verandert de diepte langs de lengteas van de raai. Door de raai te verdelen in bakprofielen kan per profiel H_s worden bepaald.

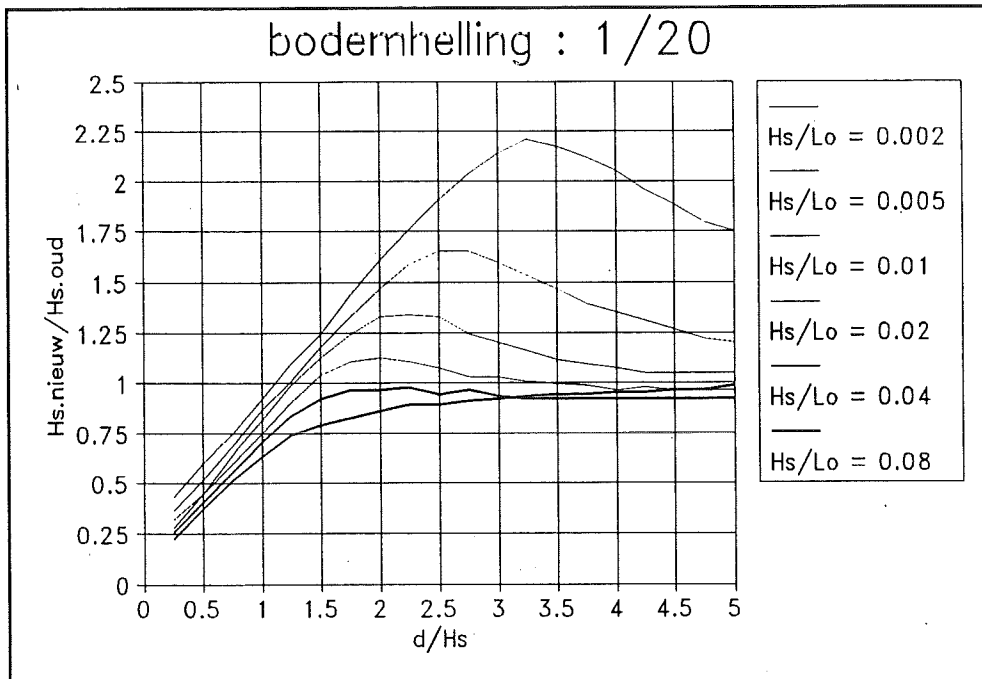
De grafieken zijn weergegeven in de afbeeldingen 45 t/m 48. Ter illustratie wordt aan het eind van dit hoofdstuk een rekenvoorbeeld uitgewerkt.



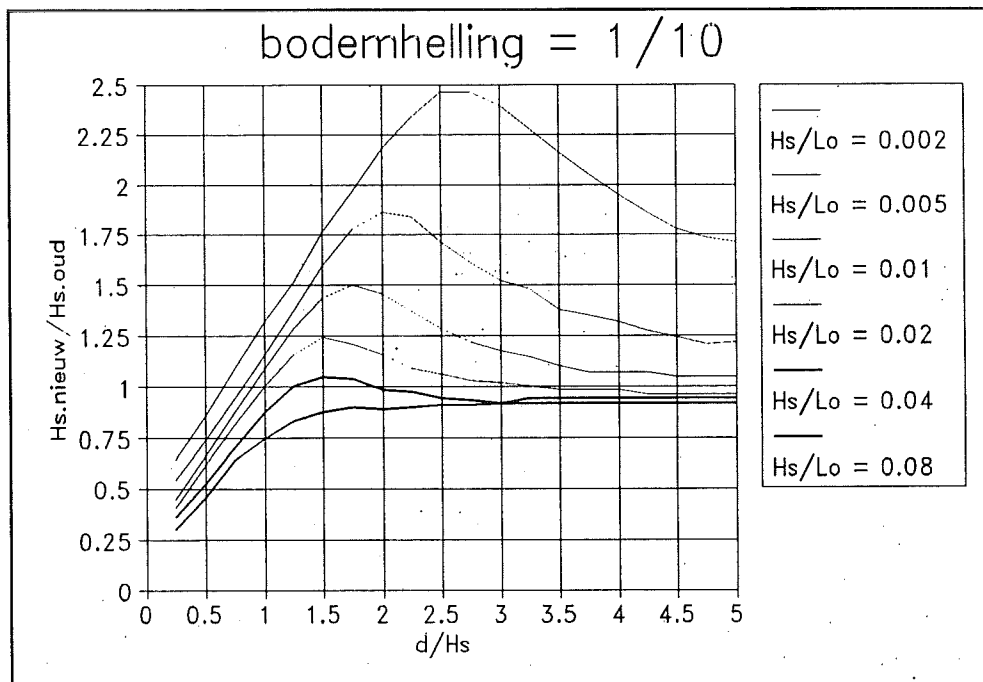
Afbeelding 45
 Golfgroeigrafiek volgens Seelig en Ahrens; geldig bij een bodernhelling van 1/100.



Afbeelding 46
 Golfgroeigrafiek volgens Seelig en Ahrens; geldig bij een bodernhelling van 1/50.



Afbeelding 47
 Golfgroefgrafiek volgens Seelig en Ahrens; geldig bij een bodempelling van 1/20.



Afbeelding 48
 Golfgroefgrafiek volgens Seelig en Ahrens; geldig bij een bodempelling van 1/10.

2.5 Rekenmodellen voor golfberekening

2.5.0 Inleiding

Het met de hand berekenen van de randvoorwaarden is erg moeilijk. Behalve met golfgroei heeft men ook te maken met refractie, diffractie, shoaling, etc. Deze verschijnselen lenen zich niet voor een handberekening. Een alternatief is de computer in te zetten. In deze paragraaf zal nader worden ingegaan op enkele golfmodellen die tot onze beschikking staan.

De golfmodellen kunnen worden ingedeeld in twee klassen: raaimodellen en veldmodellen.

2.5.1 Raaimodellen

Dit zijn eendimensionale modellen. Langs een rechte lijn wordt de verandering van de golfhoogte berekend. Effecten veroorzaakt door refractie kunnen slechts gedeeltelijk in rekening gebracht worden. Als invoer moet men de start golfhoogte, het bodemprofiel langs de raai en de windsnelheid, die langs de raai werkt, aan de computer opgeven. Bij Rijkswaterstaat wordt vaak gebruik gemaakt van het model ENDEC (Energy Decay). Dit model draait op een pc en is erg gebruiksvriendelijk. ENDEC is geschikt om golven te berekenen nabij de kust. Het toepassingsgebied van ENDEC beperkt zich niet tot golfgroeberekeningen. Het programma kan worden gebruikt om de vermindering van de golfhoogte bij de kust te berekenen.

2.5.2 Veldmodellen

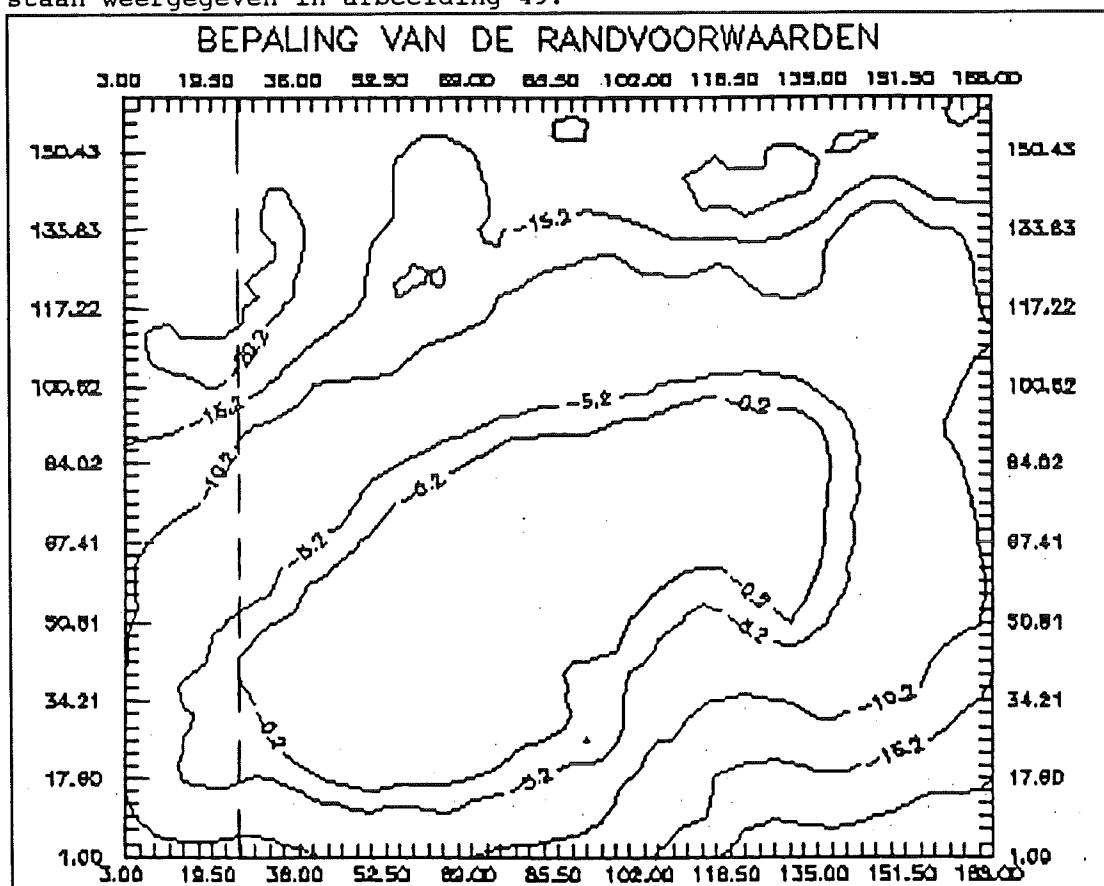
Speelt met name refractie een grote rol bij het bepalen van de randvoorwaarden, dan zal men een tweedimensionaal model moeten gebruiken. Het bodemprofiel wordt per element gespecificeerd. Aan elke rand van het element moeten dieptegegevens worden ingevoerd. Aan de rand van het model moeten de gegevens van de "diepwatergolf" worden opgegeven. Enkele bekende modellen zijn:

- het stralenmodel,
- Crediz,
- Hiswa.

Het stralenmodel is het twee dimensionale equivalent van het ENDEC - model. Het model werkt goed over korte afstanden en bij gelijkmatige dieptelijnen. Bij toepassen van dit model blijkt soms dat golfstralen elkaar kruisen; wat in de natuur niet mogelijk is. Beide andere modellen kennen dit probleem niet, maar zijn erg complex in het gebruik. Het Crediz en het Hiswa model zijn operationeel bij Rijkswaterstaat. *Gezien de complexiteit van deze modellen wordt aangeraden deze berekeningen over te laten aan de Dienst Getijdewateren. Voor gebruik bij beheerders wordt het ENDEC model geadviseerd.*

2.6 Een rekenvoorbeeld

Om een indruk te krijgen van de bepaling van randvoorwaarden kijken we naar een willekeurig eiland in een willekeurig gebied. We beschikken over een hoogtekaart van het gebied. Vastgesteld is dat de maatgevende windrichting 0° , en de windsnelheid 30 m/s is. De maatgevende waterstand is voor het gemak gekozen op -0.20m. De maatgevende raai is de raai met een horizontale coördinaat gelijk aan 25.00. Het verloop van de diepte en de maatgevende raai staan weergegeven in afbeelding 49.



Afbeelding 49 Hoogtekaart van het gebied.

Eerst worden de golfhoogte en golfperiode die ontstaan ten gevolge van de wind bepaald. Daarna wordt met de methode Seelig en Ahrens het vervormen van de golven in ondiep water in rekening gebracht.

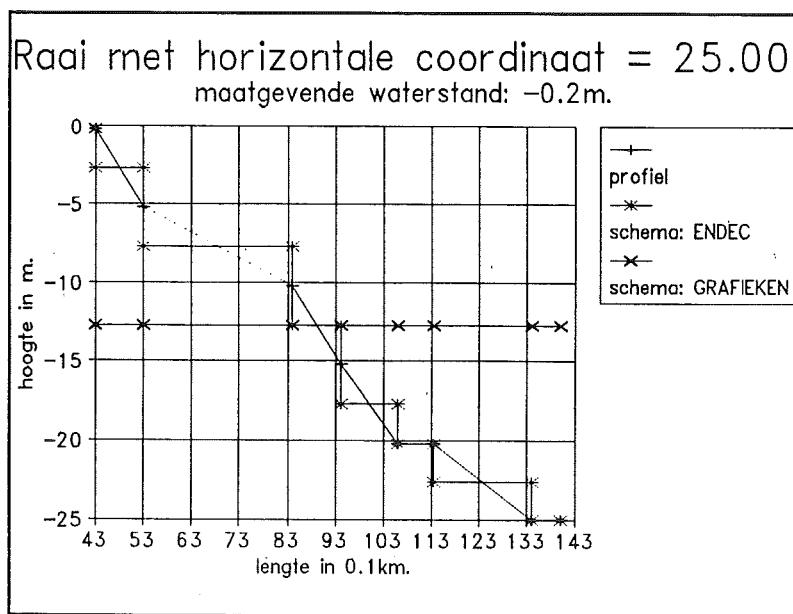
1. Het ontstaan van de golven ten gevolge van een windsnelheid van 30 m/s:

Er worden twee methoden toegepast:

- a. met behulp van de golfgroeigrafieken (SMB-methode)
- b. met behulp van de golfgroeiformules
(opgenomen in een computerprogramma)

ad a.

Om de golfhoogte en golfperiode met de SMB-methode te kunnen bepalen wordt de bodem geschematiseerd als een bakprofiel. In afbeelding 50 staat deze schematisatie weergegeven en is tevens het "ware verloop" van de bodem geschetst.



Afbeelding 50

Schematisatie van het verloop van de bodem in de maatgevende raai.

Het verloop van de bodem langs de maatgevende raai wordt geschematiseerd tot een bak met een lengte van 10 km en een waterdiepte van 12.7m.

In de golfgroeigrafieken (de afbeeldingen 32 t/m 40) kunnen de volgende waarden worden afgelezen:

waterdiepte :	windsnelheid:	strijklengte:	significante golfhoogte:	golfperiode:
10.0m (aflezen)	30 m/s	10 km	1.9 m (afb 37)	5.0 sec (afb 38)
20.0m (aflezen)	30 m/s	10 km	2.2 m (afb 35)	5.6 sec (afb 36)
12.7m (interpoleren)	30 m/s	10 km	2.0 m	5.2 sec

Bij voldoende lange stormduur lezen we in de grafieken af dat $H_s = 2.00m$ en $T_p = 5.20sec$.

ad b.

Ter illustratie worden hier de resultaten gegeven voor een benadering met het computerprogramma Bretschneider (niet behandeld). Dit programma is een geautomatiseerde toepassing van de golfgroeigrafieken, waarbij verschillende dieptegrafieken gebruikt worden.

Het computerprogramma Bretschneider maakt het mogelijk het verloop van de randvoorwaarden te bepalen over een raai met een verlopend profiel. In dit voorbeeld is de raai geschematiseerd tot een profiel bestaande uit verschillende bakken. De schematisatie is opgenomen in afbeeldingen 50 en 51. Het resultaat van de berekening is samengevat in afbeelding 52.

****	Aantal Vakken	*5	*	****
	Storm Vloed Peil tov NAP (m)	-0.20000		
	Brekingsfactor	0.50000		
	Windsnelheid (m/s)	30.00000		
	Naam uitvoerfile (incl. tekst)	UITVOER.BRX		
	Naam uitvoerfile	UITVOER.BRY		
	Vaknr.	Fetch (km)	Bodem tov NAP (m)	

	1	1.00000	-25.00000	
	2	2.00000	-22.70000	
	3	0.75000	-20.20000	
	4	1.20000	-17.70000	
	5	1.20000	-12.70000	

Afbeelding 51
De invoer van het programma BRETSCHEIDER.

Vak	H,s	T,b	F,aanw	F,compl	F,tot	Dpt	S,o	S,d
-	m	s	km	km	km	m	-	-

1	0.88	3.13	1.00	0.00	1.00	24.80	0.057	0.057
2	1.37	4.03	2.00	1.00	3.00	22.50	0.054	0.054
3	1.49	4.23	0.75	3.04	3.79	20.00	0.053	0.053
4	1.64	4.48	1.20	3.88	5.08	17.50	0.053	0.053
5	1.75	4.67	1.20	5.69	6.89	12.50	0.051	0.052
Stormvloedpeil (in m t.o.v. N.A.P.) : -0.20 m								
Windsnelheid (in m/s) : 30.00 m/s								

Afbeelding 52 De uitvoer van het programma BRETSCHEIDER.

We kunnen de resultaten met elkaar vergelijken:

SMB-methode :	H _i = 2.00m.	T _p = 5.20sec.
computerbenadering :	H _i = 1.75m.	T _p = 4.67sec.

2. Het verloop van de randvoorwaarden nabij de kust:
Om het verloop van de golfhoogte in ondieper water af te schatten wordt de methode van Seelig en Ahrens toegepast.
De berekening wordt uitgevoerd vanaf een waterdiepte van 7.2m.
De bodem verloopt van 7.2m diepte 4 km uit de kust naar 0.2m diepte. De bodemhelling bedraagt: $7m/4000m = 0.002$. We kiezen de figuur met een bodemhelling van 1/100 (afbeelding 45).

- * bakprofiel van 4km uit de kust tot 1km uit de kust:

De golfsteilheid van de inkomende golf is gelijk aan:
 $H_s/L = 2.0m/44.57m = 0.045$; we gebruiken de grafiek met $H_s/L = 0.04$.

De verhouding tussen de diepte en de significante golfhoogte bedraagt: $d/H_s = 7.2m/2.0m = 3.6$.

Met de grafiek voor een bodemhelling van 1/100 en een golfsteilheid van 0.08 vinden we: $H_{s,nieuw}/H_{s,oud} = 0.96$.

Zodat de nieuwe golfhoogte $0.96 * 2.00m = 1.92m$ bedraagt.

- * bakprofiel van 1km uit de kust tot de kust:

De golfsteilheid van de inkomende golf is gelijk aan:
 $H_s/L = 1.92m/44.57m = 0.043$; we gebruiken de grafiek met $H_s/L = 0.04$.

De verhouding tussen de diepte en de significante golfhoogte bedraagt: $d/H_s = 2.7m/1.92m = 1.41$.

Met de grafiek voor een bodemhelling van 1/100 en een golfsteilheid van 0.08 vinden we: $H_{s,nieuw}/H_{s,oud} = 0.77$.

Zodat de nieuwe golfhoogte $0.77 * 1.92m = 1.48m$ bedraagt.

Een betere schatting kan worden verkregen met het computermodel ENDEC²⁷. In het kader van dit rekenvoorbeeld wordt hier niet verder op ingegaan.

²⁷

Voor verdere inlichtingen omtrent het computermodel ENDEC kunt u terecht bij Rijkswaterstaat de Dienst Getijdewateren.

2.7 De wisselwerking tussen golven en het talud van een dijk

2.7.0 Inleiding

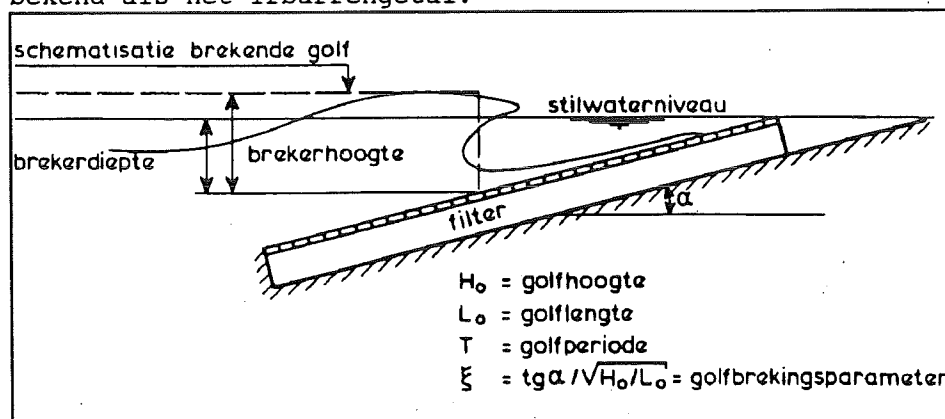
Als golven een dijklichaam bereiken kunnen er vijf verschijnselen optreden:

- golfbreking,
- golfreflectie,
- golfoploop,
- golfoverslag, en
- golfneerloop.

In dit hoofdstuk houden we een nadere beschouwing over golfbreking en golfreflectie. Golfoploop en golfoverslag komen in hoofdstuk 2.7.3 aan de orde. Golfreflectie speelt bij het berekenen van een dijkbekleding geen rol.

2.7.1 Golfbreking

Bij het breken van een golf op een talud zijn verschillende vormen mogelijk voor de golfbreking. Het is moeilijk een brekingspatroon te typeren. Om dit toch mogelijk te maken heeft Irbarren een dimensieloze grootte (zie Inleiding) ingevoerd: de golfbrekingsparameter, ook wel bekend als het Irbarrengetal.



Afbeelding 53 De golfbrekingsparameter.

Deze grootte is gedefinieerd als de verhouding tussen de steilheid van het talud en de wortel uit de steilheid van de golven:

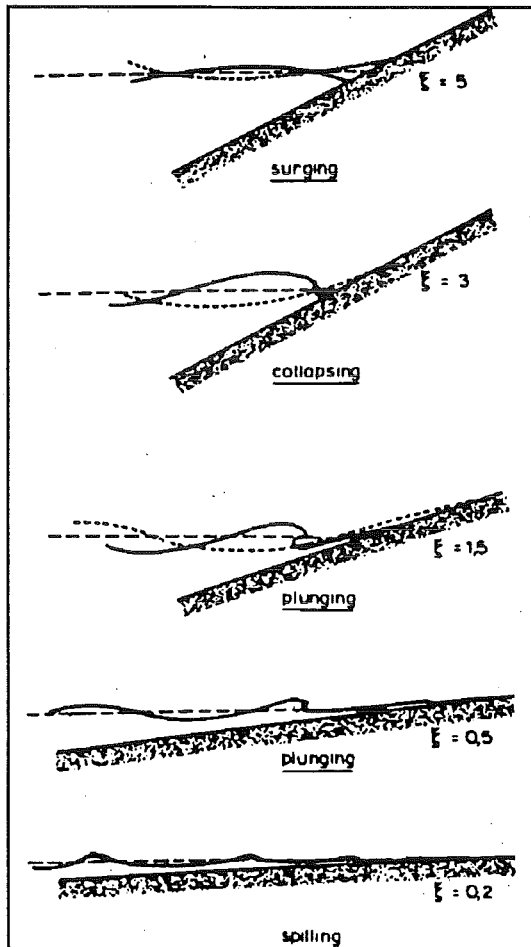
$$\xi = \frac{\text{tg} \alpha}{\sqrt{\frac{H_s}{L_0}}}$$

waarin: ξ = de golfbrekingsparameter.
 H_s = de significante golfhoogte (in m).
 L_0 = de golflengte in diep water (in m).
 α = $1.56T_p^2$
 = de hoek die het talud maakt met het horizontale vlak (in $^\circ$).

Naast een ξ die is gebaseerd op T_p dus de piekperiode kennen we ook ξ_m . Deze grootte is gebaseerd op de gemiddelde periode T_m . Zij komt o.a. voor in de nog te bespreken formule van Van der Meer en in enkele formules die in het derde deel worden behandeld. Op basis van golfspectra

waargenomen op de Noordzee kan de volgende vuistregel worden gehanteerd:

$$T_m = \frac{T_p}{1.15}$$

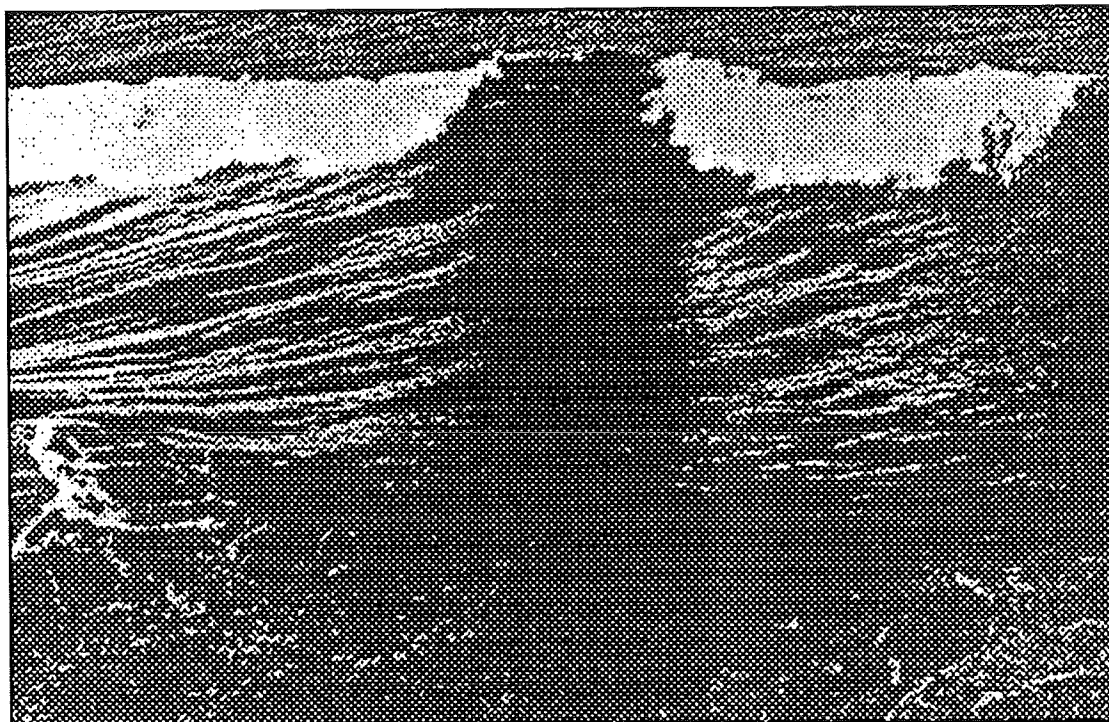


Afbeelding 54
Breking op een talud als functie van de golfbrekingsparameter.

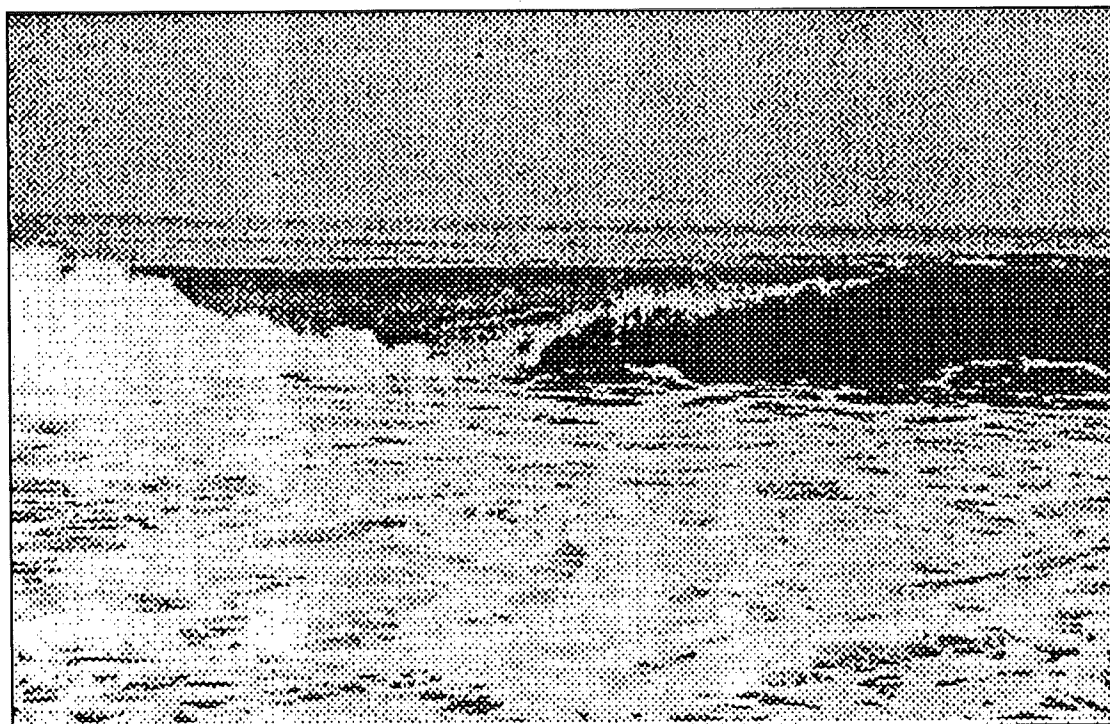
Met behulp van de golfbrekingsparameter kunnen er verschillende typen breking worden onderscheiden:

- spilling ("het overschuimende type")
 $\xi \leq 0.5$ (zie afbeelding 55)
- plunging ("het ineenslopende type")
 $0.5 \leq \xi \leq 3.0$ (zie afbeelding 56)
- collapsing ("het overstortende type")
 $3.0 \leq \xi \leq 3.5$ (zie afbeelding 57)
- surging ("het deinende type")
 $3.5 \leq \xi$ (zie afbeelding 58)

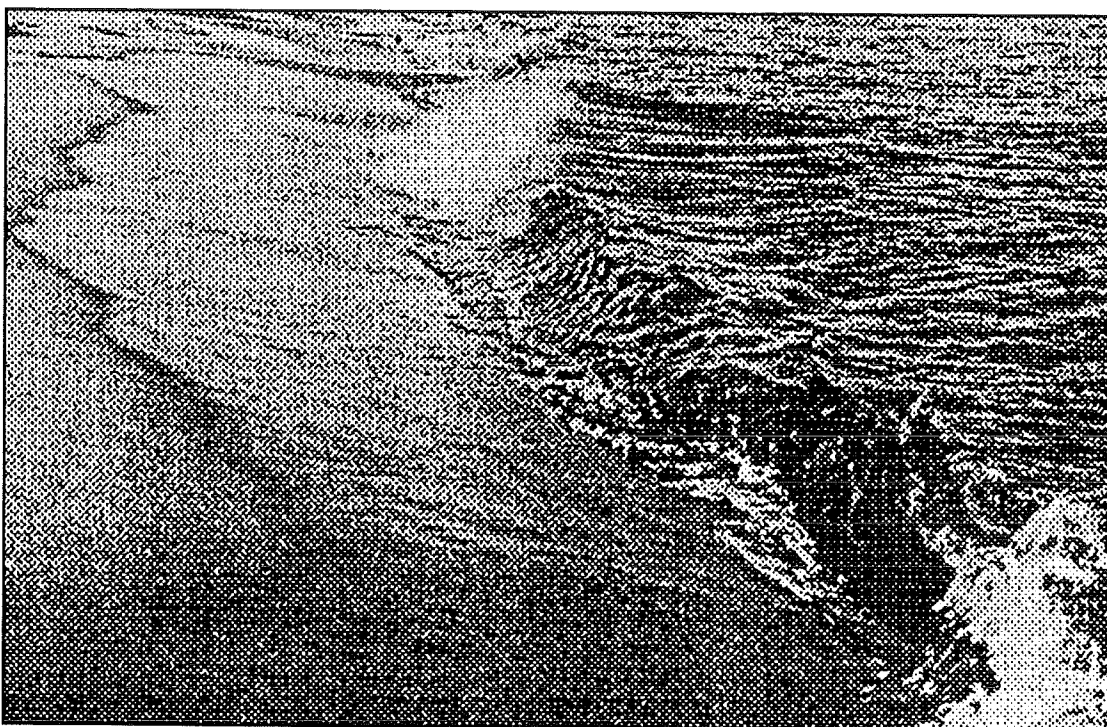
In afbeelding 54 staan de verschillende brekertypen afgebeeld.



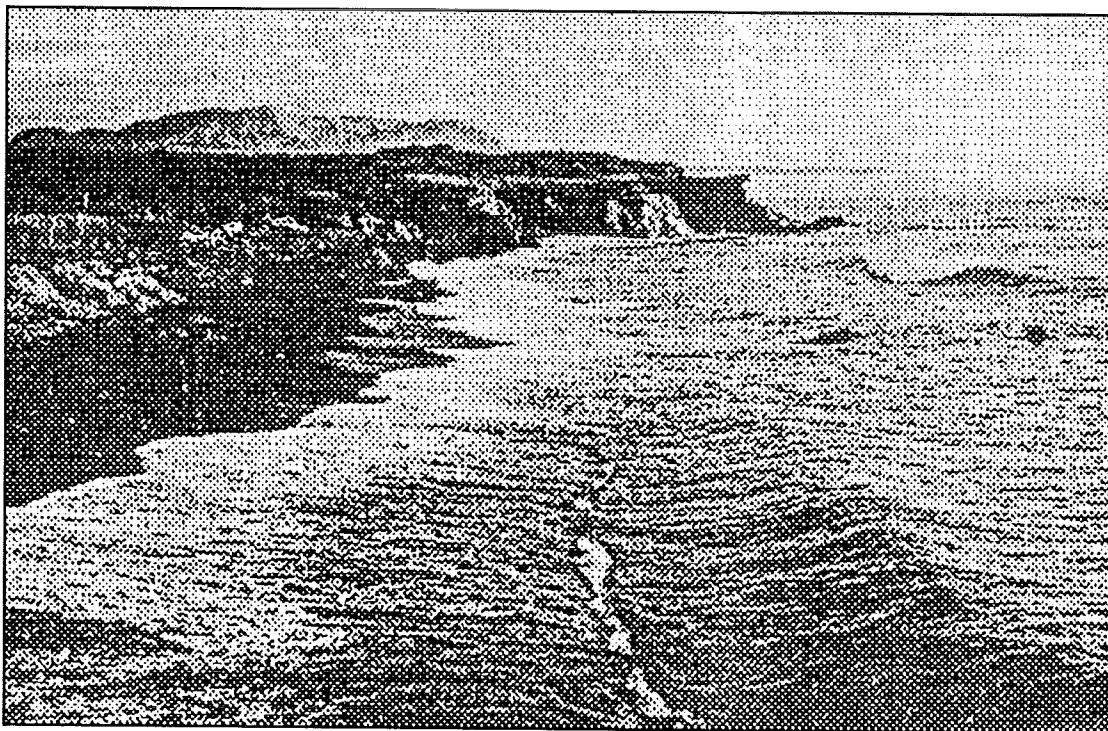
Afbeelding 55 Een spilling breaker.



Afbeelding 56 Een plunging breaker.



Afbeelding 58 Een collapsing breaker.



Afbeelding 57 Een surging breaker.

Plunging en collapsing zorgen voor een grote energieoverdracht van de golf op het talud; ze zijn voor dijkconstructies dan ook het gevaarlijkst.
De grens tussen plunging en surging wordt ook wel weergegeven met de parameter:

$$\xi_{v.d.M} = (6.2 P^{0.31} \sqrt{\tan \alpha})^{\frac{1}{P+0.3}}$$

waarin:

P = de doorlatendheid van de bekledingsconstructie
(zie ook hfst 2.5.1).

De waarde van P is gelegen tussen 0.1 (filter op een ondoorlatende constructie) en 0.6 (homogeen doorlatende constructie).

Omtrent de snelheden die optreden tijdens lopen van een golf op een talud is nog erg weinig bekend.

Om een indruk te krijgen van de maximale snelheid die hierbij kan optreden maakt men vaak gebruik van de formule:

$$U_{\max} = a \xi^b \sqrt{g H_s}$$

waarin H_s = de significante golfhoogte (in m)
g = de zwaartekrachtversnelling (in m/s²)

De parameters a en b zijn coëfficiënten. Bij onregelmatige golven (zoals in de natuur) is de coëfficiënt a bij benadering gelijk aan 1.0. De coëfficiënt b is bij benadering gelijk aan 0.5.

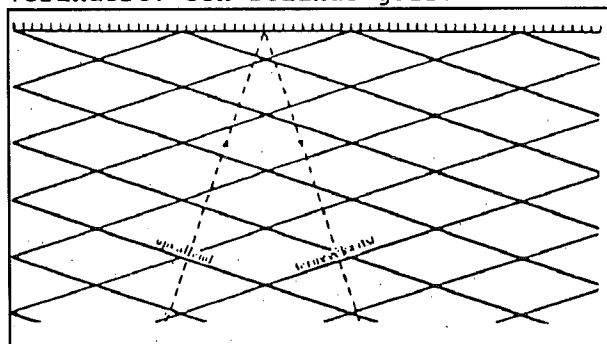
Deze formule is geldig voor gladde oppervlakken. Een ruw oppervlak doet de golven meer energie verliezen zodat de snelheden afnemen.

2.7.2 Golfreflectie

Terugkaatsing (reflectie) van golven treedt op wanneer golven een obstakel ontmoeten.

Het terugkaatsen van golven hangt nauw samen met het breken van golven, want het gedeelte van de golven dat gereflecteerd wordt door het talud wordt niet door het talud gebroken. Een zuiver verticale wand kaatst alle golven terug (theorie). Een talud zal een gedeelte van het inkomende golfveld reflecteren. Dit wordt uitgedrukt in de reflectiecoëfficiënt: de verhouding tussen de golfhoogte van het invallende golfveld en de golfhoogte van het uittredende golfveld. Een invallend golfveld en een uittredend golfveld beïnvloeden elkaar. Waterdeeltjes, die een orbitaalbeweging ondergaan van het invallende golfveld, worden gedwongen ook de orbitaalbeweging van het uittredende golfveld te volgen. Dit proces wordt interferentie genoemd. Beide golfvelden hebben een versterkende of een verzwakkende invloed op elkaar. Bij reflectie blijkt de hoek tussen de normaal (is de lijn loodrecht op de as van de dijk) en het invallende golfveld gelijk te zijn aan de hoek tussen het uittredende golfveld en de normaal.

Bij interferentie kan een golfbeeld ontstaan dat in de tijd gezien niet verandert: een staande golf.



Afbeelding 59 Interferentie

Ook golfreflectie kan men beschouwen in relatie tot de golfbrekingsparameter. Immers het reflecteren van golven is onder meer afhankelijk van de steilheid van het talud en de energie van het intredende golfveld (Men kan de steilheid van een golf zien als de meegevoerde energie per lengte-eenheid). In de onderstaande tabel is de relatie weergegeven tussen de golfbrekingsparameter en de reflectiecoëfficiënt (de verhouding tussen de inkomende golfhoogte H_i en de gereflecteerde golfhoogte H_r). Men dient te bedenken dat deze tabel geldt voor gladde taluds. (De ruwheid van het talud is in de bovenstaande beschouwing verwaarloosd). Golfbreking speelt een grote rol bij de berekening van de bekleding van een dijk (hfst 3.2).

$\xi = \frac{\tan \alpha}{\sqrt{\frac{H_0}{L_0}}}$	$r = \frac{H_r}{H_i}$
≤ 1.0	≤ 0.1
1.0	0.1
1.5	0.2
2.0	0.4
2.5	0.6
≥ 3.0	≥ 0.7

2.7.3 Golfoploop en golfoverslag²⁸

Hieronder volgt een beschouwing over twee al eerder genoemde verschijnselen:

- **golfoploop:**

De golfoploop tegen een dijktalud is per definitie de verticaal gemeten hoogte tussen de stilwaterlijn en het hoogste punt dat door de golven bereikt wordt.

De grootte van de golfoploop is behalve bij het bepalen van dijkhoogte ook belangrijk voor het vaststellen van de hoogte tot waar de bekleding moet worden doorgetrokken. Boven dit niveau kan men vaak volstaan met een grasmat i.p.v. een dure bekledingsconstructie. De grootste golfaanval door de brekende golven vindt plaats onder de stil waterlijn (de ontwerpwaterstand). Al eerder is gememoreerd dat de bekleding moet worden aangebracht op de stilwaterlijn en tot H_i of een half maal de golfoploop boven en onder de stilwaterlijn moet worden doorgetrokken. Het is dus erg belangrijk iets omtrent de grootte van de golfoploop te weten te komen.

- **golfoverslag:**

Alhoewel een dijk hoog genoeg kan zijn om de golfoploop te kunnen weerstaan; kan er toch incidenteel water slaan over de kruin van de dijk. Water dat over de dijk slaat kan erosie van het binnentalud tot gevolg hebben; en bij grote hoeveelheden zelfs inundatie van delen van het achterland veroorzaken. Grotere hoeveelheden golfoverslag kan men tolereren mits de hoeveelheden binnen aanvaardbare grenzen blijven. In dit hoofdstukje wordt iets gezegd.

²⁸

Battjes J.A: Golfoploop en Golfoverslag (1972), Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen.

Meer J.W van der, en de Waal J.P: Waterbeweging op taluds. Invloed van de berm, ruwheid en ondiep voorland. Waterloopkundig Laboratorium, concept-verslag H1256 (1991).

omtrent de bepaling van de hoeveelheid water die over de dijk kan slaan.

2.7.3.1 Golfoploop

Golfoploop is afhankelijk van de ruwheid van het talud waarover de golven zich bewegen. Als een golf zich moet verplaatsen over een ruwe ondergrond verliest deze meer energie door wrijving; de golfoploop neemt af. Men kan golfoploop verminderen door de weg waarover de golven zich bewegen langer te maken. Dit betekent in concreto vaak het toepassen van een buitenberm. Ook het feit of de invallende golven haaks staan op het dijklichaam speelt een rol, immers de component van de verplaatsing evenwijdig aan het dijktalud levert geen bijdrage aan de golfoploop langs het talud. Hier is alleen de component van de verplaatsing loodrecht op het dijktalud voor verantwoordelijk. Resumerend kan de effectieve golfoploop bepaald worden met de volgende formule:

$$R = R_n \gamma_R \gamma_B \gamma_\beta$$

waarin:

- R_n = de golfoploop op een glad oppervlak, gedefinieerd als: de verticale hoogte boven het stil waterniveau die door $n\%$ van het totale aantal golven wordt overschreden (in m).
 γ_R = een reductiefactor die de ruwheid en de doorlatendheid van het oppervlak in rekening brengt.
 γ_B = een reductiefactor die het toepassen van een berm verdisconteert.
 γ_β = een reductiefactor die men in rekening moet brengen als men te maken heeft met scheef invallende golven.

Alle factoren zijn empirisch vastgesteld. Op de verschillende elementen van de formule wordt hier nader ingegaan.

bepaling R_n

De golfoploop op een glad oppervlak kan bepaald worden met de formule:

$$R_n = C_n \sqrt{2\pi} \xi H_s$$

en

$$\xi = \frac{\tan \alpha}{\sqrt{\frac{H_s}{L_{op}}}}$$

waarin:

- C_n = constante afhankelijk van het golfspectrum en de frequentie van optreden.
 ξ = de golfbrekkingsparameter (gebaseerd op T_p).
 H_s = de significante golfhoogte (in m).
 T_p = de piekperiode van de golven.
 L_{op} = de golflengte op diep water.
 α = $gT_p^2/2\pi$.
 α = de taludhelling (in $^\circ$).

In Nederland wordt vaak gewerkt met de 2% golfoploop: $R_{2\%}$. Dit is de golfoploop die door 2% van de golven wordt overschreden. Deze geldt als het ontwerpcriterium voor de waakhoogte. Bovendien kan men de bovengrens van de bekleding aan de 2% golfoploop relateren.

Aan de hand van metingen is de grootte van $C_{2\%}$ voor verschillende golfspectra onderzocht. Voor een smal golfspectrum bleek $C_{2\%}$ 0.5 a 0.6 te bedragen; voor een breed golfspectrum bleek 0.7 een goede waarde voor

$C_{2\%}$ te zijn.

Wordt er uitgegaan van $C_{2\%} = 0.7$ en een golfsteilheid van 5% (veel voorkomend op de Noordzee) dan vindt men de bekende formule:

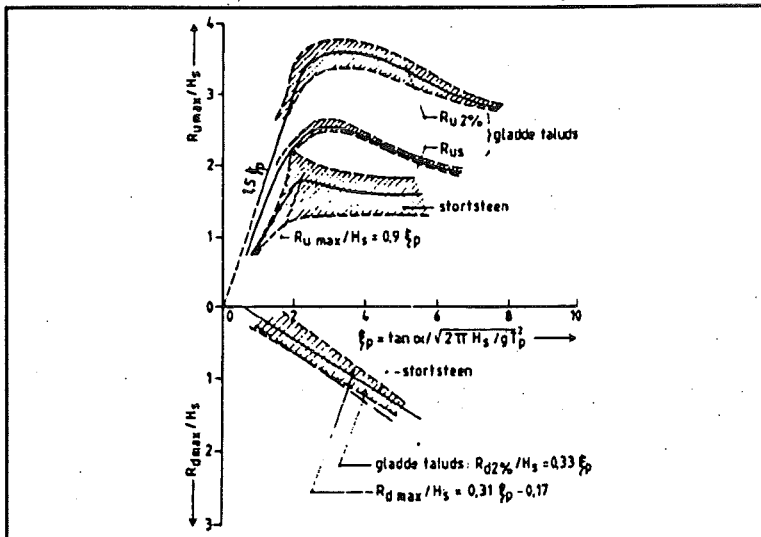
$$R_{2\%} = 8 H_s \tan \alpha$$

waarin:

α = de taludhellingshoek (in °).

Deze formule is echter alleen geldig als $\cot \alpha \geq 3$ en in geval van relatief gladde bekledingen. Uit deze formule blijkt de golfloop evenredig te zijn met de significante golfhoogte en de helling van het talud. Deze uitkomst is niet onredelijk immers: het kwadraat van de significante golfhoogte is een maat voor de energie van de golven; en $\tan \alpha$ is een maat voor de lengte waarover de golven zich bewegen.

In afbeelding 60 is het verloop gegeven van de golfloop bij verschillende waarden van de golfbrekningsparameter zoals dat bij metingen werd gevonden. Uit deze figuur blijkt het quotiënt van de golfloop en de significante golfhoogte altijd kleiner te zijn dan 3.5. Voor waarden van de golfbrekningsparameter kleiner dan 2.5 kan men een rechtlijnig verband veronderstellen tussen R/H_s enerzijds en ξ anderzijds.



Afbeelding 60

De golfloop en golfneerloop voor gladde en stortsteen taluds en onregelmatige golven

Op grond hiervan kan men de golfloop benaderen met de volgende formules:

$$R_{2\%} = 0.7 T_p \sqrt{g H_s} \tan \alpha \quad \text{als } \xi \leq 2.5$$

of

$$R_{2\%} = (1.5 \text{ a } 1.75) \xi H_s$$

$$R_{2\%} = (3.0 \text{ a } 3.5) H_s \quad \text{als } \xi \geq 2.5$$

De lagere waarden hebben betrekking op de gemiddelde waarden: (1.5 en 3.0), terwijl de hogere waarden (1.75 en 3.5) betrekking hebben op de bovenbegrenzing en spreiding in de meetresultaten.

bepaling γ_R

De reductiefactor die de ruwheid en de doorlatendheid van het oppervlak in rekening brengt is in de tabel af te lezen. Ruwheid en doorlatendheid kunnen in de loop van de tijd afnemen door inslibbing. Bij de berekening wordt hiermee geen rekening gehouden.

toplaag	γ_R
asfalt, beton met glad oppervlak	1.00
beton blokken, blokkenmatten	0.95
open steenasfalt, grasmat	0.95
gezette steen, basalton	0.90
ruwe, doorlatende blokkenmatten	0.80
gravel, gabions	0.70
breuksteen (rip-rap)	0.60

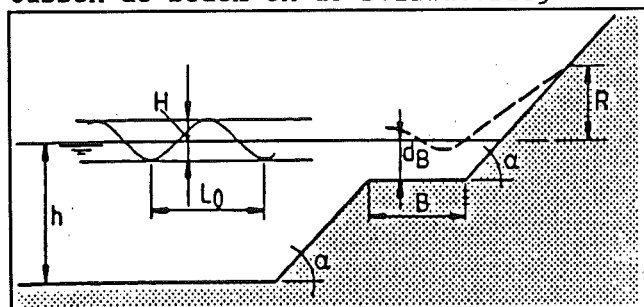
bepaling γ_B

Een berm heeft in het algemeen een reducerende invloed op de golfoploop. Een berm sorteert het meeste effect als zij wordt toegepast ter hoogte van de stilwaterlijn. Dit hangt samen met het feit dat een golf breekt als plaatselijk de bodem hoger ligt.

Uit metingen is gebleken dat als eerste benadering in geval van flauwe bermen voor de maximale diepte d_b waarbij golfbreking optreedt mag worden aangehouden:

$$H_s = 0.5 d_b$$

Onder de diepte d_b verstaat men in dit verband de verticale afstand tussen de bodem en de stilwaterlijn.



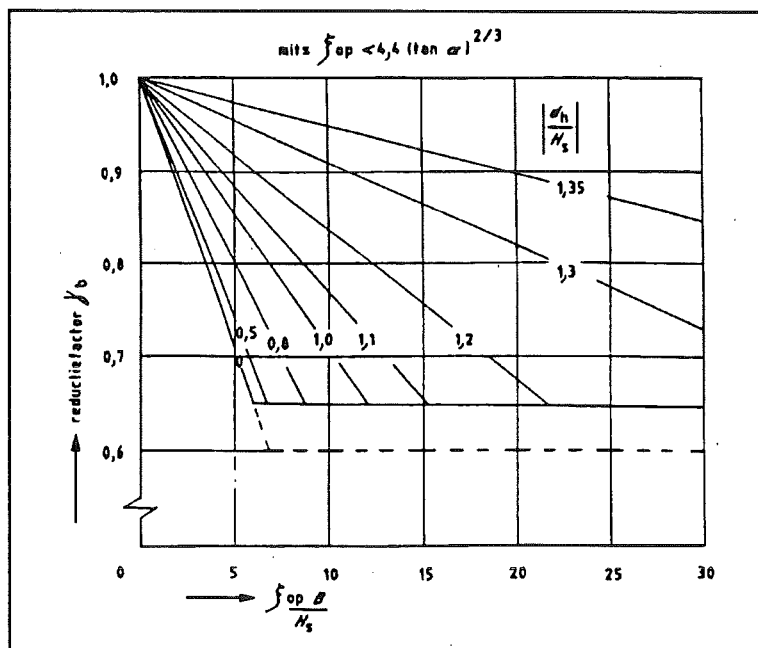
Afbeelding 61 Golfbreking

Zodat geconcludeerd kan worden dat een berm, wil deze effect hebben, toegepast moet worden tussen de stilwaterlijn (bij MHW) en 2 maal de significante golfhoogte daaronder. In de afbeeldingen 62 en 63 kan de reductiecoëfficiënt voor de berm worden afgelezen.

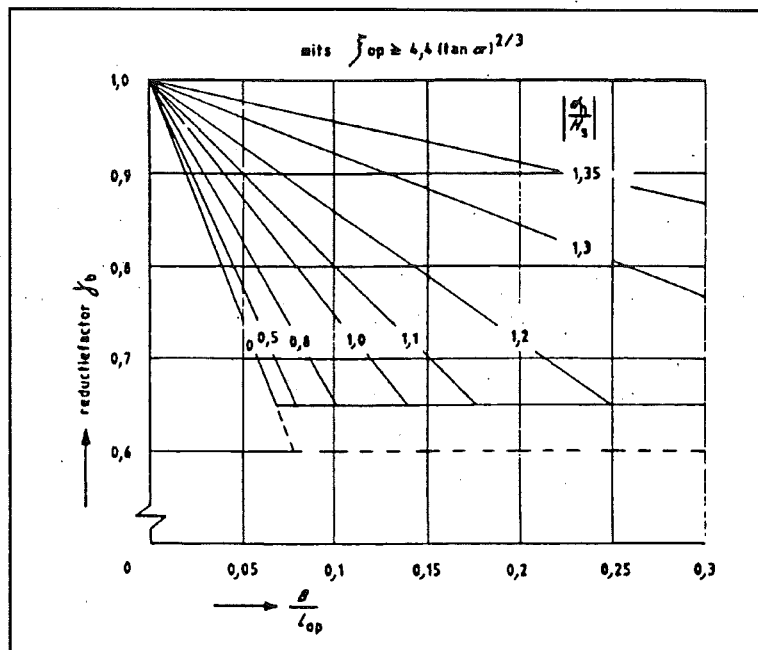
bepaling γ_B

In tegenstelling tot eerder onderzoek met langkammige golven dat is geraadpleegd bij het opstellen van de golfoploopformules die zijn opgenomen in de Leidraad Benedenrivieren 1989 blijkt de invloed van de invalshoek gering te zijn.

- Als de hoek van inval: $\beta \leq 30^\circ$ mag geen reductie in rekening worden gebracht: $\gamma_B = 1.0$.
- Als de hoek van inval: $\beta > 30^\circ$ geldt: $\gamma_B = 1.12 - 0.004 \cdot \beta$.



Afbeelding 62
 Reductiefactor voor het toepassen van een berm
 in geval van brekende golven: $\xi_{op} < 4.4 * (\tan \alpha)^{2/3}$



Afbeelding 63
 Reductiefactor voor het toepassen van een berm
 in geval van brekende golven: $\xi_{op} < 4.4 * (\tan \alpha)^{2/3}$

2.7.3.2 Golfneerloop

Aan de hand van afbeelding 60 kan men een uitspraak doen omtrent de grootte van de golfneerloop langs een talud. Uit het onderste gedeelte van de figuur blijkt dat er een evenredigheid te bestaan tussen de golfbrekingsparameter en de golfneerloop. Dit leidt tot de volgende benadering voor de golfneerloop (R_d) :

$$R_d = (0.8 \xi + 0.5) H_s \quad \text{als } \xi \leq 2.5$$

$$R_d = 2.5 H_s \quad \text{als } \xi \geq 2.5$$

Door de golfoploop en de golfneerloop te bepalen legt men de boven- en ondergrens van de bekleding vast. Aan het eind van dit hoofdstuk wordt in een rekenvoorbeeld op het berekenen van de golfoploop teruggekomen.

2.7.3.3 Golfoverslag

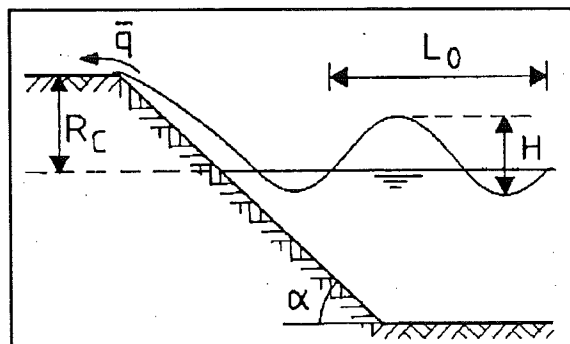
De hoeveelheid water die over de dijk slaat is van belang voor de stabiliteit van het binnentalud en het inundatiegevaar. Water dat over de dijk slaat wordt afgevoerd langs het binnentalud van de dijk. Dit kan erosie van het binnentalud tot gevolg hebben. Om de golfoverslag te beperken moet de kruin van de dijk voldoende hoog worden aangelegd. Golfoverslag hangt nauw samen met golfoploop. De golven lopen in eerste instantie omhoog tegen het talud. Als de golven de kruin van de dijk hebben bereikt loopt het water over de kruin. Om de kruin te kunnen bereiken moet de energie van de golven voldoende groot zijn. Een gedeelte van de golfenergie wordt vernietigd tijdens de golfoploop; de energie die overblijft zorgt voor het stromen van het water over de dijk. De grootte van de golfoploop speelt dus een rol in de bepaling van de golfoverslag. Tevens is de kruinhoogte van de dijk van belang. De golfoverslag hangt af van de resterende energie die een golf bezit na het oplopen tegen een talud.

De maximale hoeveelheid water B_{\max} , die op een zeker moment per golf op een bepaalde locatie over de dijk slaat, per golfperiode T is als volgt te berekenen:

$$q = \frac{B_{\max}}{T} = \frac{0.1 (\cot \alpha)^{1.5} (R_{\max} - R_k)^2}{T} \quad \text{als } R_{\max} \geq R_k$$

waarin:

R_k : de kruinhoogte van de dijk (in m).
 R_{\max} : de maximale golfoploop (in m).



Afbeelding 64

Bepaling van de golfoverslag.

Vaak wordt er gewerkt met de hoeveelheid water die per tijdseenheid per eenheid van breedte over een dwarsdoorsnede van de dijk slaat: q_m . Deze is als volgt te bepalen:

$$x = \frac{R_k \cot \alpha}{\sqrt{H_m L_0}}$$

$$y = e^{(-2.5 x)} \quad \text{als } 0 \leq x \leq 2.5$$

$$q_m = \frac{0.1 H_m L_0 y}{T_m (\cot \alpha)^{1/2}}$$

waarin:

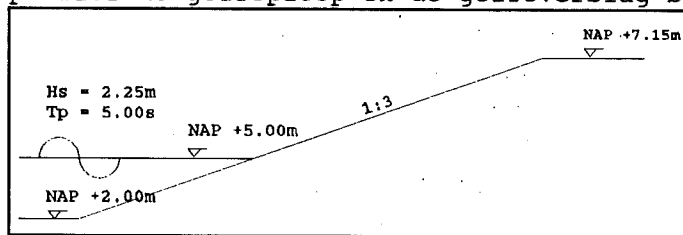
- R_k : de kruinhoogte van de dijk (in m).
- H_m : de gemiddelde golfhoogte; deze wordt door 50% van de golven overschreden (in m);
 $\approx 0.625 * H_s$.
- T_m : de gemiddelde golfperiode (in s);
 $\approx T_s / 1.15$
- α : de hoek tussen het talud van de dijk en het horizontale vlak (in $^\circ$).
- q_m : de hoeveelheid water die per seconde per eenheid van breedte over een dwarsdoorsnede van de dijk slaat.

De parameters x en y hebben geen verdere fysische betekenis. Men kwam tot deze formule door de golfoverslag te meten, en deze meting uit te zetten in een grafiek met op de horizontale as de parameter x , en op de verticale as de parameter y . Bij benadering blijkt er tussen deze twee parameters het besproken verband te bestaan.

Door gebruik te maken van de parameter q_m krijgt men slechts een zeer globaal inzicht in de hoeveelheid water die over de dijk slaat. Plaatselijke variaties in debiet en watersnelheid blijven onbekend. Omdat er echter nog weinig bekend is omtrent de plaatselijke variaties in deze parameters wordt deze methode aangehouden.

2.7.3.4 Voorbeeld

Tot slot van dit hoofdstuk een voorbeeld waarin voor een gegeven dijkprofiel de golfoploop en de golfoverslag bepaald worden.



$T_p = 5.00$ sec.
 $H_s = 2.25$ m.
 De diepte voor de dijk bedraagt : 3.00m.
 Tijdens een superstorm bevindt de stilwaterlijn voor de dijk zich op NAP +5.00m

Afbeelding 65 Randvoorwaarden

De kruin van de dijk is gelegen op NAP +7.15m, de helling van het buitentalud bedraagt 1:3.

Gekozen wordt voor een bekleding van breuksteen.

Voor deze omstandigheden bepalen we de golfoploop en de golfoverslag. Omdat de diepte voor het dijklichaam slechts 3.00m bedraagt kan de significante golfhoogte niet groter worden dan : $1/2 * 3.00 = 1.50$ m. Deze golfhoogte kan als eerste benadering worden aangehouden. Met ENDEC kan de golfhoogte nauwkeuriger worden voorspeld.

HET ONTWERPEN VAN EEN BEKLEDING VOOR EEN ZEEDIJK

Om de golfbrekingsparameter te kunnen berekenen bepalen we de golflengte van het invallende golfveld:

$$L_{op} = \frac{g \cdot (T_p)^2}{2 \cdot \pi} = \frac{9.81 \cdot (5.0)^2}{2 \cdot \pi} = 39.03m.$$

Uit de verhouding tussen de diepte en de golflengte blijkt de formule voor het overgangsgebied te gelden (zie hfst 1.2.1).

$$L_{gp} = L_{op} \cdot \tanh(2 \cdot \pi \cdot d / L_{gp}) = 24.9m.$$

$$\xi = \frac{\tan \alpha}{\sqrt{H_s / L}} = \frac{1/3}{\sqrt{(1.50 / 24.9)}} = 1.358.$$

De golfbrekingsparameter is kleiner dan 2.5; zodat de golfoploop op een gladde bekleding gelijk is aan:

$$R_{2\%} = \frac{0.7 \cdot T_p \cdot \sqrt{(g \cdot H_s) \cdot \tan \alpha}}{4.48} = \frac{0.7 \cdot 5.0 \cdot \sqrt{(9.81 \cdot 1.50) \cdot 1/3}}{4.48}$$

De reductiefactor voor de bekleding bedraagt 0.6 (breuksteen); en er wordt geen berm toegepast. Stel het invallend golfveld maakt een hoek van 55° met de normaal op het dijklichaam.

De reductiefactor wordt : $1.12 - 0.004 \cdot 55 = 0.90$.

$$R = \gamma_R \cdot \gamma_B \cdot \gamma_\beta \cdot R_{2\%} = 0.6 \cdot 1.0 \cdot 0.90 \cdot 4.48m = 2.42m.$$

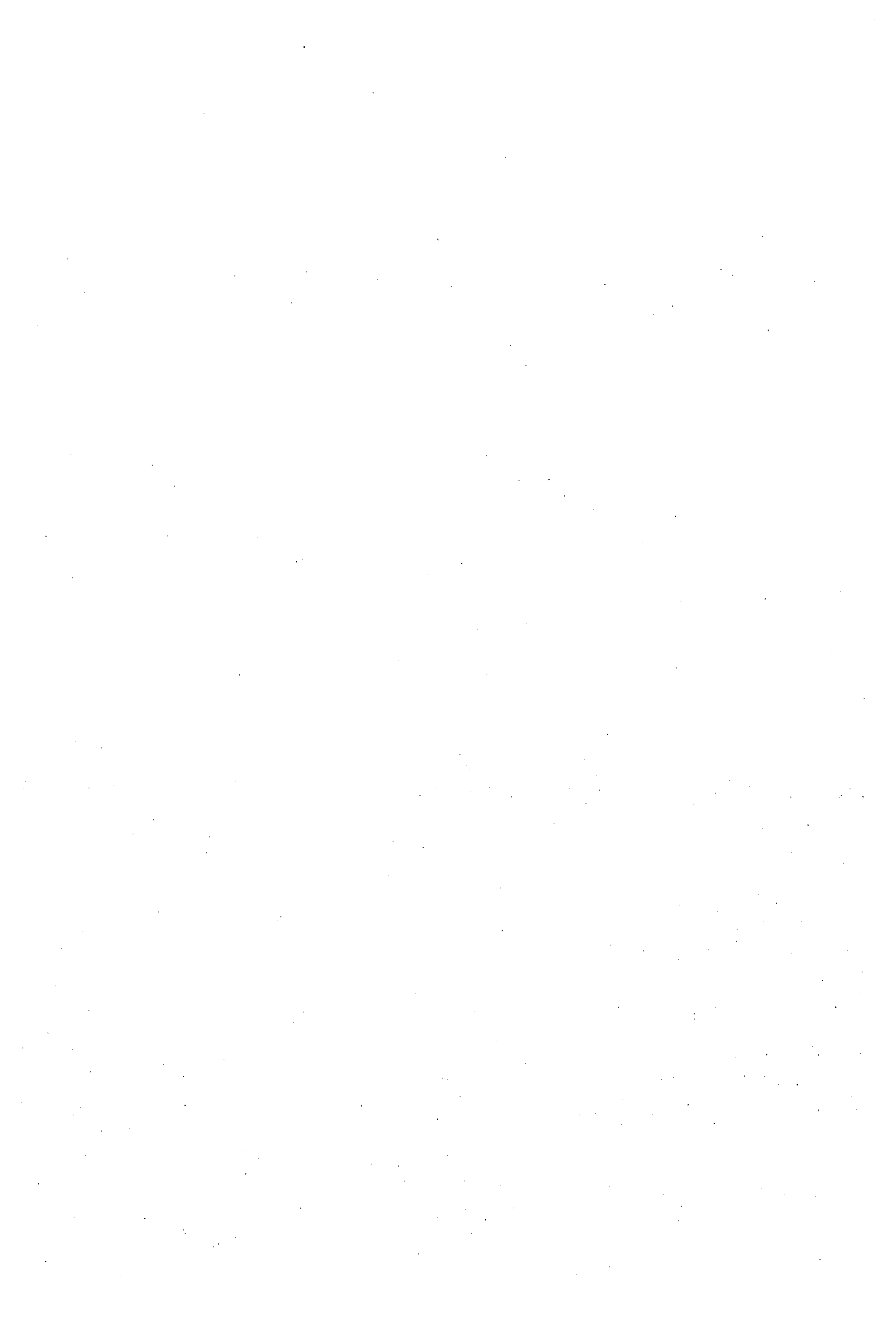
Nu de hoogte waarover golfoploop optreedt bekend is kan ook de grootte van de golfoverslag bepaald worden:

$$q = \frac{0.1 \cdot \cot \alpha^{1.5} \cdot (R_{max} - R_v)^2}{T} = \frac{0.1 \cdot 3^{1.5} \cdot (2.42 - 2.15)^2}{5.0}$$
$$= 0.0075 \text{ m}^3/\text{sec} = 7.5 \text{ l/sec.}$$

Op grond van deze randvoorwaarden kan men tot de volgende kruinhoogte komen:

waterstand bij stormvloed:	NAP + 5.00m
golfoploop:	2.42m
zeespiegelstijging:	0.25m
seiches:	0.25m
zetting:	0.50m
	NAP + 8.42m.

In hoofdstuk 3.5 wordt nader ingegaan op het toelaten van overslag.



3. De berekening van een dijkbekleding

3.0 Inleiding

In dit deel worden de ontwerpregels voor de dimensionering van een bekleding uitgewerkt. In het eerste deel zijn de bezwijkmechanismen voor een bekleding aan bod geweest. De hier behandelde formules zijn meer empirisch van aard. Ze zijn van oorsprong bedoeld voor breuksteenbekledingen. Door het toevoegen van coëfficiënten (min of meer op fysische gronden) kunnen deze formules ook voor andere systemen worden gebruikt.

Bij het dimensioneren op grond van deze formules wordt gekeken naar het evenwicht van een enkel element van een dijkbekleding. Voor een losliggend blok worden ontwerpcriteria vastgesteld. Om te kunnen dimensioneren moet de sterkte van een element kunnen worden vergeleken met de belastingen die werken op die bekleding.

De sterkte van een element wordt weergegeven door een dimensieloze parameter:

$$\frac{H_s}{\Delta D}$$

Dit wordt ook wel de dimensieloze golfhoogte genoemd.

Voordat naar de stabiliteit van een bekleding wordt gekeken moeten we ons afvragen of we incidentele beweging van de elementen kunnen toelaten. Of met andere woorden: moeten de elementen tijdens de waterbewegingen op hun plaats blijven; we noemen dit een statisch stabiel systeem. Indien we verplaatsing van elementen accepteren spreken we van een dynamisch stabiel systeem. Voorwaarde hierbij is dat de dikte van de bekledingslaag in de tijd gezien gelijk blijft (er is dan sprake van een evenwichtsprofiel). Vooraf dient een keuze gemaakt worden. (Opmerking: bij een blokkenmat of een zetsteen constructie is het niet mogelijk om te rekenen met een dynamisch stabiel systeem. De keuze is van belang in geval van breuksteenlagen, grindlagen e.d).

In dit deel wordt gekeken naar de stabiliteit van een element onder golfbelasting en onder belasting door stroming van water. Nadat de verschillende stabiliteitscriteria voor een breuksteenbekleding zijn opgesteld zal worden na gegaan in hoeverre deze voorwaarden ook voor andere bekledingen toepasbaar zijn. Achtereenvolgens wordt er gekeken naar:

- breuksteen
- zetsteen
- steenconstructies voorzien van een bindmiddel (b.v asphalt)
- bitumineuze plaatbekledingen
- matconstructies
- grasmatten

Daarna zal ook iets worden gezegd over het dimensioneren van een filterconstructie.

Tot slot wordt ingegaan op speciale constructies (zoals overgangsconstructies en teenconstructies) die direct van invloed zijn op het goed functioneren van de bekleding.

3.1 Stabiliteitscriteria bij een golfaanval

3.1.0 Inleiding

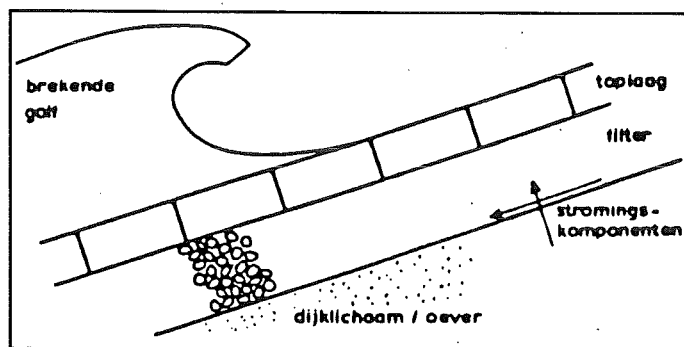
In dit hoofdstuk wordt gesproken over de stabiliteit van een bekleding tijdens een golfaanval. Om enig inzicht te krijgen in de verschijnselen die optreden als een bekleding door golven wordt aangevallen behandelen we eerst een kwalitatief model. In de tweede paragraaf wordt een empirische formule gepresenteerd waarmee een bekleding kan worden berekend. In deze formule speelt de doorlatendheid van de verschillende constructieonderdelen een grote rol. Deze doorlatendheid wordt met een enkele parameter aangegeven. In de derde paragraaf van dit hoofdstuk wordt een voorbeeld gegeven van het bepalen van deze parameter. In het eerste deel is al ingegaan op het bepalen van de doorlatendheid van de afzonderlijke constructieonderdelen. In de laatste twee paragrafen worden enkele toepassingen van de formule van niet breuksteen-bekledingen gepresenteerd.

3.1.1 Een kwalitatief model voor een golfaanval

Een golfaanval veroorzaakt belastingen op een dijkbekleding.

De voornaamste zijn:

- er wordt een druk uitgeoefend op het talud.
- er ontstaan overdrukken onder de bekleding.
- er ontstaat stroming langs de bekleding.

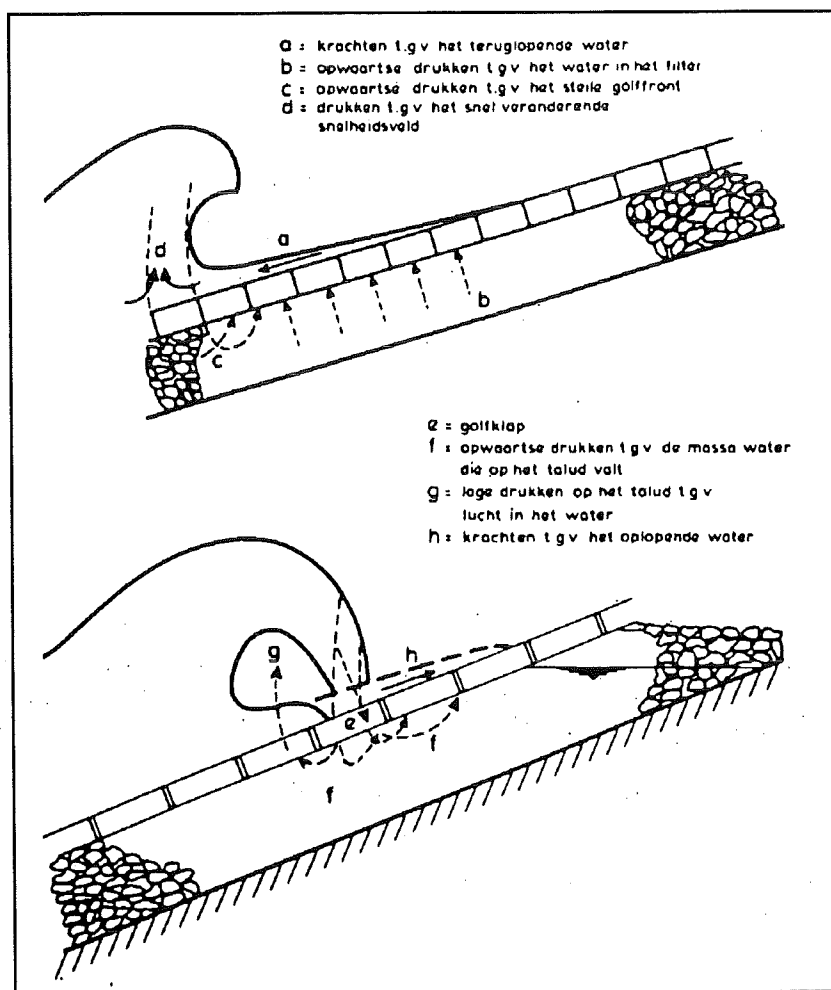


Afbeelding 66
Belastingen op een dijkbekleding

Het gedrag van een gladde dijkbekleding tijdens een golfaanval laat zich goed beschrijven door het hierna volgende kwalitatieve model:

- a. Een golf die de maximale golfloop bereikt heeft zal langs het talud terugstromen. De druk op het talud neemt hierdoor af.
- b. Het water dat zich onder de dijkbekleding in de poriën van de filterconstructie bevindt kan de beweging van het terugstromende water niet meteen volgen. De overdruk die dan ontstaat (de druk onder de bekleding wordt groter dan de druk bovenop de bekleding) oefent een opwaarts gerichte kracht uit op de bekleding.
- c. Een volgende golf vergroot de druk op het talud weer. Deze drukvergroting plant zich voort in de met water verzadigde filterlaag onder de bekleding. Vlak voor het golffront oefent de golf geen druk uit op de bekleding; door het voortplanten van de druk in het filter zal onder dat gedeelte van de bekleding de druk wel toenemen. De bekleding ondervindt hier een resulterende opwaarts gerichte kracht.
- d. Daar waar de oplopende en de aflopende golf elkaar ontmoeten ontstaat een snel wisselend snelheidsveld. Dit snelheidsveld laat de druk op het talud toe en afnemen met een periode in de orde van grootte van 0.1 sec. Deze drukvariaties kunnen zich ook voortplanten in het poriënwater van de filtercon-

- structie.
- e. De nieuwe golf kan, afhankelijk van de waarde voor de golfbrekingsparameter ξ , breken. De golfklap, die een brekende golf veroorzaakt, heeft grote drukken op het talud tot gevolg.
 - f. Deze grote drukken ontstaan plaatselijk. Onder het punt waar de golf op het talud loopt is de druk op het talud relatief laag.
 - g. De verschildrukken die ontstaan kunnen een element uit de bekleding drukken.
 - h. Een golftong sluit een hoeveelheid lucht in. Dit veroorzaakt plaatselijk een lage druk op de bekleding. Ook nu ontstaan er verschildrukken (zie punt g.).

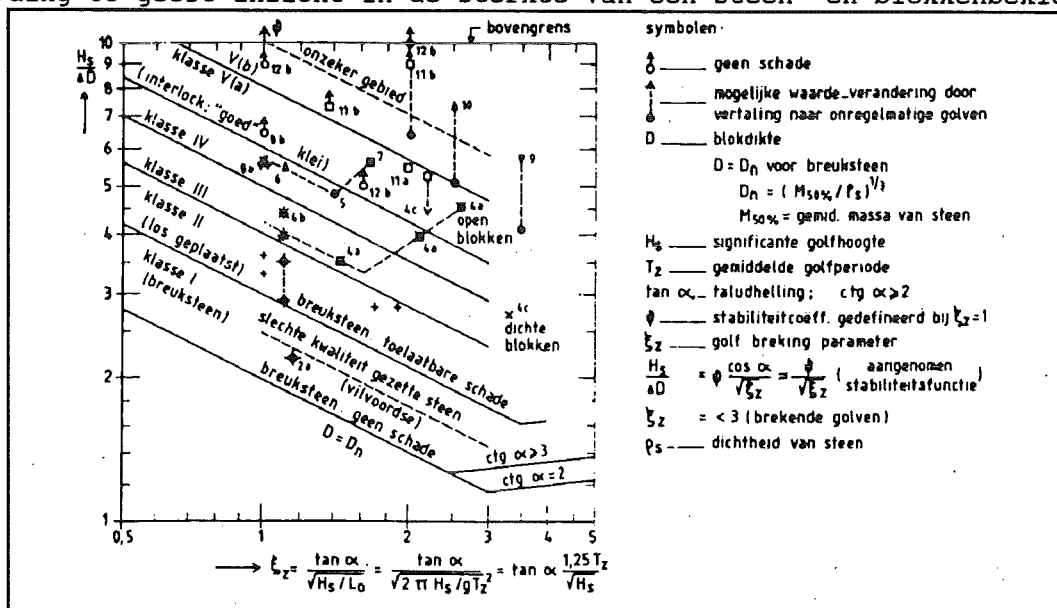


Afbeelding 67
 Een kwalitatief model voor een golfaanval.

3.1.2 Empirische benadering

Het is van belang dat een element van de bekleding tijdens een golfaanval op z'n plaats blijft. Er moet evenwicht zijn tussen het gewicht van het element onder water, de druk die de golf uitoefent, en de overdruk die er ontstaat onder de bekleding in het poriënwater van het filter.

De stabiliteit van een element van een dijkbekleding kan men goed beschrijven met het quotient $H_s/\Delta D$ (zie hfst 3.0). Om de belasting te karakteriseren is men uitgegaan van de golfbrekingsparameter. In het laboratorium is de relatie tussen beide grootheden onderzocht. Afbeelding 68 geeft inzicht in de sterkte van een steen- en blokkenbekleding.



Afbeelding 68 Onderzoek naar de evenredigheid tussen $H_s/\Delta D$ en ξ .

De formule die hier wordt besproken is geldig voor gladde bekledingen. Als de elementen van een bekleding klein zijn t.o.v de golfhoogte, kan men de krachten, die de stroming langs het talud uitoefent op de bekleding, verwaarlozen. In de benadering wordt dus alleen gekeken naar de krachten t.g.v de druk op de bekleding en de overdruk onder de bekleding.

Een empirische formule, die dit evenwicht van een stortsteenbekleding tijdens een golfaanval goed beschrijft, is de formule van Pilarczyk (1989). Deze formule is afgeleid voor breuksteen bekledingen. Door een opwaarderingsfactor te gebruiken kan de formule ook voor andere constructietypen worden toegepast. De formule luidt:

$$\frac{H_s}{\Delta_m D} = \psi_u \phi \frac{\cos \alpha}{\xi_m^b} \quad \text{onder de voorwaarde: } \cot \alpha \geq 2$$

waarin:

- H_s = de significante golfhoogte
- D = de dikte van de constructie
- Δ_m = de relatieve dichtheid van de dijkbekleding
- ψ_u = opwaarderingsfactor
 - stortsteen $\psi_u \approx 1.0$
 - overige constructies $\psi_u \geq 1.0$
- ϕ = stabiliteitsfactor stortsteen

- α = de hellingshoek van het dijktalud
 ξ_m = de golfbrekningsparameter (gebaseerd op T_m !)
 b = een empirisch bepaalde exponent
 doorlatend en een ruw oppervlak : $b = 0.5$
 doorlatend en een glad oppervlak : $0.5 \leq b \leq 1.0$
 Vaak wordt voor b de waarde $2/3$ aangehouden.

De golfbrekningsparameter wordt berekend m.b.v de golfbrekerformule (zie hoofdstuk 2.7), waarbij men er op moet letten dat het hier de gemiddelde periode betreft en niet de piekperiode.

dikte en relatieve dichtheid van de constructie:

Om de dikte en de relatieve dichtheid van de constructie te kunnen berekenen wordt gebruik gemaakt van de volgende betrekkingen:

breuksteen :

In dit geval is de relatieve dikte gelijk aan de nominale steendiameter:

$$D = D_n = (W_{50}/\rho_s)^{1/3} \quad (\text{in m}); \quad W_{50} = \text{mediane steenmassa (in kg)}.$$

Bij de berekening van de relatieve dichtheid gaat men uit van het gewicht van de stenen onder water: $\Delta = (\rho_s - \rho_w)/\rho_w$.

blokken :

D = dikte van de blokken (in m).

$$\Delta_m = \Delta.$$

matten, schanskorven etc:

Indien men met min of meer samengestelde constructies te maken heeft kan men voor D en Δ het volgende aanhouden:

D = de gemiddelde dikte van de mat (in m).

Om nu de relatieve dichtheid te kunnen berekenen moet er rekening gehouden worden met de porositeit: n van het bulkmateriaal.

$$\Delta_m = (1-n)\Delta.$$

stabiliteitsfactor Φ op basis van P :

In geval van *breuksteen* kan men de stabiliteitsfactor Φ berekenen met de stabiliteitsformule van Van der Meer:

brekende golven: ($\xi \leq \xi_{v.d.M}$)

$$\Phi = 6.2 * P^{0.18} * (S/\sqrt{N})^{0.2}$$

niet brekende golven: ($\xi \geq \xi_{v.d.M}$)

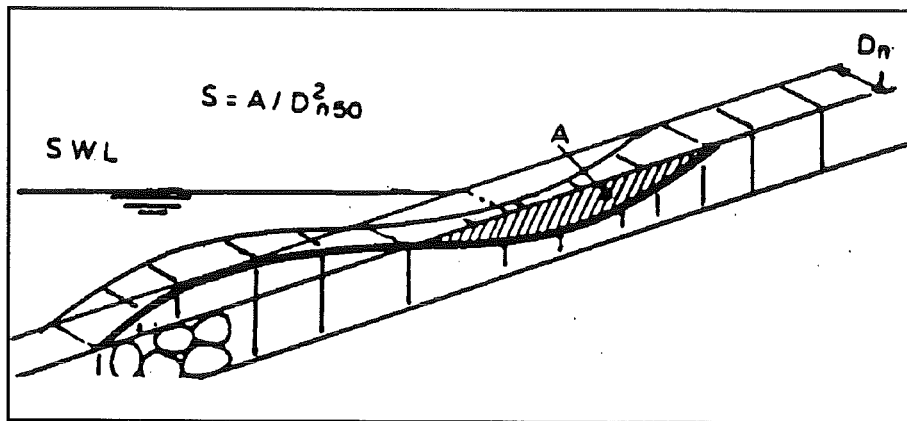
$$\Phi = (S/\sqrt{N})^{0.2} * \sqrt{(\cot \alpha) * \xi^{P-0.5} / P^{0.13}}$$

waarin:

- P = de doorlatendheid van de constructie.
 Voor een relatief ondoorlatend grondlichaam (zand, klei) wordt $P = 0.1$ aangehouden, voor doorlatende lichamen (golfbrekers) wordt $P = 0.4$ à 0.6 aangehouden.
 N = het aantal golven in de maatgevende storm. Beide formules zijn geldig als $1000 \leq N \leq 7000$
 S = het schadecriterium = A/D_n^2
 A = het oppervlak van de weggeslagen stenen (in m^2).

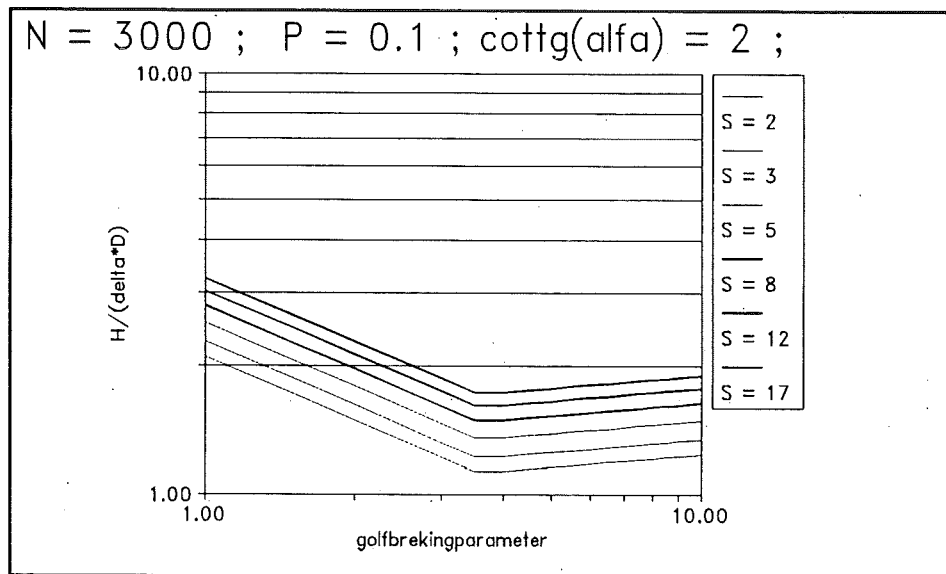
Op het bepalen van ξ_m (grens tussen pluning en surging) en P (doorlatendheid) is in het eerste deel behandeld.

Het schadecriterium wordt gerelateerd aan het oppervlak waarover schade ontstaat. Stelt men zich een gedeelte van het talud voor met een oppervlak: A dan passen er precies S kubusvormige elementen in met een dwarsdoorsnede D^2 . Met ander woorden de parameter S geeft het aantal elementen aan dat in een strook met de breedte van een enkel element erodeert. Als de constructie bezwijkt geldt $S = 8$ à 17 . Aanvaardbaar voor breuksteen wordt $S = 1$ à 3 geacht.



Afbeelding 69 Het schadecriterium

Als in een grafiek ϕ wordt uitgezet tegen ξ dan blijkt de formule van Van der Meer geldig voor $\xi \geq \xi_m$ een rechte lijn te zijn met een flauw stijgend verloop, m.a.w: ϕ neemt nauwelijks toe. Voor de eenvoud kan voor deze gevallen $\xi = \xi_m$ ingevuld worden in de formule van Van der Meer geldig voor $\xi \geq \xi_m$.



Afbeelding 70 Het stabiliteitscriterium uitgezet tegen de golfbrekingparameter

Voor andere constructies kan men voor $\phi = 2.25$ aanhouden.

stabiliteitsfactor ϕ voor een steenzetting op basis van de doorlatendheid van de verschillende constructieonderdelen:
 Als de doorlatendheid van de filterconstructie en de toplaag van een zetsteen-bekleding bekend zijn, is het mogelijk ϕ rechtstreeks uit de fysische parameters te berekenen. In de praktijk blijkt echter vaak dat de doorlatendheid van de toplaag niet bekend is. Als de geometrie van de constructie in hoofdlijnen vastligt kan men met de formules, die besproken zijn in hoofdstuk 2, een uitspraak doen omtrent de doorlatendheid van de verschillende onderdelen.

$$\Phi = \Phi_T F^p$$

waarin:

Φ_T deze parameter beschrijft de gevoeligheid van een element tegen opdrukken t.g.v de overdruk die in de filterconstructie kan ontstaan.

Enkele waarden voor Φ_T zijn:

$\Phi_T = 10$: niet statisch stabiel systeem.

$\Phi_T = 8$: statisch stabiel systeem.

$\Phi_T = 5$: elementen zijn statisch stabiel.

Een element wordt statisch stabiel genoemd indien het element onder invloed van de maatgevende belastingen niet verplaatst. Een systeem wordt statisch stabiel genoemd indien ondanks enige beweging van de afzonderlijke elementen de constructie tijdens de maatgevende belastingen niet verplaatst. Men spreekt van een niet statisch stabiel systeem indien er enige verplaatsing van de constructie optreedt doch gemiddeld over de tijd gezien er een voldoende bescherming van het talud aanwezig is.

F = een parameter die de doorlatendheid van de constructie in rekening brengt.

$$F = \frac{k_t}{k_f} * \frac{D_t}{d_f}$$

waarin:

k_t = doorlatendheid van het filter.

k_f = doorlatendheid van de toplaag.

D_t = de dikte van de toplaag.

d_f = de dikte van het filter.

p = een numerieke constante $\approx 1/3$.

3.1.3 Voorbeeld bepaling van Φ

In dit voorbeeld wordt de benodigde dikte van een zetsteenconstructie bestaande uit betonblokken en van een constructie bestaande uit betonzuilen bepaald.

Het bepalen van de factor Φ zal bij deze berekening een rol spelen. Het betreft een constructie die weerstand moet kunnen bieden aan de volgende randvoorwaarden:

$H_s = 1.50\text{m}$

$T_m = 4.00\text{s}$.

Beide constructietypen worden toegepast in combinatie met een filter. De rol van een eventueel aan te brengen geotextiel wordt in dit rekenvoorbeeld buiten beschouwing gelaten. De grootte van de spleten tussen de blokken en de porositeit van het filter worden gevarieerd. De volgende mogelijkheden worden in ogenschouw genomen:

- een fijn filter met $D_{f15} = 7\text{mm}$, en een porositeit van 0.35.
een laag betonblokken: $0.4*0.4*0.25 \text{ m}^3$ met een percentage open ruimte(:o): 0.5%.
- als a, echter $\phi = 1.0\%$.
- een grof filter met $D_{f15} = 30\text{mm}$, en een porositeit van 0.35.
een laag betonblokken: $0.4*0.4*0.25 \text{ m}^3$ met een percentage open ruimte(:o) : 0.5%.
- als c, echter $\phi = 1.0\%$.
- een fijn filter met $D_{f15} = 7\text{mm}$, en een porositeit van 0.35.
met een toplaag van basalton: blokken met een hexagonale vorm, en variabele tussenruimtes; voor het percentage open ruimte wordt 13.3 aangenomen.

f. als e, echter nu wordt de holle ruimte tussen de basaltblokken gedeeltelijk opgevuld met granulaire materiaal.

Voor de verschillende systemen kan de doorlatendheid, de factor ϕ , en hiermee de benodigde blokdikte bepaald worden.

Zo geldt voor systeem a:

filter:

$$D_f = 7 \text{ mm}$$

$$n = 0.35$$

Met deze gegevens vindt men m.b.v de ontwerpgrafiek (afbeelding 71):

$$k_f = 91 \text{ mm/s.}$$

toplaag:

$$\text{spleetbreedte } s = \frac{\sigma/A}{2} = \frac{0.5\% \sqrt{(0.4 \cdot 0.4 \text{ m}^2)}}{2} = 0.001 \text{ m} = 1 \text{ mm.}$$

porositeit van het filter = 0.35.

diameter van het filter = 7mm.

blokvorm = $2 \cdot B \cdot L / (B + L) = 0.4 \text{ m}$

Met deze gegevens vindt men m.b.v de ontwerpgrafiek (afbeelding 72):

$$k_t = 2.6 \text{ mm/s.}$$

Nu de doorlatendheid van beide constructieonderdelen bekend is kan de parameter ϕ worden bepaald. Er wordt hierbij gekozen voor een statisch stabiel systeem.

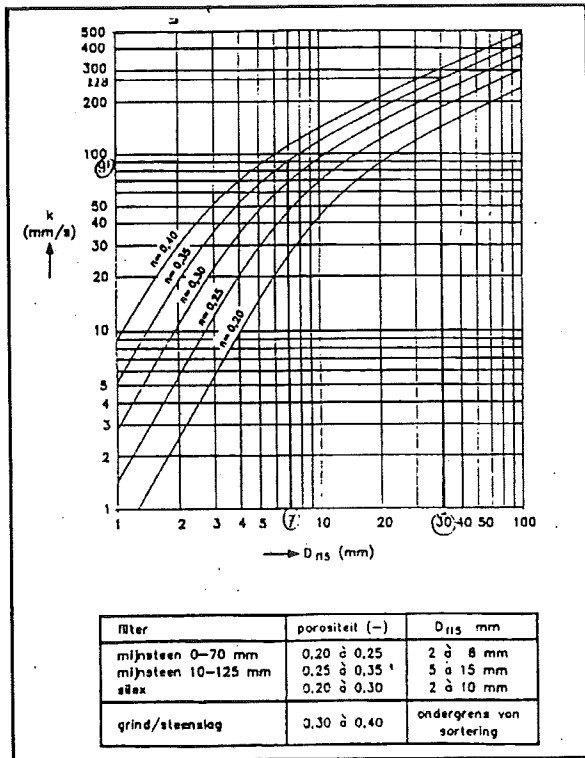
$$\phi = 8 \cdot \frac{(k_t \cdot D_t)^{1/3}}{(k_f \cdot d_f)^{1/3}} = \frac{8 \cdot (2.6 \cdot 0.25)^{1/3}}{(91 \cdot 0.10)^{1/3}} = 3.32$$

Vervolgens kan de benodigde blokdikte worden vastgesteld:

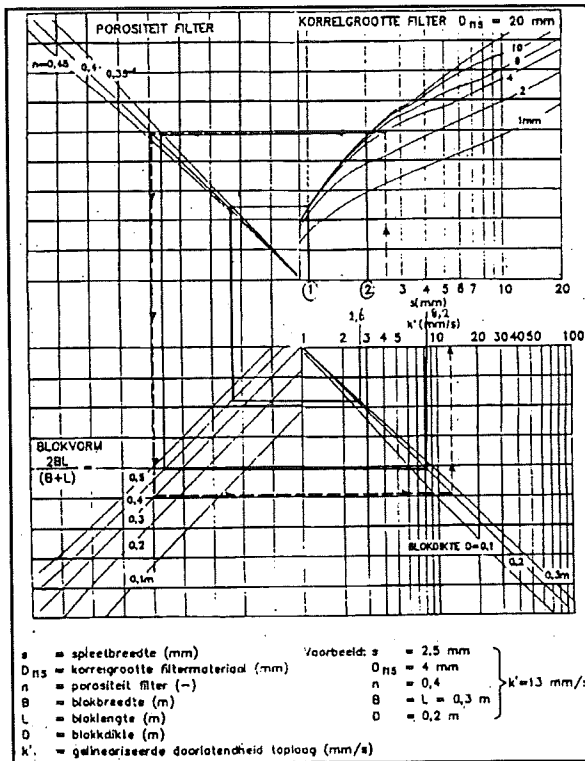
$$D = \frac{H_s \xi^b}{\psi_u \phi \Delta \cos \alpha} = \frac{1.50 \cdot 1.36^{2/3}}{1.33 \cdot 3.32 \cdot 1.3 \cdot 0.949} = 0.34 \text{ m.}$$

De berekening voor de andere systemen is samengevat in de tabel op pagina 93.

HET ONTWERPEN VAN EEN BEKLEDING VOOR EEN ZEEDIJK



Afbeelding 71 Bepaling van k_{filter}



Afbeelding 72 Bepaling van k_{toplaag}

nr	filter	toplaag	k_f mm/s	k_t mm/s	d_f m	D_t m	$\phi = 8 * \left(\frac{k_f D_t}{k_f d_f} \right)^{1/3}$	$D = \frac{H_s \xi^b}{\Psi_u \phi \Delta \cos \alpha}$
a	fijn	betonblokken	91	2.6	0.10	0.25	3.32	$\phi = 1.33 ; \Delta = 1.30.$ 0.34m
	$D_f = 7\text{mm}$	$o = 0.5\%$						
	$n = 0.35$	$s = 1\text{mm}.$						
b	fijn	betonblokken	91	8.2	0.10	0.25	4.87	$\phi = 1.33 ; \Delta = 1.30.$ 0.23m
	$D_f = 7\text{mm}$	$o = 1.0\%$						
	$n = 0.35$	$s = 2\text{mm}$						
c	grof	betonblokken	228	2.6	0.10	0.25	2.44	$\phi = 1.33 ; \Delta = 1.30.$ 0.46m
	$D_f = 30\text{mm}$	$o = 0.5\%$						
	$n = 0.35$	$s = 1\text{mm}$						
d	grof	betonblokken	228	8.6	0.10	0.25	3.58	$\phi = 1.33 ; \Delta = 1.30.$ 0.32m
	$D_f = 30\text{mm}$	$o = 1.0\%$						
	$n = 0.35$	$s = 2\text{mm}$						
e	grof	basalton	228	121.9	0.10	0.25	8.81	$\phi = 1.50 ; \Delta = 1.30.$ 0.12m
	$D_f = 30\text{mm}$	$o = 13.3\%$						
	$n = 0.35$	$s =$						
f	grof	basalton	228	7.1	0.10	0.25	3.42	$\phi = 1.50 ; \Delta = 1.30.$ 0.29m
	$D_f = 30\text{mm}$	granl mat						
	$n = 0.35$	$s =$						

3.1.4 Toepassing van de formules voor andere systemen

De sterkte van de verschillende systemen is goed onderling te vergelijken m.b.v de parameter ψ_u die in de formule is opgenomen. De vergelijking is opgenomen in de tabel op pagina 114. In de tabel staat voor de verschillende parameters aangegeven wat men voor een bepaalde bekleding kan aanhouden.

Toelichting bij de tabel:

gr	=	granulair materiaal.
za	=	zandasfalt.
g+z	=	geotextiel op zand.
z	=	zand.
g+k	=	geotextiel op klei.
k	=	klei.
U	=	de toelaatbare snelheid.
p	=	de toelaatbare doorlatendheid van de toplaag en de ondergrond.

Criterium:

$$\frac{H_s}{\Delta D} = \psi_u \phi \frac{\cos \alpha}{\xi^b} = \psi_u 2.25 \frac{\cos \alpha}{\xi^b}$$

type bekleding	D b	$\Delta_m =$ (1-n)Δ	ψ_u	Beschrijving	Ondergrond	Opmerkingen
stortsteen	D_n	1.65	1.0	2 lagen stortsteen	gr	S = 1 a 3; schade (get) ≤ D_n
	0.6		1.33	statisch stabiel systeem	gr	
zetsteen	gem dikte	1.65	1.00	stenen met onregelmatige vorm	gr	
			1.33	stenen met regelmatige vorm	gr	
			1.50	basalt	gr	
blokken/ blokkenmatten, enz	D 2/3	1.40	1.50	losse aansluitende blokken op zand	g+z	$H_s \leq 1.5m$
			1.50	losse blokken	gr	
			1.50	geotextiel blokkenmat	gr	holle ruimte ≤ 10%
			2.00	losse aansluitende blokken	g+k	
			2.00	onderling verbonden blokken	gr	
			1.90	≥ 2.50	holle ruimte gevuld met grout	
grout	D_n 1/2 - 2/3	1.65	1.05	oppervlakte penetratie (30%)	gr	ondoorlatendheid voorkomen
			1.50	patroon penetratie (tot 60%)	gr	$H_s \leq 3$ a 4m
open steenasfalt	d 2/3	1.15	2.00	open steenasfalt	g+z	$U_s \leq 7m/s$ $H_s \leq 3$ a 4m
			2.50	open steenasfalt	za	
schanskorven	d 1/2	Δ_m mat	2-3.00	schanskorf matras	g+z	$H_s \leq 1.5m$ (max 2.0m) $d_{min} = 1.8D_n$
		Δ steen	2-2.50	grind als bulkmateriaal	(g)+k	
matconstructies	d 2/3	Δ_m mat	1.00	slecht doorlatend: $P_m \leq 1.0$	z/k	$H_s \leq 1.5m$ (max 2.0m)
			1.50	$P_m = 1.0$ a 2.0	z/k	
			2.00	goed doorlatend: $P_m \geq 5.0$	z/k	
gras	d_{min} 1/2	Δ klei	-	grasmat op slechte klei	k	$U_s \leq 2m/s$
			-	grasmat op goede klei	k	$U_s \leq 3m/s$

3.1.5 Enkele praktische wenken

3.1.5.1 Zetsteen en blokkenmatten

Het toepassen van een stabiliteitsfactor $\psi_u \geq 2.5$ wordt afgeraden. Modelonderzoek heeft tot op heden nog niet aangetoond dat deze hoge waarden bereikt kunnen worden.

In de uitvoering moet men, bij het plaatsen van de blokken, ervoor zorgdragen dat de blokken goed aansluiten.

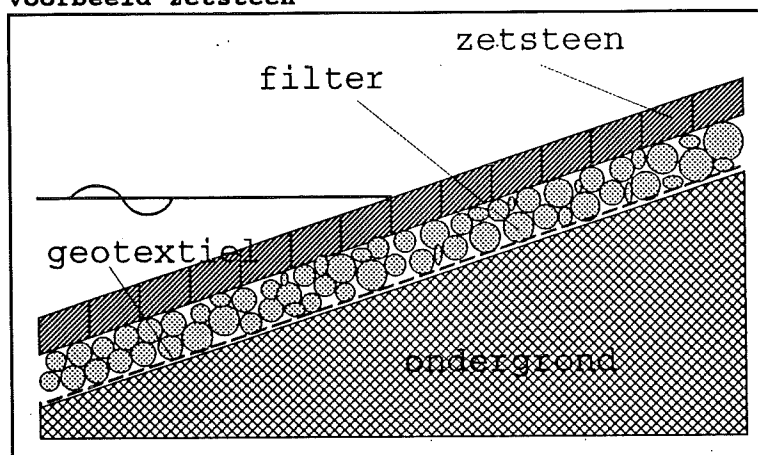
Doet men dit niet of onvoldoende dan dient men te rekenen met $\psi_u = 1.33$ à 1.50 .

Indien de helling van het dijklichaam steiler is dan 1:3 dient men zich te realiseren dat de grondmechanische stabiliteit gevaar kan lopen.

Een toplaag direct aangebracht op een zanderige ondergrond (evt in combinatie met een geotextiel) beperkt de toelaatbare significante golfhoogte: $H_s \leq 1.5m$. Bij grotere waarden kan verweking van de ondergrond optreden en lokaal deformatie ontstaan.

In de praktijk blijkt dat de minimale dikte van een toplaag van losse blokken al snel 0.2m bedraagt. Vult men de holle ruimte tussen de blokken enigszins op met granulair materiaal dan kan dit de dikte beperken²⁹.

voorbeeld zetsteen



Afbeelding 73

Voorbeeld-constructie zetsteen.

In dit voorbeeld wordt een dijkbekleding bestaande uit zetsteen op een filterlaag en een geotextiel uitgerekend.

Hierbij wordt uitgegaan van de volgende gegevens:

$$H_s = 1.15m.$$

$$T_m = 4.50s.$$

De helling van het dijktalud bedraagt 1:4.

²⁹

Enkele praktische wenken voor het toepassen van zetsteen of blokkenmatten kan men vinden in: *Handboek voor dimensionering van gezette taludbekledingen.*

uitwerking:

Om de benodigde sterkte van de bekleding te bepalen wordt de $H/\Delta D$ formule omgeschreven in de volgende vorm:

$$\Delta D = \frac{H_s \xi^b}{\psi_u \phi \cos \alpha}$$

We bepalen de golfbrekingsparameter:

$$L_0 = 1.56 * T_m^2 = 1.56 * (4.50)^2 = 31.60m$$

$$\xi_m = \frac{tg \alpha}{\sqrt{(H_s/L_0)}} = \frac{0.25}{\sqrt{(1.15/31.60)}} = 1.31.$$

We berekenen de laagdikte voor:

- a. Betonzuilen.
- b. Gloopingsblokken.

a. *Betonzuilen.*

Het soortelijk gewicht van de blokken is gelijk aan 2.3 t/m^3 .

$$\Delta = \frac{2.3 - 1.0}{1.0} = 1.3.$$

Bij betonzuilen kan men enige haakweerstand in rekening brengen zodat $\psi = 1.50$.

Verder geldt dat $b = 2/3$.

$$D = \frac{H_s \xi^b}{\psi_u \phi \Delta \cos \alpha} = \frac{1.15 * 1.31^{2/3}}{1.50 * 2.25 * 1.3 * 0.97} = 0.33m.$$

De benodigde zuilhoogte bedraagt in dit geval 35 cm.

b. *Gloopingsblokken.*

Het soortelijk gewicht van de blokken is gelijk aan 2.3 t/m^3 .

zodat $\Delta = 1.3$.

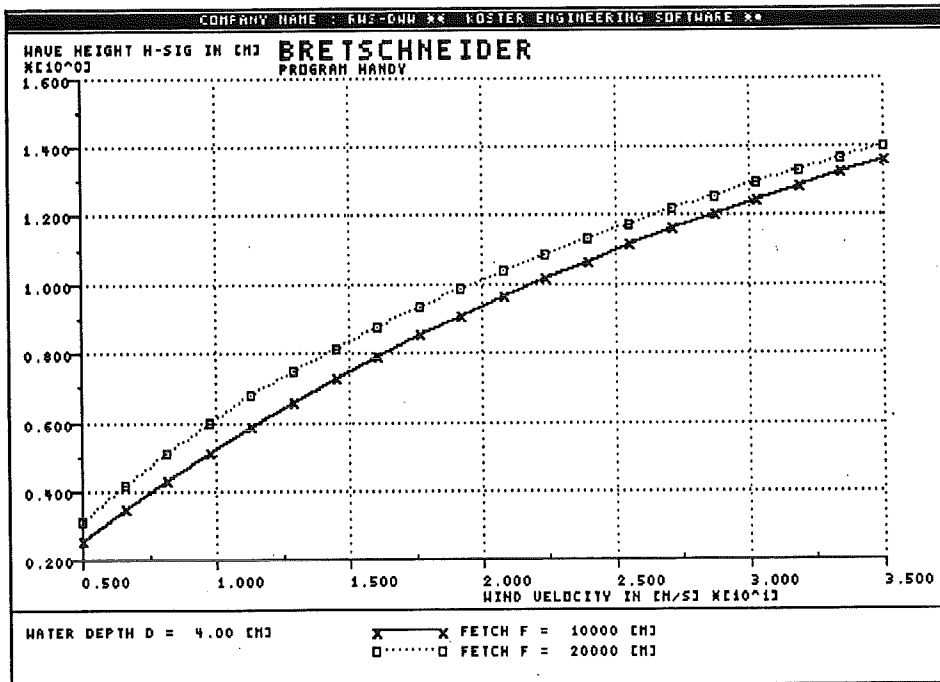
Bij regelmatig gevormde blokken houdt men $\psi = 1.33$ aan.

Verder geldt ook nu dat $b = 2/3$.

$$D = \frac{H_s \xi^b}{\psi_u \phi \Delta \cos \alpha} = \frac{1.15 * 1.31^{2/3}}{1.33 * 2.25 * 1.3 * 0.97} = 0.37m.$$

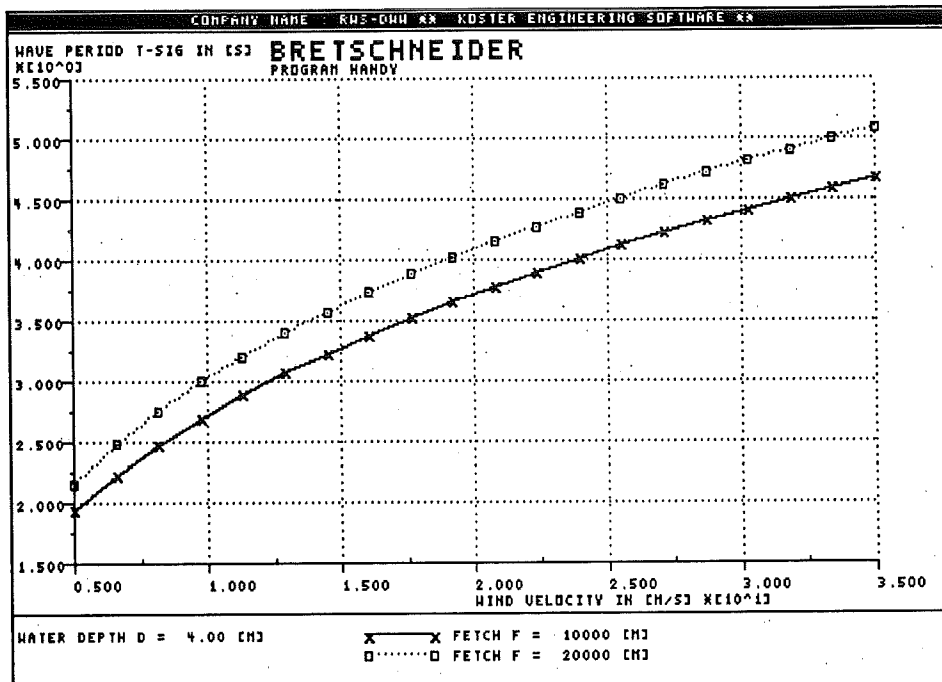
Deze blokken kunnen niet besteld worden (zie afbeelding 77)

Tot slot wordt voor beide systemen het verloop van de golfhoogte als functie van de blokdikte in een figuur geplot. Daartoe is met een computerprogramma dat is gebaseerd op de golfgroeiformules van Bretschneider bij een constante waterdiepte bij verschillende windsnelheden H_s en T_m bepaald (zie de afbeeldingen 74 en 75).



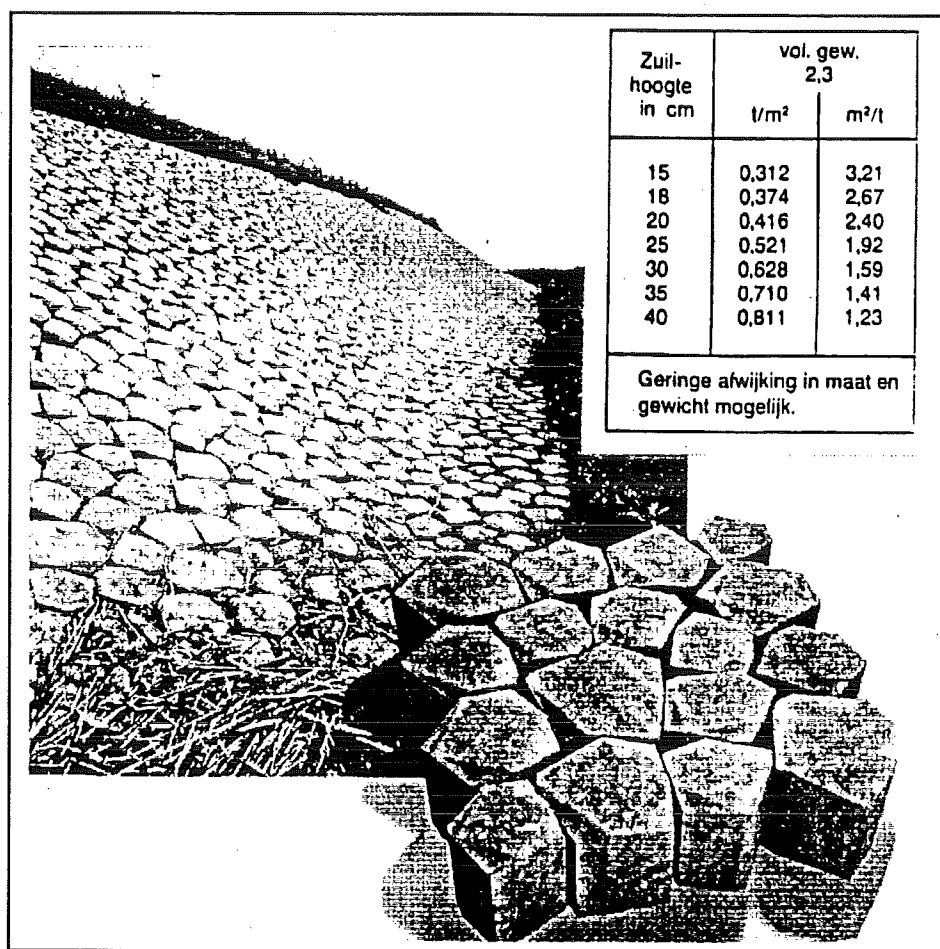
Afbeelding 74

Het verloop van de golfhoogte als functie van de windsnelheid.



Afbeelding 75

Het verloop van de golfperiode als functie van de windsnelheid.

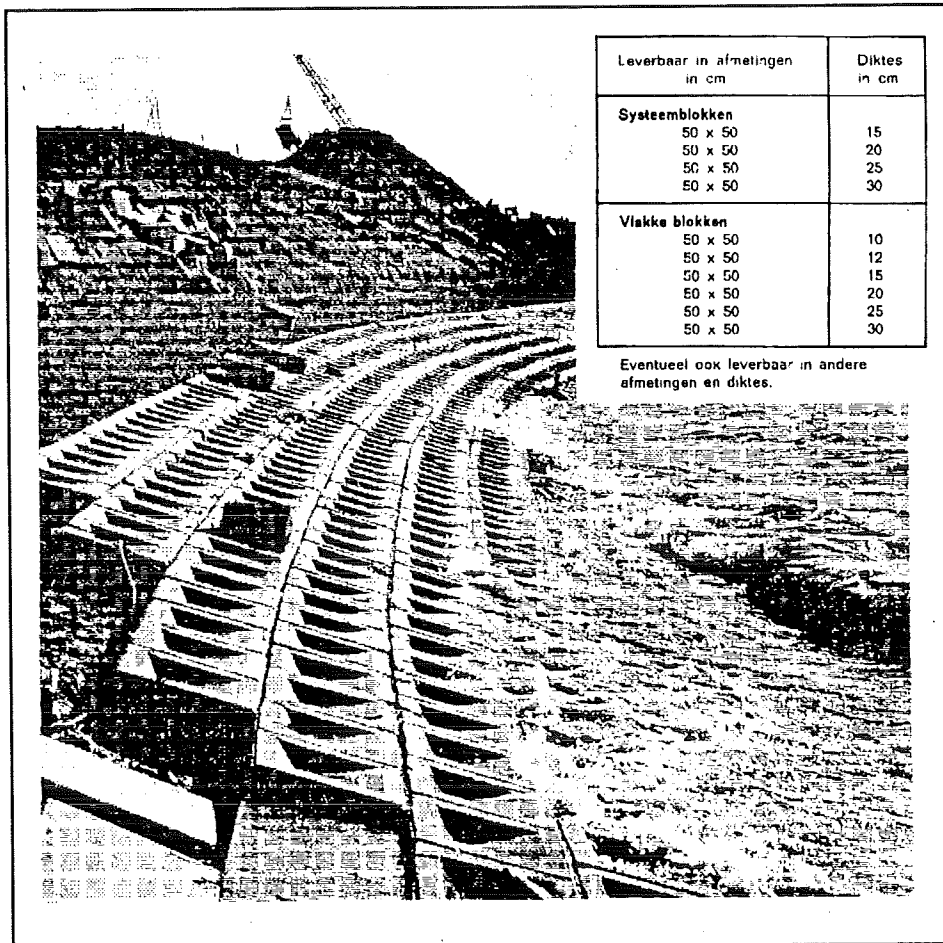


Zuil- hoogte in cm	vol. gew. 2,3	
	l/m ²	m ² /t
15	0,312	3,21
18	0,374	2,67
20	0,416	2,40
25	0,521	1,92
30	0,628	1,59
35	0,710	1,41
40	0,811	1,23

Geringe afwijking in maat en gewicht mogelijk.

Afbeelding 76 Betonzuilen.

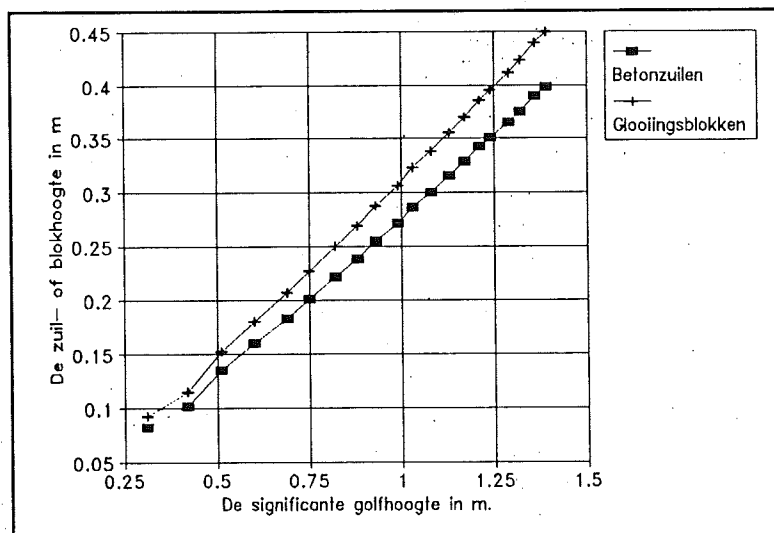
In afbeelding 78 is de benodigde blokdikte als functie van de golfhoogte weergegeven. Bij elke combinatie van golfhoogte en golfperiode die volgt uit de afbeeldingen 76 en 77 is de golfbrekkingsparameter bepaald. Vervolgens is met de $H_s / \Delta D$ - formule de blokdikte als functie van H_s geplotted.



Leverbaar in afmetingen in cm	Diktes in cm
Systeemblokken	
50 x 50	15
50 x 50	20
50 x 50	25
50 x 50	30
Vlakke blokken	
50 x 50	10
50 x 50	12
50 x 50	15
50 x 50	20
50 x 50	25
50 x 50	30

Eventueel ook leverbaar in andere afmetingen en diktes.

Afbeelding 77 Gloopingsblokken.



Afbeelding 78 De golfhoogte uitgezet tegen de constructiedikte voor Betonzuilen en Gloopingsblokken.

3.1.5.2 Steenconstructies voorzien van een bindmiddel

Bij het toepassen van bitumineuze materialen (of beton) in een toplaag dient men zich altijd te realiseren dat deze gevoelig kan zijn voor het ontstaan van grote overdrukken onder de constructie.

Het toepassen van dit soort constructies in combinatie met een goed doorlatende filterlaag wordt dan ook afgeraden.

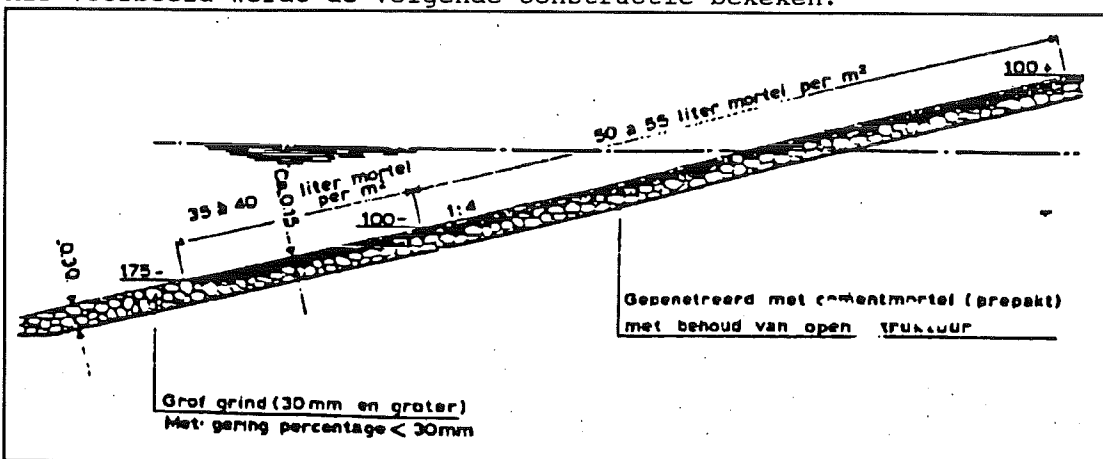
Wanneer men een toplaag maakt volgens het principe van patroon penetratie, kan men max 50 tot 70% van de holle ruimte vullen. Men dient er voor zorg te dragen dat het bindmiddel zich goed over de laag verdeelt en niet plaatselijk alle holle ruimte in beslag neemt. Bovendien moet het bindmiddel goed in de gehele laag doordringen om het gevaar van losliggende breuksteen te voorkomen. Een plastisch bindmiddel zakt te diep in de breuksteenlaag; de bovenste stenen komen los te liggen, en de onderste laag kan te ondoorlatend worden.

De toplaag moet van een redelijke dikte zijn. Als onder een te dunne toplaag overdrukken ontstaan wordt de onderliggende breuksteen door de toplaag gedrukt. Plakken van de toplaag komen dan los te liggen en worden weggespoeld.

Steenconstructies voorzien van een bindmiddel past men toe bij significante golfhoogten tot 3m. In geval van piekbelastingen tot 4.0m is het ook nog mogelijk deze constructies toe te passen.

voorbeeld

Als voorbeeld wordt de volgende constructie bekeken:



Afbeelding 79 Voorbeeld van een open steenasfaltconstructie

Verder gaan we uit van een significante golfhoogte van 0.75m en een golfperiode: T_m van 2.5 sec.

Eerst bepalen we de golfbrekingsparameter:

$$\xi_m = \frac{\tan \alpha}{\sqrt{(H_s/1.56T_m^2)}} = \frac{1/4}{\sqrt{(0.75/(1.56*2.5^2))}} = 0.90.$$

We berekenen de dikte van de constructie met de "H over ΔD " formule:

$$\Delta D = \frac{H_s \xi_m^b}{\psi_u \phi \cos \alpha}$$

$\psi_u = 1.50$ (patroonpenetratie tot 60%)
 $\phi = 2.25$
 $P = 0.10$
 $\Delta = 1.15$

$$D = \frac{H_s \xi_m^b}{\psi_u \phi \Delta \cos \alpha} = \frac{0.75 * 0.90^{2/3}}{1.50 * 2.25 * 1.15 * \frac{4}{\sqrt{17}}} = 0.19m.$$

In dit geval zal de dikte van de constructie door uitvoeringstechnische eisen bepaald worden.

3.1.5.3 Bitumineuze materialen

Bij het toepassen van een open steenasfalt laag (bijv. Fixstone) op een zand-asfalt filterconstructie, beschouwt men D gelijk aan de totale dikte van beide lagen. Het is niet verstandig deze constructie toe te passen als $H_s \geq 2.0\text{m}$ i.v.m. het gevaar voor verweking van de constructie. Een grotere waarde van de significante golfhoogte kan men toelaten als men een zandbitumen filter i.p.v. een zandasfalt filter toepast. Het toepassen van een open steenasfalt laag als toplaag brengt een andere beperking met zich mee. Omdat deze constructies slechts weerstand kunnen bieden aan watersnelheden tot 7 m/s wordt geadviseerd deze systemen tot een significante golfhoogte van 3.0m toe te passen. Wordt de constructie minder frequent door golven belast dan kan men $H_s = 4.0\text{m}$ toelaten.

In de praktijk blijkt dat de minimale dikte van een open steen-asfalt laag 0.10m bedraagt (geprefabriceerd: 0.08m). Een meer toegepaste dikte is 0.15m .

Tenslotte moet rekening gehouden worden met de overdrukken die kunnen ontstaan onder de constructie. Afhankelijk van de significante golfhoogte kan men globaal de dikte van de verschillende constructies bepalen.

Ook de toepassingsmogelijkheden van zandasfalt lagen wordt begrensd door de maximale watersnelheden die kunnen optreden. Een watersnelheid van 3.0 m/s en een significante golfhoogte van 1.5m (minder frequente belasting: 2.0m) zijn de maximale omstandigheden waaronder een zandasfalt laag nog goed functioneert.

3.1.5.4 Schanskorf- en matconstructies

De dikte van een schanskorf of mat wordt gerelateerd aan de grootte van de stenen waaruit de constructie is opgebouwd. Vaak wordt een mat voorzien van twee lagen stenen, in de berekening wordt uitgegaan van $d = 1.8 \cdot D$ en $\psi_u \leq 2.5$.

Een mat moet constant van dikte zijn; d.w.z. de stenen moeten goed verdeeld en verdicht zijn binnen de verschillende lagen. Als de stenen te veel t.o.v. elkaar kunnen verplaatsen, ontstaan er ontoelaatbare deformaties van de mat.

Om dit te voorkomen wordt de al eerder genoemde eis gesteld aan de dikte van de stenen.

Resumerend geldt:

- dynamisch stabiel systeem: $\psi_u \leq 2.5$.
- minimaal een twee lagen systeem: $d \geq 1.8 \cdot D$.

Past men matten toe bestaande uit meerdere lagen dan doet men er verstandig aan om onder de toplagen een laag fijn materiaal toe te passen. De mat voldoet zo beter aan de filterfunctie.

Als ter plaatse de watersnelheden groter zijn dan 3.0 m/s of de significante golfhoogte H_s groter is dan 1.0m moet men een tussenlaag van fijn granulair materiaal toepassen. Deze laag zorgt ervoor dat de mat een compacte constructie vormt en verplaatsing van de korrels in de onderlagen wordt tegengegaan.

In de praktijk blijkt dat de minimale dikte van de mat 0.15m bedraagt.

De behandelde formules kunnen alleen worden toegepast voor schanskorven en matconstructies als: $H_s \leq 1.5\text{m}$ (minder frequente belasting: $H_s \leq 2.0\text{m}$).

HET ONTWERPEN VAN EEN BEKLEDING VOOR EEN ZEEDIJK

voorbeeld

We berekenen een schanskorfconstructie voor de volgende randvoorwaarden:

$H_s = 1.50 \text{ m}; \text{ en}$

$T_m = 5.00 \text{ sec.}$

De constructie wordt rechtstreeks geplaatst op het dijklichaam. De helling van het buitenbeloop bedraagt 1:3.

$\xi_m = \frac{\tan \alpha}{\sqrt{(H_s/1.56T_m^2)}} = \frac{0.33}{\sqrt{(1.50/(1.56*5.00^2))}} = 1.70.$

In de "H over Δ D" formule kan voor D de minimale dikte van het pakket worden ingevuld of de nominale steendiameter van het bulkmateriaal (waarbij dan voor Δ , $\Delta(1 - n)$ moet worden ingevuld).

De minimale dikte van de mat kan geschat worden uit de nominale steendiameter D_N met de betrekking:

$d_{\min} = 1.80 * D_N.$

De berekening van d_{\min} met de "H over Δ D formule" van Pilarczyk verloopt als volgt:

$\Delta D = \frac{H_s \xi_m^b}{\psi_u \phi \cos \alpha}$

$\phi = 2.25$

$\psi_u = 2.50$

$\Delta = (2700 - 1000)/1000 = 1.7.$

$n = 40\%$

$d_{\min} = \frac{H_s \xi_m^b}{\psi_u \phi \Delta (1-n) \cos \alpha} = \frac{1.50 * 1.70^{1/2}}{2.50 * 2.25 * 1.70 * (1-0.4) * 0.949} = 0.36.$

$D_N = d_{\min}/1.80 = 0.20 \text{ m.}$

Sortering	D_{50} 1) m	M_{50} 2) kg	D_n 3) m	laag	
				dikte 4) m	massa 5) kg/m ²
80/200 mm	0,125-0,180	3,1- 9,3	0,11-0,15	0,24	400
5- 40 kg	0,20 -0,25	13 - 26	0,17-0,21	0,35	600
10- 60 kg	0,25 -0,31	26 - 46	0,21-0,26	0,42	700
40- 200 kg	0,38 -0,44	90 - 140	0,32-0,37	0,60	1000
60- 300 kg	0,45 -0,52	150 - 220	0,38-0,43	0,72	1200
300- 1000 kg	0,72 -0,78	595 - 760	0,60-0,66	1,12	1875
1000- 3000 kg	1,04 -1,11	1800 -2200	0,87-0,93	1,61	2700
3000- 6000 kg	1,40 -1,47	4400 -5050	1,18-1,23	2,15	3600
6000-10000 kg	1,70 -1,77	7850 -8900	1,43-1,49	2,60	4350

Afbeelding 80 Breuksteensorteringen.

In dit geval kiezen we voor een breuksteen sortering van 5 - 40 kg.

De nominale steendiameter kan ook rechtstreeks met de formule worden bepaald:

$D_N = \frac{H_s \xi_m^b}{\psi_u \phi \Delta \cos \alpha} = \frac{1.50 * 1.70^{1/2}}{2.50 * 2.25 * 1.70 * 0.949} = 0.22 \text{ m.}$

3.1.5.5 Matten voorzien van zand of zandcement als bulkmateriaal. Behalve stenen, kan men de matten ook voorzien van andere bulkmaterialen zoals: zand, zandcement etc.

Nu blijkt de factor ψ_u af te hangen van de doorlatendheid van de toegepaste constructie en de ondergrond weergegeven met de parameter P_m :

$P_m < 1.0$	$\psi_u = 1.0$
$1.0 \leq P_m \leq 2.0$	$\psi_u = 1.5$
$P_m > 2.0$	$\psi_u = 1.75$

Deze constructie kan men toepassen bij significante golfhoogten tussen 1.0m en 2.0m. De constructie is gevoelig voor verweking en afschuiving. Verweking kan men tegen gaan door:

- de constructie dikker te maken,
- de constructie compacter te maken (d.w.z de holle ruimte in de mat te verkleinen),
- een tussenlaag toe te passen bestaande uit fijn granulair materiaal.

Afschuiving (vooral bij hellingen steiler dan 1:3) kan men tegen gaan door:

- de mat aan de bovenkant goed te verankeren,
- de mat goed te ondersteunen te plaatse van de teen van de dijk.

Het spreekt vanzelf dat men terdege rekening moet houden met uitschuiving ter plaatse van de teen en golfoverslag; immers de weerstand van de mat tegen afschuiving wordt hierdoor ongunstig beïnvloed.

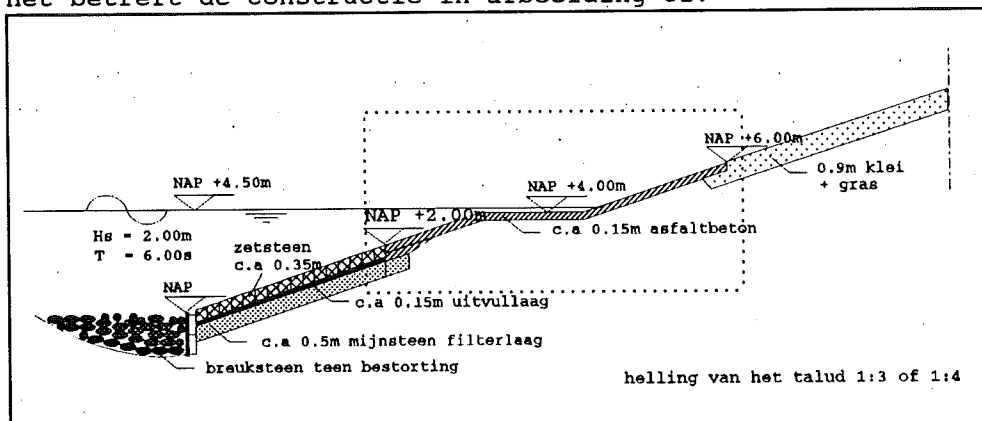
Concluderend kan men stellen dat deze constructies goed voldoen bij een relatief flauwe helling en $H_s \leq 1.5m$. In de overige gevallen doet men er goed aan een model te maken en dit in het laboratorium te laten onderzoeken.

In de praktijk blijkt de minimale dikte 0.15m te bedragen.

3.1.5.6 Rekenvoorbeeld

Tot slot van dit hoofdstuk wordt een rekenvoorbeeld gegeven waarin verschillende constructie met elkaar worden vergeleken.

Het betreft de constructie in afbeelding 81.



Afbeelding 81 Voorbeeldconstructie

In dit rekenvoorbeeld wordt voor de omliggende constructie een alternatief berekend in verschillende materialen en drie gekozen taludhellingen nml 1:3, 1:4 en 1:5. De berekening is in de onderstaande tabel samengevat.

constructie:	A	γ_u	b	constructie dikte indien de helling 1:3 bedraagt: ($\xi_m = 1.75$; $\cos\alpha = 0.95$)	constructie dikte indien de helling 1:4 bedraagt: ($\xi_m = 1.75$; $\cos\alpha = 0.95$)	constructie dikte indien de helling 1:5 bedraagt: ($\xi_m = 1.75$; $\cos\alpha = 0.95$)
breuksteen	1.65	1.0	1/2	0.75m	0.64m	0.57m
schanskorf	1.65	2.5	1/2	0.30m	0.26m	0.23m
basalton op filter op geotextiel	1.60	1.5	2/3	0.57m	0.46m	0.39m
diaboolbekleding op filter op geotextiel	1.40	1.5	2/3	0.73m	0.59m	0.51m
gepenetreerde stortsteen	1.65	1.5	2/3	0.55m	0.45m	0.38m
open steenasfalt op zand	1.15	2.5	2/3	0.47m	0.39m	0.33m

3.1.6 Het berekenen van een asfaltbekleding met de golfklapformule

3.1.6.0 Inleiding

Ter aanvulling van de in dit hoofdstuk gepresenteerde formules voor het berekenen van de dikte van een bekleding worden de "formules" voor het bepalen van de dikte van een asfaltbekleding behandeld. Voor aanvullende informatie omtrent het dimensioneren van een asfaltbekleding wordt verwezen naar de "Leidraad voor toepassing van asfalt in de waterbouw"²⁹.

3.1.6.1 De criteria

Een asfaltbekleding moet voldoen aan de criteria die in paragraaf 1.2.3.2 zijn beschreven:

1. Afschuifcriterium

De bekleding mag t.g.v de belasting niet afschuiven. Onder de bekleding mag de wrijving niet worden overschreden. Te grote trek- en drukspanningen in de bekleding moeten worden voorkomen. De constructie kan op grond van dit criterium worden gedimensioneerd met de formule:

$$h \geq \frac{f \sigma_{wo}}{\rho_a g (f \cos \alpha - \sin \alpha)}$$

waarin:

- h = de dikte van de bekleding (in m);
- σ_{wo} = de maximale wateroverspanning die onder de bekleding kan optreden (in $\frac{N}{m^2}$);
- α = de hellingshoek van het talud (in $^\circ$);
- ρ_a = de dichtheid van het asfalt (in $\frac{kg}{m^3}$);
- ρ_w = de dichtheid van het water (in $\frac{kg}{m^3}$);
- g = de versnelling van de zwaartekracht (in $\frac{m}{s^2}$);
- f = wrijvingscoëfficiënt
 - = $\tan \phi$ indien $\phi < \theta$
 - met ϕ is de hoek van inwendige wrijving van de ondergrond (in $^\circ$);
 - = $\tan \theta$ indien $\phi \geq \theta$
 - met θ is de wrijvingshoek tussen de bekleding en de ondergrond (in $^\circ$).

2. Evenwichtscriterium

Er mag geen basismateriaal door de toplaag uitspoelen. Dit criterium kan buiten beschouwing blijven indien er scheuren of andere onvolkomenheden in de toplaag voorkomen.

3. Opdrijfscriterium

In stormsituaties moet het eigen gewicht van de constructie groter zijn dan de opwaartse kracht die door de golven en de stroming op de bekleding wordt uitgeoefend. De formule luidt:

²⁹

Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen: Leidraad voor de toepassing van asfalt in de waterbouw (1984)

$$h \geq \frac{\sigma_{wo}}{\rho_a g \cos\alpha}$$

De parameters zijn onder 1. verklaard.

4. *Erosie-bestendigheidscriterium*

Dit criterium speelt bij een asfaltconstructie geen rol indien het mineraal aggregaat voldoende door de bitumen wordt vastgehouden.

5. *Golfklapcriterium*

De asfaltplaat moet spanningen en rekken t.g.v buigende momenten kunnen weerstaan. Op grond van dit ontwerpcriterium kan de benodigde asfaltdikte (onder de gegeven omstandigheden) worden bepaald met de formule:

$$h = 635 * \left(\frac{1}{(1-v^2)} \left(\frac{q H^2}{\sigma_b} \right)^4 \frac{S}{C} \right)^{1/5}$$

waarin:

- h = de dikte van de bekleding (in m);
- H = de significante golfhoogte (in m);
- q = een factor die afhankelijk is van de hellingshoek van het talud.

Deze factor kan men in de onderstaande tabel aflezen:

taludhelling	q
1:2	2.3
1:3	2.7
1:4	2.3
1:6	2.0

- σ_b = de bezwijkspanning van het asfalt (in N/m^2);
- S = de stijfheidsmodulus van het asfalt (in N/m^2);
- c = de beddingsconstante van de ondergrond (in N/m^2).
- v = de constante van Poisson van het asfalt.
Voor v kan 0.35 worden aangehouden.

Bepalen van de stijfheidsmodulus: S en de bezwijkspanning: σ_b :
 Asfalt is vermoeiingsgevoelig materiaal. Een spanning σ kan een aantal malen worden opgenomen voordat bezwijken optreedt. Daarom wordt het aantal lastherhalingen n_s in rekening gebracht. Het aantal lastherhalingen n_s kan worden afgelezen in de onderstaande tabel.

HET ONTWERPEN VAN EEN BEKLEDING VOOR EEN ZEEDIJK

significante golf- hoogte: H_s (m)	aantal last- herhalingen: n_s
2	9900
3	8000
4	6950
5	6200
6	5670
7	5250
8	4900
9	4630
10	4400

Nadat het aantal lastherhalingen is bepaald kunnen de stijfheidsmodulus en de bezwijkspanning in de onderstaande tabel worden afgelezen.

mengsel- type:	stijfheids- modulus S (N/m ²)	initiële bezwijkspanning σ_b (N/m ²)				
		aantal lastherhalingen n_s				
		1	100	1000	10000	100000
asfaltbeton	$7.0 \cdot 10^9$	$8.4 \cdot 10^6$	$3.6 \cdot 10^6$	$2.4 \cdot 10^6$	$1.8 \cdot 10^6$	$1.1 \cdot 10^6$
mastiek	$1.0 \cdot 10^9$	$8.6 \cdot 10^6$	$3.4 \cdot 10^6$	$2.2 \cdot 10^6$	$1.4 \cdot 10^6$	$8.6 \cdot 10^5$
dicht steenasfalt	$4.5 \cdot 10^9$	$1.0 \cdot 10^6$	$4.1 \cdot 10^6$	$2.6 \cdot 10^6$	$1.6 \cdot 10^6$	$1.0 \cdot 10^6$
open steenasfalt	$7.0 \cdot 10^8$	$2.4 \cdot 10^6$	$9.1 \cdot 10^5$	$5.5 \cdot 10^5$	$3.4 \cdot 10^5$	$2.1 \cdot 10^5$
gebitumineerd zand	$1.0 \cdot 10^9$	$1.0 \cdot 10^6$	$4.2 \cdot 10^5$	$5.5 \cdot 10^5$	$1.7 \cdot 10^5$	$1.0 \cdot 10^5$

HET ONTWERPEN VAN EEN BEKLEDING VOOR EEN ZEEDIJK

Bepalen van de beddingsconstante: c :

De beddingsconstante kan worden afgelezen in de volgende tabel.

ondergrond		beddingsconstante c (N/m ²)
zand	middelmatig verdicht (proctordichtheid 95 - 100)	$1 \cdot 10^7 - 1 \cdot 10^8$
	goed verdicht (proctordichtheid 95 - 100)	$1 \cdot 10^8 - 3 \cdot 10^8$
zand en klei		$3 \cdot 10^7 - 8 \cdot 10^7$
zand en slib		$2 \cdot 10^7 - 5 \cdot 10^7$
klei	lage compressibiliteit	$3 \cdot 10^7 - 6 \cdot 10^7$
	hoge compressibiliteit	$< 4 \cdot 10^7$
veen		$< 5 \cdot 10^7$
grind		$< 7 \cdot 10^7$
gebitumineerd zand		$< 5 \cdot 10^8$

3.1.6.2 Rekenvoorbeeld

Tot slot van deze paragraaf wordt een voorbeeld behandeld.

Met de golfklapformule wordt de dikte van de asfaltbetonconstructie uit paragraaf 3.1.5.6 gedimensioneerd (in afbeelding 81 omkaderd).

De randvoorwaarden luiden:

$$H_s = 2.00\text{m}$$

$$T_m = 6.00\text{s}$$

De berekening verloopt als volgt:

Voor een significante golfhoogte van $H_s = 2.00\text{m}$ bedraagt het aantal lastherhalingen $n_s = 9900$. Bij een bekleding van asfaltbeton kan bij het aantal lastherhalingen de bezwijkspanning: σ_b en de stijfheidsmodulus: S worden afgelezen, in dit geval $\sigma_b = 1.8 \cdot 10^6 \text{ N/m}^2$ en $S = 7.0 \cdot 10^9 \text{ N/m}^2$. De bekleding wordt rechtstreeks op een zandondergrond aangebracht. Bij een goede verdichting kan voor de beddingsconstante van het zand $c = 18 \cdot 10^8 \text{ N/m}^2$ worden aangehouden.

De dikte wordt bepaald voor een taludhelling van 1:3 en een taludhelling van 1:4.

taludhelling	q	vereiste dikte: $h = 635 * \left(\frac{1}{(1-0.35^2)} \left(\frac{q * 2.0^2}{1.8 * 10^6} \right)^4 \frac{7.0 * 10^9}{1 * 10^8} \right)^{1/5}$
1:3	2.7	0.11m
1:4	2.3	0.09m

Met de formules voor het opdrijf- en afschuifcriterium kan de maximaal toelaatbare wateroverspanning onder de bekleding worden vastgesteld. Indien er grotere wateroverspanningen worden verwacht moet de constructiedikte worden vergroot. Beide criteria worden in dit voorbeeld verder achterwege gelaten.

3.2 Stabiliteitscriteria bij stroming

3.2.0 Inleiding

Een dijkbekleding wordt, behalve door golven, ook door stroming belast. In stromend water oefent het water een schuifkracht uit op de elementen van de bekleding. Het water wil de elementen van de bekleding meevoeren waardoor uitschuring van het talud ontstaat. Dit effect wordt tegengewerkt door het gewicht van de elementen onder water. De krachten die een rol spelen in het evenwicht van een element van een dijkbekleding zijn:

- het gewicht van het element onder water,
- de kracht die de sleepsnelheid uitoefent en
- de cohesie tussen de bekledingselementen.

In het algemeen zijn er twee methoden beschikbaar om de weerstand van een element tegen erosie te beschrijven:

- de schuifspanningsmethode (the method of shear stress), en
- de methode uitgaande van het begin van beweging (the method of permissible velocity).

De eerste methode gaat uit van de fysische parameters die een rol spelen bij erosie. Om de kritieke schuifspanning te bepalen maakt men gebruik van het stabiliteitscriterium van Shields. Stelt men dat de toelaatbare schuifkracht evenredig is met het gewicht van een element onder water, dan kan men de evenredigheidfactor aan de hand van metingen bepalen; deze factor wordt de Shieldsparameter genoemd. Door de toelaatbare schuifkracht uit te drukken in een toelaatbare snelheid kan men bepalen of een element op z'n plaats blijft.

De tweede methode is meer een empirische benadering van het verschijnsel erosie. Op basis van modelonderzoek worden formules ontwikkeld die op het moment "begin van beweging" een waarde geven voor de stroomsnelheid die optreedt.

Worden de resultaten van de verschillende methoden met elkaar vergeleken dan blijken de verschillen aanzienlijk te zijn. (soms zelfs 500% verschil).

Aan de eerste methode wordt hier de voorkeur gegeven, omdat deze beschikt over een betere theoretische basis. Gaat men uit van de tweede methode dan bestaat het gevaar dat men formules toepast in situaties waarvoor ze geen geldigheid hebben: een nieuw modelonderzoek is noodzakelijk. Men dient zich echter te realiseren dat de eerste methode slechts toepasbaar is voor eenvoudige gevallen.

In dit hoofdstuk wordt ingegaan op de stabiliteit van:

- fijn sediment (zand, grind) zonder cohesie,
- grof sediment (stortsteen) zonder cohesie, en
- cohesief sediment (klei).

3.2.1 Fijn sediment zonder cohesie

3.2.1.0 Inleiding

In dit hoofdstuk wordt alleen gekeken naar het gedrag van zand en grind belast door stationaire stroming. Onder stationaire stroming verstaat men een stromingsbeeld dat in de tijd gezien niet verandert. In dit hoofdstuk wordt er van uitgegaan dat de schuifkracht ten gevolge van een ter plaatse heersende stroming groter is dan de schuifkracht die ontstaat ten gevolge van de orbitaalbeweging van de waterdeeltjes tijdens een golfbeweging. De invloed van de golven wordt hierbij achterwege gelaten. Indien men ook de schuifspanning ten gevolge van de orbitaalbeweging in rekening wil brengen moet men een model kiezen dat is gebaseerd op oscillerende stroming.

3.2.1.1 Stabiliteit van zand en grind belast door stationaire stroming

De stabiliteit van een deeltje in stromend water hangt samen met het gewicht van dat deeltje (immers een zwaarder blok kan men moeilijker zijdelings verplaatsen dan een blok met een lager gewicht). Het stromende water oefent een schuifkracht uit op de elementen van een bekleding. Naarmate het gewicht van een element toeneemt moet ook een grotere schuifkracht worden uitgeoefend om het element te verschuiven. Het gewicht van een element onder water is gelijk aan de relatieve dichtheid maal de zwaartekracht en de afmeting van de elementen.

Het basis criterium voor stationaire stroming wordt gegeven met de betrekking:

$$\tau_{cr} = \psi_{cr} (\rho_s - \rho_w) gD \geq \tau_0$$

waarin:

τ_0	=	schuifspanning (in N/m^2);
τ_{cr}	=	kritische schuifspanning (in N/m^2);
ψ_{cr}	=	de parameter van Shields;
D	=	de diameter van de elementen (in m);
g	=	de zwaartekrachtversnelling in m/s^2 .

In de formule komt de parameter van Shields voor. Deze parameter geeft "het begin van bewegen" aan; m.a.w met welke schuifkracht moet de zwaartekracht overwonnen worden om de elementen in beweging te krijgen? Om een waarde te vinden voor deze evenredigheidsfactor legde Shields een verband tussen de schuifspanningssnelheid en het gewicht van de elementen onder water.

$$\psi_{cr} = \frac{U_*^2}{\Delta gD} \quad \text{met} \quad U_* = \sqrt{\frac{\tau_0}{\rho_w}}$$

waarin:

U_*	=	schuifspanningssnelheid (in m/s)
Δ	=	relatieve dichtheid

De waarde van de Shieldsparameter werd aan de hand van modellen onderzocht. Het bleek dat als $4 \leq U_*D \leq 500$ de parameter ψ_{cr} afhankelijk is van het Reynoldsgetal: Re .

Echter indien het Reynoldsgetal ≥ 500 a 600 dan is ψ_{cr} constant:
 $\psi_{cr} = 0.032$: begin van bewegen van sediment.
 $\psi_{cr} = 0.040$: begin van bewegen van stortsteen.

Om een relatie te leggen tussen de snelheid van het water en de toelaatbare schuifkracht kan men gebruik maken van de theorie van Chézy (wordt hier verder niet op ingegaan).

Voor een "open kanaal" geldt volgens Chézy:

$$U_* = \sqrt{\frac{\tau_0}{\rho_w}} = \frac{U \sqrt{g}}{C}$$

met:

$$C = 18 \log\left(\frac{12h}{k_s}\right)$$

waarin: h = de waterdiepte (in m)
 C = de coefficient van Chézy (in $m^{1/2}/s$)
 k_s = de ruwheid van het kanaal (in m)

Schrijven we de formule van Chezy in de volgende vorm:

$$U = U_* C / \sqrt{g}$$

en vullen we in deze formule de betrekking voor de schuifspannings-snelheid: u_* en de Chezy-factor: C in dan vinden we:

$$U = \frac{\sqrt{(\psi_{cr} \Delta g D)} C}{\sqrt{g}}$$

$$\frac{U}{\sqrt{(\Delta D)}} = C \sqrt{\psi_{cr}} = 18 \log(12 h/k_s) \sqrt{\psi_{cr}}$$

In de literatuur komt men deze formule vaak tegen in de vorm:

$$\frac{U}{\sqrt{\Delta g D}} = \frac{18}{\sqrt{g}} \log\left(\frac{12h}{k_s}\right) \sqrt{\psi_{cr}}$$

De ruwheid is voor de verschillende materialen vast te stellen; zo geldt voor:

- een sediment met uniforme korrelverdeling:

$$k_s = (1 \text{ a } 2) D_{90}.$$

- een goed gegradeerd sediment:

$$k_s = (1 \text{ a } 3) D_{90}.$$

De ruwheid van een fijn sediment wordt geschat op:

$$k_s = D_{90} \approx 2 D_{50};$$

en de ruwheid van een grof sediment wordt geschat op:

$$k_s = 3 D_{90} \approx 6 D_{50};$$

Vullen we dit in dan vinden we een stabiliteitsformule voor fijn sediment (zand) en grof sediment (grind).

fijn sediment (zand):

$$\frac{U_{cr}}{\sqrt{\Delta D_{50} g}} = 5.75 \log\left(\frac{6h}{D_{50}}\right) \sqrt{\psi_{cr}}$$

grof sediment (grind):

$$\frac{U_{cr}}{\sqrt{\Delta D_{50} g}} = 5.75 \log\left(\frac{2h}{D_{50}}\right) \sqrt{\psi_{cr}}$$

3.2.1.2 De invloed van de taludhelling en de golfinvalshoek op de schuifspanning

De maximaal toelaatbare schuifspanning wordt begrensd door:

- de helling van het talud;
- de golven die langs het talud oplopen (golfoploop);
- de hoek die de stromingsrichting van het invallende golfveld maakt met de normaal op het dijktalud.

Voor verschillende omstandigheden zijn reductiefactoren voor de schuifspanning afgeleid.

1. als de bodem een hoek β met het horizontale vlak maakt en de golven loodrecht op het dijktalud invallen:

De reductiefactor bedraagt in dit geval:

$$K_s = \frac{\tau(\beta)}{\tau(\theta)} = \frac{\sin(\theta - \beta)}{\sin(\theta)}$$

waarin:

θ = de hoek van inwendige wrijving van het materiaal.

2. als het talud een hoek α met het horizontale vlak maakt en de golven evenwijdig aan het dijktalud invallen:

De reductiefactor bedraagt in dit geval:

$$K_\alpha = \frac{\tau(\alpha)}{\tau(\theta)} = \sqrt{1 - \frac{\sin(\alpha)^2}{\sin(\theta)^2}}$$

3. als de bodem een hoek β en het talud een hoek α met het horizontale vlak maakt en de golven evenwijdig aan het dijktalud invallen:

De reductiefactor bedraagt in dit geval:

$$K_{\alpha, \beta} = K_\alpha * K_\beta$$

4. voor golfoploop als de golven loodrecht op het dijktalud invallen:

De reductiefactor bedraagt in dit geval:

$$K_{\alpha, op} = (\cos\alpha - f\sin\alpha) = \cos\alpha (1 - f\tan\alpha)$$

5. voor golfneerloop als de golven loodrecht op het dijktalud invallen:

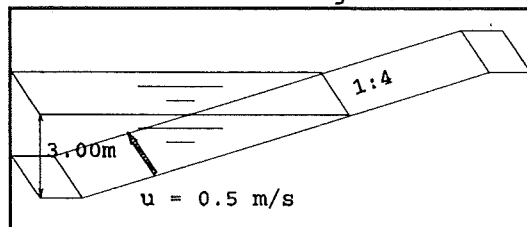
De reductiefactor bedraagt in dit geval:

$$K_{\alpha, neer} = \cos\alpha$$

Omdat de formules zijn afgeleid voor stortsteen blijken de uitkomsten, bij het toepassen van de formules voor andere typen bekleding, aan de conservatieve kant te zijn (immers ze zijn afgeleid voor losse elementen).

3.2.1.3 Voorbeeld

We beschouwen de volgende situatie:



$$U = 0.50 \text{ m/s.}$$

De helling van het talud bedraagt 1:4.

Het water vlak voor het dijklichaam is 3.00m diep.

Afbeelding 82 Rekenvoorbeeld

De formule voor fijn sediment (zand) luidt:

$$\frac{U_{cr}}{\sqrt{\Delta D_{50} g}} = 5.75 \log \left(\frac{6h}{D_{50}} \right) \sqrt{\Psi_{cr}}$$

Deze formule kan worden geschreven als:

$$D_{50} = \frac{\frac{U_{cr}^2}{\Delta g}}{5.75^2 \log^2 \left(\frac{6h}{D_{50}} \right) \Psi_{cr}}$$

Bij een hoek van inwendige wrijving van 30°, en een vlakke bodem voor het dijktalud ($\beta = 0^\circ$) geldt de volgende reductiefactor voor de schuifspanning:

$$K_{\alpha, \beta} = K_{\alpha} * K_{\beta} = \frac{\sin(\theta - \beta)}{\sin(\theta)} * \sqrt{1 - \frac{\sin^2(\alpha)}{\sin^2(\theta)}} = 1 * \sqrt{1 - \frac{\sin^2(14^\circ)}{\sin^2(30^\circ)}} = 0.875$$

M.a.w $\Psi_{cr} \approx 0.875 * 0.32 = 0.028$

Na het invullen van de verschillende parameters volgt de vergelijking:

$$D_{50} = \frac{\frac{0.5^2}{1.65 * 9.81}}{5.75^2 * \log^2 \left(\frac{6 * 3.0}{D_{50}} \right) * 0.028}$$

Door een waarde voor D_{50} te kiezen kan via dit rekenproces een nieuwe D_{50} bepaald worden. De berekening is voltooid als (binnen een zekere nauwkeurigheid) de berekende diameter gelijk is aan de ingevulde diameter. Hieruit volgt dat $D_{50} > 0.001m$.

3.2.2 Grof sediment zonder cohesie

3.2.2.1 Empirische formule

Om een dijkbekleding bestaande uit breuksteen of een aanverwante constructie te kunnen berekenen ontwikkelde Pilarczyk (1989) een empirische formule. Hij kwam tot deze betrekking door een aantal formules, ontwikkeld op basis van modelonderzoek, te combineren:

$$\Delta_m D_N = \phi_c K_T \frac{0.035}{\psi_{cr}} K_h \frac{1}{K_s} \frac{U^2}{2g}$$

waarin:

D_n	=	de dikte van de (een) constructie(element) (in m).
Δ_m	=	de relatieve dichtheid van de dijkbekleding.
ϕ	=	een stabiliteitsfactor voor stroming.
ψ_{cr}	=	de parameter van Shields.
U	=	de gemiddelde stroomsnelheid (in m/s).
g	=	de zwaartekrachtversnelling (in m/s ²).
K_h	=	factor voor de diepte (of het snelheidsprofiel).
K_T	=	factor voor de turbulentie.
K_s	=	een reductiefactor voor de helling van het talud, hoek van golfval en de golfoploop (is in paragraaf 3.2.1.3 ter sprake geweest)

3.2.2.2 Toepassing van de formule

Door de verschillende parameters en coëfficiënten aan te passen is de formule te gebruiken voor verschillende typen dijkbekledingen.

1. bepaling van D_n en Δ_m

We kijken achtereenvolgens naar:

- stortsteen;
- zetsteen en blokkenmatten;
- schanskorf-, mat-, en asfaltconstructies.

a. stortsteen:

Bij de bepaling van de nominale steendiameter van stortsteen gaat men uit van de mediane steenmassa: $D_n = (W_{50}/\rho_s)^{1/3}$.

Een tweede mogelijkheid is gebruik te maken van het verband tussen de nominale korreldiameter en de mediane korreldiameter: $D_n = 0.85 D_{50}$.

De relatieve dichtheid Δ_m is gelijk aan het steengewicht onder water:

$$\Delta_m = (\rho_s - \rho_w) / \rho_w$$

waarin:

D_n	=	nominale steendiameter (in m).
W_{50}	=	mediane steenmassa (in kg).
Δ_m	=	de relatieve dichtheid van de dijkbekleding.
ρ_s	=	de volumieke massa van steen (in kg/m ³).
ρ_w	=	de volumieke massa van water (in kg/m ³).
n	=	de porositeit.

b. zetsteen en blokkenmatten:

Bij dit type constructie wordt voor de nominale steendiameter de dikte van een element (blok) en voor de relatieve dichtheid het elementgewicht onder water aangehouden ($= \Delta_m$).

c. schanskorf- mat- en asfaltconstructies:

Nu wordt de nominale steendiameter gelijkgesteld aan de gemiddelde dikte van de mat, en is de relatieve dichtheid afhankelijk van de porositeit van het bulkmateriaal: $\Delta_m = (1-n)\Delta$.

2. bepaling van de Shieldsparameter : ψ_{cr}

De volgende waarden voor ψ_{cr} worden aangehouden:

ψ_{cr}	=	0.035	:	stortsteen.
ψ_{cr}	=	0.050	:	vrijliggende blokken.
ψ_{cr}	=	0.070	:	blokkenmatten, asfaltmatrassen, schanskorven.
ψ_{cr}	≤	0.100	:	bulk materiaal in schanskorven en matrassen.

3. bepaling van de factoren K_h en K_T

De volgende waarden voor K_h en K_T worden aangehouden:

K_h	=	$2/\log(10h/k_s)^2$:	logaritmisch snelheidsprofiel.
K_h	=	$(h/D_n)^{-0.2}$:	niet volledig ontwikkeld snelheidsprofiel.
K_T	=	1.0	:	normaal turbulente omstandigheden.
K_T	=	1.5	:	onder normale omstandigheden, stilstaand water, bochten: (straal/breedte ≥ 2).
K_T	=	2.0	:	grote turbulentie (watersprong, scherpe bochten: straal/breedte ≤ 2).

waarin:

D_n	=	nominale steendiameter (in m).
h	=	de waterdiepte (in m)
k_s	=	de ruwheid van de elementen (in m).

Bij deze factoren moeten enkele opmerkingen geplaatst worden.

Ten eerste kan men de factor K_h achterwege laten ($K_h = 1$) indien $h/D_n \leq 5.0$. Men kan deze factor ook achterwege laten als men in formule () niet de gemiddelde stroomsnelheid maar de snelheid die optreedt bij de bodem, invult, bovendien mag men dan voor K_T bij scherpe buiten bochten: 1.5 à 2.0 aanhouden.

4. Bepaling van de stabiliteitsfactor ϕ_c

De volgende waarden worden voor ϕ_c aangehouden:

ϕ_c	=	1.00 - 1.50	:	zwaar belaste randen en hoeken.
ϕ_c	=	0.50 - 0.75	:	continue bescherming.
ϕ_c	=	0.75	:	stortsteen.

De waarde van ϕ_c is afhankelijk van het type dijkbekleding, maar vooral ook van de uitvoering in het werk. Bij de berekening kan men dan ook beter de hoge waarden voor ϕ_c aanhouden.

De lage waarden voor ϕ_c gelden bij "bekledingen van een hoge kwaliteit": onderling verbonden blokkenmatten, schanskorfconstructies, zetsteen ingebed in grout etc, bij het toepassen van goede filterconstructies, en als men enige beweging van het sediment toelaat. Past men stortsteen toe op een goed geëgaliseerde ondergrond dan mag men voor ϕ_c : 0.5 aanhouden, anders geldt $\phi_c = 0.75$.

De stabiliteit van los geplaatste blokken kan men verbeteren door de tussenruimten op te vullen met een granulaair materiaal of grout. Om te voorkomen dat het granulaire materiaal tussen de blokken uitspoelt moet men de diametergrootte van het vulmateriaal aanpassen aan de grootte van de blokken: d (grout) $\geq 0.3 \cdot D_n$. Door de blokken in verband te plaatsen kan men voorkomen dat een lange voeg lengte ontstaat.

Ook de randen van een constructie verdienen speciale aandacht. Voor de in rekening te brengen factor ϕ_c is de onderliggende constructie van groot belang. Zo geldt voor zetsteen op een zinkstuk van rijs-hout $\phi_c = 1.50$, en zetsteen geplaatst op een geotextiel $\phi_c = 1.00$.

De rand van een constructie die zwaar belast wordt is b.v.:

- de overgang tussen matten, of
- de boven en onderkant van een glooiingsconstructie.

Wordt de rand of een hoek van een constructie belast door stroming uit verschillende richtingen dan is het verstandig de conservatieve waarden voor ϕ_c aan te houden.

In de praktijk wordt bij de berekening van de gehele constructie vaak uitgegaan van ϕ_c -waarden die gelden voor de randen.

Het toepassen van de lage waarden voor ϕ_c is alleen mogelijk indien men speciale voorzieningen treft. Zo moeten b.v. de randen beschermd worden tegen omklappen.

Men dient te bedenken dat de hier gegeven ϕ_c -waarden niet alle mogelijke omstandigheden dekken. Elk geval kent weer een andere ϕ_c -factor.

Het verdient aanbeveling om bij grote projecten de verschillende coëfficiënten en factoren via een modelonderzoek nader te bepalen.

3.2.2.3 Voorbeeld

Om het een en ander toe te lichten geven we een voorbeeld. De verdediging van een talud bestaat uit een stortsteenbekleding op een kunststof filter. Verder wordt er uitgegaan van de volgende gegevens:

$h = 1.00$ m.
 $u = 1.20$ m/s.

De helling van het talud bedraagt 1:3 ($\alpha = 18.43^\circ$).

Voor de hoek van inwendige wrijving van het breuksteen wordt 40° aangehouden.

De steendiameter kan worden bepaald met de formule:

$$\Delta_m D_N = \phi_c K_T \frac{0.035}{\psi_{cr}} K_h \frac{1}{K_s} \frac{u^2}{2g}$$

Voor de verschillende parameters geldt:

- $\phi_c = 0.75$: stortsteen op een kunststof filter. Omdat er niet van kan worden uitgegaan dat de ondergrond goed geegaliseerd is wordt de grootste waarde van ϕ_c aangehouden.
- $\psi_{cr} = 0.035$: de waarde voor de Shieldsparameter van stortsteen bij het begin van beweging.
- $K_T = 1.0$: er wordt uitgegaan van een normaal stromingsbeeld.
- $K_h = 2 / \log(10h/k_s)^2$: een logaritmisch snelheidsprofiel
- $k_s = 3 \cdot D_{50}$

Voor de relatieve dichtheid kan 1.65 worden aangehouden.
De reductiefactor voor de helling van het talud en hoek van golfinval: K_s volgt uit:

$$K_{\alpha,\beta} = K_\alpha * K_\beta = \frac{\sin(\theta-\beta)}{\sin(\theta)} * \sqrt{1 - \frac{\sin^2(\alpha)}{\sin^2(\theta)}} = 1 * \sqrt{1 - \frac{\sin^2(18.43^\circ)}{\sin^2(40^\circ)}} = 0.871$$

Door gebruik te maken van het verband tussen de nominale korreldiameter en de mediane korreldiameter: $D_n = 0.85 D_{50}$ kan de volgende relatie worden opgesteld:

$$D_{50} = \frac{1}{\Delta_m * 0.85} * \phi_c * K_T * \frac{0.035}{\psi_{cr}} * \frac{2}{\log^2\left(\frac{10 * h}{3 * D_{50}}\right)} * \frac{1}{K_s} * \frac{u^2}{2g}$$

$$D_{50} = \frac{1}{1.65 * 0.85} * 0.75 * 1.0 * \frac{2}{\log^2\left(\frac{10 * 1.0}{3 * D_{50}}\right)} * \frac{1}{0.871} * \frac{(1.20)^2}{2 * 9.81}$$

Door een waarde voor D_{50} te kiezen kan via dit rekenproces een nieuwe D_{50} bepaald worden. De berekening is voltooid als (binnen een zekere nauwkeurigheid) de berekende diameter gelijk is aan de ingevulde diameter. Hieruit volgt dat $D_{50} > 0.017m$.

3.2.3 Cohesief sediment

In de paragrafen 3.2.1 en 3.2.2. zijn twee materialen de revu gepaard die geen cohesie hebben. Bij klei moet men de cohesie in rekening brengen. Immers cohesie heeft een gunstige invloed op de weerstand tegen uitschuring. Omdat er nog te weinig gegevens bekend zijn om een theoretische basis te rechtvaardigen wordt hier volstaan met enkele richtlijnen voor de grootte van de optredende kritische stroomsnelheid (U_{cr}).

- compacte klei (voids ratio = 0.50)
: $U_{cr} = 0.80$ m/s.
- stijve klei (voids ratio = 0.25)
: $U_{cr} = 1.50$ m/s.
- met gras beklede klei
: $U_{cr} = 2.00$ m/s.
- met gras beklede klei-banken
: $U_{cr} \leq 3.00$ m/s.

3.3 Bescherming tegen uitspoeling.³⁰

3.3.0 Inleiding.

Een oorzaak van het bezwijken van een dijkbekleding is het uitspoelen van het basismateriaal. Om uitspoeling te voorkomen worden eisen gesteld aan de doorlatendheid dus de korreldiameter van een bekledingsconstructie. Aan de andere kant moet de constructie een zekere doorlatendheid hebben om het ontstaan van overdrukken onder een bekleding te voorkomen. Het zal duidelijk zijn dat verschillende factoren de diameter van toplaag en eventueel filtermateriaal bepalen. Enkele factoren die een rol spelen zijn:

- *zanddichtheid.*
Om te voorkomen dat het basismateriaal uitspoelt moet de bekledingsconstructie voldoende zanddicht zijn.
- *waterdoorlatendheid.*
Er mogen geen wateroverdrukken onder de bekleding ontstaan; anders kan de bekleding van het talud afgedrukt worden. Het water moet vrij af kunnen stromen.
- *voorkomen van verstopping van het filter.*
Als het filter verstopt, kunnen er wateroverdrukken onder de bekleding ontstaan.
- *interne stabiliteit.*
Een grote stromingsdruk op filtermateriaal kan de korrels doen verplaatsen binnen de verschillende dijkelementen. De stabiliteit van de bekleding wordt bedreigd.

Al deze factoren beperken de keuze van de korrelafmetingen.

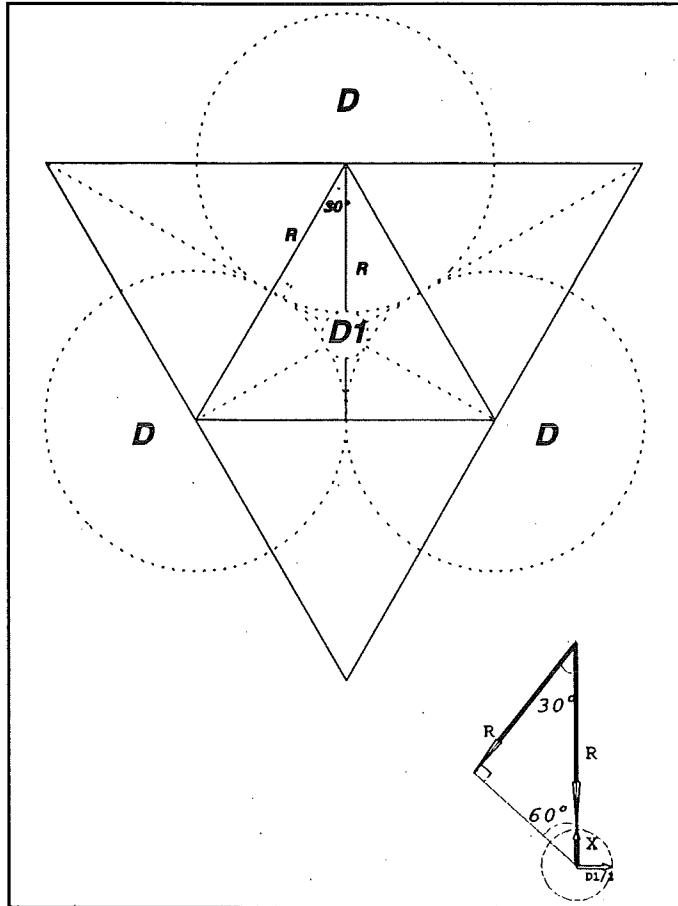
Ter illustratie wordt hier aangegeven wat de maatgevende korreldiameter van het filtermateriaal moet zijn om uitspoeling te voorkomen. Om uitspoeling van korrels te voorkomen moet de korreldiameter kleiner zijn dan de ruimte die aanwezig is tussen de korrels binnen een korrelstapeling. De korrelafmetingen kunnen worden afgeleid uit de geometrie van een korrelstapeling.

Hierbij wordt aangenomen dat korrels bolvormig zijn. Er wordt onderscheid gemaakt tussen:

³⁰

dichtgepakt materiaal:

De ruimte tussen de korrels wordt gelijk gesteld aan de ruimte die ontstaat bij een stapeling van drie korrels. De tussenruimte is nu gelijk aan c.a 0.154 maal de diameter van de korrels.



afleiding:

$$\begin{aligned}
 h &= R / \sin 60^\circ \\
 &= R / (\sqrt{3} / 2) \\
 &= 2/3 * \sqrt{3} * R \\
 x &= (2/3 * \sqrt{3} - 1) * R \\
 &= 0.1547 * R \\
 &= R / 6.5
 \end{aligned}$$

Afbeelding 83 Dichtgepakt materiaal

$$D_1 \approx \frac{1}{6.494} D \quad W_1 \approx \left(\frac{1}{6.494} \right)^3 W \approx \frac{W}{275}$$

losgepakt materiaal:

De ruimte tussen de korrels wordt gelijkgesteld aan de ruimte die ontstaat bij een stapeling van vier korrels. De tussenruimte is nu gelijk aan c.a 0.414 maal de diameter van de korrels.

$$D_1 \approx \frac{1}{2.414} D \quad W_1 \approx \left(\frac{1}{2.414} \right)^3 W \approx \frac{W}{14}$$

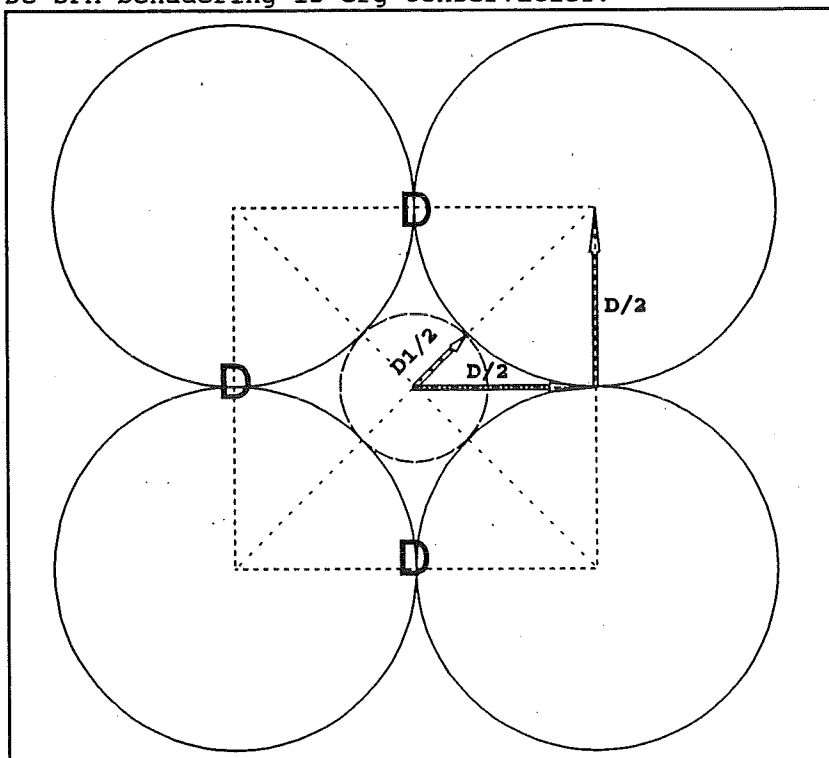
De laatste benadering voor het berekenen van maatgevende korreldiameter wordt gegeven in de Shore Protection Manual (SPM, 1984), waar- bij wordt aangehouden:

$$W_1 = \frac{W}{10} \quad \text{à} \quad \frac{W}{15}$$

Voor meerdere lagen wordt aangehouden:

$$W_n = \frac{\left(\frac{1}{14}\right)^n W}{14} \quad \text{Stel } n = 2 \Rightarrow W_2 = \frac{W}{196} \approx \frac{W}{200}$$

De SPM-benadering is erg conservatief.



Afbeelding 84 Losgepakt materiaal

afleiding:

$$x = D_1/2 = (D/2)^2 - D/2 = (1.44 - 1.00) * D/2 = 0.44 * (D/2).$$

$$D_1 = 0.44 * D = D / 2.5.$$

Het hierboven beschreven principe noemt men een geometrisch stabiel filter. Behalve geometrisch stabiele filters onderscheidt men ook hydraulisch stabiele filters. Bij een hydraulisch stabiel filter wordt gekeken naar de stroomsnelheid van water die kan optreden in de poriën van een korrelskelet, en het gevaar dat kleinere deeltjes ten gevolge van deze stroming in beweging komen. Bij een hydraulisch stabiel filter wordt ervan uitgegaan dat deze deeltjes onder invloed van deze stroming niet verplaatsen. Als dit niet gebeurt kan ook geen uitspoeling plaatsvinden door het filter. Deze hoeft dan niet zo dicht te zijn als een geometrisch stabiel filter. Gaat men uit van een hydraulisch stabiel filter dan kan men volstaan met een kleinere diameter van de onderliggende lagen. De snelheden in een filter zijn echter moeilijk te bepalen, zodat de kans op uitspoeling blijft bestaan. Bij het toepassen van een geometrisch stabiel filter rekent men als het ware aan de veilige kant. Om de optimale filterafmetingen te kunnen bepalen zijn dus meer criteria nodig dan alleen het de criterium uitspoeling. Deze criteria staan bekend onder de naam: "Filterwetten".

3.3.1 De filterwetten.

Om de filterwetten te kunnen definiëren wordt gebruik gemaakt van een parameter die representatief is voor de gradering van een filtermateriaal. Er zijn meerdere karakteriseringingen voor de korreldiameter in omloop, zoals: D_{15} , D_{50} , of D_{90} .

Onder D_{15} D_{50} D_{90} verstaat men de korreldiameter die door respectievelijk 15% 50% 90% (gewichtspcenten) van de gradering onderschreden wordt. In de filterwetten vindt men verder de aanduidingen:

f = filter.
t = toplaag
b = basis of dijklichaam.

criteria:

zanddichtheid: $D_{15f} / D_{85b} \leq 4 \text{ à } 5$.

waterdoorlatendheid: $D_{15f} / D_{15b} \geq 4 \text{ à } 5$.

verstoppn filter: $D_{50f} / D_{50b} \leq 20 \text{ à } 25$.

interne stabiliteit: $D_{50} / D_{10} \leq 10 \Rightarrow$ stabiel.

$D_{50} / D_{10} \geq 20 \Rightarrow$ niet stabiel.

porositeit: $D_{15} < 6.5 \cdot 10^{-3} \cdot D_{b50}^{0.33} / n^{1.33} < 5 D_{b50}$
met n = de porositeit van het filter.

geldig indien: $(\cot \alpha \geq 3)$; $0.2 < n < 0.4$;
 $0.1 \text{mm} < D_{b50} < 0.5 \text{mm}$.

In de praktijk blijkt het moeilijk om een goed granulaair filter te realiseren.

De uitvoering vereist vaak erg dikke lagen, vooral bij uitvoering onder water. Lagen dunner dan 0.5m zijn onder water beslist niet te maken.

Bovendien is een granulaair filter een relatief dure constructie. Een andere oplossing om uitspoeling van het onderliggende materiaal te voorkomen is het toepassen van een geotextiel.

3.3.2 Eisen die men stelt aan een geotextiel

Een geotextiel moet enerzijds waterdoorlatend zijn om overdrukken onder de constructie te voorkomen; anderzijds moeten de openingen transport van onderliggend materiaal door het geotextiel onmogelijk maken. Het zal duidelijk zijn dat dit eisen stelt aan de openingen in het geotextiel.

Over het algemeen kan men het volgende aanhouden:

$O_{90} \leq D_{90b}$.

waarbij:

O_{90} = de zanddichtheidsparameter voor het geotextiel.

Om deze waarde te bepalen bestaan er verschillende technieken. De O_{90} wordt als volgt bepaald:

Door het geotextiel worden een aantal standaard fracties gezeefd, allen met een zeef tijd van vijf minuten. De gemiddelde diameter van de fractie waarvan 90% op het geotextiel blijft liggen wordt O_{90} genoemd. Behalve een O_{90} kent men ook een O_{98} .

In Nederland wordt in de praktijk een lichtere eis aangehouden:

$O_{90} \leq (1 \text{ a } 2) D_{90b}$.

Echter om deze eis te kunnen toepassen moeten ook nadere eisen gesteld worden aan de doorlatendheid van het filterdoek.

$k_{\text{geotextiel}} \geq (2 \text{ à } 20) k_{\text{ondergrond}}$

: ondergrond met uniforme korrelverdeling.

$k_{\text{geotextiel}} \geq (5 \text{ à } 50) k_{\text{ondergrond}}$

: ondergrond met goed gegradeerde korrelverdeling.

3.4 Overgangsconstructies

3.4.0 Inleiding.

Een dijklichaam bestaat uit verschillende constructies: de teenconstructie, de bekleding op het binnen en het buitenbeloop, een evt plasberm etc. Alle onderdelen moeten degelijk geconstrueerd worden. De dijk is zo sterk als de zwakste schakel. De overgangen tussen de verschillende constructies moeten goed worden beschermd. In de praktijk blijkt dit vaak de plaats te zijn waar problemen ontstaan. Erosie ontstaat vaak ter plaatse van een overgang tussen twee verschillende elementen (bijv. daar waar de teen overgaat in het buitentalud, of aan de bovenkant van de bekleding bij de aansluiting op de grasmat).

Ook bij het aanpassen van bestaande dijklichamen moet men de nodige aandacht besteden aan de overgangsconstructies. Vaak wordt een bestaande dijk gedeeltelijk voorzien van een nieuwe bekleding. De grens tussen de oude en de nieuwe constructie moet dan goed worden beschermd.

In het algemeen kan gesteld worden dat overgangsconstructies zoveel mogelijk moeten worden voorkomen. De overgangsconstructies die men toepast moeten nauwkeurig worden uitgevoerd.

*In de zwaarst aangevallen zône mag men geen overgangsconstructie toepassen. Voor de zwaarst belaste zone kan men stil water lijn - H , à $2 * H$, tot stil water lijn + H , à $1/2 * \text{golfploophoogte}$ aanhouden.*

3.4.1 De invloed van overgangsconstructies op het ontstaan van schade.

Uit inventarisatie van schade aan dijkbekledingen blijkt het ontstaan van schade vaak samen te hangen met de aanwezigheid van een overgangsconstructie.

Enkele schademechanismen die door een overgangsconstructie kunnen ontstaan zijn:

1. het uitlichten van een element
2. het afschuiven of opdrukken van de bekleding
3. erosie of uitspoeling van materiaal uit de ondergrond
4. interne erosie van het filter
5. erosie van het filter
6. erosie van klei

ad 1.

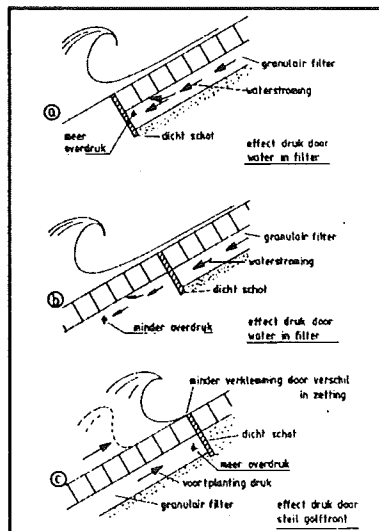
Door een overgangsconstructie te maken kan ter plaatse een minder waterdoorlatend element worden geïntroduceerd. Ter plaatse kunnen wateroverdrukken ontstaan, waardoor elementen uit de bekleding worden gelicht. De figuren a $1/m$ c in afbeelding 85 geven een indruk omtrent de gevolgen van de aanwezigheid van een overgangsconstructie.

ad 2.

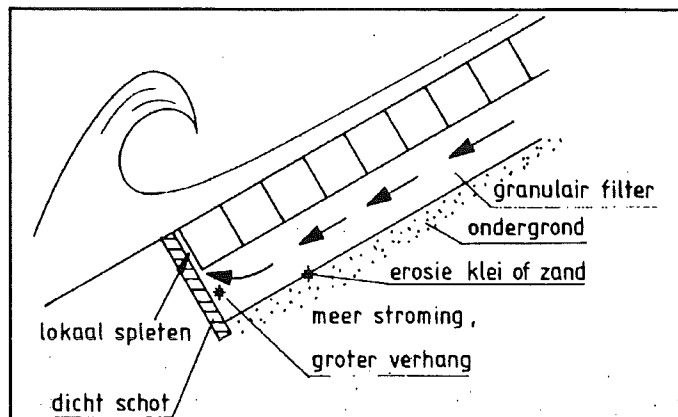
Ten gevolge van een minder waterdoorlatend element ter plaatse van de teen van een dijklichaam wordt de waterafvoer van de boven de teen gelegen bekleding bemoeilijkt. De bekleding kan worden opgelicht en afschuiven (afbeelding 87).

ad 3/4/5.

Bij een overgangsconstructie met een verticale naad die doorloopt in de filterlaag en de ondergrond, kan ter plaatse een geconcentreerde waterstroming ontstaan. De erosie neemt toe, onder de bekleding gelegen filtermateriaal en basismateriaal kan uitspoelen (afbeelding 86).

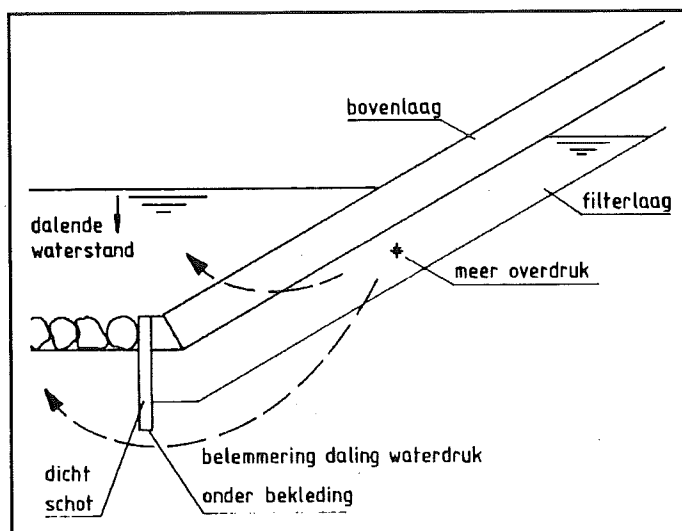


Afbeelding 85
 Uitlichten van een los element door golfbeweging.

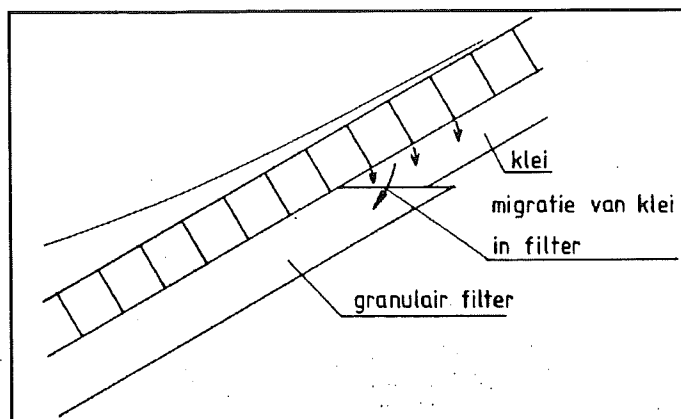


Afbeelding 86
 Erosie van filtermateriaal ten gevolge van een doorlopende spleet in het filtermateriaal.

Bij een aansluiting tussen twee onderlagen, bijvoorbeeld een mijnsteen filterlaag en een zandlaag, kan op het scheidingsvlak erosie ontstaan omdat ter plaatse niet aan de filterwetten wordt voldaan (afbeelding 88).



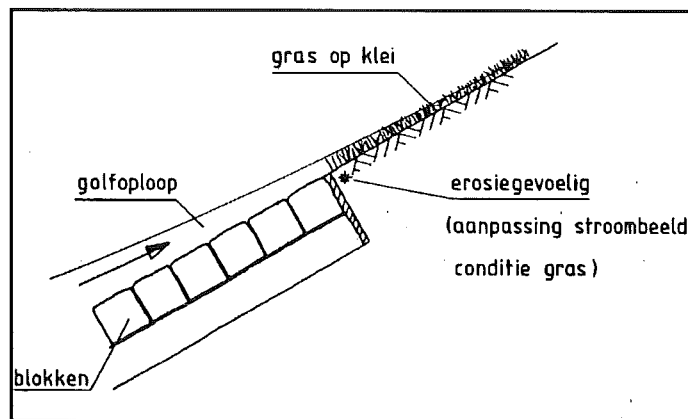
Afbeelding 87
Afschuiven of opdrukken van de bekleding ten gevolge van wateroverdrukken.



Afbeelding 88
Erosie van filtermateriaal doordat op het scheidingsvlak niet aan de filterwetten wordt voldaan.

ad 6.

Bij golfoploop tot boven de overgang van een harde bekleding naar gras op klei kan erosie ontstaan door de verandering van het stromingsbeeld bij de overgang. Bovendien is de kwaliteit van de klei daar vaak minder zodat erosie makkelijker kan optreden. Een oplossing is om over enige lengte doorgroei stenen aan te brengen.



Afbeelding 89

Erosie van klei ter plaatse van de bovenbegrenzing van de harde bekleding.

3.4.2 Eisen aan overgangsconstructies, ontwerpoverwegingen

Een "goede overgangsconstructie" moet aan een aantal eisen voldoen:

- a. opsluiten van de bekleding
- b. het beschermen van de ondergrond
- c. gronddicht en filterende werking
- d. flexibiliteit
- e. duurzaamheid
- f. uitvoerbaarheid

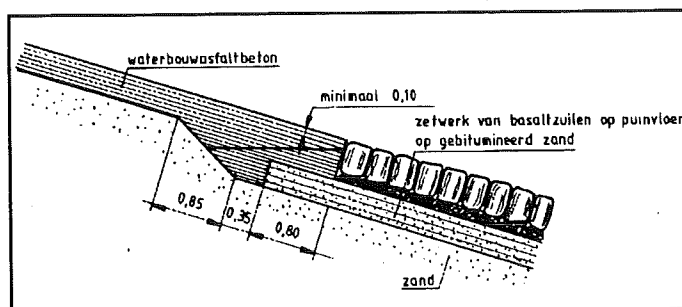
ad a.

Een overgangsconstructie moet een bekleding voldoende opsluiten om te voorkomen dat de bekleding afglijdt van het talud, afbrokkelt of desintegreert. Een bekledingsconstructie is onder ontwerpomstandigheden niet altijd stabiel tegen afschuiven. De overgangsconstructie die de bekleding aan de onderzijde begrenst moet voldoende sterk zijn om afschuiven te voorkomen.

Bij het toepassen van perkoenpalen of een damwand moet enige vervorming van deze constructies in rekening worden gebracht. Beter is de krachten, die de bekleding doen afschuiven, op te vangen met een aansluitende bestorting van breuksteen.

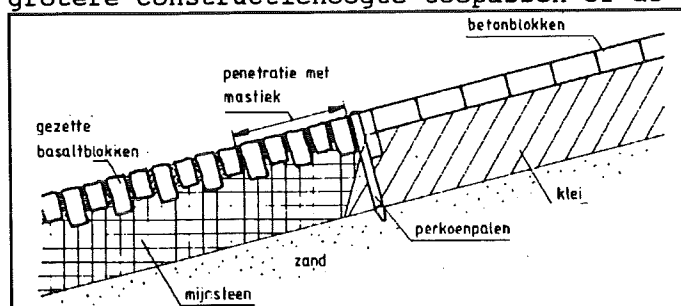
ad b.

Om te voorkomen dat een overgangsconstructie een zwak element in de taludbescherming vormt, moet zij minstens even sterk zijn als de de zwaarste van de aansluitende bekledingen. Ter plaatse van een overgang tussen een open en een gesloten toplaag dient een van de onderlagen over een enige breedte te worden doorgezet. Een naad die doorloopt over de volledige hoogte van een bekleding moet worden voorkomen. Het verhoogt de kans op uitspoelen van onder de toplaag gelegen materiaal.



Afbeelding 90
De overgang tussen een open en een gesloten toplaag.

Om wateroverdrukken te voorkomen is het beter geen discontinuïteit, bijv een damwand, in een filterlaag aan te brengen. Bij het ontbreken van alternatieven kan men ter plaatse een grotere constructiehoogte toepassen of de toplaag penetreren.



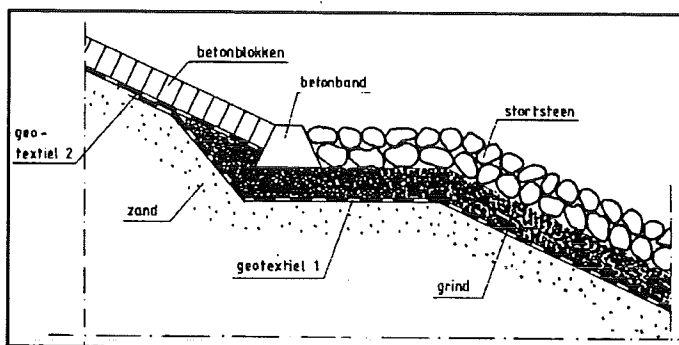
Afbeelding 91
Het toepassen van penetratie ter plaatse van een overgangsconstructie.

ad c.

Een overgangsconstructie dient de zelfde bescherming te bieden tegen het uitspoelen van ondergelegen materiaal als de overige bekledingen. Bovendien moet het ontstaan van wateroverdrukken worden voorkomen.

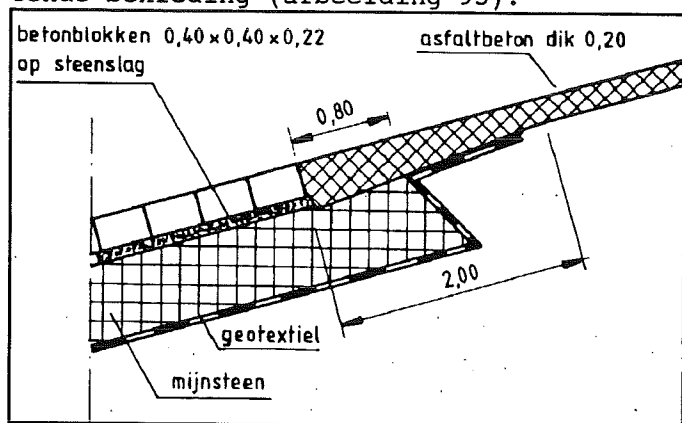
Bij de overgang tussen twee filterende bekledingen moet er op worden gelet dat het onderliggende filtermateriaal goed blijft functioneren. Het filter mag niet worden onderbroken en er mag geen doorgaande verticale naad worden aangebracht. Het beste is om een van de beide filtermaterialen over enige breedte door te zetten onder de aansluitende toplaag (afbeelding 92).

Bij de overgang tussen twee ondoorlatende bekledingen moet worden voorkomen dat er lekkage ontstaat op de aanluiting van de ene op de andere constructie. Uitspoelen van onderliggend materiaal door de overgang zou het gevolg kunnen zijn.



Afbeelding 92
De overgang tussen twee filterende bekledingen.

Bij de overgang tussen een filterende bekleding en een waterdoorlatende bekleding kan men wateroverdrukken aan de zijde van de ondoorlatende bekleding afvoeren door het filtermateriaal over enige breedte door te zetten onder de ondoorlatende toplaag. Men moet voorkomen dat de wateroverdrukken ten gevolge van de golven zich via het filter onder de ondoorlatende bekleding voortplanten. Daartoe kan het geotextiel onder het filter worden aangesloten op de ondoorlatende toplaag van de aansluitende bekleding (afbeelding 93).



Afbeelding 93
De overgang tussen een filterende bekleding en een ondoorlatende bekleding.

ad d.

Een overgangsconstructie moet zettingen van de ondergrond kunnen volgen. Als aan weerszijden van een overgangsconstructie verschillende funderingsmaterialen voorkomen, moet het verschil in zetting kunnen worden opgevangen door de overgangsconstructie zonder dat een of meerdere functies niet meer kunnen worden vervuld.

Door een overgangsconstructie trapsgewijs uit te voeren kunnen zettingsverschillen aan weerszijden van de overgang worden opgevangen.

Verskil in zetting kan gepaard gaan met vermindering van de inklemming van zuilen. Een oplossing is de zuilen over enige lengte te penetreren. (afbeelding 91).

ad e.

Er moet worden voorkomen dat onderhoud aan een overgangsconstructie leidt tot vervanging van een nog duurzame bekleding. Een overgangsconstructie moet even duurzaam zijn als de aansluitende bekledingen.

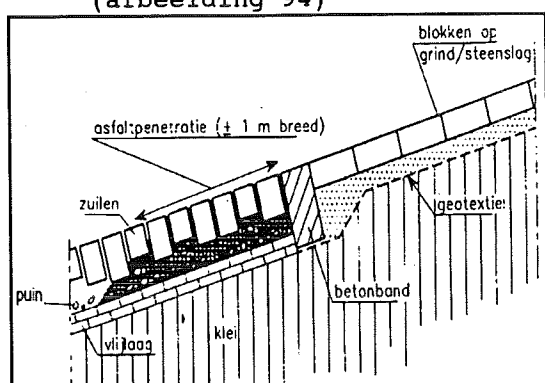
ad f.

Een overgangsconstructie moet goed uitvoerbaar zijn.

3.4.3 Enkele voorbeeldconstructies

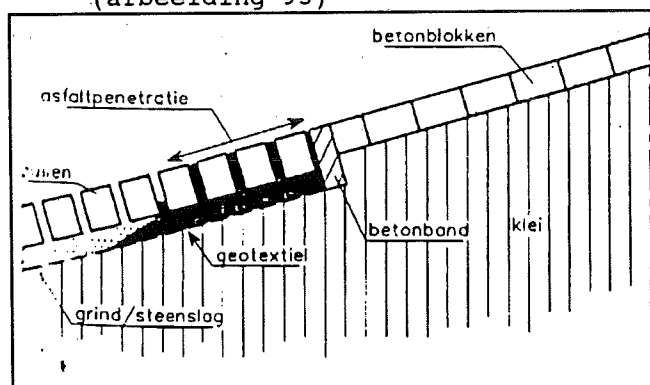
Tot slot van dit hoofdstuk worden enkele voorbeeldconstructies gegeven.

a. overgang van zuilen naar blokken op een filter:
(afbeelding 94)



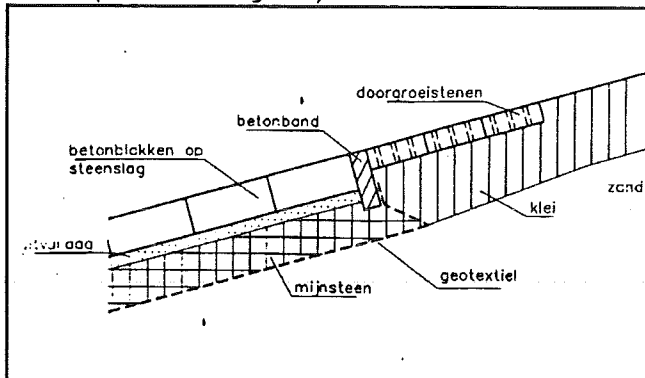
Afbeelding 94
De overgang tussen zuilen en blokken op een filter.

b. overgang van zuilen naar blokken op klei:
(afbeelding 95)



Afbeelding 95
De overgang tussen zuilen en blokken op klei.

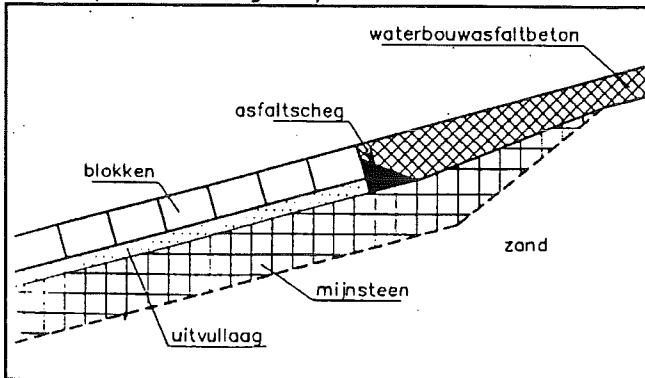
- c. overgang van blokken op mijnsteen naar gras:
(afbeelding 96)



Afbeelding 96

De overgang tussen blokken op mijnsteen en gras.

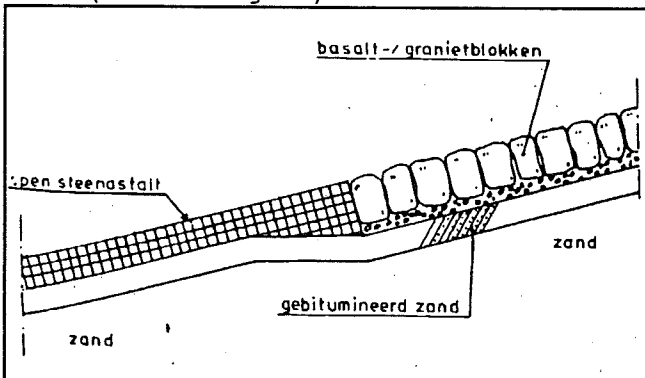
- d. overgang van blokken op mijnsteen naar asfalt:
(afbeelding 97)



Afbeelding 97

De overgang tussen blokken op mijnsteen en asfalt.

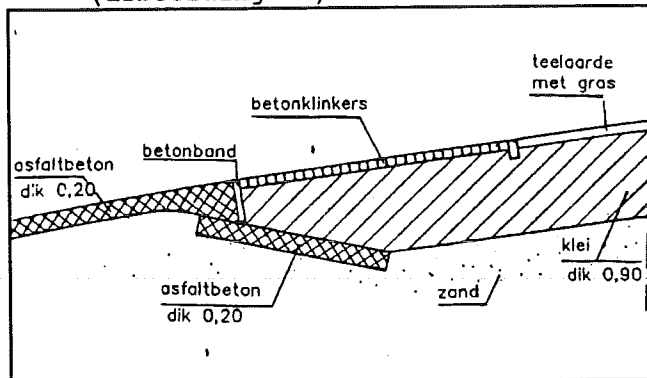
- e. overgang van open asfalt naar zuilen:
(afbeelding 98)



Afbeelding 98

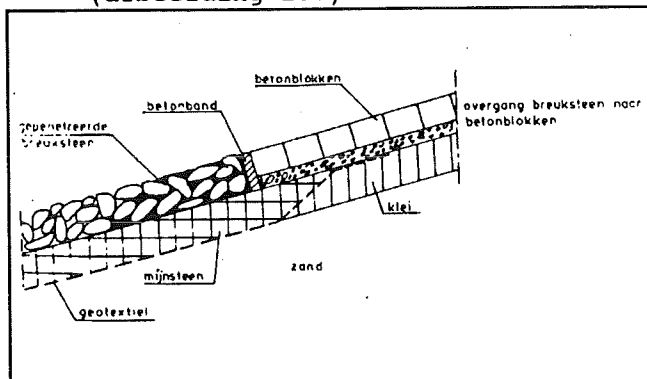
De overgang tussen open steenasfalt en zuilen.

f. overgang van asfalt naar gras:
(afbeelding 99)



Afbeelding 99
De overgang tussen asfalt en gras.

g. overgang van stortsteen naar blokken:
(afbeelding 100)



Afbeelding 100
De overgang tussen stortsteen en blokken.

3.5 Bescherming tegen overslag

Water dat over de dijk slaat brengt de stabiliteit van de dijk in gevaar. In hoofdstuk 2.7 is al iets gezegd omtrent de berekening van de hoeveelheid water bij golfoverslag, en de gevaren die golfoverslag met zich meebrengt. Golfoverslag veroorzaakt:

- erosie van het binnentalud;
- erosie van de kruin van de dijk; dit betekent op den duur een verlaging van de waakhogte;
- (bij grote hoeveelheden) ontwateringsproblemen vlak achter de dijk.
- stabiliteitsverlies van het binnentalud.

Golfoverslag hangt samen met golfoploop (zie hoofdstuk 2.7). Dit betekent dat men door de golfoploop te verkleinen ook de golfoverslag beperkt. Een andere mogelijkheid is het verhogen van de kruin van de dijk. (Dit volgt rechtstreeks uit de formule die in hoofdstuk 2.7 ter sprake is gekomen).

In het algemeen kunnen de volgende hoeveelheden worden toegelaten:

- 1.0 $l/s/m'$: bij normaal onbeschermd talud;
- 10 $l/s/m'$: indien de helling van het binnentalud 1:3 bedraagt, er een goede grasmat aanwezig is en de waterafvoer gewaarborgd is. Er dient speciale aandacht te worden besteed aan geconcentreerde waterstromen;
- 50 $l/s/m'$: indien op het binnentalud een volledig verharde dijkbekleding is aangebracht. Er dient speciale aandacht te worden besteed aan geconcentreerde waterstromen.

De benodigde breedte: L_s , van de kruin kan men berekenen met de formule:

$$L_s = \frac{T}{5} \sqrt{g (R_{\max} - R_k)}$$

met:

- T : de periode van de invallende golven (in s);
- g : de versnelling van de zwaartekracht (in m/s^2);
- $R_{\max} - R_k$: het verschil in hoogte tussen de kruin van de dijk en de maximale golfoploop (in m).

Erosie van het binnentalud kan men beperken door het toepassen van een bekleding. De bekleding op het binnentalud kan men als volgt berekenen:

- in eerste instantie wordt de snelheid bepaald die optreedt ter hoogte van de kruin van de dijk. In hoofdstuk 2.7 werd al een formule voor de snelheid langs het buitentalud tijdens golfoploop vermeld. Ter hoogte van de kruin geldt dezelfde formule, echter er moet een factor in rekening worden gebracht die de hoogteligging van de kruin in rekening brengt. Immers daar waar het talud ophoudt kan geen golfoploop plaatsvinden.

$$U_{\max} = a \sqrt{g H_s} \xi^b \sqrt{1 - \frac{R_k}{R_{\max}}}$$

waarin:

- u_{max} = de maximale snelheid die optreedt ter hoogte van de kruin van de dijk (in m/s).
 H_s = de significante golfhoogte (in m);
 g = de versnelling van de zwaartekracht (in m/s²);
 ξ = de golfbrekingsparameter;
 R_k/R_{max} = de verhouding tussen de kruinhoogte en de maximale golfoploop;
 a, b = coëfficiënten; a wordt meestal gelijk genomen aan 1.0; de waarde van b is afhankelijk van de ruwheid van het talud, bij gladde taluds wordt b = 0.25 aangehouden terwijl bij ruwe taluds b = 0.50 wordt aangehouden.

- de bekleding van het binnentalud moet erosie door het naar beneden stromende water tegengaan. Als eerste schatting voor de stroomsnelheid kan de maximale snelheid ter hoogte van de kruin worden aangehouden: U_{max} . De dikte die de bekleding moet hebben om erosie van het binnentalud tegen te gaan kan worden bepaald met de volgende formule:

$$D = \frac{\theta_T}{\cos(\alpha_{bi})} \frac{U_{max}^2}{2 \Delta g}$$

waarin:

- D = de dikte van de elementen (in m) waaruit de bekleding bestaat (bij breuksteen is dit de steendiameter);
 α_{bi} = de hoek van het binnentalud (in °);
 θ_t = een stabiliteitsfactor (niet te verwarren met de stabiliteitsfactor genoemd in hfst 3.2-.2), deze stabiliteitsfactor is afhankelijk van de gekozen bekleding:
 breuksteen: $\theta_t = 0.75$ à 1.00 ,
 zetsteen: $\theta_t = 0.40$ à 0.50 ,
 blokkenmatten: $\theta_t = 0.25$ à 0.40 .

Deze formule lijkt veel op de formule die de stabiliteit beschrijft van een bekleding onder golfaanval (hfst 3.2). Echter de parameter die de belasting weergeeft verschilt (U_{max} i.p.v. H_s).

In hoofdstuk 2.7 is ook een methode beschreven voor het bepalen van de hoeveelheid water die gemiddeld per seconde over een strekkende meter dijk slaat: q . De stabiliteit van een bekleding wordt bepaald door de hoeveelheid water dat het talud in de oplooffase belast; dit in tegenstelling tot overslagproblemen waarbij de hoeveelheid water over een hele golfperiode wordt gemiddeld. De grootte van de steendiameter kan men rechtstreeks uit deze parameter afleiden (Knauss: 1979):

$$D_n = \left(\frac{q}{0.625 \sqrt{g} \Delta^{3/2} (1.9 + 0.8\theta_p - 3 \sin(\alpha_{bi}))} \right)^{2/3}$$

waarin:

- q = de hoeveelheid water die in de oplooffase gemiddeld per seconde over een strekkende meter dijk slaat (q berekenen met $T/2$ i.p.v. met T);

- g = de versnelling van de zwaartekracht (in m/s^2);
 D_n = de equivalente steendiameter (in m);
 Δ = de relatieve soortelijke massa van de elementen;
 α_{bi} = de hoek van het binnenbeloop (in $^\circ$);
 Θ_p = een factor die de pakking van de bekledingselementen in rekening brengt. Wordt breuksteen gestort dan moet men $\Theta_p = 0.6$ aanhouden; wordt breuksteen nauwkeurig geplaatst $\Theta_p = 1.1$. In geval van zetsteen geldt: $\Theta_p = 1.25$.

Symbolenlijst

A	[m ²]	=	het oppervlak van de weggeslagen stenen. Het schadecriterium wordt gerelateerd aan het oppervlak waarop er schade ontstaat.
a _f	[s/m]	=	de lineaire weerstandscoëfficiënt van een filter.
a _g	[s/m]	=	de lineaire weerstandscoëfficiënt van een geotextiel.
b	[m]	=	de afstand tussen de golfstralen.
b	[-]	=	een empirisch bepaalde exponent
			doorlatend en een ruw oppervlak : b = 0.5
			doorlatend en een glad oppervlak : 0.5 ≤ b ≤ 1.0
			Vaak wordt er voor b de waarde 2/3 aangehouden.
b _f	[s ² /m ²]	=	de turbulente weerstandscoëfficiënt van een filter.
b _g	[s ² /m ²]	=	de turbulente weerstandscoëfficiënt van een geotextiel.
c	[m/s]	=	de voortplantingssnelheid van een golfbeweging in water.
C	[m ^{1/2} /s]	=	de coëfficiënt van Chezy
C	[N/m ²]	=	de cohesie van een grondsoort
C _n	[-]	=	een constante afhankelijk van het golfspectrum en de frequentie van optreden.
d	[m]	=	de waterdiepte.
d	[m]	=	de dikte van een grondlaag die op microinstabiliteit wordt bekeken.
d _b	[m]	=	de verticale afstand tussen de berm en de stilwaterlijn.
d _f	[m]	=	de dikte van het filter.
D	[m]	=	de dikte van de (een) constructie(element).
D	[m]	=	de diameter van de elementen.
D _{n15}	[m]	=	de diameter van een korrel van het filtermateriaal waarvoor geldt dat 15 gewichtsprocent kleiner is.
D _{b85}	[m]	=	de diameter van een korrel van het basismateriaal waarvoor geldt dat 85 gewichtsprocent kleiner is.
D ₅₀	[m]	=	de diameter van een korrel waarvoor geldt dat 50 gewichtsprocent kleiner is.
D _n	[m]	=	nominale steendiameter.
D _t	[m]	=	de dikte van de toplaag.
f		=	een wrijvingskracht, die bij golfoploop en golfneerloop wordt uitgeoefend op een element.
F	[m]	=	de strijklengte.
F	[-]	=	een parameter die de doorlatendheid van de constructie in rekening brengt.
F _f	[-]	=	a _r *(tanα) ^f : een wrijvingsfunctie die toeneemt met de hoek van het talud.
		=	$\frac{k_r}{k_f} \frac{D_t}{d_f}$
g	[m/s ²]	=	de zwaartekrachtversnelling.
h	[m]	=	de waterdiepte
H	[m]	=	de golfhoogte.
H _s	[m]	=	de significante golfhoogte.
H _m	[m]	=	de gemiddelde golfhoogte.
i	[-]	=	het verhang.
i ₁	[-]	=	een loodrecht gericht verhang.

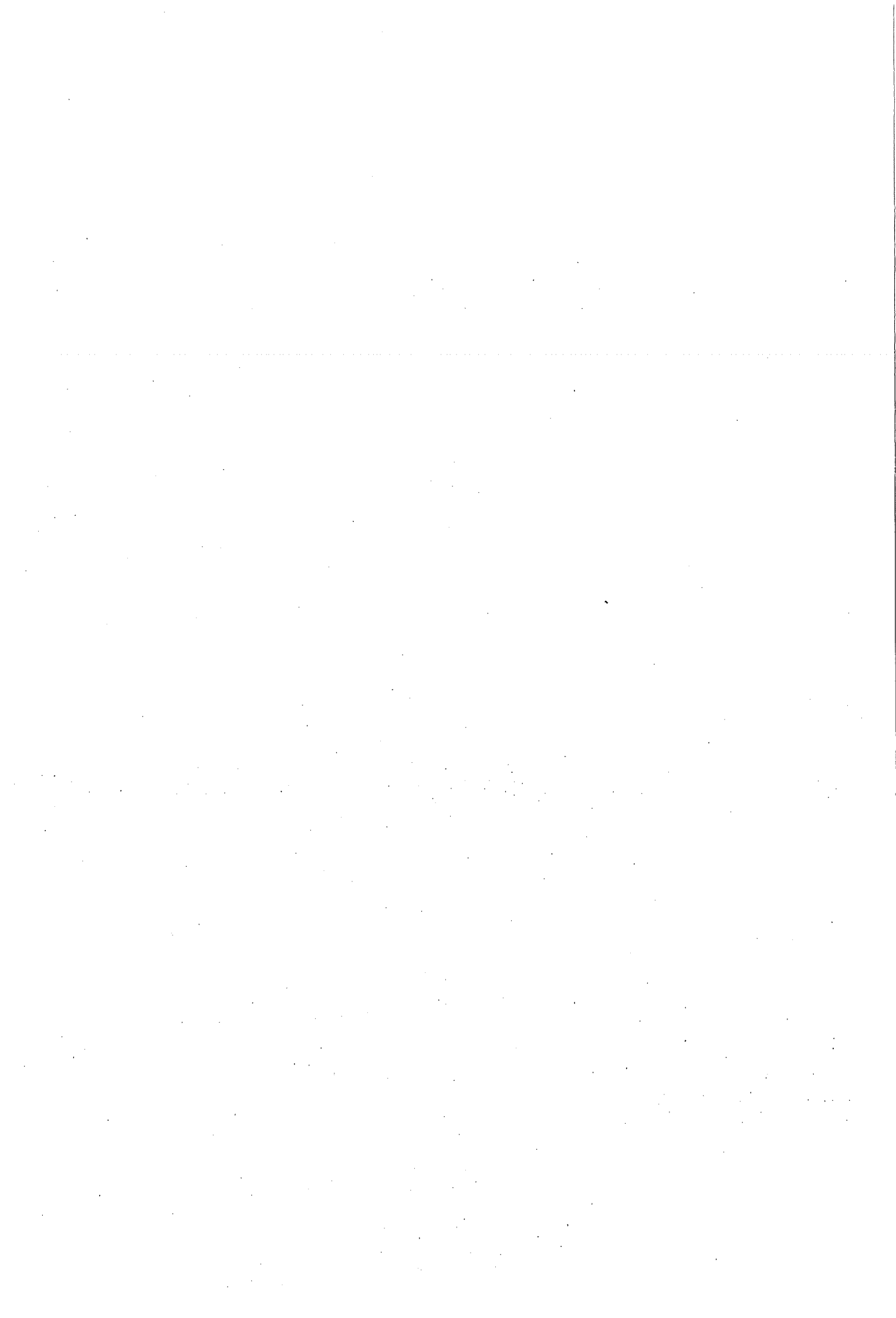
HET ONTWERPEN VAN EEN BEKLEDING VOOR EEN ZEEDIJK

I	[-]	=	het verhang van de energielijn
I _d	[N]	=	de ontwerpwaarde van de aandrijvende kracht bij microinstabiliteit.
k	[-]	=	golfgetal
		=	$2\pi / L$
k _f	[m/s]	=	doorlatendheid van het filter.
k _s	[m]	=	de ruwheid van het kanaal/ de elementen.
k _t	[m/s]	=	doorlatendheid van de toplaag.
K _n	[-]	=	factor voor de diepte (of het snelheidsprofiel).
K _s	[-]	=	een reductiefactor voor de helling van het talud.
K _T	[-]	=	factor voor de turbulentie.
K _α	[-]	=	een reductiefactor voor de hoek tussen de stroming en het talud.
K _β	[-]	=	een reductiefactor voor de langshelling van het talud.
K _{op}	[-]	=	een reductiefactor voor het talud bij golfoploop.
K _{neer}	[-]	=	een reductiefactor voor het talud bij golfneerloop.
L	[m]	=	de golflengte.
L _{op}	[m]	=	de golflengte op diep water.
L _{gp}	[m]	=	de golflengte op ondiep water.
l'	[-]	=	de verhouding tussen het zettingsoppervlak en het spleetoppervlak.
L ₀	[m]	=	de golflengte in diep water.
		=	$1.56T^2$
n	[m]	=	de spleetbreedte.
n	[-]	=	de porositeit.
N	[-]	=	het aantal golven in de maatgevende storm.
O ₉₀	[m]	=	een parameter die de doorlatendheid van een geotextiel weergeeft.
p	[-]	=	een numerieke constante $\approx 1/3$.
P	[-]	=	de doorlatendheid.
			De waarde van P is gelegen tussen 0.1 (filter op een ondoorlatende constructie) en 0.6 (homogeen doorlatende constructie).
q	[m/s]	=	de maximale hoeveelheid water die, op een zeker moment per golf per golfperiode op een bepaalde locatie, over de dijk slaat.
q _m	[m/s]	=	de hoeveelheid water die per seconde per eenheid van breedte over een dwarsdoorsnede van de dijk slaat.
q	[m/s]	=	het specifiek debiet.
R	[-]	=	sterkte.
R	[m]	=	de hydraulische straal.
R	[m]	=	de golfloop langs een talud.
R _n	[m]	=	de golfloop langs een glad talud.
R _k	[m]	=	de maximale golfloop.
R _k	[m]	=	de kruinhoogte van de dijk.
Re	[-]	=	het getal van Reynolds.
s	[m]	=	de spleetbreedte van een steenzetting.
S	[-]	=	het schadecriterium $= A/D_n^2$
			Als de constructie bezwijkt geldt er $S = 8$ a 17 . Er treedt geen schade op bij $S = 1$ a 3 .
S	[-]	=	belasting.
T _m	[s]	=	de gemiddelde golfperiode.
T _p	[s]	=	de golfperiode bij de piek van het golfspectrum.
T	[s]	=	de golfperiode.

T_c	[°C]	=	de temperatuur in graden Celcius.
T_g	[m]	=	de dikte van een geotextiel.
U_{max}	[m/s]	=	de maximale snelheid, die kan optreden tijdens golfoploop en golfneerloop op een talud.
U	[m/s]	=	de gemiddelde windsnelheid.
U	[m/s]	=	de gemiddelde stroomsnelheid.
U_{cr}	[m/s]	=	de kritische stroomsnelheid.
U_s	[m/s]	=	schuifspanningssnelheid
V_d	[N]	=	de ontwerpwaarde van de kracht die weerstand biedt tegen microinstabiliteit
W_{50}	[kg]	=	mediane steenmassa.
Z	[-]	=	de betrouwbaarheidsfunctie.

Gebruikte griekse symbolen

α	[°]	=	de hoek die het talud maakt met het horizontale vlak (de hoek van het dijktalud).
β	[°]	=	de hoek waaronder de golven op het talud invallen.
γ_R	[-]	=	een reductiefactor die, bij golfoploop, de ruwheid en de doorlatendheid van het bekledingoppervlak in rekening brengt.
γ_B	[-]	=	een reductiefactor die, bij golfoploop, het toepassen van een berm in rekening brengt.
γ_β	[-]	=	een reductiefactor die, bij golfoploop, het effect van scheve golfinval in rekening brengt.
Δ	[-]	=	relatieve dichtheid
Δ_m	[-]	=	de relatieve dichtheid van de dijkbekleding.
ν	[m ² /s]	=	de kinematische viscositeit.
ξ	[-]	=	de golfbrekingsparameter.
ξ_m	[-]	=	de golfbrekingsparameter bepaald met T_m .
$\xi_{v.d.M}$	[-]	=	de parameter die de grens tussen plinging en surging weergeeft.
ρ_g	[kg/m ³]	=	de volumieke massa van grond.
ρ_s	[kg/m ³]	=	de volumieke massa van steen.
ρ_w	[kg/m ³]	=	de volumieke massa van water.
ϕ	[°, rad]	=	de hoek van inwendige wrijving van een grondsoort.
Φ	[-]	=	een stabiliteitsfactor voor stroming.
τ_0	[N/m ²]	=	schuifspanning
τ_{cr}	[N/m ²]	=	kritische schuifspanning
ψ	[-]	=	numerieke constante.
ψ_u	[-]	=	stabiliteitsfactor bij golfaanval: stortsteen $\psi_u \approx 1.0$ overige constructies $\psi_u \geq 1.0$
ψ_m	[-]	=	Een coëfficiënt die afhankelijk is van de eisen die gesteld worden aan de stabiliteit van de bekledingselementen: $1 \leq \psi \leq 1.5$.
ψ_{cr}	[-]	=	de parameter van Shields.
ω	[rad/s]	=	de hoeksnelheid. $= 2\pi / T$.



Begrippenlijst

bekledingsconstructie

Een constructie (vaak uit meerdere lagen opgebouwd) met het doel een dijklichaam tegen erosie door het water te beschermen.

belasting

Op een constructie of waterkering uitgeoefende uitwendige krachten.

blokkenmat

Een matconstructie die bestaat uit geprefabriceerde blokken onderling verbonden door kabels of een geotextiel.

branding

Het verschijnsel van golven die breken in ondiep water, dat plaatst vindt tussen de kust en de buitenste lijn van de brekers.

brandingsstroom

Een stroom die evenwijdig aan de kust ontstaat ten gevolge van de branding van scheef op de kust lopende golven.

brandingszone

Het gebied waar breking van golven optreedt.

brekerbank

Een zandbank of rug, gevormd onder de golfinvloed en nagenoeg evenwijdig aan de kust loopt. Op deze plaats breken golven.

brekingsindex

In de kustwaterbouw: de verhouding tussen de maximale golfhoogte (maximaal t.a.v breken) en de waterdiepte.

collapsing

Een golf die breekt op een vrij steil talud; het breken gaat gepaard met heftige schuimvorming en turbulentie.

deining

Golven die zich buiten het windveld bevinden dus geen invloed meer ondervinden van de wind die hen opwekte.

deltahoogte

De hoogte van een waterkering, die voldoet aan de delta-veiligheidsnorm.

deltaveiligheid

Een veiligheidsnorm tegen overstroming, zoals vastgelegd in de deltawet.

diffractie

Buiging van golfstralen in het schaduwgebied van een obstakel.

dijkkern

Een grondlichaam van zand en/of klei in het hart van de dijk.

duinvoet

De benedenrand van een duin, de overgang van het duinbeloop naar het strand of het terrein achter het duin; meestal wordt de duinvoet aan de zeezijde bedoeld.

dynamisch stabiel systeem

Een dijkbekleding waarvan de elementen onder invloed van de golfbelasting verplaatsingen kunnen ondergaan; in de tijd gezien blijft de dikte van de bekleding constant (denk hierbij aan stortsteen).

gabion

Ook wel schanskorf genoemd.

Een korf of mand gevuld met een granulair materiaal, in gebruik voor bekledingsconstructies of keerwanden.

gebonden filter

Een filter waarvan de individuele korrels door een bindmiddel onderling zijn verbonden.

gegradeerde korrelverdeling

Een monster korrels met een gelijkmatig verdeelde diameter.

geklemde elementen

Stenen in een steenzetting, die onderling zijn verbonden door

- kabels, geotextielen of interlock.
- geotextiel**
Een kunststof doek dat moet voorkomen dat de onderliggende deeltjes uitspoelen (wordt toegepast tussen de basis en het filter).
- gemiddeld laag waterpeil**
Het waterpeil dat wordt bepaald door de gemiddeld laagste waterstand die er kan optreden.
- gemiddeld hoog waterpeil**
Het waterpeil dat wordt bepaald door de gemiddeld hoogste waterstand die er kan optreden.
- golfbreking**
Het "ineenstorten" van een golf tengevolge van een verandering in de waterdiepte, of het op een obstakel lopen.
- golfbrekingparameter**
De verhouding tussen de bodemhelling en de wortel uit de golfsteilheid; dit dimensieloze getal is bepalend voor het type brekergolf.
- golfenergie**
De totale energie die onder een golvend wateroppervlak per eenheid van oppervlak gemiddeld aanwezig is.
- golffront**
De min of meer verticale voorkant van gebroken golven.
- golfgroeigrafiek**
Een grafiek waarin voor bepaalde voorwaarden (o.a stormduur, windsnelheid, waterdiepte) de significante golfhoogte en de periode kan worden afgelezen.
- golfhoogte**
Het hoogteverschil tussen het hoogste en het laagste niveau van het wateroppervlak tijdens de golfperiode. Per definitie is dit gelijk aan twee maal de golfamplitude.
- golfkam**
De denkbeeldige lijn die men kan trekken door de hoogste punten van een golfrug.
- golfklimaat**
Het gemiddelde en de variabiliteit van de karakteristieken van golven die in een bepaald gebied voor kunnen komen.
- golfklimaattabel**
Een tabel waarin de frequentie van voorkomen van een bepaalde combinatie van golfhoogte en golfperiode wordt weergegeven.
- golflengte**
De horizontale afstand tussen twee golfkammen.
- golfneerloop**
De verticaal gemeten diepte onder het stilwaterniveau die door een langs het talud teruglopende golf bereikt wordt.
- golfoploop**
De verticaal gemeten maximale hoogte boven het stilwaterniveau, die door een tegen een talud oplopende watertong bereikt wordt.
- n% golfoploop**
De golfoploop die door n% van het totale aantal golven wordt overschreden.
- golfopzet**
Een toename van de waterspiegel t.g.v windgolven.
- golfperiode**
De tijd die, op een bepaald vast punt in het water, verloopt tussen twee opeenvolgende golfkammen.
- golffrequentie**
De reciproke waarde van de golfperiode.
- golreflectie**
Het weerkaatsen van golven, waardoor de golfhoogte verandert.
- golfrichtingsspectrum**
Een wiskundige beschrijving van de energieverdeling van onre-

- gelmatige zeegolven v.w.b de voortplantingsrichting.
- golfsteilheid**
De verhouding tussen de golfhoogte en de golflengte.
- golfveld**
De verzameling golven met weliswaar verschillende golfhoogten en golfperiodes, maar die wel met een enkel spectrum beschreven kan worden.
- granulair filter**
Een of meerdere lagen korrelig materiaal van beperkte dikte die moet voorkomen dat de onderliggende deeltjes uitspoelen.
- kruindaling**
Vermindering van de hoogte van de dijkkruin t.o.v het N.A.P.
- ingeklemde stenen**
Kunststenen of blokken die in een verband worden aangebracht.
- interlock stenen**
Kunststenen die in elkaar haken en zo een verband vormen.
- interne stabiliteit**
Het al dan niet verplaatsen van kleine elementen van een constructie binnen een constructie.
- inwasmateriaal**
Granulair materiaal dat wordt aangebracht in de spleten van een steenglooiing om de inklemmingskrachten tussen de blokken te vergroten.
- inzanding (van een filter)**
Het verstopt raken van een filter doordat zand door de toplaag in het filter spoelt of zand uit de kern van de dijk in het filter terecht komt.
- hoogwaterlijn**
De snijlijn van het vlak van gemiddeld hoogwater met het strand.
- laagwaterlijn**
De snijlijn van het vlak van gemiddeld laagwater met het strand.
- nominale steendiameter**
De maatgevende steendiameter.
- ondergrond (onder een filter)**
Zand of klei onder een granulair filter of geotextiel.
- onderlagen (bij een dijk)**
Alle lagen die kunnen voorkomen tussen de kern van een dijklichaam en de toplaag van een bekleding (bijvoorbeeld: filterlagen en geotextielen).
- ontwerp waterstand**
De waterstand die de basis vormt voor een ontwerpberekening.
- opzet**
Het verschil tussen de werkelijk optredende en astronomisch voorspelde waterstanden.
- orbitaalbeweging**
De beweging die waterdeeltjes doorlopen tijdens een golfbeweging.
- orbitaalsnelheid**
De baansnelheid die een waterdeeltje heeft t.g.v een orbitaalbeweging.
- overgangsconstructie**
Een constructie die twee verschillende constructies op elkaar aansluit.
- overhoogte**
De hoogte, die nodig is om gedurende langere tijd te voldoen aan de vereiste dijktafelhoogte. Hierbij is zetting niet inbegrepen.
- patroon penetratie**
Het penetreren van een steenmassa door op bepaalde plaatsen een penetratiemortel te injecteren.

plunging

Dit wordt ook wel een "overstortende golf genoemd".
Een golf, die bij breking op een helling een watergordijn vormt, dat bij de golfkam ontstaat, en een nevelachtig patroon voor een golfrug vormt.

probabilisme

De leer volgens welke er geen zekerheid van kennen maar enkel waarschijnlijkheid bestaat.

refractie

Afbuiging van de looprichting van golven onder invloed van de bodemdiepte of van stroomgradiënten.

relatieve dichtheid

De dichtheid van een element onder water.

schanskorf

Beter bekend als gabion (franse term).
Een korf of mand gevuld met een granulair materiaal, in gebruik voor bekledingsconstructies of keerwanden.

sediment

Bezinksel, neerslag of afzetting uit het water.

seiche

Een schommeling van de waterstand in een havenbekken als gevolg van een buioscillatie.

shoaling

Een verandering van de golfhoogte als gevolg van een verandering van de diepte van het water ter plaatse.

significante golfhoogte

De gemiddelde golfhoogte van het hoogste 1/3 deel van de golven uit een golfveld.

spectrum

Een verdeling van de golfenergie-dichtheid als functie van de periode.

spilling ("het overschuimende type")

Een golf, die bij breking op een helling schuimvorming vertoont aan de kammen, en continu z'n energie verliest.

stappenbaak

Een paal met spijkers waarmee de plaatselijke waterstand kan worden bepaald (elke spijker registreert of hij onder water staat).

(statisch) stabiel systeem

Een dijkbekleding waarvan de elementen niet verplaatsen.

stationaire stroming

Een stromingsbeeld dat in de tijd gezien niet verandert.

steen-zetting

Een toplaag die bestaat uit in verband geplaatste stenen.

stilwaterlijn

Het niveau van de waterspiegel bij afwezigheid van golven.

stormvloed

Een hoogwaterperiode waarbij te Hoek van Holland het grenspeil (met een gemiddelde overschrijdingsfrequentie van 0.5 per jaar) wordt bereikt of overschreden.

stormvloedpeil

Een hoogwaterstand tijdens een storm.

strijklengte

De lengte waarover de wind over het wateroppervlak strijkt.

surging

Ook wel "het deinende type" golfbreking genoemd.
Een golf, die bij breking op een (relatief steile) helling als het ware eerst wordt opgelicht voordat de golf kan breken, en een betrekkelijk geringe schuimvorming vertoont.

teenconstructie

Een constructie die wordt toegepast bij een dijklichaam ter plaatse van de overgang tussen het talud en het voorland of de

kreukelberm.

turbulentie

Onregelmatige, wervelende beweging van het water.

waakhoogte

De hoogte van de kruin t.o.v het ontwerppeil.

waterdiepte

De verticale afstand tussen de waterlijn en de bodem.

wavec

Een boei die de verticale versnelling van het water en de kanteling van de boei registreert. Met een wavec kan een golfspectrum worden vastgesteld.

waverider

Een golfmeetboei waarmee de golfperiode en golfhoogte gemeten kan worden (geen golfrichting).

wave set-down

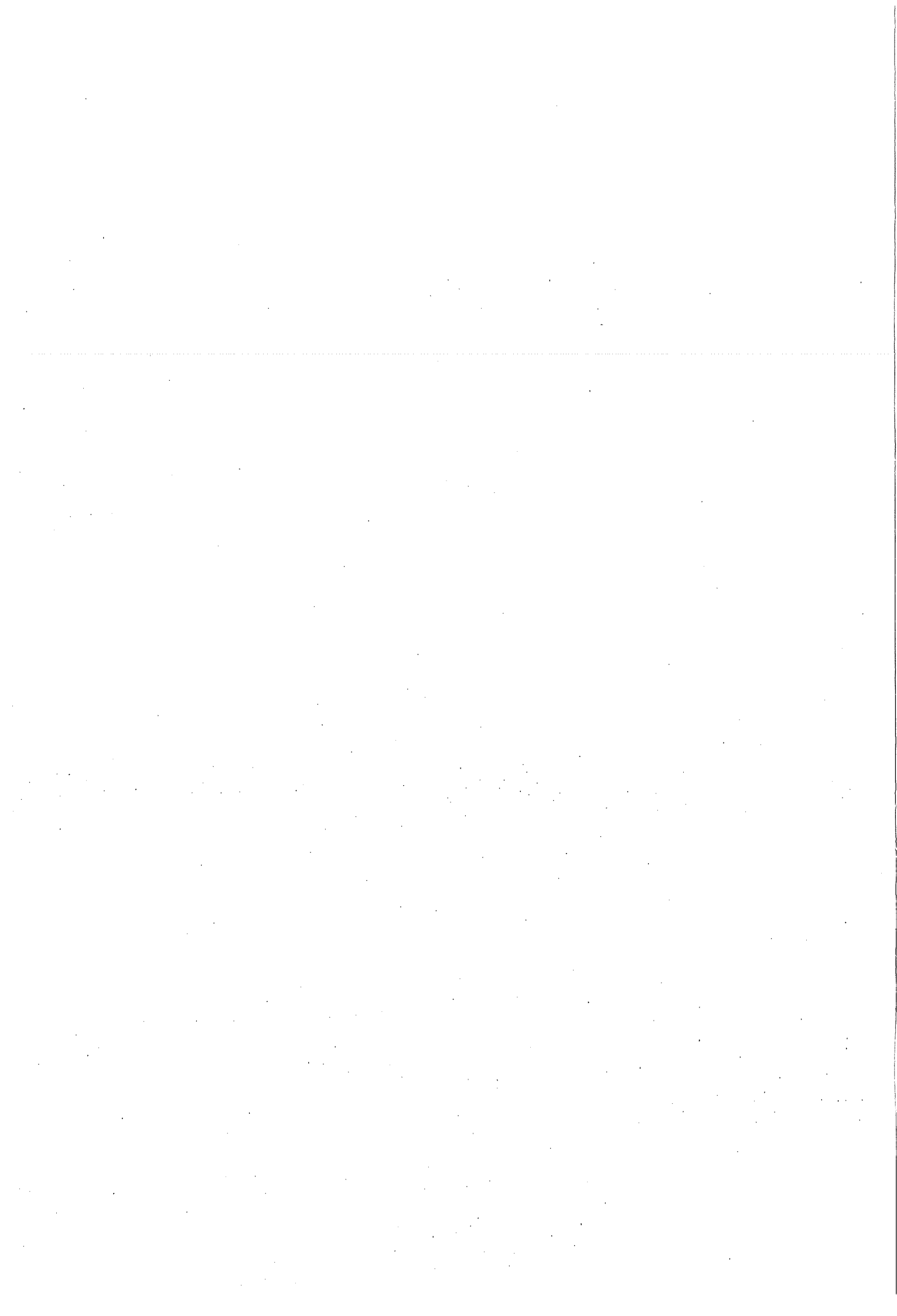
Een verlaging van de waterstand aan de zeezijde van de brekerzone.

wave set-up

een verhoging van de waterstand aan de zeezijde van de brekerzone.

windgolven

Golven die ontstaan door de wrijving van de lucht over het water op zee, ook wel zeegang genoemd.



Literatuur

- [1] Berg, C van den; Dorr, J.C; Groot, M.B de.
Blokkenmatten
gepubliceerd in Betonnen dijk- en oeverbekledingen
(juli 1987)
Vereniging Nederlandse Cementindustrie
- [2] Bezuijen, A; Burger, A.M en Klein Breteler, M.
Taludbekledingen van gezette steen
Rijkswaterstaat, Dienst Weg - en Waterbouwkunde in samenwerking
met Vereniging Nederlandse cementindustrie, 1990.
ISBN 90-9003232-0
- [3] Bezuijen, A; Burger, A.M en Laboyrie, J.H.
Ontwerpprincipes en rekenmodellen voor bekledingen.
gepubliceerd in Betonnen dijk- en oeverbekledingen
(juli 1987)
Vereniging Nederlandse Cementindustrie
- [4] Bezuijen, A; Klein Breteler, M en Knaap, F.C.M van der.
Ontwerpaspecten van betonnen bekledingen.
gepubliceerd in Betonnen dijk- en oeverbekledingen
(juli 1987)
Vereniging Nederlandse Cementindustrie
- [5] Burger, A.M; Klein Breteler, M.
Toetsing ontwerpmethodieken.
gepubliceerd in Betonnen dijk- en oeverbekledingen
(juli 1987)
Vereniging Nederlandse Cementindustrie
- [6] Dorrestein, R en Groen, P.
Zeegolven (derde druk).
Een uitgave van het KNMI (No 11),
Staatsdrukkerij- en uitgeverijbedrijf, Den Haag, 1976.
- [7] Department of the army, Waterways Experiment Station, Corps of
engineers, Coastal Engineering Research centre, 1984.
Shore Protection Manual volume 1&2 (fourth edition)
- [8] Ebbens, E.H
Teen en overgangsconstructies
gepubliceerd in Betonnen Dijkbekledingen op dijken en langs
kanalen (1986)
Vereniging Nederlandse Cementindustrie
- [9] Groot, M.b de
Blokkenmatten
gepubliceerd in Betonnen Dijkbekledingen op dijken en langs
kanalen (1986)
Vereniging Nederlandse Cementindustrie
- [10] Heezen, F.T.
Vergeet-me-nietjes: Waterloopkunde, rekenregels voor waterbouw-
kundig ontwerpen.
Rijkswaterstaat, Directie Sluizen en Stuwen, Hoofdafdeling
waterbouw, 1989.

- [11] Heteren, J van; Lindenberg, J; Silvis, F; Verwoert, H
Verweking van zand en zettingsvloeiing
Rijkswaterstaat Dienst Weg- en Waterbouwkunde,
Grondmechanica Delft.
- [12] Laan, G.J
Nomenclatuur, definities en materiaalparameters van breuksteen
voor de waterbouw (notitie MAA-N-87143).
Dienst Weg- en Waterbouwkunde Rijkswaterstaat.
- [13] Maas, P van der
Het beheer
gepubliceerd in PT/Civiele Techniek: Dijkbekledingen
(januari 1985)
- [14] Pilarczyk, K.W..
Coastal Protection
A.A Balkema, Rotterdam, 1990
ISBN 90-6191-127-3
- [15] Pilarczyk, K.W.
Zetwerk van betonelementen
gepubliceerd in Betonnen Dijkbekledingen op dijken en langs
kanalen (1986)
Vereniging Nederlandse Cementindustrie
- [16] Pilarczyk, K.W; Philipse, L.A.
Constructieve ontwerpaspecten (A)
gepubliceerd in Betonnen dijk- en oeverbekledingen
(juli 1987)
Vereniging Nederlandse Cementindustrie
- [17] Pilarczyk, K.W.
Constructieve ontwerpaspecten (B)
gepubliceerd in Betonnen dijk- en oeverbekledingen
(juli 1987)
Vereniging Nederlandse Cementindustrie
- [18] Pilarczyk, K.W.
De probleemstelling bij dijkbekledingen
gepubliceerd in PT/Civiele Techniek: Dijkbekledingen
(januari 1985)
- [19] Roos, A
Goede uitvoering bepaalt de kwaliteit
gepubliceerd in PT/Civiele Techniek: Dijkbekledingen
(januari 1985)
- [20] Rijkswaterstaat Dienst Weg- en Waterbouwkunde TAW-A2
Grondmechanica Delft
Waterbouwkundig Laboratorium.
Overgangconstructies in dijkbekledingen (N 604, concept mei
1992)
- [21] Rijkswaterstaat Dienst Weg- en Waterbouwkunde
Schadecatalogus voor dijkbekledingen
uitgeverij Waltman Delft (oktober 1990).
ISBN 90-212-9501-6
- [22] Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen.
Leidraad voor het ontwerpen van rivierdijken deel 1:
Bovenrivierengebied.

Staatsuitgeverij, Den Haag, september 1985.
ISBN 90-12-05169-X

- [23] Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen.
Leidraad voor het ontwerpen van rivierdijken deel 2.
Benedenriviereengebied.
uitgeverij Waltman, Delft, september 1989.
ISBN 90-12-3168-9
- [24] Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen, Ci-
vieletechnisch Centrum Uitvoering Research en Regelgeving.
Handboek voor dimensionering van gezette talusbekledingen.
maart 1992.
ISBN 90-376-0017-4
- [25] Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen
Leidraad keuzemethodiek dijk- en oeverbekledingen deel 1&2
- [26] Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen.
Leidraad voor de toepassing van asfalt in de waterbouw.
Staatsuitgeverij, Den Haag, 1984.
ISBN 90-12 044944
- [27] Termaat, R.J
Blokkenbekleding op de Oesterdam
gepubliceerd in Betonnen Dijkbekledingen op dijken en langs
kanalen (1986)
Vereniging Nederlandse Cementindustrie
- [28] Termaat, R.J
Eisen aan fundatielagen
gepubliceerd in PT/Civiele Techniek: Dijkbekledingen
(januari 1985)
- [29] Verheij, H.J
Rekenen met onzekerheden - toepassing van probabilistische
rekenmodellen
gepubliceerd in Beton in de waterbouw (1989)
Vereniging Nederlandse Cementindustrie
- [30] Verheij, H.J
Belastingen en stabiliteit van bekledingen
gepubliceerd in Betonnen Dijkbekledingen op dijken en langs
kanalen (1986)
Vereniging Nederlandse Cementindustrie

