

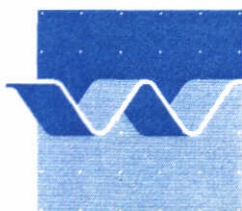
Rijkswaterstaat

aantasting van dwarsprofielen in  
vaarwegen

technische aanbevelingen voor oeververdedigingen van losgestorte en gezette steen

M 1115 deel XIX  
december 1988

samenvattend verslag



waterloopkundig laboratorium | WL

M1115\_19

aantasting van dwarsprofielen in  
vaarwegen

technische aanbevelingen voor oeververde-  
digingen van losgestorte en gezette steen

samenvattend verslag

## INHOUD

	blz.
1. Algemeen.....	1
1.1 Inleiding.....	1
1.2 Doelstelling.....	2
1.3 Afbakening van het probleem.....	3
1.4 Samenvatting.....	5
2. Waterbeweging.....	8
2.1 Randvoorwaarden en relevante invoergegevens.....	8
2.2 Scheepsgeïnduceerde waterbeweging in trapeziumvormig dwarsprofiel.....	11
2.2.1 Vaarsnelheid.....	11
2.2.2 Gemiddelde retourstroom en waterspiegeldaling.....	13
2.2.3 Extreme retourstroomsnelheid en waterspiegeldaling nabij de oever.....	16
2.2.4 Haalgolf.....	17
2.2.5 Volgstroom.....	18
2.2.6 Frontgolf.....	18
2.2.7 Secundaire scheepsgolven.....	19
2.2.8 Schroefstraal.....	20
2.3 Scheepsgeïnduceerde waterbeweging in een afwijkend.....	21
dwarsprofiel.....	
2.3.1 Algemeen.....	21
2.3.2 Schematisatie van het vaarwegdwarsprofiel.....	22
2.3.3 Primaire Waterbewegingscomponenten.....	22

## INHOUD (vervolg)

<b>3. Dimensionering constructies met een toplaag van losgestorte steen.....</b>	<b>25</b>
3.1 Algemeen.....	25
3.2 Onbeschermde deel en onderste deel van het verdedigde talud... 25	25
3.3 Bovenste deel verdediging onder SWL.....	28
3.4 Bovenste deel verdediging boven SWL.....	29
3.5 Grenzen van de taludgedeeltes.....	29
3.6 Overige hydraulische belastingen.....	31
3.7 Laagdikte en steengradatie.....	31
3.8 Filters.....	32
3.8.1 Algemeen.....	32
3.8.2 Granulaire filters.....	33
3.8.3 Geotextielen.....	35
3.9 Teen- en overgangconstructies.....	38
3.10 Beheersaspecten na aanleg constructie.....	40
3.11 Ontwerpprocedure met betrekking tot stortstenen toplaag.....	40
3.12 Dimensionering bij afwijkende kanaaldwarsprofielen.....	41
<b>4. Bekleding van zetsteen.....</b>	<b>45</b>
4.1 Algemeen.....	45
4.2 Belastingen.....	46
4.2.1 Externe belastingen.....	46
4.2.2 Interne belastingen.....	47
4.3 Sterkte.....	51
4.4 Overige constructieve aspecten.....	54
4.5 Grondmechanische aspecten.....	55

## INHOUD (vervolg)

4.5.1	Algemeen.....	55
4.5.2	Micro-mechanismen.....	56
4.5.3	Macro-mechanismen.....	57
4.6	Beheeraspecten na aanleg constructie.....	58
4.7	Ontwerpprocedure.....	58
5.	<b>Deterministische technieken versies probabilistische technieken.....</b>	<b>59</b>
5.1	Algemeen.....	59
5.2	Kenmerken van een probabilistische ontwerpprocedure.....	59
5.2.1	Traditionele ontwerpprocedure.....	59
5.2.2	Karakteristieken van probabilistische methoden.....	60
5.3	Toepassing van probabilistische technieken bij het ontwerp van oeververdedigingen.....	63
5.3.1	Inleiding.....	63
5.3.2	Berekening van de faalkans.....	64
5.3.3	Doorrekenen van foutenbomen.....	70
5.3.4	Toepassingsmogelijkheden betrouwbaarheidsanalyse.....	73
6.	<b>Uitgewerkte case studies.....</b>	<b>75</b>
6.1	Inleiding.....	75
6.2	Toplaag van stortsteen in een trapeziumvormig dwarsprofiel....	75
6.2.1	Dimensionering.....	75
6.3	Toplaag van stortsteen in een gebroken talud profiel.....	84
6.4	Toplaag van zetsteen in een trapeziumvormig dwarsprofiel.....	89
6.5	Probabilistische ontwerpmethode toegepast op een breuksteen oeververdediging .....	93

## INHOUD (vervolg)

6.5.1	Algemeen.....	93
6.5.2	Niveau II berekeningen op basis van een gemiddelde waarde.....	94
6.5.3	Verfijnde niveau II berekeningen op basis van een ontwerppunt.....	101
6.5.4	Doorrekenen van een foutenboom en praktische toepassing.....	102

## LITERATUUR

## TABELLEN

## FIGUREN

## APPENDIX

- I Symbolen
- II Formules ten behoeve van het ontwerp van oeververdedigingen in vaarwegen
- III Checklists ten behoeve van het ontwerp van een stabiele oeververdediging in een vaarweg met een trapeziumvormig dwarsprofiel
- IV Stroomschema voor de bepaling van de retourstroom en de waterspiegeldaling voor duweenheden en conventionele motorschepen
- V Tot op heden verricht onderzoek en hierbij betrokken personen en instanties

## TABELLEN

1. Klasse-indeling van Nederlandse vaarwegen met bijbehorende maatgevende schepen
2. Breuksteen sorteringen
3. Overzicht schademechanismen die het gevolg kunnen zijn van onjuist funktioneren van teen- en overgangsconstructies.
4. Waterbeweging in trapeziumvormig profiel ( $m=4$ ) en  $y=0$  m
5. Waterbeweging in trapeziumvormig profiel ( $m=4$ ) en  $y=8$  m
6. Resulterende steendiameters, te verdedigen zones en laagdikten bij  $y=0$  m
7. Resulterende steendiameters, te verdedigen zones en laagdikten bij  $y=8$  m

## FIGUREN

1. Schematisatie oeverzone
2. Veel toegepaste overgangen in de oeverzone
3. Stroomschema voor het ontwerp van een oeververdediging
4. Componenten van de waterbeweging door scheepvaart in een vaarweg
5. Belasting oevers onder invloed van varende schepen
6. Belastingzones
7. Definities
8. Definitieschets energiebeschouwing en impulsbeschouwing
9. Diagram volgens Schijf voor  $\alpha_s = 1,0$
10. Diagram volgens Schijf voor  $\alpha_s = 1,1$
11. Geldigheidsgebieden berekeningsmethoden primaire waterbeweging
12. Schematisatie en definities schroefstraal
13. Vaarwegprofielen, definitie van lengtematen en schematisatie
14. Principe van de zonering van een breuksteen oeververdediging
15. Hoek van natuurlijk talud
16. Reductie critieke schuifspanning op een talud volgens Lane
17. Vergelijking stabiliteitsrelaties van Isbash en Pilarczyk
18. Begin van beweging met transportcriteria
19. Overgang van begin van verplaatsing naar doorgaand transport
20. Grenzen voor massaverdeling van steensorteringen
21. Definitie critiek verhang  $i_{cr}$
22. Overzicht granulaire filtercriteria
23. Ontwerpgrafiek voor geometrisch dichte granulaire filters
24. Ontwerp diagram voor granulaire filters
25. Systematische inventarisatie overgangsconstructies
26. Voorbeelden van teen- en overgangsconstructies
27. Schademechanismen teen- en overgangsconstructies
28. Voorbeelden van typen gezette steen
29. Mogelijke constructies met gezette steen
30. Definities interne belastingen
31. Mogelijke vormen van schade door interne belastingen
32. Relatieschema oeververdediging gezette steen
33. Stroomschema voor het ontwerp van een gezette steen taludbekleding
34. Indeling en stabiliteit van diverse typen blokkenbekledingen in vergelijking met die van stortsteen



## FIGUREN (vervolg)

35. Coëfficiënten in empirische methode voor ontwerp gezette steen bekleding
36. Maximale belasting als functie van golfhoogte en leklengte
37. Algemene ontwerpprincipes gezette steen bekledingen
38. Opbouw van de sterkte van verschillende typen toplagen
39. Dimensionering volgens de deterministische ontwerpmethode
40. Voorbeeld van een eenvoudige foutenboom
41. Principe probabilistische ontwerpmethode
42. Principe van bepaling faalkans
43. Schema probabilistische berekening
44. Bepaling van de faalkans met behulp van  $\beta$
45. Faalkans als functie van de steendiameter
46. Faalkans als functie van de stroomsnelheid
47. Doorrekenen van een foutenboom
48. Faalkans voor een specifieke constructie bij een vooraf bepaald schade-niveau

Technische aanbevelingen voor oeververdedigingen  
van losgestorte en gezette steen

1. Algemeen

1.1 Inleiding

Een oeververdediging langs een vaarweg vervult een functie bij het in stand houden van het dwarsprofiel van die vaarweg tegen de aanval door verschillende typen belastingen. Daarnaast kan een oeververdediging ook dienen als waterkering ter bescherming van het achterland. Behalve deze beide hoofdfuncties zijn ook nevenfuncties te onderkennen. Voorbeelden hiervan zijn: visuele geleiding scheepvaart, bieden van leefmilieu voor fauna en flora, landschappelijke beleving, recreatieve gebruik, aanleg van infrastrukturele voorzieningen. Relevant daarbij is dat de kosten van een oeververdediging gepaard gaande met het invulling (blijven) geven aan genoemde functies, een belangrijke kostenpost is bij aanleg, onderhoud en verbetering van vaarwegen. Als gevolg van een toenemende scheepsgrootte en de installatie van grotere vermogens in de schepen tijdens de laatste decennia worden de oeververdedigingen bovendien zwaarder belast dan in het verleden. De onderhoudskosten van bestaande vaarwegen en de kosten van nieuw aan te leggen vaarwegen zijn bijgevolg daarvan gestegen.

Oeververdedigingen zijn in het verleden ontworpen met behulp van traditionele ontwerpmethodieken en niet op onderzoek gebaseerde vuistregels. Dit vond z'n oorzaak in het feit dat er nagenoeg geen kennis beschikbaar was op het gebied van de scheepsgeïnduceerde waterbeweging en de daarmee samenhangende oever- en bodemerosie.

Teneinde in deze lacunes in de kennis te voorzien, is in opdracht van Rijkswaterstaat door het Waterloopkundig Laboratorium een onderzoek verricht naar de aantasting van dwarsprofielen in vaarwegen door de scheepsgeïnduceerde waterbeweging. De nadruk heeft hierbij gelegen op een oeververdediging met een toplaag opgebouwd uit breuksteen. Daarnaast zijn echter ook gegevens beschikbaar welke zijn verkregen in het kader van andere onderzoeken, zoals het gedrag van een toplaag van gezette steen en eisen te stellen aan filterlagen. De verschillende onderzoeken hebben geresulteerd in formules en rekenmethodieken. In dit verslag wordt een overzicht gegeven van die onderzoeksresultaten welke kunnen worden gebruikt bij het ontwerp van een oeververdediging. In die zin is

het onderhavige rapport geen onderzoeksverslag, maar een naslagwerk met technische aanbevelingen waarmee op verantwoorde wijze een oever- en bodemverdediging ontworpen kan worden. Het overzicht kan daarom een nuttige functie vervullen bij het opstellen van ontwerprichtlijnen voor een oeververdediging.

Het verslag is samengesteld door de irs. J.H. Laboyrie en H.J. Verhey, projectingenieurs bij het Waterloopkundig Laboratorium. De laatste was tevens verantwoordelijk voor de laatste fase van het gehele onderzoeksproject "Aantasting van dwarsprofielen in vaarwegen".

De begeleiding van dit project was in handen van vertegenwoordigers van de Hoofdafdeling Scheepvaart van de Dienst Verkeerskunde en van de Dienst Weg- en Waterbouwkunde, beide van Rijkswaterstaat.

In appendix V is een overzicht gegeven van alle personen en instanties die namens het WL of de opdrachtgever RWS (DVK en DWW) betrokken zijn geweest bij het onderzoek M1115 in de periode 1972 tot en met 1988.

## 1.2 Doelstelling

In Nederland worden diverse typen kanaaldwarsprofielen toegepast. Genoemd kunnen worden het taludvormige profiel, bakprofiel en gebroken profiel. Deze laatste is een tussenvorm van beide eerstgenoemde profielvormen. Meestal zal de oever bij de genoemde kanaaldwarsprofielen verdedigd moeten worden. Een schematisatie van de oeverzone en veel toegepaste overgangen in die zone zijn gepresenteerd in de figuren 1 en 2.

Doelstelling van het onderhavige rapport is het aanbrengen van ordening in het vele materiaal dat beschikbaar is gekomen op het gebied van ontwerp en beheer van oeververdedigingen bestaande uit toplagen van losgestorte of gezette steen. Dit vele materiaal is beschikbaar in de vorm van meetresultaten, rapporten, publikaties en rekenprogramma's, maar door de grote hoeveelheid en verscheidenheid in presentatie, zijn de resultaten tot op heden evenwel niet goed toegankelijk. De ordening beoogt dan ook ontwerpers en beheerders van vaarwegen een praktische handleiding te verschaffen. Daartoe zal een "state-of-the-art" van de ontwerpregels worden gegeven en zullen ontwerpmethoden worden gepresenteerd welke zullen leiden tot een betrouwbare en economisch verantwoorde oeververdediging. Relevant daarbij zijn de eisen met betrekking tot het ontwerp en de aard van het ontwerp, gaat het bijvoorbeeld om een voorstudie of een definitief ontwerp. Afhankelijk hiervan zijn de volgende ontwerpniveaus te onderscheiden:

- I Een relatief eenvoudige ontwerpmethodiek, die snel leidt tot een veilig, over het algemeen overgedimensioneerd, resultaat.
- II Een geavanceerde ontwerpmethodiek met een ten opzichte van I hogere nauwkeurigheid, welke eveneens tot een veilig resultaat leidt. In sommige gevallen kan zelfs zodanig gedimensioneerd worden, dat een bepaalde mate van schade (bijvoorbeeld een gering transport van materiaal) acceptabel is.

Om te voorkomen dat de gepresenteerde methodieken en formules ten onrechte worden gebruikt, zal tevens worden aangegeven welke de toepassinggebieden en de beperkingen zijn.

Tenslotte, de verzamelende resultaten weergegeven in dit verslag, vormden de basis voor het ontwikkelen van het gebruikersvriendelijke computerprogramma DIPRO [38]. Dit programma stelt ontwerpers en beheerders in staat snel en nauwkeurig een oeververdediging te dimensioneren.

### 1.3 Afbakening van het probleem

De toplaag van een oeververdediging kan bestaan uit verschillende soorten materiaal. Veelvuldig toegepaste materialen zijn breuksteen, zetsteen, asfalt en hoogovenslakken, terwijl voor de filterlaag granulaire filters en geotextielen worden toegepast. Een uitgebreid overzicht van in Nederland toegepaste oeververdedigingen is gegeven in deel IX in de serie rapporten M1115 (zie appendix V).

Alle typen oeververdedigingen dienen aan eisen van verschillende aard te voldoen. Ten behoeve van de primaire taken, te weten het in stand houden van het vaarwegdwarsprofiel en het beschermen van het dijklichaam, dient de weerstand tegen belastingen van de oeververdediging en elementen daarvan, gewaarborgd te zijn gedurende een van te voren zorgvuldig vast te stellen tijdsperiode. Dit sterkte en duurzaamheidsaspect van de constructie staat in nauwe relatie met de economische aspecten welke een rol behoren te spelen bij het ontwerp en het onderhoud van een oeververdediging. Zo zal de stabiliteit van een breuksteen toplaag met een gemiddelde steendiameter van 1 m, mits goed gedimensioneerd, onder in Nederland voorkomende belastingsituaties bij wijze van spreken tot in lengte van dagen gegarandeerd kunnen worden. De kosten van een dergelijke constructie zullen echter enorm hoog zijn.

Naast genoemde eisen moet het ontwerp ook voldoen aan eisen met betrekking tot milieu, planologische inpassing en wettelijke voorschriften. In figuur 3 is een schema gegeven waarin duidelijk wordt gemaakt hoe de verschillende factoren elkaar en het uiteindelijke ontwerp van een oeververdediging beïnvloeden.

Zoals reeds vermeld, wordt in het onderhavige rapport het dimensioneren van de oeververdediging behandeld. Hierbij wordt ervan uitgegaan dat gegevens met betrekking tot vormgeving van talud, vaarwegafmetingen en dergelijke bekend zijn. Voor de relevante ontwerpcriteria voor deze aspecten wordt verwezen naar de desbetreffende literatuur. Genoemde aspecten bepalen overigens mede de resulterende waterbeweging en de dimensies van de oeververdediging. Niet zal worden ingegaan op andere ontwerpeisen (grondbeslag, wettelijke bepalingen, etc.), hoewel deze in concrete situaties wel invloed hebben op het uiteindelijk ontwerp. Ook zullen stabiliteitsaspecten van de bekleding en het gehele dijklichaam niet worden behandeld.

De nadruk zal liggen op ontwerpaspecten met betrekking tot de toplaag van losgestorte stenen van een oeververdediging in een trapeziumvormig kanaaldwarsprofiel met talud 1:4. Formules zullen worden gegeven om deze toplaag, die opgebouwd is uit breuksteen op een veelal slecht doorlatende ondergrond, te dimensioneren volgens de deterministische ontwerpmethodiek. Hierbij wordt gerekend met maatgevende waarden voor belasting en sterkte. Daarnaast is er de probabilistische aanpak waarbij rekening wordt gehouden met onzekerheden in belasting- en sterkteparameters. Deze methodiek zal afzonderlijk worden behandeld.

De formules en rekenmethodieken die worden behandeld, zijn in het kader van het grootschalige onderzoek "Aantasting van dwarsprofielen in vaarwegen (M 1115)" ontwikkeld en afgeleid. Indien nodig wordt gebruik gemaakt van de resultaten van elders uitgevoerd onderzoek.

Beknopter zal worden ingegaan op ontwerpaspecten met betrekking tot filters, toplagen van gezette steen en afwijkende kanaalprofielen. Hierbij zal gebruik worden gemaakt van formules en rekenmethodieken ontwikkeld in het kader van andere langjarige onderzoeken.

Daarnaast zal incidenteel ook aandacht worden besteed aan andere aspecten samenhangend met het ontwerp, zoals beheersaspecten, teen- en overgangsconstructies, andere belastingen dan de scheepsgeïnduceerde waterbeweging, etc.

Het te presenteren overzicht van formules en rekenmethoden wil evenwel geenszins betekenen dat op het gebied van de oeververdedigingen in vaarwegen alles tot in detail bekend is. Er zijn zeker nog lacunes in de kennis op dit terrein (zie paragraaf 1.4). In voorkomende situaties zal dit worden vermeld, en zal aangegeven worden hoe met behulp van detailstudies verbeteringen bereikt kunnen worden.

#### 1.4 Samenvatting

Voor het ontwerp van een oeververdediging in een vaarweg is kennis van de mogelijke belastingen en de sterkte van de constructieonderdelen nodig. De belasting wordt voornamelijk veroorzaakt door de scheepsgeïnduceerde waterbeweging. In figuur 3 is een overzicht gegeven van de relaties tussen de verschillende aspecten die van belang zijn bij het ontwerp van een oeververdediging in een vaarweg.

In hoofdstuk 2 wordt de scheepsgeïnduceerde waterbeweging behandeld. De hoofdstukken 3 en 4 hebben betrekking op het ontwerp van oeververdedigingsconstructies van losgestorte en gezette steen.

In hoofdstuk 5 wordt de probabilistische rekenmethodiek uiteengezet. Aan de hand van enkele case-studies zullen de formules worden toegelicht in hoofdstuk 6. Hierbij zal gebruik worden gemaakt van een zogenaamde checklist (appendix III) en een stroomschema (appendix IV), die een overzicht geven van de noodzakelijke berekeningen en rekenregels. De eigenlijke formules en rekenmethodieken zijn bijeengezet in appendix II, terwijl de symbolen in appendix I worden verklaard.

Een overzicht van de in het kader van M 1115 verschenen rapporten, daarbij inbegrepen een korte beschrijving van de inhoud, is gegeven in appendix V. Tevens is daar een overzicht gegeven van de naar aanleiding van het onderzoek verschenen publicaties. Opgemerkt wordt dat in dit rapport, naast de gebruikelijke literatuurverwijzing met nummers (zoals bijvoorbeeld [1]), een literatuurverwijzing naar een M 1115 rapport plaats vindt door middel van een verwijzing naar appendix V (bijvoorbeeld [M 1115-VI]).

Tenslotte zijn in appendix V de namen genoemd van hen die betrokken zijn geweest bij het onderzoek M 1115.

Het onderzoek M 1115 met als resultaat de gepresenteerde formules en rekenmethodieken in deze technische aanbevelingen, heeft grotendeels betrekking gehad op traditionele oeververdedigingen langs min of meer standaard kanaalprofielen. Ontwerpers en beheerders kunnen dit samenvattend rapport dan ook

gebruiken als praktische handleiding, waarbij op veel, maar niet op alle vragen een antwoord zal kunnen worden gevonden. Wat betreft de kennis met betrekking tot het ontwerp van oeververdedigingen, zijn namelijk de volgende lacunes nog op te sommen:

- De scheepsgeïnduceerde waterbeweging in een vaarwegdwarsprofiel met een berm en de stabiliteit van bermmateriaal. Een rol speelt daarbij de ligging van die berm ten opzichte van de ongestoorde waterspiegel.
- De scheepsgeïnduceerde belastingen op oevers van meren, getijdewateren en rivieren, waarvoor veelal geldt dat de verhouding waterspiegelbreedte-scheepsbreedte groter is dan 20. Bij rivieren zijn mogelijk spiegeldaling en retourstroom een functie van de verhouding waterdiepte-diepgang in plaats van vaarwegdoorsnede-grootspantoppervlak.
- De stabiliteit van afwijkende oevervormen, zoals opgelegde oevers (kribben langs rivieren), indirect verdedigde oevers (bijvoorbeeld een vooroeververdediging), low-cost oeververdedigingen (oevers waarbij vegetatie een verdedigende rol heeft en dynamisch stabiele oevers) en onverdedigde oevers.
- De tijdsduur waarover gemiddelde en extreme belastingen optreden, alsmede de frequentieverdeling van het belastingsniveau. Informatie hieromtrent is relevant voor probabilistische berekeningen.
- De verdelingsfunctie van de belastingen in de zin van gemiddelde waarde en standaardafwijking. Veel van de gepresenteerde formules geven ofwel een bovengrens of een gemiddelde waarde. Voor probabilistische berekeningen is het essentieel te beschikken over verdelingsfuncties.
- Stabiliteit en sterkte van overgangsconstructies. Deze vormen veelal een zwakke schakel in de constructie. Dimensioneringsregels ontbreken vrijwel geheel; beschikbaar zijn slechts een aantal ervaringsregels.
- Vertaling van de externe belasting (frontgolf, spiegeldaling, haalgolf) naar drukken in de ondergrond in geval van gezette steen constructies. In het bijzonder is hierbij van belang de voortplantingsrichting van bovengenoemde belastingen, die namelijk evenwijdig aan de vaarwegas is en daarmee afwijkt van die van windgolven. Aanzetten zijn gegeven, maar niet volledig uitgewerkt (M1115-Xc, M1115-XIV, en M1115-IV).
- Vertaling van alle golfbelastingen naar stroomsnelheden of schuifspanningen), zodat stroom- en golfbelastingen eenvoudig kunnen worden samengevoegd in geval van samenvallen van deze belastingen.
- De grenssnelheid in geval van uit de as varende schepen. De huidige methodiek verwaarloost de eventuele reductie hierdoor.

- De dimensies en de tijdschaal van ontgrondingskuilen tengevolge van de stroomsnelheden in de schroefstraal. Beide aspecten kunnen slechts zeer indicatief of in het geheel niet worden geschat. Een nauwkeurige methode hiervoor lijkt wenselijk.
- Gradienten in dwarsrichting van de primaire scheepsgeïnduceerde waterbewegingscomponenten. Deze kunnen niet worden berekend met de gebruikelijke ééndimensionale benadering. Kennis van de afname in dwarsrichting als functie van de afstand tot het schip is van belang bij brede vaarwegen.
- Relaties om het gedrag onder dagelijkse omstandigheden van oeververdedigingen te onderzoeken zijn niet beschikbaar. Dergelijke relaties zijn relevant voor het bepalen van een onderhoudsstrategie. De gepresenteerde formules zijn alle toegespitst op ontwerpcondities.



## 2. Waterbeweging

### 2.1 Randvoorwaarden en relevante invoergegevens

Voor het maken van een goed ontwerp dat tegemoet komt aan de soms tegenstrijdige eisen zijn een groot aantal gegevens nodig. Deze hebben betrekking op met name vaarweg en scheepvaart, maar ook op andere aspecten. Bij een bestaand kanaal ligt de geometrie vast. Bij een nieuw aan te leggen vaarweg dienen de geometrie en de dimensies van het profiel eerst bepaald te worden. Hierbij spelen onder andere de volgende aspecten een belangrijke rol:

- afmetingen en vaargedrag van de scheepvaart
- afmetingen en aard van kunstwerken en bochten in een vaarweg
- economische waarde van de vaarweg
- recreatieve doeleinden
- intensiteit scheepvaart in relatie tot het aantal vaarwegstroken
- gewenste en mogelijke ruimtebeslag in relatie tot de keuze voor een trapeziumvormig profiel, bakprofiel of combinatie van beide profielen.

Het geven van algemene richtlijnen voor het bepalen van de afmetingen van een nieuwe vaarweg wordt hier achterwege gelaten, daar het valt buiten het kader van dit rapport. Voor nadere informatie omtrent deze problematiek wordt verwezen naar [1].

Voor het ontwerp van een oeververdediging zullen evenwel voor zowel een bestaand als een nieuw kanaal de volgende gegevens beschikbaar moeten zijn van het kanaal:

- vorm dwarsprofiel
- breedte op de waterspiegel
- breedte op de bodem
- waterdiepte
- taludhelling(en)
- afmetingen en hoogteligging eventuele bermen
- zonodig bochtstralen en breedtetoeslag.

De informatie met betrekking tot de scheepvaart die benodigd is voor een verantwoord ontwerp van een oeververdediging is veelzijdig van aard. De volgende zaken zijn van belang:

- Het type schip dat op de vaarweg verwacht mag worden. Een overzicht van scheepstypen die te verwachten zijn, is gegeven in tabel 1. Tevens zijn de verschillende vaarwegklassen aangegeven. Een type schip dat op vele vaar-

wegen voorkomt is een dienstverlenend vaartuig, bijvoorbeeld een sleepboot of onderzoekingsvaartuig.

Dit scheepstype is karakteristiek voor kleine schepen met hoge motorvermogens die met hoge snelheid varen.

- Indien bekend is welk scheepstype gebruik zal maken van de vaarweg zijn over het algemeen de afmetingen en de karakteristieke geometrieparameters eenvoudig te achterhalen. Een overzicht is in tabel 1 bijeengezet.
- Het vaargedrag van de schepen kan worden gekarakteriseerd door de vaarsnelheid  $V_s$  en de positie  $y$  in de vaarweg ( $y=0$  is as vaarweg). Indien de vaarsnelheid niet bekend is, zoals bij nieuwe kanalen, moet deze voorspeld worden. Op de dan te gebruiken predictie methoden wordt verderop nader ingegaan.
- Gegevens omtrent de scheepsdiepgang zijn ook benodigd. Hiermee wordt bovendien bedoeld dat bekend moet zijn of een schip bij opvaart geladen en bij afvaart ongeladen is of andersom, met andere woorden: informatie is nodig over de relatie vaarrichting-beladingsgraad.
- De verkeersintensiteit is van belang bij de keuze van de maatgevende belasting. Ingeval van een probabilistische berekening is het zelfs essentieel dat het aantal passerende schepen bekend is per tijdseenheid (meestal 1 jaar). Een en ander in combinatie met reeds genoemd vaargedrag.
- Tenslotte is informatie nodig over de toekomstige ontwikkelingen van het vervoer over water in relatie met de gehele infrastructuur en andere transportmogelijkheden. De benodigde transport capaciteit en scheepsgrootte spelen hierbij onder meer een rol.

In dit rapport staat de belasting op een oeververdediging als gevolg van de scheepsgeïnduceerde waterbeweging centraal. Bij een technisch verantwoord ontwerp van een oeververdediging dient echter ook rekening te worden gehouden met overige belastingen en relevante randvoorwaarden. Enkele van deze belastingen en andere aandachtspunten worden nader toegelicht:

- Bij een grote wateroppervlakte of bij een lang gestrekt kanaal kan de strijklengte voldoende zijn om windgolven als afzonderlijke belasting te beschouwen. Windgolven kunnen worden gekarakteriseerd door een significante golfhoogte  $H_s$  en periode  $T$ .

- Naast de functie van vaarweg voor schepen kan een kanaal ook een waterafvoerende functie vervullen. In dit geval dient rekening te worden gehouden met stroomsnelheden ten gevolge van een debiet. Afhankelijk van de omstandigheden (duur van belasting) kan worden gerekend met de gemiddelde watersnelheid  $\bar{u}_c$  of de extreme watersnelheid  $\hat{u}_c$ .
- Vaarwegen in kustgebieden staan onder invloed van de getijbeweging. Kenmerkend voor de hydraulische belastingen is dat de plaats waar de belasting op de oeververdediging werkt in hoogte wisselt als gevolg van hoog en laag water.
- Belastingfactoren welke moeilijk zijn te kwantificeren zijn vandalisme en recreatie. Bij recreatie kan dan nog onderscheid worden gemaakt in recreatie vanaf de landzijde en recreatie vanaf de waterzijde. Vandalisme kan verwacht worden in de nabijheid van woongebieden. Bij het ontwerp van een oeververdediging moet met deze aspecten terdege rekening worden gehouden.
- Bij de dimensionering moet ook rekening worden gehouden met de beschikbaarheid van materialen. Informatie hieromtrent kan van belang zijn bij de keuze van het materiaal, afmetingen en uniformiteit van het toe te passen materiaal. Tevens dient informatie beschikbaar te zijn ten aanzien van samenstelling en afmetingen van het bodemmateriaal.
- Tenslotte spelen een rol de milieutechnische waardering en onderhoudsaspekten. Bij de milieutechnische waardering dient niet alleen gedacht te worden aan de mate van natuurlijkheid van het ontwerp, maar bijvoorbeeld ook aan mogelijk vrijkomende schadelijke stoffen bij toepassing van bepaalde materialen. Wat betreft onderhoudsaspekten zijn onder andere belangrijk de mate van onderhoud, toegankelijkheid, etc.

Alvorens vervolgens aangevangen wordt met dimensioneren, is een bepaalde mate van schematisatie vereist. Dit geldt zowel ten aanzien van de geometrie van de vaarweg als ten aanzien van de belastingen.

Bij de schematisatie van een kanaaldwarsprofiel zal een zodanig trapeziumvormig profiel (of bakprofiel) bepaald moeten worden, dat aan de werkelijkheid zo min mogelijk afbreuk wordt gedaan.

Ten aanzien van de belastingen als gevolg van de scheepvaart kan worden opgemerkt, dat het niet noodzakelijk is de scheepsgeïnduceerde waterbeweging te bepalen voor elke scheepstype dat gebruik zal maken van de vaarweg. Een weloverwogen keuze van de maatgevende scheepstypen kan het aantal berekeningen beperken.

De vaarsnelheid welke het uitgangspunt vormt bij de berekening, zal in relatie met de grenssnelheid  $V_L$  en de wettelijke snelheidsbepalingen vastgesteld moeten worden. De eisen die gesteld worden aan de nauwkeurigheid van de positie van het schip in de vaarweg zijn minder stringent dan de eisen te stellen aan de vaarsnelheid.

## 2.2 Scheepsgeïnduceerde waterbeweging in trapeziumvormig dwarsprofiel

De waterbeweging die door varende schepen op beperkt vaarwater wordt opgewekt is een complex geheel van afzonderlijk te onderscheiden waterbewegingscomponenten. In figuur 4 is een overzicht gegeven van de verschillende waterbewegingscomponenten die als volgt zijn te typeren:

- stromingen, en
- waterspiegelfluctuaties.

Kennis omtrent de waterbeweging is noodzakelijk om de karakteristieke belastingparameters op de oeververdediging te bepalen (zie voor de belastingen op de oevers respectievelijk de belastingzones de figuren 5 en 6).

In deze paragraaf komen achtereenvolgens aan de orde primaire waterbeweging en de afzonderlijke componenten daarvan, secundaire golven en schroefstraal. Voor de karakteristieke grootheden en definities wordt verwezen naar figuur 7. Bij de behandeling van de verschillende waterbewegingscomponenten zijn in de hoofdtekst de formules opgenomen die kunnen worden toegepast bij een relatief eenvoudige ontwerpmethodiek (niveau I volgens paragraaf 1.2), terwijl in appendix II formules ten behoeve van een meer geavanceerde ontwerpmethodiek zijn gegeven (niveau II).

In voorkomende situaties zal hiernaar worden verwezen (bijvoorbeeld door vgl. (II.1) of app. II.2.3)

### 2.2.1 Vaarsnelheid

De maximale vaarsnelheid die een schip op in breedte en/of in diepte beperkt vaarwater kan bereiken, is afhankelijk van de afmetingen van het schip en de vaarweg. Deze zogenaamde grenssnelheid  $V_L$  kan bijvoorbeeld worden bepaald met de daarvoor door Schijf [5] afgeleide relatie:

$$\frac{V_1}{(gh')^{0,15}} = \left(\frac{2}{3}\right)^{3/2} \cdot \left[1 - \frac{A_M}{A_C} + \frac{1}{2} \cdot \left(\frac{V_1}{(gh')^{0,15}}\right)^2\right]^{3/2} \quad (1)$$

met  $h' = A_C/b_w$

waarin:

- $V_L$  = grensnelheid voor een schip volgens Schijf (m/s)
- $A_c$  = oppervlak natte kanaaldwarsdoorsnede (m<sup>2</sup>)
- $A_M$  = natte gedeelte grootspantoppervlak schip (m<sup>2</sup>)
- $g$  = versnelling zwaartekracht (m/s<sup>2</sup>)
- $h'$  = fiktieve waterdiepte (m)
- $b_w$  = breedte vaarweg op de waterspiegel (m)

$V_L$  kan iteratief opgelost worden. Opgemerkt wordt dat er meerdere methoden zijn om de grenssnelheid te bepalen [M1115-Va].

Een schip zal nagenoeg nooit met de grenssnelheid varen, zodat bij ontwerpdoeleinden in het geval de vaarsnelheid onbekend is, gebruik kan worden gemaakt van:

$$V_s = 0,9 V_L \quad (2)$$

waarin:  $V_s$  = vaarsnelheid (m/s)

Over het algemeen echter zal de vaarsnelheid, waarmee bij het bepalen van de scheepsgeïnduceerde waterbeweging gerekend wordt, redelijk goed bekend zijn of opgelegd zijn door een voorgeschreven snelheidsbeperking. Opgemerkt wordt dat in veel gevallen harder dan de wettelijke voorgeschreven snelheid gevaren wordt.

Echter in die situaties waarbij geen informatie omtrent de te varen snelheid voorhanden is, zoals bij nieuw aan te leggen kanalen en nieuw te introduceren scheepstypes, zal de sloopssnelheid voorspeld moeten worden. Een mogelijke schatting is dan een maximale snelheid van het schip gelijk aan 90% van de grenssnelheid, terwijl ook gebruik kan worden gemaakt van gegevens voor vergelijkbare omstandigheden. In de praktijk zal een geschatte snelheid van 90% van de grenssnelheid overigens zelden voorkomen. Levert deze werkwijze geen bruikbare resultaten op dan kan een voorspelling geschieden op basis van een relatie tussen weerstand, voortstuwing en snelheid. Hiertoe dienen de componenten van de weerstand van het schip en de componenten van het geïnstalleerde motorvermogen ingevuld te worden. Tussen motorvermogen en weerstand bestaat het verband zoals aangegeven door vgl. (II.4). Met behulp van de vgl. (II.5) t/m (II.11) is dan  $V_s$  te voorspellen.

## 2.2.2 Gemiddelde retourstroomsnelheid en waterspiegeldaling

Afhankelijk van de vereiste nauwkeurigheid en beschikbare rekenapparatuur, kan de volgende 3-deling gemaakt worden bij de berekening van de gemiddelde waterbeweging:

1. grafische methode volgens Schijf ([5], figuren 9 en 10).
  2. eenvoudige iteratieve methode gebaseerd op de formule van Schijf [5], of de benaderingsformule van Balanin en Bykov [3].
  3. geavanceerde methode waarbij met een computer een en ander nauwkeurig bepaald wordt [M1115-Vb], (zie app. II.1.3).
- De grafische en iteratieve benadering volgens Schijf (ééndimensionale energie-methode) maakt gebruik van de formules (zie figuur 8):

$$A_C \cdot V_S = A_W (V_S + \bar{u}_r) \quad (3)$$

$$\Delta \bar{h} = \frac{V_S^2}{2g} \left[ \alpha_S \left( \frac{A_C}{A_W} \right)^2 - 1 \right] \quad (4)$$

$$A_W = b_b (h - \Delta \bar{h}) + m (h - \Delta \bar{h})^2 - A_M \quad (5)$$

$$\alpha_S = 1,4 - 0,4 \cdot \frac{V_S}{V_L} \quad (6)$$

waarin:

- $A_C$  = oppervlak natte kanaaldwarsdoorsnede ( $m^2$ )
- $A_W$  = oppervlak natte kanaaldwarsdoorsnede vermindert met grootspantoppervlak schip en waterspiegeldaling ( $m^2$ )
- $A_M$  = natte gedeelte grootspantoppervlak ( $m^2$ )
- $V_S$  = vaarsnelheid (m/s)
- $V_L$  = grenssnelheid volgens Schijf (m/s)
- $h$  = waterdiepte (m)
- $b_b$  = breedte vaarweg op de bodem (m)
- $g$  = versnelling zwaartekracht ( $m/s^2$ )
- $\bar{u}_r$  = gemiddelde retourstroomsnelheid (m/s)
- $\Delta \bar{h}$  = gemiddelde waterspiegeldaling (m)
- $m$  = taludhelling (-),  $m = \cot \alpha$
- $\alpha$  = taludhoek ( $^\circ$ )
- $\alpha_S$  = correctiefactor volgens Schijf (-)

In de figuren 9 en 10 zijn diagrammen gegeven, waarmee retourstroomsnelheid en spiegeldaling kunnen worden bepaald voor  $\alpha_s = 1,0$  en  $\alpha_s = 1,1$ .

Balanin en Bykov benaderen  $\bar{\Delta h}$  rechtstreeks met behulp van:

$$\bar{\Delta h} = \frac{V_s^2 \frac{A_C}{A_M} - 0,5}{g \left( \frac{A_C}{A_M} - 1 \right)^2} \quad (7)$$

of  $\bar{u}_r$  en  $\bar{\Delta h}$  iteratief met:

$$\bar{u}_r = V_s \frac{A_M + \bar{\Delta h} \cdot b_w}{A_C - A_M - \bar{\Delta h} \cdot b_w} \quad (8)$$

$$\bar{\Delta h} = \frac{1}{g} (V_s + 0,5 \cdot \bar{u}_r) \bar{u}_r \quad (9)$$

waarin:

$b_w$  = breedte vaarweg op de waterspiegel (m)

De berekende waarden van gemiddelde retourstroomsnelheid  $\bar{u}_r$  en gemiddelde waterspiegeldaling  $\bar{\Delta h}$  zijn de over het dwarsprofiel van de vaarweg en de lengte van het schip gemiddelde stroomsnelheid en waterspiegeldaling in het retourstroomgebied voor in principe in de kanaalas varende schepen. De geldigheid van de methoden is beperkt tot situaties met  $b_w/B_s \leq 12$  ( $B_s$  = scheepsbreedte (m)). Meestal zullen geladen schepen maatgevend zijn, maar soms kunnen halfgeladen schepen ten gevolge van de hogere vaarsnelheid grotere belastingen veroorzaken dan geladen schepen.

Meer geavanceerde berekeningsmethoden zijn gebaseerd op ([M 1115-Va], zie ook figuur 11):

1. behoud van energie of behoud van impuls (zie ook figuur 8),
2. twee-dimensionale theorie voor slanke schepen (slender body theory), of
3. empirische grondslag (data fitting)

De methoden gebaseerd op behoud van energie of behoud van impuls worden behandeld in app. II.I.3.

De invloed van excentrisch varen op de gemiddelde waterbeweging aan die zijde van het schip waar de afstand tussen de oever en het schip het kleinst is, kan met behulp van een aanpassing van het kanaaldwarsprofiel voor excentrisch varen worden onderzocht. Het denkbeeldige kanaaldwarsprofiel  $A_{c,I}$  wordt:

$$A_{c.I} = A_c \cdot \left[ 1 - c \cdot \left( 0,5 - \frac{A'_c}{A_c} \right) \right] \quad (10)$$

waarin:

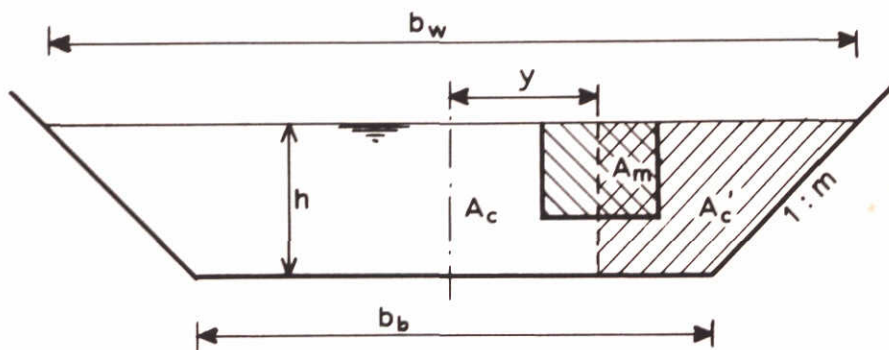
- $A_{c.I}$  = denkbeeldig oppervlak natte kanaaldwarsprofiel (m<sup>2</sup>)  
 $A_c$  = oppervlak van het natte kanaaldwarsprofiel (m<sup>2</sup>)  
 $A'_c$  = oppervlak van het natte kanaaldwarsprofiel tussen scheepsas en oever (m<sup>2</sup>)  
 $c$  = coëfficiënt (-)

$$c = 0,032 \cdot \left( \frac{A_c}{A_M} \right) + 0,156 \quad (11)$$

Ten aanzien van  $c$  en  $A_c/A_M$  gelden de voorwaarden:

$$c < 2,0 \text{ en } 4 < \frac{A_c}{A_M} < 32$$

De berekende waarde van  $A_{c.I}$  wordt vervolgens gesubstitueerd in de vgl. (3) t/m (6), waarna  $\bar{u}_r$  en  $\Delta h$  kunnen worden berekend. In app. II.1.4 wordt nog een 2<sup>e</sup> berekeningswijze gegeven (vgl. (II.37) t/m (II.41)).



De gepresenteerde methode is getoetst voor vaarten met duweenheden en RHK-schepen en kan voor daarmee vergelijkbare omstandigheden ook worden toegepast voor andere typen schepen.

De invloed van stroming in de vaarweg kan bij de gegeven berekeningsmethoden worden meegenomen door voor de scheepssnelheid in te voeren de snelheid verhoogd of verlaagd met de stroomsnelheid bij respectievelijk stroom op of stroom af varen, met andere woorden een scheepsnelheid alsof het schip vaart



in een niet-stromend kanaal. De spiegeldaling volgt dan direkt, terwijl de retourstroomsnelheid gekorrigeerd moet worden met de werkelijke stroomsnelheid ten gevolge van het debiet.

Indien twee of meerdere schepen zich in het dwarsprofiel bevinden kan worden gerekend met een grootspantoppervlak  $A_M$ , welke de sommatie is van de verschillende grootspanten [M 1115-XV]. Deze procedure is overigens alleen relevant in het geval het oplopende schepen betreft.

### 2.2.3 Extreme retourstroomsnelheid en waterspiegeldaling nabij de oever

Op basis van een groot aantal metingen zijn relaties ontwikkeld, die het verband leggen tussen enerzijds de maximale retourstroom en spiegeldaling nabij de oever en anderzijds de theoretisch bepaalde gemiddelde waarden volgens één der rekenmethoden, zoals behandeld in par. 2.2.2. Voor in de kanaalas varende schepen geldt:

$$\hat{u}_r = \bar{u}_r \quad (12a)$$

$$\hat{\Delta h} = \overline{\Delta h} \quad (12b)$$

en voor excentrisch (dus niet in de as) varende schepen:

$$\frac{\hat{u}_r}{\bar{u}_r} = 1,5 - 1,0 \frac{A_c'}{A_c} \quad \text{voor } b_w/L_s < 1,5 \quad (13a)$$

$$\frac{\hat{\Delta h}}{\overline{\Delta h}} = 2,0 - 2,0 \frac{A_c'}{A_c} \quad \text{voor } b_w/L_s < 1,5 \quad (13b)$$

$$\frac{\hat{u}_r}{\bar{u}_r} = 2,5 - 3,0 \frac{A_c'}{A_c} \quad \text{voor } b_w/L_s > 1,5 \quad (13c)$$

$$\frac{\hat{\Delta h}}{\overline{\Delta h}} = 3,0 - 4,0 \frac{A_c'}{A_c} \quad \text{voor } b_w/L_s > 1,5 \quad (13d)$$

met  $A_c' = 0,5 \cdot A_c - y \cdot h$

waarin:

- $\bar{u}_r$  = gemiddelde retourstroomsnelheid (m/s)
- $\hat{u}_r$  = extreme retourstroomsnelheid nabij oever (m/s)
- $\overline{\Delta h}$  = gemiddelde waterspiegeldaling (m)
- $\hat{\Delta h}$  = extreme waterspiegeldaling nabij oever (m)
- $A_c$  = oppervlak natte kanaaldwarsdoorsnede (m<sup>2</sup>)
- $A_c'$  = oppervlak natte kanaaldwarsdoorsnede tussen scheepsas en oever (m<sup>2</sup>)

- h = waterdiepte (m)
- b<sub>w</sub> = breedte vaarweg op de waterspiegel (m)
- y = afstand scheepsas - as vaarweg (m)
- L<sub>s</sub> = scheepslengte (m).

Voor dienstverlenende vaartuigen wordt in app. II.1.4 een formule gegeven.

Een meer geavanceerde methode is voor de verschillende situaties overzichtelijk gepresenteerd in de vorm van een stroomschema in appendix IV.

#### 2.2.4 Haalgolf

De haalgolf is een van de belangrijkste belastingen op een oeververdediging. Zowel een golf- als een stroombelasting zijn hierbij te onderscheiden. De haalgolf vormt de achterste begrenzing van het waterspiegeldalingsgebied boven het talud.

Voor een eerste afschatting van de grootte van de haalgolf kan gebruik worden gemaakt van de volgende relatie:

$$z_{\max} = 1,5 \hat{\Delta}h \quad (14)$$

waarin:

- $\hat{z}_{\max}$  = haalgolfhoogte boven talud (m)
- $\hat{\Delta}h$  = extreme waterspiegeldaling nabij oever (m).

De formule geldt voor  $V_s/V_1 < 0,75$ .

Indien een hogere nauwkeurigheid is vereist kan gebruik worden gemaakt van de relaties welke gegeven zijn in app. II.1.5.

De steilheid van het haalgolffront kan worden gekarakteriseerd met het maximale verhang  $i_{\max}$  en het gemiddelde verhang  $i_{\text{gem}}$  (zie ook figuur 7). In app. II.1.6 zijn verschillende empirische relaties gegeven waarmee een indicatie van deze parameters is te verkrijgen. Een maximale waarde is:

$$i_{\max} = 0,1 \text{ à } 0,15 \quad (15)$$

De in de haalgolf optredende maximale stroomsnelheden kunnen worden afgeschat met de volgende relaties:

$$\frac{u_{\max}}{V_S} = 1 - \frac{\Delta k_S}{z_{\max}} \quad (\text{voor } \frac{z_{\max}}{\Delta k_S} > 1) \quad (16a)$$

$$\frac{u_{\max}}{V_S} = 0,1 \text{ à } 0,2 \quad (\text{voor } \frac{z_{\max}}{\Delta k_S} < 1) \quad (16b)$$

waarin:

$u_{\max}$  = maximale stroomsnelheid in haalgolf (m/s)

$k_S$  = ruwheid toplaag,  $k_S = D_{50}$  (m)

$z_{\max}$  = haalgolfhoogte boven talud (m)

$V_S$  = scheepssnelheid (m/s)

$\Delta$  = relatieve dichtheid (-),  $\Delta = \frac{\rho_S - \rho}{\rho}$

$\rho_S$  = dichtheid breuksteen (kg/m<sup>3</sup>)

$\rho$  = dichtheid water (kg/m<sup>3</sup>)

$D_{50}$  = karakteristieke steenafmeting (m).

Voor duweenheden, geladen RHK-schepen en ongeladen RHK-schepen blijken de vergelijkingen redelijk goede resultaten te geven.

### 2.2.5 Volgstroom

In de primaire scheepsgolf treedt een waterbeweging op in de richting van de boeg naar het hek van het schip, welke ter hoogte van het hek van richting omkeert. Achter het hek wordt deze stroming volgstroom genoemd. Boven het talud, voorafgegaan door de haalgolf, treedt de taludvolgstroom op. De volgstroom achter het hek is via de volgstroom naast het schip met de taludvolgstroom verbonden. In figuur 4 is een en ander schematisch weergegeven. Voor het geval deze stroming van belang is, wordt verwezen naar [M1115-XIIA].

### 2.2.6 Frontgolf

De frontgolf vormt de voorste begrenzing van het waterspiegeldalingsgebied boven het talud. De hoogte van de frontgolf  $\hat{\Delta}h_f$  en de steilheid van de frontgolf  $i_f$  zijn de belangrijkste parameters voor de frontgolf. Voor een schematisch overzicht van de frontgolf wordt verwezen naar figuur 7. Benaderingen voor  $\hat{\Delta}h_f$  en  $i_f$  kunnen worden verkregen met:

$$\hat{\Delta}h_f = 0,1 \cdot \overline{\Delta h} + \hat{\Delta}h \quad (17)$$

$$i_f = 0,03 \cdot \hat{\Delta}h_f \quad (18)$$

waarin:

- $\hat{\Delta}h_f$  = frontgolfhoogte (m)
- $\frac{\Delta h}{\Delta h}$  = gemiddelde waterspiegeldaling (m)
- $\hat{\Delta}h$  = extreme waterspiegeldaling nabij oever (m)
- $i_f$  = steilheid frontgolf (-).

Voor meer geavanceerde ontwerpformules wordt verwezen naar app. II.1.7.

### 2.2.7 Secundaire sloopgolven

Secundaire sloopgolven zijn te onderscheiden in divergerende golven en transversale golven. Interferentiepieken ontstaan door interferentie van transversale en divergerende golven (zie figuur 7). De interferentiepieken maken een hoek van  $19,3^\circ$  met de sloopas en ontstaan nabij de boeg en het hek van het sloop. De transversale golven zijn in het algemeen slechts waar te nemen achter het sloop en zullen zelden maatgevend zijn.

Veilige waarden voor golfhoogte en golflengte van interferentiepieken worden berekend met:

$$H_i = 1,2 \cdot \alpha_1 \cdot h \cdot \left(\frac{S}{h}\right)^{-0,33} \cdot F_h^4 \quad (19)$$

$$L_{wi} = 4,2 \cdot \frac{V_s^2}{g} \quad (20)$$

met  $F_h = V_s / (gh)^{0,5}$

waarin:

- $H_i$  = golfhoogte interferentiepieken (m)
- $L_{wi}$  = golflengte interferentiepieken (m)
- $h$  = waterdiepte (m)
- $s$  = afstand van zijkant sloop tot oever (m)
- $V_s$  = vaarsnelheid (m/s)
- $g$  = versnelling zwaartekracht ( $m/s^2$ )
- $F_h$  = Froudegetal betrokken op de waterdiepte (-)
- $\alpha_1$  = coëfficiënt (-)

Voor  $\alpha_1$  kan worden aangehouden:  $\alpha_1 = 0,35$  (ongeladen conventioneel motorsloop),  $\alpha_1 = 0,50$  (ongeladen duweenheid) en  $\alpha_1 = 1,0$  (dienstverlenende vaartuigen, sloopboten). Opgemerkt wordt dat geladen sloopen niet maatgevend zijn door de lagere vaarsnelheid ten opzichte van ongeladen sloopen.

De gegeven relaties leiden voor diep water omstandigheden, dat wil zeggen  $\frac{h}{L_{wi}} > 0,25$  en  $F_h < 0,80$  tot betrouwbare voorspellingen. Daarnaast is van belang dat de golven niet breken. Dit resulteert in de voorwaarden  $H_i/L_{wi} < 0,14$  en  $H_i/h < 0,6$ .

In app. II.1.8 worden relaties gegeven waarmee een nauwkeuriger voorspelling van secundaire scheepsgolven gemaakt kan worden.

### 2.2.8 Schroefstraal

De schroefstraal van manoevrerende en varende schepen is een belangrijk onderdeel van de scheepsgeïnduceerde waterbeweging. De erosie van de bodem en de oevers van vaarwegen, havenbekkens en in de nabijheid van bijvoorbeeld sluizen kan als gevolg van de schroefstraal aanzienlijk zijn. De hierbij te hanteren symbolen zijn verduidelijkt in figuur 12.

Voor de prediktie van de stroomsnelheden in de schroefstraal wordt onderscheid gemaakt in stroomsnelheden achter manoevrerende schepen en achter varende schepen. Voor manoevrerende schepen zullen formules worden gegeven. Varende schepen zijn slechts zelden maatgevend.

De stroomsnelheden op bodem of talud achter manoevrerende schepen kunnen worden geschat met:

$$u_b = 0,3 \cdot u_o \cdot \frac{D_o}{z_b} \quad (21)$$

waarbij  $u_o = 1,15 \left( \frac{P_d}{\rho \cdot D_o^2} \right)^{0,33}$

met  $D_o = 0,7 \cdot D_p$  (schroef zonder straalbuis),  $D_o = 0,85 \cdot D_p$  (schroef in een tunnel, duwbotten) en  $D_o = 1,0 \cdot D_p$  (schroef in een straalbuis),

waarbij:

- $u_b$  = stroomsnelheid nabij bodem (m/s)
- $u_o$  = uitstroomsnelheid direkt achter schroef (m/s)
- $D_o$  = effectieve schroefdiameter (m)
- $z_b$  = afstand schroefas-bodem (m)
- $P_d$  = toegepast schroef vermogen (W)
- $\rho$  = dichtheid water (kg/m<sup>3</sup>)
- $D_p$  = schroefdiameter (m)

Een nauwkeuriger antwoord voor de optredende stroomsnelheden kan met de relaties gegeven in app. II.1.9 worden verkregen.

Indien een schip is uitgerust met meerdere schroeven zullen de schroefstralen op enige afstand achter de schroeven elkaar beïnvloeden. Voor de berekening van schroefstroomsnelheden worden met de volgende procedure [M 1115-VII en Xa] bruikbare resultaten verkregen:

- a. bereken de uitstroomsnelheid van elke schroef afzonderlijk
- b. bereken de stroomsnelheden achter elke schroef afzonderlijk
- c. superponeer de verschillende stroomsnelheden in de punten  $x_s$ ,  $y_s$ ,  $z_b$  zoals berekend voor elke afzonderlijke schroef, waarbij de  $y_s$ -coördinaat ongelijke waarden heeft ( $x_s$  = afstand achter de schroef (m),  $y_s$  = afstand uit schroefas loodrecht op scheepsas (m),  $z_b$  = afstand schroefas-bodem (m)).

Opgemerkt wordt dat deze handelwijze theoretisch niet geheel juist, is maar vanwege de eenvoud en de praktisch toepasbare resultaten toch gehanteerd kan worden.

Zoals reeds vermeld zullen de stroomsnelheden achter varende schepen zelden maatgevend zijn. Een indicatie van de optredende stroomsnelheden kan worden verkregen met behulp van:

$$(u_b)_{\text{varend}} = (u_b)_{\text{stilliggend}} - 0,5 \cdot V_s \quad (22)$$

## 2.3 Scheepsgeïnduceerde waterbeweging in een afwijkend, niet-trapeziumvormig dwarsprofiel

### 2.3.1 Algemeen

De hiervoor gegeven rekenmethodieken en formules zijn voor het merendeel afgeleid voor trapeziumvormige kanaaldwarsprofielen. Bij toepassing hiervan in geval van rivierdwarsprofielen of vaarwegen met andere dwarsprofielen (bakprofiel, gebroken profiel), dient een aantal zaken nadere aandacht te krijgen. Daarnaast is het mogelijk dat geheel andere dan de reeds vermelde formules gehanteerd moeten worden.

Teneinde de bestaande regels te kunnen hanteren voor de verschillende vaarwegdwarsprofielen dienen deze profielen geschematiseerd te worden. In paragraaf 2.3.2 komen deze aspecten aan de orde. De verschillende waterbewegingscomponenten worden in paragraaf 2.3.3 behandeld.

### 2.3.2. Schematisatie van het vaarwegdwarsprofiel

In figuur 13 zijn de vaarwegdwarsprofielen gedefinieerd die hier van belang zijn. Bij de berekening van de primaire waterbeweging met behulp van een één-dimensionale berekeningsmethode (zie par. 2.2.2. en 2.2.3) dient een aantal parameters ingevoerd te worden welke gerelateerd zijn aan een trapeziumvormig dwarsprofiel. Teneinde gebruik te kunnen maken van deze rekenmethode worden daarom enkele "transformaties" toegepast, die zijn vermeld in figuur 13.

Dit resulteert onder andere in een genormaliseerde bodembreedte  $b_{bn}$ , die als invoer voor een der genoemde rekenmethodieken kan worden gebruikt. Opgemerkt wordt dat deze schematisatie toegestaan is bij profielen, waarbij de verhoudingen  $h_1/h_b$  en  $m_1/m_2$  geen extreme waarden aannemen (globaal genomen:

$$\frac{h_1}{h_b} < \text{ca. } 5 \text{ en } 0,2 < \frac{m_1}{m_2} < 4).$$

waarin:

- $h_1$  = aanleghoogte berm ten opzichte van bodem (m)
- $h_b$  = waterdiepte boven berm (m)
- $m_1$  = taludhelling van talud gelegen beneden de berm (-)
- $m_2$  = taludhelling van talud gelegen boven de berm (-).

### 2.3.3 Waterbewegingscomponenten

In deze paragraaf zal voor de afzonderlijke waterbewegingscomponenten worden aangegeven hoe te handelen bij een van een trapeziumvormig dwarsprofiel afwijkend profiel. Opgemerkt wordt dat het merendeel van de hier te presenteren methodieken niet getoetst is, en derhalve met de nodige omzichtigheid gehanteerd dient te worden.

Gemiddelden en extremen van de retourstroom en de waterspiegeldaling kunnen op eenvoudige wijze bepaald worden bij toepassing van de in paragraaf 2.3.2 aangegeven schematisatie. De restricties ten aanzien van bijvoorbeeld scheepstype en/of positie in de vaarweg, zijn uiteraard ook van toepassing.

Opgemerkt wordt dat als de vaarsnelheid moet worden voorspeld ook gebruik gemaakt wordt van een ééndimensionale berekeningsmethode voor de bepaling van retourstroom. Hierbij kan dan eveneens gebruik worden gemaakt van de hiervoor gegeven schematisatie.

Vermeld dient nog te worden dat in de literatuur formules worden gepresenteerd voor retourstroomsnelheid en waterspiegeldaling boven bermen in trapeziumvormige profielen. Deze formules zijn hier niet opgenomen, omdat het daarbij zeescheepvaartkanalen betreft.

Voor de haalgolf boven het talud en de frontgolf kunnen de gegeven relaties direkt worden gebruikt, waarbij in sommige gevallen voor de taludhelling  $m = m_2$  ingevuld moet worden. Voorwaarde is wel uiteraard dat  $\hat{\Delta}h$  en  $A_c'$  zijn berekend gebruik makend van het geschematiseerde dwarsprofiel.

Bij een trapeziumvormig profiel met een berm zal een aanzienlijke reductie van de golfoploop optreden. Met dit effect is bij voornoemde schematisatie geen rekening gehouden. De resulterende belastingen zullen aan de conservatieve kant zijn (dus veilig!).

In tegenstelling tot de primaire waterbeweging is het bij secundaire scheepsgolven mogelijk om op ruime schaal gebruik te maken van formules en rekenmethodieken welke afgeleid zijn voor windgolven. Een nader onderscheid wordt gemaakt in trapeziumvormige profielen met berm en bakprofielen.

Wat betreft de berekening van  $H_i$ ,  $L_{wi}$  etc, deze zijn onafhankelijk van het kanaalprofiel. Uitsluitend golfoploop en reflectie worden beïnvloed. Wat betreft de golfoploop, hierop wordt teruggekomen in paragraaf 3.12. Van belang is wel op te merken dat bij een berm de waterdiepte op enige afstand voor de oever kleiner is dan op een gelijke afstand tot de waterlijn bij een talud zonder berm. Hierdoor wordt de golf beïnvloedt, en wel zodanig dat de golfhoogte toeneemt. Hierbij blijft de golfperiode ongewijzigd.

De hoogte kan echter niet onbeperkt toenemen, omdat de golven breken zodra een bepaalde golfhoogte wordt overschreden. Een globale vuistregel is dat de golven gaan breken bij een golfhoogte van meer dan ca 0,6 maal de waterdiepte ter plaatse.

Een en ander houdt in dat de golfbelasting heviger is naarmate de waterstand hoger wordt. (zie ook [14]).

Bij een bakprofiel speelt golfreflectie een rol. De hierdoor ontstane golfhoogte is van belang voor de hoogte van de verticale begrenzing van de vaarweg boven de waterspiegel en voor de belasting op de bodem voor die verticale begrenzing. Hierbij kan overigens ook gedacht worden aan een onderwatertalud, dat dient als overgang tussen de verticale begrenzing en de horizontale begrenzing (de bodem) van de vaarweg.



De secundaire golven reflecteren tegen een verticale wand waardoor staande golven kunnen ontstaan. Voor interferentiepieken kan de volgende relatie ter voorspelling van de maximaal gemeten golfhoogte  $H_{ri}$  voor een damwand worden gebruikt:

$$H_{ri} = 1,5 \cdot H_i \quad (23)$$

waarin:

$H_{ri}$  = gereflekteerde golfhoogte interferentiepieken (m)

$H_i$  = golfhoogte interferentiepieken (m).

In app. II.2.5 wordt een geavanceerdere formule gepresenteerd, gebaseerd op enkele meetresultaten.

Tenslotte de stroomsnelheden in de schroefstraal. In principe kunnen hierbij dezelfde formules worden toegepast als gegeven in paragraaf 2.2.8.

### 3 Dimensionering constructies met een toplaag van losgestorte steen

#### 3.1 Algemeen

Een oeververdediging dient, om goed te functioneren, aan een aantal eisen te voldoen. De technische eisen ten aanzien van stabiliteit en flexibiliteit laten zich als volgt omschrijven:

- de onderdelen van de toplaag of van de overgangsconstructie mogen niet of in beperkte mate verplaatsen,
- erosie van het dijklichaam of onderliggende filterlagen, die kan leiden tot instabiliteit van de gehele constructie, moet worden voorkomen,
- instabiliteit van de oeververdedigingsconstructie als geheel of tezamen met het onderliggende dijklichaam moet worden voorkomen,
- eventuele geringe vormveranderingen van het oppervlak (zettingen) moeten kunnen worden opgevangen.

Daarnaast zijn er de technische eisen ten aanzien van de duurzaamheid van de constructie. Dit houdt in, dat de resistentie tegen belastingen die de levensduur beïnvloeden, voldoende moet zijn.

Naast de bovengenoemde eisen zal moeten worden voldaan aan economische, functionele, esthetische en de milieutechnische eisen, en eisen ten aanzien van ruimtebeslag en beheer. In sommige gevallen zal ook rekening moeten worden gehouden met de wettelijke voorschriften.

De verschillende waterbewegingscomponenten, behandeld in het voorgaande hoofdstuk, oefenen op de oever belastingen uit. Bij het dimensioneren van een oeverbescherming wordt onderscheid gemaakt tussen externe belastingen die de toplaag aanvallen, en interne belastingen, dat wil zeggen in de ondergrond optredende waterbewegingen en drukfluctuaties als respons op de waterbeweging in het natte kanaaldwarsprofiel. Toplagen van losgestort granulair materiaal kunnen worden gedimensioneerd op basis van de waterbeweging in de vaarweg. Toplagen van gezette steen en filterlagen kunnen worden gedimensioneerd op basis van interne en/of externe belastingen. Immers, in onderliggende lagen worden als gevolg van de externe belasting, waterdrukken, verhangen en stroomsnelheden geïnduceerd. De opgewekte waterdrukken zorgen tezamen met de externe waterdrukken voor drukverschillen over de elementen van de toplaag, waardoor opwaartse krachten kunnen optreden wat uitlichten van toplaagelementen tot gevolg kan hebben. De verhangen en stroomsnelheden in de onderliggende lagen kunnen leiden tot instabiliteit van materiaal van deze lagen en eventueel tot

verlies van materiaal. Als gevolg hiervan kan eveneens instabiliteit van top-laagelementen ontstaan.

De dimensionering van een toplaag van losgestorte breuksteen wordt in dit hoofdstuk behandeld. Aspecten in relatie tot de interne belastingen komen in het volgende hoofdstuk aan de orde.

In figuur 14 is schematisch aangegeven waar de externe belastingen als gevolg van de verschillende waterbewegingscomponenten voornamelijk werkzaam zijn.

Hierin zijn de volgende gebieden te onderscheiden:

- onverdedigde talud en bodem
- onderste gedeelte van oeververdediging
- gedeelte van bovenste deel oeververdediging onder de Stil Water Lijn (SWL)
- gedeelte van bovenste deel oeververdediging boven SWL.

Bij de bepaling van de afmetingen van het verdedigingsmateriaal van de toplaag kunnen de volgende criteria gesteld worden.

- transport van materiaal is niet acceptabel (overeenkomend met een veilige relatief eenvoudige ontwerpmethodiek, dus niveau I volgens paragraaf 1.2);
- een gering transport van materiaal is acceptabel (overeenkomend met een nauwkeuriger, geavanceerdere ontwerpmethodiek, dus niveau II).

Tegen de hier geschetste achtergrond zullen in deze paragraaf rekenregels worden gegeven waarmee gedimensioneerd kan worden.

In dit rapport wordt overwegend de karakteristieke steendiameter  $D_{50}$  gehanteerd. Een eveneens gebruikelijke aanduiding is de nominale steendiameter  $D_n$ . Tussen  $D_n$  en de massa van de stenen bestaat het verband:

$$D_n = \left( \frac{W_{50}}{\rho_s} \right)^{0,33} \quad (24)$$

waarin:

- $D_n$  = nominale steendiameter (m)
- $W_{50}$  = massa van een steenstuk die door 50% van de steenstukken wordt overschreden (kg)
- $\rho_s$  = dichtheid van het materiaal ( $\text{kg/m}^3$ )

De relatie tussen  $D_{50}$  en  $D_n$  is als volgt:

$$D_n = D_{50} \cdot (s_f)^{0,33} \quad (25)$$

waarin:

$$\begin{aligned} s_f &= \text{vormfaktor (-)} \\ D_{50} &= \text{karacteristieke steendiameter (m)}. \end{aligned}$$

De vormfaktor  $s_f$  bedraagt voor breuksteen ongeveer 0,6. Hieruit volgt dat de relatie tussen  $D_{50}$  en  $D_n$  ook als volgt kan worden gekarakteriseerd:

$$D_n = 0,84 \cdot D_{50}$$

Tenslotte moet worden opgemerkt dat de gehanteerde waarden voor  $D_n$  (gebaseerd op  $W_{50}$ ) en  $D_{50}$  in de stabiliteitsformules, gelden voor smalle sorteringen. Voor bredere sorteringen kunnen andere waarden dan  $D_{50}$  of  $W_{50}$  (en dus  $D_n$ ) maatgevend zijn.

### 3.2 Onverdedigde deel en onderste deel van het verdedigde talud

Een eenvoudige methode om de stabiliteit van materiaal bij de aanval door de extreme retourstroomsnelheid  $\hat{u}_r$  of de schroefstraalsnelheid  $u_b$  (de relevante belastingen) te onderzoeken, is gebaseerd op de stabiliteitsrelatie volgens Isbash [31]:

$$D_{50} > \frac{b}{k} \cdot \frac{u^2}{2g\Delta} \quad (26)$$

waarin:

$$\begin{aligned} u &= \text{stroomsnelheid (m/s)} \\ k &= \text{taludfaktor (-)} \\ b &= \text{coëfficiënt (-)} \\ g &= \text{versnelling zwaartekracht (m/s}^2\text{)} \\ \Delta &= \text{relatieve dichtheid (-), } \Delta = (\rho_s - \rho)/\rho \\ \rho_s &= \text{dichtheid materiaal (kg/m}^3\text{)} \\ \rho &= \text{dichtheid water (kg/m}^3\text{)} \end{aligned}$$

In het geval van de retourstroomsnelheid wordt voor  $u$  gesubstitueerd  $\hat{u}_r$  en voor  $b$  een waarde van 1,4. Betreft het schroefstraalsnelheden dan worden gesubstitueerd respectievelijk  $u_b$  en  $b = 3,0$ . Voorts geldt:

$$k = \cos \alpha (1 - \tan^2 \alpha / \tan^2 \epsilon)^{0.5} \quad (27)$$

waarin:

- $\alpha$  = taludhoek ( $^\circ$ )
- $\epsilon$  = hoek van inwendige wrijving ( $^\circ$ ).

Voor waarden van  $\epsilon$  en  $k$  wordt verwezen naar de figuren 15 en 16 terwijl in figuur 17 verschillende relaties worden vergeleken.

Een nauwkeuriger methode is gegeven in app. II.2.1 voor de retourstroomaanval. Hierbij wordt gebruik gemaakt van het transportcriterium volgens Shields [11] (figuur 18) en een eerste schatting van  $D_{50}$  volgens vgl. (26). Daarenboven wordt een methode gegeven om materiaaltransporten veroorzaakt door de retourstroom, te berekenen met behulp van de transportformule van Paintal (figuur 19). Uitgangspunt hierbij is de schuifspanning  $\hat{\tau}$ . De transportparameter  $\phi$  en schuifspanningsparameter  $\psi$  zijn dan te berekenen.

Wat betreft de schroefstraalsnelheden zal slechts in bepaalde situaties het talud of de bodem worden belast. Hierbij kan worden gedacht aan situaties tijdens het manoeuvreren van schepen in de nabijheid van sluizen en kaden, maar ook in bochten van kanalen. In app. II.2.2 zijn de te hanteren relaties bijeengezet voor een stabiliteitsanalyse en een voorspelling van mogelijke ontgrondingen.

Opgemerkt moet worden dat het in het algemeen bij de gebruikelijke waterdiepten aanbeveling verdient het gehele talud te verdedigen, en niet een deel onverdedigd te laten. In paragraaf 3.5 wordt hierop teruggekomen.

### 3.3 Bovenste deel verdediging onder SWL

Het gedeelte van het bovenste deel van de oeververdediging gelegen onder SWL wordt in hoofdzaak belast door de haalgolf. Daarnaast wordt dit gedeelte ook belast door secundaire scheepsgolven in het bijzonder de interferentiepieken. Vooral bij de passage van een klein schip met hoog motorvermogen of een ongeleden binnenvaartschip dient hiermee rekening te worden gehouden. Afhankelijk van de heersende omstandigheden kan tenslotte de schroefstraal een maatgevende belasting zijn.

Voor de dimensionering kan gebruik worden gemaakt van de relaties:

$$D_{50} > \frac{z_{\max}}{1,5 \cdot (\cot \alpha)^{0,33} \cdot \Delta} \quad \text{voor de haalgolf} \quad (28)$$

$$D_{50} > \frac{H_i \cdot (\cos \beta)^{0,5}}{1,8 \cdot \Delta} \quad \text{voor de interferentiepieken (\beta = 55^\circ)} \quad (29)$$

waarin:

- $z_{\max}$  = haalgolfhoogte (m)
- $H_i$  = golfhoogte interferentiepieken (m)
- $\alpha$  = taludhoek ( $^\circ$ )
- $\beta$  = hoek van golfinval ( $^\circ$ )
- $D_{50}$  = karakteristieke steendiameter (m)
- $\Delta$  = relatieve dichtheid (-).

Voor de schroefstraal kan vgl. (26) met  $b = 3,0$  worden toegepast.

Nauwkeuriger berekeningsmethoden voor haalgolf, interferentiepieken en schroefstraalbelasting zijn gegeven in respektievelijk app. II.2.3, app. II.2.4 en app. II.2.2.

Tenslotte wordt opgemerkt dat transversale golven en frontgolf niet maatgevend worden geacht voor de dimensies van dit deel van de top laag.

### 3.4 Bovenste deel verdediging boven SWL

Het gedeelte van het bovenste deel van de oeververdediging gelegen boven SWL wordt voor wat betreft de scheepsgeïnduceerde belasting alleen door secundaire golven belast. De relaties met betrekking tot stabiliteit en transport van materiaal welke in het voorgaande zijn gegeven, kunnen ook voor dit deel gebruikt worden.

### 3.5 Grenzen van de taludgedeeltes

Tot hoever een bepaald gedeelte van de oeververdediging doorgetrokken moet worden hangt af van de plaats waar nog schade wordt verwacht aan de top laag. Hierbij wordt onderscheid gemaakt in (zie figuur 14):

- ondergrens van het onderste deel van de verdediging
- ondergrens van het bovenste deel van de verdediging onder SWL
- bovengrens van het bovenste deel van de verdediging boven SWL.

In app. II.2.5 worden voor deze grenzen rekenregels gegeven. De hierbij gehanteerde symbolen zijn in figuur 7 schematisch weergegeven. Een veilige ondergrens wordt voor het gedeelte aangevallen door de haalgolf verkregen met:

$$\frac{Y'}{D_{50}} = 4,4 \left( \frac{z_{\max}}{\Delta D_{50}} - 0,3 \cot \alpha \right) \quad (30)$$

en aangevallen door interferentiepieken met:

$$\frac{Y'}{D_{50}} = (10 \tan \alpha + 0,5) \cdot \frac{H_i (\cos \beta)^{0,5}}{\Delta D_{50}} \quad (31)$$

waarin:

- $Y'$  = verticale afstand tot ongestoorde waterspiegel  
waarbinnen materiaal transport kan optreden (m)
- $z_{\max}$  = haalgolfhoogte (m)
- $H_i$  = golfhoogte interferentiepieken (m)
- $\alpha$  = taludhoek ( $^\circ$ )
- $\beta$  = hoek van golfinval ( $^\circ$ )
- $D_{50}$  = karakteristieke steendiameter (m)
- $\Delta$  = relatieve dichtheid (-).

Essentieel hierbij is dat materiaal op het lager gelegen deel van de verdediging (belast door de retourstroom) stabiel is, indien het belast zou worden door haalgolf of interferentiepieken. Dit betekent dat in de vgl. (30) en (31) de  $D_{50}$  behorend bij het lager gelegen oevergedeelte moet worden gesubstitueerd.

De ondergrens van het door retourstroomsnelheden belaste taludgedeelte valt voor vaarwegen met een waterdiepte kleiner dan 2x de diepgang van het geladen maatgevende schip, samen met teen talud. Voor grotere waterdiepten kan het daaronder gelegen talud onverdedigd blijven.

De bovengrens van de verdediging boven SWL wordt bepaald door de golfoploop van de interferentiepieken. Deze volgt uit:

$$R = r_r \cdot R_u \quad (32a)$$

$$\frac{R_u}{H_i (\cos \beta)^{0,5}} = 2,0 \cdot \xi \quad (32b)$$

waarin:

- R = werkelijke golfoploop (m)
- $R_u$  = golfoploop niet beïnvloed door berm, ruwheid talud en schuininvallende golven (m)
- $r_r$  = invloedsfaktor voor ruwheid talud (-)
- $\xi$  = brekerparameter (-),  $\xi = \tan \alpha \cdot (H_i/L_{wi})^{-0,5}$

Voor  $r_r$  (invloed ruwheid en doorlatendheid toplaag) geldt een waarde van 0,55 voor losgestorte breuksteen en 0,75 voor grind.

### 3.6 Overige hydraulische belastingen

Naast de genoemde belastingen als gevolg van de scheepvaart moet ook rekening worden gehouden met andere hydraulische invloeden. De volgende aspecten zijn hierbij van belang:

- windgolven
- stroming
- golfoploop

In app. II.2.6 wordt op de nadere invulling hiervan ingegaan.

### 3.7 Laagdikte en steengradatie

De laagdikte van een toplaag van breuksteen wordt afgeleid uit de grootste berekende steendiameter. Voor breuksteen op een geotextiel kan 1,5 keer de maatgevende diameter  $D_{50}$  worden aangehouden. Voor breuksteen op een granulair filter wordt een waarde van 2 keer  $D_{50}$  aanbevolen.

Bij gelijkmatig aanbrengen onder gecontroleerde omstandigheden kan de laatste waarde worden gereduceerd tot 1,5 keer  $D_{50}$ .

In tabel 2 zijn voor gangbare steensorteringen waarden voor laagdikte en steenmassa per  $m^2$  gegeven.

Overigens spelen bij de keuze voor een laagdikte ook een rol de wijze van uitvoering (droog of nat) en de mate van toezicht en controle bij de uitvoering.

De gradering van breuksteen heeft niet veel invloed op de stabiliteit van het materiaal. De karakteristieke parameter  $W_{50}$  is voldoende representatief voor een steensortering. De volgende punten kunnen als richtlijn dienen (figuur 20):



- de werkelijke waarde van  $W_{50}$  van een sortering dient te liggen tussen 1,0 à 1,5 keer de benodigde  $W_{50}$ ,
- de waarde van  $W_{100}$  mag variëren tussen 2,0 à 4,0 keer de benodigde  $W_{50}$ ,
- de waarde van  $W_{15}$  mag variëren tussen 0,4 à 1,0 keer de benodigde  $W_{50}$ .

In de praktijk echter zal hier niet altijd aan kunnen worden voldaan en dient een zo goed mogelijk hiermee overeenkomende oplossing gekozen te worden.

### 3.8 Filters

#### 3.8.1 Algemeen

Bij het ontwerp van een oeververdediging is naast de dimensionering van de toplaag ook de dimensionering van filters van belang. Filters maakten geen deel uit van het M 1115-onderzoek.

Een filterconstructie in een oeververdediging dient de uitspoeling van materiaal van het oeverlichaam tegen te gaan, terwijl de doorlatendheid voldoende moet zijn om de voor de stabiliteit van de oeververdedigingsconstructie nadelige overdrukken binnen bepaalde grenzen te houden. Een filterlaag kan ook als scheiding tussen twee verschillende lagen dienen of als eventuele versteviging van de ondergrond.

Filters worden naar de aard van het samenstellende materiaal onderscheiden in:

- granulaire filters
- geotextielen

In relatie met de eisen die gesteld worden aan granulaire filters en geotextielen zijn bij de dimensionering de volgende 3 criteria te onderscheiden:

- A. geen indringing van basismateriaal, dus geometrische dichtheid (ontwerpniveau I: geometrisch dicht ontwerpen)
- B. optredende hydraulische belasting is kleiner dan een kritische hydraulische belasting waarbij basismateriaal nog net stabiel is (ontwerpniveau II: belastingafhankelijk ontwerpen)
- C. migratie van basismateriaal is in beperkte mate toelaatbaar (transportafhankelijk ontwerpen).

Wat betreft criterium C zijn tot op heden nauwelijks tot geen formules beschikbaar. Een opsomming van ontwerprelaties in dit rapport zal danook beperkt blijven tot formules voor de criteria A en B.

De externe waterbeweging veroorzaakt, eventueel in combinatie met in het grondlichaam reeds aanwezige grondwaterstroming, verhangen in de filterlagen en geotextielen en in de onderliggende grond. Hierbij wordt, afhankelijk van de aard van de belasting, onderscheid gemaakt in verhangen die stationair, cyclisch of een combinatie van beide zijn. De verhangen werken ten opzichte van de scheidingsvlakken tussen de verschillende constructielagen evenwijdig hieraan of loodrecht daarop. Daarnaast kan het verhang een component in beide richtingen hebben. In figuur 21 is een en ander schematisch weergegeven.

### 3.8.2 Granulaire filters

Bij de dimensionering van granulaire filterlagen zijn van belang de afmetingen van het samenstellende materiaal ten opzichte van het onderliggende basismateriaal. Hiervoor kunnen de volgende conservatieve ontwerpregels worden gehanteerd, waarbij de hydraulische belasting geen rol speelt (zie ook figuur 22):

- Met betrekking tot de zanddichtheid zijn in onderstaande tabel enkele eisen vermeld.

eis	opmerkingen	
$\frac{D_{15f}}{D_{85b}} < 5$	vooral voor gegradeerd materiaal	(33)
$\frac{D_{50f}}{D_{50b}} < 3$	sterk cyclische belasting	(34a)
$\frac{D_{50f}}{D_{50b}} < 5$	stationaire belasting	(34b)

waarin:

- $D_x$  = steendiameter, die door  $x\%$  van het materiaal wordt onderschreden (m)
- $b, f$  = indices aanduidende respectievelijk basismateriaal en filtermateriaal (-)

- Ten aanzien van de waterdoorlatendheid geldt:

$$\frac{D_{15f}}{D_{15b}} \geq 4 \text{ à } 5 \quad (35)$$

- Ten behoeve van de interne stabiliteit van het materiaal in het filter mag het verschil tussen de grotere en kleinere korrels niet te groot zijn. De volgende eis geldt als geen migratie van filtermateriaal wordt toegestaan:

$$\frac{D_{60f}}{D_{10f}} < 10 \quad (36)$$

Beperkte migratie van filtermateriaal treedt op voor waarden van  $D_{60f}/D_{10f}$  gelegen tussen 10 à 20.

- De zeefkrommen van het filtermateriaal en het basis materiaal dienen zoveel mogelijk evenwijdig te lopen. Hierbij moet worden voldaan aan:

$$\frac{D_{50f}}{D_{50b}} < 25 \quad (37)$$

- In verband met ongelijke zakkingsen en een eventuele onregelmatige opbouw van het filter dient de laagdikte d aan bepaalde eisen te voldoen. In onderstaande tabel is een en ander bijeengezet.

eis	filtermateriaal
$d \geq 0,10 \text{ m}$	grof zand
$d \geq 0,20 \text{ m}$	grind
$d \geq (2 \text{ à } 3) \cdot D_{50f}$	grovere materialen

De in het voorgaande gepresenteerde conservatieve ontwerpregels zijn samen te vatten in ontwerpgrafieken. Figuur 23 geeft daarvan een voorbeeld [33].

Naast deze conservatieve ontwerpregels (overeenkomend met criterium A) zijn er recentelijk ontwerpformules gepresenteerd op basis van de open wateranalogie, waarmee aanzienlijk "scherper" kan worden gedimensioneerd [29]. Karakteristiek hierbij is dat de optredende verhangen  $i$  vergeleken worden met de kritieke verhangen  $i_{cr}$ . De hydraulische belasting wordt dus mede in beschouwing genomen (overeenkomend met criterium B). In figuur 24 is een voorbeeld gegeven van een ontwerpdiagram voor deze belastingafhankelijke ontwerpmethodode [29]. Voor details wordt verwezen naar de literatuur.

### 3.8.3 Geotextielen

Geotextielen worden in oeververdedigingsconstructies meer en meer toegepast als vervanging of ondersteuning van granulaire filterlagen.

Er zijn verschillende typen geotextielen. Onderscheid is te maken in de volgende typen:

- gazen
- bandweefsels
- matten
- doeken
- vliezen

Bij de dimensionering ervan dient rekening te worden gehouden met eisen welke betrekking hebben op zanddichtheid, waterdoorlatendheid en chemische en mechanische weerstand.

- Met betrekking tot de zanddichtheid wordt veelal geëist dat een geotextiel geometrisch zanddicht is. Dit houdt in dat in geen enkele belastingsituatie geaccepteerd wordt dat er zand uit het basismateriaal door het geotextiel verdwijnt. De op dat principe gebaseerde zeer conservatieve ontwerpregels (overeenkomend met criterium A) zijn in onderstaande tabel bijeengezet.

cyclische belasting	stationaire belasting	eis	opmerking	
	x	$\frac{O_{90}}{D_{90b}} \leq 1$	matten, bandweefsels gazen en doeken	(38a)
	x	$\frac{O_{90}}{D_{90b}} \leq 1,8$	vliezen	(38b)
x		$\frac{O_{98}}{D_{15b}} \leq 1,0$		
x		$\frac{O_{98}}{D_{85b}} \leq 1,0$	indien als gevolg van de cyclische belasting een extra filter wordt opgebouwd.	(38c)

waarin:

$O_{90}, O_{98}$  = karakteristieke opening in een geotextiel die door 90% respectievelijk 98% van de openingen wordt onderschreden (m)

$D_{90b}, D_{85b}$  = korrelgrootte van basismateriaal dat door 90% respectievelijk 85% van de korrels op basis van gewicht wordt onderschreden (m)

Minder extreme meer praktische, maar nog altijd conservatieve eisen, worden genoemd in [36]. Hierbij is niet altijd meer sprake van geometrische dichtheid. Deze eisen in tabel bijeengezet luiden:

cyclische belasting	stationaire belasting	eis	opmerking
	x	$\frac{O_{90}}{D_{90b}} \leq 2$	(39a)
x		$\frac{O_{98}}{D_{15b}} \leq 1,0$	geometrisch dicht; zonder natuurlijk filter (39b)
x		$\frac{O_{98}}{D_{15b}} \leq 1,5$	niet geometrisch dicht, maar met acceptabele gevolgen; zonder natuurlijk filter (39c)
x		$\frac{O_{98}}{D_{85b}} \leq 2$	met natuurlijk filter (39d)

Een geotextiel wordt bij ontwerpcriterium B zodanig gedimensioneerd dat het basismateriaal stabiel is onder de vigerende hydraulische belastingen. Hierbij wordt op basis van de reeds eerder genoemde open water analogie, bij de dimensionering rekening gehouden met de kritieke filtersnelheid  $v_{fcr}$  in de granulaire laag boven het geotextiel. Als gevolg van het geotextiel zal  $v_{fcr}$  hoger zijn dan de kritieke stroomsnelheid  $v_{*cr}$  zonder geotextiel. Hierbij heeft  $v_{*cr}$  betrekking op het basismateriaal. Het geotextiel beïnvloedt de kritieke filtersnelheid door middel van:

- reductie van de stromingsbelasting
- afmetingen van het geotextiel in relatie tot karakteristieke parameters van het basismateriaal

Voor de relatie tussen de kritieke filtersnelheid en de kritieke schuifspanningssnelheid van het basismateriaal zijn elders vergelijkingen gegeven.

- Ten aanzien van de waterdoorlatendheid kan voor ontwerpniveau I worden geeist:

$$k_f > 2 \cdot k_b \quad \text{voor uniform bodemmateriaal (40a)}$$

$$k_f > 5 \cdot k_b \quad \text{voor gegradeerd bodemmateriaal. (40b)}$$

waarin:

$k_f$ ,  $k_b$  = doorlatendheidscoëfficiënten van respectievelijk geotextiel en bodemmateriaal (m/s).

Nauwkeuriger is te eisen dat stroming niet mag resulteren in een gradient in het filter die groter is dan de gradient in het basismateriaal. De volgende regel kan hierbij gehanteerd worden:

$$\Delta h_g \leq i_b \cdot T_g \quad (41)$$

waarin:

$\Delta h_g$  = energiehogte verval over geotextiel (m)

$i_b$  = verhang in basismateriaal bij een filtersnelheid

$v_f = 0,01$  m/s. (-)

$T_g$  = dikte van geotextiel ( $T_g \geq 1$  mm) (m)

Het verhang  $i_b$  hangt af van het basismateriaal en wordt bepaald bij een standaard filtersnelheid van 0,01 m/s.

Tenslotte dienen geotextiel en basismateriaal gelijkmatig op elkaar aan te sluiten, zodat het debiet in filter en basismateriaal gelijk is ( $q_f = q_b$ ) en de stroomlijnen bij de overgang zo weinig mogelijk verstoord worden.

- Naast hydraulische randvoorwaarden dient ook rekening te worden gehouden met mechanische eisen en chemische eisen. In sommige situaties kunnen de afmetingen van een geotextiel geheel door deze factoren bepaald worden. De volgende aspecten zijn hierbij van belang:

- treksterkte
- elasticiteit
- flexibiliteit
- afschuring
- weerstand tegen ultra-violet licht
- chemische stabiliteit

Bij het storten of leggen van een toplaag op een geotextiel verdient het aanbeveling om eerst een zogenaamde vlijlaag (fijn grind wordt hiervoor vaak toegepast) aan te brengen.

### 3.9 Teen- en overgangconstructies

Een belangrijke onderdeel van oeververdedigingsconstructies zijn de lokaties waar een bepaald constructietype eindigt of over gaat in een ander constructietype. Deze overgangen worden tot stand gebracht door teen- en overgangsconstructies. In figuur 25 zijn de mogelijke overgangsconstructies samengevat.

Een teenconstructie is te beschouwen als een bijzondere vorm van een overgangsconstructie. Zij vormt de overgang die de oeverbekleding aan de onderzijde begrenst en daar voor een opsluiting van de verdediging zorgt. Daarnaast dient in voorkomende gevallen ook een constructie ontworpen te worden voor begrenzing van de bekleding aan de bovenzijde.

Overgangsconstructies kunnen zowel verticaal als horizontaal in de verdediging voorkomen (loodrecht of evenwijdig aan de vaarwegrichting).

Teneinde een overgangsconstructie goed te laten functioneren is een korrekte dimensionering zeer belangrijk. In het kader van M 1115 is hiernaar geen onderzoek verricht. Funktionele eisen waaraan voldaan moet worden zijn daarom ontleend aan [12], [35]. De volgende aspecten zijn te noemen:

- sterkte.

De verdediging dient goed opgesloten te worden zodat deze ongehinderd kan functioneren. Hierbij dient rekening te worden gehouden met het afglijden en afbrokkelen van de oeververdediging en het tegengaan van het desintegreren van de constructie.

- bescherming.

De overgangsconstructie mag geen zwakke schakel vormen in de gehele oeververdedigingsconstructie met betrekking tot de bescherming van het dijklichaam.

- gronddichtheid en filterwerking.

De eisen met betrekking tot gronddichtheid en filtering die gelden ten aanzien van de verdediging aan weerszijde van de overgang, zijn ook van toepassing op de overgangsconstructie.

- stijfheid.

Eventuele zettingen en andere verplaatsingen van de ondergrond dienen gevolgd te worden. Hierbij dient rekening te worden gehouden met de sterkte-eisen.

- duurzaamheid en onderhoud.

De duurzaamheid van een overgangsconstructie dient even groot te zijn als die van de aansluitende constructies.

Tevens dient rekening te worden gehouden met het te verwachten onderhoud.

Bij het ontwerp dient onderscheid gemaakt te worden tussen overgangsconstructies tussen onderdelen die in principe hetzelfde zijn en overgangen tussen onderdelen met verschillende eigenschappen. Dit resulteert in:

- overgangsconstructie tussen twee filterende verdedigingen.

Van belang hierbij is dat in dergelijke situaties het granulaire filter of geotextiel niet wordt onderbroken door de overgangsconstructie.

- overgangsconstructie tussen twee waterdoorlatende verdedigingen.

Essentieel voor de overgangsconstructie in deze gevallen is het tegengaan van een lek ter plaatse van de overgang, waardoor materiaal van beschermde lagen zou kunnen uitspoelen. Waterdoorlatende constructies bestaan vrijwel altijd uit asfalt of klei.

- overgangsconstructie tussen een ondoorlatende en een filterende verdediging.

De eisen met betrekking tot de ondoorlatende verdediging zijn in deze van belang. Er zijn 2 mogelijkheden:

- De laag onder de ondoorlatende verdediging dient juist in verbinding te staan met de filterlaag om eventuele wateroverdrukken onder de ondoorlatende bekleding af te voeren (filterconstructie overlappend voortzetten tot onder dichte verdediging).
- De laag onder de ondoorlatende verdediging dient afgesloten te zijn voor de filterlaag onder de oeververdediging om juist zich voortplantende drukken onder de ondoorlatende verdediging te vermijden (dichte verdediging beëindigen tegen flexibele ondoorlatende laag waartegen aan de andere zijde de filterconstructie wordt aangesloten).



In figuur 26 zijn enkele voorbeelden gegeven van teen- en overgangsconstructies, terwijl in tabel 3 en figuur 27 schademechanismen zijn samengevat.

### 3.10 Beheersaspecten na aanleg constructie

De toestand van een oeververdediging is optimaal direct na de aanleg ervan. Voorwaarde is wel dat geen ontwerp- en aanlegfouten zijn opgetreden. Door erosie en calamiteiten als schadevaringen kan in de periode van beheer de toestand van de constructie verslechteren. Bij regelmatig onderhoud en herstel van schade kan een oeververdediging niettemin gedurende vele jaren zijn functie goed vervullen. De volgende aspecten zijn daarbij van belang:

- Een gegevensbank met informatie over vaarweg en oeververdedigingsconstructie, welke regelmatig bijgehouden wordt.
- Het opstellen van referentieniveau's en schadecriteria in relatie tot het functioneren van een oeververdediging.
- Het uitvoeren van inspecties, waarbij de frequentie en lokatie van inspecties een belangrijke rol spelen.
- Het opstellen van een onderhoudsstrategie.

### 3.11 Ontwerpprocedure voor een toplaag van losgestorte steen

In hoofdstuk 2 en 3 zijn de verschillende aspecten ten aanzien van onder andere waterbeweging, stabiliteit toplaag en stabiliteit van onderliggende lagen afzonderlijk behandeld in geval van een toplaag bestaande uit losgestorte breuksteen. Het ontwerpproces als zodanig is enigszins op het tweede plan gezet. In deze paragraaf zal met name de te volgen weg bij het ontwerpproces aan de orde komen.

In figuur 3 is een algemeen stroomschema gegeven, waarin alle aspecten met betrekking tot het ontwerp van een oeververdediging in een vaarweg zijn aangegeven. Hierbij zijn ook vakgebieden opgenomen die buiten het kader van dit rapport vallen. Impliciteit is in bedoelde figuur reeds de te volgen procedure verwerkt. De nu volgende uiteenzetting is dan ook gebaseerd op dit stroomschema voor zover het van belang is voor een toplaag bestaande uit breuksteen. Voor wat betreft de grondmechanische aspecten wordt verwezen naar hoofdstuk 4.

In appendix III.1 is een puntsgewijze opsomming gegeven van de verschillende aandachtspunten die bij de gehele ontwerpprocedure van belang zijn (een zogenaamde "checklist"). Per schip wordt nu de kolom met parameters ingevuld. Indien de checklist punt voor punt wordt doorlopen, zullen de verschillende steendiameters die benodigd zijn, bekend zijn per scheepstype. Vanaf punt 12 kan bij het afwerken van het nog resterende deel van de checklist, desgewenst worden volstaan met maatgevende belastingen in plaats van doorrekenen met de resultaten van alle scheepstypen.

Bij het daadwerkelijke ontwerpproces zal de checklist verscheidene malen doorlopen dienen te worden teneinde een optimale oplossing te verkrijgen. Zo zal bijvoorbeeld de taludhelling van belang zijn bij de vereiste steendiameter en de vaststelling van het benodigde oppervlak dat verdedigd moet worden. Een optimum dient dan te worden nagestreefd ten aanzien van steendiameter en benodigde hoeveelheid materiaal. Steeds dient overigens in gedachten te worden gehouden dat een oeververdediging slechts een onderdeel is van een vaarweg, maar wel een belangrijk onderdeel.

Bij het toepassen van gegeven formules en rekenmethodes zal overigens per geval bekeken dienen te worden of deze mogen worden toegepast. Zonodig kan worden geïnterpoleerd tussen wel bekende en vergelijkbare situaties. Soms zal evenwel uitsluitend inschakeling van experts kunnen leiden tot een bevredigende oplossing. Het inzetten van fysische schaalmodellen of geavanceerde rekenmethoden kan dan nodig zijn, bijvoorbeeld om een hogere nauwkeurigheid te verkrijgen.

In paragraaf 3.1 is onderscheid gemaakt in 2 ontwerpcriteria (van eenvoudig tot geavanceerd), overeenkomend met de in paragraaf 1.2 genoemde ontwerp-niveau's.

Het ontwerpen voor beide criteria kan met dezelfde checklist worden uitgevoerd.

### **3.12 Dimensionering bij afwijkende kanaaldwarsprofielen**

In deze paragraaf zal de dimensionering van de oeververdedigingsconstructie worden behandeld voor enkele dwarsprofielen die verschillen van een trapeziumvormig dwarsprofiel. Alleen die aspecten komen aan de orde, die afwijken van hetgeen reeds in eerdere paragrafen is vermeld. Achtereenvolgens zullen het gebroken profiel en het bakprofiel behandeld worden.

De dimensionering van de toplaag van een gebroken profiel verloopt gelijk aan de hiervoor beschreven toplaag van breuksteen in een trapeziumvormig dwarsprofiel. Eventueel wordt op de berm een grotere laagdikte van de breuksteen aangebracht. Wat betreft deze berm kan worden opgemerkt, dat het maximale effect wordt bereikt als deze gelijk of juist onder de waterspiegel is gelegen (minder dan de halve golfhoogte). Een optimale breedte van de berm volgt met:

$$b_m = 0,25 \cdot L_{wi} \quad \text{voor niet-brekende golven(42a)}$$

$$b_m = 4 H_i \quad \text{voor brekende golven(42b)}$$

waarin:

- $b_m$  = breedte van een berm (m)
- $H_i$  = golfhoogte interferentiepieken (m)
- $L_{wi}$  = golflengte interferentiepieken (m).

Voor grotere bermbreedten zal de golfoploop in sterkere mate worden gereduceerd. De golfoploop kan worden berekend door vgl. (32a) uit te breiden met een reductiecoëfficiënt  $r_b$  volgens [9]:

$$r_b = 1 - \frac{b_m}{L_{wi}} \quad (43)$$

waarin:

- $r_b$  = invloedsfaktor voor berm (m)

De golfoploop kan daarna worden berekend met:

$$R = r_r \cdot r_b \cdot R_u \quad (32c)$$

met  $R_u$  volgens vgl. (32b)

waarin:

- $R$  = werkelijke golfoploop (m)
- $R_u$  = golfoploop niet beïnvloedt door berm, ruwheid talud en schuininvallende golven (m)
- $r_r$  = invloedsfaktor voor ruwheid talud (m).

Toepassing van vgl. (43) resulteert in een maximale reductie van ongeveer 25%. Proeven hebben reducties tot 50% gegeven, welke bovendien afhankelijk bleken van de taludhellingen [14]. In tabelvorm zijn de resultaten voor een bermbreedte groter of gelijk aan de optimale breedte:

cot $\alpha$	$r_b$
5 à 7	0,75
4	0,60
3	0,50

Meer bijzonderheden omtrent golfaanval, golfoploop en stabiliteit van de top-laag worden gegeven in [9], [13] en [14].

De ontwerpregels voor filterlagen (paragraaf 3.8) en teen- en overgangsconstructies (paragraaf 3.9) kunnen ook bij gebroken profielen toegepast worden. Hierbij dient rekening te worden gehouden met de specifieke functies en afmetingen van een dergelijke constructie.

In het geval van bakprofielen is de meest voorkomende constructie de damwand. Belangrijke constructieve aspecten betreffen: stabiliteit van de damwand (inheidiepte, verankering), aanleghoogte en stabiliteit van grondmateriaal achter de damwand en voor de damwand in de vaarweg.

De stabiliteit van een damwand wordt deels ontleend aan de inheidiepte. Voldoende inheidiepte is daartoe noodzakelijk. Is geen voldoende inheidiepte te realiseren, dan kunnen schroefankers worden aangebracht ter verhoging van de stabiliteit. In veel gevallen zullen daarnaast verankerde damwanden kunnen worden toegepast. Voor de stabiliteitsberekeningen wordt verwezen naar de literatuur.

De aanleghoogte dient zodanig bepaald te worden dat erosie van grond achter de damwand door overslaande golven voorkomen wordt. Voor de aanleghoogte (= afstand SWL tot bovenkant damwand) kan een waarde van minimaal  $0,50 H_i$  worden gehanteerd. Een veilige waarde rekening houdend met golfreflektie is  $0,75 H_i$ . Hierbij is  $H_i$  de maximaal optredende golfhoogte van interferentiepieken zonder de invloed van reflectie. De golfhoogte  $H_{r_i}$  van gereflekteerde golven volgt uit vgl. (23). Milieuvriendelijke constructieve oplossingen voor een bakprofiel kunnen soms een lagere aanleghoogte eisen, waarbij golfoverslag is toegestaan.

Voorkomen dient te worden dat uitspoeling van achterliggende grond door kieren van de damwand optreedt, of dat materiaal uitspoelt door onderloopsheid. Toepassing van geotextielen en/of grindkisten, mits gedimensioneerd met de juiste filterregels, kan beide mechanismen tegengaan.

Soms wordt een onderwatertalud toegepast. Dit onderwatertalud kan dienen om de passieve gronddruk voor een stabiele damwand te leveren. Bij voldoende inheidiepte is een onderwatertalud echter niet nodig. Bij een eventueel wel aanwezig onderwatertalud is dan een bepaalde mate van erosie toegestaan.

In het geval dat de gronddruk grotendeels wordt opgebracht door het onderwatertalud is erosie door stroming en/of golven niet toegestaan. In dat geval dient een en ander verdedigd te worden. Met de gegeven ontwerpprocedure voor het onderste gedeelte van het talud bij een trapeziumvormig dwarsprofiel is dit onderwatertalud te dimensioneren.

Voor taluds gelegen beneden een niveau overeenkomend met 1,5 à 2 keer de golfhoogte  $H_1$ , heeft uitsluitend gedimensioneerd te worden op stroombelasting. Een verdediging kan achterwege blijven als het talud (en ook een eventuele onderwaterberm beneden 1,5 à 2 keer  $H_1$ ), gelegen is beneden het niveau van de grootste diepgang van een geladen schip vermeerderd met de inzinking.

In het algemeen wordt echter aanbevolen om bij een onverdedigd talud (al of niet met berm), niet te rekenen op het instand blijven ervan bij stabiliteitsbeschouwingen van de gehele damwandconstructie.

## 4. Dimensionering constructies met een toplaag van gezette steen

### 4.1 Algemeen

Naast toplagen bestaande uit losgestorte steen wordt ook gezette steen veelvuldig toegepast als materiaal voor toplagen. In figuur 28 zijn voorbeelden gegeven van elementen die als gezette steen toegepast kunnen worden of in het verleden toegepast zijn. In dit hoofdstuk worden bekledingen van gezette steen op een dijklichaam bestaande uit zand of klei behandeld, waarbij als tussenlaag kunnen fungeren een granulaire filterlaag en/of een geotextiel. In figuur 29 zijn de mogelijkheden weergegeven. Ook wordt in dit hoofdstuk kort ingegaan op enkele veelvuldig voorkomende grondmechanische bezwijkmechanismen.

De eisen ten aanzien van het functioneren van een gezette steenbekleding zijn gelijk aan die voor een bekleding van losgestorte steen. Ook gelijk aan het in hoofdstuk 3 behandelde constructie type zijn de externe belastingen, met dien verstande dat niet alle daar behandelde belastingen voor de onderhavige situatie van belang zijn. Slechts golfbelastingen zullen worden beschouwd, daar de hydraulische belastingen als gevolg van stroming zelden maatgevend zullen zijn. Deze externe belastingen (hoofdzakelijk dus golfkrachten) op het talud ontstaan als gevolg van windgolven en de scheepsgeïnduceerde waterbeweging. Deze externe belastingen veroorzaken waterdrukken op het talud. Daarnaast treden als gevolg van deze externe belastingen interne gradiënten en waterdrukken onder het talud op (zie figuur 30). De externe- en interne waterdrukken kunnen overdrukken veroorzaken die kunnen leiden tot het uitlichten van een element van de steenzetting. De interne gradiënten kunnen worden onderscheiden in:

$i_x$  = verhang in langsrichting van de vaarweg.

$i_y$  = verhang in dwarsrichting in het vlak van het talud.

$i_z$  = verhang in een richting loodrecht op talud.

Indien als gevolg van de interne belastingen de hydraulische gradiënten ( $i_z$  en/of  $i_y$ ) op de verschillende grenslagen tussen toplaag en ondergrond een kritiek verhang overschrijden, treedt transport van materiaal op. In figuur 31 is een en ander schematisch weergegeven.

Tegen de hier geschetste achtergrond dient de relatie belasting - sterkte beschouwd te worden. De twee typen belastingen (externe en interne) spelen daarbij een belangrijke rol. Toplaag en onderliggende lagen zijn bijgevolg dan ook niet afzonderlijk te behandelen, in tegendeel de constructie moet als één ge-

heel worden beschouwd. Een en ander is schematisch weergegeven in figuur 32. Bij de behandeling van toplagen van gezette steen zal behalve van de resultaten van onderzoek uitgevoerd in het kader van "Aantasting van dwarsprofielen in vaarwegen" [M 1115], ook gebruikt gemaakt worden van resultaten van het grootschalige gezette steen onderzoek (M 1795/M 1881).

Het bepalen van de externe belastingaspecten is in hoofdstuk 2 uitgebreid toegelicht. De sterkte-aspecten van de gezette steen constructie in relatie tot de belasting worden hier nader beschouwd voor een viertal methoden:

- "Black-box"-benadering
- Empirische benadering
- Analytische oplossing
- Numeriek model STEENZET

Afhankelijk van de aard van het ontwerp en de beschikbaarheid van gegevens kan een aanpak worden geselecteerd. Opgemerkt wordt hierbij dat enkele methoden nog in ontwikkeling zijn. In figuur 33 is als voorbeeld een stroomschema gepresenteerd voor de analytische of de numerieke methode.

Behalve belastingen (paragraaf 4.2) en sterkte (paragraaf 4.3) zullen in dit hoofdstuk verder worden behandeld: overige constructieve aspecten (paragraaf 4.4), grondmechanische aspecten (paragraaf 4.5), beheersaspecten (paragraaf 4.6) en ontwerpprocedure (paragraaf 4.7).

## 4.2 Belastingen

### 4.2.1 Externe belastingen

De externe belastingen, gekarakteriseerd door golfhoogte  $H$ , golfperiode  $T$  en brekerparameter  $\xi$ , worden bepaald door scheepsgeïnduceerde waterbeweging en windgolven. De verschillende belastingen met bijbehorende parameter en waarde van  $\xi$  zijn in onderstaande tabel bijeengezet.

oorsprong hydraulische belasting	H (m)	$\xi$ (-)
windgolven	$H_s$	0,75 à 3
interferentie pieken	$H_i \cdot (\cos\beta)^{0,5}$	1 à 2
frontgolf	$\Delta h_f$	$\approx 1$
haalgolf	$z'_{\max}$	$\approx 1$

waarin:

$H_s$  = significante windgolfhoogte (m)

$H_i$  = golfhoogte interferentiepieken (m)

$\beta$  = hoek van golfinval ( $^\circ$ )

$\Delta h_f$  = golfhoogte frontgolf (m)

$z'_{\max}$  = haalgolfhoogte vermeerderd met eventuele waterspiegelverhoging  
boven SWL (m).

Hierbij kan worden opgemerkt dat  $z'_{\max}$  (waterspiegelstijging) zelden maatgevend is ten opzichte van  $\Delta h_f$ . De waarde van de belastingparameters kan met behulp van de in hoofdstuk 2 en app. II.1 gegeven formules bepaald worden, met uitzondering van  $H_s$ , waarvoor verwezen wordt naar andere bronnen.

#### 4.2.2 Interne belastingen

De vier methodieken om de interne belastingen te bepalen (zie paragraaf 4.1) zullen in het navolgende worden behandeld.

##### "Black-box" - benadering

De op dit moment beschikbare deels nog in ontwikkeling zijnde rekenmodellen zijn op beperkte schaal toe te passen bij de dimensionering van gezette steenconstructies. Vooralsnog wordt echter voornamelijk gebruik gemaakt van grafieken, waarin gebieden zijn aangegeven waar 'schade' of 'geen schade' kan worden verwacht (zie figuur 34). De grafieken zijn gebaseerd op onderzoeksgegevens en analyse van fysische verschijnselen. Deze methode staat ook wel



bekend als "black-box"- benadering, daar slechts gekeken wordt naar de relatie tussen input en output gegevens. De fysische processen die hierbij een rol spelen, zijn impliciet opgenomen in coëfficiënten gebaseerd op empirie, wat dus ook geldt voor de invloed van interne belastingen op de stabiliteit van de toplaag. In paragraaf 4.3 wordt, in relatie tot de sterkte, aangegeven op welke wijze op basis van de "black-box" - benadering een steenzetting kan worden gedimensioneerd.

#### Empirische bepaling van belasting

De nadelen van de "black-box" - benadering zijn evident. Kennis omtrent de relatie externe - interne belasting is gewenst voor een optimaal ontwerp van een steenzetting. Met betrekking tot de scheepsgeïnduceerde waterbeweging hebben de prototypeproeven in het Hartelkanaal deze kennis vergroot. In deze paragraaf zullen enkele empirische relaties worden gegeven voor de voorspelling van verschildrukken en verhangen. Deze zijn goed toepasbaar in situaties die vergelijkbaar zijn met de Hartelkanaal situatie ([M 1115-XIb, M 1115-XII], duwvaart in trapeziumvormig kanaaldwarsprofiel,  $A_c/A_m \approx 10$ ,  $b_w = 120$  m,  $h = 8$  m). In andere situaties zijn ze niet in alle gevallen toe te passen.

Bij de verschildrukken wordt onderscheid gemaakt in: opwaarts gerichte verschilwaterdruk onder gezette steen ( $\Delta p_{st}$ ), onder geotextiel over dikte geotextiel ( $\Delta p_f$ ), en onder geotextiel over dikte gezette steen en geotextiel samen ( $\Delta p_m$ ). In figuur 30 zijn deze drukken schematisch aangegeven.

Voor de bepaling van de grootte van de opwaartse drukken  $\Delta p_{st}$  en  $\Delta p_f$  kan de volgende relatie gebruikt worden:

$$\Delta p_i = a \cdot g \cdot \rho \cdot H \quad (44)$$

waarin:

- $\Delta p_i$  = verschildruk ( $N/m^2$ )
- $i$  = index, st is gezette steen en f geotextiel (-)
- $\rho$  = dichtheid water ( $kg/m^3$ )
- $a$  = coëfficiënt afhankelijk van lokatie en belasting (-)
- $H$  = maatgevende golfhoogte (m)
- $H = \hat{H}_i$  in geval van sleepboten bij de bepaling van  $\Delta p_{st}$
- $H = \Delta h_f$  in geval bepaling van  $\Delta p_f$  en in geval van bepaling van  $\Delta p_{st}$  voor duweenheden.

Een indicatieve waarde voor  $a$  kan worden afgelezen uit figuur 35 afhankelijk van de regio.

Voor de opwaarts gerichte verschilddruk  $\Delta p_m$  over geotextiel en blokken tezamen is in geval van duweenheden de frontgolfhoogte  $\hat{\Delta h}_f$  de maatgevende externe belasting. De gemeten maxima voor  $\Delta p_{st}$  en  $\Delta p_f$  treden bij de duwvaart simultaan op in de frontgolf  $\hat{\Delta h}_f$ .

Vgl. (44) wordt daarmee:

$$\Delta p_m = a \cdot g \cdot \rho \cdot \hat{\Delta h}_f \quad (45)$$

waarbij voor de coëfficiënt  $a$  als bovengrens kan worden aangehouden de som van de afzonderlijke waarden voor  $\Delta p_{st}$  en  $\Delta p_f$ . Bij een sleepboot treden  $\Delta p_{st}$  en  $\Delta p_f$  niet simultaan op in de frontgolf. Daarom zal de  $a$ -waarde voor de sleepboot niet de som der  $a$ -waarden voor  $\Delta p_{st}$  en  $\Delta p_f$  bedragen, maar minder.

De verwachting is voorts dat  $a \leq 1$ , zodat de som der  $a$ -waarden naar boven toe beperkt wordt:

$$a_m \leq a_{st} + a_f < 1. \quad (46)$$

Ten aanzien van de bruikbaarheid van de gepresenteerde formules voor andere scheepstypen en taludhellingen het volgende. Wanneer de scheepsgeïnduceerde waterbeweging (golfhoogte) zich relatief langzaam voltrekt ( $T \geq 10$  s) (frontgolf en haalgolf), dan mogen de gepresenteerde relaties  $\Delta p_{st} - \Delta h_f$  worden gebruikt.

Is er sprake van een snellere waterbeweging ( $T \leq 10$  s), zoals bijvoorbeeld bij secundaire scheepsgolven, dan mogen de relaties  $\Delta p_{st} - H_i$  worden gebruikt.

Voor de verhangen  $i_y$  en  $i_z$  kunnen de volgende maximale indicatieve waarden gehanteerd worden (het verhang  $i_x$  is van ondergeschikt belang):

$$i_y \approx \sin \alpha \quad (47)$$

$$i_z = 0,15 \text{ à } 0,25 \quad (48)$$

Zoals reeds aangeduid zijn deze waarden afgeleid voor Hartelkanaal [M 1115-XIIb] omstandigheden.

#### Analytische bepaling van belasting

Meer geavanceerde methoden zijn de analytische benadering en de toepassing van het numeriek model STEENZET. Hiermee is het mogelijk om het schema in figuur 33 nader in te vullen. Wat betreft de analytische oplossingen wordt onderscheid gemaakt in laagfrequente ( $T > 10$  à  $20$  s) en hoogfrequente waterspiegel-fluctuaties ( $T < 10$  s). Het is daarmee mogelijk om op analytische wijze de

verschilddruk over de toplaag en het verhang evenwijdig aan het talud te berekenen, zie [21] en [22]. Het is vooralsnog niet mogelijk om op deze wijze het verhang loodrecht op het talud te bepalen.

In het geval van laagfrequente waterspiegelfluctuaties heeft Sellmeyer [22] op basis van een quasi-stationaire stroming een analytische oplossing gepresenteerd voor een constructie bestaande uit een toplaag van gezette steen en daaronder een filterlaag op ondoorlatende basis.

In figuur 36 is een en ander schematisch weergegeven. Deze figuur maakt het mogelijk om eerste conclusies te trekken over de stabiliteit van een steenzetting. Als bijvoorbeeld doorlatendheid en dikte van de filterlaag groot zijn en de doorlatendheid van de toplaag klein, dan is de waarde van de lek lengte groot en bijgevolg zijn de verschilddrukken over de toplaag groot. Omgekeerd resulteert een kleine lek lengte daarentegen in een lage verschilddruk.

Van belang is echter ook dat de verhangen in de filterlaag klein zijn, omdat anders in bepaalde gevallen erosie van de ondergrond kan optreden. Uit dezelfde figuur blijkt, dat een grote lek lengte kleine verhangen geeft en een kleine juist grote verhangen.

Concluderend kan nu het volgende gezegd worden. Als gekozen wordt voor een kleine lek lengte teneinde de verschilddruk over de toplaag klein te houden, dan zal de stabiliteit van de onderlagen meer aandacht behoren te krijgen.

De analytische oplossing volgens Sellmeyer is van belang om inzicht te krijgen op welke wijze de interne belastingen (verschilddruk en verhangen) tot stand komen gegeven een externe belasting. De methode is zeer goed bruikbaar om de relatief langzame waterspiegeldaling tijdens een scheepspassage te beschrijven. Indien de maatgevende belasting veroorzaakt wordt door korte golven zoals interferentiepieken en windgolven, dan wordt deze methode niet aanbevolen, maar is de navolgende aanpak gewenst.

Voor laag- en hoogfrequente waterspiegelfluctuaties is door Wolsink een analytische oplossing gegeven. De interne belastingen worden berekend door invoer van de druk op het talud. Deze analytische oplossing is gebaseerd op het door Grondmechanica Delft ontwikkelde rekenmodel STEENZET, waarmee voor een willekeurige golfrandvoorwaarde de interne belastingen kunnen worden bepaald (zie later deze paragraaf). Voor een steenzetting op een granulaair filter, waarbij het dijklichaam ten opzichte van het filter als ondoorlatend wordt beschouwd, is deze methode bruikbaar om de waterbeweging in de filterlaag te beschrijven en daarmee het ontwerp van een steenzetting te optimaliseren. De grootste opwaartse belasting treedt daarbij op nabij het golftheruglooppunt.

## Benadering met STEENZET

Voor de in dit hoofdstuk van belang zijnde constructietypen is door Grondmechanica Delft het computermodel STEENZET ontwikkeld, waarmee de interne belastingen als gevolg van een willekeurige golfrandvoorwaarde kunnen worden bepaald. Hierbij wordt vaak gebruik gemaakt van een druksignaal als functie van de tijd, zoals die op een talud is gemeten. Het model houdt rekening met tweedimensionale effecten en turbulente stroming.

Aangezien STEENZET een aantal beperkingen heeft (alleen stroming in een filterlaag van beperkte afmetingen), wordt momenteel STEENZET/2 ontwikkeld.

Dit is een eindige-elementen-methode waarmee de interne belastingen voor willekeurige constructietypen kunnen worden bepaald en waarin ook elastische bergring wordt beschouwd.

Voor nadere bijzonderheden omtrent STEENZET wordt verwezen naar [15], [M 1115-XIV].

### 4.3 Sterkte

Gebruik makend van de berekende belastingen kan de toplaag van gezette steen nu worden gedimensioneerd. De algemene ontwerpprincipes daarbij zijn in figuur 37 weergegeven.

Stabiliteit van een steenzetting is gewaarborgd als geldt:

$$\Delta(\phi_{\max}) \leq \gamma \cdot \Delta(\phi_{eg}) \quad (49)$$

met

$$\Delta(\phi_{eg}) = \frac{(\rho_s - \rho)}{\rho} \cdot D \cdot \cos \alpha \quad (50)$$

Hierin is:

$\Delta(\phi_{\max})$  = maximaal stijghoogteverschil over de toplaag (m)

$\Delta(\phi_{eg})$  = stijghoogte verschil dat juist de zwaartekracht compenseert [m]

$\gamma$  = vergrotingsfactor voor additionele sterktecomponenten [-]

$\rho_s$  = dichtheid gezette steen element ( $\text{kg/m}^3$ )

$\rho$  = dichtheid water ( $\text{kg/m}^3$ )

$D$  = dikte gezette steen element (m)

$\alpha$  = taludhoek ( $^\circ$ ).

In het geval van een analytische benadering kan nu de dikte  $D$  van de steenzetting worden berekend met elders gegeven formules voor  $\Delta(\phi_{\max})$  en de vergrotingsfactor  $\gamma$ .

Voor minder geavanceerde benaderingen, zoals de empirische en de "black-box" benadering, kan vgl. (49) met behulp van vgl. (50) en:

$$\Delta p_i = \rho g \Delta(\phi_{\max}) \quad (51)$$

worden omgewerkt naar:

$$\frac{\Delta p_i}{\Delta \cdot D} \leq \gamma \cdot \rho g \cos \alpha \quad (52)$$

of met vgl. (44) of (45) zelfs tot:

$$\frac{H}{\Delta D} \leq \frac{\cos \alpha}{c} \quad (53)$$

met  $c = a/\gamma$

waarbij:

$\Delta p_i$  = opwaarts gerichte verschildruk (N/m<sup>2</sup>)

$g$  = versnelling zwaartekracht (m/s<sup>2</sup>)

$\Delta$  = relatieve dichtheid (-).

Vgl. (53) is eerder geformuleerd bij het steenzettingen onderzoek voor loodrechte golfaanval. Voor de coëfficiënt  $c$  is afgeleid:

$c = 0,25$  à  $0,30$  voor windgolven (losgeplaatste blokken op zand)

$c = 0,20$  à  $0,25$  voor scheepsgolven (losgeplaatste blokken op zand)

$c = 0,15$  à  $0,20$  voor wind- en scheepsgolven (ingeklemde blokken).

De waarde van  $\gamma$  is groter of gelijk aan 1, zodat voor  $c = a$  een bovengrens wordt verkregen voor losse blokken zonder additionele sterktecomponenten, wat ook uit bovenstaand overzicht van waarden voor  $c$  blijkt.

Door Pilarczyk is een meer "sophisticated" benadering opgesteld, volgens [16]:

$$\frac{H \cdot \xi^{0,5}}{\Delta D} \leq \phi_1 \cdot \cos \alpha \quad (54)$$

waarin:  $\xi$  = breker parameter (-)

$H$  = maatgevende golfhoogte (m)

$\phi_1$  = coëfficiënt (-)

Voor taluds waarvoor geldt  $\cot \alpha \geq 2$  en  $\xi < 3$ , kan vgl. (54) worden vereenvoudigd tot:

$$\frac{H \cdot \xi^{0,5}}{\Delta D} \leq \phi_1 \quad (55)$$

De verwantschap tussen deze beide "black-box"-formules en vgl. (53) is duidelijk:  $\phi_1 = 1/c$  respectievelijk  $\phi_1 = \cos \alpha / c$  (bij  $\xi = 1$ ).

Met figuur 34 kan de vereiste sterkte eenvoudig worden bepaald. Voor H moet worden gesubstitueerd  $\hat{\Delta} h_f$  of  $H_i (\cos \beta)^{0,5}$ . De waarde van  $H/\Delta D$  mag worden verhoogd bij scheepsgolven met 25% vanwege het geringe aantal golven ten opzichte van windgolven, waarvoor de oorspronkelijke formule is afgeleid.

In het geval van losse blokken op een granulaire laag (categorie 2 in figuur 34), heeft recent onderzoek uitgewezen, dat een veiliger benadering dan vgl. (55) luidt ( $\cot \alpha \geq 2$  en  $1 \leq \xi \leq 5$ ):

$$\frac{H \cdot \xi}{\Delta D} \leq \phi_1 \quad (56)$$

met  $\phi_1 = 3,5$  voor relatief minder doorlatende toplagen (dichte blokken), en  $\phi_1 = 4,0$  voor relatief doorlatende toplagen (open blokken met 5 à 20% open ruimte).

De empirische benadering is gebaseerd op meetresultaten voor Hartelkanaal omstandigheden en maakt gebruik van vgl. (52) zonder de vergrotingsfactor  $\gamma$ . Deze laatste parameter is impliciet opgenomen in dit geval in de factor a, welke in de formules voor  $\Delta p_i$  is verwerkt (zie vgl. (44) en (45)). Voor onderling niet verbonden blokken op een vlijlaag op een geotextiel geldt dan:

$$\frac{\Delta p_i}{\Delta D} \leq \rho g \cos \alpha \quad (57)$$

waarbij voor  $\Delta p_i$  het maximum wordt genomen van  $\Delta p_{st}$  of  $\Delta p_m$ .

In geval van een blokkenmat (stenen verbonden aan het geotextiel) dient voor  $\Delta p_i$  de waarde van  $\Delta p_m$  te worden gesubstitueerd.

Voorts worden de volgende laagdikten minimaal aanbevolen:

$$D \geq 0,10 \text{ m (in geval van losse gezette steen)}$$

$$D \geq 0,08 \text{ m (in geval van blokkenmatten).}$$

Met behulp van zowel de "black-box" als de empirische benadering, kan een eerste indruk van de dikte van een steenzetting worden verkregen. Er is daar-

bij sprake van overdimensionering, omdat onder meer de doorlatendheden van bekleding en ondergrond niet worden verdisconteerd. Bij de eerder genoemde analytische benadering wordt hiermee wel rekening gehouden door introductie van de vergrotingsfaktor  $\gamma$ , maar ook via de lek lengte  $\lambda$  in de formules voor  $\Delta(\phi_{\max})$ . Hierdoor worden sterkteverhogende factoren meegenomen zoals (zie ook figuur 38):

- Dikkere blokken.
- Een grote doorlatendheid van de toplaag door de aanwezigheid van open ruimten tussen of in de blokken. Hierdoor wordt de opwaartse belasting door waterdrukken gereduceerd.
- Een lage doorlatendheid van de onderlaag (bv. klei of mijnsteen) waardoor de opwaartse waterdruk wordt verkleind (mijnsteen kan overigens zeer doorlatend zijn).
- Een dunne doorlatende onderlaag reduceert de opwaartse druk maar vergroot de interne gradiënten (interne stabiliteit onderlagen wordt minder).
- Klemkrachten tussen de blokken, al dan niet veroorzaakt door wrijving en/of vul- of inwas-materiaal, waardoor grotere delen van het oppervlak zich als één geheel gaan gedragen. Hierdoor wordt de momentane belasting gespreid (= gemiddeld) over een groter oppervlak, waardoor de schadegolfhoogte kan toenemen.

#### 4.4 Overige constructieve aspecten

De keuze uit de verschillende constructietypen zal aan de hand van de functionele, technische en financiële eisen beoordeeld moeten worden. Een aantal punten zal worden opgenoemd waar rekening mee dient te worden gehouden bij de keuze en het ontwerp. Het aantal punten beoogt zeer zeker geen totaal beeld te geven maar dient meer als relevante achtergrondinformatie te worden gezien.

- Goede afstemming van de doorlatendheden van toplaag en onderlagen (inclusief geotextiel) is een essentiële voorwaarde voor een evenwichtig ontwerp. De doorlatendheid  $k$  van de constructieonderdelen moet toenemen van onder naar boven.
- Sinds de introductie van geotextielen is de indruk ontstaan dat granulaire filterlagen niet meer nodig zijn. Een granulair filter kan als gevolg van een zekere dikte, de golfbelasting enigszins dempen en bij hoge belastingen is dit dan ook een vereiste.

- De in paragraaf 3.8 gegeven formules en richtlijnen ten behoeve van het ontwerp van granulaire filterlagen en geotextielen zijn natuurlijk ook hier van toepassing.
- Toepassing van een steenzetting onder water stuit op praktische bezwaren. Blokkenmatten bieden in een dergelijke situatie uitkomst, hoewel een goede aansluiting van de randen van de blokkenmatten nog altijd een probleem vormt. Een goede controle achteraf en toezicht tijdens de uitvoering is dan ook noodzakelijk.
- Ten aanzien van het ontwerp van overgangsconstructies zijn dezelfde eisen en toe te passen oplossingen te formuleren die ook bij een toplaag van breuksteen van belang zijn. Voor informatie daaromtrent wordt verwezen naar paragraaf 3.9.
- Voor de begrenzingen van te verdedigen taludgedeeltes kan worden verwezen naar paragraaf 3.5. De reductiefactor  $r_p$  vanwege ruwheid en doorlatendheid van de constructie bedraagt daarbij (zie ook vgl (32a)): 0,95 voor betonblokken, 0,90 voor gezette natuursteen en 0,80 voor blokkenmatten.
- Dimensionering van een gezette steen oeververdediging in een vaarweg met een kanaaldwarsprofiel anders dan een trapeziumvormig profiel verloopt analoog aan die voor een gestorte steen verdediging. Verwezen wordt dan ook naar de desbetreffende paragraaf 3.12.

#### 4.5 Grondmechanische aspecten

##### 4.5.1 Algemeen

Hoewel grondmechanische aspecten buiten het kader van het M1115 onderzoek vallen wordt toch gewezen op het belang ervan. Volstaan wordt met een korte beschrijving van de belangrijkste mechanismen, die bezwijken van een oever tot gevolg kunnen hebben. Onderscheid wordt gemaakt in zogenaamde micromechanismen en macromechanismen.

Een micromechanisme moet worden opgevat als een meer elementair grondmechanisch verschijnsel. Lokaal verplaatsen individuele elementen, wat in het algemeen niet leidt tot grote vervormingen. Onder bepaalde condities kan een micromechanisme de stabiliteit van het gehele oevertalud beïnvloeden en mede oorzaak zijn van een evenwichtsverstoring.

Macromechanismen gaan gepaard met grote vervormingen. Bij grote deformaties die in korte tijd optreden, spreekt men van instabiliteit. De overige macromechanismen worden ook wel aangeduid met deformatiemechanismen.



#### 4.5.2 Micromechanismen

Het kenmerk van een micromechanisme is het bezwijken of het transport van individuele elementen. Hierbij kan worden gedacht aan de afzonderlijke constructiedelen, maar ook, vanuit de aanname dat grond onder bepaalde voorwaarden als een continuum kan worden opgevat, aan een grondelementje (bijv. een eenheidsvolume grond). Voorbeelden zijn: toplaagerosie, verlies filtermateriaal, piping, etc. Enkele belangrijke micromechanismen, die de inleiding kunnen vormen voor het bezwijken van een oever inclusief grote verplaatsingen, zullen hier worden toegelicht. In de meeste gevallen echter houden ontwerpregels, zoals gepresenteerd in het voorgaande, reeds rekening met micromechanismen.

Piping staat bekend als onderloopsheid van waterkerende constructies. Het wordt veroorzaakt door een plaatselijk verlies aan stabiliteit van korrelmateriaal als gevolg van te grote grondwaterstroming in combinatie met een afvoermogelijkheid van korrels. Dit laatste kan het geval zijn bij de overgang van twee granulaire lagen indien de filterwerking niet gewaarborgd is. Indien de (grond) waterstroming in staat is de korrels af te voeren ontstaat er een wel c.q. een kanaaltje, waarbij een progressief instabiel proces ontstaat. Het piping proces kan reeds voordat echte kortsluiting ontstaat mede aanleiding zijn voor bezwijken van de constructie. Voor een verdere beschrijving van de materie wordt verwezen naar [24].

Verweking (engels: liquefaction) geeft de conditie in zand aan waarbij de op een grondelement aanwezige totale belasting volledig of grotendeels is overgedragen aan de spanning in het porienwater en waarbij de korrelspanningen tot zeer lage waarden zijn gereduceerd. In deze omstandigheden is de grond niet in staat schuifspanningen over te brengen zonder dat dit gepaard gaat met grote deformaties en deformatiesnelheden. Verweking is vooral van belang voor zand en zandige grond. In een kleibodem zal verweking niet of slechts onder zeer speciale condities optreden.

Verweking is een gevolg van de neiging van, met name losgepakt, zand om in volume te verkleinen, indien er een schuifspanning op wordt aangebracht. Verdichting van waterverzadigd zand kan echter alleen plaatsvinden indien het overtollige porienwater kan worden uitgeperst. Als de schuifspanningsverandering relatief snel aangrijpt leidt de verdichtingsneiging tot een overspanning in het porienwater. Dit gaat gepaard met een afname van de korrelspanningen en daarmee van de schuifweerstand van het zand. De afname van de schuifweerstand heeft een verlaging van de stabiliteit tot gevolg indien het zand onder een taludoppervlak gelegen is.

Relevante informatie wat betreft verweking is opgenomen in [24]. In het algemeen is het van belang te streven naar toepassing van vrij schoon (laag percentage slib) niet te fijn zand en een zo hoog mogelijke verdichtingsgraad van het zand.

Fluidisatie kan ontstaan in een poreus korrelmassief bij voldoende hoge opwaarts gerichte stroomsnelheden van het porienwater. De dan vrij zwevende korrels leiden tot een zogenaamd gefluïdiseerd systeem. In tegenstelling tot het bovengenoemde mechanisme verweking gaat fluidisatie gepaard met uitzetting van het korrelstelsel als gevolg van een overmaat aan toegevoerd water vanuit de onderzijde.

Deze watertoevoer kan bijvoorbeeld ontstaan door verweking van de onderliggende laag wanneer de betreffende laag of die erboven (bijv. een vrij dichte steenbekleding) minder doorlatend is als de onderliggende, verwekende laag. Fluidisatie heeft dus een externe oorzaak en kan plaatsvinden in een zandlaag na verweking van die laag.

#### 4.5.3 Macromechanismen

Het kenmerk van een macromechanisme is het vervormen van (grote) grondmassa's, welke abrupt danwel geleidelijk optreden. Bij de beschrijving ervan kan uitgegaan worden van een continue medium.

Bij grote deformaties in relatie met de constructie spreekt men van instabiliteit. Andere voorkomende mechanismen worden aangeduid met deformatiemechanismen. Evenwichtsbeschouwingen spelen bij macromechanismen een belangrijke rol.

Bezwijkmechanismen waar bij het ontwerp terdege rekening mee dient te worden gehouden zijn:

- het afschuiven van de bekleding langs het grensvlak van bekleding en ondergrond, en
- het afschuiven van bekleding en ondergrond langs een meer of minder diep gelegen glijvlak.

Deze verschijnselen treden op als de schuifspanningen langs een glijvlak, de beschikbare schuifweerstand langs dat vlak overschrijdt. Een belangrijke rol hierbij spelen korrelspanningen, waterspanningen en cohesiekrachten.

Ook is de sterkte van de bekleding van belang bij afschuiven van de bekleding langs de ondergrond. Het gaat daarbij vooral om het vermogen van de bekleding om langskrachten over te dragen naar goed verankerde delen van de bekleding, die buiten de aangevallen zone liggen. Voor meer informatie wat betreft afschuiven van bekledingen over de ondergrond wordt verwezen naar [20] en [37].

Wat betreft afschuiven langs dieper gelegen glijvlakken zullen glijvlakberekeningen uitgevoerd moeten worden. Hiertoe staan methodes zoals die van Blum, Fellenius en Bishop, ter beschikking, waarvoor wordt verwezen naar de grondmechanische handboeken.

Tenslotte wordt nog gewezen op enkele andere macromechanismen:

- Squeezing, waarbij sprake is van het horizontaal wegpersen van een onderliggende slappe laag en waardoor het gehele dijklichaam een verticale verplaatsing ondergaat,
- Zettingsvloeiing, waarbij een oorspronkelijk losgepakte granulaire grondmassa in verweekte toestand geraakt en als gevolg daarvan uitvloeit en daarbij grote verticale verplaatsingen ondergaat,
- Consolidatie van onderliggende lagen, en
- Tijdsafhankelijke vervormingen (kruipverschijnselen) van grond onder constante belastingsrandvoorwaarden.

#### 4.6 Beheersaspecten na aanleg constructie

De in paragraaf 3.10 genoemde punten zijn ook van belang bij een gezette steenconstructie. Opgemerkt wordt dat over het algemeen het onderhoud en/of herstel van een steenzetting kostbaarder zal zijn dan dat van een toplaag van gestorte steen.

#### 4.7 Ontwerpprocedure

Zoals reeds aangeduid is het ontwerp van een gezette steenconstructie een iteratief proces (zie figuur 33). In de vorige paragrafen zijn enkele formules en rekenmethodieken gegeven die gebruikt kunnen worden bij het ontwerp volgens figuur 33. Afhankelijk van de gewenste nauwkeurigheid en de beschikbare rekenfaciliteiten, kan een bepaalde aanpak worden gekozen.

Overeenkomstig aan de in app. III.1 gegeven checklist ten behoeve van het ontwerp van een gestorte steen toplaag, is in appendix III.2 een checklist gegeven voor het ontwerp van een gezette steen toplaag. Opgemerkt wordt dat ten alle tijde de resultaten kritisch bekeken moeten worden, en dat rekening dient te worden gehouden met de eventuele beperkingen van de gegeven formules.

## 5. Deterministische technieken versus probabilistische technieken

### 5.1 Algemeen

Tot op heden zijn oeververdedigingen langs vaarwegen gedimensioneerd op basis van een deterministische ontwerp methodiek. De onzekerheden wat betreft de grootte van de belastingen, materiaaleigenschappen, geometrische karakteristieken van de constructie en mate van exaktheid van toe te passen formules worden hierbij niet expliciet verdisconteerd. Genoemde onzekerheden welke tot uiting komen in de spreiding rondom een gemiddelde waarde, spelen evenwel een belangrijke rol. Risico-analyse vormt een hulpmiddel om door middel van een systematische benadering bezwijk- of faalmechanismen op te sporen. De probabilistische rekentechniek maakt het vervolgens mogelijk om met statistische technieken en rekening houdend met de onzekerheden in de parameters en de formules, de faalkans van een constructie vast te stellen. Naast het verdisconteren van genoemde onzekerheden wordt op deze wijze inzicht verkregen in het functioneren van een oeververdediging als systeem en in het rendement van eventuele constructieve verbeteringen.

In paragraaf 5.2 zal tegen het licht van een deterministische ontwerpmethodiek worden aangegeven, wat de kenmerken zijn van een probabilistische ontwerpmethodiek. Hierbij komen naast probabilistische rekentechnieken onder meer foutenbomen aan de orde. In paragraaf 5.3 zal worden ingegaan op de meer praktische kant van toepassing van probabilistiek bij het ontwerp van een oeververdediging.

### 5.2 Kenmerken van een probabilistische ontwerpprocedure

#### 5.2.1 Traditionele ontwerpprocedure

Een oeververdediging wordt zodanig ontworpen, dat aan in hoofdzaak technische eisen wordt voldaan. Het ontwerp wordt dan doorgaans met behulp van een deterministische ontwerpmethodiek uitgevoerd waarbij rekening wordt gehouden met ervaringsregels.

In het algemeen wordt bij deze aanpak een maatgevende belasting voor de oeververdediging of delen daarvan vastgesteld. Deze maatgevende belasting wordt bepaald uit de maatgevende omstandigheden, die zo goed mogelijk met de bestaande kennis, maar desalniettemin subjectief en arbitrair, gekozen worden. De maatgevende belasting wordt vervolgens vergeleken met een, op basis van deterministische invoergegevens bepaalde, relatief lage karakteristieke waarde voor

de sterkte. Indien de belasting lager is dan de sterkte (eventueel met inbegrip van een veiligheidscoëfficiënt), dan wordt het beschouwde constructie onderdeel als stabiel gekenmerkt. Is dit niet het geval dan dienen belasting en sterkte in een zodanige verhouding gebracht te worden dat hier wel aan wordt voldaan (zie figuur 39).

Een deterministische ontwerpprocedure verloopt, zoals geschetst in de hoofdstukken 3 en 4, aan de hand van een checklist, zoals gegeven in appendix III. Karakteristiek hierbij is dat voor een aantal, op voorhand vastgestelde situaties, de dimensies van de oeververdediging worden vastgesteld. Op basis van een maatgevend veronderstelde situatie wordt dan nader gedimensioneerd. Nadeel van deze deterministische ontwerpprocedure is, dat subjectieve elementen een rol spelen en dat geen rekening wordt gehouden met onzekerheden in invoerparameters en overdrachtsfuncties. Daarnaast leent de deterministische ontwerp methode zich niet zo gemakkelijk voor het kwantificeren van de herstelkosten bij schade. Een optimalisatie van de totale projectkosten (aanleg-, onderhouds- en beheerskosten) wordt daardoor ernstig bemoeilijkt.

#### 5.2.2 Karakteristieken van een probabilistische ontwerp methode

Om te beoordelen of een oeververdedigingsconstructie voldoet aan technische en eventuele andere eisen, zoals door de maatschappij gestelde eisen ten aanzien van veiligheid en economie, kan gebruik worden gemaakt van risico-analytische methoden. De term "risico" omvat de kans op een ongewenste gebeurtenis en de gevolgen van het optreden van die gebeurtenis. Risico-analyses trachten dan ook alles te kwantificeren wat te maken heeft met enerzijds de kans op optreden van een ongewenste gebeurtenis, en anderzijds de gevolgen ervan. De verschillende onzekerheden worden daarbij uitgedrukt in termen van waarschijnlijkheid.

De kans op falen of bezwijken speelt bij risico-analyses of probabilistische ontwerpmethoden een belangrijke rol. In het spraakgebruik wordt veelal geen verschil gemaakt tussen falen of bezwijken. Onder falen wordt evenwel verstaan, dat een constructie of een onderdeel daarvan, één of meer van zijn oorspronkelijke functies niet meer kan vervallen (bijvoorbeeld de functie van het fixeren van de grens tussen vaarweg en land). Bezwijken houdt in, dat tengevolge van evenwichtsverlies zodanig grote vervormingen optreden, dat oorspronkelijke geometrie en samenhang zijn verstoord, waardoor de kans op falen sterk toeneemt (bijvoorbeeld: bij ernstige erosie van de toplaag is er sprake van bezwijken zonder dat de constructie als geheel direkt faalt). In het navolgende zal steeds over bezwijken worden gesproken.

De grens tussen bezwijken en niet-bezwijken wordt aangeduid met grenstoestand, gedefinieerd als de uiterste toestand, waarbij juist geen bezwijken optreedt. Er is dus nog net sprake van evenwicht tussen belasting en sterkte. De faalkans wordt daarbij omschreven als de kans dat een grenstoestand wordt overschreden. De wijze waarop de constructie of een deel van de constructie in de loop van de tijd of plotseling onder invloed van interne en externe factoren overgaat van normaal functioneren naar bezwijken, wordt aangeduid met bezwijkmechanisme.

Een risico-analyse nu is een hulpmiddel om bezwijkmechanismen op te sporen, grenstoestanden te definiëren en faalkansen te berekenen. Daartoe dienen de volgende stappen te worden doorlopen:

- Opstellen van een beschrijving van de constructie als systeem dat bestaat uit diverse componenten.
- Analyseren van de invloed van een afzonderlijke component op het gedrag van de constructie als geheel.
- Opsporen van alle bezwijkmechanismen.
- Bepalen op welke wijze ongewenste reacties van de constructie tot stand komen.
- Berekenen van de kans op het optreden van ongewenste reacties.
- Bepalen van de gevolgen van een ongewenste gebeurtenis.

Essentieel is dus dat alle bezwijkmechanismen in kaart worden gebracht. De foutenboom is daarbij een middel om de bezwijkmechanismen te ordenen, maar ook om deze op systematische wijze op te sporen. In figuur 40 is een voorbeeld gepresenteerd.

Centraal echter bij de risico-analyse staat dus de berekening van de faalkans. Hiertoe dienen probabilistische berekeningen te worden uitgevoerd, waarbij gebruik wordt gemaakt van statistische technieken. De berekeningen zijn gebaseerd op de mathematische formulering van het bezwijkmechanisme met behulp van een betrouwbaarheidsfunctie. Hierbij wordt onderscheid gemaakt in de sterkte  $R$  en de belasting  $S$  van het beschouwde bezwijkmechanisme. De betrouwbaarheidsfunctie is gedefinieerd als (zie figuur 41):

$$Z = R - S$$

(58)

Falen treedt op als  $Z < 0$ , terwijl er sprake is van normaal functioneren als  $Z > 0$ . De belasting  $S$  en de sterkte  $R$  worden op basis van overdrachtsfuncties en invoerparameters samengesteld, waarbij het stochastisch karakter van beide aspecten kan worden meegenomen. Door  $R$  en  $S$  te relateren via de betrouwbaarheidsfunctie  $Z$  kan met behulp van probabilistische rekentechnieken de kans worden bepaald, dat  $Z < 0$ , aangeduid met:

$$P(Z < 0) \text{ of } P(R < S)$$

(59)

Een probleem is evenwel dat de gebruikte formules voor  $R$  en  $S$  evenals de invoergegevens niet exakt bekend zijn. Meestal zijn zij gebaseerd op schaalonderzoek, metingen in het prototype, schattingen op basis van ervaring of theoretische analyses. Deze onzekerheden worden in rekening gebracht door in geval van invoergrootheden deze te beschrijven met verdelingsfuncties (bijvoorbeeld een Gauss- of een Rayleigh verdeling) en in geval van formules door deze te vermenigvuldigen met een onnauwkeurigheidsfactor (figuur 42).

De faalkansberekening zelf kan op drie verschillende niveaus plaatsvinden [32]:

- niveau III

Dit is een probabilistische benadering waarbij de exacte kansdichtheidsfuncties van alle invoerparameters in de berekening worden meegenomen (Full-probabilistic approach).

- niveau II

Berekeningen op dit niveau zijn gebaseerd op benaderingen, waarbij het probleem wordt gelineariseerd rond een bepaalde waarde (Semi-probabilistic approach).

- niveau I

De berekeningswijze komt overeen met een deterministische berekening, echter er wordt gebruik gemaakt van partiële veiligheidsfactoren in plaats van een "overall" veiligheidscoëfficiënt (Quasi-probabilistic approach).

Met behulp van de berekende faalkansen en de geïnventariseerde gevolgen van een ongewenste gebeurtenis is vervolgens het risico te bepalen dat met het falen gepaard gaat. Daartoe is het begrip risico gedefinieerd volgens:

$$\text{risico} = \text{kans op falen} \times \text{gevolgen} \quad (60)$$

Indien een economische benadering van het risico wordt gehanteerd, is het risico ook te omschrijven als: het gewogen gemiddelde van de gevolgen (of de totale kosten) van elk bezwijkmechanisme, waarbij de weging plaats vindt met behulp van de faalkans. Deze totale kosten zijn te gebruiken bij een nadere, afhankelijk van de criteria, te kiezen optimalisatietechniek, waarbij ook andere criteria dan alleen de technische een rol spelen. Hiermee is dan de volledige risico-analyse behandeld, waarbij duidelijk moge zijn dat probabilistische berekeningen het hart van het geheel vormen.

Tenslotte, probabilistische ontwerpmethoden zijn arbeidsintensief, omdat veel gegevens verzameld moeten worden. Daartegenover staan echter de volgende voordelen:

- het gehele systeem wordt doorgelicht en beschreven,
- componenten van de gehele constructie en van onderdelen daaruit worden op elkaar afgestemd,
- een rationele basis wordt verleend aan gevoelsmatig aanwezige ontwerpoverwegingen door onzekerheden mee te nemen,
- inzicht wordt verkregen in het functioneren van de constructie en van de zwakke plekken,
- inzicht wordt verkregen in het rendement van constructieve verbeteringen,
- duidelijkheid ontstaat over de relatie bezwijken - gevolgen, en
- de mogelijkheid bestaat de totale projectkosten te optimaliseren.

Het toepassen van een probabilistische ontwerpmethode kan daarmee uiteindelijk resulteren in een evenwichtiger ontwerp dan toepassing van de deterministische ontwerpmethode.

### **5.3 Toepassing van probabilistische technieken bij het ontwerp van oeververdedigingen**

#### **5.3.1 Inleiding**

Na de vrij algemene uiteenzetting over de probabilistische ontwerpmethode in de vorige paragraaf volgt nu de praktische toepassing. Hierbij ligt de nadruk op de faalkansberekeningen. In paragraaf 5.3.2 komt de bepaling van de kansdichtheidsfuncties van de randvoorwaarden, de sterkte en de belasting aan de orde. Tevens wordt de berekening van de faalkans behandeld. Het doorrekenen van een foutenboom en de toepassingsmogelijkheden van een betrouwbaarheidsanalyse komen in respectievelijk de paragrafen 5.3.3 en 5.3.4 aan de orde.



### 5.3.2 Berekening van de faalkans

Het bezwijken van een oeververdediging kan het gevolg zijn van verschillende gebeurtenissen die gelijktijdig of na elkaar plaatsvinden. Zoals reeds aangegeven, is een foutenboom een hulpmiddel om een aantal mogelijke gebeurtenissen overzichtelijk bijeen te zetten. In figuur 40 is een voorbeeld gegeven van een foutenboom welke betrekking heeft op het falen van een breuksteen oeververdediging. Bezwijkmechanismen van verschillende aard, die kunnen leiden tot de ongewenste topgebeurtenis, zijn hierin aangegeven. Een en ander wordt hier beperkt tot het bezwijkmechanisme "instabiliteit van de toplaag".

Een foutenboom zoals gegeven in figuur 40 is ook op te stellen voor een toplaag bestaande uit een steenzetting. In het navolgende zal eerst ingegaan worden op een breuksteen oeververdediging. Daarna zal kort de faalkansberekening bij een steenzetting worden behandeld.

Bij een breuksteen oeververdediging wordt verondersteld dat de grenstoestand een toestand weergeeft, waarbij de toplaag nog juist in voldoende mate voldoet aan zijn functie, nl. erosie van ondergelegen lagen tegen gaan. Gedurende elke scheepspassage zal een gering transport van materiaal optreden. De grenstoestand zal worden bereikt na een groot aantal scheepspassages en de ongewenste topgebeurtenis kan nu nader gedefinieerd worden als de hoeveelheid getransporteerd materiaal, welke niet mag worden overschreden in een bepaalde tijdseenheid.

Tegen deze achtergrond is de faalkans  $P_f$  te definiëren als (zie ook [M 1115 XVII] en [26]):

$$P_f = P(p'_a < p_a) \quad (61)$$

met:

$p'_a$  = aanvaardbaar schadeniveau dat vooraf wordt vastgelegd (norm) (-)

$p_a$  = resulterend schadeniveau na een aantal scheepspassages (-)

De betrouwbaarheidsfunctie wordt daarbij gedefinieerd als:

$$Z = p'_a - p_a \quad (62)$$

$$\text{met } p'_a = R \quad (63)$$

$$p_a = S \quad (64)$$

Op basis hiervan is de faalkans  $P(Z < 0)$  te bepalen.

In figuur 43 is dit schematisch weergegeven, waarbij de volgende stappen zijn te onderscheiden:

- 1) bepalen van de kansdichtheidsfuncties van de randvoorwaarden en sterkteparameters,
- 2) vaststellen van de overdrachtsfuncties cq. het theoretische model
- 3) op basis van ad 1 en ad 2 de kansdichtheidsfuncties van R en S (of  $p'_a$  en  $p_a$ ) vaststellen,
- 4) berekenen van de faalkans  $P (Z < 0)$

ad 1

Bij een deterministisch ontwerp wordt gebruik gemaakt van maatgevende waarden voor belasting en sterkte. Karakteristiek voor een op probabilistische leest geschoeide methodiek is, dat rekening wordt gehouden met het hele scala van mogelijke waarden voor belasting en sterkte. Hier ligt ook gelijk een van de moeilijkste aspecten van een probabilistische ontwerpmethodiek, te weten het verkrijgen van voldoende statistische gegevens ten aanzien van de randvoorwaarden. Veelvuldig hiervoor gehanteerde kentallen zijn de gemiddelde waarde ( $\mu$ ) en de standaardafwijking ( $\sigma$ ) van een parameter (Gaussische of normale verdeling). Met deze kentallen wordt de vermoedelijke waarde ( $\mu$ ) en de onzekerheid daaromtrent ( $\sigma$ ) vastgelegd.

ad 2

Teneinde te komen tot een resulterend schadeniveau op basis van een aantal randvoorwaarden zoals scheepssnelheid en positie in de vaarweg, is een aantal overdrachtsformules of rekenmethodieken benodigd.

Op basis van het gedefinieerde bezwijkmechanisme kan, voor een gedeelte van de oeververdeling met lengte  $l_s$ , het schadeniveau  $p_a$  gelijk worden gesteld aan:

$$p_a = N \cdot \frac{\text{aantal stenen getransporteerd per scheepspassage}}{\text{aantal oorspronkelijk aanwezige stenen}} = N \frac{n_s}{n_o} \quad (65)$$

waarbij N het aantal scheepspassages is van het beschouwde scheepstype in een bepaalde tijdsspanne (1 jaar bijvoorbeeld), en

waarin:

- $n_o$  = oorspronkelijk aantal aanwezige stenen in toplaag van breuksteen (-)
- $n_s$  = aantal stenen dat wordt getransporteerd (-)

Uit vgl (65) is af te leiden dat het schadeniveau  $(p_a)_i$  per scheepspassage gelijk is aan:

$$(p_a)_i = \frac{n_s}{n_o} \quad (66)$$

Het aantal oorspronkelijk aanwezige stenen  $n_o$  wordt gedefinieerd als (laagdikte  $1 \times D_{50}$ ):

$$n_o = \frac{l_s \cdot b_s}{D_{50}^2} \quad (67)$$

waarin:

$b_s$  = breedte oppervlak waarover transport optreedt (m)

$l_s$  = lengte oppervlak waarover transport optreedt (m)

$D_{50}$  = karakteristieke steenafmeting (m)

De lengte  $l_s$  wordt gelijk gesteld aan de gemiddeld afgelegde afstand door een steen tijdens verplaatsingen. Deze afstand (spronglengte) bedraagt:

$$l_s = 20 \cdot D_{50} \quad (68)$$

Voor de bepaling van  $n_s$  zijn, afhankelijk van het beschouwde deel van de oeververdediging (onderste of bovenste deel), verschillende overdrachtsfuncties van toepassing:

Voor het onderste deel belast door de retourstroom, kan het aantal getransporteerde stenen berekend worden met:

$$n_s = \frac{\Delta t \cdot q_s \cdot b_s}{\pi/6 \cdot D_{50}^3} \quad (69)$$

waarin:

$\Delta t$  = duur van de belasting (s)

$q_s$  = transportintensiteit ( $m^3/m/s$ )

Voor de bepaling van  $q_s$  kunnen de in appendix II gegeven formules toegepast worden:

$$q_s = \phi \cdot (g \Delta D_{50}^3)^{0.15} \quad (70)$$

waarin:

$\phi$  = transportparameter (-)

$g$  = versnelling zwaartekracht ( $m/s^2$ )

$\Delta$  = relatieve dichtheid (-)

Substitutie van de vgl (67), (69) en (70) in vgl (66) geeft dan:

$$(p_a)_i = \frac{\Delta t \cdot \phi \cdot (g \Delta D_{50}^3)^{0.15}}{l_s \cdot \pi/6} \quad (71)$$

Bij N scheepspassages per jaar, aannemend dat elke passage in een gelijk transport resulteert, leidt dit tot:

$$(p_a)_{1 \text{ jaar}} = N \cdot (p_a)_i \quad (72)$$

Voor het bovenste deel van de oeververdediging, belast door golven (scheepsgolven, windgolven) zijn weer andere overdrachtsfuncties van toepassing. Hierbij is het transport als gevolg van haalgolf enerzijds en secundaire golven en windgolven anderzijds te onderscheiden. De in appendix II gegeven relaties ter bepaling van  $n_s$  zijn dan toe te passen, waarna de resultaten zijn te substitueren in vgl (65). Opgemerkt wordt dat de tijdsduur hier geen rol speelt in relatie met de te hanteren formules, omdat deze impliciet in de desbetreffende formules al is meegenomen.

Geheel analoog kan  $p'_a$  worden bepaald, uitgaande van kansdichtheidsfuncties voor de sterkteparameters. Evenwel theoretische modellen voor de sterkte ontbreken nog voor zover het betreft oeververdedigingen. Volstaan zal daarom moeten worden met een aanname ten aanzien van  $p'_a$  in de zin van: bijvoorbeeld 10% van het oorspronkelijke materiaal mag zijn verdwenen.

### ad 3

Met behulp van een niveau III berekening is met behulp van de onder ad 1 en ad 2 genoemde aspecten een kansdichtheidsfunctie voor R en S te bepalen. Gezien de aard van deze methode is het gebruik van computers een vereiste. Vooral nog zijn praktische berekeningen op deze wijze vrij gecompliceerd. Verwezen wordt naar [32]. Op niveau II zijn wel vrij eenvoudige methodieken, zij het benaderend, toe te passen. Op niveau II is onderscheid te maken tussen drie hoofdklassen [32]:

- 1) gemiddelde waarde, eerste orde, tweede moment methode (first order mean value approach)
- 2) verfijnde, eerste orde, tweede moment methode (first order design-point approach)
- 3) methoden, die gebruik maken van benaderende kansdichtheidsfuncties (approximate full-distribution approach = AFDA).

De berekening op niveau II voor klasse 1 zal vanwege zijn eenvoud worden toegelicht. Hierbij wordt verondersteld dat de hier van belangzijnde parameters normaal verdeeld zijn en als gevolg hiervan volledig met  $\mu$  en  $\sigma$  zijn te beschrijven. De belasting S wordt als voorbeeld genomen.

Gegeven  $n$  invoerparameters  $x_i$  met even zoveel kansdichtheidsfuncties. Wordt gewerkt met normale verdelingen dan worden die kansdichtheidsfuncties vastgelegd door 2 parameters: gemiddelde  $\mu_i$  en standaardafwijking  $\sigma_i$ . Indien de overdrachtsfunctie aangegeven wordt met  $F$  kunnen  $\mu(S)$  en  $\sigma(S)$  worden geschreven als:

$$S = F(x_1, x_2 \dots x_n) \quad (73)$$

De functie  $F$  laat zich lineariseren rond een geschikt te kiezen ontwikkelingspunt  $\vec{x}^*$  ( $x_1^*, x_2^* \dots x_n^*$ ) met behulp van reeksontwikkeling die op tijd wordt afgebroken:

$$S \approx F(x_1^*, x_2^* \dots x_n^*) + \sum_{i=1}^n \frac{\partial F}{\partial x_i} (x_i - x_i^*) + \dots \quad (74)$$

Als nu deze linearisatie wordt uitgevoerd om het gemiddelde van  $\vec{x}$  (mean value approach) kan worden afgeleid dat:

$$\mu(S) = F(x_1, x_2 \dots x_n) \quad (75)$$

$$\sigma(S) = \left\{ \sum_{i=1}^n \left( \frac{\partial F}{\partial x_i} \right)^2 \cdot \sigma^2(x_i) \right\}^{0.5} \quad (76)$$

Dezelfde procedure kan worden toegepast bij  $R$  voor de bepaling van  $\mu(R)$  en  $\sigma(R)$ :

$$\mu(R) = G(x_1, x_2 \dots x_n) \quad (77)$$

$$\sigma(R) = \left\{ \sum_{i=1}^n \left( \frac{\partial G}{\partial x_i} \right)^2 \cdot \sigma^2(x_i) \right\}^{0.5} \quad (78)$$

Voor een beschrijving van klasse 2 en klasse 3 wordt verwezen naar [32]. In paragraaf 6.5 wordt bij de daar behandelde casestudy gebruik gemaakt van een klasse 2 methode.

Zoals reeds opgemerkt kan bij het hier gedefinieerde schademechanisme voor  $R$  en  $S$  respectievelijk  $P'_a$  en  $P_a$  worden gelezen.

#### ad 4

Met de nu bekende kansdichtheidsfunctie voor  $S$  en  $R$  is de faalkans  $P(Z < 0)$  te bepalen. Het nu volgende is, om redenen genoemd onder ad 3, van toepassing bij een niveau II berekening.

De gemiddelde waarde  $\mu(Z)$  van de betrouwbaarheidsfunctie Z is:

$$\mu(Z) = \mu(R) - \mu(S) \quad (79)$$

en de standaardafwijking  $\sigma(Z)$  van de betrouwbaarheidsfunctie Z is:

$$\sigma(Z) = \{\sigma^2(S) + \sigma^2(R)\}^{0.5} \quad (80)$$

of met behulp van de vgl (76) en (78):

$$\sigma(Z) = \left\{ \sum_{i=1}^n \left( \frac{\partial Z}{\partial x_i} \right)^2 \cdot \sigma_{x_i}^2 \right\}^{0.5} \quad (81)$$

Met behulp van de kentallen  $\mu(Z)$  en  $\sigma(Z)$  voor de kansdichtheidsfunctie van Z is de zogenaamde betrouwbaarheidsindex  $\beta$  te bepalen volgens:

$$\beta = \frac{\mu(Z)}{\sigma(Z)} \quad (82)$$

Vervolgens is met  $\beta$  en een tabel voor de standaardnormale verdeling de faalkans te bepalen. In figuur 44 is een en ander weergegeven. Opgemerkt wordt dat met vgl (76) de bijdrage aan de faalkans van een afzonderlijke component (of invoerparameter) kan worden nagegaan.

De aan de hand van punt ad 1 t/m ad 4 gegeven aanpak wordt in hoofdstuk 6 geïllustreerd met een voorbeeldberekening.

Tot nu toe is uitgegaan van bezwijken van de toplaag als een deel van het materiaal is getransporteerd. Soms wordt bezwijken echter berekend met behulp van een stabiliteitsrelatie, bijvoorbeeld die volgens Isbash voor loskorrelige materialen [31]:

$$D_{50} = \frac{b}{k} \cdot \frac{\hat{u}^2}{2g\Delta} \quad (83)$$

- $D_{50}$  = karakteristieke steendiameter (m)
- $b$  = coëfficiënt (-)
- $k$  =  $(1 - \sin^2\alpha/\sin^2\epsilon)^{0.5}$  (-)
- $g$  = versnelling zwaartekracht ( $m/s^2$ )
- $\Delta$  = relatieve dichtheid (-),  $\Delta = (\rho_s - \rho)/\rho$
- $\alpha$  = taludhoek ( $^\circ$ )
- $\epsilon$  = hoek van inwendige wrijving ( $^\circ$ )
- $\hat{u}$  = stroomsnelheid (m/s)

Als grenstoestand wordt dan beschouwd de situatie dat 1 steen verplaatst. In geval van een bestorting wordt dan een oneigenlijk gebruik gemaakt van de definitie van bezwijken. Immers een bestorting bezwijkt niet als er 1 steen verplaatst. Een dergelijk bezwijkcriterium kan daarentegen wel worden toegepast bij gezette steenconstructies.

Toepassing van stabiliteitsrelaties bij de berekening van de faalkans kan leiden tot grote verschillen met de berekening van de faalkans bij toepassing van transportrelaties. De vergelijking van Isbash wordt in dit geval vertaald naar een betrouwbaarheidsrelatie Z volgens:

$$Z = R - S = \hat{u}_{\text{toel}} - \hat{u} \quad (84)$$

$$Z = \left( \frac{k}{b} \cdot 2g\Delta \cdot D_{50} \right)^{0.15} - \hat{u} \quad (85)$$

waarin:

$\hat{u}_{\text{toel}}$  = toelaatbare stroomsnelheid (m/s)

$\hat{u}$  = maximale optredende stroomsnelheid (m/s)

De optredende stroomsnelheid  $\hat{u}$  is de enige belasting parameter. Aan de hand van de hiervoor gegeven methodiek kan op basis van deze betrouwbaarheidsfunctie Z een faalkans bepaald worden.

Tenslotte moet worden opgemerkt dat berekeningen met niveau II klasse 1 methoden niet erg betrouwbaar zijn. Voor de praktijk wordt aanbevolen minimaal met klasse 2 te rekenen, waarbij linearisatie niet plaats vindt rond het gemiddelde maar rond het ontwerppunt (design point). De klasse 1 methode is echter wel instructief.

### 5.3.3 Doorrekenen van foutenbomen

De in paragraaf 5.3.2 bepaalde faalkans heeft betrekking op falen als gevolg van N passages per tijdeenheid (bijvoorbeeld 1 jaar) van een scheepstype. Een meer gedetailleerde betrekking voor het schadeniveau  $p_a$ , welke rekening houdt met verschillende scheepstypen en belastingen, luidt:

$$(p_a)_{1 \text{ jaar}} = \sum_{ij} N_{ij} \cdot (p_a)_{ij} \quad (86)$$

waarbij:

- $(p_a)_{ij}$  = schadeniveau als gevolg van belasting  $i$  opgewekt door scheepstype  $j$
- $N_{ij}$  = aantal situaties per jaar dat leidt tot een belasting  $i$  opgewekt door scheepstype  $j$
- $i$  = index die aangeeft het type belasting of combinatie van belastingen
- $j$  = index voor het scheepstype

Veronderstel dat een kanaal wordt bevaren door schepen uit de klassen II en IV en dat de enige belastingen die optreden, de retourstroom  $\hat{u}_r$  en een natuurlijke stroming  $u_c$  zijn. De betrekking voor  $(p_a)_1$  jaar luidt dan:

$$(p_a)_1 \text{ jaar} = (p_a)_{00} + N_{11}(p_a)_{11} + N_{12}(p_a)_{12} + N_{23}(p_a)_{23} + N_{24}(p_a)_{24} + N_{25}(p_a)_{25} \quad (87)$$

waarbij:

- $i = 0$  : uitsluitend  $u_c$
- $i = 1$  : gecombineerde belasting van  $u_c$ , en  $\hat{u}_r$  opgewekt door een schip uit of klasse II ofwel IV
- $i = 2$  : gecombineerde belasting van  $u_c$ ,  $\hat{u}_r$  opgewekt door 1 schip en  $\hat{u}_r$  opgewekt door 2 schepen die zich gelijktijdig in een kanaaldwarsdoorsnede bevinden
- $j = 0$  : geen schip in een kanaaldwarsdoorsnede
- $j = 1$  : schip aanwezig uit klasse IV
- $j = 2$  : idem uit klasse II
- $j = 3$  : 2 schepen uit klassen IV aanwezig
- $j = 4$  : idem uit klasse II
- $j = 5$  : beide scheepstypen zijn aanwezig

Dit voorbeeld is eenvoudig uit te breiden. Duidelijk moge zijn dat het aantal berekeningen snel toeneemt. Een zelfde opzet is mogelijk voor de aanval door de haalgolf en de secundaire golven.

Bij de behandeling tot nu toe is steeds uitgegaan van een oevergedeelte met een lengte  $l_s$ . Een oever heeft echter een totale lengte van  $l_c$  en kan worden beschouwd als een systeem bestaande uit een groot aantal elementen met een lengte  $l_s$  [25]. Als een element bezwijkt, dan wordt verondersteld dat de gehele oeververdediging bezwijkt, met andere woorden: een oeververdediging is op te vatten als een seriesysteem.



Tegen deze achtergrond, waarbij ook rekening wordt gehouden met de correlatie tussen de afzonderlijke elementen, is de faalkans  $P_F$  van een oeververdediging te bepalen met de volgende relatie:

$$P_F = P_f + (n-1) (P_f - 2 \cdot P_f \cdot P_{f_c}) \quad (88)$$

waarin:

$$n = \text{aantal elementen gehele oeververdediging (-), } n = l_c/l_s$$

$$P_{f_c} = \text{faalkans rekeninghoudend met correlatie tussen elementen (-)}$$

De faalkans  $P_{f_c}$  wordt bepaald met behulp van figuur 44 en het vermenigvuldigen van  $\beta$  met een  $\bar{c}$  vermenigvuldigingsfactor  $c$ :

$$c = \frac{1 - \rho(S)}{(1 - \rho(S)^2)^{0,5}} \quad (89)$$

Hierin stelt  $\rho(S)$  de correlatie tussen de belastingen op twee naast elkaar gelegen elementen voor. De vaststelling van  $\rho(S)$  is niet altijd even duidelijk. Vooralsnog wordt verondersteld dat de correlatie groot is en dus kan een waarde worden aangehouden van:

$$\rho(S) = 0,9 \quad (90)$$

Bij een groot aantal elementen is het echter evenwel niet uitgesloten, dat  $P_F$  groter wordt dan 1, hetgeen theoretisch onmogelijk is. Dit wordt veroorzaakt door het feit dat de gegeven formule voor  $P_F$  een benadering is. Voor grote  $n$  dient de rechte asymptotisch te naderen tot een waarde  $P_F = 1$ . In dat geval kan beter gerekend worden met behulp van de kans op niet-falen volgens:

$$P(\text{niet-falen}) = \{1 - P_f\} \cdot [1 - P_f + 2 \cdot P_f \cdot P_{f_c}]^{n-1} \quad (91)$$

waarna  $P_F$  volgt met:

$$P_F = 1 - P(\text{niet-falen}) \quad (92)$$

$P_F$ , welke bepaald is met vgl (88) of vgl (92), kan nu worden toegepast bij de analyse en de doorberekening van de foutenboom zoals in figuur 40 gegeven. Bij de behandeling van de casestudies in hoofdstuk 6 zal de doorrekening van een foutenboom worden toegelicht.

#### 5.3.4 Toepassingsmogelijkheden betrouwbaarheidsanalyse

In de voorgaande paragrafen is aangegeven op welke wijze probabilistische berekeningen worden uitgevoerd. Het zal duidelijk zijn, dat al zeer snel computers ingeschakeld zullen moeten worden voor het vele rekenwerk. Evenzo zal duidelijk zijn dat voordat een totale faalkans van een oeververdediging kan worden bepaald, nog veel onderzoek nodig zal zijn, omdat een groot aantal overdrachtsfuncties of statistische informatie nog ontbreekt. Voorbeelden hiervan zijn overgangsconstructies en verdelingsfuncties voor de scheepvaart. In deze paragraaf zal niettemin de praktische toepasbaarheid worden toegelicht.

Hiervoor is de faalkans  $P_f$  (of  $P_F$ ) berekend voor een bepaalde periode van (bijvoorbeeld 1 jaar) op basis van een geaccepteerd en een berekend schadeniveau. Het geaccepteerde schadeniveau  $p'_a$  en de karakteristieke diameter  $D_{50}$  zijn voorafgaand aan de berekeningen vastgesteld. Een andere mogelijkheid is de waarde van  $P_f$  (of  $P_F$ ) na  $t$  jaren te bepalen voor verschillende waarden van  $D_{50}$  en  $p'_a$ . Daarbij is gebruik te maken van de volgende formule:

$$P(Z < 0, t \text{ jaar}) = 1 - \{1 - P(Z < 0, 1 \text{ jaar})\}^t \quad (93)$$

De uitkomsten van berekeningen met vgl (93) kunnen op twee manieren worden toegepast. Allereerst kan worden vastgesteld na hoeveel jaren onderhoud moet worden uitgevoerd. Stel dat onderhoud pas wordt uitgevoerd als een bepaalde faalkans wordt overschreden. Bij een bekend verband tussen faalkans en tijd, kan worden afgelezen na hoeveel jaren onderhoud gewenst is. Daarnaast kan een dergelijk verband voor verschillende steendiameters ook worden toegepast om, gegeven een onderhoudstermijn en een bepaalde faalkans die niet mag worden overschreden, de benodigde steendiameter te bepalen.

In hoofdstuk 6 zal in een case-study nader ingegaan worden op deze toepassingsmogelijkheden.

Voor de uitvoering van probabilistische berekeningen zijn inmiddels rekenprogramma's voor personal computers beschikbaar. Ook met het recent gereed gekomen pakket DIPRO (DIMensioning PROtection, [38]) kunnen probabilistische berekeningen worden uitgevoerd. Toch zal het voorlopig nog een moeizame weg zijn om te bewandelen, omdat niet alle informatie beschikbaar is. Dit houdt ook in dat de nauwkeurigheid van de faalkans beperkt is. Echter, het inzicht en de gevolgen van constructieve verbeteringen nemen sterk toe. De opvatting dat een

probabilistische benadering alleen dan zinvol is als alle informatie beschikbaar is en de formules nauwkeurig bekend zijn, is dan ook niet juist en een miskennis van de andere mogelijkheden van de probabilistische ontwerpmethode.

## 6. Uitgewerkte case studies

### 6.1 Inleiding

De in hoofdstuk 2 t/m 5 en appendix II gegeven ontwerp formules en rekentech-  
nieken geven een zo breed mogelijk beeld van de op dit moment aanwezige kennis  
ten aanzien van het ontwerp van oeververdedigingsconstructies. Vanwege de na-  
gestreefde volledigheid, is het een nogal grijs "pakket", volgestopt met for-  
mules. Om de materie wat meer te laten aanspreken, worden in dit hoofdstuk een  
aantal voorbeelden uitgewerkt om een en ander te illustreren. Hierbij wordt  
gebruik gemaakt van de voor een specifieke situatie van belang zijnde check-  
list en verwezen naar in dit rapport gegeven formules en rekenmethodes.

In paragraaf 6.2 zal een oeververdediging met een breukstenen toplaag in een  
trapeziumvormig dwarsprofiel worden gedimensioneerd. Een zelfde type dwarspro-  
fiel, maar dan bestaande uit een oeververdediging met een steenzetting wordt  
in paragraaf 6.4 behandeld. Paragraaf 6.3 behandelt het ontwerp van een oever-  
verdedigingsconstructie in een gebroken taludprofiel. Tenslotte wordt in para-  
graaf 6.5 een probabilistische rekensom toegelicht.

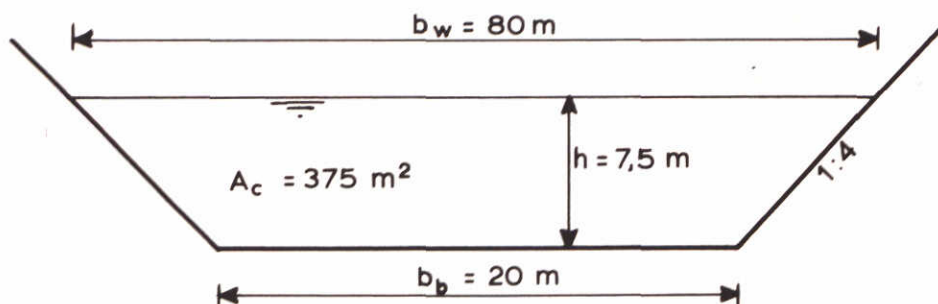
### 6.2 Toplaag van breuksteen in een trapeziumvormig dwarsprofiel

#### 6.2.1 Dimensionering

De dimensionering van een verdedigingsconstructie met een toplaag van breuk-  
steen zal voor een trapeziumvormig profiel aan de hand van de checklist in  
appendix III.1 worden geïllustreerd. De navolgende punten komen wat betreft  
nummering overeen met de in genoemde appendix gehanteerde opsomming.

#### 1. Informatie met betrekking tot de vaarweg

Het dwarsprofiel waarvoor een oeververdediging gedimensioneerd zal worden, is  
in de volgende figuur weergegeven. De afmetingen zijn daar aangegeven.



## 2. Informatie met betrekking tot scheepsgeometrie

Verschillende scheeptypen maken gebruik van de vaarweg. In onderstaande tabel zijn de relevante gegevens bijeen gezet.

parameter	scheepstype			
	coaster	binnen- vaartschip	onderzoekings- vaartuig/sleepboot	duweenheid 2 x 1
$L_S$ (m)	59	85	25	153
$B_S$ (m)	9,0	9,5	5,5	11,4
$T_S$ (m)	5,5	2,8	3,0	3,3
$A_M$ (m <sup>2</sup> )	34,65	26,6	14,9	37,66

$L_S$  = scheepslengte (m)

$B_S$  = scheepsbreedte (m)

$T_S$  = scheepsdiepgang (m)

$A_M$  = natte gedeelte grootspantoppervlak (m<sup>2</sup>)

Opgemerkt wordt dat voor de berekening van  $A_M$  gebruik is gemaakt van de relatie:

$$A_M = C_M \cdot B_S \cdot T_S \quad (94)$$

met

$C_M = 1,0$  binnenvaartschip, duweenheid

$C_M = 0,9$  onderzoekingsvaartuig, sleepboot

$C_M = 0,7$  coaster

## 3. Informatie met betrekking tot geïnstalleerde motorvermogen en schroefparameters

Voor de onderhavige casestudy is deze informatie niet relevant.

## 4. Informatie ten aanzien van het schip in de vaarweg

Verondersteld wordt dat alle scheepstypen varen op een afstand  $y = 0$  m ( $y/b_w = 0$ ) alswel  $y = 8,0$  m ( $y/b_w = 0,10$ ) uit de vaarwegas ( $y =$  afstand scheepsas-vaarwegas (m),  $b_w =$  breedte vaarweg op de waterspiegel (m)).

## 5. Bepaling scheepssnelheid

De grenssnelheid  $V_L$  kan worden bepaald met de formule volgens Schijf:

$$\frac{V_L}{\sqrt{gh'}} = \left(\frac{2}{3}\right)^{3/2} \cdot \left[1 - \frac{A_M}{A_C} + \frac{V_L^2}{2gh'}\right]^{3/2} \quad (95)$$

waarin:

$V_L$  = grenssnelheid volgens Schijf (m/s)

$g$  = versnelling zwaartekracht ( $m/s^2$ )

$h'$  = fictieve waterdiepte (m),  $h' = A_C/b_w$

$A_C$  = natte gedeelte kanaaldwarsdoorsnede ( $m^2$ )

$b_w$  = breedte vaarweg op de waterspiegel (m)

$A_M$  = natte gedeelte grootspantoppervlak ( $m^2$ )

Deze vergelijking moet iteratief opgelost worden. In de tabellen 4 en 5 zijn voor de verschillende scheepstypen de grenssnelheden, naast nog te behandelen parameters, bijeengezet.

Als maatgevende scheepssnelheid zal worden aangehouden:

$$V_S = 0,9 \cdot V_L \quad (96)$$

Dit geeft de volgende vaarsnelheden:

coaster	binnenvaart-schip	onderzoekings-vaartuig/sleepboot	duweenheid 2 x 1
3,98 m/s	4,24 m/s	4,72 m/s	3,89 m/s

## 6. Bepaling van retourstroom en waterspiegeldaling

Retourstroomsnelheid  $\bar{u}_r$  en waterspiegeldaling  $\bar{\Delta h}$  zijn berekend volgens een veilige manier. Hierbij wordt gerekend met de methode Schijf met de formules (zie ook appendix II en IV):

$$A_C \cdot v_S = A_W \cdot (v_S + \bar{u}_r) \quad (97)$$

$$\bar{\Delta h} = \frac{v_S^2}{2g} \left\{ \alpha_S \left( \frac{A_C}{A_W} \right)^2 - 1 \right\} \quad (98)$$

$$A_W = b_b (h - \bar{\Delta h}) + m (h - \bar{\Delta h})^2 - A_M \quad (99)$$

$$\alpha_S = 1,4 - 0,4 \frac{V_S}{V_L} \quad (100)$$

waarin:

- $A_C$  = natte gedeelte kanaaldwarsdoorsnede (m<sup>2</sup>)
- $A_W$  = oppervlak natte kanaaldwarsdoorsnede verminderd met  
grootspantoppervlak en waterspiegeldaling (m<sup>2</sup>)
- $A_M$  = natte gedeelte grootspantoppervlak (m<sup>2</sup>)
- $V_S$  = vaarsnelheid (m/s)
- $\bar{u}_r$  = gemiddelde retourstroomsnelheid (m/s)
- $\hat{\Delta}h$  = gemiddelde waterspiegeldaling (m)
- $g$  = versnelling zwaartekracht (m/s<sup>2</sup>)
- $b_b$  = breedte vaarweg op de bodem (m)
- $m$  = taludhelling (-),  $m = \cot \alpha$
- $\alpha$  = taludhoek (°)
- $\alpha_S$  = correctiecoëfficiënt volgens Schijf (-)

De extreme waarden  $\hat{u}_r$  en  $\hat{\Delta}h$  nabij de oever kunnen voor de sleepboot berekend worden met:

$$\hat{u}_r = - 1,33 + 7,86 F_h^{2,33} \left\{ \frac{A_M}{A_C} \cdot \frac{b_W}{y_t} \cdot \frac{L_S^2}{h/A_C} \right\}^{0,17} \quad \text{mits } 0,4 < \hat{u}_r < 2,25 \quad (101)$$

$$\hat{\Delta}h = - 0,875 + 6,25 F_h^{2,67} \left\{ \frac{A_M}{A_C} \cdot \frac{b_W}{y_t} \cdot \frac{L_S^2}{h/A_C} \right\}^{0,33} \quad \text{mits } 0,2 < \hat{\Delta}h < 1,6 \quad (102)$$

$$y_t = 0,5 A_C/h - y \quad (103)$$

waarin:

- $\hat{u}_r$  = extreme retourstroomsnelheid nabij oever (m/s)
- $\hat{\Delta}h$  = extreme waterspiegeldaling nabij oever (m)
- $b_W$  = breedte vaarweg op de waterspiegel (m)
- $y_t$  = afstand scheepsas tot midden talud (m)
- $L_S$  = scheepslengte (m)
- $F_h$  = Froudegetal betrokken op de waterdiepte (-),  $F_h = V_S/(gh)^{0,5}$

Voor de overige scheepstypen wordt gebruik gemaakt van ( $b_w/L_s < 1,5$ ):

$$\hat{u}_r = \bar{u}_r \left( 1,5 - 1,0 \frac{A'_c}{A_c} \right) \quad (104)$$

$$\hat{\Delta h} = \bar{\Delta h} \left( 2,0 - 2,0 \frac{A'_c}{A_c} \right) \quad (105)$$

$$A'_c = 0,5 A_c - yh \quad (106)$$

waarin:

$A'_c$  = oppervlak natte kanaaldwarsdoorsnede tussen scheepsas en oever (m<sup>2</sup>)

$y$  = afstand scheepsas - as vaarweg (m)

$h$  = waterdiepte (m)

Opgemerkt wordt dat de coaster behandeld wordt op identieke wijze als het binnenvaartschip. De resultaten van de berekeningen voor  $\hat{u}_r$  en  $\hat{\Delta h}$  zijn evenals die voor  $\bar{u}_r$  en  $\bar{\Delta h}$  opgenomen in de tabellen 4 en 5.

#### 7. Bepaling van de haalgolf boven talud

Voor duweenheid, coaster en binnenvaartschip kan gebruik worden gemaakt van:

$$z_{\max} = 21,7 \left( \frac{A'_c}{A_c} \right)^{-0,7} \cdot \left( \frac{A_M}{A_c} \right)^2 \cdot \left( \frac{B_S}{h} \right)^{0,5} \cdot \left( \frac{V_S}{\sqrt{gh}} \right)^4 \cdot h \cdot m^{0,4} \quad (107)$$

waarin:

$z_{\max}$  = haalgolfhoogte (m)

Voor de sleepboot van:

$$z_{\max} = \hat{\Delta h} \quad (108)$$

Uit de berekeningen voor duweenheid, coaster en binnenvaartschip blijkt, dat de berekende waarde van  $z_{\max}$  met vgl (107) kleiner is dan  $\hat{\Delta h}$ , daarom wordt aangehouden:

$$z_{\max} = \hat{\Delta h} \quad (109)$$

Verhang  $i_{\text{gem}}$  en stroomsnelheid  $u_{\max}$  in de haalgolf zijn niet bepaald.



## 8. Bepaling van de frontgolf

De frontgolfhoogte  $\hat{\Delta}h_f$  is voor alle schepen berekend met:

$$\hat{\Delta}h_f = 0,1 \overline{\Delta h} + \hat{\Delta}h \quad (110)$$

waarin:

$$\begin{aligned} \hat{\Delta}h_f &= \text{hoogte frontgolf (m)} \\ \overline{\Delta h} &= \text{gemiddelde waterspiegeldaling (m)} \\ \hat{\Delta}h &= \text{extreme waterspiegeldaling nabij oever (m)} \end{aligned}$$

De steilheid  $i_f$  volgt met:

$$i_f = \hat{\Delta}h_f \cdot C(y_1) \quad (111)$$

met

$$\begin{aligned} c(y_1) &= 0,038 \text{ coaster en binnenvaartschip} \\ c(y_1) &= 0,048 \text{ onderzoekingsvaartuig/sleepboot} \\ c(y_1) &= 0,038 - 0,00041 y_1 \text{ duweenheid.} \end{aligned}$$

waarin:

$$\begin{aligned} i_f &= \text{steilheid frontgolf (-)} \\ y_1 &= \text{afstand zijkant schip tot snijlijn ongestoorde} \\ &\quad \text{waterspiegel met talud (m)} \end{aligned}$$

In de tabellen 4 en 5 zijn de resultaten gegeven.

## 9. Bepaling van de interferentiepieken

De golfhoogte  $H_i$  en golflengte  $L_{wi}$  zijn berekend met:

$$H_i = \alpha_1 \cdot h \cdot \left(\frac{S}{h}\right)^{-0,33} F_h^{4,0} \quad (112)$$

$$L_{wi} = 0,67 \cdot 2\pi \cdot \frac{v^2}{g} \quad (113)$$

met

$$\begin{aligned} \alpha_1 &= 1,0 \text{ onderzoekingsvaartuig/sleepboot} \\ \alpha_1 &= 0,5 \text{ duweenheid} \\ \alpha_1 &= 0,35 \text{ binnenvaartschip, coaster} \end{aligned}$$

waarin:

- $H_i$  = golfhoogte interferentiepieken (m)
- $L_{wi}$  = golflengte interferentiepieken (m)
- $h$  = waterdiepte (m)
- $s$  = afstand van zijkant schip tot oever (m)
- $F_h$  = Froudegetal betrokken op de waterdiepte (-)

Gerekend is met ongeladen schepen met de volgende vaarsnelheden ( $V_s = 0,9 \cdot V_L$ ) en maatgevende diepgangen:

parameter	coaster	binnenvaart- schip	onderzoekings- vaartuig/sleepboot	duweenheid 2 x 1
$T_S$ , ongeladen (m)	3,0	1,60	3,0	0,70
$V_S$ , ongeladen (m/s)	4,54	4,70	4,72	5,09

Voor de resultaten wordt verwezen naar de tabellen 4 en 5.

#### 10. Bepaling van transversale golven

Transversale golven zijn zelden maatgevend en om die reden hier niet berekend.

#### 11. Bepaling van schroefstraal

Bij varende schepen zullen de snelheden in de schroefstraal gering zijn vergeleken met de overige snelheden. Reden waarom ze hier niet berekend worden.

#### 12. Bepaling maatgevende steendiameter onderste deel van de verdediging

Relevant voor dit deel van de oeververdediging is de belasting door de maximale retourstroom  $\hat{u}_r$ . De diameter kan worden bepaald uit:

$$D_{50} > \frac{1,4}{k} \cdot \frac{\hat{u}_r^2}{2g\Delta} \quad (114)$$

$$k = (1 - \sin^2\alpha / \sin^2\epsilon)^{0,5} \quad (115)$$

waarin:

- $D_{50}$  = karakteristieke steendiameter (m)
- $k$  = taludfaktor
- $\alpha$  = taludhoek ( $^\circ$ )
- $\epsilon$  = hoek van inwendige wrijving ( $^\circ$ )
- $g$  = versnelling zwaartekracht ( $m/s^2$ )

- $\Delta$  = relatieve dichtheid (-)  
 $\hat{u}_r$  = maximale stroomsnelheid nabij oever (m/s)

Met  $\Delta = 1,65$ ,  $g = 9,81 \text{ m/s}^2$  en de waarden voor  $\hat{u}_r$  voor de diverse situaties volgt  $D_{50}$ . De resultaten staan in de tabellen 6 en 7. De maatgevende diameter is onderstreept.

### 13. Bepaling maatgevende steendiameter bovenste deel van de verdediging onder SWL

De stabiliteit onder invloed van haalgolf en interferentiepieken is te bepalen met de formules:

$$D_{50} > \frac{z_{\max}}{1,5 \Delta (\cot \alpha)^{0,33}} \quad (116)$$

$$D_{50} > \frac{H_i \cdot (\cos \beta)^{0,5}}{1,8 \Delta} \quad (117)$$

waarin:

- $z_{\max}$  = haalgolfhoogte (m)  
 $H_i$  = golfhoogte interferentiepieken (m)  
 $\beta$  = hoek van golfinvloed ( $^\circ$ ),  $\beta = 55^\circ$

De resulterende diameters zijn gepresenteerd in de tabellen 6 en 7.

### 14. Bepaling maatgevende steendiameter bovenste deel van de verdediging boven SWL

Maatgevend zijn de interferentiepieken. Onder punt 13 zijn de steendiameters bepaald, zodat daarnaar wordt verwezen.

### 15. Bepaling ondergrens bovenste deel van de verdediging onder SWL

De ondergrens wordt bepaald door een diepte tot waar haalgolf en interferentiepieken invloed uitoefenen. Deze diepte volgt uit:

$$Y' = 4,4 \cdot D_{50} \cdot \left( \frac{z_{\max}}{\Delta D_{50}} - 0,3 \cot \alpha \right) \quad (118)$$

$$Y' = (10 \tan \alpha + 0,5) \cdot D_{50} \cdot \frac{H_i (\cos \beta)^{0,50}}{\Delta D_{50}} \quad (119)$$

waarin:

$Y'$  = verticale afstand tot ongestoorde waterspiegel waarbinnen  
materiaaltransport kan optreden (m)

Voor  $D_{50}$  dient de maatgevende waarde voor het onderste deel te worden ingevuld.

De berekeningsresultaten zijn opgenomen in de tabellen 6 en 7.

#### 16. Bepaling bovengrens bovenste deel van de verdediging boven SWL

De golfoploop tengevolge van interferentiepieken bepaalt de bovengrens en volgt uit:

$$R = r_r \cdot R_u \quad (120)$$

$$R_u = 2,0 \xi \cdot H_i (\cos\beta)^{0,5} \quad (121)$$

$$\xi = \tan \alpha \cdot (H_i/L_{wi})^{-0,5} \quad (122)$$

$$r_r = 0,55$$

waarin:

$R$  = werkelijke golfoploop (m)

$R_u$  = golfoploop niet beïnvloedt door berm, ruwheid talud en schuine golfinval (m)

$H_i$  = golfhoogte interferentiepieken (m)

$L_{wi}$  = golflengte interferentiepieken (m)

$\alpha$  = taludhoek ( $^\circ$ )

$\beta$  = hoek van golfinval ( $^\circ$ )

$\xi$  = brekerparameter (-)

$r_r$  = invloedsfaktor taludruwheid (-).

De berekende waarden zijn opgenomen in de tabellen 6 en 7.

#### 17. Bepaling van laagdikte van de toplaag voor de verschillende delen van de verdediging

Afhankelijk van het feit of een granulair filter of een geotextiel wordt toegepast onder de breuksteen bedraagt de laagdikte  $d$  van de toplaag van breuksteen:

$$d = 1,5 D_{50} \text{ bij een geotextiel} \quad (123)$$

$$d = 2,0 D_{50} \text{ bij een granulair filter.}$$

Voor  $D_{50}$  wordt de maatgevende berekende diameter gesubstitueerd. De berekende waarde in geval van een geotextiel staat in de tabellen 6 en 7 vermeld.

#### 18. Bepaling van granulair filter of geotextiel

Daar gekozen is voor een geotextiel (zie punt 17), en voorts wordt aangenomen dat de stromingsomstandigheden cyclisch van aard zijn, volgt een praktische waarde met:

$$O_{98} < 1,5 \cdot D_{15b} \quad (124)$$

waarin:

$O_{98}$  = karakteristieke opening van geotextiel die door 98% van de openingen wordt onderschreden (m)

$D_{15b}$  = karakteristieke steenafmeting basismateriaal die door 15% van het materiaal wordt onderschreden (m)

Aannemend dat  $D_{15b} = 0,100$  mm volgt voor  $O_{98}$  een waarde kleiner dan 0,150 mm.

#### 19. Ontwerp overgangsconstructies

Dit aspect wordt verder buiten beschouwing gelaten.

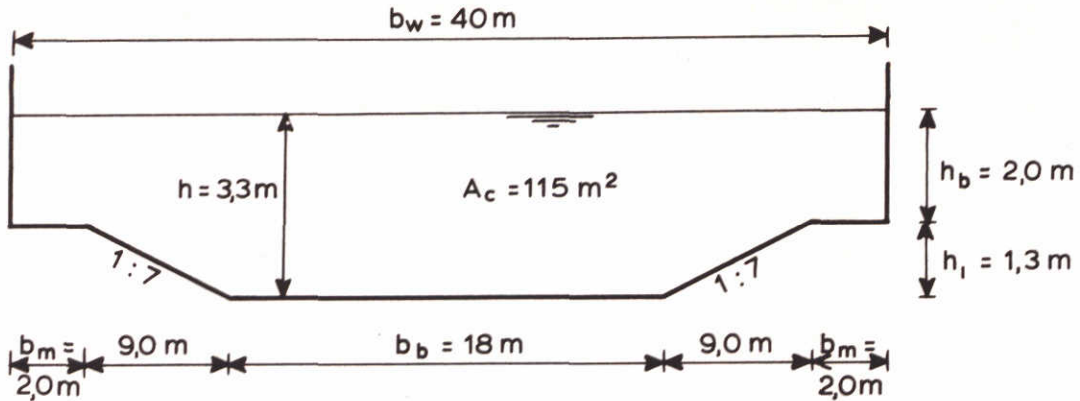
### 6.3 Toplaag van stortsteen in een gebroken talud profiel

Onder punt 1 is een dwarsprofiel gegeven waarvoor nagegaan zal worden of het onderwaterbeloop stabiel is. Dit zal opnieuw worden toegelicht aan de hand van de nummering gegeven in appendix III.1.

#### 1. Informatie met betrekking tot de vaarweg

Het onderwaterbeloop is onverdedigd en bestaat uit een berm van 2,0 m met aansluitend een beloop van 1:7. In de navolgende figuur is een dwarsdoorsnede gegeven van het vaarwegdwarsprofiel.

Omtrent de granulaire samenstelling van het onderwater beloop wordt verondersteld, dat het materiaal ligt tussen een ondergrens overeenkomend met fijn zand met een karakteristieke korreldiameter  $D_{50} = 0,060$  mm en een bovengrens overeenkomend met grof zand met een karakteristieke korreldiameter  $D_{50} = 2,0$  mm.



2. Informatie met betrekking tot scheepsgeometrie

Het betreft een Rijn-Hernekanaal schip met de volgende afmetingen:

$$L_s = 85 \text{ m}$$

$$B_s = 9,50 \text{ m}$$

$$T_s = 2,50 \text{ m}$$

$$A_M = 23,75 \text{ m}^2$$

3. Informatie met betrekking tot geïnstalleerde motorvermogen en schroef parameters

Niet van belang hier, omdat gerekend zal worden met een vaarsnelheid gelijk aan 0,9 keer de grenssnelheid.

4. Informatie ten aanzien van positie van het schip in de vaarweg

Voor de maatgevende belasting wordt een vaart beschouwd waarvoor geldt:

$$y = 6,0 \text{ m}$$

waarin:

$$y = \text{afstand scheepsas} - \text{vaarwegas (m)}$$

5. Bepaling sloopssnelheid

Wettelijk is een maximale vaarsnelheid opgelegd van 2,50 m/s.

Een berekening van de grenssnelheid met:

$$\frac{V_L}{\sqrt{gh'}} = \left(\frac{2}{3}\right)^{3/2} \left[1 - \frac{A_M}{A_C} + \frac{V_S^2}{2gh'}\right]^{3/2} \quad (125)$$

resulteert in een grenssnelheid van  $V_L = 2,66$  m/s. Uitgaande van  $V_S = 0,9 V_L$  volgt een maximale vaarsnelheid van  $V_S = 2,39$  m/s.

Deze snelheid is lager dan de wettelijk opgelegde snelheid van 2,50 m/s.

Maatgevend is dus  $V_S = 2,39$  m/s.

#### 6. Bepaling van retourstroom en waterspiegeldaling

Voor 2 scheepssnelheden zijn vervolgens de over de dwarsdoorsnede gemiddelde retourstroom en spiegelddaling berekend met een veilige methode. Hiertoe is gebruik gemaakt van:

$$A_C \cdot V_S = A_W (V_S + \bar{u}_r) \quad (126)$$

$$\bar{\Delta h} = \frac{V_S^2}{2g} \left\{ \alpha_S \left( \frac{A_C}{A_W} \right)^2 - 1 \right\} \quad (127)$$

$$A_W = b_b (h - \bar{\Delta h}) + m (h - \bar{\Delta h})^2 - A_M \quad (128)$$

$$\alpha_S = 1,4 - 0,4 \frac{V_S}{V_L} \quad (129)$$

Het resultaat staat in de volgende tabel.

nr.	scheepssnelheid $V_S$ (m/s)	retourstroom $\bar{u}_r$ (m/s)	spiegelddaling $\bar{\Delta h}$ (m)	maximale retourstroom $\hat{u}_r$ (m/s)
<u>a</u>	$V_S = 0,9 \cdot V_L = 2,39$	1,09	0,38	1,27
<u>b</u>	$V_S = 0,7 \cdot V_L = 1,86$	0,67	0,20	0,78

Aangezien de retourstroomsnelheid maatgevend is, is ook  $\hat{u}_r$  bepaald.

De gebruikte formule is:

$$\hat{u}_r = \bar{u}_r \left( 1,5 - 1,0 \frac{A'_C}{A} \right) \quad (130)$$

$$A'_C = 0,5 A_C - y \cdot h \quad (131)$$

De waarden zijn eveneens opgenomen in de tabel.

### 7. Bepaling van de haalgolf

In deze situatie zal de haalgolf geen maatgevende belasting vormen en is derhalve ook niet bepaald.

### 8. Bepaling van de frontgolf

De frontgolf is hier niet maatgevend.

### 9. Bepaling van de interferentiepieken

Voor de aanleghoogte van de damwand zijn van belang de interferentiepieken opgewekt door een ongeladen schip. Uitgaande van  $A_M = 15,2 \text{ m}^2$  ( $T_{\text{ongeladen}} = 1,60 \text{ m}$ ) volgt een grenssnelheid  $V_L$  gelijk aan  $3,24 \text{ m/s}$ . Met  $0,9$  keer  $V_L$  bedraagt de maximale vaarsnelheid dan  $V_S = 2,92 \text{ m/s}$ . Aangezien deze waarde groter is dan de wettelijk opgelegde snelheid van  $2,50 \text{ m/s}$ , wordt met deze laatste waarde gerekend.

De golfhoogte volgt uit:

$$H_i = 0,35 h \cdot \left(\frac{S}{h}\right)^{-0,33} F_h^{4,0} \quad (132)$$

en leidt tot een golfhoogte van  $H_i = 0,04 \text{ m}$ . Deze waarde is lager dan die voor het geladen schip bij  $V_S = 2,39 \text{ m/s}$ , welke gelijk is aan  $H_i = 0,09 \text{ m}$ . De laatste waarde is dan ook maatgevend.

### 10. Bepaling van de transversale golven

Transversale golven worden niet maatgevend verondersteld.

### 11. Bepaling van schroefstraal

Bij varende schepen zullen de snelheden in de schroefstraal gering zijn vergeleken met de overige snelheden, en dus niet maatgevend.

### 12. Bepaling maatgevende steendiameter

Met behulp van de formule van Isbash zal de stabiliteit van het materiaal worden nagegaan:

$$D_{50} > \frac{1,4}{k} \frac{\hat{U}_r^2}{2g\Delta} \quad (133)$$

$$k = (1 - \sin^2\alpha/\sin^2\epsilon)^{0,5} \quad (134)$$



De retourstroomsnelheid  $\hat{u}_r = 0,78$  m/s bij  $V_s = 1,86$  m/s wordt hierbij gehanteerd met  $\epsilon = 38^\circ$ , en  $\alpha = 8,1^\circ$  en  $\Delta = 1,65$ .

Na invulling volgt voor  $D_{50}$ :

$$D_{50} = 0,026 \text{ m}$$

Vergelijking van deze uitkomst met de diameter van het aanwezige zand, doet verwachten dat erosie van het onderwater beloop zal plaats hebben. Zelfs in geval van een relatief lage scheepssnelheid van circa 1,86 m/s is de stabiliteit van gronddeeltjes niet gegarandeerd.

Het gevolg van het eroderen van het onderwater beloop is dat de aanwezige grondmassa zich zal afzetten op andere plaatsen in het kanaalprofiel. Als wordt aangenomen dat alle grond in de onderwater belopen erodeert en dat dit plaats vindt in elke dwarsdoorsnede van het kanaalprofiel en dat de grond zich gelijkmatig spreidt over de dwarsprofiel, dan betekent dit een afname van de beschikbare waterdiepte met 0,43 m.

Een tweede gevolg van het eroderen van het onderwater beloop is, dat voor de stabiliteit van de damwand niet meer gerekend mag worden op de passieve gronddruk van het onderwater beloop. De stabiliteit van de damwand wordt voor een groter deel afhankelijk van de verankering. Als deze daarop niet is gedimensioneerd, zal de damwand voorover komen.

Samenvattend, moet worden vastgesteld dat de toepassing van een onverdedigd onderwater beloop, dat ontworpen is met het in rekening brengen van de passieve gronddruk door het onderwater beloop, in geval van dit voorbeeld theoretisch geen deugdelijke verdedigingsconstructie is.

13, 14, 15, 16, 17, 18 en 19

Deze punten zijn hier niet van belang.

#### 6.4 Toplaag van gezette steen in een trapeziumvormig dwarsprofiel

De dimensionering van een oeververdedigingsconstructie met een toplaag bestaande uit een steenzetting zal in deze paragraaf als voorbeeld worden behandeld. Hierbij wordt gebruik gemaakt van de checklist in appendix III.2. Dit houdt in dat, aansluitend op de verschillende aanpakken gegeven in hoofdstuk 4, enkele case-studies zullen worden doorlopen. De gebruikte nummering komt overeen met die in appendix III.2.

### 1. Informatie met betrekking tot vaarweg, scheepsgeometrie, etc.

Een steenzetting bestaande uit losse betonblokken op een vlijlaag op een geotextiel op een ondergrond van zand, zal worden gedimensioneerd voor een groot duwvaartkanaal ( $A_c \approx 650 \text{ m}^2$ ,  $h \approx 7,0 \text{ m}$ ,  $b_w \approx 120 \text{ m}$  en  $m = 4$ ).

Naast duweenheden in de formatie 2x2 maken ook sleepboten gebruik van dit kanaal.

### 2. Bepaling sloopssnelheid

Dit punt is niet nader uitgewerkt bij dit voorbeeld. Er zijn enkele belastingen aangenomen.

### 3. Bepaling externe belastingen

De externe belastingen zoals  $z_{\max}$ ,  $u_r$  en  $\Delta h$  kunnen op de in appendix II aangegeven wijze worden bepaald. In paragraaf 6.2 is hier een voorbeeld van gegeven. Voor het onderhavige voorbeeld wordt uitgegaan van:

interferentiepieken:	$H_i = 0,92 \text{ m}$ (sleepboot)
	$L_{wi} = 7,10 \text{ m}$ (sleepboot)
frontgolf :	$\Delta h_f = 0,80 \text{ m}$ (geladen duweenheid)
	$\Delta h_f = 0,60 \text{ m}$ (sleepboot)

### 4. Kies berekeningsmethode

Ten behoeve van het voorbeeld zullen de black-box en de empirische methoden worden doorlopen.

### 5. Bepaling blokdikte met black-box methode

Maatgevend zijn voor deze benadering de interferentiepieken. Aangezien het gaat om losse blokken is de te gebruiken formule:

$$\frac{H \cdot \xi}{\Delta D} \leq \phi_1 \quad (\cot \alpha \geq 2; 1 \leq \xi \leq 5) \quad (135)$$

met  $\phi_1 = 3,5$  (dichte blokken)

waarin:

- H = maatgevende golfhoogte (m)
- $\xi$  = brekerparameter (-)
- $\Delta$  = relatieve dichtheid (-)
- D = dikte gezette steen elementen (m)
- $\alpha$  = taludhoek ( $^\circ$ )

Met:

$$\xi = \tan \alpha (H_i/L_{wi})^{-0.5} \quad (136)$$

volgt voor  $\xi$  een waarde van 0,695. Dit is kleiner dan 1 en dan geldt de formule niet. Gerekend zal daarom worden met:

$$\frac{H \cdot \xi^{0.5}}{\Delta D} \leq \phi_1 \quad (\cot \alpha \geq 2; \xi < 3) \quad (137)$$

Voor H kan worden gesubstitueerd  $H_i (\cos \beta)^{0.5}$ , waarmee de vergelijking overgaat in:

$$D \geq \frac{H_i (\cos \beta)^{0.5} \cdot \xi^{0.5}}{\phi_1 \cdot \Delta} \quad (138)$$

Uit figuur 34 blijkt dat voor  $\phi_1$  kan worden aangehouden  $\phi_1 = 3$  (categorie II). Met verder  $\beta = 55^\circ$  en  $\Delta = 1,65$  leidt dit tot een blokdikte  $D = 0,12$  m. Deze waarde is groter dan de minimale dikte van 0,10 m en voldoet dus. Een meer praktische maat is  $D = 0,15$  m (handelsmaat).

## 6. Bepaling blokdikte met empirische methode

Uitgegaan wordt van de vergelijkingen:

$$\frac{\Delta p_i}{\Delta D} \leq \rho g \cos \alpha \quad (139)$$

$$\Delta p_i = a \rho g H \quad (\Delta p_i = \Delta p_{st} \text{ of } \Delta p_m) \quad (140)$$

$$H = H_i \text{ of } \hat{\Delta h}_f \quad (141)$$

waarin:

$\Delta p_i$  = opwaarts gerichte verschilddruk ( $N/m^2$ )

$\rho$  = dichtheid water ( $kg/m^3$ )

$g$  = versnelling zwaartekracht ( $m/s^2$ )

$\alpha$  = taludhoek ( $^\circ$ )

$a$  = coëfficiënt (-)

$\Delta p_m$  = opwaartsgerichte verschilddruk onder gezette steen over dikte geotextiel en gezette steen ( $N/m^2$ )

$\Delta p_{st}$  = opwaartsgerichte verschilddruk onder gezette steen ( $N/m^2$ )

Hiermee zijn de volgende interne belastingen te bepalen (zie voor waarden van a figuur 35):

$$\text{duweenheden:} \quad \Delta p_{st} = a \rho g \hat{\Delta} h_f \text{ met } a = 0,4 \quad (142)$$

$$\Delta p_f = a \rho g \hat{\Delta} h_f \text{ met } a = 0,37$$

$$\Delta p_m = \Delta p_{st} + \Delta p_f$$

$$\text{sleeptboten:} \quad \Delta p_{st} = a \rho g H_i \text{ met } a = 0,5 \quad (143)$$

$$\Delta p_f = a \rho g \hat{\Delta} h_f \text{ met } a = 0,62$$

$$\Delta p_m = \Delta p_{st} + \Delta p_f$$

waarin:

$\Delta p_f$  = opwaarts gerichte verschuldruk onder geotextiel over dikte geotextiel (N/m<sup>2</sup>)

Opgemerkt wordt dat alleen bij de berekening van  $\Delta p_{st}$  gerekend wordt met  $H_i$ . In alle andere situaties met  $\hat{\Delta} h_f$ .

Met de bekende externe belastingen (zie punt 3) volgt nu:

duweenheid:	$\Delta p_{st} = 3,14 \text{ kN/m}^2$	sleeptboot:	$\Delta p_{st} = 4,51 \text{ kN/m}^2$
	$\Delta p_f = 2,90 \text{ kN/m}^2$		$\Delta p_f = 3,65 \text{ kN/m}^2$
	$\Delta p_m = 6,04 \text{ kN/m}^2$		$\Delta p_m = 8,16 \text{ kN/m}^2$

Als nu wordt gedimensioneerd op overschrijding van het eigen gewicht van een blok, dan is maatgevend  $\Delta p_{st} = 4,51 \text{ kN/m}^2$ . De blokdikte volgt dan uit:

$$D \geq \frac{4,51 \cdot 10^3}{\rho g \Delta \cos \alpha} \quad (144)$$

Met  $\rho = 1000 \text{ kg/m}^3$ ,  $g = 9,81 \text{ m/s}^2$ ,  $\Delta = 1,65$  en  $\alpha = 14^\circ$  ( $m=4$ ) geeft dit een minimale blokdikte  $D = 0,29 \text{ m}$ .

Vergelijken we deze waarde met de eerder berekende van 0,12 m met de black-box methode dan moet geconstateerd worden dat de empirische methode leidt tot veel grotere blokdikten. Dit wordt veroorzaakt door het verschil in uitgangspunten. Bij de empirische methode wordt niet toegestaan dat een blok enigzins oplicht zonder geheel te worden uitgelicht, terwijl bij de black-box benadering incidenteel oplichten over een hoogte kleiner dan de blokdikte wel is toegestaan.

Uit experimentele gegevens (metingen in het prototype in het Hartelkanaal) is gebleken dat een blokdikte van 0,12 à 0,15 m voldoende is voor een golfbelasting met  $H_i = 0,92 \text{ m}$ . Dimensionering op basis van overschrijding van het eigen gewicht geeft dus veilige resultaten.

## 7,8. Bepaling blokdikte met analytische methode en mathematische methode

### STEENZET

Berekeningen hiermee zijn niet uitgevoerd. Voor een voorbeeld wordt verwezen naar [21].

## 9. Bepaling ondergrens en bovengrens bovenste deel onder en boven SWL

De berekening hiervan verloopt analoog aan die in paragraaf 6.2 met dien verstande, dat voor de invloedsfaktor voor de taludruwheid  $r_r$  een waarde gelijk aan 0,95 dient te worden aangehouden in plaats van 0,55. De werkelijke golfoploop wordt daarmee ( $H_i = 0,92$  m,  $\xi = 0,695$ ):

$$R = r_r \cdot R_u = r_r \cdot 2,0 \xi \cdot H_i (\cos \beta)^{0,5} = 1,10 \text{ m} \quad (145)$$

## 10,11. Bepaling geotextiel en ontwerp overgangsconstructies

Dimensionering hiervan is achterwege gelaten.

## **6.5 Probabilistische ontwerpmethode toegepast op een breuksteen oeververdediging**

### 6.5.1 Algemeen

Met niveau II faalkansberekeningen zullen voorbeelden worden gegeven van de wijze waarop met de probabilistische ontwerpmethode kan worden omgegaan. In paragraaf 6.5.2 zal de methode op basis van de gemiddelde waarde worden behandeld. De verfijnde methode op basis van het ontwerp punt zal in paragraaf 6.5.3 worden toegelicht. In paragraaf 6.5.4 zal een praktische toepassing worden gegeven. De berekeningen zullen worden uitgevoerd met behulp van de stabiliteitsrelatie voor loskorrelige materialen volgens Isbash:

$$D_{50} = \frac{b}{k} \cdot \frac{\hat{u}_r^2}{2g\Delta} \quad (146)$$

$b$  = coëfficiënt (-)

$k$  =  $(1 - \sin^2\alpha/\sin^2\epsilon)^{0,5}$  (-)

$g$  = versnelling zwaartekracht ( $\text{m/s}^2$ )

$\Delta$  = relatieve dichtheid (-),  $\Delta = (\rho_s - \rho)/\rho$

$\alpha$  = taludhoek ( $^\circ$ )

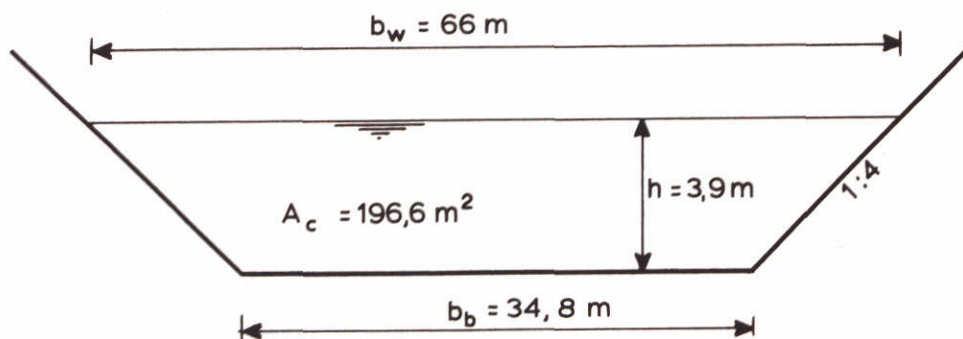
$\epsilon$  = hoek van inwendige wrijving ( $^\circ$ )

$\hat{u}_r$  = retourstroomsnelheid ( $\text{m/s}$ )

Als grenstoestand wordt beschouwd de situatie dat 1 steen verplaatst. In geval van een bestorting wordt dan een oneigenlijk gebruik gemaakt van de definitie van bezwijken. Immers een bestorting bezwijkt niet als er 1 steen verplaatst. Een dergelijk bezwijkcriterium kan daarentegen wel worden toegepast bij gezette steenconstructies. Voor de methodiek maakt het geen verschil of gerekend wordt met een stabiliteitsrelatie of een transportrelatie.

### 6.5.2 Niveau II berekeningen op basis van een gemiddelde waarde

Voor het hieronder gegeven dwarsprofiel in een vaarweg zal de kans worden bepaald dat als gevolg van een scheepspassage instabiliteit van de breuksteen oeververdediging zal optreden.



Aangenomen wordt dat 1 scheepstype gebruik maakt van de vaarweg, te weten een RHK-schip met de volgende deterministische geometriegegevens:

$$\begin{aligned} L_S &= 85 \text{ m} \\ B_S &= 9,5 \text{ m} \\ T_S &= 2,8 \text{ m} \\ A_M &= 26,6 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

Ten aanzien van het vaargedrag worden de volgende stochastische gegevens aangenomen (normale verdeling wordt bij alle hier te hanteren kansdichtheidsfuncties verondersteld):

$$\mu (V_S/V_L) = 0,8 \text{ en } \sigma (V_S/V_L) = 0,065$$

$$\mu (y/b_w) = 0,15 \text{ en } \sigma (y/b_w) = 0,0775$$

waarin:

- $\mu(x_i)$  = verwachtingswaarde parameter  $x_i$  (var.)
- $\sigma(x_i)$  = standaardafwijking parameter  $x_i$  (var.)
- $V_s$  = vaarsnelheid (m/s)
- $V_L$  = grenssnelheid volgens Schijf (m/s)
- $y$  = afstand as vaarweg - scheepsas (m)
- $b_w$  = breedte vaarweg op de waterspiegel

Voor de oeververdediging worden ter illustratie de volgende stochastische parameters gehanteerd:

$$\mu(D_{50}) = 0,020 \text{ m en } \sigma(D_{50}) = 0,006 \text{ m}$$

Voor de parameters  $b$ ,  $k$ ,  $\rho_s$ ,  $\rho$  en  $g$  in vgl (146) worden de volgende stochastische waarden gehanteerd:

- |  |   |
|--|---|
| $\mu(b)$ = 1,4                         | $\sigma(b)$ = 0,4                       |
| $\mu(k)$ = 0,92                        | $\sigma(k)$ = 0,02                      |
| $\mu(\rho_s)$ = 2650 kg/m <sup>3</sup> | $\sigma(\rho_s)$ = 50 kg/m <sup>3</sup> |
| $\mu(\rho)$ = 1000 kg/m <sup>3</sup>   | $\sigma(\rho)$ = 5 kg/m <sup>3</sup>    |
| $\mu(g)$ = 9,81 m/s <sup>2</sup>       | $\sigma(g)$ = 0 m/s <sup>2</sup>        |

De vergelijking van Isbash wordt vertaald naar een betrouwbaarheidsrelatie Z:

$$Z = R - S = u_{\text{toelaatbaar}} - \hat{u}_r \quad (147)$$

$$Z = \left(\frac{k}{b} \cdot 2g\Delta \cdot D_{50}\right)^{0,5} - \hat{u}_r \quad (148)$$

Allereerst zullen nu de kansdichtheidsfuncties van  $\Delta$  en  $\hat{u}_r$  worden bepaald.

bepaling kansdichtheidsfuncties invoerparameters

Voor de bepaling van  $\mu(\Delta)$  en  $\sigma(\Delta)$  wordt gebruik gemaakt van de volgende tabel.

$x_i$	$\mu(x_i)$	$\sigma(x_i)$	$\frac{\partial \Delta}{\partial x_i}$	$\left(\frac{\partial \Delta}{\partial x_i} \sigma(x_i)\right)^2$	aandeel in procenten
$\rho_s$	2650	50	$\rho^{-1} = 10^{-3}$	$2,5 \cdot 10^{-3}$	93
$\rho$	1000	5	$-\rho_s \cdot \rho^{-2} = -2,65 \cdot 10^{-3}$	$1,676 \cdot 10^{-4}$	7
				$2,676 \cdot 10^{-3}$	100

Voor  $\sigma(\Delta)$  wordt dan gevonden:

$$\sigma(\Delta) = (2,676 \cdot 10^{-3})^{0,5} = 0,05$$

en voor  $\mu(\Delta)$ :

$$\mu(\Delta) = (2650/1000 - 1,0) = 1,65$$

Vervolgens zal aangegeven worden op welke wijze de verdelingsparameters  $\mu$  en  $\sigma$  voor de retourstroom  $\hat{u}_r$  worden bepaald.

De gemiddelde retourstroom  $\bar{u}_r$  kan voor een in de kanaalas (dus  $y/b_w = 0$ ) varende RHK-schip worden berekend met een ééndimensionale methode zoals gepresenteerd in appendix II. Het resultaat staat in onderstaande tabel:

$V_S/V_L$	$\bar{u}_r$ [m/s]
0,7	0,407
0,8	0,547
0,95	1,068

De maximaal optredende retourstroomsnelheid nabij de oever  $\hat{u}_r$  volgt uit de vergelijking:

$$\hat{u}_r = \bar{u}_r \left(1,5 - \frac{A'_c}{A_c}\right), \text{ geldig voor } b_w/L_s < 1,5 \quad (149)$$

waarbij  $A'_c = 0,5 A_c - y \cdot h$

( $A_c$  = natte kanaaldoorsnede,  $A'_c$  = kanaaldoorsnede tussen schip en oever,  $h$  = waterdiepte,  $L_s$  = scheepslengte).

Voor verschillende waarden van  $y/b_w$  kan nu de verhouding  $\hat{u}_r/\bar{u}_r$  worden berekend.

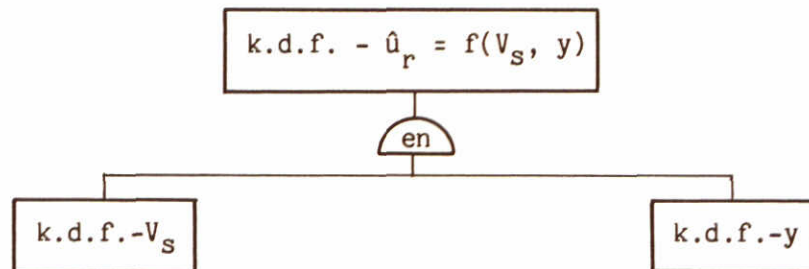
$y/b_w$	$y$	$A'_c$	$A'_c/A_c$	$\hat{u}_r/\bar{u}_r$
0	0	98,3	0,500	1,00
0,05	3,30	85,4	0,435	1,07
0,15	9,90	59,7	0,304	1,20
0,25	16,50	34,0	0,173	1,33



Voor de 3 scheepsposities kunnen vervolgens de snelheden  $\hat{u}_r$  worden berekend als functies van  $V_S/V_L$  en  $y/b_w$

$V_S/V_L$	$y/b_w$		
	0,05	0,15	0,25
0,7	0,435	0,488	0,541
0,8	0,585	0,656	0,728
0,95	1,143	1,282	1,420

Met behulp van het volgende schema (voorwaarde:  $V_S$  en  $y$  zijn onafhankelijk, dit wordt voor de onderhavige situatie dan ook als zodanig verondersteld; k.d.f. = kansdichtheidsfunctie):



zijn de waarden van  $\mu(\hat{u}_r)$  en  $\sigma(\hat{u}_r)$  te berekenen door te lineariseren rond de gemiddelde waarde van  $\hat{u}_r = 0,656$  m/s. De volgende tabel kan dan worden samengesteld:

$x_i$	$\mu(x_i)$	$\sigma(x_i)$	$\frac{\partial \hat{u}_r}{\partial x_i}$	$(\frac{\partial \hat{u}_r}{\partial x_i} \cdot \sigma(x_i))^2$	aandeel in procenten
$V_S/V_L$	0,80	0,065	2,926	0,0362	92
$y/b_w$	0,15	0,0775	0,715	<u>0,0031</u>	<u>8</u>
				0,0393	100

Met andere woorden:

$$\mu(\hat{u}_r) = 0,656 \text{ m/s}$$

$$\sigma(\hat{u}_r) = \left\{ \sum_{x_i=i}^n \left( \frac{\partial \hat{u}_r}{\partial x_i} \cdot \sigma(x_i) \right)^2 \right\}^{0,5} = (0,0393)^{0,5} = 0,198 \text{ m/s}$$

waarmee de kansdichtheidsfunctie van  $\hat{u}_r$  vast ligt.

Ter verduidelijking van de waarden van  $\partial \hat{u}_r / \partial (V_S/V_L)$  en  $\partial \hat{u}_r / \partial (y/b_w)$  in de tabel zullen deze waarden worden uitgeschreven met behulp van de waarden voor  $\hat{u}_r$  in de voorgaande tabel. De waarden van  $\partial \hat{u}_r / \partial (V_S/V_L)$  worden berekend rond het gemiddelde voor  $y/b_w = 0,15$ :

$$\frac{\partial \hat{u}_r}{\partial (V_S/V_L)} = \left\{ \left( \frac{0,656 - 0,488}{0,8 - 0,7} \right) + \left( \frac{1,282 - 0,656}{0,95 - 0,8} \right) \right\} \cdot 0,5 = 2,926$$

Analoog volgt  $\partial \hat{u}_r / \partial (y/b_w)$  rond het gemiddelde voor  $V_S/V_L = 0,8$  met:

$$\frac{\partial \hat{u}_r}{\partial (y/b_w)} = \left\{ \left( \frac{0,728 - 0,656}{0,25 - 0,15} \right) + \left( \frac{0,656 - 0,585}{0,15 - 0,05} \right) \right\} \cdot 0,5 = 0,715$$

#### bepaling kansdichtheidsfunctie van Z

Nu de kansdichtheidsfuncties van  $\Delta$  en  $\hat{u}_r$  vastliggen kunnen  $\mu(Z)$  en  $\sigma(Z)$  worden bepaald.

$x_i$	$\mu(x_i)$	$\sigma(x_i)$	$\frac{\partial Z}{\partial x_i}$	$\left\{ \frac{\partial Z}{\partial x_i} \sigma(x_i) \right\}^2$	aandeel in procenten
k	0,92	0,02	$0,5 \cdot k^{-1} \cdot u_{toel} = 0,3543$	0,00005	$\approx 0$
b	1,4	0,4	$-0,5 \cdot b^{-1} \cdot u_{toel} = -0,2329$	0,00868	15
g	9,81	0	$0,5 \cdot g^{-1} \cdot u_{toel} = 0,0332$	0	0
$D_{50}$	0,020	0,006	$0,5 \cdot D_{50}^{-1} \cdot u_{toel} = 16,3$	0,00956	17
$\Delta$	1,65	0,05	$0,5 \cdot \Delta^{-1} \cdot u_{toel} = 0,1976$	0,00010	$\approx 0$
$\hat{u}_r$	0,656	0,198	$-1 = 1,0$	<u>0,03920</u>	<u>68</u>
				0,05759	100

Voor  $\sigma(Z)$  volgt (zie vgl (81)):  $\sigma(Z) = \left\{ \sum_{i=1}^n \left( \frac{\partial Z}{\partial x_i} \right)^2 \cdot \sigma^2(x_i) \right\}^{0,5} = (0,05759)^{0,5} = 0,24 \text{ m/s}$

De waarde van  $\mu(Z)$  volgt dan door substitutie van de waarden voor  $\mu(x_i)$  in de formule van Z:

$$\mu(Z) = 0,656 - 0,656 = 0 \text{ m/s}$$

Ter toelichting op de partiële afgeleiden van Z wordt als voorbeeld gegeven:

$$\frac{\partial Z}{\partial k} = \frac{\partial \{ (k \cdot 2g\Delta \cdot D_{50}/b)^{0,5} - \hat{u}_r \}}{\partial k} = 0,5 \cdot k^{-0,5} (2g\Delta D_{50}/b)^{0,5} \quad (150)$$

Met vgl. (155) volgt dan:

$$\frac{\partial Z}{\partial k} = 0,5 \cdot k^{-1} \cdot u_{\text{toel}} \quad (151)$$

bepaling faalkans  $P_f$

De faalkans  $P_f$  voor de gemiddelde waarde variant wordt dan (via  $\beta$ ):

$$\beta = \mu(Z)/\sigma(Z) = 0$$

waaruit met behulp van figuur 44 volgt:

$$P_f = 0,5$$

De conclusie is dus dat bij toepassing van  $D_{50} = 20$  mm een faalkans van 50% bestaat, hetgeen ook te verwachten viel. Immers, er is gerekend met een stabiliteitsformule zonder een veiligheidsfactor.

Bij toepassing van  $D_{50} = 67$  mm (dus een veiligheidsfactor van  $67/20 = 3,35$ ) wordt het resultaat:

$x_i$	$\mu(x_i)$	$\sigma(x_i)$	$\frac{\partial Z}{\partial x_i}$	$\left\{ \frac{\partial Z}{\partial x_i} \sigma(x_i) \right\}^2$	aandeel in procenten
k	0,92	0,02	0,652	0,00017	≈ 0
b	1,4	0,4	0,429	0,0294	29
g	9,81	0	0,061	0	0
$D_{50}$	0,067	0,020	8,955	0,0321	32
$\Delta$	1,65	0,05	0,364	0,00033	≈ 0
$\hat{u}_r$	0,656	0,198	1,0	0,0392	39
				<u>0,1012</u>	<u>100%</u>

Voor  $\mu(Z)$  en  $\sigma(Z)$  volgen dan:

$$\mu(Z) = 1,20 - 0,656 = 0,544 \text{ m/s}$$

$$\sigma(Z) = (0,1012)^{0,5} = 0,318 \text{ m/s}$$

Dit leidt vervolgens tot:

$$\beta = 1,71$$

en

$$P_f = 0,044$$

Duidelijk zal zijn dat het toepassen van een veiligheidsfactor resulteert in een lagere faalkans, hetgeen logisch is, want bij toepassing van een grotere steendiameter verwachten we een hogere veiligheid (zie figuur 45).

In beide tabellen is ook duidelijk te zien de mate waarin elke parameter bijdraagt aan de faalkans. Bij de laatste tabel zijn de bijdragen van  $b$ ,  $D_{50}$  en  $\hat{u}_r$  ongeveer gelijk (circa 30 à 40%). In de voorlaatste tabel overheerst duidelijk  $\hat{u}_r$  met 68%.

Stel nu dat een deterministische berekening was uitgevoerd uitgaande van een maatgevende stroomsnelheid  $\hat{u}_r = 1,20$  m/s

( $\hat{u}_r = \mu(\hat{u}_r) + 3\sigma(\hat{u}_r)$ , zie tabel op blz. 97). Dit zou met de Isbash-formule leiden tot  $\mu(D_{50}) = 67$  mm. Verondersteld wordt dan dat voor stroomsnelheden hoger dan 1,20 m/s schade ontstaat en voor lagere geen. De faalkans is dus 0,5 of 50%. Een probabilistische berekening geeft dit resultaat ook (zie figuur 46 bovenste deel). In werkelijkheid echter kan ook bij lagere snelheden schade optreden. In één van de voorgaande voorbeelden is immers voor  $D_{50} = 67$  mm en  $\hat{u}_r = 0,656$  m/s een faalkans berekend van 0,044 ofwel 4,4% (zie figuur 46 onderste deel).

### 6.5.3 Verfijnde niveau II berekeningen op basis van een ontwerp punt

Bij een verfijnde niveau II methode vindt linearisatie van de betrouwbaarheidsfunctie  $Z$  plaats rond het ontwerp punt (bij de eenvoudige niveau II methode was dit de gemiddelde waarde). Het ontwerp punt wordt daarbij op iteratieve wijze bepaald, hetgeen de methode minder instructief maakt, maar wel leidt tot nauwkeuriger en betrouwbaarder resultaten. Bovendien zijn de resultaten onafhankelijk van de definitie van  $Z$  ( $Z$  natuurlijk wel op basis van eenzelfde relatie, zoals bijvoorbeeld de stabiliteitsrelatie van Isbash). Die afhankelijkheid van de definiering van  $Z$  is een van de nadelen van de eenvoudige niveau II methode op basis van de gemiddelde waarde. In het navolgende zal een en ander worden verduidelijkt met de resultaten van enkele berekeningen. Voor details omtrent de verfijnde niveau II methode wordt verwezen naar de literatuur [25], [32].

Uitgaande van de Isbash formule:

$$D_{50} = \frac{b}{k} \cdot \frac{\hat{u}_r^2}{2g\Delta} \quad (152)$$

kan de betrouwbaarheidsfunctie Z worden geschreven als:

$$Z = \left( \frac{k}{b} \cdot 2 \cdot g \cdot \Delta \cdot D_{50} \right)^{0,5} - \hat{u}_r \quad (153)$$

Teneinde zo veel mogelijk uitsluitend oorspronkelijke invoerparameters te kunnen hanteren, worden de volgende relaties gesubstitueerd:

$$\Delta = (\rho_s - \rho) / \rho \quad (154)$$

$$\hat{u}_r = \left( 1,0 + \frac{y}{b_w} \cdot \frac{b_w \cdot h}{A_c} \right) \hat{u}_r \quad (155)$$

De laatste vergelijking kan worden afgeleid uit:

$$\hat{u}_r = \left( 1,5 - \frac{A'_c}{A_c} \right) \bar{u}_r \quad (156)$$

en

$$A'_c = 0,5 A_c - y \cdot h \quad (157)$$

Substitutie geeft een betrouwbaarheidsrelatie gelijk aan:

$$Z = \left( \frac{k}{b} \cdot 2g \cdot \frac{\rho_s - \rho}{\rho} \cdot D_{50} \right)^{0,5} - \left( 1,0 + \frac{y}{b_w} \cdot \frac{b_w \cdot h}{A_c} \right) \bar{u}_r \quad (158)$$

Verder geldt:

$$\bar{u}_r = f(V_s/V_L) \quad (159)$$

De waarden van  $\bar{u}_r$  zijn opgeslagen in een gegevensbestand als discrete waarden als functie van  $V_s/V_L$  en worden tijdens het rekenen bepaald door interpolatie.

De resultaten van een verfijnde (en een eenvoudige) niveau II berekening met gelijke waarden voor de invoerparameters als gehanteerd in paragraaf 6.6.2, staan in onderstaande tabel.

invoergegevens			verfijnde methode			eenvoudige methode	
$x_i$	$\mu(x_i)$	$\sigma(x_i)$	$\mu(x_i^*)$	$\partial Z/\partial x_i$	aandeel in procenten	$\partial Z/\partial x_i$	aandeel in procenten
k	0,92	0,02	0,92	0,358	≈ 0	0,358	≈ 0
b	1,40	0,40	1,3975	-0,234	28	-0,232	18
g	9,81	0	9,81	0	0	0	0
$b_w$	66,0	0	66,0	0	0	0	0
$A_c$	196,6	0	196,6	0	0	0	0
$D_{50}$	0,020	0,006	0,020	16,292	31	16,292	20
$\rho_s$	2650	50	2650,0314	≈ 0	≈ 0	≈ 0	≈ 0
$\rho$	1000	5	999,9992	≈ 0	≈ 0	≈ 0	≈ 0
$V_s/V_L$	0,80	0,065	0,7996	-1,495	31	-2,511	56
$y/b_w$	0,15	0,078	0,1497	-0,715	10	-0,716	6
					100%		100%

Met als faalkansen:

verfijnde methode :  $\beta = 0,0116$   
 $P_f = 0,5046$

eenvoudige methode :  $\beta = 0,0093$   
 $P_f = 0,5037$

Vastgesteld kan worden dat bij vergelijking van eenvoudige en verfijnde methode de faalkansen in dit voorbeeld nauwelijks verschillen, maar dat de bijdragen aan de faalkans nogal verschillen.

Gaan we nu uit van een andere definiering van de betrouwbaarheidsfunctie Z volgens:

$$Z = D_{50} - \frac{b}{k} \cdot \frac{\hat{u}_r^2}{2g\Delta} \quad (160)$$

of

$$Z = D_{50} - \frac{b}{k} \cdot \frac{(1,0 + \frac{y}{b_w} \cdot \frac{b_w h}{A_c})^2 \bar{u}_r^2}{2g \cdot (\rho_s - \rho)/\rho} \quad (161)$$

dan krijgen we dezelfde resultaten voor  $\beta$  en  $P_f$  als boven vermeld voor zowel de verfijnde als de eenvoudige niveau II methode. Wat betreft de verfijnde methode mag dit worden verwacht, wat betreft de eenvoudige methode berust dit op toeval.

#### 6.5.4 Doorrekenen van een foutenboom en praktische toepassing

Een gedeelte van een foutenboom is gegeven in figuur 47. Bezijken van de top-laag van een gestorte oeververdediging, bestaande uit een onderste deel, een bovenste deel onder SWL en een bovenste deel boven SWL, wordt beschouwd als de ongewenste topgebeurtenis.

In de figuur zijn de (geschatte) faalkansen van de verschillende bezwijkmechanismen bijgeschreven. De overall faalkans voor een oevergedeelte met lengte  $l_s$  in geval van hydraulische belasting kan nu worden berekend met (veronderstellend dat de bezwijkmechanismen onderling onafhankelijk zijn):

$$(P_f)_{l_s, \text{hydr.}} = 3 \cdot 10^{-4} + 10^{-6} + 10^{-2} \approx 10^{-2}$$

Voor de topgebeurtenis tengevolge van diverse belastingen volgt:

$$(P_f)_{l_s} = 10^{-2} + 10^{-8} + 10^{-4} + 10^{-8} \approx 10^{-2}$$

Een volledige foutenboom kan geheel analoog worden doorgerekend. Uit het weliswaar fiktieve voorbeeld blijkt dat sommige bezwijkmechanismen nauwelijks bijdragen aan de totale faalkans. Constructieve verbeteringen behoeven dan ook alleen daar te worden gezocht, waar de faalkans substantieel kan worden beïnvloed. Een dergelijk resultaat is één van de mogelijke praktische toepassingen van de probabilistische ontwerpmethode.

Een andere toepassing is het berekenen voor diverse steendiameters van de faalkans na  $t$  jaar met:

$$P(Z < 0; t \text{ jaar}) = 1 - \{1 - P(Z < 0; 1 \text{ jaar})\}^t \quad (162)$$

Stel dat voor  $D_1$  en  $D_2$  de volgende faalkansen zijn afgeleid:

$$D_1 : P(Z < 0; 1 \text{ jaar}) = 0,05$$

$$D_2 : P(Z < 0; 1 \text{ jaar}) = 0,10$$

De faalkans na  $t=10$  jaar bedraagt dan:

$$D_1 : P(Z < 0; 10 \text{ jaar}) = 0,40$$

$$D_2 : P(Z < 0; 10 \text{ jaar}) = 0,65$$

Een dergelijke berekening kan voor elke  $t$  worden uitgevoerd. Het resultaat hiervan is gepresenteerd in figuur 48, (overigens niet gelijk aan bovenstaand voorbeeld). Uit dit soort figuren kan bijvoorbeeld een beheerder bepalen, dat hij onderhoud zal moeten plegen na 10 jaar bij een steendiameter  $D_1$  en reeds na 3 jaar bij een steendiameter  $D_2$  als een faalkans van 0,4 niet mag worden overschreden. Anderzijds, kan ook worden afgelezen dat bij een gewenste onderhoudsperiode van 5 jaar en een faalkans van 0,5 hij een diameter minimaal gelijk aan  $D_2$  moet toepassen.



## LITERATUUR

1. Commissie Vaarweg Beheerders,  
Richtlijnen voor de afmetingen en vormgeving van vaarwegen van de CEMT-  
klassen I t/m IV,  
Commissie Vaarweg Beheerders, Werkgroep Vaarwegvakken, April 1987.
2. Soukhomel, G.I. en Zass, V.M.,  
Abaissement du navire en marcher,  
Navires, Ports et Chantiers, Januari 1958.
3. Balanin, V.V. en Bykov, L.S.,  
Selection of leading dimensions of navigation canal sections and modern  
methods of bank protection,  
XXIth International Navigation Congress, PIANC, Section I, Subject 4,  
Stockholm 1965.
4. Gates, E.T. en Herbich, J.B.,  
The squat phenomenon and related effects of channel geometry,  
Hydraulics in the Coastal zone, Proceedings 25th Ann. Hydraulics Division  
Speciality Conference, New York, 1977.
5. Schijf, J.B.,  
Influence of the form and dimensions of the cross-section of the canal, of  
the form, the speed and the propulsion system of vessels, and of speed of  
flows and especially of the waves of translation on the protection of  
embankments,  
XVIIth International Navigation Congress, PIANC, Section I Subject 2,  
Lisbon, 1949.
6. Kaa, E.J. van de,  
Waterloopkundige aantasting van oeververdedigingen  
Symposium "Kust- en oeverwerken in praktijk en theorie", Nederlandse  
Vereniging Kust- en Oeverwerken, Rotterdam, 1979.
7. Bouwmeester, J., Kaa, E.J. van de, Nuhoff, H.A. and Orden, R.G.J. van,  
Recent studies on push-towing as a base for dimensioning waterways,  
XXIV International Navigation Congress, PIANC, Leningrad 1977.

## LITERATUUR (vervolg)

8. Sharp, B.B. en Fenton, J.D.,  
A model investigation of squat,  
Dock and Harbor Authority no. S 77, November 1968.
9. Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen,  
Golfoploop en golfoverslag,  
Staatsuitgeverij, 's-Gravenhage, 1972.
10. Pilarczyk, K.W.,  
Sea Defences, Dutch guidelines on dike protection.  
Rijkswaterstaat, Road and Hydraulic Engineering Department,  
report WB-No-87110, Delft, 1987.
11. Shields, A.,  
Anwendung der Aehnlichkeitsmechanik und der Turbulenzforschung auf die  
Geschiebebewegung,  
Mitteilungen der Preussischen Versuchsanstalt für Wasserbau und Schiffbau,  
Heft 26, Berlin, 1936.
12. Ebbens, E.H.,  
Teen- en overgangsconstructies,  
Symposium "Betonnen bekledingen op dijken en langs kanalen", Vereniging  
Nederlandse Cementindustrie, 's Hertogenbosch 1986.
13. Waterloopkundig Laboratorium,  
Taluds van losgestorte materialen,  
Stabiliteit van stortstenen bermen en teenkonstrukties,  
WL, Verslag literatuurstudie en modelonderzoek M 2006/M 1809, Delft, 1986.
14. Waterloopkundig Laboratorium,  
Invloed van bermen op de ophoop van regelmatige golven.  
WL, Verslag modelonderzoek M 1130, Delft, 1976.

## LITERATUUR (vervolg)

15. Waterloopkundig Laboratorium, Grondmechanica Delft,  
Taludbekleding van gezette steen,  
WL/GD, onderzoek M 1795/M 1881 Delft, 1980...1988.
16. Pilarczyk, K.W.,  
Zetwerk van natuursteen- en betonnen elementen,  
Postacademiale cursus "Oever- en dijkbekleding", PATO, Delft, 1986.
17. Paintal, A.S.  
Concept of critical shear stresses in loose boundary open channels,  
Journal of Hydraulic Research 9 nr. 1, 1971.
18. Waterloopkundig Laboratorium,  
Taluds van losgestorte materialen. Statische stabiliteit van stortsteen-  
taluds onder golfaanval. Ontwerpformules  
WL, verslag modelonderzoek M 1983 deel I, Delft, 1988.
19. Waterloopkundig Laboratorium,  
Taluds van losgestorte materialen. Dynamische stabiliteit van grind- en  
stortsteentaluds onder golfaanval. Model voor profielvorming.  
WL, verslag modelonderzoek M 1983 deel II, Delft, 1988.
20. Grondmechanica Delft,  
Afschuiven van taludbekledingen over de ondergrond,  
GD, rapport CO-286001/2, Delft, 1988.
21. Burger, A.M.,  
Ontwerpmethodiek voor zetsteen dijkbekledingen,  
Postacademiale cursus "Oever- en dijkbekleding", PATO, Delft, 1986.
22. Bezuijen, A.,  
Belasting- en sterkte modellen voor steenzettingen  
Postacademiale cursus "Oever- en dijkbekleding", PATO, Delft, 1986.
23. Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen en Stichting voor onder-  
zoek, voorschriften en kwaliteitseisen op het gebied van beton,  
Leidraad cementbetonnen dijkbekledingen,  
TAW en CUR-VB, rapport 119, 1984.

## LITERATUUR (vervolg)

- 24 Quelery, L. de,  
Funderingsgrondslag en filterconstructie bij oever- en dijkbekledingen,  
Symposium "Betonnen bekledingen op dijken en langs kanalen",  
Vereniging Nederlandse Cementindustrie, 's Hertogenbosch, 1986.
- 25 Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen,  
Probabilistisch ontwerpen van waterkeringen,  
Interimrapport TAW 10, 's Gravenhage, 1985.
- 26 Verhey, H.J.,  
Probabilistische berekeningen loskorrelige materialen langs kanaaloevers,  
Postacademiale cursus "Oever- en dijkbekleding", PATO, Delft, 1986
- 27 Permanent International Association of Navigation Congresses,  
Guidelines for the design and construction of flexible revetments incorpo-  
rating geotextiles for inland waterways,  
PIANC, Supplement to Bulletin no 57, Brussels, 1987.
- 28 Rijkswaterstaat,  
The Closure of Tidal Basins,  
Delft University Press, Delft, 1984.
- 29 Waterloopkundig Laboratorium,  
Ontwerpregels voor het filter,  
WL, conceptverslag modelonderzoek M 1795/H 195 deel XXI, Delft, 1987.
- 30 Waterloopkundig Laboratorium  
Zanddichtheid van geotextielen als functie van hydraulische belasting,  
WL, Verslag modelonderzoek Q 422/H 195, Delft, 1988.
- 31 Isbash, S.  
Construction of Dams by Dumping Stones into Flowing Water,  
Translated by A. Dovjikov, War Department, United States Engineer Office,  
Eastport, Maine, 1935,  
(ook Hydraulic Design Criteria, Sheet 712-1, USWES, 1970).

## LITERATUUR (vervolg)

- 32 Vrouwenvelder, A.C.W.M. en Vrijling, J.K.  
Probabilistisch ontwerpen,  
Technische Universiteit Delft, Afdeling Civiele Techniek, Collegedictaat  
b3, Delft, 1986.
- 33 Adel, H. den  
Filterconstructies,  
Postacademiale cursus "Oever- en dijkbekleding", PATO, Delft, 1986.
34. Bezuyen, A., Klein Breteler, M. and Bakker, K.J.  
Design criteria for block revetments and granular filters,  
Proc. 2nd Intern. Conf. on Coastal and Port Engineering in Developing  
Countries, Beijing, China, 1987 (ook als appendix bij [10]).
- 35 Ebbens, E.H., Mouw, K.A.G.  
Ervaringen met bekledingen en teen- en overgangsconstructies,  
Postacademiale cursus "Oever- en dijkbekleding", PATO, Delft, 1986.
36. Veldhuijzen van Zanten, R. (ed.),  
Geotextiles and Geomembranes in Civil Engineering,  
A.A. Balkema, Rotterdam, 1986.
37. Grondmechanica Delft,  
De grondmechanische stabiliteit van steenzetting constructies,  
GD, rapport CO-286010/4, Delft, 1987.
- 38 Civieltechnisch Centrum Uitvoering Research en Regelgeving  
DIPRO, ontwerpprogramma voor oeververdedigingen in vaarwegen (concept),  
CUR, programmapakket Waterloopkundig Laboratorium Q614, Gouda 1988.

vaarweg- klasse	scheepstype	scheeps- lengte (m)	scheeps- breedte (m)	diepgang geladen volgens CVB (m)	aangenomen diepgang ongeladen volgens CVB (m)	$\frac{B_s}{T_s}$	$\frac{L_s}{B_s}$	$\frac{L_s}{T_s}$
I	Spits	39	5,10	2,40	1,20	2,1	7,7	16,0
II	Kempenaar	55	6,60	2,50	1,40	2,6	7,6	20,0
IIA	Hagenaar	56 à 67	7,20	2,55	1,40	2,8	= 8,5	≈ 24,1
III	Dortmund-	67 à 80	8,20	2,60	1,50	3,2	8,2	26,8
IV	Eemskanaalschip Rijn-Hernekanaal- schip	85	9,50	2,80	1,60	3,4	8,9	30,4
V	Groot Rijnschip	110	11,50	3,00	1,70	3,8	9,6	36,7
VI	Duweenheden in formatie 2x2	185	22,80	3,30	0,60	6,9	8,1	56,1

Opm. Voor de vaarwegklassen V en VI zijn door de CVB nog geen richtlijnen opgesteld. De gepresenteerde gegevens zijn gebaseerd op de gangbare afmetingen van schepen in deze vaarwegklassen.

Tabel 1 Klasse-indeling van Nederlandse vaarwegen met bijbehorende maatgevende schepen [1]

sortering <sup>1)</sup>	D <sub>50</sub> [m]	W <sub>50</sub> [kg]	D <sub>n</sub> [m]	laag <sup>2)</sup>	
				dikte [m]	massa [kg/m <sup>2</sup> ]
30/80 mm	0,045 - 0,065	0,15 - 0,45	0,038 - 0,055	0,09	150
40/100 mm	0,063 - 0,090	0,4 - 1,2	0,053 - 0,075	0,12	200
50/150 mm	0,090 - 0,125	1,2 - 3,1	0,075 - 0,110	0,17	300
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

Opm. 1 De sorteringen 30/80, 40/100 en 50/150 mm zijn geen standaard-sortering. De overige sorteringen zijn standaard breuksteen sorteringen.

Door voortschrijdende activiteiten op het gebied van de regelgeving zullen te zijner tijd standaardsorteringen tussen 0 en 150 mm worden gedefinieerd.

Opm. 2 De laagdikte volgt uit  $1,5 \cdot D_{50}$ . Deze laagdikte geldt als minimum in omstandigheden, waarin het gelijkmatig verdeeld aanbrenen van de steen goed gecontroleerd kan worden. Bovendien geldt deze laagdikte slechts voor smalle sorteringen, zoals hier het geval is. Overigens moet worden opgemerkt, dat de kwetsbaarheid van geringe laagdikten bij de fijnere sorteringen (50/150 mm en kleiner) groot is. Een grotere massa per m<sup>2</sup> (bijvoorbeeld 400 kg/m<sup>2</sup>) kan deze kwetsbaarheid reduceren.

Tabel 2 Breuksteen sorteringen

**- Directe mechanismen:**

1. Uitlichten los element (blok) door golfbeweging (windgolf, scheepsgolf);
2. Afschuiven of opdrukken van (deel van) de bekleding door overdruk aan de onderzijde (getij, kwel, windgolven. scheepsgolven);
3. Afschuiven talud ondergrond (getij, kwel, overstortend water);
4. Scheuren bekleding door dynamische belasting (golfklappen, scheepvaart);
5. Mechanische beschadiging;
  - a. penetratie drijfijks;
  - b. afschuiven bekleding door drijfijks;
  - c. schade door drijvende voorwerpen;
  - d. schade door aanvaring schepen.

**- Indirecte mechanismen:**

1. Vervorming talud ondergrond door verdichting, zetting, verweking, verkneding;
2. Erosie of uitspoeling ondergrond:
  - a. via bekledingsvlak van het talud;
  - b. vlak evenwijdig aan het talud.
3. Interne erosie filterlaag.
4. Erosie filterlaag:
  - a. via bekledingsvlak van het talud;
  - b. vlak evenwijdig aan het talud.
5. Aantasting elementen van de bovenlaag:
  - a. aantasting van harde elementen/toplaag;
  - b. erosie gras op klei.
6. Differentiële zetting ondergrond.
7. Uitspoelen vul/stopmateriaal.
8. Vorstschade:
  - a. kapotvriezen van de bovenlaag (elementen);
  - b. opvriezen van onderliggende lagen.
9. Schade door:
  - a. vee;
  - b. graverij van dieren.

Tabel 3 Overzicht schademechanismen die het gevolg kunnen zijn van onjuist functioneren van teen- en overgangskonstrukties [12]



parameter	scheepstype			
	coaster	binnenvaart- schip	onderzoekings- vaartuig/sleepboot	duweenheid 2x1
$V_L$	4,42	4,71	5,24	4,32
$V_S (= 0,9 V_L)$	3,98	4,24	4,72	3,89
$\bar{u}_r$	0,94	0,84	0,66	0,84
$\frac{\hat{u}_r}{\Delta h}$	0,48	0,45	0,40	0,39
$\hat{u}_r$	0,94	0,84	0,66	0,98
$\Delta h$	0,48	0,45	0,40	0,49
$z_{\max}$	0,48	0,45	0,40	0,49
$\Delta h_f$	0,53	0,50	0,44	0,53
$i_f$	0,020	0,019	0,021	0,013
$H_i$	0,42	0,49	0,48	0,34
$L_{wi}$	8,85	9,50	9,55	11,10
$R_u$	0,73	0,82	0,81	0,74

Opm. Maten in m, m/s of dimensieloos

Tabel 4 Waterbeweging in trapeziumvormig profiel ( $m=4$ ) en  $y=0$  m

parameter	scheepstype			
	coaster	binnenvaart- schip	onderzoekings- vaartuig/sleepboot	duweenheid 2x1
$V_L$	4,42	4,71	5,24	4,32
$V_S (= 0,9 V_L)$	3,98	4,24	4,72	3,89
$\bar{u}_r$	0,94	0,84	0,78	0,91
$\Delta h$	0,50	0,48	0,52	0,51
$\hat{u}_r$	1,09	0,97	0,78	1,14
$\Delta h$	0,63	0,60	0,52	0,64
$z_{\max}$	0,63	0,60	0,52	0,64
$\Delta h_f$	0,63	0,65	0,58	0,69
$i_f$	0,024	0,025	0,022	0,019
$H_i$	0,46	0,53	0,52	0,37
$L_{wi}$	8,85	9,50	9,55	11,10
$R_u$	0,71	0,65	0,85	0,77

Opm. Maten in m, m/s of dimensieloos

Tabel 5 Waterbeweging in trapeziumvormig profiel ( $m=4$ ) en  $y=8$  m

belasting	coaster	binnen- vaart- schip	sleepboot, onderzoekings- vaartuig	duw- eenheid	Y'	R	d
$\hat{u}_r$	0,042	0,033	0,020	<u>0,045</u>	-	-	0,07
$z_{\max}$	0,122	0,115	0,102	0,124	0,23	-	0,25
$H_i$	0,141	<u>0,163</u>	0,162	0,113	0,82	0,45	0,25

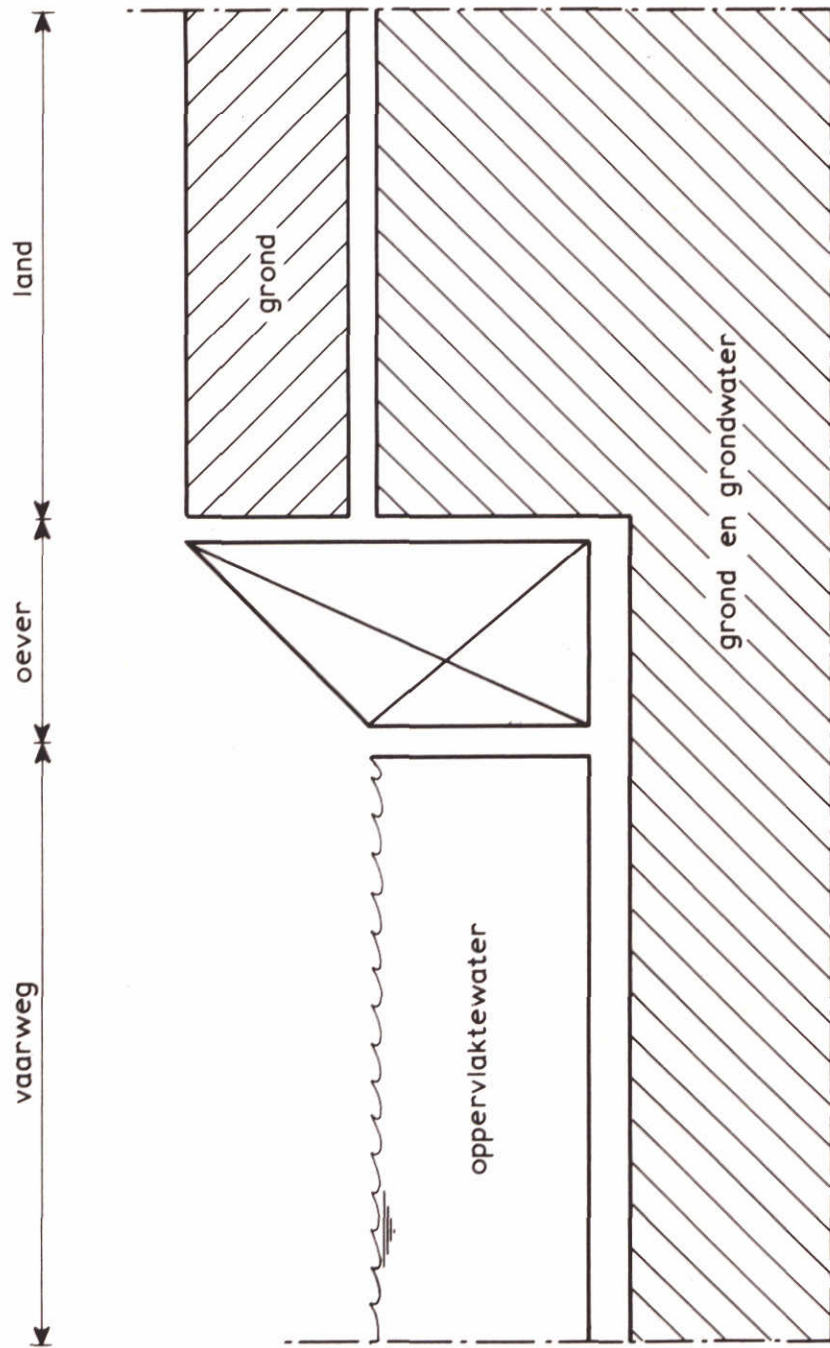
Opm. Voor Y', R en d zijn uitsluitend de maxima vermeld.

Tabel 6 Resultierende steendiameters, te verdedigen zones en laagdikten bij  $y=0$  m

belasting	coaster	binnen- vaart- schip	onderzoekings- vaartuig/sleepboot	duweenheid	Y'	R	d
$\hat{u}_r$	0,056	0,044	0,028	<u>0,061</u>	-	-	0,10
$z_{\max}$	0,160	0,152	0,133	0,163	0,65	-	0,27
$H_i$	0,153	<u>0,177</u>	0,176	0,124	0,73	0,47	0,27

Opm. Voor Y', R en d zijn uitsluitend de maxima vermeld.

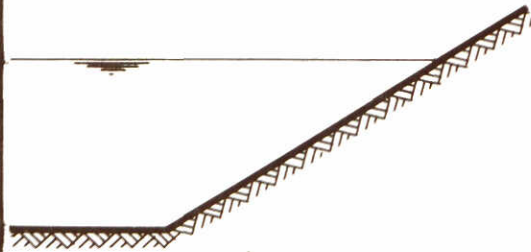
Tabel 7 Resultaten steendiameters, te verdedigen zones en laagdikten bij  $y=8$  m



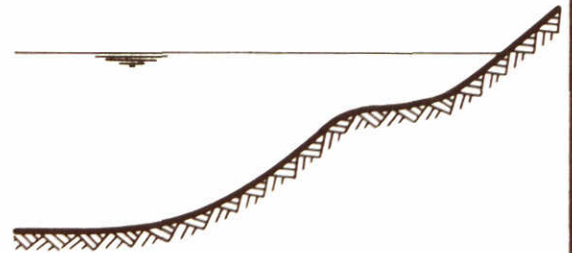
SCHEMATISATIE OEVERZONE

WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM

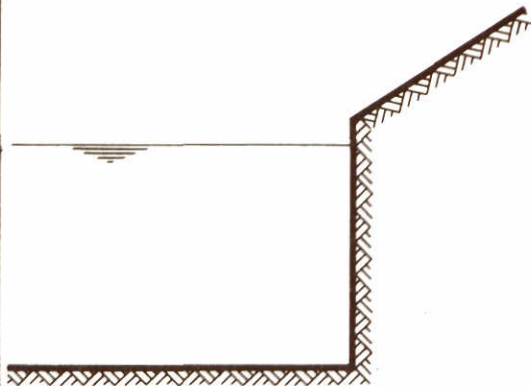
M1115 -XIX. FIG. 1



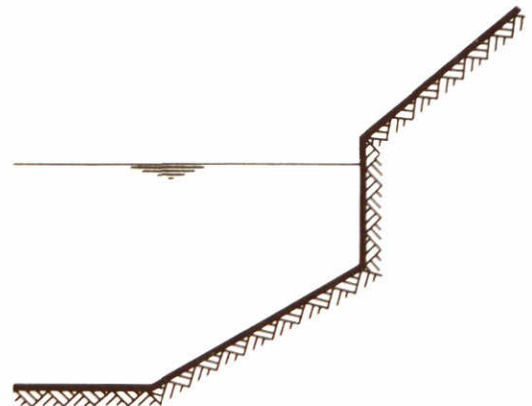
taludvormige oever  
(trapeziumvormig profiel)



taludvormig evenwichtsprofiel  
(gebroken profiel)

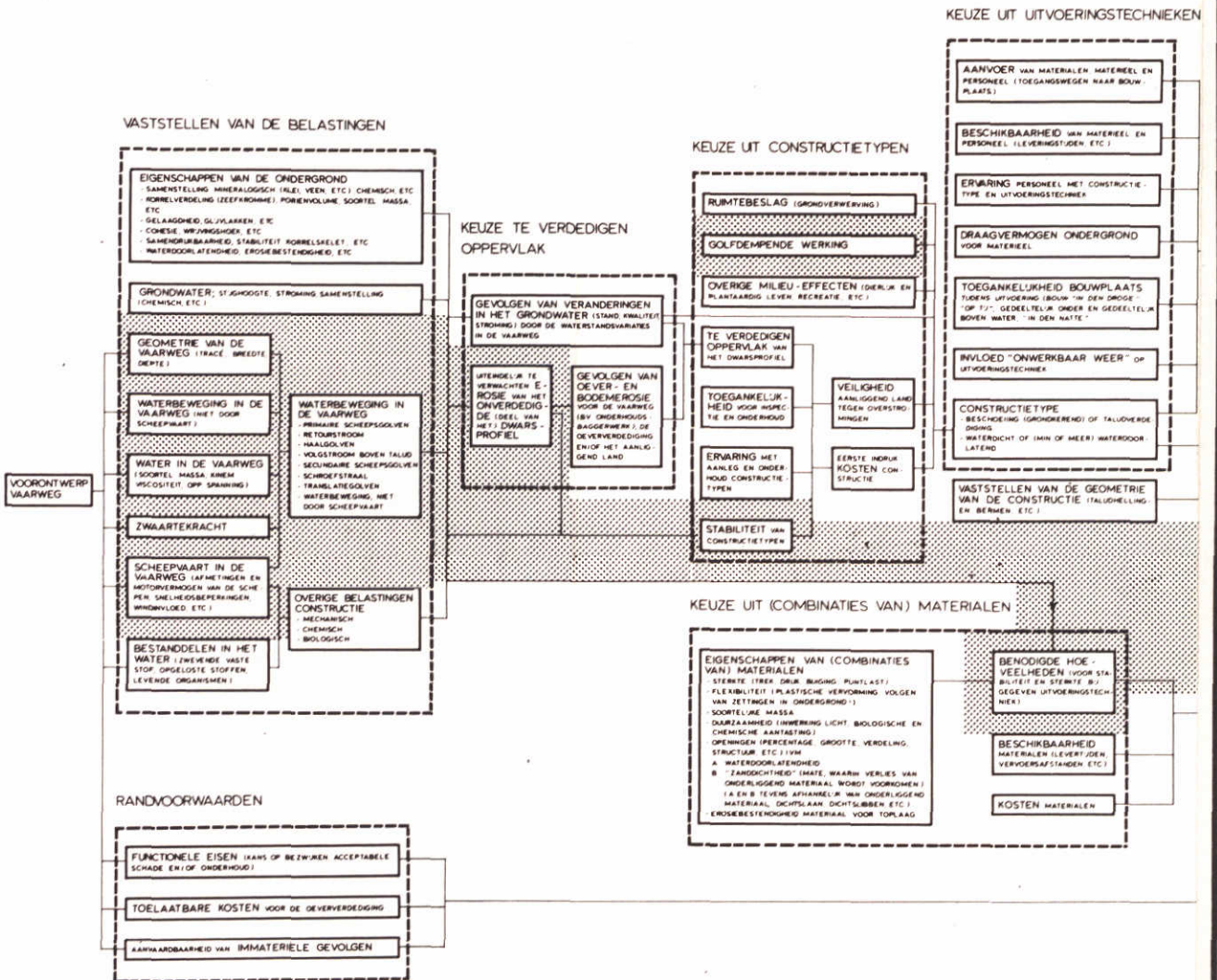


vertikale oever  
(bakprofiel)

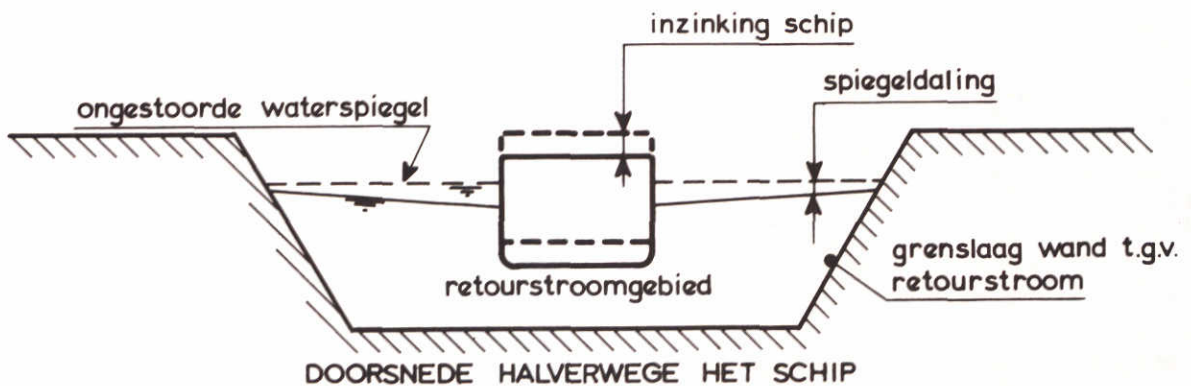
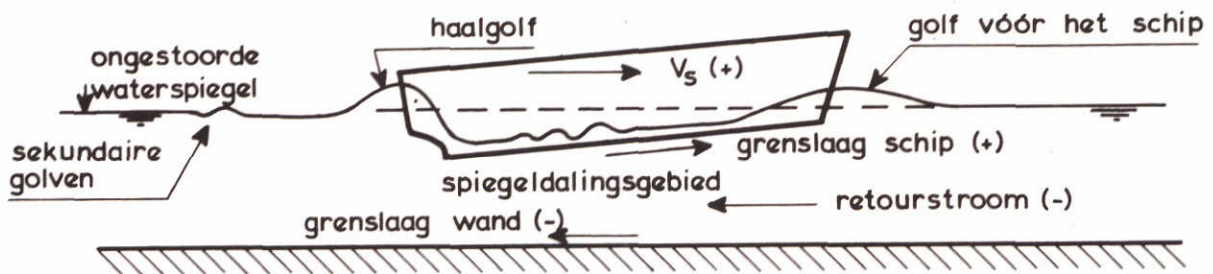
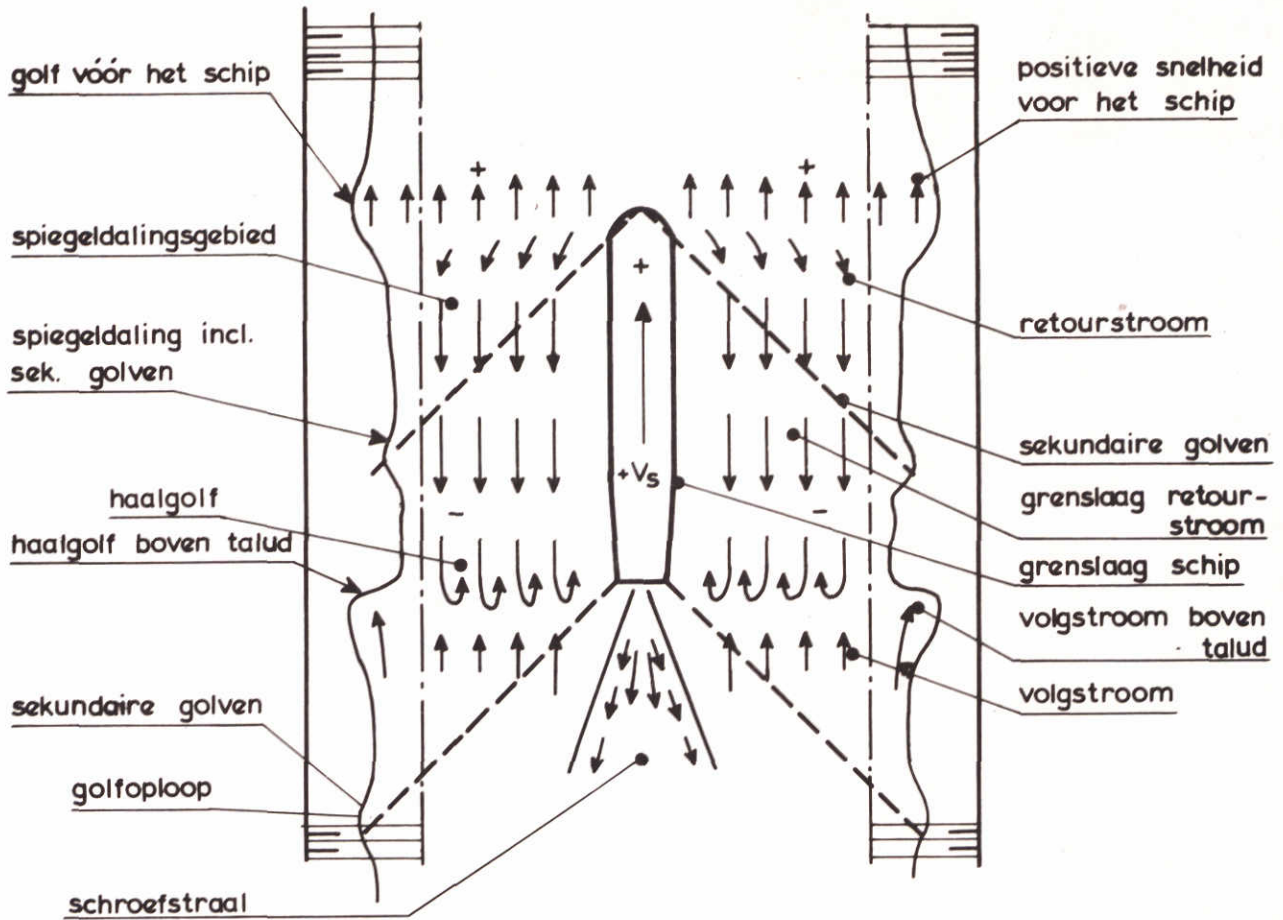


vertikale oever met onderwater  
talud  
(gebroken profiel)

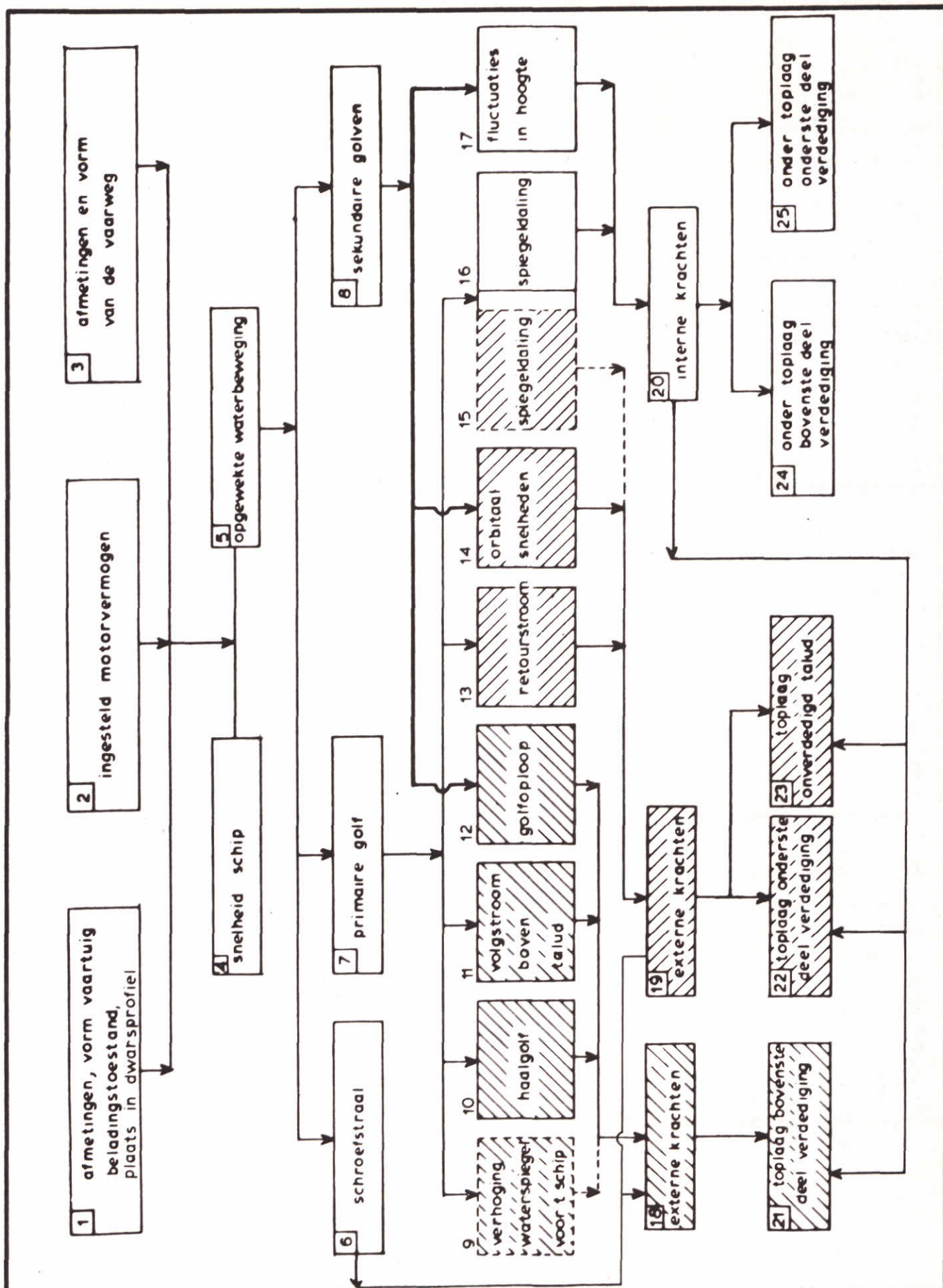
VEEL TOEGEPASTE OVERGANGEN IN DE OEVERZONE



STROOMSCHEMA VOOR HET ONTWERP VAN  
 EEN OEVERVERDEDIGING

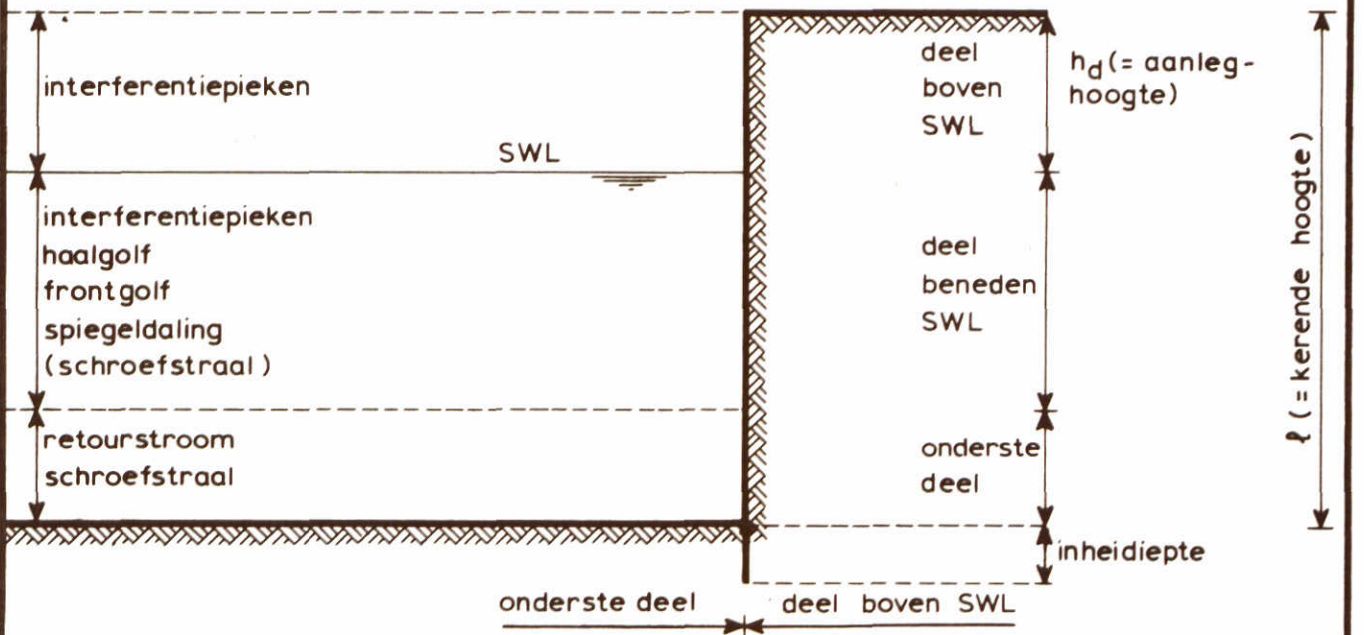
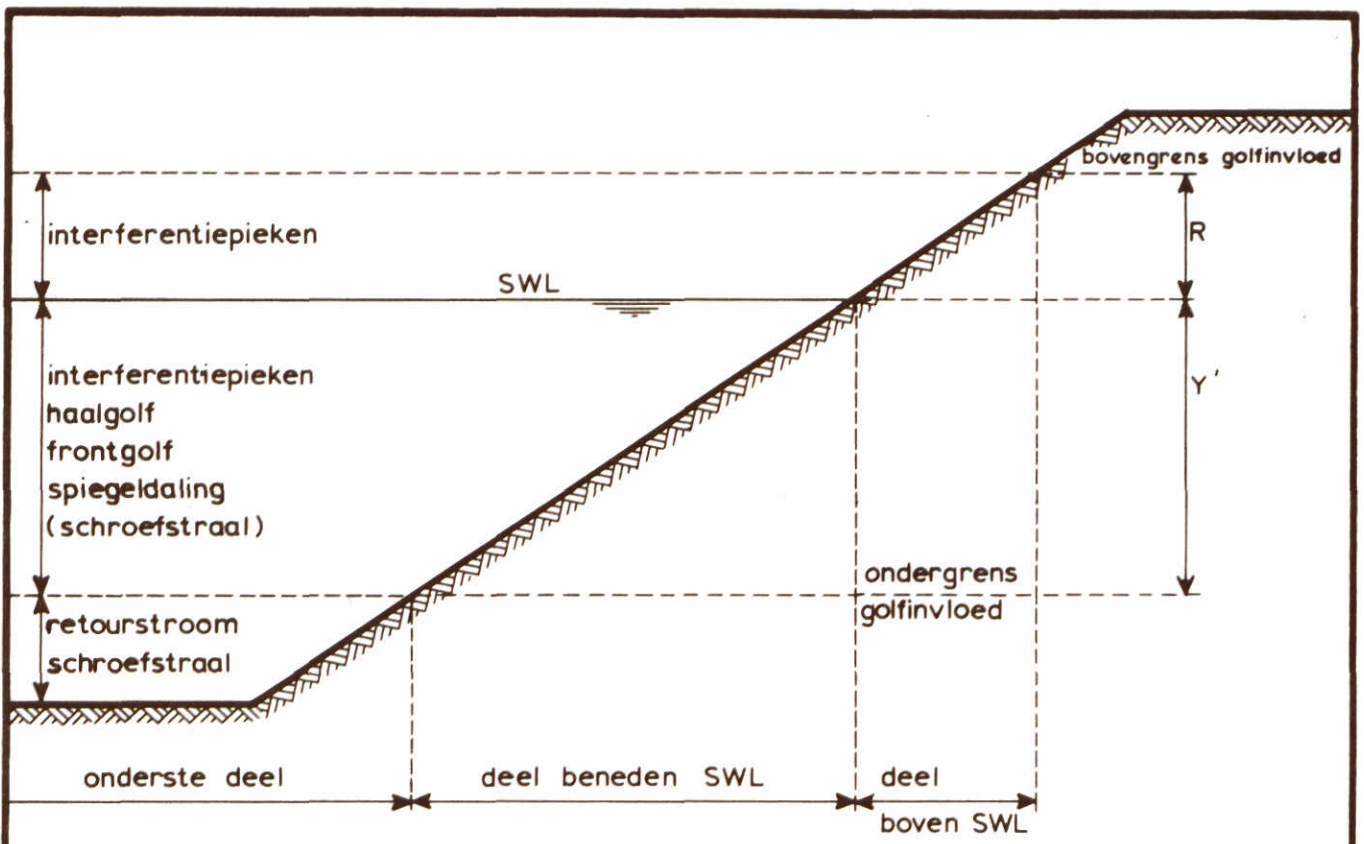


COMPONENTEN VAN DE WATERBEWEGING DOOR SCHEEPVAART IN EEN VAARWEG

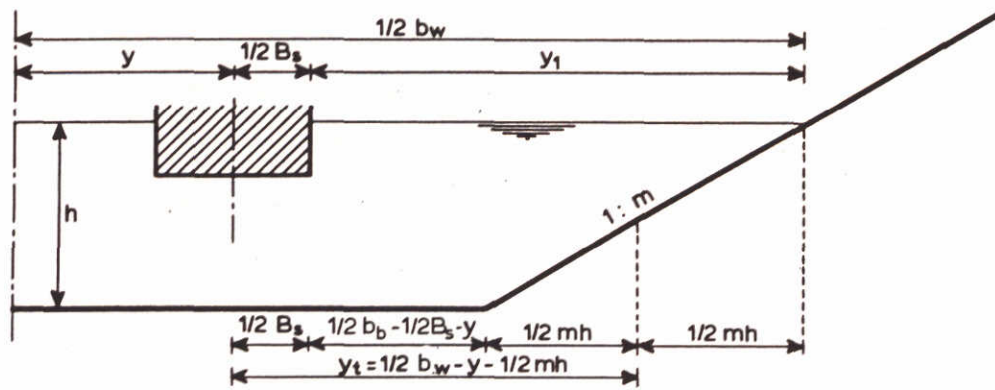


BELASTING OEVERS ONDER INVLOED VAN VARENDE SCHEPEN

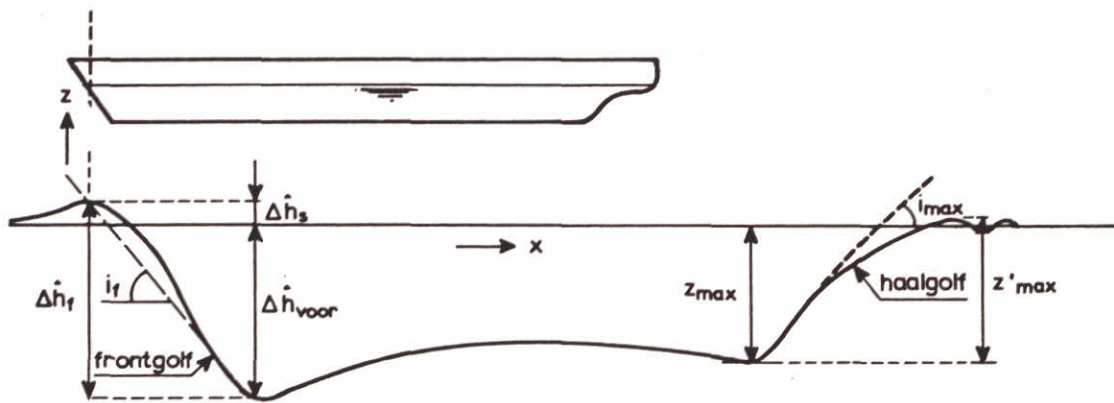




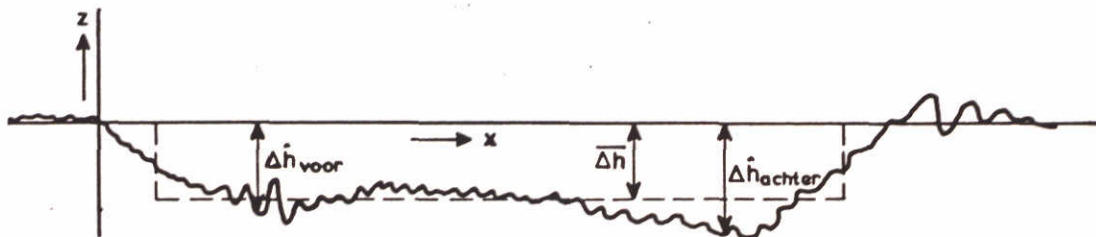
BELASTINGZONES



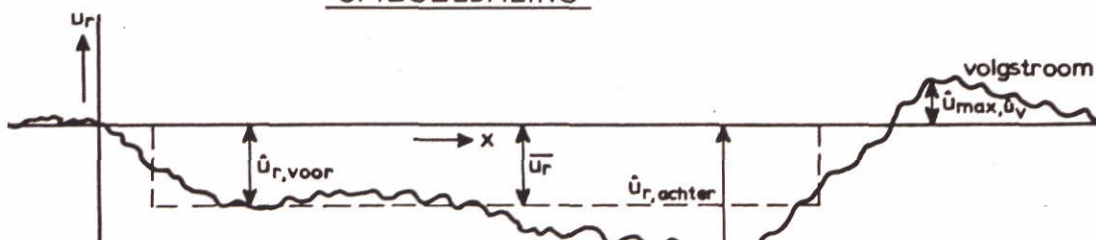
EXCENTRICITEIT



FRONTGOLF EN HAALGOLF

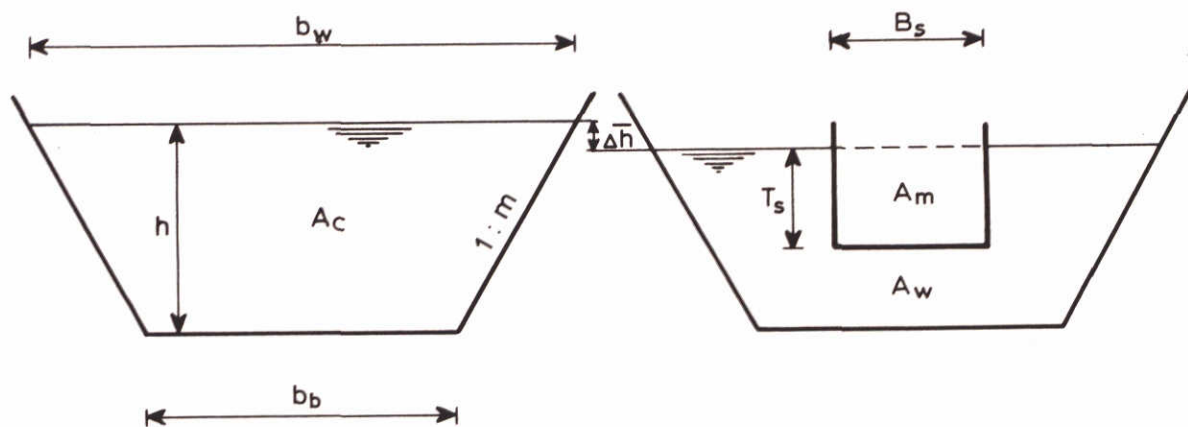


SPIEGELDALING

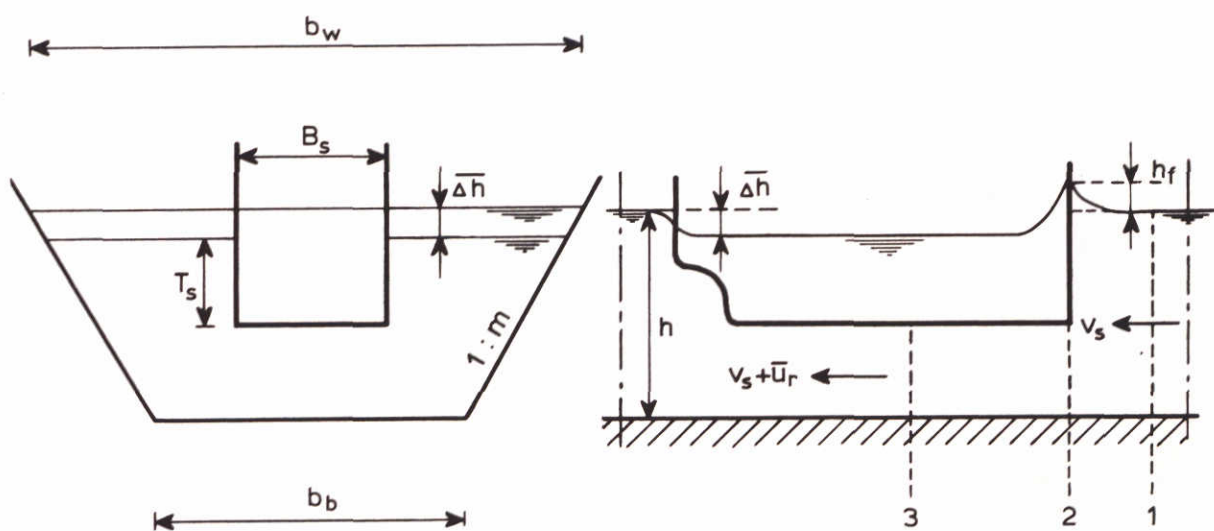


RETOURSTROOM

DEFINITIES

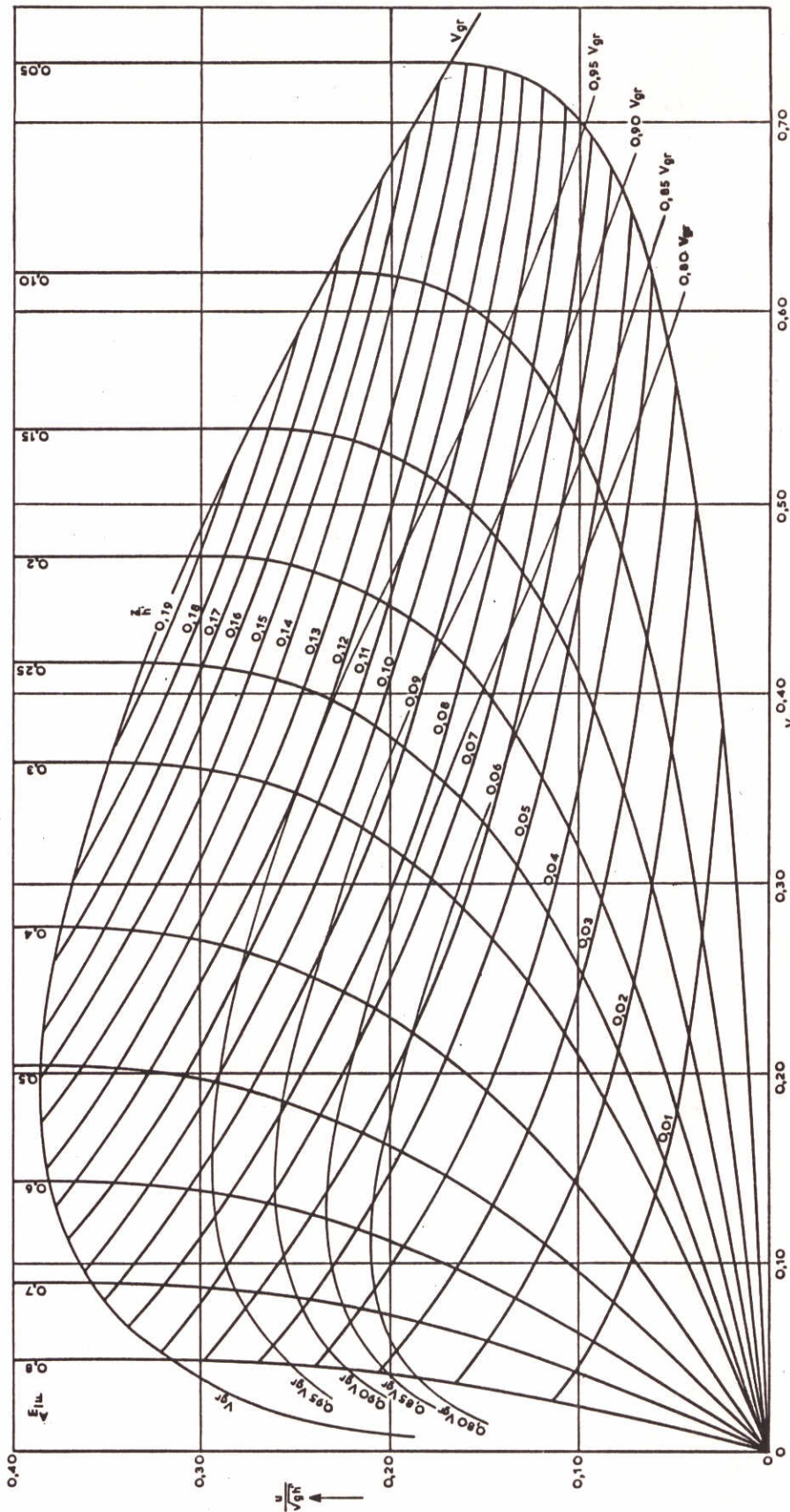


A. ENERGIEBESCHOUWING



B. IMPULSBESCHOUWING

DEFINITIESCHETS ENERGIEBESCHOUWING (A)  
EN IMPULSBESCHOUWING (B)



$$\frac{V_{gr}}{\sqrt{g h}} = \left( \frac{2}{3} \right)^{3/2} \left[ 1 - \frac{A_m}{F} + \frac{1}{2} \left( \frac{V_{gr}}{\sqrt{g h}} \right)^2 \right]^{3/2}$$

Voor  $V_{gr}$

$$\frac{z}{h} = \frac{1}{3} \left[ 1 - \frac{A_m}{F} \left( \frac{V_{gr}}{\sqrt{g h}} \right)^2 \right]$$

$$\frac{V_s}{\sqrt{g h}} = \frac{\sqrt{2 \frac{z}{h}}}{\sqrt{1 - \frac{A_m}{F} \left( \frac{V_{gr}}{\sqrt{g h}} \right)^2}} - 1$$

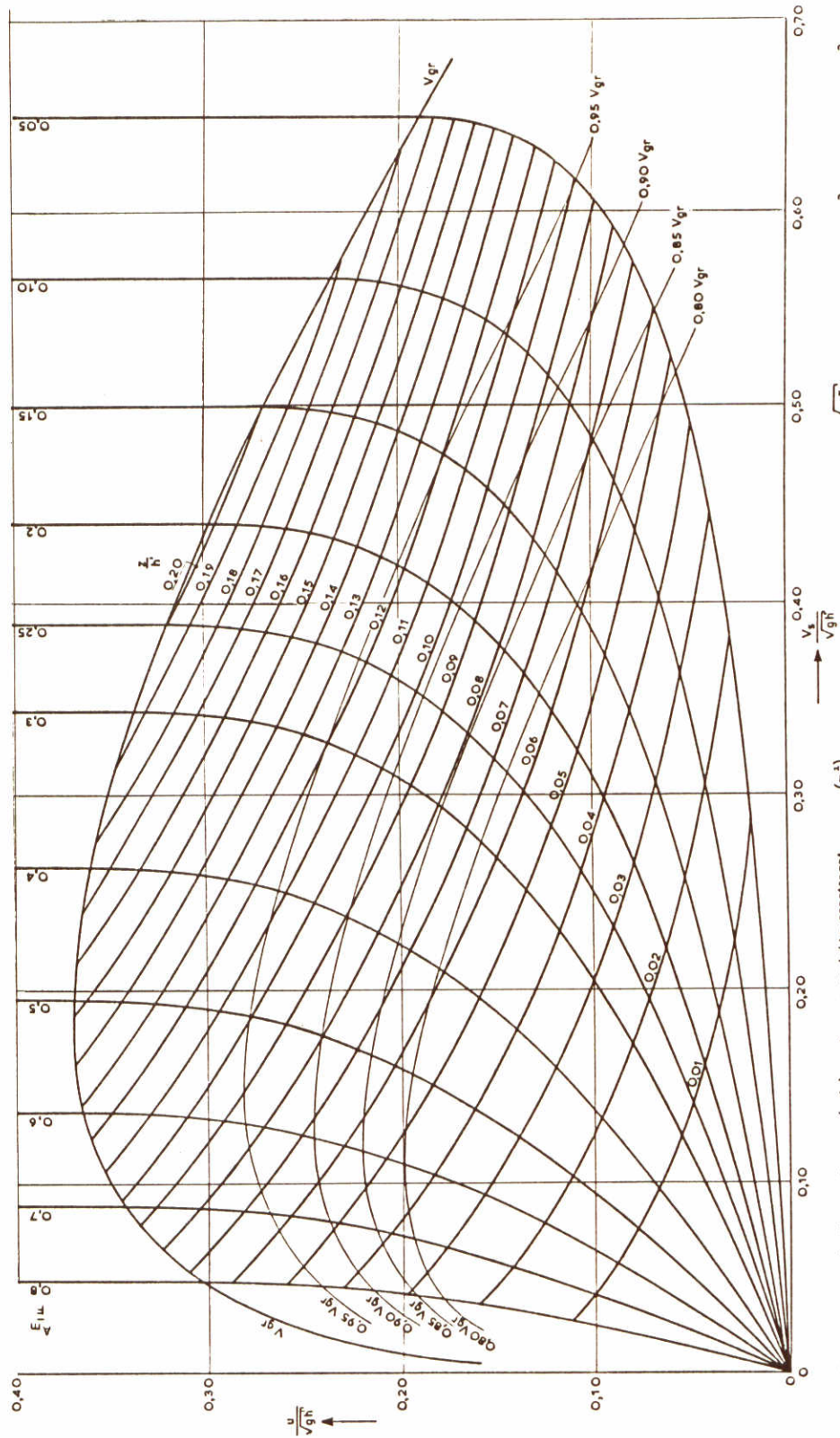
$$\frac{u}{\sqrt{g h}} = \left( 1 - \frac{A_m}{F} \left( \frac{V_{gr}}{\sqrt{g h}} \right)^2 \right) \frac{V_s}{\sqrt{g h}}$$

$V_s$  = scheepsnichheid tov. de oever (m/s)  
 $V_{gr}$  = grensnichheid tov. de oever (m/s)  
 $u$  = retourznichheid tov. de oever (m/s)  
 $z$  = spiegeldiepte (m)

NB.  $V_{gr} = V_L$   
 $F = A_C$

$u = \bar{u}_r$   
 $z = \bar{\Delta} h$

DIAGRAM VOLGENS SCHIJF VOOR  $\alpha_s = 1,0$



$$V_{gr} = \frac{2}{3} \left[ 1 - \frac{A_m}{F} \right] \left[ \frac{V_{gr}}{2} \left( \frac{V_{gr}}{g h} \right)^2 \right]^{\frac{1}{3}} \frac{1}{\sqrt{z}}$$

Voor  $V_{gr}$  :

$$z = \frac{1}{h} \left[ 1 - \frac{A_m}{F} \left( \frac{V_{gr}}{g h} \right)^2 \right]$$

$$\frac{V_s}{\sqrt{g h}} = \frac{\sqrt{2 z}}{\sqrt{1 - \frac{A_m}{F} \left( \frac{V_s}{g h} \right)^2}} - 1$$

$$\frac{u}{\sqrt{g h}} = \left( \frac{1 - \frac{A_m}{F} \left( \frac{V_s}{g h} \right)^2}{\frac{V_s}{g h}} \right) \frac{V_s}{\sqrt{g h}}$$

$V_s$  = schepsnelheid tov de oever (m/s)     $A_m$  = oppervlakte grootpant (m<sup>2</sup>)  
 $V_{gr}$  = grenssnelheid tov de oever (m/s)     $F$  = oppervlakte kanaaldoorsnede (m<sup>2</sup>)  
 $u$  = retouransnelheid tov de oever (m/s)     $h$  = F gedeeld door spiegelbreedte B (m)  
 $z$  = spiegelidaling (m)


NB.  $V_{gr} = V_L$      $u = \bar{u}_r$   
 $F = A_c$      $z = \Delta h$

DIAGRAM VOLGENS SCHIJF VOOR  $\alpha_s = 1,1$

auteur	toepasbaarheidsgebied $\left(\frac{b}{B} \frac{w}{S}\right)$												
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	
Thiele, Schijf, Constantine, Tothill, McNow, Gates en Herbich, Balanin en Bykov			—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
Sharp en Fenton			—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
Bouwmeester			•••••	•••••	•••••	•••••	•••••	•••••	•••••	•••••	•••••	•••••	•••••
Tuck, Huuska, Vermeer							•••••	•••••	•••••				
Dand			•••••	•••••	•••••			•••••	•••••	•••••	•••••	•••••	•••••
Soukhomel							•••••	•••••					

Verklaring: — alle sloopstypen, uitgezonderd  
duweenheden en VLCC

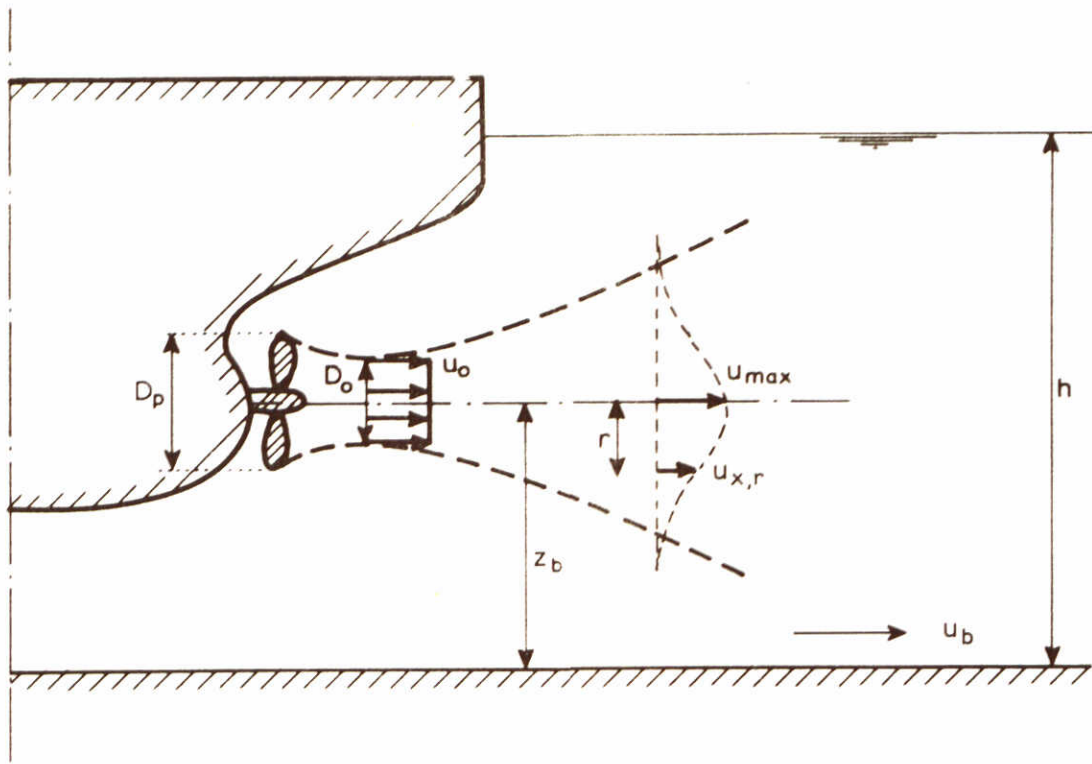
— duweenheden  
••••• VLCC

 niet toepasbaar

GELDIGHEIDSGEBIEDEN BEREKENINGSMETHODEN  
PRIMAIRE WATERBEWEGING

WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM

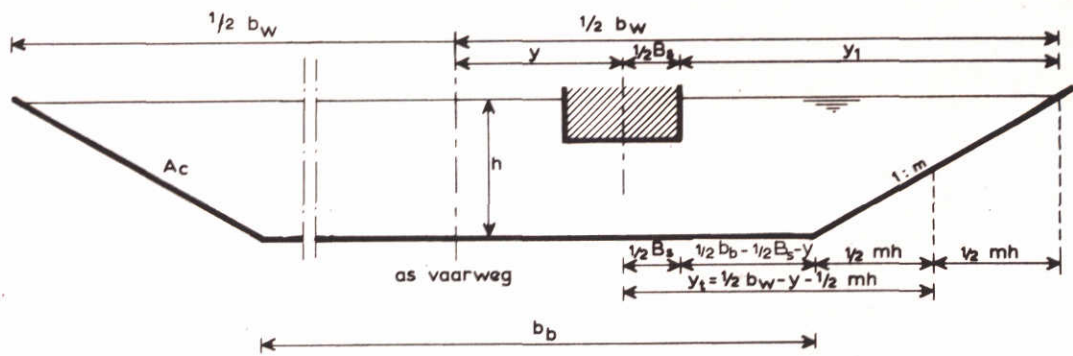
M 1115 - XIX FIG. 11



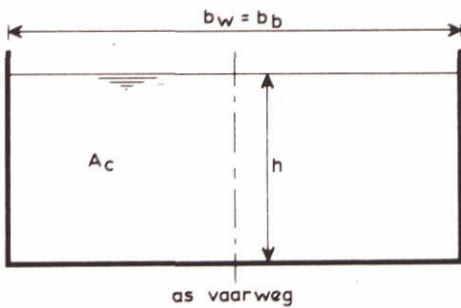
SCHEMATISATIE EN DEFINITIES SCHROEFSTRAAL

WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM

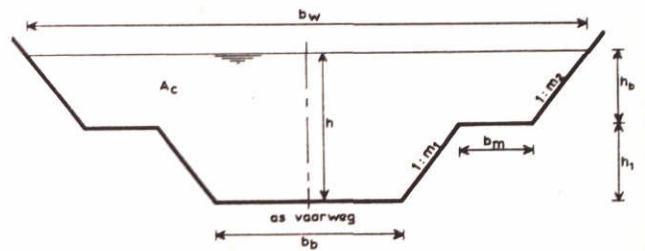
M1115-XIX FIG. 12



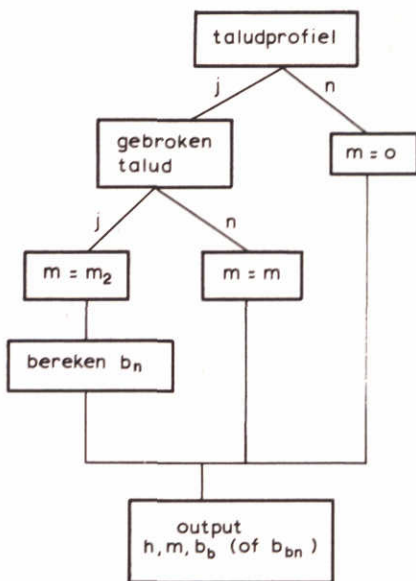
A. TRAPEZIUMVORMIG VAARWEGPROFIEL



B. BAKPROFIEL



C. GEBROKEN VAARWEGPROFIEL



D. SCHEMATISATIE VAARWEGDWARSPROFIEL

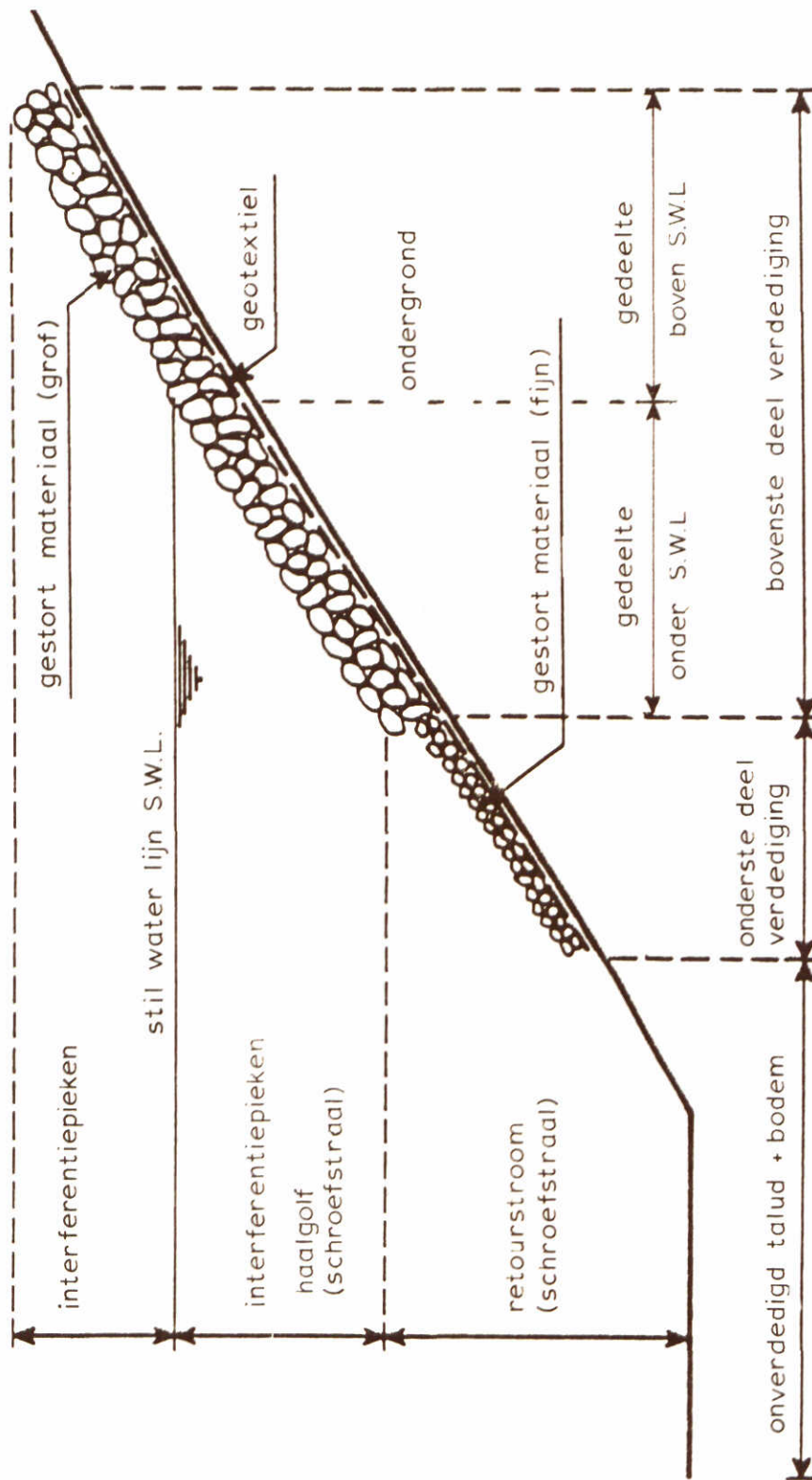
$$A_c = b_b \cdot h + m_1 \cdot h_1^2 + m_2 \cdot h_b^2 + 2 \cdot h_b (m_1 h_1 + b_m)$$

$$b_{bn} = \frac{A_c - m_2 \cdot (h_1 + h_b)^2}{h_1 + h_b}$$

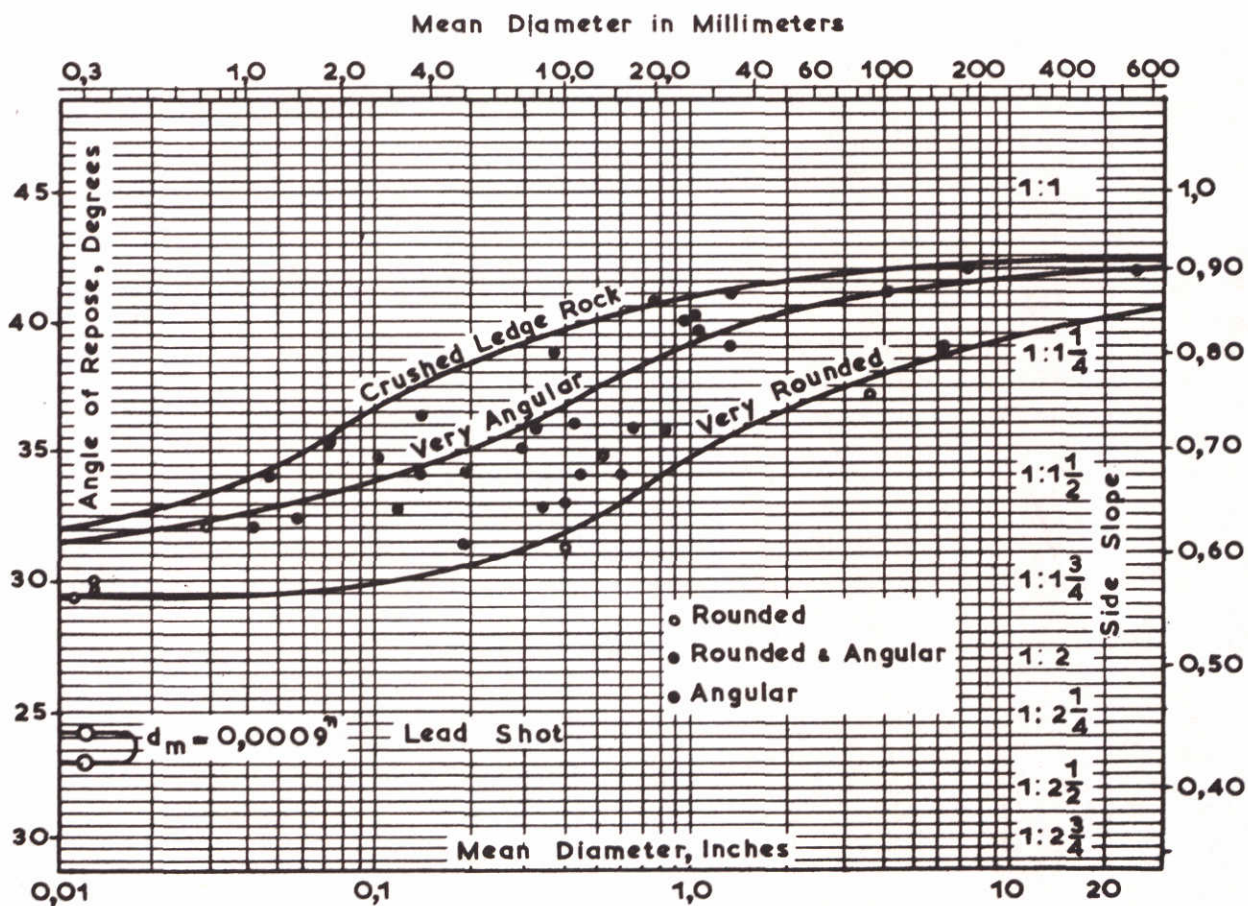
$$m = m_2$$

VAARWEGPROFIELEN, DEFINITIE VAN  
LENGTEMATEN EN SCHEMATISATIE

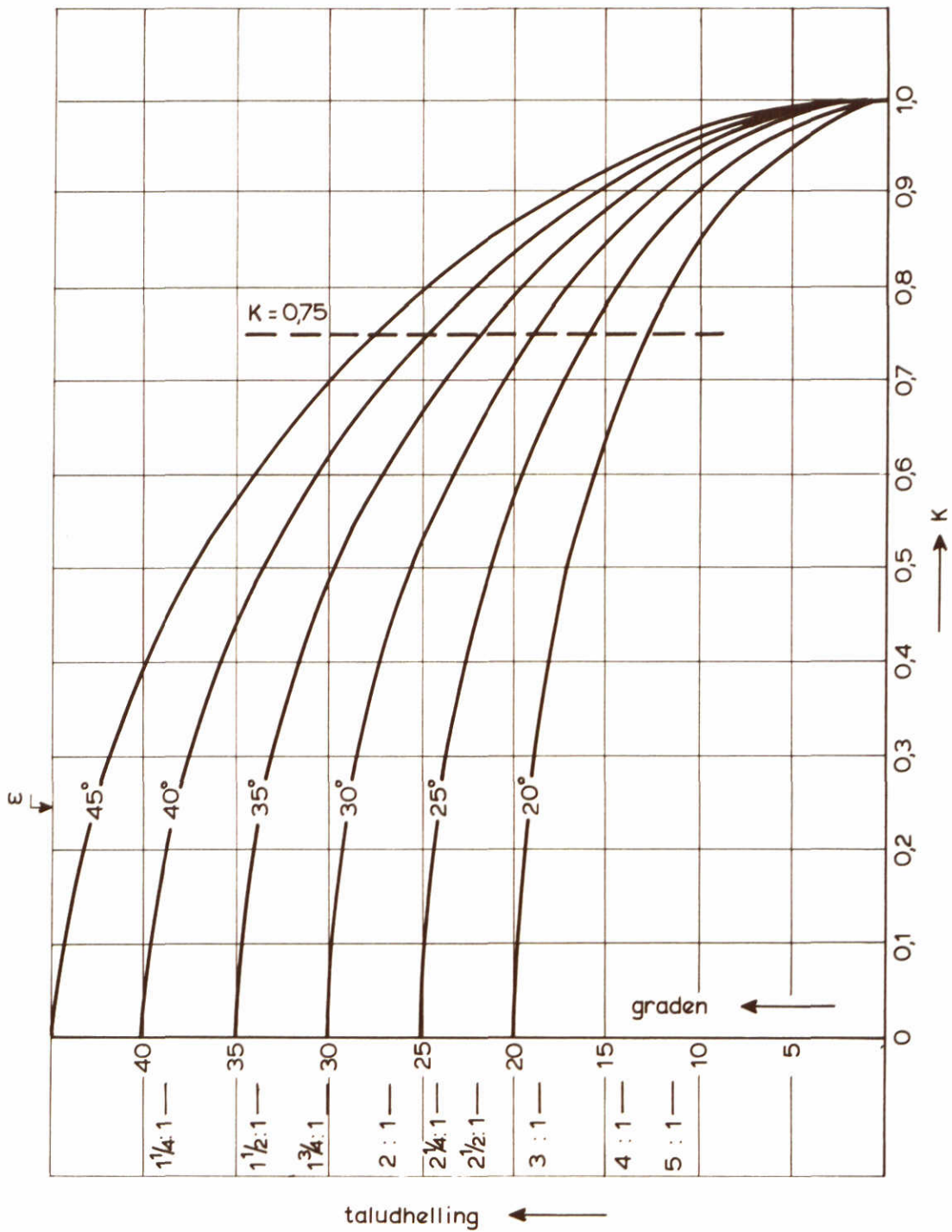




PRINCIPE VAN DE ZONERING VAN EEN  
BREUKSTEEN OEVERVERDEDIGING



HOEK VAN NATUURLIJK TALUD



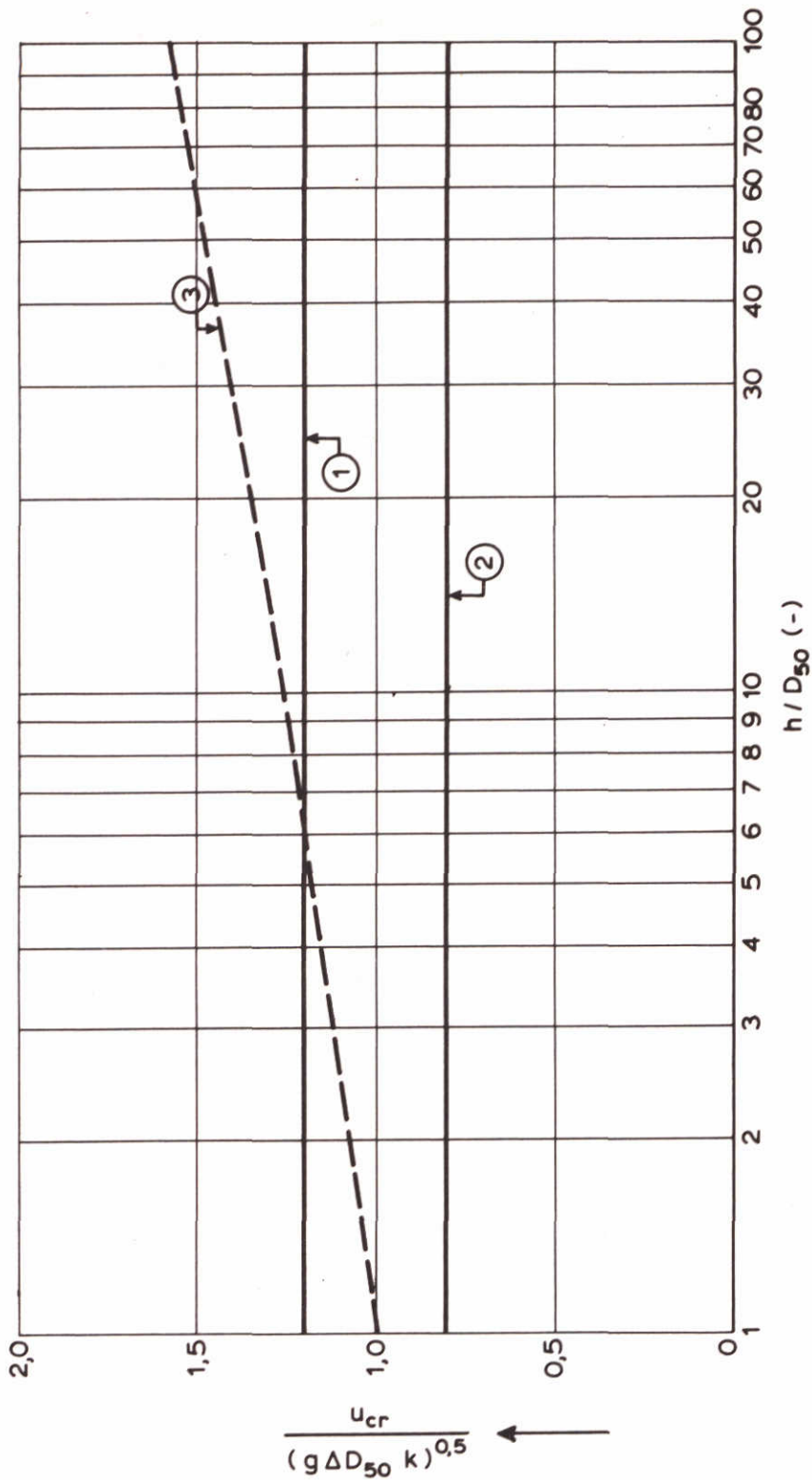
Gebaseerd op 
$$K = \cos \alpha \sqrt{1 - \frac{\tan^2 \alpha}{\tan^2 \epsilon}}$$

$K$  = kritieke schuifkracht op talud uitgedrukt in de kritieke kracht op een horizontale bodem

$\epsilon$  = hoek natuurlijk talud (voor niet-cohesief materiaal)

$\alpha$  = taludhoek

REDUKTIE KRITIEKE SCHUIFSPANNING  
OP EEN TALUD VOLGENS LANE

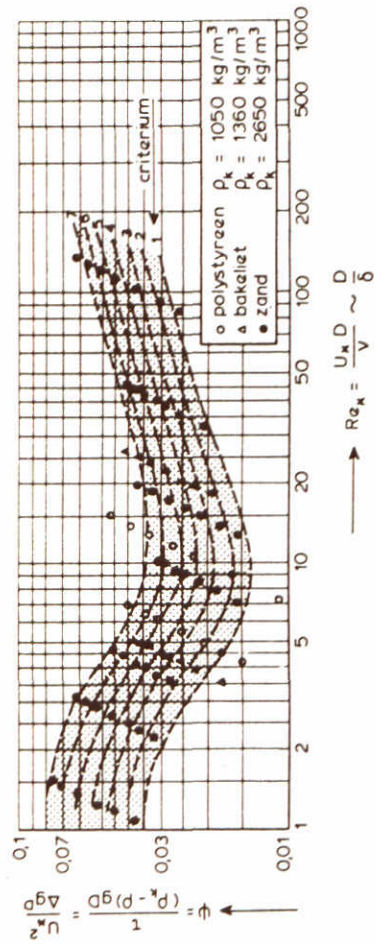
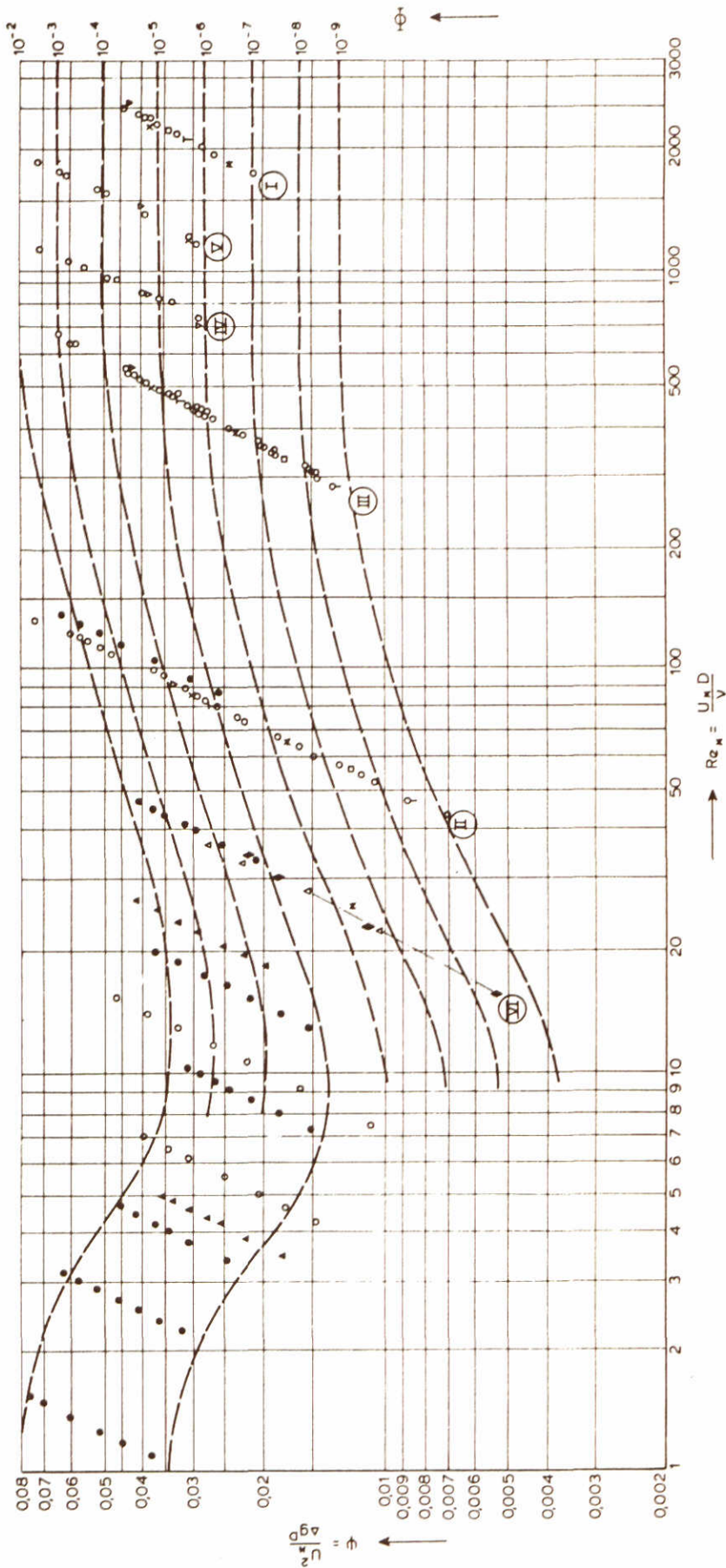


Isbash ①  $\frac{u_{cr}}{\sqrt{g\Delta D_{50} k}} = 1,2$  (stroming door afvoer of retourstroom)

Isbash ②  $\frac{u_{cr}}{\sqrt{g\Delta D_{50} k}} = 0,8$  (schroefstraalstroming)

Pilarczyk ③  $\frac{u_{cr}}{\sqrt{g\Delta D_{50} k}} = B\psi^{0,5} \left(\frac{h}{D_{50}}\right)^{0,1}$  met  $B=5$  en  $\psi = 0,04$

VERGELIJKING STABILITEITSRELATIES VAN  
ISBASH EN PILARCZYK



$$\phi = \frac{q_s}{\sqrt{g\Delta D^3}}$$

$$\phi = 10^{-5}$$

$$\phi = 5 \cdot 10^{-5}$$

$$\phi = 10^{-4}$$

$$\phi = 5 \cdot 10^{-4}$$

$$\phi = 10^{-3}$$

$$\phi = 5 \cdot 10^{-3}$$

$$\phi = 10^{-2}$$

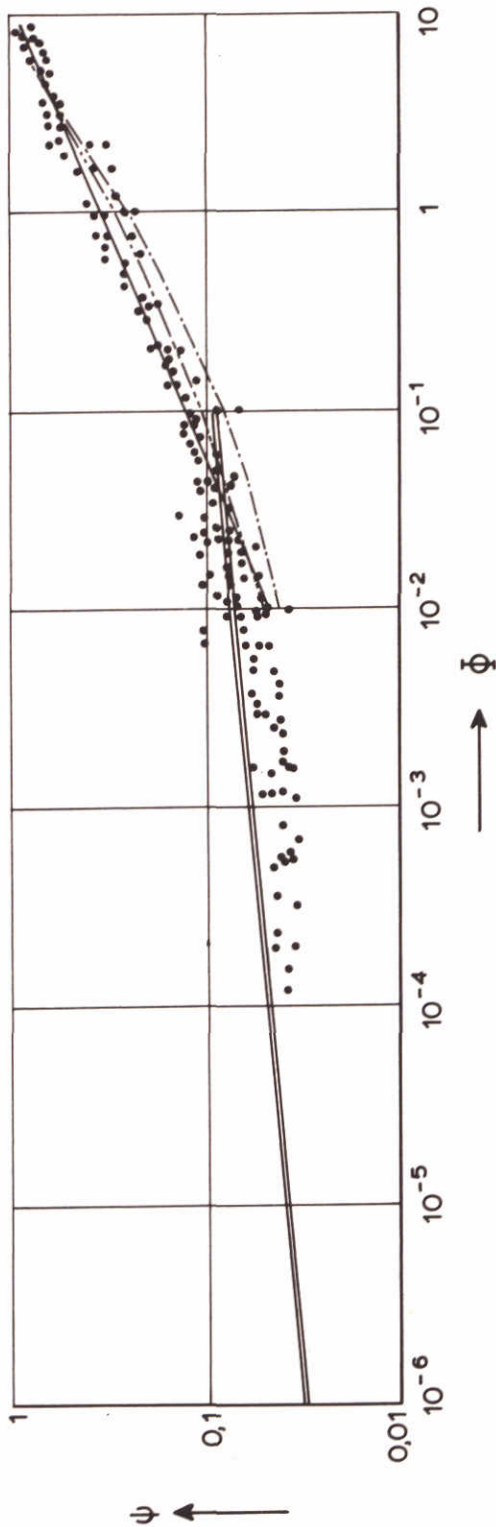
Transport - criteria

- 1 verplaatsen van de korrels, af en toe
- 2 korrels aan de wandel, hier en daar
- 3 korrels aan de wandel, op vrij veel plaatsen
- 4 korrels aan de wandel, bijna overal
- 5 korrels aan de wandel, overal doch niet permanent
- 6 korrels aan de wandel, overal en permanent
- 7 begin van opmars van de korrels

BEGIN VAN BEWEGING MET TRANSPORTCRITERIA

WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM

M1115 - XIX FIG. 18



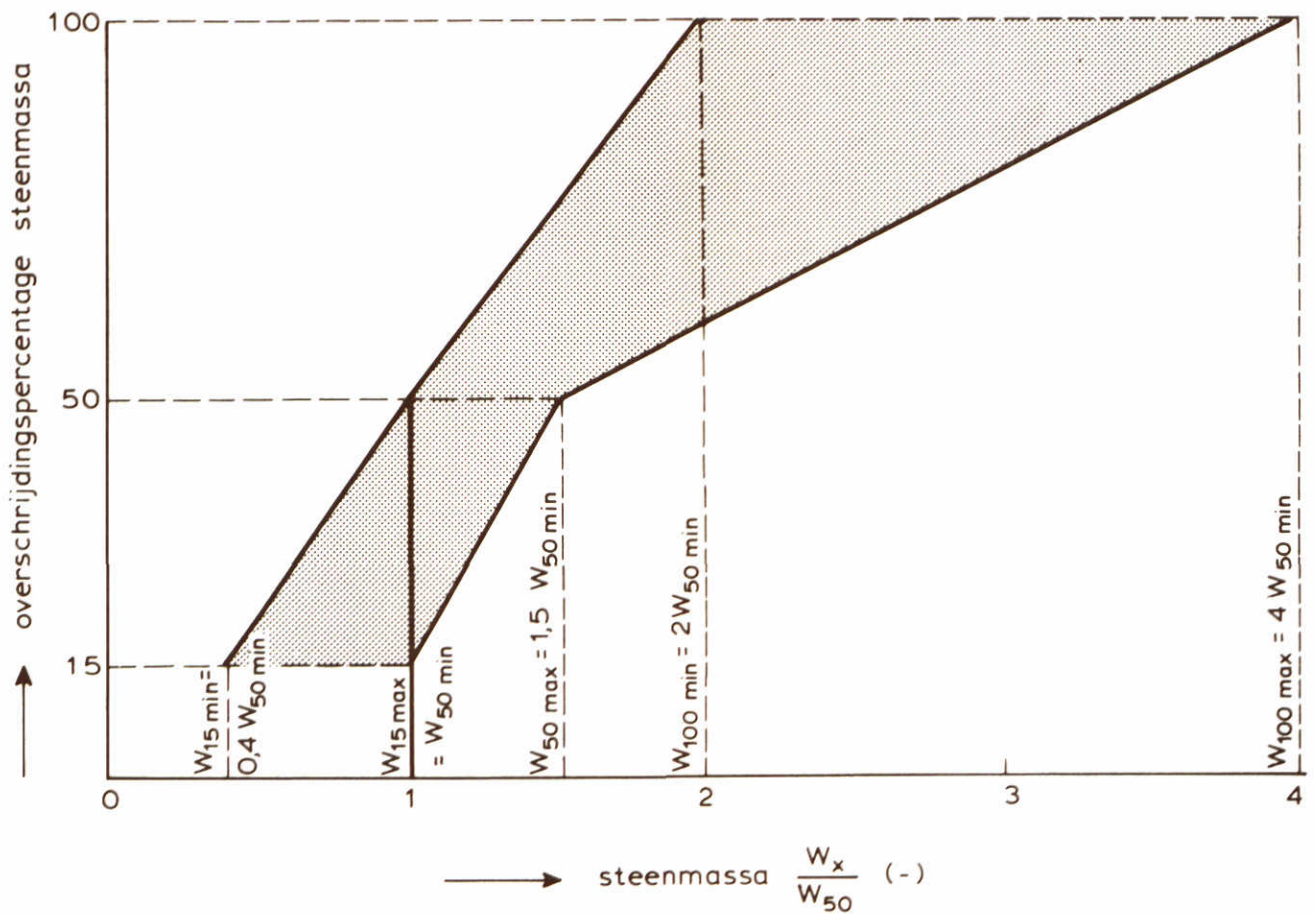
$$\Phi = \frac{q_s}{\sqrt{\Delta \rho g D^3}}$$

$$\psi = \frac{\tau}{(\rho_k - \rho_w) g D}$$

- gekorrigeerde relatie
  - Englund / Hansen of Paintal
  - · - · Meijer - Peter en Müller
  - · · Meijer - Peter en Müller
- $$\Phi = 1,64 \cdot 10^{10} \psi^{10,86}$$
- $$\Phi = \alpha \psi^{2,5}$$
- $$\frac{\Phi}{g} = \left\{ \mu \psi - 0,03 \right\}^{1,5}$$
- $$\frac{\Phi}{g} = \left\{ \mu \psi - 0,047 \right\}^{1,5}$$

• ongekorrigeerde meetpunten uit verschillende onderzoeken

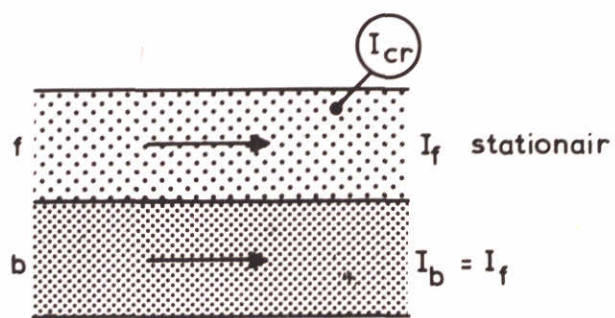
OVERGANG VAN BEGIN VAN VERPLAATSING  
NAAR DOORGAAND TRANSPORT



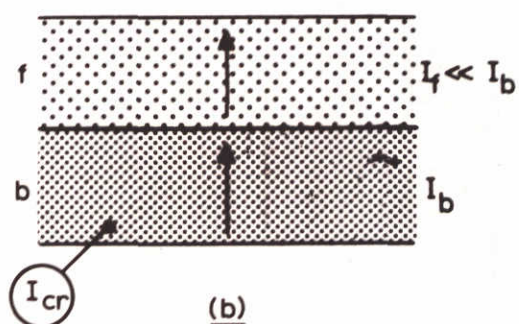
GRENZEN VOOR MASSAVERDELING VAN  
STEENSORTERINGEN

WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM

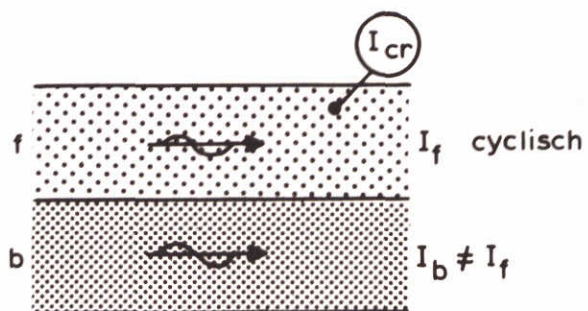
M 1115 - XIX FIG. 20



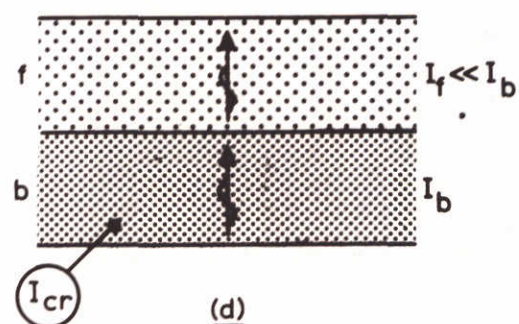
(a)



(b)



(c)



(d)

stroming // grensvlak

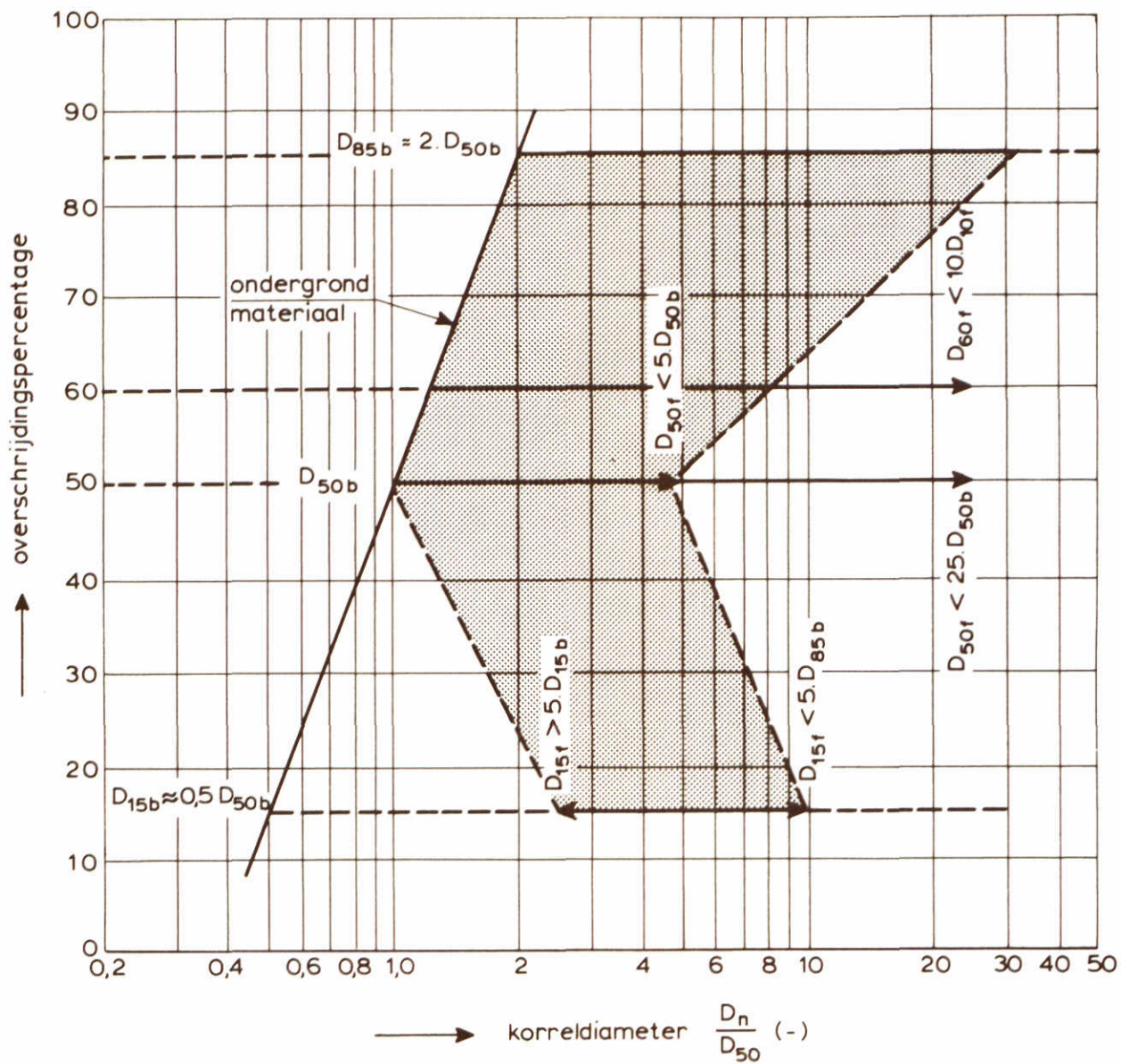
stroming ⊥ grensvlak

DEFINITIE KRITIEK VERHANG  $I_{cr}$

WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM

M1115 -XIX FIG. 21



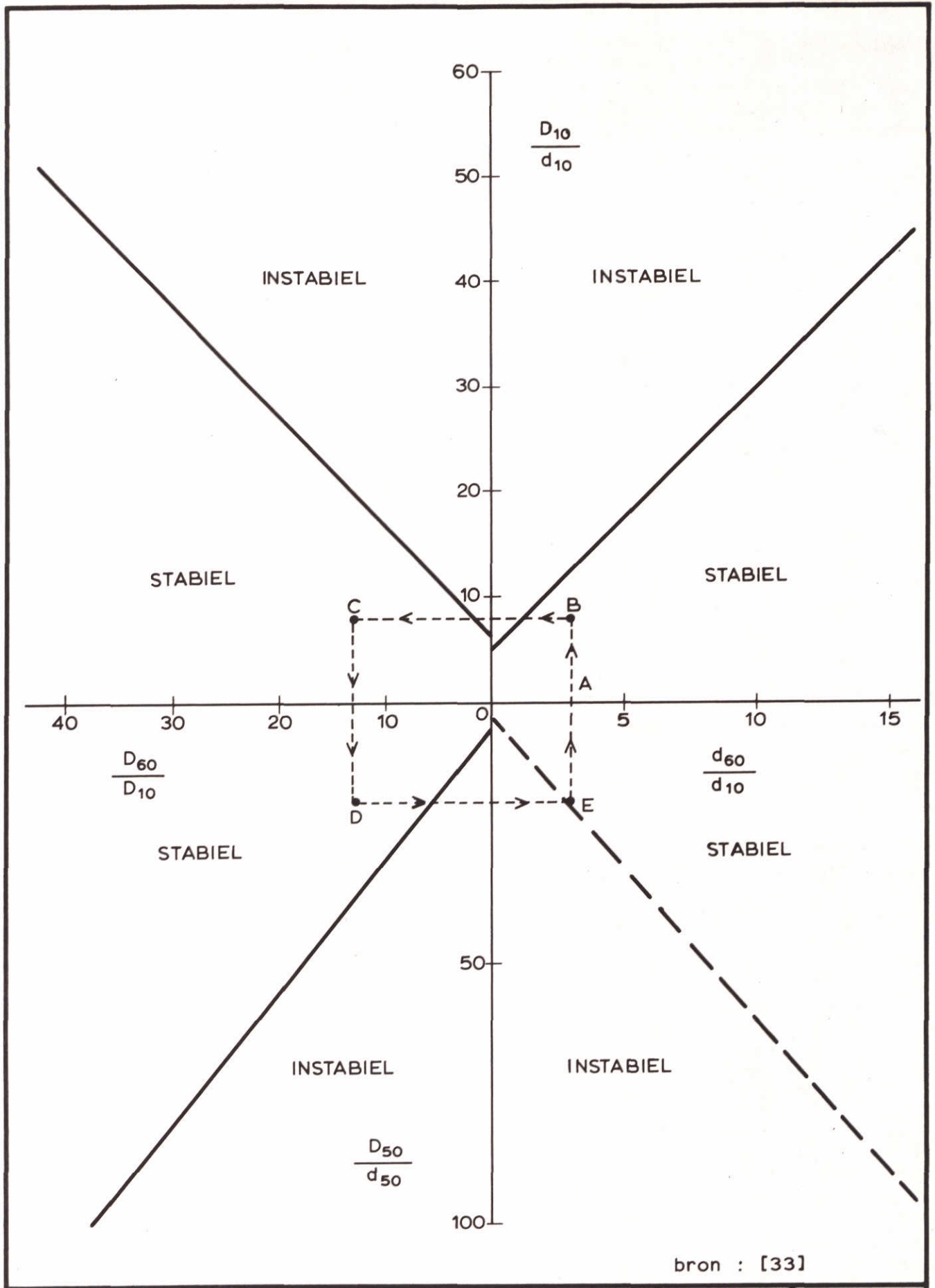


gebied waarin korrelverdeling filtermateriaal kan worden gekozen (korrelverdelingen filter- en ondergrondmateriaal dienen wel ongeveer evenwijdig te lopen)

OVERZICHT GRANULAIRE FILTERCRITERIA

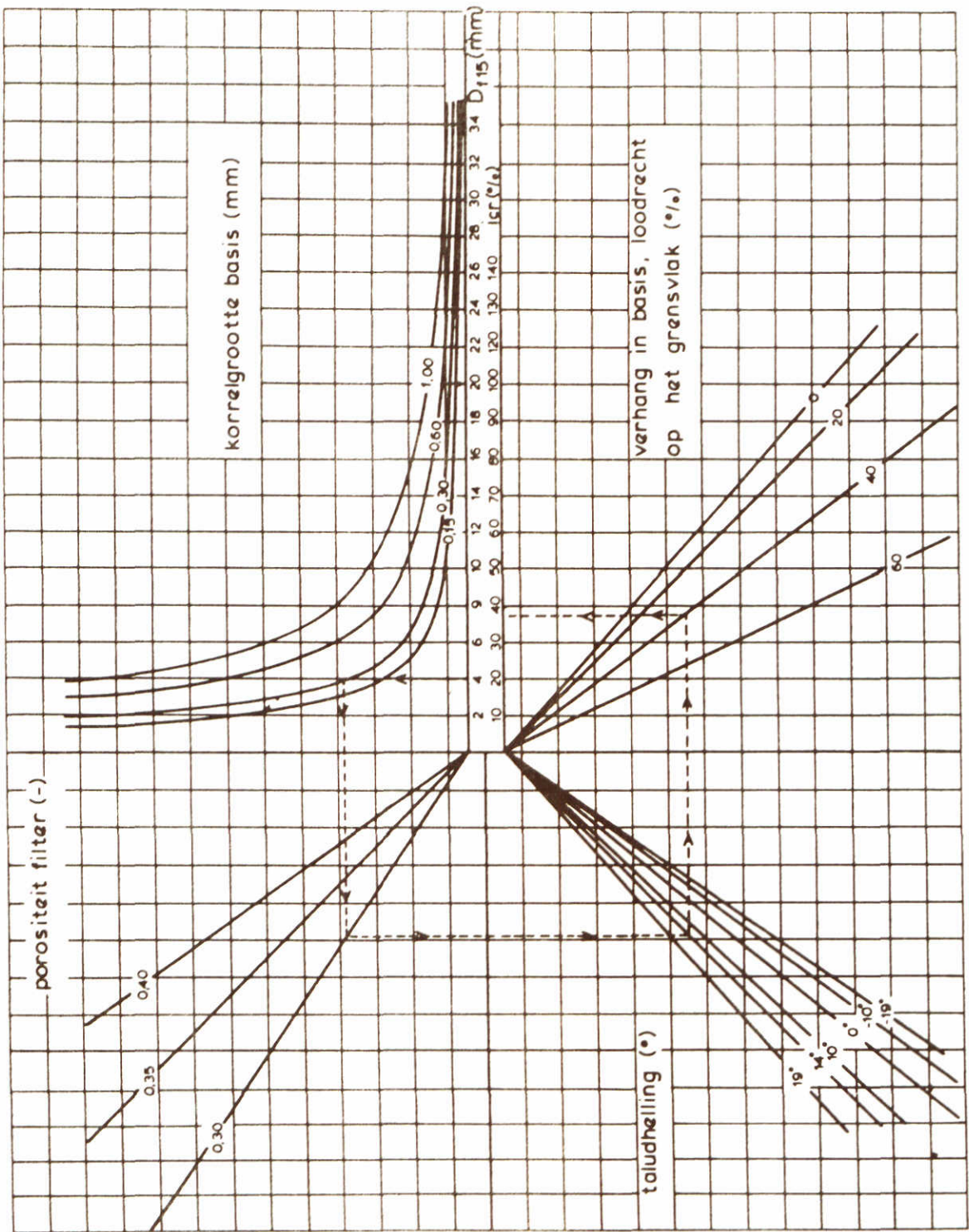
WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM

M1115-XIX FIG. 22



bron : [33]

<p>ONTWERPGRAFIEK VOOR GEOMETRISCH DICHTTE GRANULAIRE FILTERS</p>		
<p>WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM</p>	<p>M1115 - XIX</p>	<p>FIG. 23</p>

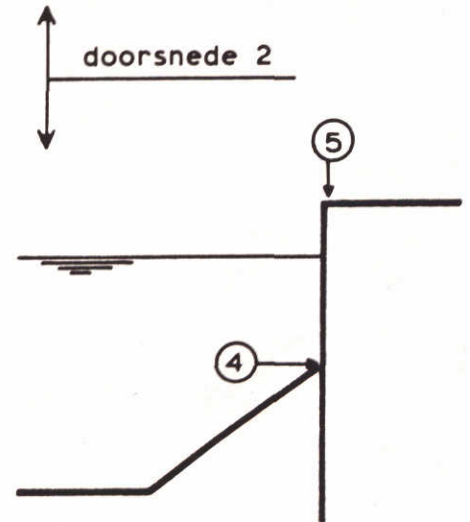
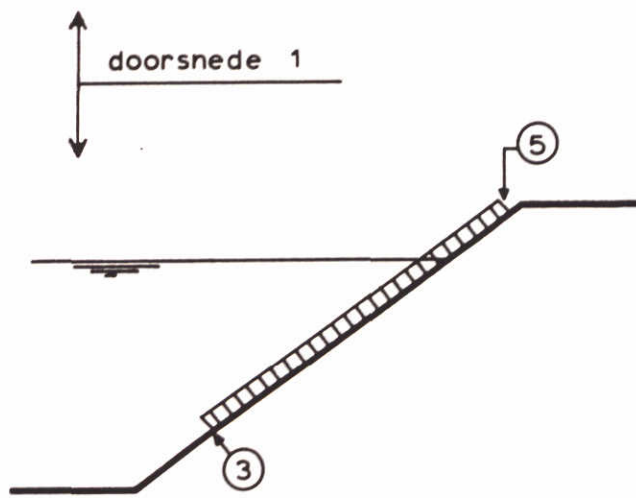
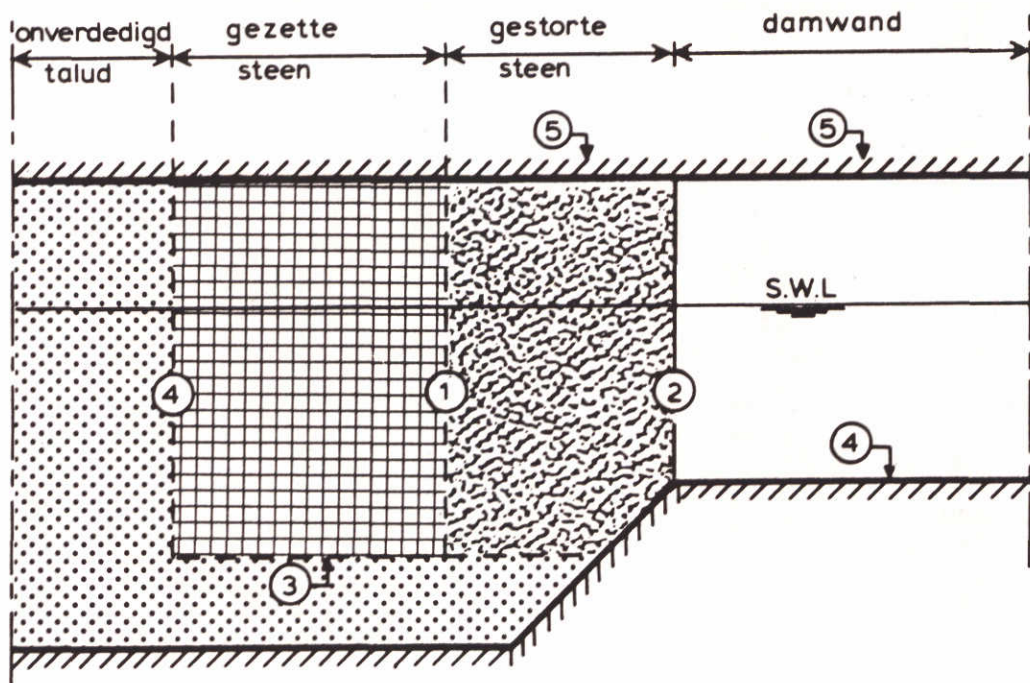


bron : [29]

ONTWERPDIAGRAM VOOR GRANULAIRE FILTERS

$v = 1,2 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$  ;  $\Delta = 1,65$  ;  $g = 9,8 \text{ m/s}^2$  ;  $\Delta(1-n_b)=1$

# BOVENAANZICHT OEERVERDEDIGING

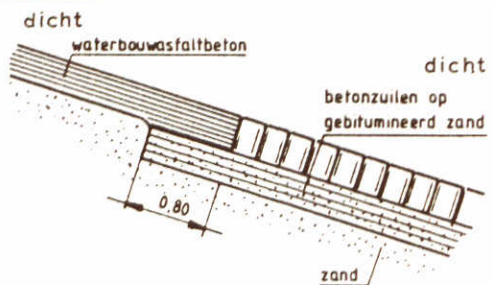


- overgang 1: van het ene type taludverdediging naar een ander type  
 2: van een taludverdediging naar een verticale verdediging  
 3: teenconstructie taludverdediging  
 4: overgang damwand naar onderwatertalud  
 5: aansluiting verdediging op aangrenzend land

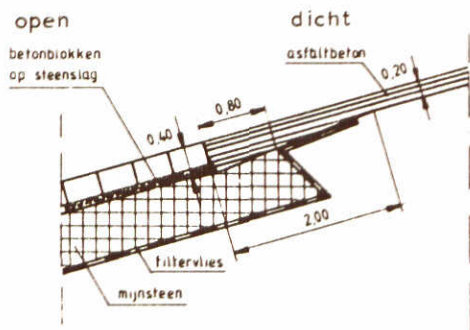
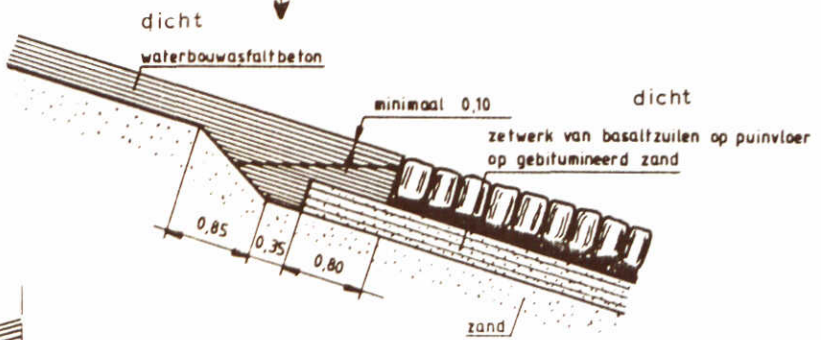
SYSTEMATISCHE INVENTARISATIE  
 OVERGANGSKONSTRUKTIES

WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM

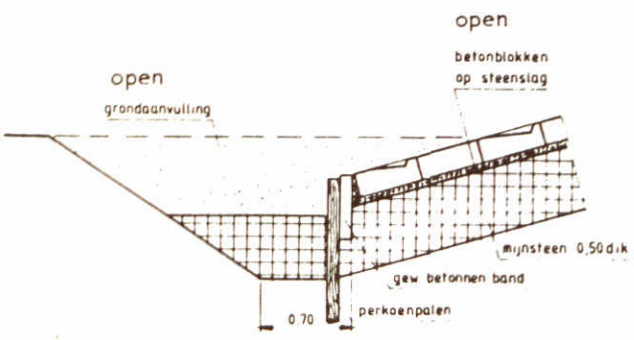
M1115-XIX FIG. 25



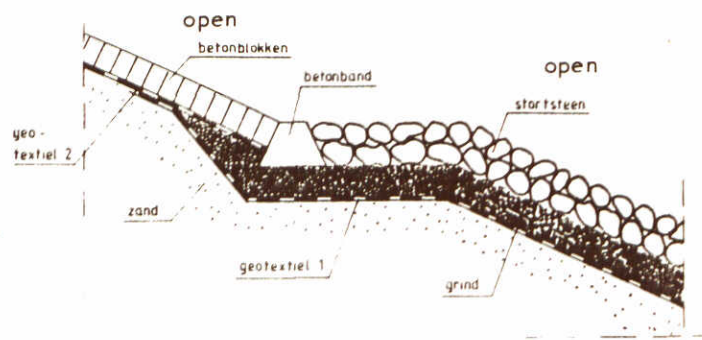
overgangsconstructies met overlappende lagen



overgangsconstructie tussen betonblokken en asfaltbeton

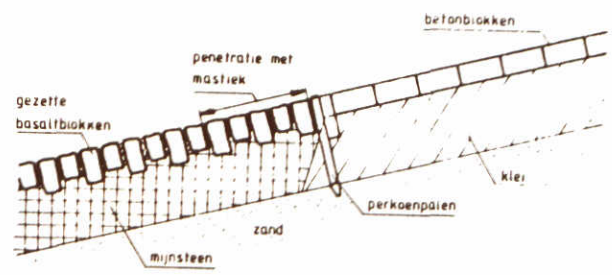


teenconstructie



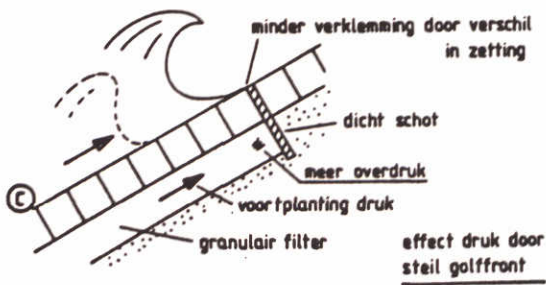
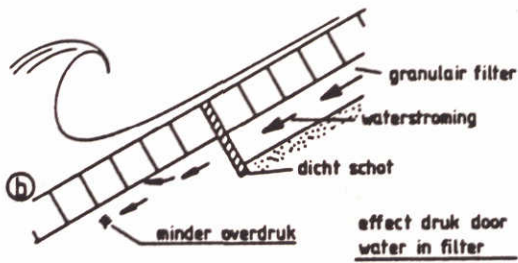
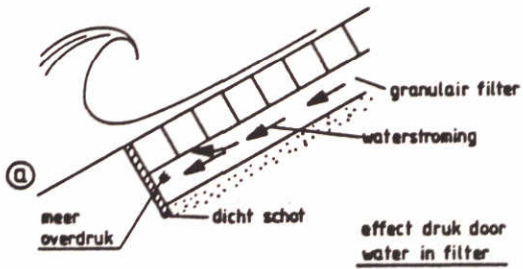
overgang tussen twee filtrerende bekledingen

gepenetreeerde overgangsconstructie

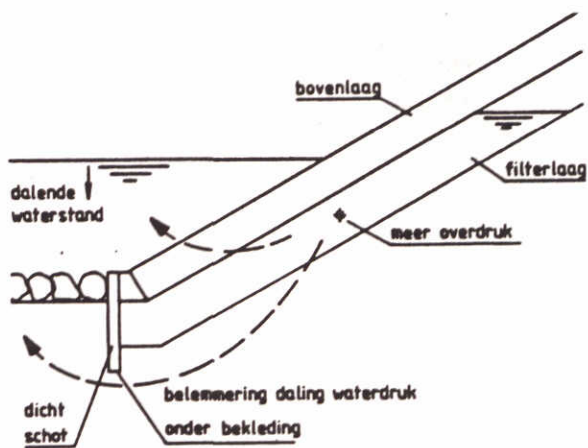


VOORBEELDEN VAN TEEN- EN  
OVERGANGSCONSTRUCTIES

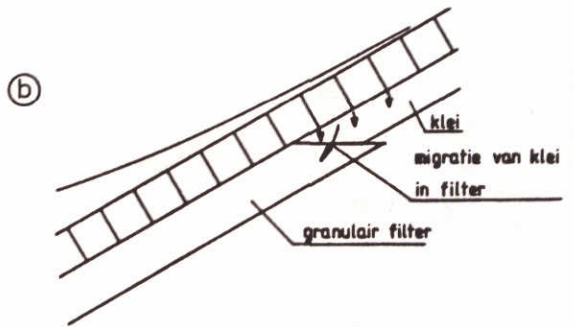
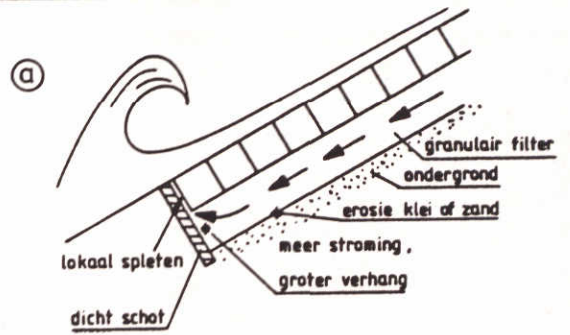
uitlichten los element door golfbeweging



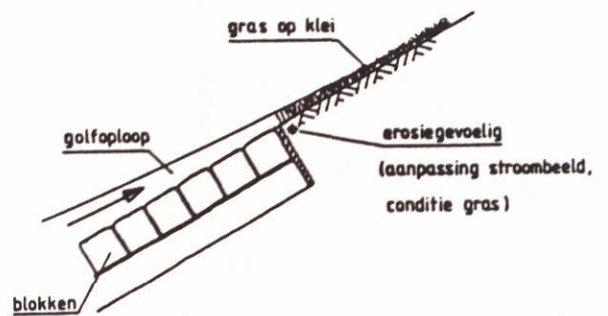
afschuiven of opdrukken door overdruk



erosie filterlaag



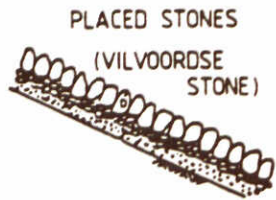
erosie gras op klei



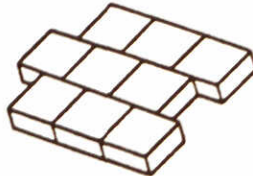
SCHADEMECHANISMEN TEEN - EN  
OVERGANGSKONSTRUKTIES

WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM

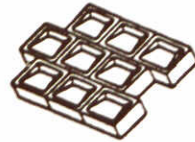
M 1115 - XIX FIG. 27



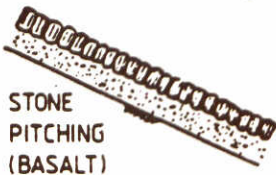
PLACED STONES  
(VILVOORDSE  
STONE)



PLACED BLOCKS



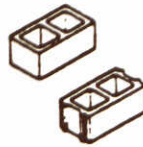
TYPE 'HARINGMAN'



STONE  
PITCHING  
(BASALT)



GOBI BLOCK



BUILDING  
BLOCKS



TONGUE-  
AND  
GROOVE TYPE



SHIP  
LAP  
TYPE



MODIFIED  
TONGUE  
AND GROOVE  
TYPE

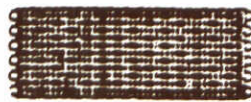
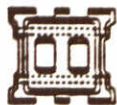


WAFFLE TYPE



STEPPED  
TYPE

interlocking blocks



ARMORFLEX BLOCK AND MAT

'A BLOCK'



BASALTON

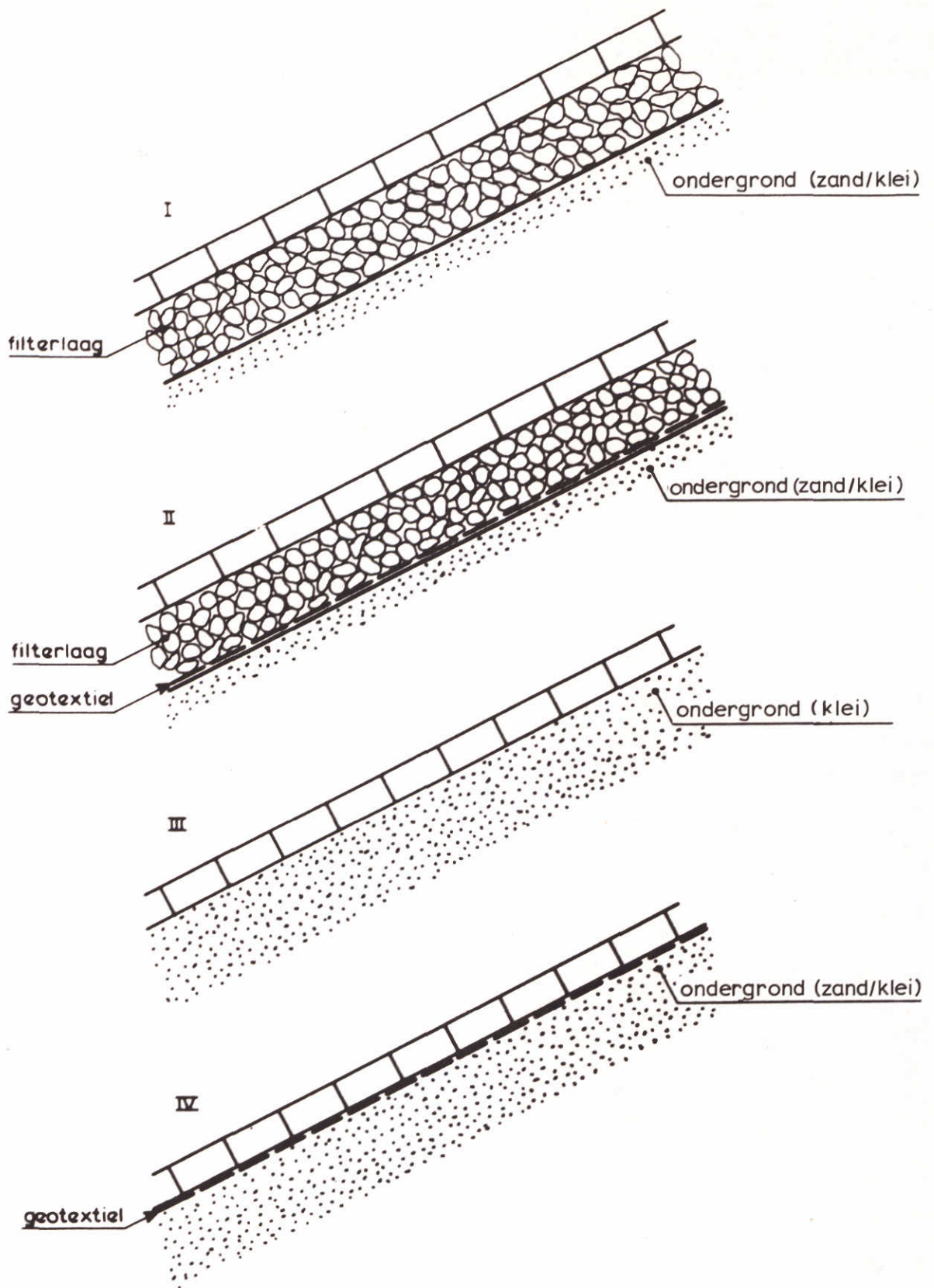


BASALTON  
REVETMENT

VOORBEELDEN VAN TYPEN GEZETTE STEEN

WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM

M 1115 -XIX FIG. 28

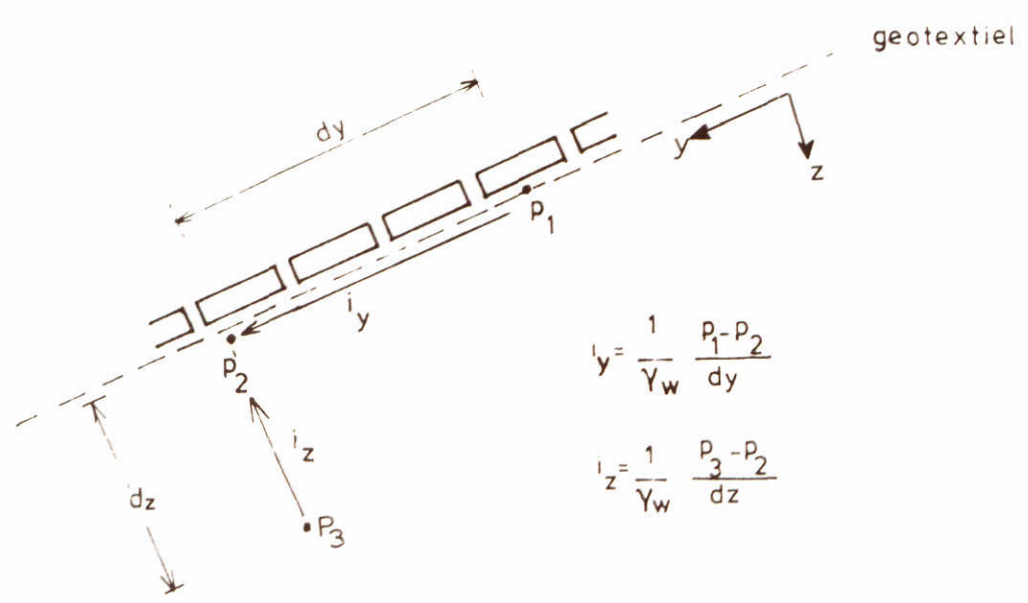
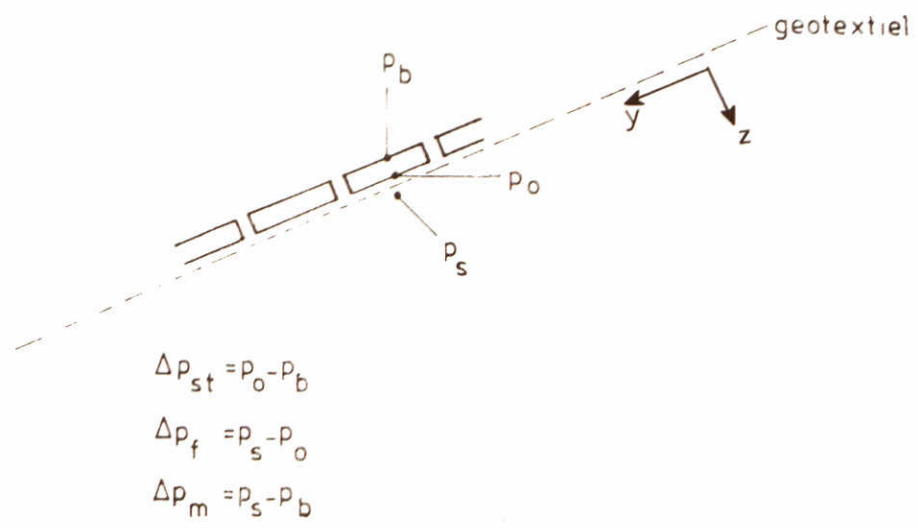


MOGELIJKE CONSTRUCTIES MET GEZETTE STEEN

WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM

M1115 - XIX FIG. 29

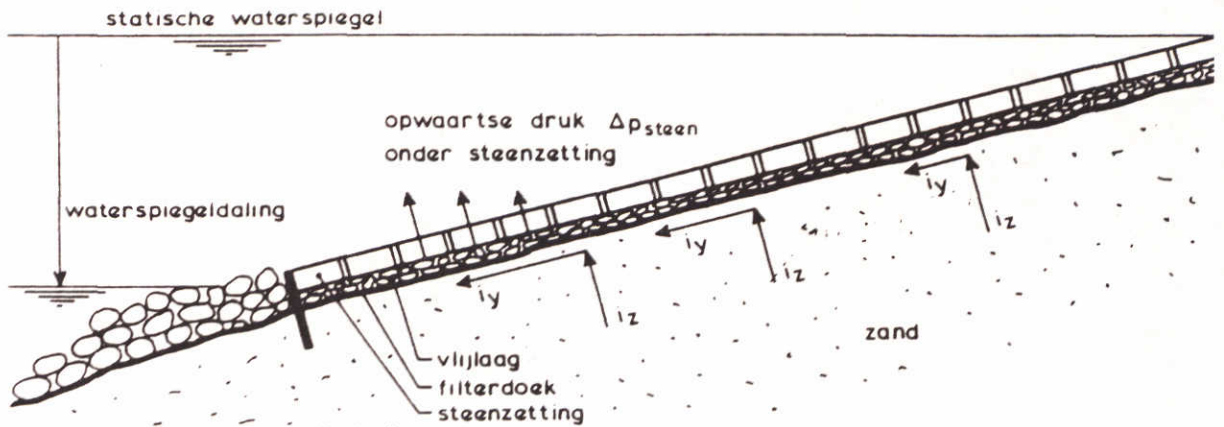




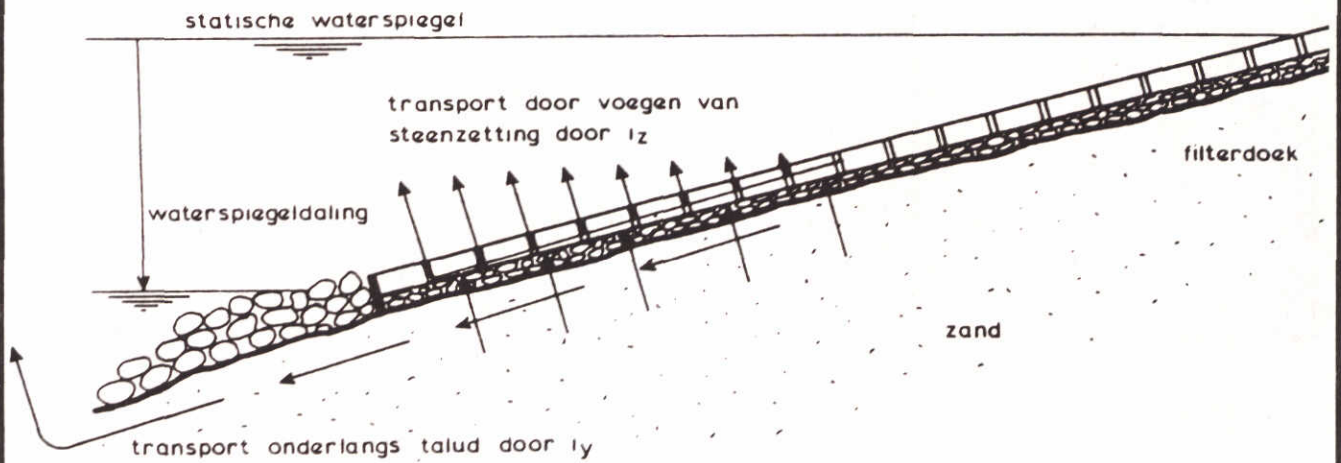
DEFINITIES INTERNE BELASTINGEN

WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM

M1115 - XIX FIG. 30

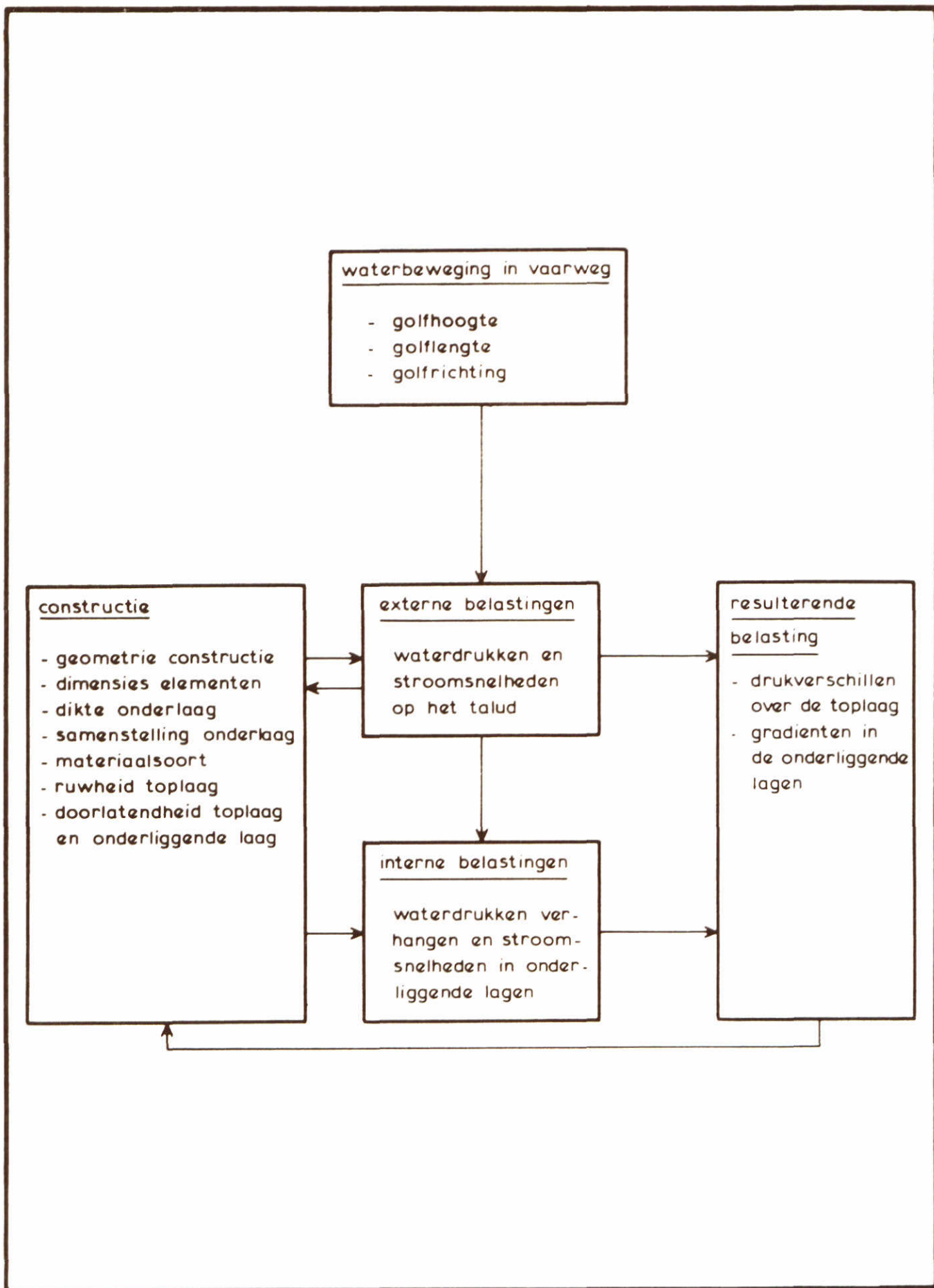


geïnduceerde interne belasting door waterspiegeldaling

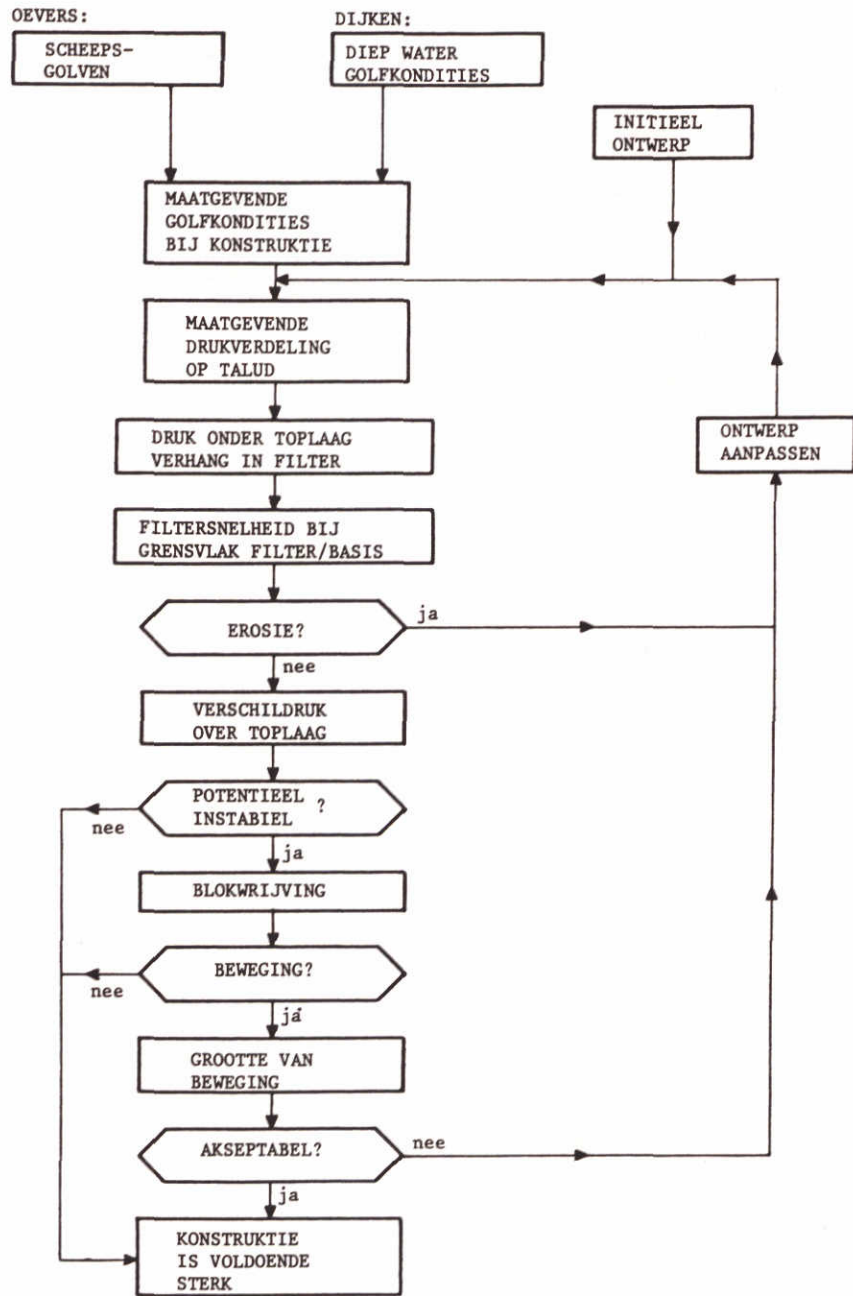


transporten ten gevolge van interne belastingen

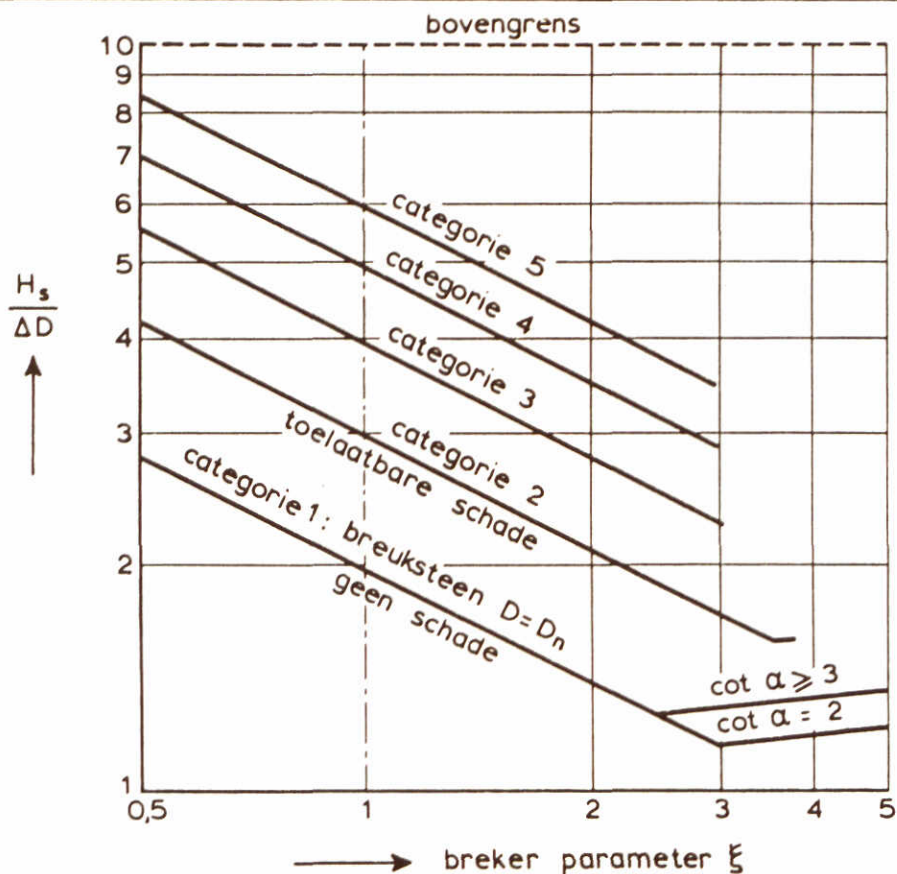
MOGELIJKE VORMEN VAN SCHADE DOOR  
INTERNE BELASTINGEN



RELATIESCHEMA OEVERVERDEDIGING  
GEZETTE STEEN

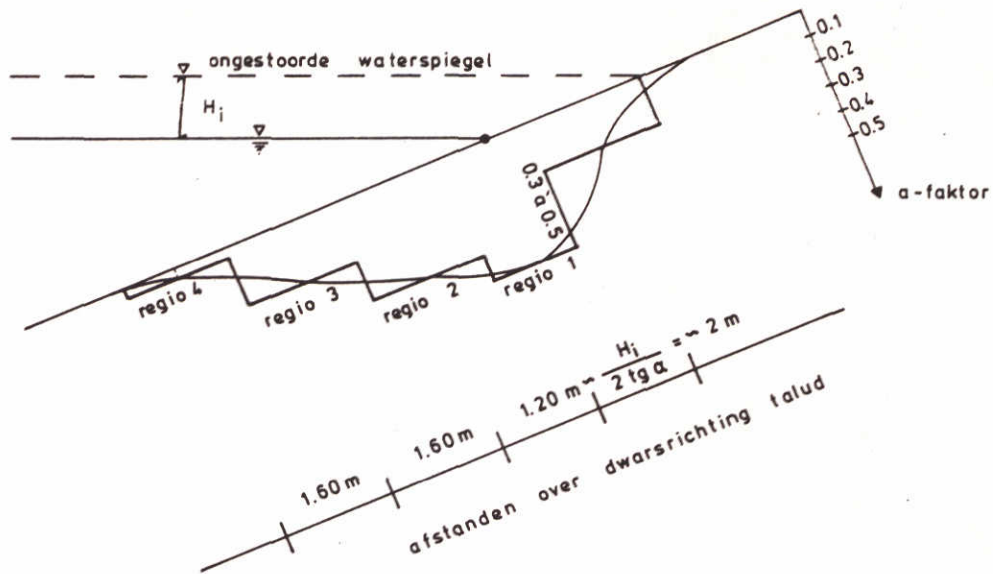


STROOMSCHEMA VOOR HET ONTWERP VAN EEN  
GEZETTE STEEN TALUDBEKLEDING



categorie	waarde $\phi_1$	toplaag	omschrijvingen
1	$2 < \phi_1 < 3$	losgestort materiaal (2 lagen) $N \leq 3000$ golven; $\phi = 3$ impliceert maximaal toelaatbare schade	
2	$3,5 \leq \phi_1 \leq 4$	Gezette steen; losse blokken; blokken verbonden door een geotextiel	<ul style="list-style-type: none"> <li>De onderlaag is een granulaire filter of een geotextiel met steenslag</li> </ul>
3	$4 < \phi_1 \leq 5$	Blokken die zijn ingeklemd en/of ingewassen; Blokken die duurzaam onderling zijn verbonden door kabels	<ul style="list-style-type: none"> <li>Geotextielen en granulaire materialen moeten voldoen aan de thans geldende filtereisen/normen</li> <li>Blokken die direct zijn geplaatst op geotextiel en goed verdicht zand: max. <math>H_i = 1,2</math> m</li> </ul>
4	$5 < \phi_1 \leq 6$	Losse blokken, direct geplaatst op klei van goede kwaliteit	<ul style="list-style-type: none"> <li>Goede klei is klei die voldoet aan de eisen die zijn opgenomen in de TAW-leidraad 'Cementbetonnen dijkbekledingen'</li> </ul>
5	$\phi_1 \geq 6$	Blokken die onderling duurzaam door kabels zijn verbonden en ingewassen. Mechanisch ingeklemd blokken	<ul style="list-style-type: none"> <li>Cat. V moet zeer zorgvuldig worden ontworpen en onderzocht</li> </ul>

INDELING EN STABILITEIT VAN DIVERSE TYPEN  
BLOKKENBEKLEDINGEN IN VERGELIJKING MET  
DIE VAN STORTSTEEN



regio's voor de waarde van a

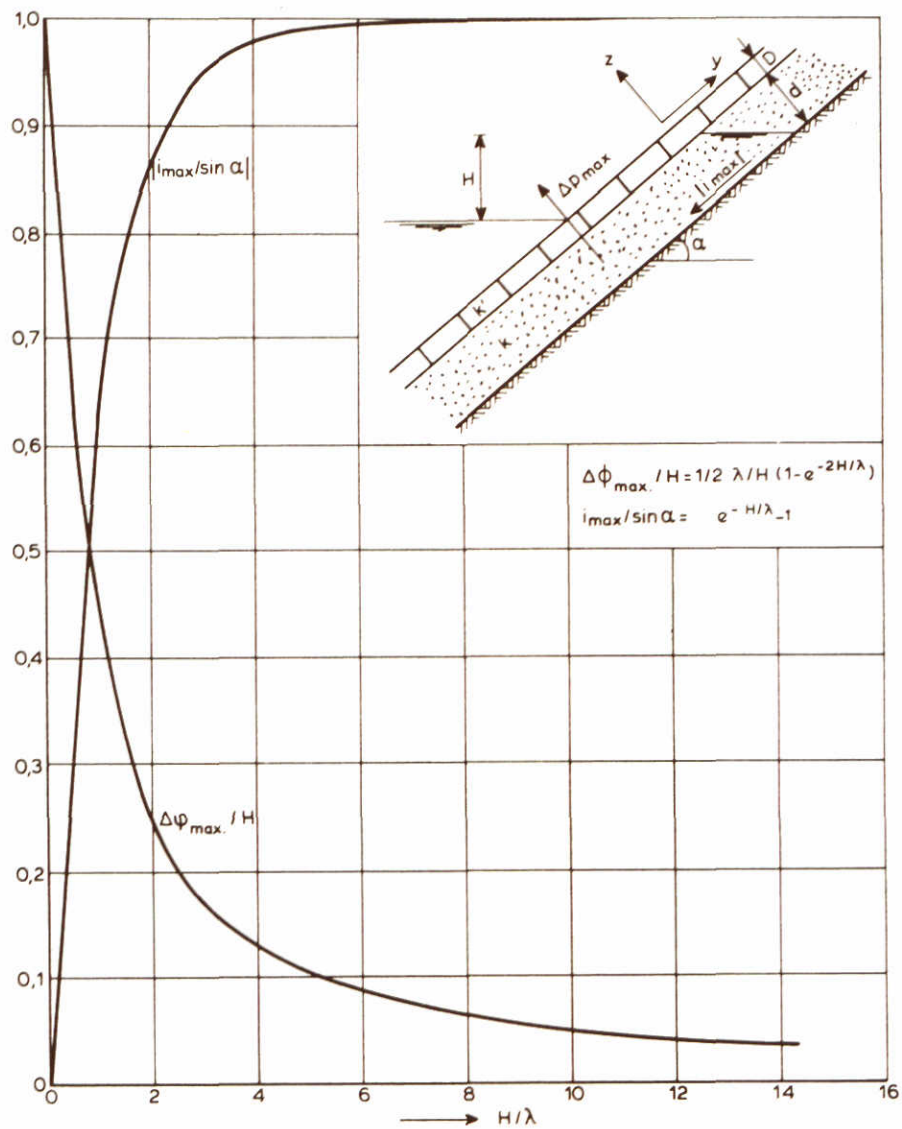
vak		regio	duwvaart $\Delta h_f$	sleepboot $H_l$
2	betonblokken geotextiel klei	2 3 4	a = verwaarloosbaar klein	
3	betonblokken vlijlaag geotextiel zand	1 2 3 4	a = 0,15 à 0,40 = 0,10 à 0,35 niet geanalyseerd niet geanalyseerd	a = 0,30 à 0,50 = 0,15 à 0,40 = 0,05 à 0,25 = 0,03 à 0,05
4	betonblokken geotextiel zand	2 4	a = 0,07 à 0,15 niet geanalyseerd	a = 0,15 à 0,45 = 0,01 à 0,10
5	basaltonblokken geotextiel zand	2 3 4	a = 0,40 à 0,80 = 0,13 à 0,25 = 0,01 à 0,06	a = 0,30 à 0,50 = 0,18 a 0,35 = 0,03 à 0,09

Coëfficiënten a voor bepaling van  $\Delta P_{st}$

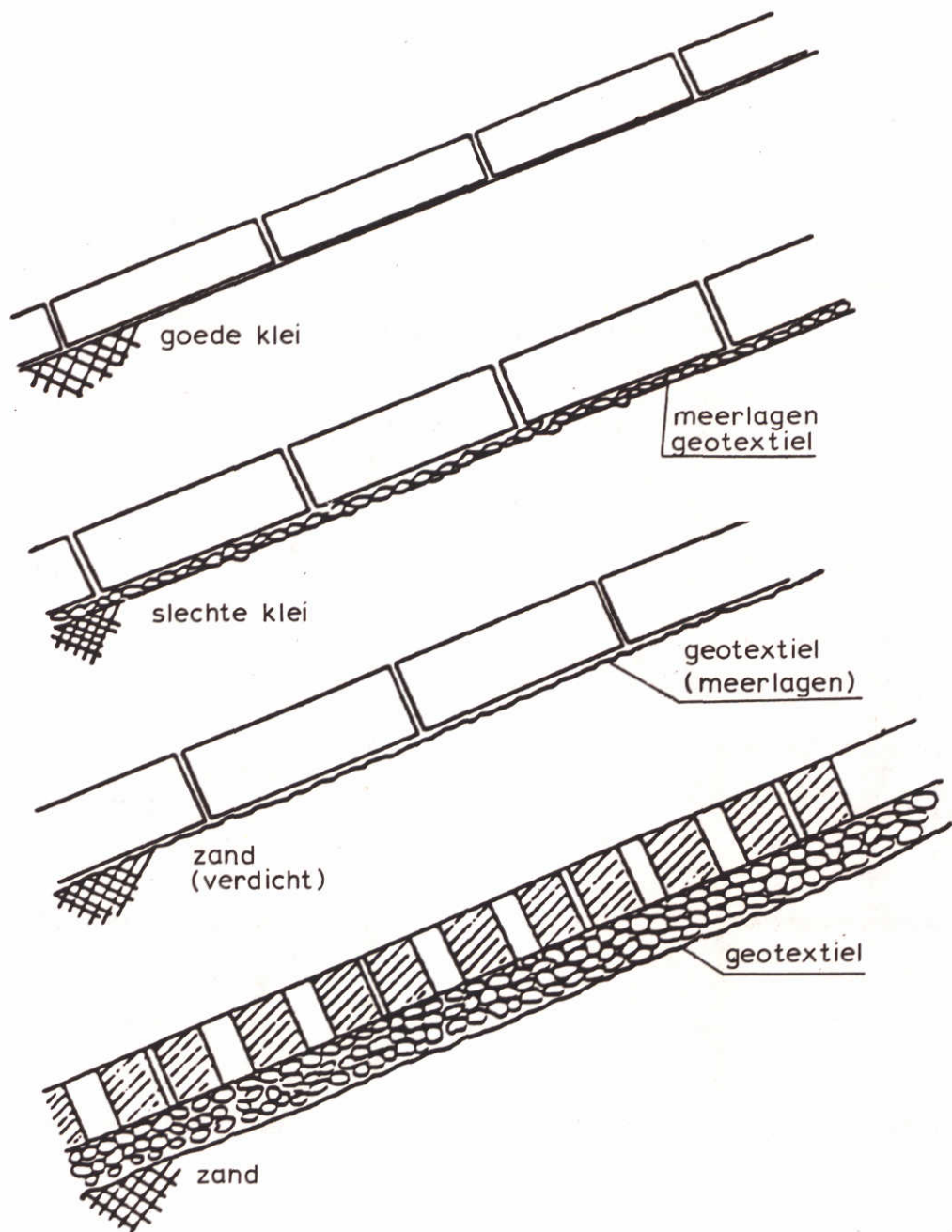
vak		regio	duwvaart $\Delta h_f$	sleepboot $\Delta h_f$
2	betonblokken geotextiel klei	2 4	a = 0,02 à 0,08 = 0,07 à 0,17	a = 0,03 à 0,17 = 0,08 à 0,28
3	betonblokken vlijlaag geotextiel zand	3	a = 0,27 à 0,37	a = 0,30 à 0,62
4	betonblokken geotextiel zand	2	a = 0,25 à 0,37	a = 0,41 à 1,00
5	basaltonblokken geotextiel zand	2 3 4	a = 0,28 à 0,50 = 0,45 à 0,67 -	a = 0,18 à 0,75 = 0,55 a 1,10 = 0,18 à 0,33

Coëfficiënten a voor bepaling van  $\Delta P_f$

COEFFICIENTEN IN EMPIRISCHE METHODE VOOR  
ONTWERP GEZETTE STEEN BEKLEDING



MAXIMALE BELASTING ALS FUNKTIE  
VAN GOLFHOOGTE EN LEKLENGTE

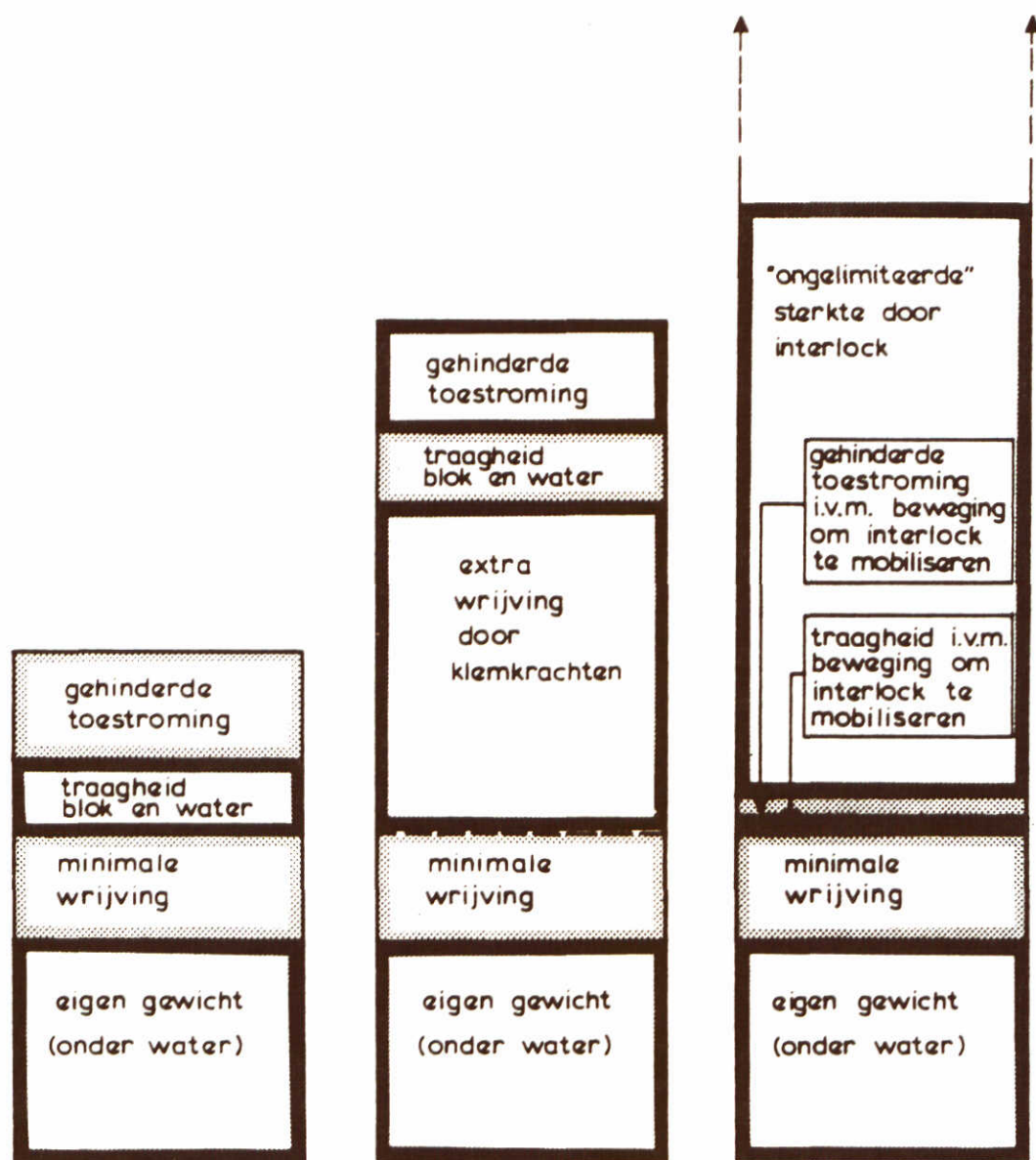


ALGEMENE ONTWERPPRINCIPES GEZETTE STEEN  
BEKLEDINGEN

WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM

M1115 -XIX FIG. 37



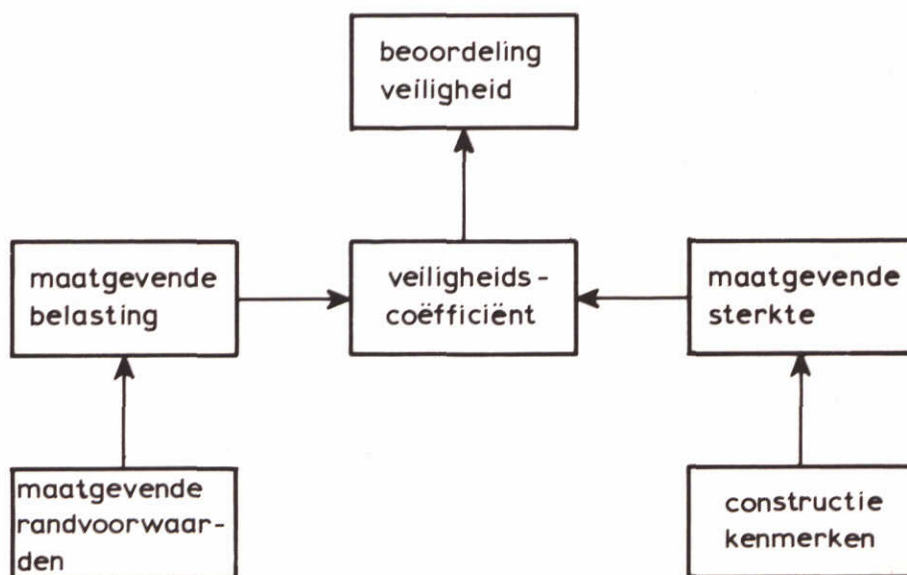
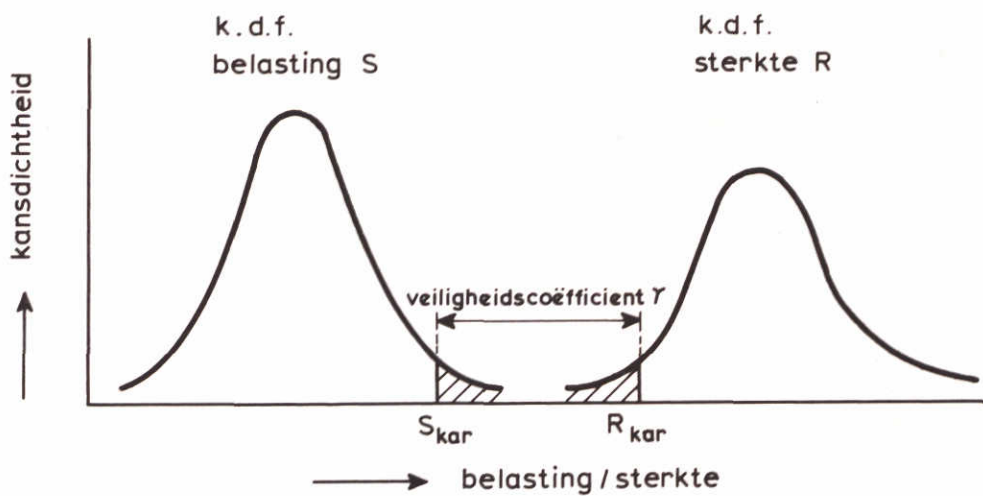


ZETTING MET  
LOSSE BLOKKEN

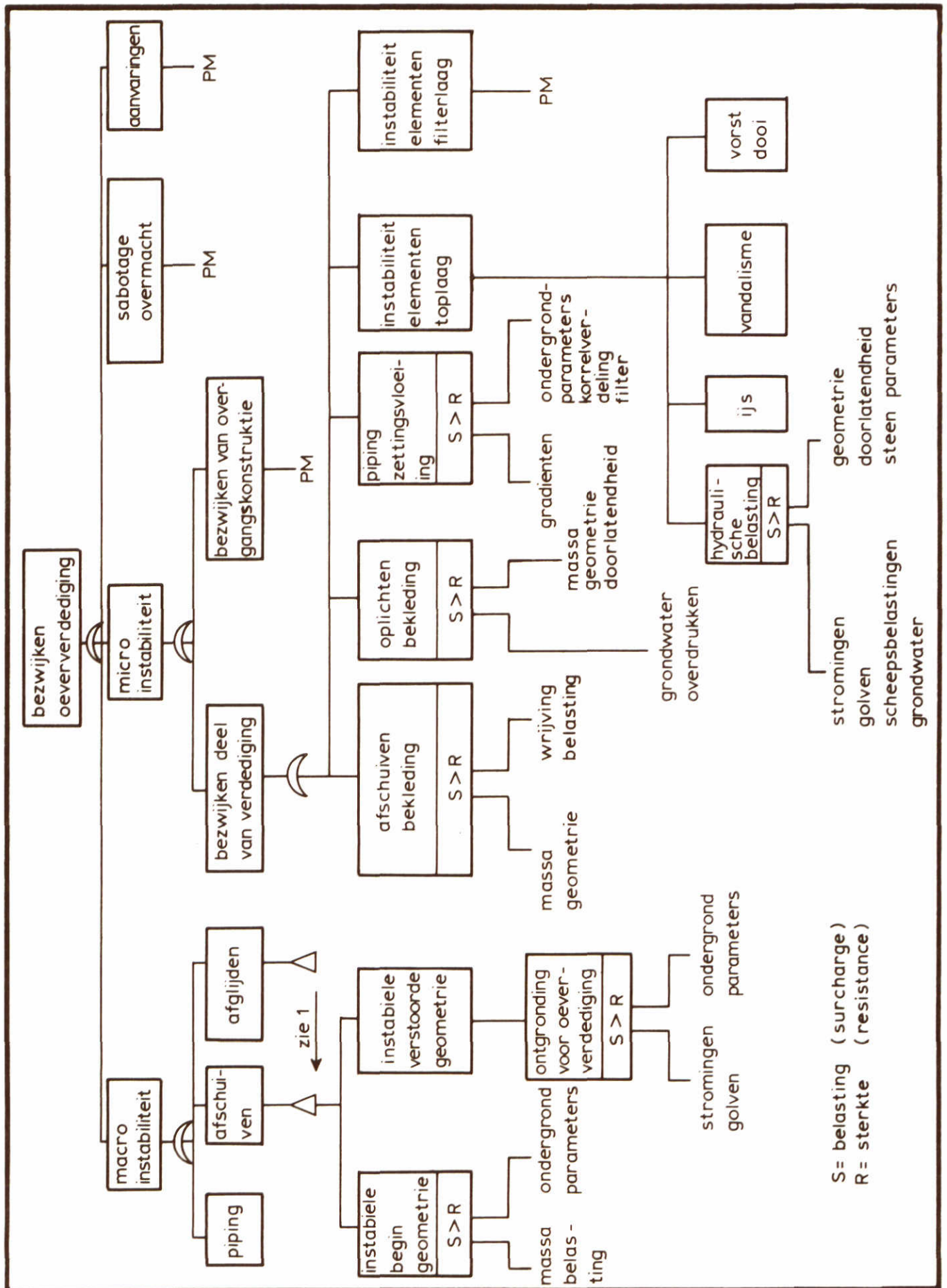
GEKLEMDE  
ZETTING

ZETTING MET  
INTERLOCK

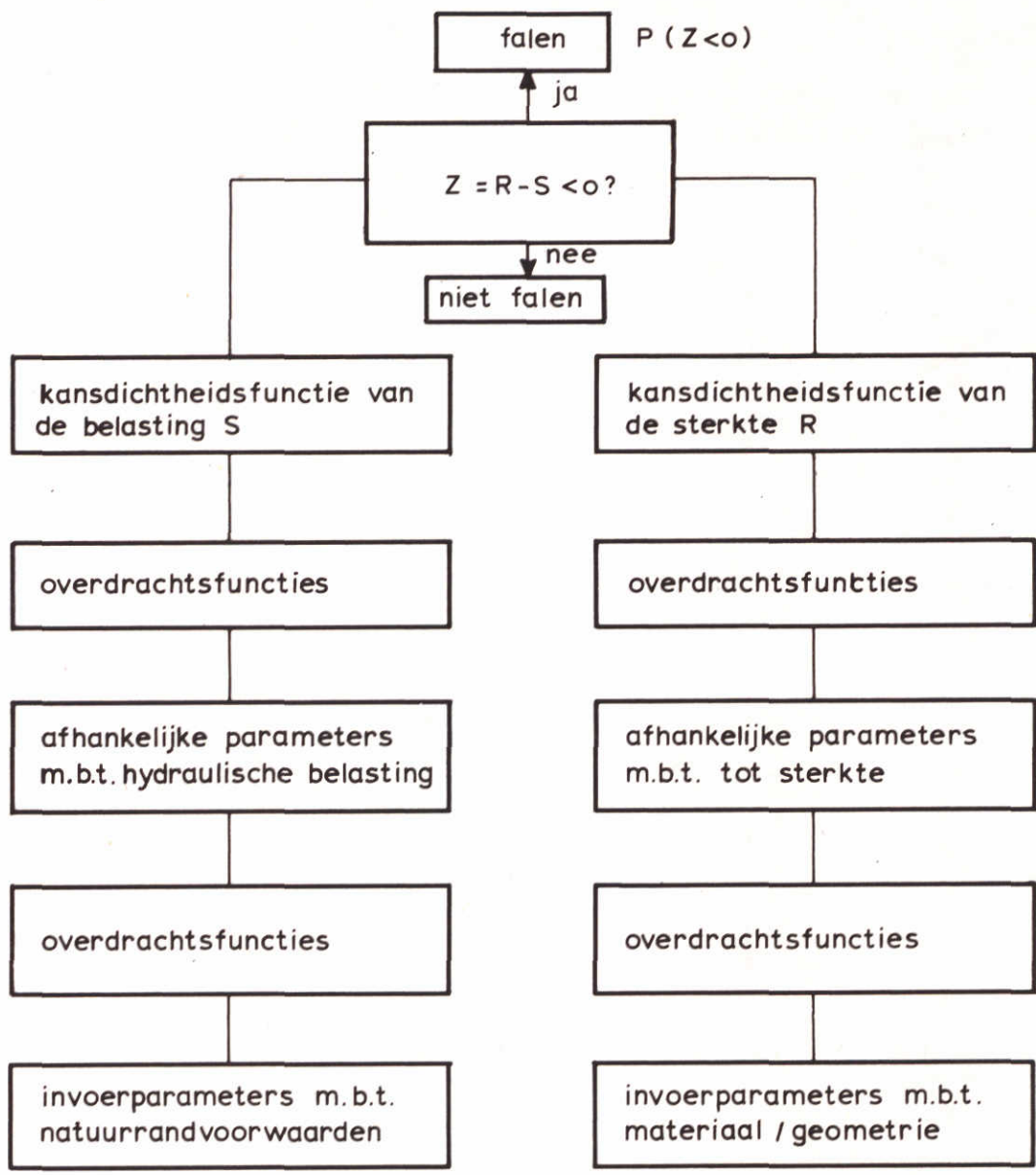
OPBOUW VAN DE STERKTE VAN VERSCHILLENDE  
TYPEN TOPLAGEN



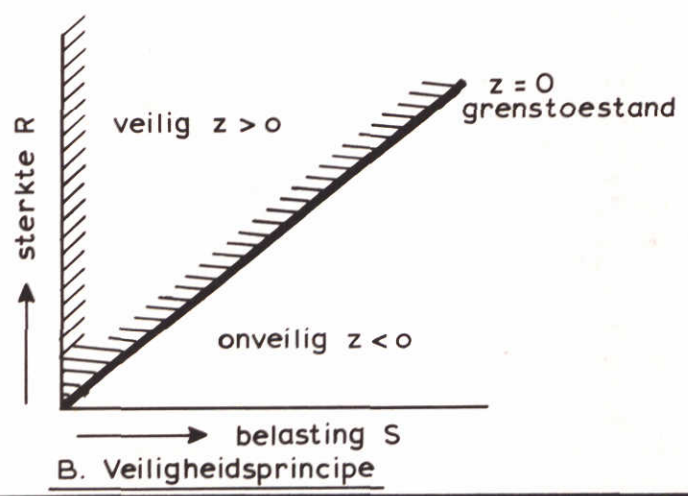
DIMENSIONERING VOLGENS DE DETERMINISTISCHE  
ONTWERPMETHODE



VOORBEELD VAN EEN EENVOUDIGE FOUTENBOOM

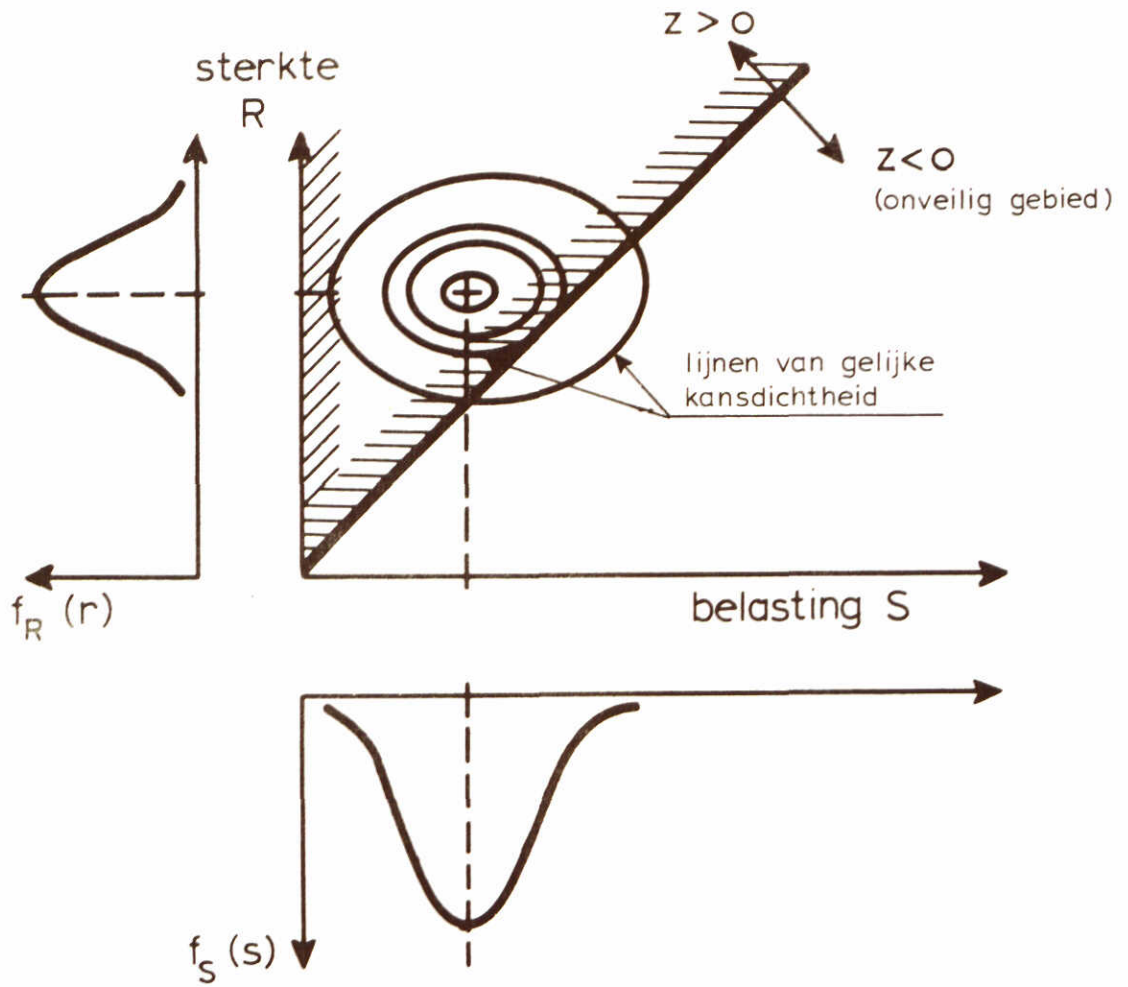


A. Schema probabilistische benadering

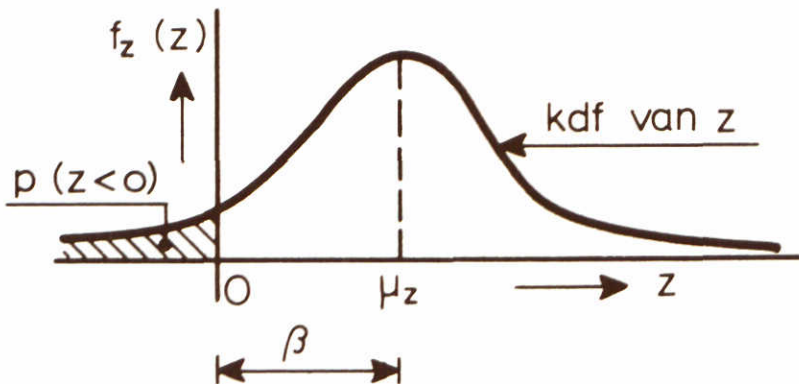


B. Veiligheidsprincipe

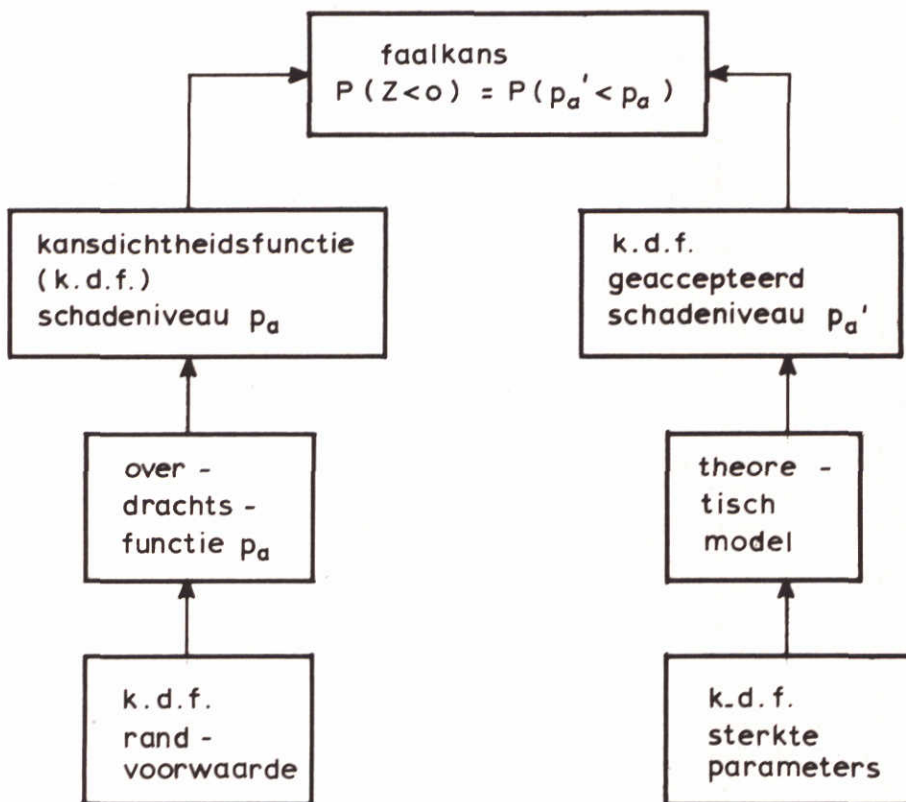
PRINCIPE PROBABILISTISCHE ONTWERPMETHODE		
WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM	M1115 -XIX	FIG. 41



Invloed onzekerheden in  $R$  en  $S$  op faalkans



Kansdichtheidsfunctie van  $Z$  en  $P(z < 0)$



SCHEMA PROBABILISTISCHE BEREKENING

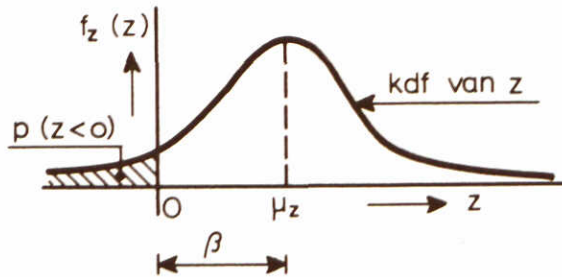
$\beta$	$P(z < 0)$	$\beta$	$P(z < 0)$	$\beta$	$P(z < 0)$
0.0	0.50				
0.1	0.46	1.1	0.14	2.1	$0.18 \cdot 10^{-1}$
0.2	0.42	1.2	0.13	2.2	0.14
0.3	0.38	1.2	0.10	2.3	0.11
0.4	0.34	1.4	$0.81 \cdot 10^{-1}$	2.4	$0.82 \cdot 10^{-2}$
0.5	0.31	1.5	$0.67 \cdot 10^{-1}$	2.5	0.62
0.6	0.27	1.6	$0.55 \cdot 10^{-1}$	2.6	0.47
0.7	0.24	1.7	$0.45 \cdot 10^{-1}$	2.7	0.35
0.8	0.21	1.8	$0.36 \cdot 10^{-1}$	2.8	0.26
0.9	0.18	1.9	$0.29 \cdot 10^{-1}$	2.9	0.19
1.0	0.16	2.0	$0.23 \cdot 10^{-1}$	3.0	0.13

$\beta$	$P(z < 0)$	$\beta$	$P(z < 0)$	$\beta$	$P(z < 0)$
3.1	$0.97 \cdot 10^{-3}$	4.1	$0.21 \cdot 10^{-4}$	5.1	$0.17 \cdot 10^{-6}$
3.2	0.67	4.2	0.13	5.2	0.10
3.3	0.48	4.3	$0.79 \cdot 10^{-5}$	5.3	$0.58 \cdot 10^{-7}$
3.4	0.33	4.4	0.48	5.4	0.33
3.5	0.23	4.5	0.34	5.5	0.19
3.6	0.16	4.6	0.21	5.6	0.11
3.7	0.11	4.7	0.13	5.7	$0.60 \cdot 10^{-3}$
3.8	$0.72 \cdot 10^{-4}$	4.8	$0.79 \cdot 10^{-6}$	5.8	0.33
3.9	0.48	4.9	0.48	5.9	0.18
4.0	0.32	5.0	0.29	6.0	$0.99 \cdot 10^{-9}$

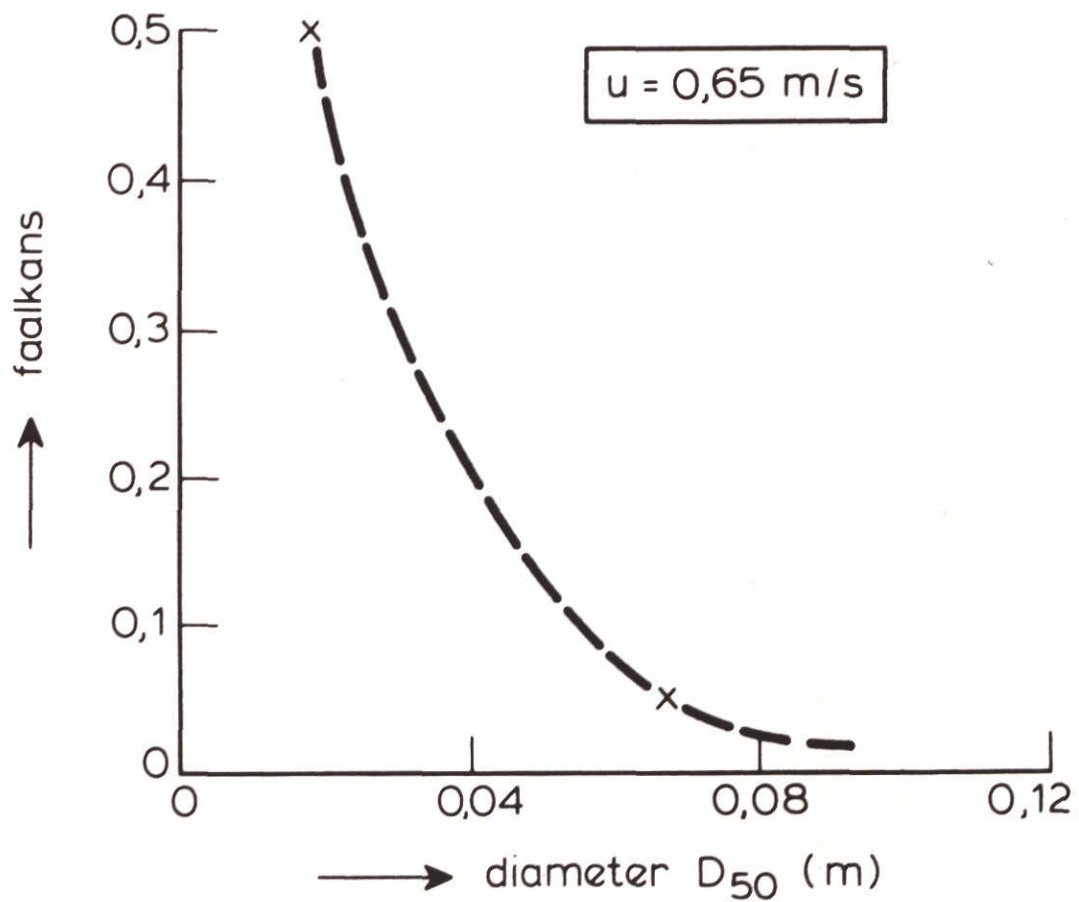
waarden voor standaardnormaal verdeling

$$\beta \geq 0: P_f = P(z < 0)$$

$$\beta \leq 0: P_f = P(z < 0) + 0,5$$



BEPALING VAN DE FAALKANS MET BEHULP  
VAN  $\beta$

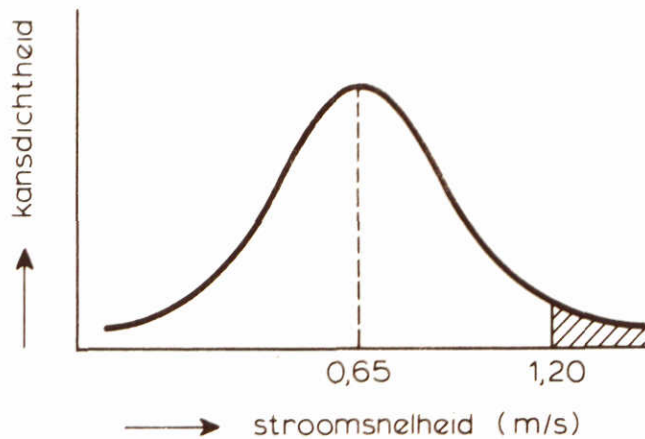


FAALKANS ALS FUNCTIE VAN DE STEENDIAMETER



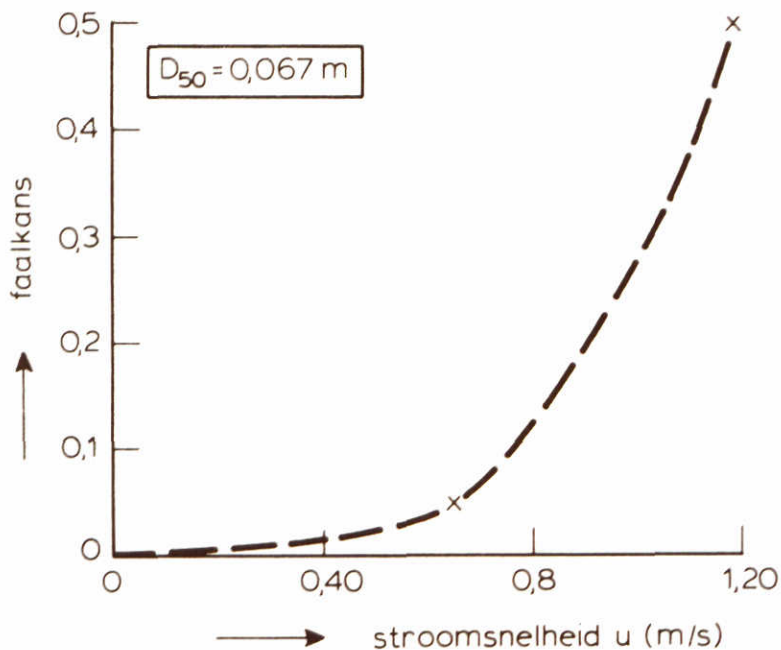
$u_{\max} = 1,20 \text{ m/s} \implies D_{50} = 0,067 \text{ m}$

faalkans :  $P(z < 0) = 0,50$  (want  $z = 0$ )



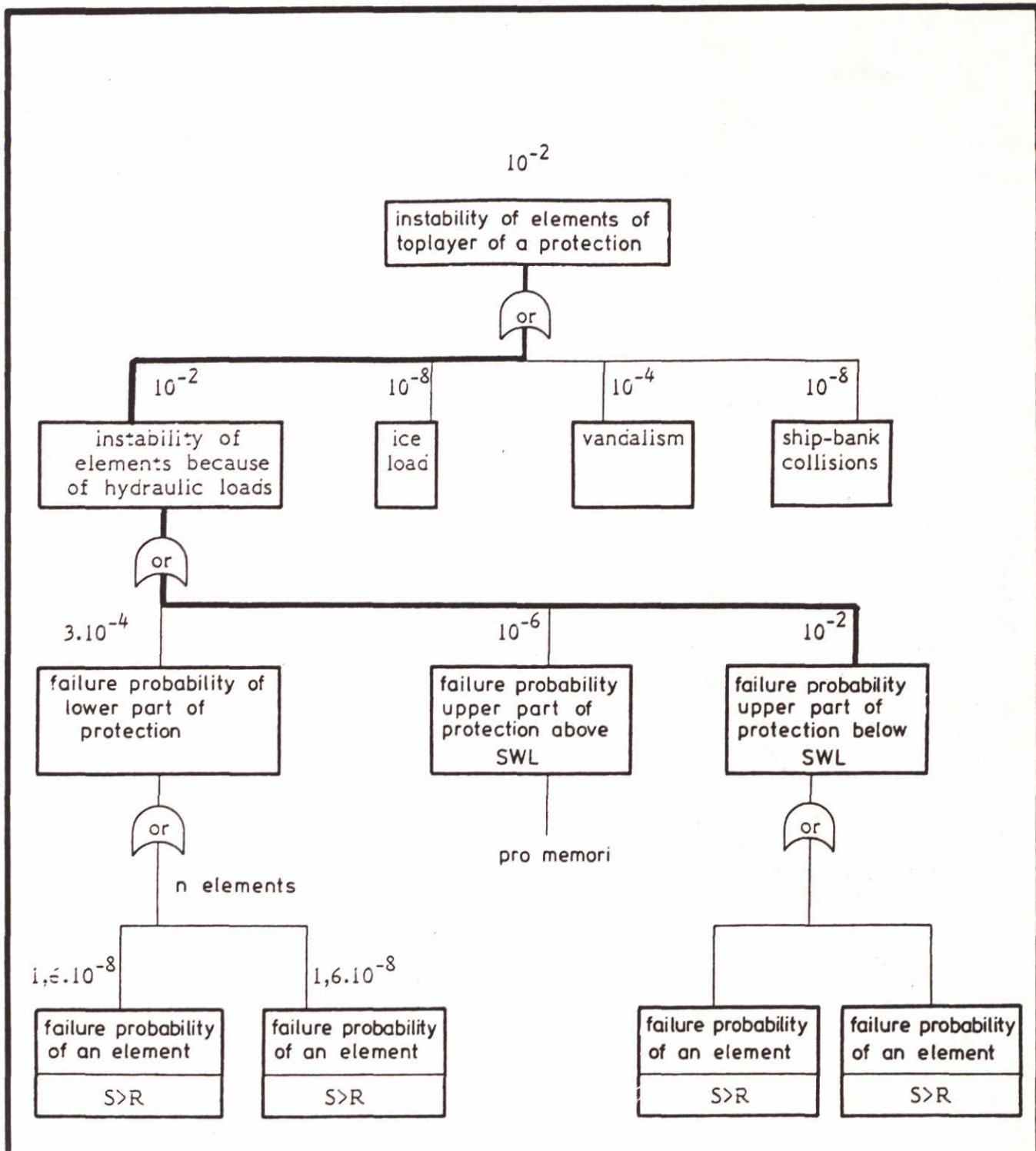
NB  $u_{\max} = \mu(u) + 3\sigma(u)$

deterministische benadering



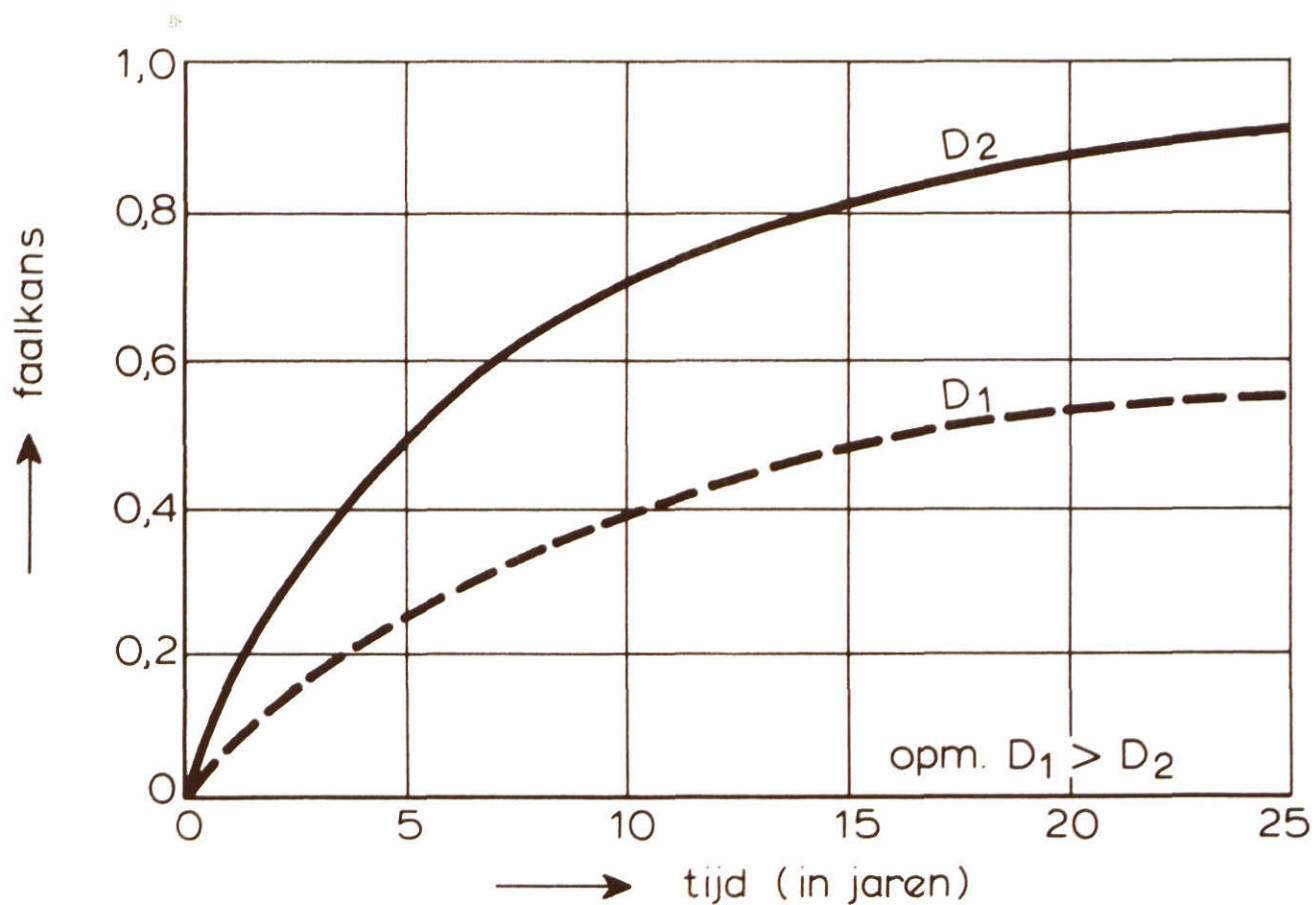
faalkans als functie van stroomsnelheid

FAALKANS ALS FUNKTIE VAN DE  
STROOMSNELHEID



Notes 1 : Failure probabilities are estimated with the exception of those for hydraulic failures of the lower part of the bank protection  $D_{50} = 20\text{mm}$

2 : **—** = Minimal cutset causing system failure if all components fail



FAALKANS VOOR EEN SPECIFIEKE CONSTRUCTIE  
BIJ EEN VOORAF BEPAALD SCHADENIVEAU

APPENDIX I

SYMBOLEN

SYMBOLLEN

A	oppervlak erosieprofiel	m <sup>2</sup>
A <sub>C</sub>	oppervlak natte kanaaldoorsnede	m <sup>2</sup>
A' <sub>C</sub>	oppervlak natte kanaaldoorsnede tussen scheepsas en oever bij uit de as varen	m <sup>2</sup>
A <sub>C</sub> I	denkbeeldig vaarwegdwarsprofiel volgens $A_{C.I}/A_C = 1 - c.y/(b_w - mh)$	m <sup>2</sup>
A <sub>e</sub>	effectief transportoppervlak, $A_e = B_e \cdot L_e$	m <sup>2</sup>
A <sub>K</sub>	ontgrondingsoppervlak	m <sup>2</sup>
A <sub>M</sub>	natte gedeelte grootspantoppervlak schip	m <sup>2</sup>
A <sub>w</sub>	oppervlak natte kanaaldoorsnede verminderd met grootspantoppervlak schip en spiegeldaling	m <sup>2</sup>
a	coëfficiënt	-
B	coëfficiënt in stabiliteitsformule van Pilarczyk	-
B <sub>e</sub>	effectieve breedte waarop schuifspanning betrekking heeft	m
B <sub>S</sub>	scheepsbreedte	m
b	coëfficiënt in stabiliteitsformule volgens Isbash	-
b <sub>b</sub>	breedte vaarweg op de bodem	m
b <sub>bn</sub>	genormaliseerde bodembreedte bij vaarwegprofielen met een berm	m
b <sub>m</sub>	bermbreedte	m
b <sub>S</sub>	breedtemaat ontgrondingskuil	m
b <sub>S</sub>	breedte van oppervlak waarover transport optreedt	m
b <sub>w</sub>	breedte vaarweg op de waterspiegel	m
b <sub>1</sub>	correctiecoëfficiënt voor aantal roeren	-
C <sub>B</sub>	blokcoëfficiënt, $C_B = v/L_S \cdot B_S \cdot T_S$	-
C <sub>F</sub>	wrijvingscoëfficiënt	-
C <sub>M</sub>	grootspantcoëfficiënt, $C_M = A_M/B_S T_S$	-
C <sub>p</sub>	drukcoëfficiënt	-
C <sub>1</sub>	drukcoëfficiënt	-
C <sub>2</sub>	wrijvingscoëfficiënt	-
c	coëfficiënt, vermenigvuldigingsfaktor	-
c'	coëfficiënt	-
c <sub>f</sub>	schuifspanningscoëfficiënt	-
c <sub>fc</sub>	schuifspanningscoëfficiënt ten gevolge van natuurlijke stroming	-
c <sub>fr</sub>	schuifspanningscoëfficiënt ten gevolge van retourstroom	-
c <sub>2</sub>	coëfficiënt	-
D	dikte gezette steen elementen	m
D <sub>n</sub>	nominale steen diameter, $D_n = (W_{50}/\rho_s)^{0.33}$	m
D <sub>O</sub>	effektieve uitstroomopening schroefstraal	m

**SYMBOLLEN** (vervolg)

$D_p$	schroefdiameter	m
$D_x$	zeefmaat van theoretische zeef met vierkante openingen waar doorheen x% van de stukken van een sortering gaat	m
$D_{xb}$	waarde van $D_x$ voor basismateriaal	m
$D_{xf}$	waarde van $D_x$ voor filtermateriaal	m
$d$	laagdikte	m
$d_{max}$	maximale ontgrondingsdiepte	m
$e$	poriënetal, $e = n/(1-n)$	-
$F_h$	Froudegetal betrokken op waterdiepte, $F_h = V_s/(gh)^{0,5}$	-
$F_o$	Froudegetal betrokken op dichtheid, $F_o = u_o/(g\Delta D_{50})^{0,5}$	-
$F_1, F_2, F_3$	hydrostatische krachten (impulsmethode)	N
$g$	zwaartekracht versnelling	m/s <sup>2</sup>
$H$	golfhoogte (algemeen)	m
$H_i$	golfhoogte interferentiepieken	m
$H_o$	uitwijking uit SWL naar boven	m
$H_{ri}$	gereflekteerde golfhoogte interferentiepieken	m
$H_s$	significante golfhoogte	m
$H_t$	golfhoogte transversale golven	m
$H_z$	golfhoogte bij samenvallen haalgolf en interferentiepieken	m
$h$	waterdiepte	m
$h'$	fiktieve waterdiepte, $h' = A_c/b_w$	m
$h_b$	waterdiepte boven berm	m
$h_d$	aanleghoogte verticale verdediging	m
$h_f$	opstuwing voor de boeg	m
$h_1$	aanleghoogte berm ten opzichte van bodem	m
$\overline{\Delta h}$	gemiddelde waterspiegeldaling	m
$\overline{\Delta h}_{ex}$	gemiddelde waterspiegeldaling tussen schip en oever bij uit de as varende schepen	m
$\hat{\Delta h}$	maximale waterspiegeldaling nabij oever	m
$\hat{\Delta h}_f$	frontgolfhoogte	m
$\hat{\Delta h}_g$	verval over geotextiel	m
$\hat{\Delta h}_s$	waterspiegelstijging boven SWL in frontgolf	m
$i$	index aangevend type belasting of combinatie van belastingen	-
$i$	verhang (algemeen)	-
$i_b$	verhang in basismateriaal	-
$i_{cr}$	critiek verhang	-
$i_f$	verhang in frontgolf	-
$i_{gem}$	gemiddeld verhang in haalgolf	-

**SYMBOLLEN** (vervolg)

$i_{\max}$	maximaal verhang in haalgolf	-
$i_x$	verhang in langsrichting van de vaarweg	-
$i_y$	verhang in dwarsrichting in het vlak van het talud	-
$i_z$	verhang in een richting loodrecht op talud	-
$j$	index aangevend scheepstype	-
$K_{TP}$	stuwkrachtcoëfficiënt schroef	-
$k$	taludfaktor, $k = \cos \alpha (1 - \tan^2 \alpha / \tan^2 \epsilon)^{0.5}$	-
$k'$	doorlatendheidscoëfficiënt toplaag	m/s
$k_b$	doorlatendheidscoëfficiënt basismateriaal	m/s
$k_f$	doorlatendheidscoëfficiënt filtermateriaal	m/s
$k_g$	doorlatendheidscoëfficiënt geotextiel	m/s
$k_s$	equivalente ruwheid volgens Nikuradse	m
$L_b$	praktische bovengrens boven SWL voor afstand tot ongestoorde waterspiegel waarbinnen materiaaltransport optreedt	m
$L_e$	effectieve lengte waarop schuifspanning betrekking heeft	m
$L_s$	scheepslengte	m
$L_w$	golflengte (algemeen)	m
$L_{wi}$	golflengte interferentiepieken	m
$L_{wt}$	golflengte transversale golven	m
$L_o$	praktische ondergrens onder SWL voor afstand tot ongestoorde waterspiegel waarbinnen materiaaltransport kan optreden	m
$l$	kerende hoogte verticale verdediging	m
$l_c$	totale lengte oeververdediging	m
$l_s$	lengtemaat ontgrondingskuil	m
$l_s$	lengte van oppervlak waarover transport optreedt	m
$M_1, M_3$	impuls	N
$m$	taludhelling, $m = \cot \alpha$	-
$m_1, m_2$	taludhellingen bij taluds met berm	-
$m'$	invloedsfaktor voor talud	-
$N$	aantal scheepspassages per tijdseenheid	-
$N$	aantal golven	-
$N_{ij}$	aantal situaties per tijdseenheid dat leidt tot een belasting $i$ opgewekt door scheepstype $j$	-
$N_s$	stabiliteitsgetal	-
$n$	holle ruimte of poriëengehalte	-
$n$	aantal elementen waarin de totale lengte van de oeververdediging is opgedeeld, $n = l_c / l_s$	-

SYMBOLLEN (vervolg)

$n_o$	oorspronkelijke aantal aanwezige stenen in toplaag van breuksteen	-
$n_p$	schroeftoerental	$s^{-1}$
$n_s$	aantal stenen dat een raai passeert bij een scheepspassage	-
$O_x$	karakteristieke opening van geotextiel die door $x\%$ van de openingen van dat geotextiel wordt onderschreden	m
P	faalkans (algemeen)	-
$P_d$	toegepast schroefvermogen	kW
$P_F$	faalkans van een oeververdediging met lengte $l_c$	-
$P_f$	faalkans van een deel van een oeververdediging	-
$P_{f,c}$	faalkans van een deel van een oeververdediging rekeninghoudend met correlatie tussen verschillende delen	-
$P_s$	ingesteld motorvermogen	kW
p	permeabiliteit in stabiliteitsformule voor breuksteen belast door golven	-
p	druk (algemeen)	$N/m^2$
$p_a$	schadeniveau na N scheepspassages	-
$p'_a$	aanvaardbaar schadeniveau	-
$(p_a)_{1\text{jaar}}$	schadeniveau na 1 jaar bij N scheepspassages in dat jaar	-
$(p_a)_i$	resultierend schadeniveau na één scheepspassage	-
$(p_a)_j$	schadeniveau als gevolg van belasting i opgewekt door scheepstype j	-
$\Delta p_f$	opwaarts gerichte verschilddruk onder geotextiel over dikte geotextiel	$N/m^2$
$\Delta p_i$	opwaarts gerichte verschilddruk (algemeen)	$N/m^2$
$\Delta p_m$	opwaarts gerichte verschilddruk onder geotextiel over dikte geotextiel en gezette steen	$N/m^2$
$\Delta p_{st}$	opwaarts gerichte verschilddruk onder gezette steen	$N/m^2$
$Q_s$	materiaal transport	$m^3/m$
$q_b$	debiet in basismateriaal	$m^2/s$
$q_f$	debiet in filter	$m^2/s$
$q_s$	transportintensiteit	$m^3/m/s$
R	sterkte	var.
R	werkelijke golfoploop	m
$R_d$	golfneerloop	m
$Re_*$	Reynoldsgetal betrokken op schuifspanningssnelheid, $Re_* = u_* D_n / \nu$	-
$R_T$	totale weerstand	N



SYMBOLLEN (vervolg)

$R_u$	golfoploop zonder invloed ruwheid en berm	m
$r$	radiale afstand tot straalas	m
$r_b$	invloedsfaktor voor berm	-
$r_r$	invloedsfaktor voor taludruwheid	-
$r_\beta$	invloedsfaktor voor schuininvallende windgolven	graden
$S$	belasting	var.
$S$	schadeniveau, gedefinieerd volgens $S = A/D_n^2$	-
$S_r$	taludweerstandscoefficiënt, $S_r = \cos \alpha + \sin \alpha$	-
$S_1, S_2$	natte oppervlak scheepshuid	m <sup>2</sup>
$s$	afstand van zijkant schip tot oever (bij interferentiepieken)	m
$s_f$	vormfactor	-
$T$	golfperiode	s
$T_g$	dikte geotextiel	m
$T_i$	golfperiode interferentiepieken	s
$T_s$	scheepsdiepgang	m
$T_t$	golfperiode transversale golven	s
$t$	tijd	var.
$\Delta t$	tijdsinterval	s
$u$	stroomsnelheid (algemeen)	m/s
$\hat{u}$	maximale stroomsnelheid (algemeen)	m/s
$u_b$	stroomsnelheid nabij bodem tengevolge van schroefstraal	m/s
$u_c$	stroomsnelheid ten gevolge van debiet	m/s
$u_{cr}$	kritieke stroomsnelheid	m/s
$\hat{u}_g$	orbitaalsnelheid bij bodem in geval van interferentiepieken	m/s
$u_{max}$	maximale stroomsnelheid in haalgolf, stroomsnelheid in as schroefstraal	m/s
$u_o$	stroomsnelheid direkt achter een stroef	m/s
$\bar{u}_r$	gemiddelde retourstroomsnelheid	m/s
$\hat{u}_r$	maximale retourstroomsnelheid nabij oever	m/s
$\bar{u}_{r,ex}$	gemiddelde retourstroomsnelheid tussen schip en oever bij uit de as varende schepen	m/s
$\hat{u}_{res}$	resulterende stroomsnelheid bij samenvallen retourstroom en interferentiepieken	m/s
$\hat{u}_{toel}$	toelaatbare stroomsnelheid	m/s
$u_v$	volg <sup>g</sup> stroomsnelheid	m/s
$u_{x,r}$	stroomsnelheid in schroefstraal op afstand $x_s$ achter de schroef en op afstand $r$ uit de straalas	m/s
$u_*$	schuifspanningssnelheid, $u_* = (\tau/\rho)^{0.5}$	m/s

SYMBOLLEN (vervolg)

$V_k$	ontgrondingsvolume	$m^3$
$v_f$	filtersnelheid	m/s
$v_{f,cr}$	critieke filtersnelheid	m/s
$v_L$	grenssnelheid voor een schip volgens Schijf	m/s
$v_s$	vaarsnelheid	m/s
$v_{*cr}$	critieke schuifspanningssnelheid	m/s
$W_x$	massa van een steenstuk dat door x% van de steenstukken van een sortering wordt onderschreden	kg
X	afstand tot boeg van schip	m
x	karakteristieke lengtemaat	m
$\vec{x}^*$	ontwikkelingspunt	var.
$x'$	afstand achter het hek van schip	m
$x_i$	algemene grootheid	var.
$x_i^*$	algemene grootheid in het ontwikkelingspunt	var.
$x_s$	afstand achter de schroef	m
$Y'$	vertikale afstand tot ongestoorde waterspiegel waarbinnen materiaaltransport kan optreden	m
y	afstand van scheepsas tot kanaalas	m
$y_s$	afstand uit schroefas loodrecht op scheepsas	m
$y_t$	afstand scheepsas tot midden talud, $y_t = A'_c/h$	m
$y_1$	afstand zijkant schip tot snijlijn ongestoorde waterspiegel met talud	m
$z_b$	afstand van schroefas tot bodem	m
$z_{max}$	haalgolfhoogte	m
Z	betrouwbaarheidsfunctie	var.
$z'_{max}$	haalgolfhoogte vermeerderd met eventuele waterspiegelverhoging boven SWL	m
$z_o$	rekengrootheid bij verhang in haalgolf	m
$\alpha$	taludhoek	graden
$\alpha_i$	hoek tussen verbindingslijn der interferentiepieken en vaarbaan	graden
$\alpha_s$	korrektiefactor volgens Schijf	-
$\alpha_z$	coëfficiënt in transportformule voor haalgolf	-
$\alpha_1$	coëfficiënt in formule voor interferentiepieken	-
$\alpha_2$	coëfficiënt in schroefstraalformule	-
$\beta$	hoek van golfval	graden
$\beta$	betrouwbaarheidsindex, $\beta = \mu(Z) / \sigma(Z)$	-
$\beta_s$	coëfficiënt in stabiliteitsformule voor schroefstraalerosie	-

SYMBOLLEN (vervolg)

$\gamma$	vergrotingsfaktor, veiligheidscoëfficiënt	-
$\gamma_w$	soortelijk gewicht, $\gamma_w = \rho g$	N/m <sup>3</sup>
$\Delta$	relatieve dichtheid, $\Delta = (\rho_s - \rho)/\rho$	-
$\delta_r$	ingestelde roerhoek	graden
$\epsilon$	hoek van inwendige wrijving	graden
$\eta_H$	invloedscoëfficiënt schip	-
$\eta_O$	rendement vrijvarende schroef	-
$\eta_R$	relatieve rotatierendement van de schroef (ook wel overgangscoëfficiënt genoemd)	-
$\eta_S$	mechanisch motorrendement	-
$\eta_T$	totale rendement	-
$\theta_r$	correctiecoëfficiënt voor roerhoek	-
$\lambda$	lek lengte, $\lambda = \sin \alpha \cdot (k_f \cdot D \cdot d/k')$	m
$\mu$	ribbelfactor in transportformule	-
$\mu$	verwachtingswaarde (algemeen)	var.
$\mu(x_i)$	verwachtingswaarde parameter $x_i$	var.
$\nu$	kinematische viscositeit	m <sup>2</sup> /s
$\xi$	brekerparameter, $\xi = \tan \alpha \cdot (H/L_w)^{-0.15}$	-
$\rho$	dichtheid water	kg/m <sup>3</sup>
$\rho_s$	dichtheid materiaal	kg/m <sup>3</sup>
$\rho(S)$	correlatiecoëfficiënt tussen belasting op twee naast elkaar gelegen delen van een oeververdediging	-
$\sigma$	standaardafwijking (algemeen)	var.
$\sigma(x_i)$	standaardafwijking parameter $x_i$	var.
$\tau$	schuifspanning	N/m <sup>2</sup>
$\hat{\tau}$	maximale schuifspanning	N/m <sup>2</sup>
$\tau_{cr}$	kritieke schuifspanning	N/m <sup>2</sup>
$\phi$	transportparameter	-
$\phi_1$	coëfficiënt in stabiliteitsrelatie	-
$\Delta(\phi_{eg})$	stijghoogteverschil dat juist zwaartekracht compenseert	m
$\Delta(\phi_{max})$	maximale stijghoogteverschil over de toplaag	m
$\psi$	schuifspanningsparameter volgens Shields	-
$\psi_{cr}$	kritieke schuifspanningsparameter	-
$\nabla$	waterverplaatsing	m <sup>3</sup>

## Appendix II

Formules ten behoeve van het ontwerp van oeververdedigingen in vaarwegen

## FORMULES

### II.1 Waterbewegingsaspecten

#### II.1.1 Grenssnelheid

Met de formule van Schijf kan de maximaal mogelijk vaarsnelheid worden berekend [5]:

$$\frac{V_L}{\sqrt{gh'}} = \left(\frac{2}{3}\right)^{3/2} \cdot \left[1 - \frac{A_M}{A_c} + \frac{V_L^2}{2gh'}\right]^{3/2} \quad (\text{II.1})$$

waarin:

- $V_L$  = grenssnelheid (m/s)
- $g$  = zwaartekrachtsversnelling ( $\text{m/s}^2$ )
- $h'$  = imaginaire waterdiepte,  $h' = \frac{A_c}{b_w}$  (m)
- $A_c$  = oppervlak natte kanaal dwarsdoorsnede ( $\text{m}^2$ )
- $b_w$  = breedte van de vaarweg op de waterspiegel (m)
- $A_M$  = natte gedeelte grootspantoppervlak ( $\text{m}^2$ )

Balanin en Bykov [3] geven een formule gebaseerd op metingen van Soukhomel [2], waarmee op niet iteratieve wijze de grenssnelheid kan worden berekend in een bakvormig vaarwegprofiel:

$$\frac{V_L}{\sqrt{gh}} = \sqrt{8} \left[ \cos \left( \frac{\pi + \arccos \left( 1 - \frac{A_M}{A_c} \right)}{3} \right) \right]^{3/2} \quad (\text{II.2})$$

waarin:

- $h$  = waterdiepte (m)

Voor een trapeziumvormige kanaalprofiel kan het rechterlid van vgl (II.2) worden vermenigvuldigd met een faktor  $m'$  aangevend de taludinvloed, volgens:

$$m' = 1 - 0,325 \frac{mh}{b_w}$$

waarin:

- $m$  = taludhelling,  $m = \cot \alpha$  (-)
- $\alpha$  = taludhoek (graden).

Opgemerkt wordt dat in het geval van ongeladen schepen het gemiddelde van de diepgang bij boeg en hek genomen dient te worden bij de berekening van  $A_M$ :

$$A_M = C_M \cdot B_S \cdot T_S$$

waarin:

$C_M$  = grootspantcoëfficiënt (-)

$B_S$  = scheepsbreedte (m)

$T_S$  = scheepsdiepgang (m)

Voor  $C_M$  kunnen de volgende waarden worden gehanteerd:

$C_M = 1,0$  binnenvaartschip, duweenheid

$C_M = 0,9$  onderzoekingsvaartuig, sleepboot

$C_M = 0,7$  zeeschepen

## II. 1.2 Snelheidspredictie

Voor ontwerp doeleinden kan de vaarsnelheid als volgt worden geschat:

$$V_S = 0,9 \cdot V_L \quad (II.3)$$

of

$$R_T \cdot (V_S + \bar{u}_r) = \eta_T \cdot P_S \quad (II.4)$$

waarin:

$R_T$  = totale weerstand (kN)

$V_S$  = sloopssnelheid (m/s)

$\bar{u}_r$  = gemiddelde retourstroomsnelheid (m/s)

$P_S$  = ingestelde motorvermogen (kW)

$\eta_T$  = totale rendement (-)

Voor het totale rendement  $\eta_T$  kan worden geschreven:

$$\eta_T = \eta_S \cdot \eta_O \cdot \eta_R \cdot \eta_H \quad (II.5)$$

waarin:

$\eta_S$  = mechanisch motorrendement (-)

$\eta_O$  = rendement vrijvarende schroef (-)

(met behulp van schroefdiagrammen of schoefpolynomen te bepalen)

$\eta_R$  = relatieve rotatierendement van de schroef of  
overgangscoëfficiënt (-)

$\eta_H$  = invloedscoëfficiënt van het schip (-)

Indien deze rendementscoëfficiënten niet exact bekend zijn kan gebruik worden gemaakt van de volgende indikatieve waarden:

$$\begin{aligned} \eta_S &= 0,95 \text{ à } 0,99 \\ \eta_R &= 1,0 \text{ à } 1,05 \\ \eta_H &= 1,14 \text{ à } 2,0 \\ \eta_O &= 0,50 \text{ à } 0,60 \end{aligned}$$

Voor een eerste benadering kan  $\eta_T = 0,7$  worden gesteld. Dit geldt zowel voor duweenheden als voor binnenvaartschepen. De waarde van  $\eta_T$  kan overigens sterk variëren ( $\eta_T \approx 0,6 \text{ à } 0,9$ )

Bij de totale weerstand  $R_T$  wordt onderscheid gemaakt in duweenheden en motorschepen.

Voor een duweenheid kan  $R_T$  bepaald worden met de volgende empirische relaties:

$$R_T = C_F \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho (V_S + \bar{u}_r)^2 S_1 + \rho \cdot g \cdot A_M \cdot \bar{\Delta h} + C_p \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot V_S^2 \cdot A_M \quad (\text{II.6})$$

$$C_F = 0,075 \cdot \left[ \log \left( \frac{V_S + \bar{u}_r}{\nu} \cdot L_S \right) - 2 \right]^{-2} \quad (\text{II.7})$$

$$S_1 = 0,9 \cdot L_S \cdot (B_S + 2 T_S) \quad (\text{II.8})$$

waarin:

$$\begin{aligned} C_F &= \text{wrijvingscoëfficiënt (-)} \\ S_1 &= \text{natte oppervlak scheepshuid (m}^2\text{)} \\ A_M &= \text{natte gedeelte grootspantoppervlak (m}^2\text{)} \\ L_S &= \text{scheepslengte (m)} \\ B_S &= \text{scheepsbreedte (m)} \\ T_S &= \text{scheepsdiepgang (m)} \\ \bar{\Delta h} &= \text{gemiddelde waterspiegeldaling (m)} \\ \rho &= \text{dichtheid water (kg/m}^3\text{)} \\ \nu &= \text{dynamische viscositeit (m}^2\text{/s)} \\ C_p &= \text{drukcoëfficiënt (-)} \\ g &= \text{versnelling zwaartekracht (m/s}^2\text{)} \end{aligned}$$

Voor  $C_p$  kunnen de volgende waarden worden gehanteerd:

$$\begin{aligned} C_p &= 0,1 \text{ voor duweenheden in formaties } 2 \times 2, 2 \times 1, 2 \times 3 \\ C_p &= 0,3 \text{ voor duweenheden in formatie } 3 \times 2. \end{aligned}$$

Voor RHK-schepen kan  $R_T$  met de volgende empirische vergelijkingen worden bepaald:

$$R_T = \rho \cdot g \cdot (C_1 A_M + C_2 S_2) \cdot (V_S + \bar{u}_r)^{2,25} \quad (\text{II.9})$$

$$S_2 = v^{1/3} \cdot (3,4 v^{1/3} + 0,5 L_S) \quad (\text{II.10})$$

$$v = C_B \cdot L_S \cdot B_S \cdot T_S \quad (\text{II.11})$$

waarin:

- $C_1$  = drukcoëfficiënt (-)
- $C_2$  = wrijvingscoëfficiënt (-)
- $S_2$  = natte oppervlak scheepshuid (of  $S_2 = S_1$ ) ( $\text{m}^2$ )
- $C_B$  = blokcoëfficiënt schip (-)
- $v$  = waterverplaatsing ( $\text{m}^3$ )

Voor  $C_1$  en  $C_2$  kunnen de volgende waarden worden gehanteerd:

- $C_1 = 3,5 \cdot 10^{-3}$  voor een geladen RHK-schip
- $C_1 = 2,0 \cdot 10^{-3}$  voor een ongeladen RHK-schip
- $C_2 = 0,14 \cdot 10^{-3}$  voor een geladen en een ongeladen RHK-schip

Een oplossing kan langs iteratieve weg worden verkregen. Hierbij worden de beste resultaten verkregen, indien voor de bepaling van  $\bar{u}_r$  en  $\bar{\Delta h}$  bij een duw-eenheid gebruik wordt gemaakt van de berekeningsmethode volgens Schijf ( $\alpha_s = 1$ , zie formules II.12 t/m II.16) en voor RHK-schepen van de berekeningsmethode volgens Bouwmeester (zie formules II.26 t/m II.33).

### II.1.3 Berekeningsmethodieken voor gemiddelde waterbeweging

#### Behoud van energie

De hier te behandelen ééndimensionale methoden zijn gebaseerd op door Thiele afgeleide relaties. De verschillen tussen de methoden uiten zich in de wijze van schematiseren van de kanaaldwarsdoorsnede (zie figuur 8).

Schijf, Constantine, Tothill en McNown hebben de hiernavolgende ééndimensionale beschouwing gegeven.

Uitgaande van een scheepssnelheid  $V_S$  en een retourstroomsnelheid  $\bar{u}_r$  luidt de continuïteitsvergelijking (zie bovenste deel figuur 8):



$$A_C V_S = A_W (V_S + \bar{u}_r) \quad (\text{II.12})$$

waarin:

- $A_C$  = oppervlak natte kanaaldoorsnede ( $\text{m}^2$ )
- $A_W$  = oppervlak natte kanaaldoorsnede verminderd met grootspantoppervlak schip en spiegeldaling ( $\text{m}^2$ )
- $V_S$  = scheepssnelheid ( $\text{m/s}$ )
- $\bar{u}_r$  = gemiddelde retourstroomsnelheid ( $\text{m/s}$ )

Volgens Bernoulli geldt:

$$\frac{1}{2}\rho V_S^2 + \rho gh = \frac{1}{2}\rho (V_S + \bar{u}_r)^2 + \rho g(h - \bar{\Delta h}) \quad (\text{II.13})$$

waarin:

- $h$  = waterdiepte (m)
- $\bar{\Delta h}$  = gemiddelde waterspiegeldaling (m)
- $g$  = versnelling zwaartekracht ( $\text{m/s}^2$ )
- $\rho$  = dichtheid water ( $\text{kg/m}^3$ )

Substitutie van (13) in (12) levert:

$$\bar{\Delta h} = \frac{V_S^2}{2g} \left\{ \left( \frac{A_C}{A_W} \right)^2 - 1 \right\} \quad (\text{II.14})$$

Hierin kunnen  $A_W$  en  $A_C$  respectievelijk geschreven worden als:

$$A_W = b_b (h - \bar{\Delta h}) + m (h - \bar{\Delta h})^2 - A_M \quad (\text{II.15})$$

$$A_C = b_b h + m h^2 \quad (\text{II.16})$$

waarin:

- $b_b$  = breedte vaarweg op de bodem (m)
- $m$  = taludhelling,  $m = \cot \alpha$  (-)
- $\alpha$  = taludhoek ( $^\circ$ )
- $A_M$  = grootspantoppervlak schip ( $\text{m}^2$ )

De waterspiegeldaling  $\bar{\Delta h}$  en de retourstroomsnelheid  $\bar{u}_r$  worden iteratief berekend.

Een niet iteratieve methode in het geval van bakprofielen is gegeven door Balanin en Bykov:

$$\frac{V_s + \bar{u}_r}{\sqrt{gh}} = \left\{ \frac{8}{3} \left( 1 - \frac{A_M}{A_C} + \frac{V_s^2}{2gh} \right) \right\}^{0,5} \cdot \cos \left( \frac{1}{3} \arccos c' \right) \quad (\text{II.17})$$

met

$$c' = - \frac{9}{4} \sqrt{\frac{2}{3}} \left( 1 - \frac{A_M}{A_C} + \frac{V_s^2}{2gh} \right)^{-3/2} \cdot \frac{V_s}{\sqrt{gh}} \quad (\text{II.18})$$

De waarde van  $\bar{\Delta h}$  volgt dan uit vgl (II.13):

$$\frac{\bar{\Delta h}}{h} = \frac{1}{2} \left\{ \left( \frac{V_s + \bar{u}_r}{\sqrt{gh}} \right)^2 - \left( \frac{V_s}{\sqrt{gh}} \right)^2 \right\} \quad (\text{II.19})$$

In het geval van een trapeziumvormig dwarsprofiel is een direkte benadering niet mogelijk, maar kan een goede benadering worden verkregen door voor h de waarde  $h' = A_C/b_w$  te substitueren ( $b_w$  = breedte vaarweg op de waterspiegel (m)).

Via substitutie van  $A_{C,I}$  in plaats van  $A_C$  kan bij de methode Schijf rekening worden gehouden met excentrisch varen. Het denkbeeldig kanaaldwarsprofiel met doorsnede  $A_{C,I}$  is gedefinieerd volgens:

$$A_{C,I} = A_C \cdot \left[ 1 - c \cdot \left( 0,5 - \frac{A'_C}{A_C} \right) \right] \quad (\text{II.20})$$

met

$$c = 0,032 \cdot \frac{A_C}{A_M} + 0,156 \quad (c < 2,0 \text{ en } \frac{A_C}{A_M} = 4 \text{ à } 32)$$

waarin:

$A'_C$  = oppervlak natte kanaaldoorsnede tussen scheepsas en oever bij uit de as varen ( $m^2$ ),

kan de gemiddelde waterbeweging worden berekend aan die zijde van het schip waar de afstand tussen oever en schip het kleinst is (zie ook paragraaf II.1.4.).

Balanin en Bykov [3] presenteerden een goede benadering van de energiemethode. Zij stellen dat de waterspiegeldaling rechtstreeks (benaderend) kan worden berekend met de formule:

$$\bar{\Delta h} = \frac{v_s^2}{g} \frac{\frac{A_C}{A_M} - 0,5}{\left( \frac{A_C}{A_M} - 1 \right)^2} \quad (\text{II.21})$$

Verdere verfijning kan worden verkregen door iteratief de volgende twee vergelijkingen op te lossen:

$$\bar{u}_r = V_s \cdot \frac{A_M + \bar{\Delta h} \cdot b_w}{A_C - A_M - \bar{\Delta h} \cdot b_w} \quad (\text{II.22})$$

$$\bar{\Delta h} = \frac{1}{g} (V_s + 0,5 \bar{u}_r) \bar{u}_r \quad (\text{II.23})$$

Gates en Herbich [4] hebben een methode gepresenteerd, die gelijk is aan de in het voorgaande besproken aanpak met dien verstande, dat rekening wordt gehouden met de optredende grenslagen langs scheepshuid en kanaalbegrenzingsen. Voor een nadere omschrijving wordt verwezen naar [4].

Schijf [5] introduceerde, ter korrektie van ongelijkmatigheden in het snelheidsveld, een korrektiefactor  $\alpha_s$  zodanig dat  $\bar{\Delta h}$  en  $\bar{u}_r$  toenemen. Vergelijking II.14 wordt hiermee:

$$\bar{\Delta h} = \frac{V_s^2}{2g} \left\{ \alpha_s \left( \frac{A_C}{A_W} \right)^2 - 1 \right\} \quad (\text{II.24})$$

met (zie [6]):

$$\alpha_s = 1,4 - 0,4 \frac{V_s}{V_L} \quad (\text{II.25})$$

Zie voor een grafische oplossing de figuren 9 en 10.

### Behoud van impuls

Bouwmeester [7] en Sharp en Fenton [8] ontwikkelden een methode ter bepaling van de spiegel daling en de retourstroom op basis van één-dimensionale beschouwingen gebaseerd op de wet van behoud van impuls.

Bouwmeester betrok trapeziumvormige profielen bij zijn aanpak en hield rekening met stuwdruk van het water tegen de boeg. Sharp en Fenton beschouwen uitsluitend rechthoekige profielen en gaan voorbij aan de opstuwing voor de boeg. De methode van Sharp en Fenton kan dan ook als een bijzonder geval van Bouwmeester opgevat worden. Daarom wordt nu eerst de methode Bouwmeester uitgewerkt, waarna wordt aangegeven hoe die van Sharp en Fenton hierin past.

In het onderste deel van figuur 8 is een definitieschets gegeven.

De krachten welke werken op het watervolume tussen de doorsneden 1 en 3 worden bepaald door integratie van de hydrostatische drukken  $F_1$  t/m  $F_3$  in respectievelijk de vertikalen 1, 2 en 3.

$$F_1 = \frac{1}{2} \rho g b_w h^2 - \frac{2}{3} \rho g m h^3 \quad (\text{II.26})$$

$$F_2 = \frac{1}{2} \rho g B_s (h_f + \overline{\Delta h} + T_s)^2 \quad (\text{II.27})$$

$$F_3 = \frac{1}{2} \rho g b_w (h - \overline{\Delta h})^2 + \rho g m (h^2 - \overline{\Delta h}^2) \Delta h - \frac{2}{3} \rho g m (h^3 - \overline{\Delta h}^3) - \frac{1}{2} \rho g B_s T_s^2 \quad (\text{II.28})$$

waarin:

$$h_f = \text{opstuwing voor de boeg (m)}$$

De hoeveelheid impuls in de vertikalen 1 en 3 is achtereenvolgens:

$$M_1 = \rho A_C V_s^2 \quad (\text{II.29})$$

$$M_3 = \rho A_W (v_s + \overline{u}_r)^2 \quad (\text{II.30})$$

Vanwege het behoud van impuls geldt:

$$F_1 - F_2 - F_3 = M_3 - M_1 \quad (\text{II.31})$$

De continuïteitsvergelijking luidt:

$$A_C V_s = A_W (v_s + \overline{u}_r) \quad (\text{II.32})$$

Indien de opstuwing voor de boeg ( $h_f$ ) bekend is, kunnen de waterspiegeldaling en de retourstroomsnelheid worden berekend met behulp van vergelijkingen II.15, II.16, II.26 tot en met II.32.

De opstuwing  $h_f$  is experimenteel bepaald en gesteld op:

$$h_f = \left( \frac{T_s \cdot b_w}{A_C} \right)^2 \frac{V_s^2}{2g} \quad (\text{II.33})$$

Op overeenkomstige wijze als bij de energiemethode kan met de methode Bouwmeester een grenssnelheid worden berekend. Deze grenssnelheid is lager dan die volgens de energiemethode. Met name bij het klasse II schip Kempenaar heeft dit in enkele gevallen geleid tot berekende grenssnelheden, die lager zijn dan de gemeten vaarsnelheden. Reden waarom in de meeste instanties aanbevolen wordt de grenssnelheid volgens een energiemethode (bijvoorbeeld Schijf) te bepalen.

Door in de vergelijkingen II.15, II.16, II.26 t/m II.28  $h_f = 0$  en  $m = 0$  te stellen, volgt direkt de werkwijze van Sharp en Fenton.

De genoemde methoden geven niet voor elke situatie bevredigende resultaten. In figuur 11 is aangegeven welke methoden, gegeven de verhouding tussen waterlijnbreedte en scheepsbreedte, gebruikt kunnen worden. Voor alle daar vermelde methoden geldt:  $b_w / B_s < 12$ . De methoden Schijf en Bouwmeester mogen toegepast worden tot waarden van  $b_w / B_s < 20$ . Het toepassingsgebied van de gepresenteerde methoden beperkt zich voorts, strikt genomen, tot "normale" trapeziumvormige of bakvormige kanaaldwarsprofielen. Rivieren, gebroken profielen of profielen met bermen vallen hier niet onder. Gebroken profielen en profielen met bermen zullen veelal echter door schematisatie zijn terug te brengen tot een trapezium of bakvormig profiel zonder al te grote concessies aan de nauwkeurigheid van de uitkomsten. Hiertoe kan gebruik worden gemaakt van de formules (zie ook figuur 13):

$$A_C = b_b \cdot h + m_1 h_1^2 + m_2 h_b^2 + 2 h_b (m_1 h_1 + b_m) \quad (\text{II.34})$$

$$b_{bn} = (A_C - m_2 (h_1 + h_b)^2 / (h_1 + h_b)) \quad (\text{II.35})$$

$$m = m_2 \quad (\text{II.36})$$

waarin:

- $h_b$  = waterdiepte boven berm (m)
- $h_1$  = aanleghoogte berm ten opzichte van bodem ( $h_1 = h - h_b$ ) (m)
- $b_b$  = bodembreedte vaarweg (m)
- $b_m$  = bermbreedte (m)
- $b_{bn}$  = genormaliseerde bodembreedte bij vaarwegprofielen met een berm (m)
- $m$  = taludhelling bij doorlopend talud (-)
- $m_1$  = taludhelling van talud gelegen beneden de berm (-)
- $m_2$  = taludhelling van talud gelegen boven de berm (-)

Deze schematisatie is toegestaan als  $h_1/h_b < 5$  en  $0,2 < \frac{m_1}{m_2} < 4$

Verder moet worden vermeld dat meestal geladen schepen maatgevend zullen zijn, maar dat soms half geladen of ongeladen schepen ten gevolge van de hogere vaarsnelheid, grotere waterbewegingen veroorzaken dan geladen schepen. Voorts kan de invloed van stroming worden verdisconteerd door voor de sloopssnelheid in te voeren de waarde verhoogd of verlaagd met de stroomsnelheid bij respectievelijk stroomop of stroomaf varen, met andere woorden een sloopssnelheid

substitueren alsof het schip vaart in een niet stromend kanaal. De spiegeldaling volgt dan direkt, terwijl de retourstroomsnelheid gekorrigeerd moet worden met de werkelijke stroomsnelheid ten gevolge van het debiet. Tenslotte, kan worden gerekend met de som van de afzonderlijke grootspantoppervlakken  $A_M$  als zich twee of meerdere schepen in een dwarsprofiel bevinden. Deze procedure is overigens alleen relevant als het gaat om oplopende schepen.

#### II.1.4 Relaties voor extreme waarden van de waterbeweging nabij de oever

##### Motorschepen en duweenheden

Een globale afschatting van de extremen kan bij motorschepen en duweenheden worden verkregen met behulp van de volgende relaties [6]:

$$\frac{\hat{\Delta h}}{\Delta h} = 2,0 - 2,0 \frac{A'_c}{A_c} \quad \text{voor } \frac{b_w}{L_s} < 1,5 \quad (\text{II.37})$$

$$\frac{\hat{u}_r}{\bar{u}_r} = 1,5 - 1,0 \frac{A'_c}{A_c} \quad \text{voor } \frac{b_w}{L_s} < 1,5$$

$$\frac{\hat{\Delta h}}{\Delta h} = 3,0 - 4,0 \frac{A'_c}{A_c} \quad \text{voor } \frac{b_w}{L_s} > 1,5$$

$$\frac{\hat{u}_r}{\bar{u}_r} = 2,5 - 3,0 \frac{A'_c}{A_c} \quad \text{voor } \frac{b_w}{L_s} > 1,5$$

$$\text{met } A'_c = 0,5 A_c - y \cdot h \quad (\text{II.38})$$

waarin:

- $\hat{\Delta h}$  = extreme waterspiegeldaling nabij oever (m)
- $\hat{u}_r$  = extreme retourstroomsnelheid nabij oever (m/s)
- $\frac{\hat{u}_r}{\Delta h}$  = gemiddelde waterspiegeldaling tussen schip en oever bepaald voor middenvaart met rekenmethode Schijf en variabele  $\alpha_s$  (m)
- $\bar{u}_r$  = gemiddelde retourstroomsnelheid tussen schip en oever bepaald voor middenvaart met rekenmethode Schijf en variabele  $\alpha_s$  (m/s)
- $A'_c$  = oppervlak natte kanaaldwarsdoorsnede tussen scheepsas en oever bij uit de as varen (m<sup>2</sup>)
- $A_c$  = oppervlak natte kanaaldwarsdoorsnede (m<sup>2</sup>)
- $b_w$  = breedte vaarweg op de waterspiegel (m)
- $L_s$  = scheepslengte (m)

- h = waterdiepte (m)  
 y = afstand scheepsas - vaarwegas (m)

Uit vgl (37) volgt direct dat voor in de kanaalas varende schepen geldt:

$$\hat{u}_r = \bar{u}_r \quad (\text{II.39})$$

$$\hat{\Delta h} = \bar{\Delta h}$$

De invloed van de excentriciteit (= afstand scheepsas - vaarwegas) op de gemiddelde spiegeldaling  $\bar{\Delta h}_{ex}$  en de gemiddelde retourstroom  $\bar{u}_{r,ex}$  tussen schip en oever kan op eenvoudige wijze worden bepaald. Uit metingen is gebleken, dat:

$$\frac{\bar{u}_{r,ex}}{\hat{u}_r} \approx \frac{\bar{\Delta h}_{ex}}{\hat{\Delta h}} \approx 0,8 \quad (\text{duweenheden en geladen motorschepen}) \quad (\text{II.40})$$

$$\frac{\bar{u}_{r,ex}}{\hat{u}_r} \approx \frac{\bar{\Delta h}_{ex}}{\hat{\Delta h}} \approx 0,6 \quad (\text{ongeladen motorschepen}). \quad (\text{II.41})$$

waarin:

$\bar{u}_{r,ex}$  = gemiddelde retourstroomsnelheid tussen schip en oever bij uit de as varende schepen (m/s)

$\bar{\Delta h}_{ex}$  = gemiddelde spiegeldaling tussen schip en oever bij uit de as varende schepen (m)

Met gebruikmaking van vergelijking (37) kan de maximale waterbeweging ( $\hat{u}_r$  en  $\hat{\Delta h}$ ) worden bepaald. Substitutie van de maximale waterbeweging in de vergelijkingen (40) en (41) levert vervolgens de gemiddelde waterbeweging ( $\bar{u}_{r,ex}$  en  $\bar{\Delta h}_{ex}$ ) tussen schip en oever. Zoals eerder vermeld kunnen deze waarden ook worden berekend met  $A_{C.I}$  (zie vgl. (II.20)).

Voor duweenheden varend in een kanaal vergelijkbaar met het Hartelkanaal ( $A_C \approx 650 \text{ m}^2$ ,  $b_w \approx 120 \text{ m}$  en  $h \approx 7,0 \text{ m}$ , dus  $h/T_S > 2,0$  en  $b_w/L_S < 1,0$ ), zijn ook de volgende formules bruikbaar:

$$\frac{\hat{u}_r}{\bar{u}_r} = 2,25 \frac{y}{b_w} + 1,25 \quad (\text{II.42})$$

$$\frac{\hat{\Delta h}}{\bar{\Delta h}} = 2,40 \frac{y}{b_w} + 1,40$$

In Appendix IV tenslotte is een stroomschema gegeven voor de berekening van retourstroom en spiegeldaling voor zowel in als buiten de kanaalas varende schepen.

### Sleepboten

Voor sleepboten en onderzoekingsvaartuigen kunnen de volgende relaties worden gehanteerd ter bepaling van de extremen van de retourstroom en waterspiegeldaling:

$$\hat{u}_r = -1,33 + 7,86 \cdot F_h^{2,33} \cdot \left\{ \frac{A_M}{A_c} \cdot \frac{b_w}{y_t} \cdot \frac{L_s^2}{h/A_c} \right\}^{0,17} \quad (\text{II.43})$$

mits  $0,4 \text{ m/s} < \hat{u}_r < 2,25 \text{ m/s}$ , en

$$\hat{\Delta h} = -0,875 + 6,25 \cdot F_h^{2,67} \cdot \left\{ \frac{A_M}{A_c} \cdot \frac{b_w}{y_t} \cdot \frac{L_s^2}{h/A_c} \right\}^{0,33} \quad (\text{II.44})$$

mits  $0,2 \text{ m} < \hat{\Delta h} < 1,6 \text{ m}$ ,

waarin:

- $A_c$  = natte oppervlak kanaaldwarsprofiel ( $\text{m}^2$ )
- $A_M$  = natte oppervlak grootspant ( $\text{m}^2$ )
- $b_w$  = breedte van de vaarweg op de waterspiegel (m)
- $F_h$  = Froudegetal betrokken op de waterdiepte,  $F_h = V_s/\sqrt{gh}$  (-)
- $h$  = waterdiepte (m)
- $L_s$  = lengte schip (m)
- $y_t$  = afstand scheepsas tot midden talud,  $y_t = A'_c/h$  (m)

Als waarden van  $\hat{u}_r < 0,4 \text{ m/s}$  of  $\hat{\Delta h} < 0,2 \text{ m}$  volgen uit de vgl (II.43) en (II.44), dan dienen de waarden van vgl (II.39) te worden aangehouden. Waarden groter dan  $\hat{u}_r = 2,25 \text{ m/s}$  of  $\hat{\Delta h} = 1,6 \text{ m}$  zijn onbetrouwbaar.

Op deze wijze worden over het algemeen hogere waarden bepaald dan in werkelijkheid zullen voorkomen. Ten aanzien van de taludhelling geldt er geen restrictie.

#### II.1.5 Haalgolf

Een eerste afschatting van de grootte van de haalgolfhoogte boven het talud kan voor duweenheden en geladen conventionele motorschepen plaats vinden met:

$$z_{\max} = 1,5 \cdot \hat{\Delta h} \quad (\text{II.45})$$



waarin:

$$\begin{aligned} z_{\max} &= \text{haalgolfhoogte (m)} \\ \hat{\Delta}h &= \text{maximale waterspiegeldaling nabij oever (m)} \end{aligned}$$

Met de vgl (II.39) of (II.40) kan vervolgens een relatie gelegd worden met de gemiddelde spiegeldaling voor in de as ( $\hat{\Delta}h$ ) of buiten de as ( $\overline{\Delta h}_{\text{ex}}$ ) varende schepen.

Vgl (II.45) geldt voor  $V_S/V_L < 0,75$  in trapeziumvormige profielen ( $m \neq 0$ ).

Voor geladen duweenheden in trapeziumvormige profielen geldt voor de haalgolfhoogte boven het talud:

$$z_{\max} = 21,7 \left(\frac{A'_C}{A_C}\right)^{-0,7} \cdot \left(\frac{A_M}{A_C}\right)^2 \cdot \left(\frac{B_S}{h}\right)^{0,5} \cdot \left(\frac{V_S}{\sqrt{gh}}\right)^4 \cdot h \cdot m^{0,4} \quad (\text{II.46})$$

$$\text{(indien: } \frac{V_S}{V_L} > 0,75)$$

waarin:

$$\begin{aligned} z_{\max} &= \text{haalgolfhoogte boven talud (m)} \\ A'_C &= \text{doorsnede vaarweg tussen scheepsas en oever (m}^2\text{)} \\ m &= \text{taludhelling (-)} \\ B_S &= \text{breedte van schip (m)} \\ A_M &= \text{grootspantoppervlak (m}^2\text{)} \\ h &= \text{waterdiepte (m)} \\ V_S &= \text{scheepssnelheid (m/s)} \\ g &= \text{zwaartekrachtsversnelling (m/s}^2\text{)} \end{aligned}$$

Bij de afleiding van vgl. (II.46) bleek het merendeel van de meetwaarden binnen de  $\pm 15\%$  nauwkeurigheidsgrenzen te liggen.

Indien de met vgl. (II.46) berekende  $z_{\max}$  kleiner is dan  $\hat{\Delta}h$  wordt  $z_{\max}$  gelijkgesteld met  $z_{\max} = \hat{\Delta}h$ .

Voor geladen RHK-schepen in trapeziumvormige profielen kan voor de bepaling van de grootte van de haalgolf de volgende relatie worden gehanteerd:

$$z_{\max} = 21,7 \cdot \left(\frac{A'_C}{A_C}\right)^{-0,7} \cdot \left(\frac{A_M}{A_C}\right)^2 \cdot \left(\frac{B_S}{h}\right)^{0,5} \cdot \left(\frac{V_S}{\sqrt{gh}}\right)^4 \cdot h \cdot m^{0,4} \quad (\text{II.47})$$

$$\text{(indien: } \frac{V_S}{V_L} > 0,75)$$

De relatie is identiek aan die gegeven voor geladen duweenheden en is getoetst voor een klasse IV vaarweg, en dient derhalve daar dan ook voor gebruikt te

worden (merendeel van meetwaarden valt binnen  $\pm 10\%$  nauwkeurigheidsgrenzen). Voor andere vaarwegklassen kan vgl (II.47) met enige voorzichtigheid evenwel ook worden toegepast.

De grootte van  $z_{\max}$  voor ongeladen RHK-schepen in een trapeziumvormige klasse IV vaarweg kan worden bepaald met de volgende relatie:

$$z_{\max} = 70,3 \cdot \left(\frac{A'_c}{A_c}\right)^{-0,5} \cdot \left(\frac{A_M}{A_c}\right)^2 \cdot \left(\frac{B_S}{h}\right)^{0,5} \cdot \left(\frac{V_S}{\sqrt{gh}}\right)^{5,5} \cdot h \cdot m^{0,4} \quad (\text{II.48})$$

(indien:  $\frac{V_S}{V_L} > 0,75$ )

Bij de bepaling van  $A_M$  wordt gerekend met de diepgang bij het hek van het schip. Het overgrote deel van de meetwaarden van  $z_{\max}$  bleek bij de afleiding binnen de  $\pm 10\%$  nauwkeurigheidsgrenzen te liggen. Vgl. (II.48) mag met in acht neming van de nodige voorzichtigheid ook in andere vaarwegklassen worden toegepast.

Voor sleepboten en overige scheepstypen kan gebruik worden gemaakt van de relatie:

$$z_{\max} = \hat{\Delta}_h \quad (\text{II.49})$$

Voor bakvormige vaarwegdwarsprofielen ( $m=0$ ) kan voor alle scheepstypen gebruik worden gemaakt van vgl. (II.49).

Tenslotte wordt, ten behoeve van grondmechanische aspecten, soms gebruik gemaakt van de volgende relatie:

$$z'_{\max} = (1,0 \text{ à } 1,1) \cdot z_{\max} \quad (\text{II.50})$$

Hierin is  $z'_{\max}$  gelijk aan de som van  $z_{\max}$  en de waterspiegelverhoging boven de ongestoorde waterspiegel in de haalgolf.

## II.1.6 Verhang en stroomsnelheden in de haalgolf

Voor het gemiddelde verhang  $i_{gem}$  in de haalgolf gelden de volgende betrekkingen:

$$i_{gem} = 0,636 \left( \frac{V_s}{\sqrt{gh}} \right)^5 \quad (\text{geladen duweenheid}) \quad (\text{II.51})$$

$$i_{gem} = 0,44 \cdot m \cdot \left( \frac{A'_c}{A_c} \right)^{-1} \cdot \left( \frac{V_s}{\sqrt{gh}} \right)^7 \quad (\text{geladen RHK-schip}) \quad (\text{II.52})$$

$$i_{gem} = 0,16 \cdot m \cdot \left( \frac{A'_c}{A_c} \right)^{-1} \cdot \left( \frac{V_s}{\sqrt{gh}} \right)^7 \quad (\text{ongeladen RHK-schip}) \quad (\text{II.53})$$

waarin:

- $i_{gem}$  = gemiddeld verhang in haalgolf (-)
- $V_s$  = vaarsnelheid (m/s)
- $h$  = waterdiepte (m)
- $g$  = versnelling zwaartekracht (m/s<sup>2</sup>)
- $m$  = taludhelling (-)
- $A_c$  = natte oppervlak kanaaldoorsnede (m<sup>2</sup>)
- $A'_c$  = natte oppervlak vaarweg tussen scheepsas en oever (m<sup>2</sup>)

De drie relaties voor  $i_{gem}$  zijn afgeleid (meetwaarden binnen  $\pm 15\%$  nauwkeurigheidsgrenzen) voor een klasse IV kanaal. Een maximale waarde voor het verhang bedraagt 0,10 à 0,15 (vanwege de golfstabiliteit).

Voor een geladen duweenheid kan de maximale steilheid  $i_{max}$  met de volgende vergelijkingen worden bepaald:

$$i_{max} = \left( \frac{z_{max}}{z_0} \right)^2 \quad (\text{II.54})$$

waarin:

- $i_{max}$  = maximale steilheid golffront (-)
- $z_{max}$  = haalgolfhoogte boven talud (m)
- $z_0$  =  $0,16 y_1 - c_2$
- $y_1$  = afstand tussen zijkant schip en snijlijn talud met ongestoorde waterspiegel (m)
- $c_2$  = coëfficiënt afhankelijk van waterdiepte en formatie (m)

Voor  $C_2$  kunnen de waarden vermeld in onderstaande tabel gebruikt worden.

waterdiepte (m)	formatie duweenheden	$C_2$ (m)
7,0 à 8,5	2x2 en 3x2	2,60
7,0 à 8,5	2x3	1,90
3,0 à 4,0	2x2	0,20

In geval van duweenheden in formatie 2x2 bij een waterdiepte tussen 4,0 en 7,0 m kan  $C_2$  bepaald worden door lineaire interpolatie tussen  $C_2 = 0,20$  en  $C_2 = 2,60$  m.

De maximale stroomsnelheden in de haalgolf kunnen worden geschat met de formules:

$$u_{\max} = V_s \left(1 - \frac{\Delta k_s}{z_{\max}}\right) \quad \text{voor } \frac{z_{\max}}{\Delta k_s} > 1 \quad (\text{II.55})$$

$$u_{\max} = (0,1 \text{ à } 0,2) V_s \quad \text{voor } \frac{z_{\max}}{\Delta k_s} \leq 1 \quad (\text{II.56})$$

waarin:

$u_{\max}$  = maximale stroomsnelheid in haalgolf (m/s)

$k_s$  = ruwheid toplaag (m),  $k_s = D_{50}$  (breuksteen) of  $D$  (gezette steen)

$\Delta$  = relatieve dichtheid (-),  $\Delta = (\rho_s - \rho)/\rho$

$\rho_s$  = dichtheid steen (kg/m<sup>3</sup>)

$\rho$  = dichtheid water (kg/m<sup>3</sup>)

$D_{50}$  = karakteristieke breuksteendiameter (m)

$D$  = dikte gezette steen elementen (m)

Voor duweenheden en geladen en ongeladen RHK-schepen zijn de relaties getoetst en blijken de resultaten redelijk in overeenstemming te zijn met gemeten waarden.

### II.1.7 Frontgolf

Voor duweenheden, motorschepen en sleepboten kan een indicatie van  $\hat{\Delta h}_f$  worden verkregen met de volgende relatie:

$$\hat{\Delta h}_f = 0,1 \overline{\Delta h} + \hat{\Delta h} \quad (\text{II.57})$$

waarin:

$$\begin{aligned}\hat{\Delta h}_f &= \text{frontgolfhoogte (m)} \\ \overline{\Delta h} &= \text{gemiddelde waterspiegeldaling (m)} \\ \hat{\Delta h} &= \text{maximale waterspiegeldaling nabij oever (m)}\end{aligned}$$

$\overline{\Delta h}$  en  $\hat{\Delta h}$  worden berekend conform eerder gegeven formules, daarbij rekening houden met eventueel buiten de as varen. De gegeven relatie is niet getoetst. De hoogte  $\hat{\Delta h}_f$  van de frontgolf boven het talud kan voor duweenheden ook worden afgeschat met de volgende relatie:

$$\frac{\hat{\Delta h}_f}{\overline{\Delta h}} = 4,1 \frac{y}{b_w} + 1,2 \quad (V_s/V_L \approx 0,85) \quad (\text{II.58})$$

waarin:

$$\begin{aligned}\hat{\Delta h}_f &= \text{frontgolfhoogte boven talud (m)} \\ \overline{\Delta h} &= \text{gemiddelde waterspiegeldaling berekend voor in de as} \\ &\quad \text{varen met methode Schijf en } \alpha_s = 1 \text{ (m)} \\ y &= \text{afstand uit kanaalas (m)} \\ b_w &= \text{breedte vaarweg op de waterspiegel (m)}\end{aligned}$$

De steilheid  $i_f$  van de frontgolf is van invloed op de drukgradiënten in de ondergrond en kan met de volgende relatie worden bepaald:

$$i_f = \hat{\Delta h}_f \cdot C(y_1) \quad (\text{II.59})$$

waarin:

$$\begin{aligned}i_f &= \text{steilheid frontgolf (-)} \\ C(y_1) &= \text{coëfficiënt afhankelijk van scheepstype en/of afstand} \\ &\quad \text{van oever (m}^{-1}\text{)} \\ y_1 &= \text{afstand tussen zijkant schip en snijlijn van waterspiegel} \\ &\quad \text{met talud (m)}\end{aligned}$$

Voor een eerste schatting kan worden ingevuld  $C(y_1) = 0,03 \text{ m}^{-1}$ . Een nauwkeuriger waarde wordt verkregen met:

$$\begin{aligned}\text{duweenheden} &: C(y_1) = (3,8 - 0,041 y_1) 10^{-2} \\ \text{binnenvaartschepen} &: C(y_1) = (2,5 \text{ à } 5,0) 10^{-2} \text{ indien } 25 \text{ m} < y_1 < 40 \text{ m} \\ \text{sleeptboten} &: C(y_1) = 4,8 10^{-2} \quad \text{indien } 25 \text{ m} < y_1 < 40 \text{ m}\end{aligned}$$

De coëfficiënt voor binnenvaartschepen is gebaseerd op een gering aantal meetgegevens.

## II.1.8 Secundaire scheepsgolven

### Interferentiepieken

De golfhoogte  $H_i$ , golflengte  $L_{wi}$  en golfperiode  $T_i$  van interferentiepieken kunnen worden berekend met de relaties:

$$\frac{H_i}{h} = \alpha_1 \cdot \left(\frac{s}{h}\right)^{-0,33} \cdot F_h^{4,0} \quad (\text{II.60})$$

$$L_{wi} = 0,67 \cdot 2\pi \cdot \frac{V_s^2}{g} \quad (\text{II.61})$$

$$T_i = 5,1 \cdot \frac{V_s}{g} \quad (\text{II.62})$$

waarin:

- $H_i$  = hoogte van een interferentiepiek (m)
- $h$  = waterdiepte (m)
- $s$  = afstand van interferentiepieken tot zijkant schip (m)
- $F_h$  = Froudegetal betrokken op de waterdiepte,  $F_h = \frac{V_s}{\sqrt{gh}}$  (-)
- $L_{wi}$  = gemiddelde golflengte van een interferentiepiek (m)
- $V_s$  = scheepssnelheid (m/s)
- $g$  = zwaartekrachtversnelling (m/s<sup>2</sup>)
- $T_i$  = gemiddelde golfperiode van een interferentiepiek (s)

Voor  $\alpha_1$  kunnen de volgende gemiddelde waarden worden aangehouden:

- $\alpha_1 = 1,0$  sleepboten, onderzoekingsvaartuigen
- $\alpha_1 = 1,0$  geladen conventionele motorschepen, coasters
- $\alpha_1 = 0,35$  ongeladen conventionele motorschepen
- $\alpha_1 = 0,50$  ongeladen duweenheden

Als veilige bovengrens kan worden gerekend met een waarde van  $1,2 \cdot \alpha_1$ . In [M1115-VI] is ook een relatie gegeven waarbij de scheepsdiepgang en de vorm van de scheepsboeg in rekening worden gebracht.

De gegeven formules gelden voor diep water omstandigheden, dat wil zeggen:

$$h/L_{wi} > 0,25 \text{ en } F_h < 0,8$$

Daarnaast is van belang dat de golven niet breken, met andere woorden:

$$H_i/L_{wi} < 0,14 \text{ en } H_i/h < 0,6$$

Voor de dimensionering is relevant op te merken, dat relatief snelvallende schepen, zoals ongeladen schepen en sleepboten, maatgevend zijn en niet geladen schepen. De interferentiepieken, tenslotte, maken een hoek van  $19,3^\circ$  met de scheepsas, terwijl de invalshoek  $\beta$  met een oever  $55^\circ$  bedraagt.

In het geval interferentiepieken samenvallen met de retourstroom kan de belasting worden bepaald met de volgende formule:

$$\hat{u}_{res} = \{\hat{u}_r^2 + (0,45 \hat{u}_g)^2 + 0,90 \cdot \hat{u}_r \hat{u}_g \sin(90^\circ - 55^\circ)\}^{0,5} \quad (\text{II.63})$$

met:

$$\hat{u}_g = \frac{\pi \cdot H_i}{T_i} \exp[2\pi h/L_{wi}] \quad (\text{II.64})$$

waarin:

- $\hat{u}_{res}$  = resulterende stroomsnelheid bij samenvallen retourstroom en interferentiepieken (m/s)
- $\hat{u}_r$  = maximale retourstroomsnelheid nabij oever (m/s)
- $\hat{u}_g$  = orbitaalsnelheid bij bodem onder interferentiepieken (m/s)

De belasting tengevolge van samenvallen van interferentiepieken en haalgolf kan worden berekend met:

$$H_z = z_{max} + \frac{1}{2} H_i \quad (\text{II.65})$$

waarin:

- $H_z$  = golfhoogte bij samenvallen haalgolf en interferentiepieken (m)
- $z_{max}$  = haalgolfhoogte (m)

### Transversale golven

Met behulp van de navolgende formules kunnen de karakteristieke parameters van de transversale golven voor geladen schepen bepaald worden. Opgemerkt wordt dat transversale golven zelden maatgevend zullen zijn.

$$\frac{H_t}{h} = 4,0 \left(\frac{x'}{h}\right)^{-0,5} \cdot F_h^{4,0} \quad (\text{II.66})$$

$$L_{wt} = 1,2 \cdot 2\pi \cdot \frac{V_s^2}{g} \quad (\text{II.67})$$

$$T_t = 7,0 \cdot \frac{V_s}{g} \quad (\text{II.68})$$

waarin:

- $H_t$  = hoogte van transversale golven (m)
- $L_{wt}$  = gemiddelde golflengte van transversale golven (m)
- $T_t$  = golfperiode (s)
- $x'$  = afstand achter het hek van het schip (m)

De vermelde formules  $L_{wt}$  en  $T_t$  resulteren in gemiddelden. Extremen worden verkregen door in de formule voor  $L_{wt}$  de coëfficiënt 1,2 te vervangen door 1,1 à 1,5 en in de formule voor  $T_t$  de coëfficiënt 7,0 door 6,3 à 7,7.

De nauwkeurigheid van de golfhoogte  $H_t$  bedraagt ongeveer 50%.

Transversale golven belasten de oever op een afstand  $x$  achter de boeg gelijk aan:

$$x = y_1 \cdot \cot \alpha_i + L_s \quad (\text{II.69})$$

waarin:

- $x$  = afstand achter boeg waar belasting op oever werkt (m)
- $y_1$  = afstand zijkant schip met snijlijn waterlijn en talud (m)
- $L_s$  = scheepslengte (m)
- $\alpha_i$  = hoek tussen verbindingslijn der interferentiepieken en vaarbaan,  $\alpha_i = 19,3^\circ$  ( $^\circ$ )

### II.1.9 Schroefstraal

Onderscheiden dienen te worden de situaties voor varende schepen en die voor manoeuvrerende of stilliggende schepen ( $V_s \leq 0,5$  m/s). De stroomsnelheden in de schroefstraal van varende schepen zullen zelden maatgevend zijn.

stroomsnelheden achter manoeuvrerende schepen (figuur 12)

$$u_b = \alpha_2 \cdot u_0 \frac{D_0}{z_b} \quad (\text{II.70})$$



$$\text{met } u_o = 1,15 \left( \frac{P_d}{\rho D_o^2} \right)^{0,33} \quad (\text{II.71})$$

waarin:

- $u_b$  = stroomsnelheid nabij bodem (m/s)
- $\alpha_2$  = coëfficiënt (-)
- $u_o$  = axiale uitstroomsnelheid direkt achter de schroef (m/s)
- $z_b$  = verticale afstand tussen schroefas en bodem (m)
- $D_o$  = effectieve diameter van de uitstroomopening (m)
- $P_d$  = toegepast schroefvermogen (kW)

De coëfficiënt  $\alpha_2$  is afhankelijk van scheepsvorm en roerconfiguratie. De waarde van  $\alpha_2$  varieert tussen de 0,25 en 0,75. Een goede schatting is 0,3.

Voor  $D_o$  kunnen de volgende waarden worden gehanteerd:

- $D_o = 0,7 D_p$  (schroef)
- $D_o = 1,0 D_p$  (schroef in straalbuis)
- $D_o = 0,85 D_p$  (schroef gekombineerd in een tunnel)

Hierin is  $D_p$  de schroefdiameter.

Als  $D_p$  onbekend is dan kan deze worden geschat met:

- $D_p = 1,05 T_s$  : voor een duwboot
- $D_p = 0,6 \text{ à } 0,7 T_s$  : voor een conventioneel motorschip

met  $T_s$  de geladen scheepsdiepgang.

Indien nauwkeurige resultaten moeten worden verkregen kan gebruik worden gemaakt van de volgende methode:

$$\frac{u_{x,r}}{u_o} = \left( \frac{2,8 D_o}{x_s} \right) \cdot \exp \left[ -15,4 \frac{r^2}{x_s^2} \right] \quad (\text{II.72})$$

- $u_{x,r}$  = snelheid in de schroefstraal op afstand  $x$  achter schroef en op afstand  $r$  van de schroefas (m/s)
- $x_s$  = horizontale afstand ten opzichte van de schroef (m)
- $r$  = radiale afstand ten opzichte van de schroefas (m)
- $D_o$  = effectieve diameter van de uitstroomopening (m)

De uitstroomsnelheid  $u_o$  per schroef kan worden berekend met de relatie:

$$u_o = 1,60 \cdot n_p \cdot D_p \cdot (K_{Tp})^{0,5} \quad (\text{II.73})$$

waarin:

- $n_p$  = aantal omwentelingen van de schroef per seconde ( $s^{-1}$ )  
 $K_{Tp}$  = stuwkracht coëfficiënt van de schroef met een waarde liggend tussen 0,25 en 0,40 (-)

De invloed van het aantal roeren en de roerhoek  $\delta_r$  op de stroomsnelheden in de schroefstraal kunnen in rekening worden gebracht via de correctiecoëfficiënten  $b_1$  en  $\theta_r$  in:

$$\frac{u_{\max}}{u_0} = \theta_r \cdot \left( \frac{x_s}{2,8 D_0} \right)^{-b_1} \quad (\text{II.74})$$

waarin:

- $\theta_r$  = correctiecoëfficiënt voor roerhoek (-)  
 $\theta_r = \{1 + 5,2 \cdot 10^{-6} (\delta_r)^{3,25}\}^{-1}$   
 $\delta_r$  = ingestelde roerhoek ( $^\circ$ )  
 $b_1$  = correctiecoëfficiënt voor aantal roeren (-)  
 $u_{\max}$  = maximale stroomsnelheid in een doorsnede van de schroefstraal (m/s)

Voor  $b_1$  kunnen de volgende waarden worden gehanteerd:

- $b_1 = 1,00$  bij afwezigheid van een roer  
 $b_1 = 1,10$  voor enkel roer  
 $b_1 = 0,60$  voor dubbel roer.

Een en ander heeft geen invloed op de uitstroomsnelheid  $u_0$ . Ten gevolge van een ingestelde roerhoek  $\delta_r$  bedraagt de afbuiging van de straalas  $\frac{2}{3} \delta_r$ .

In het geval een schip is uitgerust met meerdere schroeven, kunnen de resulterende stroomsnelheden eenvoudig door superpositie van de afzonderlijke stroomsnelheden in de diverse stralen worden bepaald.

#### stroomsnelheden achter varende schepen

Een nauwkeurige berekening van de schroefstraalsnelheden achter varende schepen is vermeld in [M1115-VII en XIIa)]. Omdat deze stroomsnelheden zelden maatgevend zijn, wordt volstaan met een indicatieve formule:

$$(u_b)_{\text{varend}} = (u_b)_{\text{stilliggend}} - 0,5 \cdot V_s \quad (\text{II.75})$$

Tenslotte een algemene opmerking. De stroomsnelheden in schroefstralen van stilliggende schepen zijn veelal zo hoog, dat zware verdedigingen noodzakelijk zijn bij een deterministisch ontwerp. Gezien de frekwentie van voorkomen is dit een relatief kostbare zaak. Een reductie kan worden verkregen door een

probabilistische aanpak, waarbij de kans van voorkomen van extreme belasting-situaties in rekening wordt gebracht.

Een zelfde situatie doet zich voor bij schroefstraalbelastingen op oevers in vaarwegbochten. Ook hier wordt aanbevolen probabilistisch te rekenen.

## II.2 Dimensioneringsaspecten bij een breuksteen toplaag

Per belastingtype zal de dimensioneringsmethode in deze paragraaf worden behandeld. Daarbij wordt gebruik gemaakt van de karakteristieke materiaaldiameters  $D_{50}$  en  $D_n$ , die onderling gerelateerd zijn volgens:

$$D_n = 0,84 \cdot D_{50} \quad (\text{II.76})$$

met

$$D_n = (W_{50}/\rho_s)^{0,33} \quad (\text{II.77})$$

waarin:

- $D_n$  = nominale steendiameter (m)
- $W_{50}$  = massa van een steenstuk dat door 50% van de steenstukken van een sortering wordt onderschreden (kg)
- $\rho_s$  = dichtheid breuksteen ( $\text{kg}/\text{m}^3$ )
- $D_{50}$  = karakteristieke steendiameter onderschreden door 50% van de steenstukken van een sortering (m)

Relevant is voorts dat de waarden voor  $D_n$  en  $D_{50}$ , zoals gebruikt in de stabiliteitsformules, gelden voor smalle steensorteringen. Voor bredere sorteringen kunnen andere waarden dan  $D_n$  of  $D_{50}$  maatgevend zijn. In tabel 2 is een overzicht opgenomen van gangbare steensorteringen.

### II.2.1 Retourstrooiaanval

#### stabiliteit

Een eenvoudige methode om de stabiliteit te waarborgen, is voldoen aan:

$$D_{50} > \frac{b}{k} \cdot \frac{\hat{u}_r^2}{2g\Delta} \quad (\text{formule van Isbash [31]}) \quad (\text{II.78})$$

waarin:

- $b$  = coëfficiënt (-),  $b = 1,4$   
 $k$  = taludfaktor (-),  $k = (1 - \sin^2\alpha/\sin^2\epsilon)^{0,5} = \cos\alpha(1 - \tan^2\alpha/\tan^2\epsilon)^{0,5}$  (zie ook figuur 16)  
 $\alpha$  = taludhoek ( $^\circ$ )  
 $\epsilon$  = hoek van inwendige wrijving (ca  $40^\circ$ ) ( $^\circ$ )  
 $\Delta$  = relatieve dichtheid (-),  $\Delta = \frac{\rho_s - \rho}{\rho}$   
 $\rho_s$  = dichtheid breuksteen ( $\text{kg/m}^3$ )  
 $\rho$  = dichtheid water ( $\text{kg/m}^3$ )  
 $g$  = versnelling zwaartekracht ( $\text{m/s}^2$ )  
 $\hat{u}_r$  = extreme retourstroomsnelheid ( $\text{m/s}$ )

In de praktijk ontbreken vaak gegevens over  $\epsilon$ . Voor een schatting van  $\epsilon$  kan gebruik worden gemaakt van figuur 15.

Een nauwkeuriger schatting van de stabiliteit tegen stromingen kan geschieden met het criterium van Shields [11].

Uitgaande van de maximale schuifspanning  $\hat{\tau}$ , die op de oever- of bodemverdediging werkt, en een eerste schatting van  $D_{50}$  met vgl. (II.78) kan de stroom- of schuifspanningsparameter  $\psi$  als volgt worden berekend:

$$\psi = \frac{\hat{\tau}}{\rho g \Delta D_{50}} \cdot \frac{1}{k} \quad (\text{II.79})$$

waarin:

- $\psi$  = stroom- of schuifspanningsparameter (-)  
 $\hat{\tau}$  = maximale schuifspanning ( $\text{N/m}^2$ )

Verskillende waarden van  $\psi$  kunnen worden gebruikt om uiteindelijk de grootte van  $D_{50}$  vast te stellen afhankelijk van de stabiliteitseisen (zie figuur 18):

- $\psi \leq 0,03$                       praktisch geen transport  
 $0,03 < \psi \leq 0,06$             begin van doorgaand transport  
 $\psi > 0,06$                       snel toenemende transportintensiteit

De waarde van  $\hat{\tau}$  wordt berekend volgens:

$$\hat{\tau} = \frac{1}{2} c_{fr} \cdot \rho \cdot \hat{u}_r^2 \quad (\text{II.80})$$

$$c_{fr} = (2,87 + 1,58 \log \frac{x}{k_s})^{-2,15} \quad (\text{II.81})$$

waarin:

- $x$  = karakteristieke afstand (m)  
 $c_{fr}$  = schuifspanningscoëfficiënt ten gevolge van retourstroom (-)  
 $k_s$  = bodemruwheid (m).

Vergelijking (II.81) is gebaseerd op de formule van Schlichting voor ruwe platen.

De grootte van  $x$  wordt bepaald door de afstand, waarover een waterdeeltje dichtbij de oever zich verplaatst tengevolge van de retourstroom op het moment, dat een bepaald deel van de scheepslengte ( $X$ ) is gepasseerd. Hierbij geldt voor  $x$  de volgende relatie:

$$x = \frac{\hat{u}_r}{V_s + \hat{u}_r} \cdot X \quad (\text{II.82})$$

met  $X = (0,10 \text{ à } 0,20) L_s$

De waarde voor de bodemruwheid ( $k_s$ ) inclusief de invloed van oneffenheden heeft een grote spreiding. Een waarde voor  $k_s = 3,5 \cdot D_{50}$  is een acceptabele gemiddelde waarde. Voor een eerste schatting van  $D_{50}$  wordt gebruik gemaakt van vergelijking (II.78). Via een iteratief proces wordt een uiteindelijke  $D_{50}$  verkregen. In [M1115-Xb] worden nog geavanceerder methoden gegeven, welke hier echter achterwege worden gelaten.

Als in de vaarweg een natuurlijke stroming heerst, kan de schuifspanning tengevolge van de retourstroom en de natuurlijke stroming als volgt worden berekend (zie [6]):

$$\hat{\tau} = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot c_{fc} \left( u_c + \left( \frac{c_{fr}}{c_{fc}} \right)^{0,15} \hat{u}_r \right)^2 \quad (\text{II.83})$$

$$c_{fc} = 0,06 \left\{ \log \frac{12h}{k_s} \right\}^{-2} \quad (\text{II.84})$$

waarin:

- $u_c$  = stroomsnelheid ten gevolge van debiet (m/s)  
 $c_{fc}$  = schuifspanningscoëfficiënt ten opzichte van natuurlijke stroming (-)

materiaal transport (zie ook figuur 19)

De hoeveelheid getransporteerd materiaal kan bepaald worden met:

$$\psi = \frac{\hat{\tau}}{\rho g \Delta D_{50}} \cdot \frac{1}{k} \quad (\text{II.85})$$

$$\phi = 1,64 \cdot 10^{10} \cdot \psi^{11} \quad (\text{Paintal formule [17]}) \quad (\text{II.86})$$

De transportintensiteit  $q_s$  volgt dan uit:

$$q_s = \phi \cdot (g \Delta D_{50}^3)^{0,5} \quad (\text{II.87})$$

en het transport  $Q_s$  per m' breedte van het vaarwegdwarsprofiel uit:

$$Q_s = q_s \cdot \Delta t \quad (\text{II.88})$$

met

$$\Delta t = 0,2 L_s / V_s \quad (\text{II.89})$$

waarin:

$q_s$  = transportintensiteit ( $\text{m}^3/\text{m}/\text{s}$ )

$Q_s$  = materiaaltransport ( $\text{m}^3/\text{m}$ )

$\phi$  = transportparameter (-)

$\Delta t$  = tijdsinterval (s)

$L_s$  = scheepslengte (m)

$V_s$  = vaarsnelheid (m/s)

Vgl. (II.86) is geldig voor de situatie:

$$0,015 < \psi < 0,10$$

hetgeen correspondeert met:

$$10^{-9} < \phi < 10^{-1}$$

Voor waarden van  $\psi \geq 0,1$  (of  $\phi \geq 10^{-1}$ ) moet in plaats van vgl. (II.86) gebruikt worden:

$$\phi = 13,3 \{ \mu \psi - 0,047 \}^{3/2} \quad (\text{Meyer-Peter en Müller formule}) \quad (\text{II.90})$$

waarin  $\mu$  = ribbelfactor (-). Voor oevers geldt (geen ribbels):

$$\mu = 1$$

Tenslotte wordt opgemerkt dat bodemerosie kan worden verwaarloosd voor waarden van de parameter  $h/T_s$  groter dan 2.

### II.2.2 Schroefstraal

Een goede schatting voor de stabiliteit van materiaal wordt verkregen met:

$$D_{50} \geq \frac{3,0}{k} \cdot \frac{u_b^2}{2g\Delta} \quad (\text{II.91})$$

waarin:

- $D_{50}$  = karakteristiek steendiameter (m)
- $u_b$  = stroomsnelheid nabij bodem in schroefstraal (m/s)
- $k$  = taludfaktor (-)
- $\Delta$  = relatieve dichtheid (-)
- $g$  = versnelling zwaartekracht ( $\text{m/s}^2$ )

Nauwkeuriger resultaten ontstaan met:

$$\frac{u_b}{k^{0,5} \cdot (g\Delta D_{50})^{0,5}} \leq \beta_s \quad (\text{II.92})$$

met  $\beta_s = 0,55$  nauwelijks enig transport

en  $\beta_s = 0,70$  zo nu en dan enig transport

Vgl. (II.91) kan worden afgeleid uit vgl. (II.92) door substitutie van  $\beta_s = 0,8$ . Hieruit blijkt dat bij toepassing van vgl (II.91) het materiaalverlies wat groter is dan bij vgl (II.92), maar dit wordt nog acceptabel geacht. De faktor  $k$  is alleen van toepassing bij taluds.

Door het maken van een keuze ten aanzien van een nog juist aanvaardbaar bodemtransport  $\phi$  (bijvoorbeeld met behulp van de vgl (II.87) en (II.88), is het ook mogelijk de gemiddelde breuksteendiameter en de relatieve dichtheid te bepalen, namelijk met:

$$\frac{u_b}{(g\Delta D_{50})^{0,5}} < 2,4 \cdot \phi^{0,103} \quad (\text{II.93})$$

De erosie zal plaats hebben in een gebied gelegen tussen:

$$-0,2 < y_s/x_s < + 0,2 \quad (\text{II.94})$$

en

$$0,05 < z_b/x_s < 0,35.$$

Hierbij zijn  $x_s$  en  $y_s$  ordinaten met als oorsprong het middelpunt van de schroef, en is  $z_b$  de afstand van schroefas tot bodem.

De gepresenteerde formules zijn in principe bruikbaar voor zowel manoeuvrerende als varende schepen. In het geval van varende schepen kan transport van bodemmateriaal worden verwaarloosd als  $h/T_s$  groter is dan 1,3, wat vrijwel altijd het geval zal zijn.

#### ontgroning

Als ontgrondingen worden verwacht, omdat bekend is dat de toegepaste of aanwezige breuksteendiameter te licht gedimensioneerd is, kan de maximale ontgrondingsdiepte  $d_{\max}$  worden berekend met:

$$\frac{d_{\max}}{z_b} = 4 \cdot 10^{-3} \left( \frac{F_o}{z_b/D_o} \right)^{2,9} \quad (\text{II.95})$$

Hierin is  $F_o$  het Froudegetal betrokken op de dichtheid van het bodemmateriaal

$$F_o = U_o / (g \Delta D_{50})^{1/2} \quad (\text{II.96})$$

Verder zijn:

$$\begin{aligned} d_{\max} &= \text{maximale ontgrondingsdiepte (m)} \\ u_o &= \text{uitstroomsnelheid direkt achter de schroef (m/s)} \end{aligned}$$

Overigens worden ontgrondingen slechts geaccepteerd indien de stabiliteit van een konstruktie niet in gevaar wordt gebracht.

Het ontgrondingsoppervlak  $A_k$  volgt uit:

$$\frac{A_k}{z_b^2} = 9 \cdot 10^{-3} \left( \frac{F_o}{z_b/D_o} \right)^{3,9} \quad (\text{II.97})$$

en het kolkvolume  $V_k$  uit:

$$\frac{V_k}{z_b^3} = 8,0 \cdot 10^{-6} \left( \frac{F_o}{z_b/D_o} \right)^{6,8} \quad (\text{II.98})$$



Grootste lengte  $l_s$  en breedte  $b_s$  van de ontgrondingskuil zijn te berekenen als  $A_k$  bekend is, uit

$$\frac{A_k}{l_s \cdot b_s} = 0,11 \quad (\text{II.99})$$

Daarnaast geldt voor de verhouding tussen lengte en breedte:

$$1,5 < l_s/b_s < 4,0 \quad (\text{II.100})$$

De maximale ontgrondingsdiepte zal optreden tussen:

$$0,15 < z_b/x_s < 0,40 \quad (\text{II.101})$$

Toepassing van de formules dient met de nodige voorzichtigheid te geschieden. Zij zijn gebaseerd op een gering aantal proeven en geven slechts een indicatie. Daarnaast is de toepassing beperkt door de geringe variatie in onderzochte waarden van  $F_0$ . Deze bedroeg 5,12 respectievelijk 5,39. Met de relatie voor  $F_0$  is af te leiden dat de geldigheid beperkt is tot:

$$D_{50} \approx 0,10 \text{ à } 0,30 \text{ m}$$

Hierbij is verondersteld dat  $u_0$  in het prototype ongeveer 8 à 10 m/s bedraagt.

### II.2.3 Haalgolf

De stabiliteit van materiaal onder invloed van de haalgolf is gewaarborgd als geldt:

$$D_{50} \geq \frac{z_{\max}}{\Delta \cdot (\cot \alpha)^{0,33} \cdot 1,5} \quad (\text{II.102})$$

waarin:

$z_{\max}$	= spiegeldaling aan begin van haalgolf boven talud	(m)
$\Delta$	= relatieve dichtheid $\Delta = (\rho_s - \rho)/\rho$	(-)
$D_{50}$	= karakteristieke steendiameter	(m)
$\alpha$	= taludhoek	(°)

De grootte van het materiaal transport als gevolg van de haalgolf kan met de volgende vergelijkingen bepaald worden:

$$n_s = \frac{2,3}{V_s} \cdot \left( \frac{g \Delta}{D_{50}^3} \right)^{0,5} \cdot \phi \cdot A_e \quad (\text{II.103})$$

$$\phi = 13 \cdot \psi^{2,5} \quad (\text{II.104})$$

$$\psi = \frac{\alpha_z}{2} \cdot \frac{z_{\max}}{\Delta D_{50}} \cdot i_{\text{gem}} \quad (\text{II.105})$$

$$\alpha_z = 1 - \frac{2V_s}{g z_{\max}} \cdot \left( \frac{\Delta D_{50}}{z_{\max}} \right)^2 \quad (\text{II.106})$$

$$A_e = 2,16 \cdot \frac{z_{\max}^2}{i_{\text{gem}}} \quad (\text{II.107})$$

waarin:

- $n_s$  = aantal getransporteerde stenen bij de passage van een schip (-)
- $V_s$  = sloopssnelheid (m/s)
- $g$  = zwaartekrachtsversnelling ( $\text{m/s}^2$ )
- $\phi$  = transportparameter (-)
- $\psi$  = schuifspanningsparameter (-)
- $\alpha_z$  = coëfficiënt (-)
- $A_e$  = effectieve oppervlak waarop schuifspanning betrekking heeft ( $\text{m}^2$ )
- $i_{\text{gem}}$  = gemiddelde helling van de haalgolf (-)

#### II.2.4 Secundaire sloopgolven

De stabiliteit van materiaal aangevallen door interferentiepieken is gewaarborgd als geldt:

$$\frac{H_i \cdot (\cos \beta)^{0,5}}{\Delta D_{50}} \leq 1,8 \quad (\text{II.108})$$

Een stabiliteitscriterium waarbij ook rekening wordt gehouden met golflengte en taludhelling is de volgende:

$$\frac{H_i (\cos \beta)^{0,5}}{\Delta D_n} \leq N_s \quad (\text{II.109})$$

met:

$$N_s = 2,25 \cdot S_r \cdot \xi^{-0,5} \quad \text{voor } \xi < (0,05 \cdot \cot \alpha)^{-0,5} \quad (\text{II.110})$$

$$N_s = 0,54 (\cot \alpha)^{0,5} \cdot S_r \cdot \xi^{+0,5} \quad \text{voor } \xi \geq (0,05 \cdot \cot \alpha)^{-0,5}$$

$$S_r = \cos \alpha + \sin \alpha$$

en:

$$\xi = \tan \alpha \cdot (H_i / L_{wi})^{-0,5} \quad (\text{II.111})$$

waarin:

- $N_s$  = stabiliteitsgetal (-)  
 $S_r$  = taludwerstandscoefficiënt (-)  
 $H_i$  = hoogte interferentiepieken (m)  
 $\beta$  = hoek van golfval,  $\beta = 55^\circ$  ( $^\circ$ )  
 $\Delta$  = relatieve dichtheid,  $\Delta = (\rho_s - \rho) / \rho$  (-)  
 $D_n$  = nominale steendiameter,  $D_n = (W_{50} / \rho_s)^{0,33}$  (m)  
 $D_{50}$  = karakteristieke steendiameter (m)  
 $W_{50}$  = gewicht van steen overschreden door 50% van het materiaal (kg)  
 $\rho_s$  = dichtheid materiaal ( $\text{kg/m}^3$ )  
 $\xi$  = brekerparameter (-)  
 $L_{wi}$  = golflengte (m)  
 $\alpha$  = taludhoek ( $^\circ$ )  
 $\rho$  = dichtheid water ( $\text{kg/m}^3$ )

Het transport van materiaal door interferentiepieken kan worden beschreven met:

$$n_s = 0,022 \cdot \left( \frac{H_i \cdot (\cos \beta)^{0,5} \cdot \xi^{0,5}}{\Delta D_n} \right)^5 \quad (\text{II.112})$$

waarin:

- $n_s$  = aantal getransporteerde stenen bij de passage van een schip (-)

Voor de gevallen dat  $H_i$  samenvalt met de retourstroom zal voor stabiliteit en transportberekeningen gebruik gemaakt moeten worden van de relatie in paragraaf II.2.1. De maatgevende belasting was voor dat geval namelijk vertaald naar een stroomsnelheid (zie vgl (II.63)).

Bij samenvallen van haalgolf en interferentiepieken volgt de belasting uit vgl (II.65). De stabiliteit kan dan worden getoetst met vgl (II.102). In deze situatie volgt het materiaal transport uit:

$$n_s = 0,45 \left( \frac{H_z}{\Delta D_n} \right)^{3,3} \quad (\text{II.113})$$

waarin:

- $H_z$  = golfhoogte bij samenvallen haalgolf en interferentiepieken (m)

Het stabiliteitscriterium voor een belasting door transversale golven kan vastgesteld worden met zowel vgl (II.108) als (II.109) door de term  $H_i \cdot (\cos \beta)^{0,5}$  te vervangen door  $H_z$ .

De stabiliteit van materiaal aangevallen door de frontgolf is niet onderzocht. Aangenomen wordt dat deze niet maatgevend zal zijn.

#### II.2.5 Grenzen van te verdedigen gebied, laagdikte en steengradatie

Te onderscheiden zijn (figuur 14):

- ondergrens van het onderste deel van de verdediging
- ondergrens van het bovenste deel van de verdediging onder SWL
- bovengrens van het bovenste deel van de verdediging boven SWL.

De ondergrens van het onderste deel wordt hoofdzakelijk belast door de retourstroom. Aanbevolen wordt te verdedigen tot een diepte van 2 keer de geladen scheepsdiepgang  $T_s$ .

Voor veel vaarwegen zal dit betekenen, dat verdedigd moet worden tot teen talud.

De ondergrens van het bovenste deel van de verdediging onder SWL wordt bepaald door de aanval van haalgolf en/of interferentiepieken. Met behulp van de volgende relaties kan het laagste niveau van het transport ten opzichte van SWL worden vastgelegd. Dit niveau wordt aangegeven met  $Y'$ .

Voor de haalgolf geldt:

$$\frac{Y'}{D_{50}} = 4,4 \cdot \left( \frac{z_{\max}}{\Delta D_{50}} - 0,3 \cot \alpha \right) \quad (\text{II.114})$$

waarin:

- $Y'$  = verticale afstand tot ongestoorde waterspiegel waar binnen transport optreedt (m)
- $D_{50}$  = karakteristieke steendiameter (m)
- $z_{\max}$  = haalgolfhoogte (m)
- $\Delta$  = relatieve dichtheid breuksteen (-)
- $\alpha$  = taludhoek ( $^\circ$ )

Let hierbij op dat bij de bepaling van  $Y'$  de  $D_{50}$  voor het onderste gedeelte van het talud ingevuld wordt.

Een gereduceerde maar acceptabele ondergrens  $L_0$  kan worden berekend met

$L_0 = 0,5 \text{ à } 1,0 Y'$ , waarbij  $L_0$  afhankelijk is van de positie van de duweenheid in de vaarweg. De relatie geldt voor  $b_w / (0,5 b_w - y - 0,5 mh) = 4,8$  (teen talud vaart,  $b_w$  = breedte vaarweg op de waterspiegel (m),  $y$  = afstand scheepsas - vaarwegas (m),  $m$  = taludhelling (-),  $h$  = waterdiepte (m)).

Voor interferentiepieken geldt:

$$\frac{Y'}{D_{50}} = (10 \tan \alpha + 0,5) \cdot \frac{H_i (\cos \beta)^{0,5}}{\Delta D_{50}} \quad (\text{II.115})$$

waarin:

- Y' = verticale afstand tot ongestoorde waterspiegel waar binnen transport optreedt (m)  
 D<sub>50</sub> = karakteristieke steendiameter (m)  
 H<sub>i</sub> = hoogte van de interferentiepieken (m)  
 Δ = relatieve dichtheid (-)  
 α = taludhoek (°)  
 β = hoek van golfinval (°), β = 55°

Nogmaals wordt opgemerkt dat de toepasbaarheid van de beide vergelijkingen wordt bepaald door de eis, dat het onderste gedeelte van het talud, dat wordt aangevallen door de retourstroom, stabiel moet zijn onder de belasting van haalgolf of interferentiepiek. Dit houdt in dat substitutie van zowel de bekende D<sub>50</sub> van het onderste gedeelte van het talud als de bekende z<sub>max</sub> of H<sub>i</sub> in de desbetreffende vergelijking de ondergrens Y' van het bovenste gedeelte van het talud beneden SWL oplevert.

Praktisch gezien is het transport in geval van interferentiepieken te verwaarlozen beneden de grens L<sub>0</sub> volgens:

$$\frac{L_0}{D_{90}} = 0,24 \cdot \frac{V_s \cdot H_i}{g^{0,5} D_{90}^{1,5}} \quad (\text{II.116})$$

waarbij:

- V<sub>s</sub> = vaarsnelheid (m/s)  
 g = zwaartekrachtversnelling (m/s<sup>2</sup>)  
 D<sub>90</sub> = karakteristieke steendiameter (m), D<sub>90</sub> ≈ (1,6 à 2,0) D<sub>50</sub>  
 (afhankelijk van de steilheid van de zeefkromme)

De bovengrens van het bovenste deel van de verdediging boven SWL wordt bepaald door de golfoploop R ten gevolge van interferentiepieken:

$$R = r_r \cdot R_u \quad (\text{II.117})$$

met:

$$\frac{R_u}{H_i \cdot (\cos \beta)^{0,5}} = 2,0 \xi \quad (\text{II.118})$$

waarin:

- R = werkelijke golfloop (m)
- $R_u$  = golfloop zonder versturende invloeden (m)
- $H_i$  = hoogte interferentiepiek (m)
- $\beta$  = hoek van golfinval ( $^\circ$ ),  $\beta = 55^\circ$
- $\xi$  = brekerparameter (-)
- $r_r$  = invloedsfaktor taludruwheid (-).

Voor  $r_r$  kunnen de volgende waarden worden aangehouden:

- $r_r = 1,0$  glad, gesloten oppervlak
- $r_r = 0,95$  betonblokken, open steenasfalt, grasmat
- $r_r = 0,90$  gezette natuursteen
- $r_r = 0,80$  blokkenmatten
- $r_r = 0,75$  grind
- $r_r = 0,55$  breuksteen.

Voor transversale golven kan een golfloop worden aangehouden gelijk aan:

$$R = 0,5 H_t \quad (\text{II.119})$$

waarin:

$$H_t = \text{hoogte transversale golven (m)}$$

In het geval van een ander kanaal dwarsprofiel dan een trapeziumvormig, bijvoorbeeld een profiel met een berm (zie figuur 13), dan dient in vgl. (II.117) een invloedsfaktor  $r_b$  te worden toegevoegd:

$$r_b = 1 - \frac{b_m}{L_{wi}} \quad (\text{II.120})$$

waarin:

- $r_b$  = invloedsfaktor voor berm (-)
- $b_m$  = bermbreedte (m)
- $L_{wi}$  = golflengte interferentiepieken (m)

Beter is het gebruik te maken van de volgende waarden voor  $r_b$ :

$$\cot \alpha = 3 \quad : \quad r_b = 0,50$$

$$\cot \alpha = 4 \quad : \quad r_b = 0,60$$

$$\cot \alpha = 5 \text{ à } 7 \quad : \quad r_b = 0,75$$

Voor een optimaal funktionerende berm geldt:

$$b_m = 0,25 \cdot L_{wi} \quad \text{voor niet-brekende golven} \quad (\text{II.121})$$

$$b_m = 4 \cdot H_i \quad \text{voor brekende golven}$$

Voor de waterdiepte voor de berm moet daarnaast gelden:

$$h_b < 0,5 H_i \quad (\text{II.122})$$

waarin:

$$h_b = \text{waterdiepte boven berm (m)}$$

$$H_i = \text{golfhoogte interferentiepieken (m)}$$

Als er sprake is van een bakprofiel dan speelt niet de golfoploop een rol, maar de golfreflektie. Een goede schatting ten behoeve van de aanleghoogte van een damwand, kan worden verkregen met:

$$H_{ri} = 1,5 \cdot H_i \quad (\text{II.123})$$

waarin:

$$H_{ri} = \text{gereflekteerde golfhoogte interferentiepieken (m)}$$

Extremen zijn te bepalen met:

$$H_{ri} = (3,4 \cdot F_h + 0,35) \cdot H_i \quad \text{voor } 0,5 < F_h < 0,75 \quad (\text{II.124})$$

waarin:

$$F_h = \text{Froudegetal betrokken op de waterdiepte (-), } F_h = V_s / (gh)^{0,5}$$

Ten aanzien van onderwatertaluds bij bakprofielen en bermen kan een verdediging tegen golfbelastingen achterwege blijven als de lokale waterdiepte groter is dan 1,5 à 2 keer de golfhoogte  $H_i$ . Wel is dan een verdediging vereist tegen retourstroomsnelheden als het talud of de berm tenminste niet lager is gelegen dan het niveau van de som van grootste diepgang en inzinking. Onder dat niveau is een verdedigd talud minder zinvol.

Voor de laagdikte van een toplaag van breuksteen kan een waarde aangehouden worden van 1,5 keer  $D_{50}$  (breuksteen op geotextiel) of 2,0 keer  $D_{50}$  (breuksteen op granulaire filterlaag). Onder gecontroleerde omstandigheden, dat wil zeggen men is er zeker van dat de breuksteen gelijkmatig wordt aangebracht, kan de laatstgenoemde waarde gereduceerd worden tot 1,5 keer  $D_{50}$  (zie ook tabel 2). Uitgedrukt in steenmassa per  $m^2$  betekent een en ander:

$$\text{massa}/m^2 = d \cdot \rho_s (1-n) \quad (\text{II.125})$$

met:

$d$  = laagdikte (m)

$n$  = holtepercentage (-),  $n \approx 0,38$ .

Als richtlijn voor de steengradatie kan worden gehanteerd (zie figuur 20):

$$W_{100} \approx (2 \text{ à } 4) \cdot W_{50} \quad (\text{II.126})$$

$$W_{15} \approx (0,4 \text{ à } 1,0) \cdot W_{50}$$

met:

$W_x$  = massa van een steenstuk dat door  $x\%$  van de steenstukken van een steensortering wordt onderschreden (kg)

#### II.2.6 Overige belastingen

- windgolven

Stabiliteit van de toplaag is gewaarborgd indien geldt:

$$\frac{H_S}{\Delta D_n} \leq 2,25 \cdot \xi^{-0,15} \quad (\xi < 3) \quad (\text{II.127})$$

waarin:

$H_S$  = significante golfhoogte (m)

$\xi$  = brekerparameter (-),  $\xi = \tan \alpha \cdot (H_S/L_W)^{-0,15}$

$\Delta$  = relatieve dichtheid (-)

$D_n$  = nominale steendiameter (m)



Een meer geavanceerde formule luidt [18], [19]:

$$\frac{H_S}{\Delta D_n} \leq 6,2 p^{0,18} \cdot \left(\frac{S^2}{N}\right)^{0,1} \cdot \xi^{-0,5} \quad \text{voor } \xi < 2,5 \text{ à } 3,5 \quad (\text{II.128})$$

waarin:

- p = permeabiliteit (-)
- S = schadeniveau (-),  $S = A/D_n^2$
- N = aantal golven (-)
- A = oppervlak erosieprofiel (m<sup>2</sup>)

In de meeste gevallen zal er bij oevers sprake zijn van een ondoorlatende kern, wat inhoudt dat p gelijk is aan 0,1. Als een schadeniveau van S = 2 wordt aangenomen (begin van het ontstaan van schade) en wordt uitgegaan van 3000 golven, dan volgt:

$$\frac{H_S}{\Delta D_n} \leq 2,1 \cdot \xi^{-0,5} \quad (\text{II.129})$$

Vastgesteld kan dan worden dat de vgl (II.127) en (II.129) een grote overeenkomst vertonen.

- stroming

Hierbij kan gebruik worden gemaakt van de in paragraaf II.2.1 gegeven formules voor de aanval van de retourstroom, met  $u_c$  gesubstitueerd in plaats van  $u_c \hat{u}_r$  ( $u_c$  = stroomsnelheid door natuurlijk stroming in de vaarweg (m/s)). Een andere stabiliteitsformule is (zie ook figuur 17 [10]):

$$u_c \leq u_{cr}$$

met:

$$u_{cr} = B \cdot (g \Delta D_{50} \cdot k \cdot \psi)^{0,5} \cdot \left(\frac{h}{D_{50}}\right)^{0,1} \quad (\text{II.130})$$

waarin:

- $u_{cr}$  = critieke stroomsnelheid (m/s)
- B = coëfficiënt (-)
- g = versnelling zwaartekracht (m/s<sup>2</sup>)
- $\Delta$  = relatieve dichtheid (-)
- $D_{50}$  = karakteristieke steendiameter (m)
- k = taludfaktor (-)
- $\psi$  = schuifspanningsparameter (-)
- h = waterdiepte (m)

Voor de coëfficiënt B kunnen de volgende waarden worden gehanteerd:

B = 5 à 6 sterke turbulentie

B = 7 à 8 normale turbulentie (uniforme stroming over ruw oppervlak)

B = 8 à 10 geringe turbulentie (uniforme stroming over glad oppervlak)

Vgl. (II.130) kan worden toegepast voor materiaal diameters groter dan 1mm.

Voor kleinere waarden kan voor  $u_{cr}$  worden aangehouden een waarde van 0,5 m/s.

• golfoploop

De golfoploop R als gevolg van windgolven kan uit de volgende betrekkingen worden bepaald:

$$R = r_r \cdot r_b \cdot r_\beta \cdot R_u \quad (\text{II.131})$$

met:

$$\frac{R_u}{H_s} = 1,75 \xi \quad \text{voor } \xi < 2,5 \quad (\text{II.132})$$

$$\frac{R_u}{H_s} = 3,5 \quad \text{voor } \xi \geq 2,5$$

waarin:

R = werkelijke golfoploop (m)

$R_u$  = golfoploop zonder invloed berm, ruwheid talud en  
schuine inval golven (m)

$r_r$  = invloedsfaktor voor ruwheid talud (-)

$r_b$  = invloedsfaktor voor berm (-)

$r_\beta$  = invloedsfaktor voor schuinvallende windgolven (-)

$H_s$  = significante windgolfhoogte (m)

$\xi$  = breker parameter (-)

Voor de invloedsfactoren  $r_r$  en  $r_b$  wordt verwezen naar paragraaf II.2.5. De invloedsfaktor  $r_\beta$  voor de situatie van schuinvallende windgolven volgt uit:

$$r_\beta = \cos (\beta - 10^\circ) \quad \text{voor } \beta < 65^\circ \quad (\text{II.133})$$

met:

$\beta$  = hoek van golfinval ( $^\circ$ )

De waarde  $R_u$  wordt door ca. 2% van de golven overschreden.

Windgolven kunnen ook de ondergrens bepalen van het bovenste deel van de verdediging onder SWL via de golfneerloop:

$$\frac{R_d}{H_s} = 0,8 \cdot \xi + 0,5 \quad \text{voor } \xi < 2,5 \quad (\text{II.134})$$

$$\frac{R_d}{H_s} = 2,5 \quad \text{voor } \xi \geq 2,5$$

waarin:

$$R_d = \text{golfneerloop (m)}$$

### II.2.7 Granulaire filterlagen

Conservatieve ontwerpregels zijn gebaseerd op geometrische zanddichtheid. De hydraulische belasting speelt hierbij geen rol. De te gebruiken formules zijn (zie ook figuren 22 en 23, [28]):

#### zanddichtheid

$$D_{50f}/D_{50b} < 3 \text{ (cyclische belasting) } \text{ à } 5 \text{ (stationaire belasting)} \quad (\text{II.135})$$

$$D_{15f}/D_{85b} < 5 \text{ (gegradeerd filtermateriaal)}$$

#### waterdoorlatendheid

$$D_{15f}/D_{15b} > 4 \text{ à } 5 \quad (\text{II.136})$$

#### interne stabiliteit filtermateriaal

$$D_{60f}/D_{10f} < 10 \quad (\text{II.137})$$

Beperkte migratie van filtermateriaal kan ontstaan voor waarden van 10 à 20.

#### voorkomen kans op ontmenging

$$D_{50f}/D_{50b} < 25 \quad (\text{II.138})$$

In het bovenstaande zijn:

$D_{xb}$  = karakteristieke diameter van basismateriaal onderschreden door x% van het materiaal (m)

$D_{xf}$  = karakteristieke diameter van filtermateriaal onderschreden door x% van het materiaal (m)

De laagdikte  $d$  van een granulaire filterlaag dient te voldoen aan de volgende voorwaarden:

$$d \geq 0,10 \text{ m} \quad \text{voor grof zand} \quad (\text{II.139})$$

$$d \geq 0,20 \text{ m} \quad \text{voor grind}$$

$$d \geq (2 \text{ à } 3) D_{50f} \quad \text{voor grovere filtermaterialen dan grind}$$

Minder conservatieve regels houden rekening met de optredende hydraulische belasting. Voor de desbetreffende relaties wordt verwezen naar [29] [34] en de hieraan ontleende ontwerpgrafieken (zie figuur 24).

### II.2.8 Geotextielen

Evenals bij granulaire filters zijn ook bij geotextielen te onderscheiden ontwerpregels gebaseerd op conservatieve eisen en gebaseerd op de hydraulische belasting.

Zeer conservatieve regels ten aanzien van zanddichtheid zijn:

$$O_{90}/D_{90b} \leq 1,0 \quad \text{voor stationaire stromingsomstandigheden} \quad (\text{II.140})$$

(bandweefsel, matten, gazen, doeken)

$$Q_{90}/D_{90b} \leq 1,8 \quad \text{voor stationaire stromingsomstandigheden (vliezen)}$$

$$O_{98}/D_{15b} \leq 1,0 \quad \text{voor cyclische stromingsomstandigheden}$$

$$O_{98}/D_{85b} \leq 1,0 \quad \text{voor cyclische stromingsomstandigheden waarbij een natuurlijk filter wordt opgebouwd.}$$

waarin:

$O_x$  = karakteristieke opening van geotextiel die door  $x\%$  van de openingen wordt onderschreden (m)

$D_{xb}$  = karakteristieke diameter van basismateriaal onderschreden door  $x\%$  van het materiaal (m)

Meer praktische en iets minder conservatieve regels, waarbij niet altijd meer sprake is van geometrische zanddichtheid, luiden:

$O_{90}/D_{90b} \leq 2,0$  voor stationaire stromingsomstandigheden (II.141)

$O_{98}/D_{15b} \leq 1,5$  voor cyclische stromingsomstandigheden waarbij geen natuurlijk filter wordt opgebouwd (niet geometrisch zanddicht, maar gevolgen acceptabel).

$O_{98}/D_{85b} \leq 2,0$  voor cyclische stromingsomstandigheden waarbij een natuurlijk filter wordt opgebouwd.

Wat betreft de waterdoorlatendheid van geotextielen zijn praktische criteria:

$k_f > 2.k_b$  voor uniform bodemmateriaal (II.142)

$k_f > 5.k_b$  voor gegradeerd bodemmateriaal

met:

$k_b$  = doorlatendheidscoëfficiënt basismateriaal (m/s)

$k_f$  = doorlatendheidscoëfficiënt filtermateriaal (m/s)

Een betere benadering is te eisen dat in het filtermateriaal de gradient kleiner is dan die in het basismateriaal. Hierbij kan de volgende formule worden gebruikt [27]:

$$\Delta h_g < i_b \cdot T_g \quad (\text{II.143})$$

waarin:

$\Delta h_g$  = verval over geotextiel (m)

$i_b$  = verhang in basismateriaal (-)

$T_g$  = dikte geotextiel (m)

Voor dimensioneringsregels die rekening houden met de hydraulisch belasting wordt verwezen naar [30].

Naast bovengenoemde hydraulische eisen dienen aan geotextielen ook duurzaamheidseisen (weerstand tegen UV-licht, chemische stabiliteit) en sterkte-eisen (treksterkte, elasticiteit) te worden gesteld.

Tenslotte is het belangrijk dat een geotextiel goed aansluit op de basislaag. Beschadiging van een geotextiel door het opbrengen van een toplaag kan worden voorkomen door het aanbrengen van een vlijlaag.

## II.3 Dimensioneringsaspecten bij een gezette steenconstructie

Golven zijn voor gezette steen constructies maatgevend. De dikte van de stenen kan worden berekend met black-box formules, empirische relaties en meer geavanceerde benaderingen (zie ook [10] [23] [34]).

### II.3.1 Black-box formules en empirische relaties

Een globale benadering luidt:

$$\frac{H}{\Delta D} \leq \frac{\cos \alpha}{c} \quad (\text{II.144})$$

met

- c = 0,25 à 0,30 voor windgolven (losgeplaatste blokken op zand)
- c = 0,20 à 0,25 voor scheepsgolven (losgeplaatste blokken op zand)
- c = 0,15 à 0,20 voor wind- en scheepsgolven (ingekleurde blokken).

waarin:

- H = golfhoogte (algemeen) (m)
- D = dikte gezette steen elementen (m)
- $\Delta$  = relatieve dichtheid (-)
- $\alpha$  = taludhoek ( $^{\circ}$ )

Een betere benadering is:

$$\frac{H \cdot \xi^{0.5}}{\Delta D} \leq \phi_1 \quad (\cos \alpha \geq 2, \xi < 3) \quad (\text{II.145})$$

waarin:

- $\xi$  = brekerparameter (-),  $\xi = \tan \alpha \cdot (H/L_w)^{-0.5}$
- $L_w$  = golflengte (algemeen) (m)
- $\phi_1$  = stabiliteitscoëfficiënt (-)

In figuur 34 zijn voor  $\phi_1$  afhankelijk van  $\xi$  waarden gegeven voor verschillende typen gezette steen constructies. Voor H moet in de formule worden ingevuld  $H_s$  (windgolven) of  $H_i(\cos \beta)^{0.5}$ ,  $z_{\max}$  of  $\hat{\Delta}h_f$  (scheepsgolven). In het geval van scheepsgolven mag de waarde van  $H/\Delta D$  met 25% worden verhoogd vanwege het geringe aantal golven ten opzichte van windgolven.

Recent onderzoek heeft uitgewezen dat bij losse blokken op een granulaire laag, beter de volgende black-box formule kan worden toegepast:

$$\frac{H \cdot \xi}{\Delta D} \leq \phi_1 \quad (\cos \alpha \geq 2, 1 \leq \xi \leq 5) \quad (\text{II.146})$$

met

$\phi_1 = 3,5$  voor relatief minder doorlatende toplagen (dichte blokken)

$\phi_1 = 4,0$  voor relatief doorlatende toplagen (open blokken met 5 à 20% open ruimte).

De empirische relaties gaan uit van de vergelijking:

$$\frac{\Delta p_i}{\Delta D} \geq \rho g \cos \alpha \quad (\text{II.147})$$

met

$$\Delta p_i = a \cdot g \cdot \rho \cdot H \quad (\text{II.148})$$

waarin:

$\Delta p_i$  = opwaarts gerichte verschuldruk (algemeen) (N/m<sup>2</sup>)

$\rho$  = dichtheid water (kg/m<sup>3</sup>)

$g$  = versnelling zwaartekracht (m/s<sup>2</sup>)

$H$  = golfhoogte (algemeen) (m)

$\alpha$  = taludhoek (°)

$a$  = coëfficiënt (-)

Voor  $\Delta p_i$  dient ingevuld te worden het maximum van  $\Delta p_{st}$  of  $\Delta p_m$  ( $\Delta p_{st}$  = opwaarts gerichte verschuldruk over gezette steen,  $\Delta p_m$  = opwaarts gerichte verschuldruk onder geotextiel over dikte geotextiel en gezette steen). De waarde van  $H$  is gelijk aan  $H_i$  in geval van sleepboten en dergelijke bij de berekening van  $\Delta p_{st}$  en voorts altijd gelijk aan  $\hat{\Delta} h_f$ .

Waarden voor  $a$  zijn gegeven in figuur 35. Als wordt gerekend met  $\Delta p_m$  dan dienen de waarden voor  $a$  van  $\Delta p_{st}$  en  $\Delta p_f$  ( $\Delta p_f$  = opwaarts gerichte verschuldruk onder geotextiel over dikte geotextiel) te worden gesommeerd, waarbij voor  $a$  een maximum geldt van 1,0. Bij de duwboot treden  $\Delta p_{st}$  en  $\Delta p_f$  simultaan op in de frontgolf, hetgeen bij een sleepboot niet het geval is.

De vgl. (II.147) en (II.148) zijn afgeleid voor grote duwvaartkanalen en gelden voor blokken niet verbonden aan een geotextiel. Is dit wel het geval (blokkenmat), dan dient altijd te worden gerekend met  $\Delta p_m$ .

Wat betreft de dikte van gezette steen constructies, worden de volgende waarden aanbevolen:

$$D \geq 0,10 \text{ m} \quad \text{losse gezette stenen} \quad (\text{II.149})$$

$$D \geq 0,08 \text{ m} \quad \text{blokkenmatten.}$$

met

$$D = \text{dikte van gezette steen elementen (m)}$$

### II.3.2 Analytische en mathematische stabiliteitsbepaling

De in paragraaf II.3.1 gegeven relaties leiden alle tot een overdimensionering van de gezette steen constructie. Door rekening te houden met de doorlatendheden van bekleding en ondergrond kan een nauwkeuriger berekening van de steendikte worden uitgevoerd. Hiertoe is onder andere beschikbaar het mathematische model STEENZET van Grondmechanica Delft (zie [15]). Analytische benaderingen gaan uit van de relatie:

$$\Delta(\phi_{\max}) \leq \gamma \cdot \Delta(\phi_{\text{eg}}) \quad (\text{II.150})$$

met

$$\Delta(\phi_{\text{eg}}) = \Delta D \cos \alpha \quad (\text{II.151})$$

waarin:

$\gamma$  = vergrotingsfactor voor additionele sterkte componenten (-)

$\Delta(\phi_{\max})$  = maximale stijghoogte verschil over de toplaag (m)

$\Delta(\phi_{\text{eg}})$  = stijghoogteverschil dat juist zwaartekracht compenseert (m)

De verschilddruk over de toplaag  $\Delta(\phi_{\max})$  voor verhangen evenwijdig aan het talud als gevolg van loodrecht invallende golven kan daarbij worden berekend voor laagfrequentie waterspiegelvariaties ( $T > 10$  à  $20$  s, haalgolf en frontgolf met  $T =$  golfperiode (s)) en hoogfrequentie waterspiegelvariaties ( $T < 10$  s, wind- en scheepsgolven).

Voor laagfrequentie waterspiegelvariaties is door Sellmeyer [22] een relatie afgeleid en voor zowel laag- als hoogfrequentie waterspiegelvariaties is door Wolsink [15], [21] een formule gegeven.



### APPENDIX III

Checklists ten behoeve van het ontwerp van een stabiele oeeververdediging  
in een vaarweg met een trapeziumvormig dwarsprofiel

III.1 Checklist ten behoeve van het ontwerp van een stabiele oeververdediging in een trapeziumvormig vaarwegdwarsprofiel bestaande uit een toplaag van breuksteen

	parameter
1. Informatie met betrekking tot de vaarweg:	
- breedte op de waterspiegel	$b_w$
- bodembreedte	$b_b$
- taludhelling	$m$
- waterdiepte	$h$
2. Informatie met betrekking tot scheepsgeometrie:	
- scheepslengte	$L_S$
- scheepsdiepgang	$T_S$
- scheepsbreedte	$B_S$
- waterverplaatsing	$V$
- blokcoëfficiënt	$C_B$
3. Informatie met betrekking tot geïnstalleerde motorvermogen en schroefparameters:	
- vermogen	$P_S$
- aantal schroeven	-
- rendement	$\eta_T$
- schroefdiameter	$D_p$
4. Informatie ten aanzien van positie van het schip in de vaarweg (afstand scheepsas tot as vaarweg)	$y$
5. Bepaling scheepssnelheid	
- grenssnelheid	$V_L$
- scheepssnelheid (gegeven, wettelijk opgelegd of berekend)	$V_S$
6. Bepaling van retourstroom en waterspiegeldaling.	
- Bereken gemiddelde retourstroom en spiegeldaling	$\bar{u}_r, \bar{\Delta h}$
- Bereken extremen van retourstroom en spiegeldaling	$\hat{u}_r, \hat{\Delta h}$

7. Bepaling van de haalgolf boven talud
- Bereken de grootte van de haalgolf  $z_{\max}$
  - Bereken het maximale verhang  $i_{\max}$
  - Bereken het gemiddelde verhang  $i_{\text{gem}}$
8. Bepaling van de frontgolf
- Bereken frontgolfhoogte  $\hat{\Delta h}_f$
  - Bereken steilheid van frontgolf  $i_f$
9. Bepaling van de interferentiepieken
- Bereken hoogte van interferentiepiek  $H_i$
  - Bereken golflengte  $L_{wi}$
  - Bereken golfperiode  $T_i$
10. Bepaling van transversale golven
- Bereken hoogte van transversale golf  $H_t$
  - Bereken golflengte  $L_{wt}$
  - Bereken golfperiode  $T_t$
11. Bepaling van schroefstraal
- Bereken  $u_{x,r}$  bij stilliggende en manoeuvrerende schepen  $u_{x,r}$
12. Bepaling maatgevende steendiameter onderste deel van de verdediging
- Bereken steendiameter ten gevolge van de retourstroom
  - Bereken steendiameter ten gevolge van de schroefstraal
  - Bereken steendiameter ten gevolge van samenvallen retourstroom en interferentiepieken
  - Bepaal maximale waarde uit berekende steendiameters  $D_{50}$
13. Bepaling maatgevende steendiameter bovenste deel van de verdediging onder SWL
- Bereken steendiameter ten gevolge van haalgolf
  - Bereken steendiameter ten gevolge van interferentiepieken
  - Bereken steendiameter ten gevolge van transversale golven
  - Bereken steendiameter ten gevolge van samenvallen van haalgolf en interferentiepieken
  - Bepaal maximale waarde uit berekende steendiameters  $D_{50}$

14. Bepaling maatgevende steendiameter bovenste deel van de verdediging boven SWL
- Bereken steendiameter ten gevolge van interferentiepieken
  - Bereken steendiameter ten gevolge van transversale golven
  - Bepaal maximale waarde uit berekende steendiameters  $D_{50}$
15. Bepaling ondergrens bovenste deel van de verdediging onder SWL
- Bereken ondergrens bij haalgolf
  - Bereken ondergrens bij interferentiepieken
  - Bepaal maximale waarde  $Y'$
16. Bepaling bovengrens bovenste deel van de verdediging boven SWL
- Bereken golfoploop ten gevolge interferentiepieken  $R$
17. Bepaling van laagdikte van de toplaag voor de verschillende delen van de verdediging  $d$
18. Bepaling van granulair filter of geotextiel
- Bereken karakteristieke steendiameters granulair filter, of  $D_{15f}, D_{50f}$
  - Bereken karakteristieke openingsgrootte geotextiel  $O_{90}, O_{98}$
  - Bepaal laagdikte granulair filter  $d$
19. Ontwerp overgangsconstructies

III.2 Checklist ten behoeve van het ontwerp van een stabiele oeververdediging in een trapeziumvormig vaarwegdwarsprofiel bestaande uit een toplaag van gezette steen

1. Informatie met betrekking tot vaarweg, scheepsgeometrie, voortstuwing en positie van schip in de vaarweg: zie punten 1 t/m 4 van paragraaf III.1.
2. Bepaling sloopssnelheid:
  - grenssnelheid  $V_L$
  - sloopssnelheid (gegeven, wettelijk opgelegd of berekend)  $V_S$
3. Bepaling externe belastingen:
  - haalgolfhoogte (punt 7 paragraaf III.1)  $z_{\max}$
  - hoogte frontgolf (punt 8 paragraaf III.1)  $\Delta h_f$
  - hoogte interferentiepieken (punt 9 paragraaf III.1)  $H_i$
4. Kies berekeningsmethode:
  - black-box methode: ga verder bij punt 5
  - empirische methode (alleen voor duwvaartkanalen): ga verder bij punt 6
  - analytische methode: ga verder bij punt 7
  - mathematische methode: ga verder bij punt 8
5. Bepaling blokdikte met black-box methode
  - Bepaal waarde stabiliteitscoëfficiënt  $\phi_1$
  - Bereken blokdikte  $D$
  - Ga verder bij punt 9
6. Bepaling blokdikte met empirische methode in geval van grote duwvaartkanalen
  - Bepaal opwaartse druk  $\Delta p_i$
  - Bepaal waarde coëfficiënt  $a$
  - Bereken blokdikte  $D$
  - Ga verder bij punt 9
7. Bepaling blokdikte met analytische methode
  - Bepaal maximale stijghoogteverschil over toplaag  $\Delta(\phi_{\max})$
  - Bepaal vergrotingsfaktor  $\gamma$
  - Bereken blokdikte  $D$
  - Ga verder bij punt 9

8. Bepaling blokdikte met mathematische methode STEENZET
  - Bepaal externe drukken op talud als functie van locatie en tijd
  - Bepaal interne belastingen
  - Bereken blokdikte
  - Ga verder bij punt 9
  
9. Bepaling ondergrens en bovengrens bovenste deel van de verdediging respectievelijk onder en boven SWL: zie punten 15 en 16 van paragraaf III.1
  
10. Bepaling van granulair filter of geotextiel: zie punt 18 van paragraaf III.1
  
11. Ontwerp overgangsconstructies.

D

APPENDIX IV

Stroomschema voor de bepaling van de retourstroom en de  
waterspiegeldaling voor duweenheden en  
conventionele motorschepen

## Symbolen

$A_c$	=	natte oppervlak totale kanaaldwarsdoorsnede ( $m^2$ )
$A'_c$	=	natte oppervlak gedeelte kanaaldwarsdoorsnede tussen scheepsas en oever waar belasting moet worden bepaald ( $m^2$ )
$A_{cI}$	=	gereduceerd natte oppervlak kanaaldwarsdoorsnede zodanig dat gerekend kan worden met $y = 0$ (alleen mogelijk als $y > 0$ in oorspronkelijke situatie) ( $m^2$ )
$A_M$	=	natte gedeelte grootspantoppervlak schip ( $m^2$ )
$B_S$	=	scheepsbreedte (m)
$b_w$	=	breedte vaarweg op de waterspiegel (m)
$L_S$	=	scheepslengte (m)
$T_S$	=	scheepsdiepgang (m)
$\hat{u}_r, \hat{\Delta h}$	=	maximale retourstroom en waterspiegeldaling nabij de oever (m/s)
$\bar{u}_r, \bar{\Delta h}$	=	gemiddelde retourstroom en waterspiegeldaling tussen schip en oever bij middenvaart ( $y=0$ ) (m/s)
$\bar{u}_{r,ex}, \bar{\Delta h}_{ex}$	=	gemiddelde retourstroom en waterspiegeldaling tussen schip en oever bij uit de as varen ( $y \neq 0$ ) (m/s)
$y$	=	afstand as vaarweg- scheepsas (m)

## Rekenmethoden

duwstel	I (nauwkeurig):	methode Schijf met $\alpha_s = 1$
	II (veilig)	: methode Schijf met $\alpha_s = \text{var}$
motorschip	I (nauwkeurig):	methode Bouwmeester
	II (veilig)	: methode Schijf met $\alpha_s = \text{var}$

N.B.  $\alpha_s$  is korrektiecoëfficiënt om driedimensionale effecten in de waterbeweging te compenseren.



## Formules

$$\text{vgl. (1)} : \hat{u}_r = (1,5 - 1,0 \cdot \frac{A'_c}{A_c}) \cdot \bar{u}_r$$

$$\text{vgl. (2)} : \hat{\Delta h} = (2,0 - 2,0 \frac{A'_c}{A_c}) \bar{\Delta h}$$

$$\text{vgl. (3)} : \hat{u}_r = (2,5 - 3,0 \frac{A'_c}{A_c}) \bar{u}_r$$

$$\text{vgl. (4)} : \hat{\Delta h} = (3,0 - 4,0 \frac{A'_c}{A_c}) \bar{\Delta h}$$

$$\text{vgl. (5)} : \hat{u}_r = (2,25 \cdot \frac{y}{b_w} + 1,25) \bar{u}_r$$

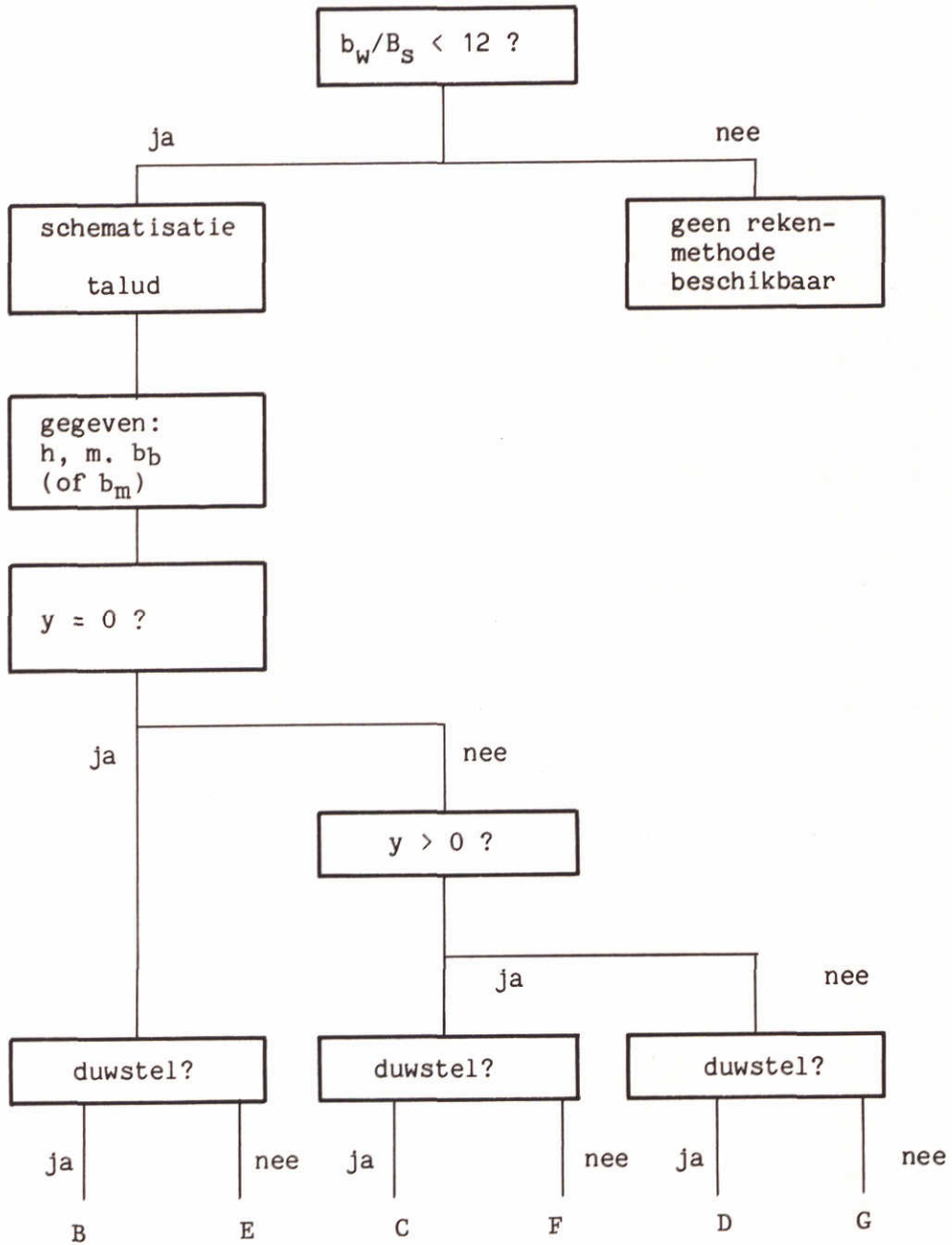
$$\text{vgl. (6)} : \hat{\Delta h} = (2,40 \cdot \frac{y}{b_w} + 1,40) \bar{\Delta h}$$

$$A_{cI} = A_c [1 - c (0,5 - \frac{A'_c}{A_c})]$$

met  $c = 0,032 (\frac{A_c}{A_M}) + 0,156$  (eis :  $c < 2$  en  $A_c/A_M = 4$  à  $32$ )

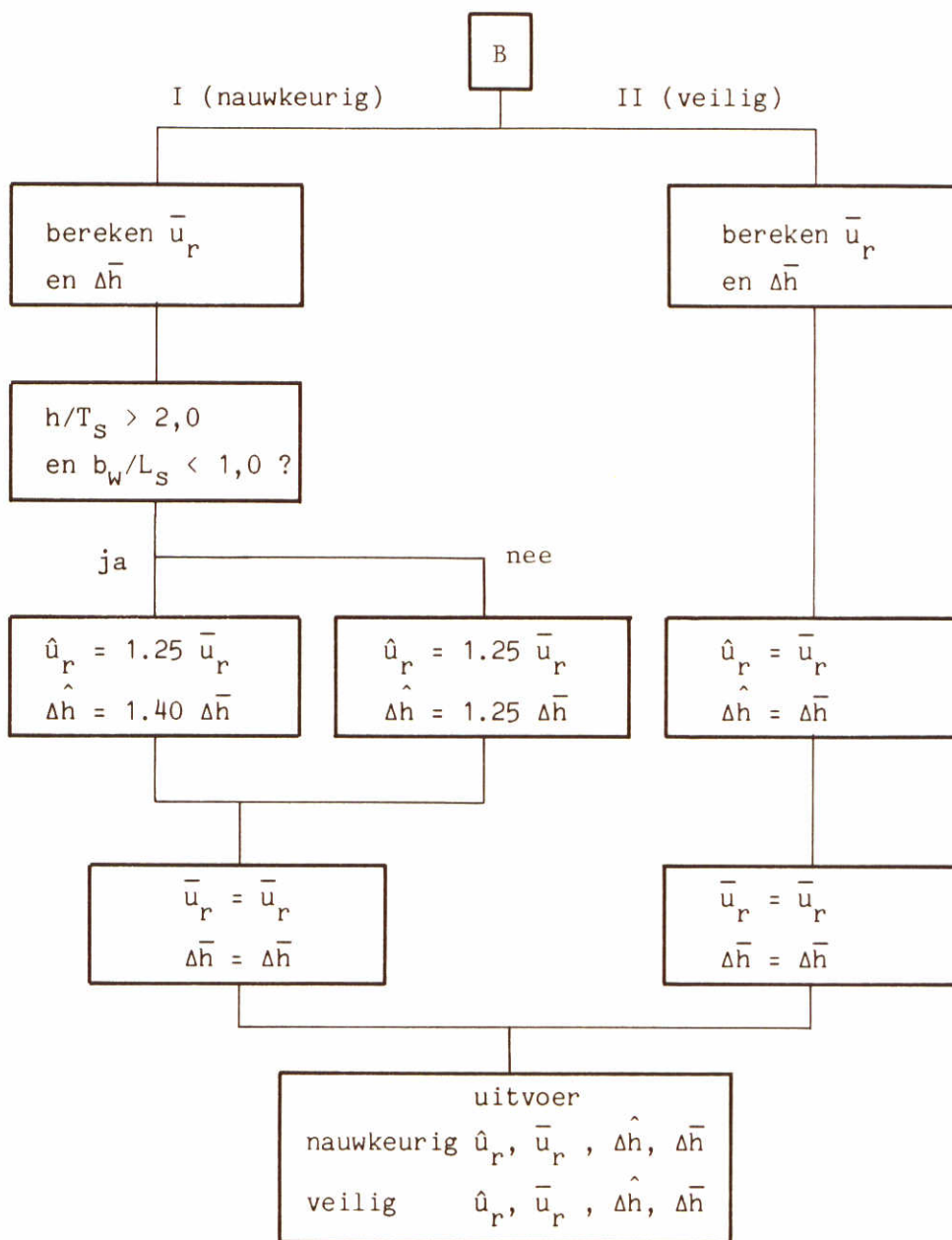
$$A_M = B_s \cdot T_s.$$

HOOFDSHEMA



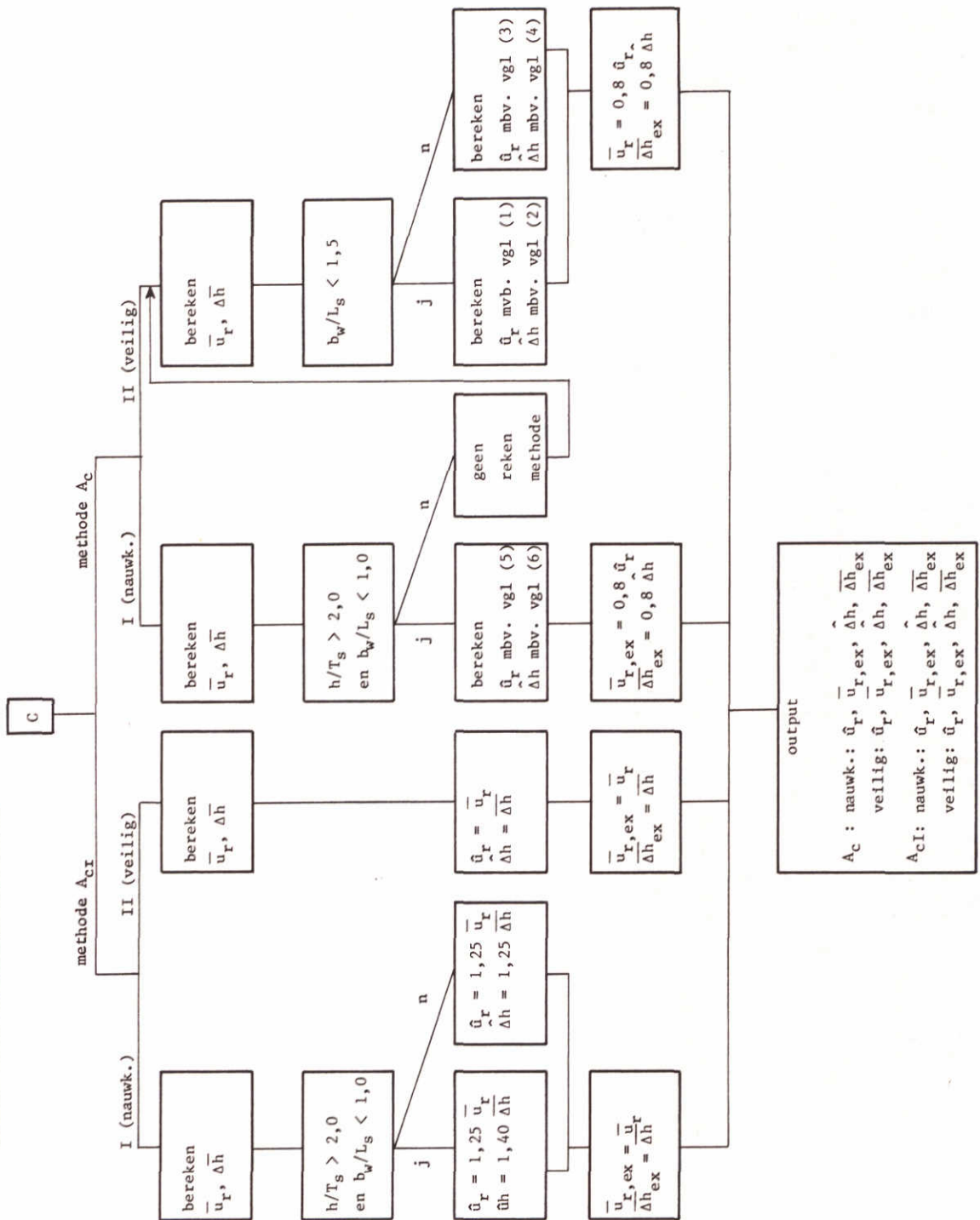
STROOMSCHEMA VOOR BEREKENING  $\hat{U}_r$  EN  $\hat{\Delta}_h$

B. Berekening extreme retourstroomsnelheid en waterspiegeldaling voor een duwstel bij middenvaart ( $y=0$ )



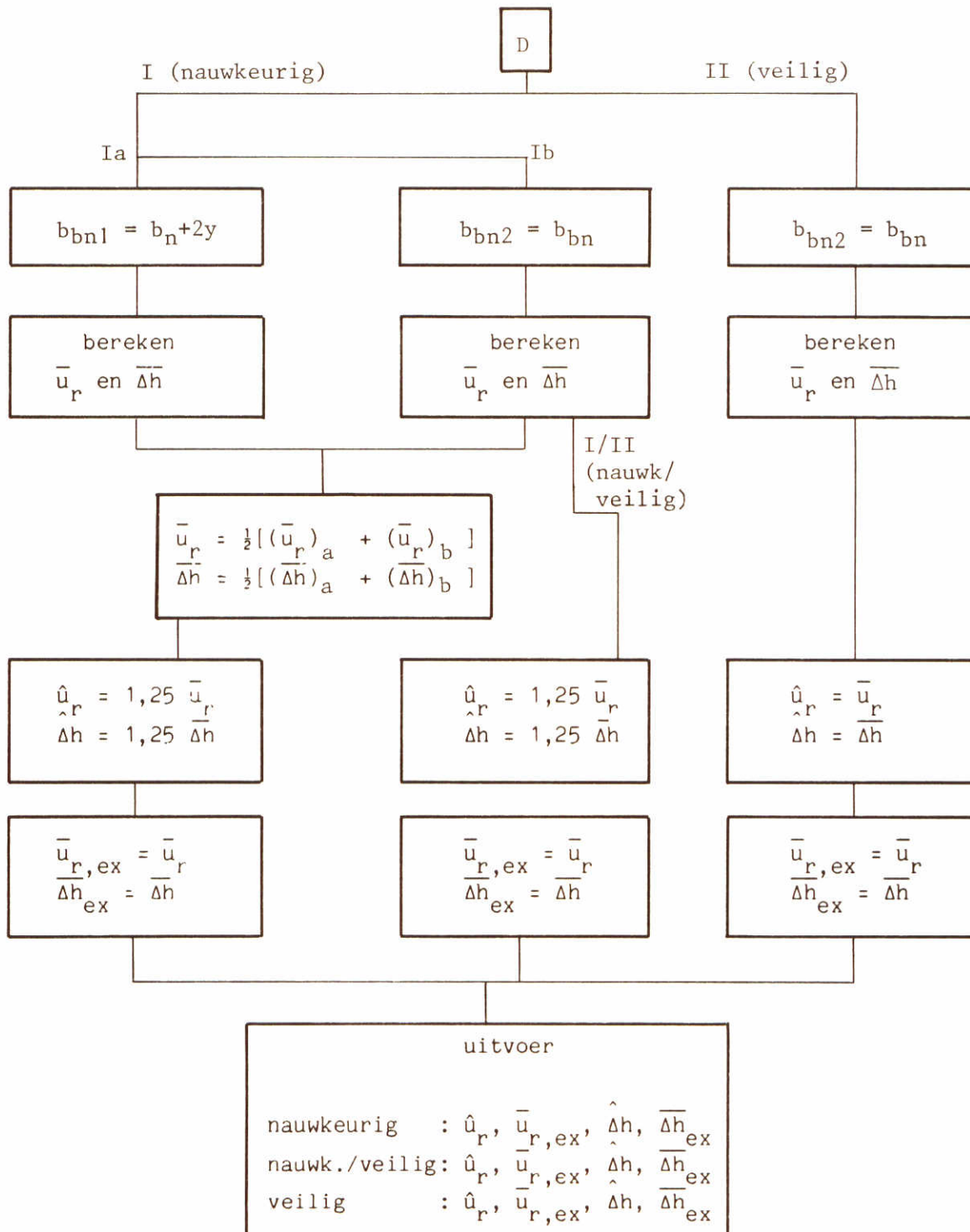
STROOMSCHEMA VOOR BEREKENING  $\hat{U}_r$  EN  $\hat{\Delta}h$

C. Berekening extreme retourstroomsnelheid en waterspiegeldaling voor een duwstel bij excentrisch varen ( $y > 0$ )



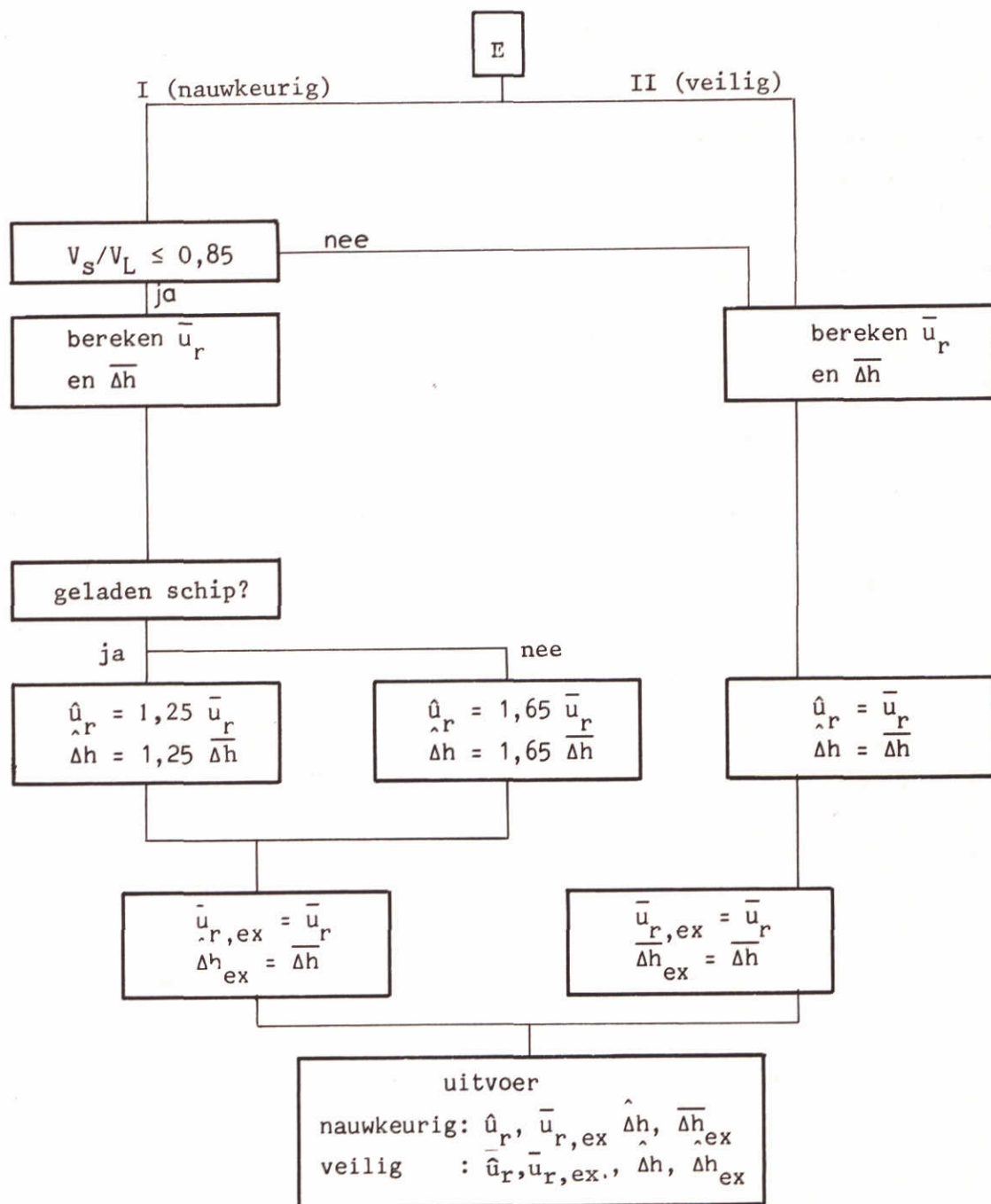
STROOMSCHEMA VOOR BEREKENING  $\hat{u}_r$  EN  $\Delta \hat{h}$

D. Berekening extreme retourstroomsnelheid en waterspiegeldaling voor een duwstel bij excentrisch varen ( $y < 0$ )



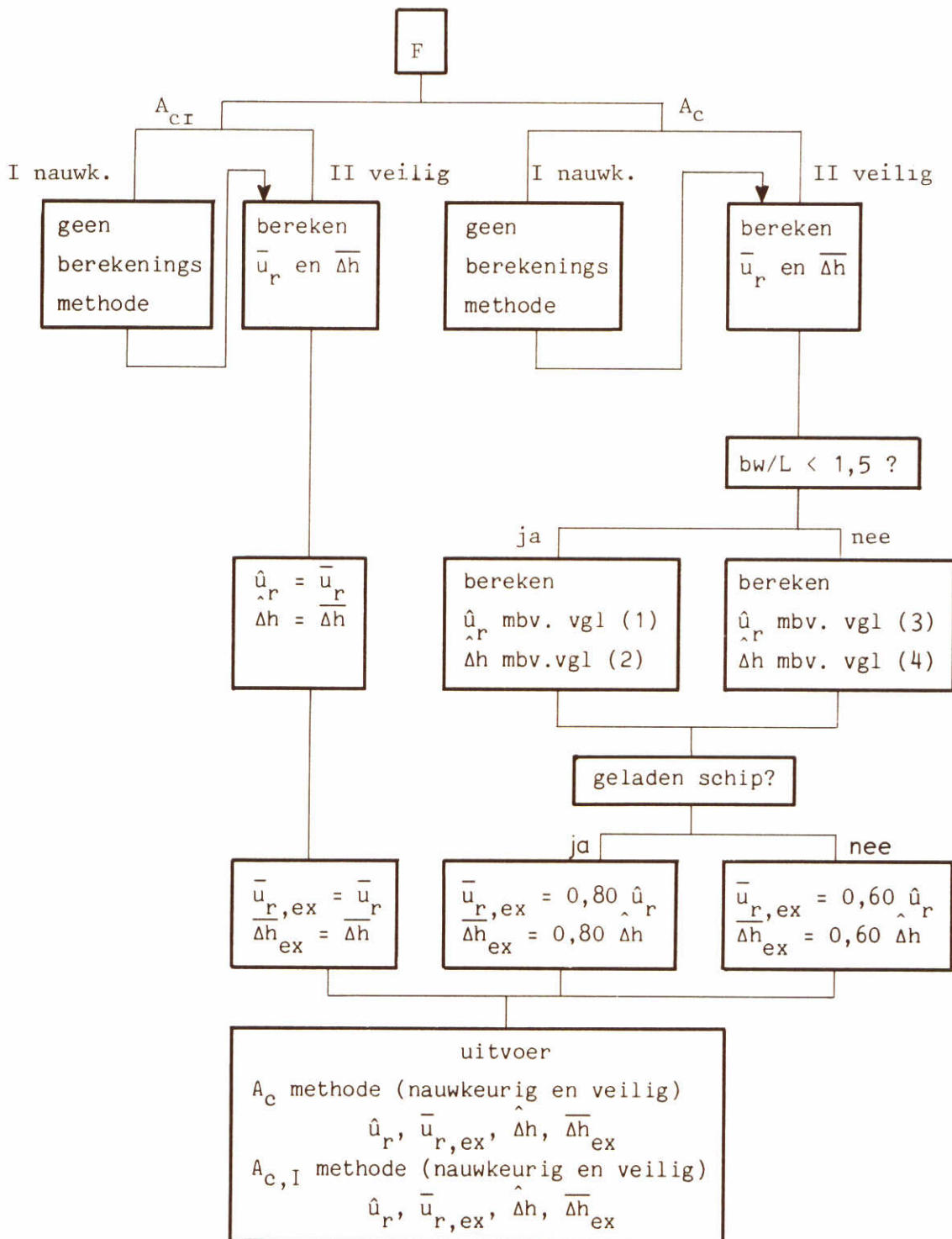
STROOMSCHEMA VOOR BEREKENING  $\hat{u}_r$  EN  $\hat{\Delta h}$

E. Berekening extreme retourstroomsnelheid en waterspiegeldaling voor een motorschip bij middenvaart ( $y=0$ )



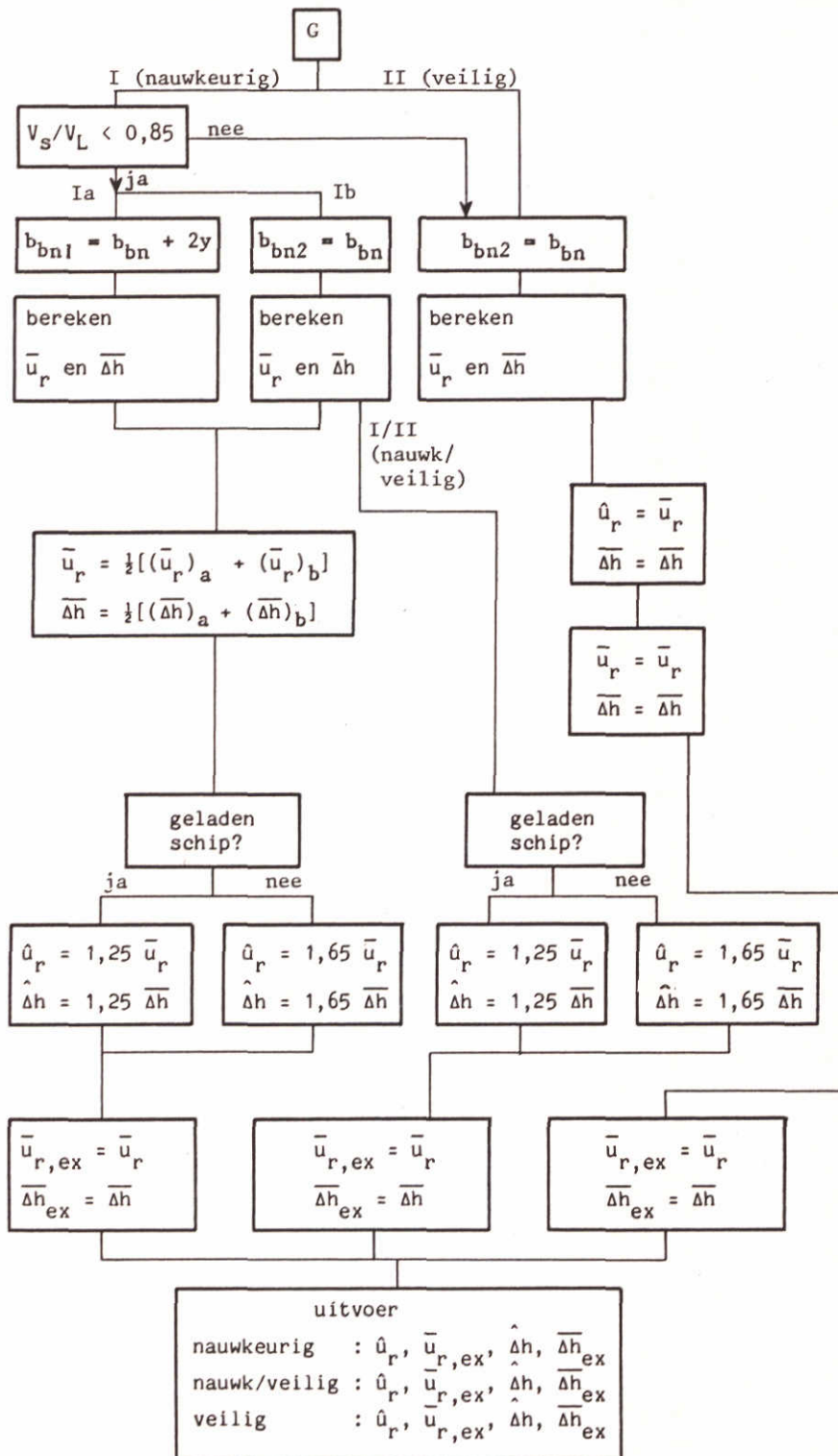
STROOMSCHEMA VOOR BEREKENING  $\hat{u}_r$  EN  $\hat{\Delta h}$

F. Berekening extreme retourstroomsnelheid en waterspiegeldaling voor een motorschip bij excentrisch varen ( $y > 0$ )



STROOMSCHEMA VOOR BEREKENING  $\hat{u}_r$  EN  $\hat{\Delta h}$

G. Berekening extreme retourstroomsnelheid en waterspiegeldaling voor een motorschip bij excentrisch varen ( $y < 0$ )



STROOMSCHEMA VOOR BEREKENING  $\hat{u}_r$  EN  $\hat{\Delta h}$



APPENDIX V

Tot op heden verricht onderzoek en hierbij  
betrokken personen en instanties

## V.1 Tot op heden verricht onderzoek

In deze paragraaf wordt een overzicht gegeven van de in het kader van M 1115 verschenen rapporten en publicaties.

In paragraaf V.2 worden de rapporten kort toegelicht.

### Overzicht van verslagen van het onderzoek M 1115

Deelnr.	Titel.	verschenen in:
Ia	Schelde-Rijnverbinding, tekst en foto's	dec. '74
Ib	Schelde-Rijnverbinding, figuren, tabellen en aanhangsels	dec. '74
II	Opzet systematisch onderzoek	okt. '77
IIIa	Opzet fysisch modelonderzoek	juni '85
IIIb	Opzet fysisch schaalmodel waterbeweging door scheepvaart. Schaaleffecten	dec. '84
IV	Systematische meetserie waterbeweging door drie typen binnenvaartschepen	feb. '87
Va	Voorspelling van waterspiegeldaling, inzinking en vertrimming bij schepen op beperkt water	jan. '85
Vb	WAQUA berekeningen voor scheepsgeïnduceerde waterbeweging in een kanaal	dec. '88
VI	Sekundaire scheepsgolven en hun effect op de stabiliteit van taludbekledingen	juni '86
VII en Xa	Schroefstralen en de stabiliteit van bodem en oevers onder invloed van de stroomsnelheden in de schroefstraal	nov. '85
VIII	Erosie en stabiliteit van bodem en oevers; inleiding tot relevante verschijnselen	jan. '82
IX	Inventarisatie en beperkte analyse van een deel van de in 1970 aanwezige oeververdedigingskonstrukties langs vaarwegen in Nederland	maart '82
Xb	Retourstroom, waterbeweging en stabiliteit	dec. '86
Xb1	Erosie door retourstroom	april '81
Xc	Aanval van haalgolf op taludbekleding van stortsteen en zetsteen	okt. '86
XI	Prototypemetingen in het Hartelkanaal naar de aantasting van oeververdedigingen door duweenheden. Samenvatting en konklusies van de analyse van de metingen; aanbevelingen voor verder onderzoek.	dec. '84

XIa	Prototypemetingen in het Hartelkanaal naar de aantasting van oeververdedigingen door duweenheden. Documentatierapport	dec. '84
XIb	Prototypemetingen in het Hartelkanaal naar de aantasting van oeververdedigingen door duweenheden. Meetresultaten.	dec. '84
XIIa	Prototypemetingen in het Hartelkanaal in 1983 naar de aantasting van oeververdedigingen door diverse scheepstypen. Hydraulische aspecten	dec. '84
XIIb	Prototypemetingen in het Hartelkanaal in 1983 naar de aantasting van oeververdedigingen door diverse scheepstypen. Grondmechanische aspecten	dec. '85
XIII	Prediktie van scheepssnelheden op beperkt water	maart '86
XIV	Belasting en sterkte van zetsteenverdedigingsconstructies op oevers en dijken	aug '85
XV	Lacunes bij het ontwerp van de toplaag van een stortstenen oeververdediging langs een klasse IV vaarweg.	okt. '86
XVI	Aanval van primaire en secundaire waterbeweging op taludbekledingen van losgestort materiaal in verschillende vaarweggeometrieën	feb. '87
XVII	Probabilistische ontwerpmethode voor oeververdedigingen van vaarwegen	dec. '87
XVIII	Documentatie metingen	juni '87
XIX	Technische aanbevelingen voor oeververdedigingen van losgestorte en gezette steen.	dec. '87

WL Publicaties

- 194 BOUWMEESTER, J./KAA, E.J. van de /NUHOFF, H.A./ORDEN, R.G.J. van  
Recent studies on push-towing as a base for dimensioning waterways,  
XXIV International Navigation Congress, PIANC, Leningrad, 1977.
- 202 BLAAUW, H.G./KAA, E.J. van de  
Erosion of bottom and sloping banks caused by the screw race of manoeu-  
vring ships,  
7th International Harbour Congress, Antwerp, Belgium, 1978.
- 216 KAA, E.J. van de  
Power and speed of push-tows in canals,  
Symposium "Aspects of Navigability of Constraint Waterways,  
Including Harbour Entrances", Delft, 1978.
- 302 BLAAUW, H.G./KNAAP, F.C.M. van der  
Prediction of squat of ships sailing in restricted water,  
8th International Harbour Congress, Antwerp, Belgium, 1983.
- 303 VERHEY, H.J.  
The stability of bottom and banks subjected to the velocities in the pro-  
peller jet behind ships,  
8th International Harbour Congress, Antwerp, Belgium, 1983.
- 304 BLAAUW, H.G./VERHEY, H.J.  
Design of inland navigation fairways,  
Journal of Waterway, Port, Coastal and Ocean Engineering, ASCE, 109  
(1983) 1, 1983.
- 320 BLAAUW, H.G./KNAAP, F.C.M. van der/GROOT, M.T. de /PILARCZYK, K.W.  
Design of bank protection of inland navigation fairways,  
International Conference on Flexible Armoured Revetments Incorporating  
Geotextiles, London, England, 1984.
- 85/9 KAA, E.J. van de/VERHEY, H.J./et al  
Erosion control of navigation embankments,  
XXVith International Navigation Congress, PIANC, Brussels, 1985.

Overige publikaties:

- 1975 KAA, E.J. van de  
Onderzoek naar waterbeweging in vaarwegen. Kwantificering van hydraulische randvoorwaarden,  
in: Kunststoffen en oeverbescherming, Educaboek, Stam Technische Boeken B.V., 1975.
- 1977 KAA, E.J. van de  
Belasting van oeververdedigingen in vaarwegen,  
Post-doctorale cursus, "Oeverbescherming", Delft, 1977.
- 1979 KAA, E.J. van de  
Waterloopkundige aantasting van oeververdedigingen,  
Symposium "Kust- en Oeverwerken in praktijk en theorie",  
Nederlandse Vereniging van Kust- en Oeverwerken, 1979.
- 1983 KIVI Symposium 25 mei 1983  
Nieuwe inzichten in het ontwerpen van oeverbeschermingskonstrukties,  
Rijkswaterstaat, Gemeentewerken Rotterdam, Waterloopkundig Laboratorium,  
Laboratorium voor Grondmechanica, Vereniging Kust- en Oeverwerken,  
PIANC.
- 1981 KAA, E.J. van de  
Aanval op oeverbekledingen. Vertaling van het model naar de praktijk,  
Symposium "Recente evolutie in de oeverbescherming van de waterwegen",  
Gent, 1981.
- 1984 PILARCZYK, K.W.  
Prototype tests of slope protection systems,  
International Conference on Flexible Armoured Revetments Incorporating  
Geotextiles, London, England 1984.
- 1985 PILARCZYK, K.W.  
Stability of revetments under wave and current attack,  
21st. IAHR Congress, 1985, Melbourne, Australia.
- 1986 KNAAP, F.C.M. van der,  
Belasting en sterkte-aspekten van oever- en bodemverdedigingen in  
scheepvaartkanalen,  
Postacademiale cursus "Oever- en dijkbekleding", PATO, Delft, 1986.

- 1986 VERHEY, H.J.,  
 Probabilistische berekeningen loskorrelige materialen langs kanaal-  
 oevers,  
 Postacademiale cursus "Oever- en dijkbekleding", PATO, Delft, 1986.
- 1986 VERHEY, H.J.  
 Belastingen en stabiliteit van bekledingen,  
 Symposium "Betonnen bekledingen op dijken en langs kanalen",  
 Vereniging Nederlandse Cementindustrie, 's Hertogenbosch, 1986.
- 1986 PILARCZYK, K.W., WAL, M. van der  
 Stability criteria for loosely packed materials under the attack of ship  
 currents,  
 3rd Intern. Symposium on River Sedimentation, Jackson, 1986.
- 1986 BURGER, A., KLEIN BRETELER, M., KNAAP, F.C.M. van der, LABOYRIE, J.H.,  
 BEZUIJEN, A., GROOT, M.B. de, Pilarczyk, K.W.  
 Betonnen dijk- en oeverbekledingen,  
 in: Cement 1986 en 1987 (serie van 8 artikelen).
- 1987 VERHEY, H.J., BLOKLAND, T., BOGAERTS, M.P., VOLGER, D., WEYDE, R. van  
 de,  
 Experiences in the Netherlands with quay structures subjected to veloci-  
 ties created by bow thrusters and main propellers of mooring and un-  
 mooring ships,  
 PIANC, Bulletin no 58, Brussels, 1987.
- 1987 Permanent International Association of Navigation Congresses,  
 Guidelines for the design and construction of flexible revetments incor-  
 porating geotextiles for inland waterways,  
 PIANC, Supplement to Bulletin no 57, Brussels, 1987.
- 1988 VERHEY, H.J., BOGAERTS, M.P.  
 Ship waves and the stability of armour layers protecting slopes,  
 9th International Harbour Congress, Antwerp, Belgium, 1988.

1988 VERHEY, H.J.

Rekenen met onzekerheden, toepassing van probabilistische rekenmodellen,  
Symposium "Beton in de waterbouw", Vereniging Nederlandse cement-  
industrie, 's Hertogenbosch, 1988.

## V.2 Toelichting op de rapporten M1115

### Inleidende rapporten

- Schelde-Rijnverbinding. Deel Ia + Ib.

De eerste onderzoeken hadden een geheel ander karakter dan de latere onderzoeken. In deel I werd specifiek de situatie van de Schelde-Rijnverbinding bestudeerd. Het onderzoek is hierna in een veel breder kader gezet met het doel een en ander algemeen te kunnen gebruiken.

- Opzet systematisch onderzoek. Deel II

De gehele opzet van het M 1115 onderzoek wordt hier uitvoerig toegelicht.

- Opzet fysisch modelonderzoek. Deel III a + III b.

Een belangrijk deel van de opdracht bestaat uit fysisch modelonderzoek. De aspecten die hierbij een rol spelen en de opzet van het fysisch modelonderzoek zijn in deze verslagen uiteengezet.

### Scheepsgeïnduceerde waterbeweging en stabiliteit oeververdedigingen

- Systematische meetserie waterbeweging door drie typen binnenvaartschepen. Deel IV.

Op systematische wijze is de waterbeweging in trapeziumvormige vaarwegprofielen en bakprofielen geïnduceerd door duweenheden, conventionele motorschepen en onderzoekingsvaartuigen, geregistreerd.

De resultaten zijn in dit verslag samengevat en geanalyseerd.

- Voorspelling van waterspiegeldaling, inzinking en vertrimming bij schepen op beperkt water. Deel Va.



In dit verslag wordt het literatuuronderzoek naar bestaande ééndimensionale voorspellingsmethoden voor zowel waterspiegeldaling als inzinking en vertrimming van schepen varend op beperkt water behandeld.

- WAQUA berekeningen voor scheepsgeïnduceerde waterbeweging in een kanaal. Deel Vb.

Met behulp van het programma WAQUA wordt de meerdimensionale waterbeweging rondom een varend schip berekend. Een en ander wordt bereikt door het schip stil te leggen en het water te laten bewegen. De rekenresultaten zijn vergeleken met experimentale waarden gemeten in een schaalmodel.

- Sekundaire scheepsgolven en hun effect op de stabiliteit van taludbekledingen. Deel VI.

Het sekundaire golfsysteem waarin zijn te onderscheiden interferentiepieken en transversale golven, wordt behandeld. Met behulp van fysisch modelonderzoek zijn relaties bepaald tussen golfparameters enerzijds en grootheden samenhangend met een varend schip in een vaarweg anderzijds. De stabiliteitscriteria zijn getoetst voor oeververdedigingen bestaande uit breuksteen en gezette steen.

- Schroefstralen en de stabiliteit van bodem en oevers onder invloed van de stroomsnelheden in de schroefstraal. Deel VII en Xa.

Voor de schroefstraal van manoeuvrerende en varende schepen is met behulp van modelproeven en literatuuronderzoek een mathematisch model ontwikkeld, waarmee het snelheidsveld in de schroefstraal kan worden beschreven. Tevens is de invloed van de stroomsnelheden op erosie van bodem en oevers bepaald.

- Retourstroom en erosie door retourstroom. Deel Xb en Xb1.

De retourstroom is in het algemeen de maatgevende belasting voor het onderste deel van de oeververdediging. Een berekeningsmethode is ontwikkeld, waarmee in diverse situaties de belasting op de oeververdediging ten gevolge van de retourstroom berekend kan worden.

- Aanval van haalgolf op taludbekleding van stortsteen en zetsteen. Deel Xc.

Met behulp van modelproeven is een onderzoek verricht naar het schade veroorzakende mechanisme bij zetsteen- en breuksteen oeververdedigingsconstructies onder aanval van de haalgolf. Tevens is een toetsing uitgevoerd van een wiskundig model ter voorspelling van het transport door de haalgolf. Daarnaast wordt ingegaan op enkele relevante aspecten met betrekking tot filters.

- Lacunes bij het ontwerp van de toplaag van een stortstenen oeververdediging langs een klasse IV vaarweg. Deel XV.

De kennis ontwikkeld in het kader van M 1115 heeft grotendeels betrekking op duwvaartkanalen met een trapeziumvormig profiel met taludhelling 1:4. In dit verslag is door middel van een gevoeligheidsonderzoek nagegaan in hoeverre deze kennis toepasbaar is voor een klasse IV vaarweg. Gebruik is gemaakt van een probabilistische ontwerp-methodiek op niveau II.

- Aanval van primaire en secundaire waterbeweging op taludbekledingen van losgestort materiaal in verschillende vaarweggeometriën. Deel XVI.

Modelonderzoek is uitgevoerd naar de hydraulische aspecten en de stabiliteit van een stortstenen oeververdediging bij nog niet eerder onderzochte profielgeometrien. Hierbij zijn diverse scheepstypen gebruikt. Oriëntatie studies/inventarisaties van de stabiliteit in relatie tot de scheepsgeïnduceerde waterbeweging zijn eveneens uitgevoerd.

#### Verband tussen enerzijds waterbeweging en anderzijds erosie en stabiliteit van bodem en taluds

- Erosie en stabiliteit van bodem en oevers, inleiding tot relevante verschijnselen. Deel VIII.

In dit verslag ligt het accent op erosie en stabiliteit van bodem en taluds onder invloed van de door scheepvaart veroorzaakte waterbeweging. Hierbij is getracht een kader aan te geven voor de verschillende deelonderzoeken met betrekking tot erosie en stabiliteit van de diverse onderdelen van een oeververdediging onder invloed van de diverse componenten van de waterbeweging.

- Inventarisatie en beperkte analyse van een deel van de in 1970 aanwezige oeververdedigingskonstrukties langs vaarwegen in Nederland. Deel IX.

Bij het ontwerpen van oeververdedigingen worden verschillende methoden gebruikt, hetgeen leidt tot een grote verscheidenheid aan typen verdedigingskonstrukties. Door middel van een inventarisatie zijn gegevens verkregen betreffende de ervaringen met een groot aantal van dergelijke konstrukties.

- Belasting en sterkte van zetsteenverdedigingskonstrukties op oevers en dijken. Deel XIV.

In dit verslag is nagegaan op welke aspecten in eerste instantie vervolgonderzoek naar de relatie "belasting-sterkte" bij verdedigingskonstrukties met een toplaag van gezette steen gericht moet worden.

#### Toetsing van rekenmodellen en formules aan de praktijk

- Prototypemetingen in het Hartelkanaal naar de aantasting van oeververdedigingen door duweenheden. Deel XI, Deel XIa en XIb.

Teneinde de hydraulische belastingen te kunnen bepalen is veel gebruik gemaakt van modelonderzoek. Onderzoek op modelschaal heeft vanwege het optreden van schaafeffekten beperkingen. Reden om een en ander te toetsen aan de werkelijkheid, waarbij verificatie van bestaande relaties heeft plaatsgevonden.

Deel XI bevat de samenvatting van de analyse, terwijl deel XIa en deel XIb achtergrond verslagen zijn. In deel XIa wordt de documentatie van de metingen behandeld en in deel XIb zijn de meetresultaten opgenomen.

- Prototypemetingen in het Hartelkanaal in 1983 naar de aantasting van oeververdedigingen door diverse scheepstypen. Hydraulische en grondmechanische aspecten. Deel XIIa en XIIb.

Aanvulling op eerder uitgevoerde prototypemetingen. (Deel XI beperkt zich tot een constant relatief laag niveau van de waterspiegel, uitsluitend duweenheden en registratie in één raai). In beide verslagen worden de hydraulische en grondmechanische aspecten in relatie met de stabiliteit van breuksteen en zetsteen beschreven.

## Ontwerpmethodieken, aanbevelingen en documentatie

- Prediktie van sloopssnelheden op beperkt water. Deel XIII.

Bij nieuw aan te leggen kanalen en bij de introductie van nieuwe sloopstypen of sloepen met grotere vermogens, zal de sloopssnelheid voorspeld moeten worden. In dit verslag wordt een berekeningsmethode gegeven, welke aan de hand van gegevens met betrekking tot sloopsgometrie, geïnstalleerd motorvermogen en vaarweggeometrie de vaarsnelheid bepaald.

- Probabilistische ontwerpmethodie voor oeververdedigingen van vaarwegen. Deel XVII.

In deze bijdrage worden technische aanbevelingen en berekeningsmethodieken aangegeven om op probabilistische wijze een oeververdediging te ontwerpen. Een en ander is toegelicht met voorbeelden. Als bijlage bij het rapport is toegevoegd het PIANC rapport "Risk consideration when determining bank protection requirements".

- Documentatie metingen. Deel XVIII.

De gedurende het gehele M 1115 project verzamelde meetgegevens, foto's en filmmaterialen zijn hierin geïnventariseerd. Dit is zodanig opgezet dat een bepaald gewenst aspect in standaardvorm, redelijk snel gevonden kan worden. De geregistreerde waterbeweging is gepresenteerd in een omvangrijke catalogus en vastgelegd op databestanden en kan desgewenst worden geplot.

- Technische aanbevelingen voor oeververdedigingen van losgestorte en gezette steen. Deel XIX.

Teneinde de tot op heden verkregen inzichten en rekenmethodieken in de praktijk toe te passen, wordt in dit rapport het gehele ontwerpproces uiteengezet. Hierin wordt naast een overzicht van alle rekenmethodieken, een leidraad gegeven voor het ontwerp van een talusbekleding uit breuksteen. Ook andere geometrieën en andere oeverbekledingen komen globaal aan de orde.

### V.3 Betrokken personen en instanties

#### Namens de opdrachtgever RWS:

Deltadienst	: Broeders, ir. W.	(1972-1978)
Deltadienst/Dienst	: Pilarczyk, ir. K.W.	(1978-1987)
Weg- en Waterbouwkunde	Heins, ing. W.F.	(1980-1985)
	Hillen, ir. J.G.	(1980-1982)
Dienst Weg- en Water- bouwkunde	: Boeters, ir. R.E.A.M.	(1986-1988)
	Hernandez, ir. J.A.	(1986-1987)
Dienst Verkeerskunde (Hoofdafdeling Scheep- vaart)	: Kaa, ir. E.J. v.d.	(1978-1986)
	Oudshoorn, ir. C.R.M.	(1981-1986)
	Bogaerts, ir. M.P.	(1986-1987)
	Broeke, ir. I.A.A. ten	(1986-1988)
	Vries, ir. M.	(1987-1988)

#### Namens Gemeentewerken Rotterdam (prototypeproeven):

Vellinga, ir. T. (1980-1985)  
Veltman, ir. M. (1980-1985)

#### Namens Nederlandse Vereniging Kust- en Oeverwerken (prototypeproeven):

Tutuarima, ir. W.H. (1983-1985)

#### Onderzoekers bij het WL (en GD):

Blaauw, ir. H.G. (1975-1984)  
Kaa, ir. E.J. v.d. (1972-1978)  
Klein Breteler, ir. M. (1984-1985)  
Knaap, ir. F.C.M. v.d. (1982-1988)  
Laboyrie, ir. J.H. (1985-1988)  
Ruiter, drs. J.C.C. de (1982-1987)  
Thabet, ir. R.A.H. (1981-1982)  
Verhey, ir. H.J. (1978-1988)  
Wal, ir. M. v.d. (1978-1987)  
Wilkens, ing. D.H. (1982-1987)  
Groot, ir. M.T. de (GD) (1980-1986)  
Bezuyen, ir. A. (GD) (1983-1985)



**hoofdkantoor**  
Rotterdamseweg 185  
postbus 177  
2600 MH Delft  
telefoon (015) 56 93 53  
telefax (015) 61 96 74  
telex 38176 hydnl

**locatie 'De Voorst'**  
Voorsterweg 28, Marknesse  
postbus 152  
8300 AD Emmeloord  
telefoon (05274) 29 22  
telefax (05274) 35 73  
telex 42290 hylvo-nl

