



Opdrachtgever:

Rijkswaterstaat

Dienst Weg- en Waterbouwkunde, TAW-A2

Reststerkte van dijkbekledingen

Oriënterende bureaustudie

Deel I

Juni 1991



GRONDMECHANICA
DELFT



Reststerkte van dijkbekledingen

Oriënterende bureaustudie

1. Rapport nr. N 500	2. Serie nr. TAW-A2	3. Ontvanger catalogus nummer	
4. Titel en sub-titel Reststerkte van dijkbekledingen Oriënterende bureaustudie		5. Datum rapport juni 1991	
		6. Kode uitvoerende organisatie H 195	
7. Schrijvers M. Klein Breteler		8. Nr. rapport uitvoerende organisatie	
9. Naam en adres opdrachtnemer Waterloopkundig Laboratorium Postbus 152 8300 AD Emmeloord		10. Projektnaam TAWA *STEENZ	
		11. Kontaktnummer 31.1.030	
12. Naam en adres opdrachtgever Rijkswaterstaat Dienst Weg- en Waterbouwkunde Postbus 5044 2600 GA Delft		13. Type rapport Eerste eindrapport in serie over reststerkte	
		14. Kode andere opdrachtgever	
15. Opmerkingen Dit verslag is eerder verschenen onder de titel "Taludbekledingen van gezette steen; Oriënterende bureaustudie reststerkte"			
16. Referaat Dit verslag beschrijft de resultaten van een oriënterende bureaustudie naar de gevolgen van golfbelasting op gezette dijk- bekledingen met initiële schade aan de toplaag. Er wordt een overzicht gegeven van de beschikbare kennis over reststerkte (restweerstand), gekarakteriseerd door de tijdsduur tussen initiële schade en de blootlegging van de dijk kern als gevolg van golfaanval. De aandacht is geconcentreerd op de voor Nederland belangrijkste drie constructietypen. De ervaringen opgedaan uit model- onderzoek en uit verslagen van praktijkschaden zijn samengevoegd met theoretische beschouwingen. Het verslag vormt een basis voor vervolgonderzoek. This report presents the results of a preliminary desk study on the consequences of wave attack on a block revetment with initial damage (missing cover layer elements). It gives an overview of the state-of-the-art on the residual strength of the cover layer on a dike, characterized by the time lying between displacement of a cover layer element (initial damage) and the first moment of direct exposure of the sand core. Attention is focussed on the types of structures that are most important for the Netherlands. The experience gathered from model tests and from the damage of prototype dikes are combined with theoretical considerations. The report forms a basis for further studies.			
17. Trefwoorden Taludbekledingen, Steenzettingen, Reststerkte, Restweerstand		18. Distributie systeem Gedistribueerd onder leden TAW-A2. Verkrijgbaar via secr. TAW	
19. Classificatie vrij toegankelijk	20. Classificatie deze pagina	21. Aantal blz. 108	22. Prijs

INHOUD

LIJST VAN SYMBOLEN

	Blz.
1. <u>Inleiding</u>	1
2. <u>Samenvatting en conclusies</u>	3
3. <u>Belangrijkste constructies</u>	10
4. <u>Reststerkte van blokken op klei (met eventueel geotextiel)</u>	14
4.1 Resultaten van modelonderzoek.....	14
4.1.1 Talud van kale klei met helling van 1:3,5.....	14
4.1.2 Gras op klei met talud van 1:8.....	15
4.2 Ervaringen bij praktijkschade.....	17
4.2.1 Blokken op klei met talud van 1:4 (Eilanddijk).....	17
4.2.2 Blokken op klei met talud van 1:3 (Tholen).....	18
4.2.3 Blokken op klei met talud van 1:3 (Sabrina-Henrica polder).....	19
4.3 Theoretisch model van bezwijkproces.....	20
4.3.1 Inleiding.....	20
4.3.2 Kleikarakteristieken en -kwaliteiten.....	22
4.3.3 Schatting van reststerkte van klei.....	26
5. <u>Reststerkte van zetting op uitvullaag op mijnsteen</u>	31
5.1 Resultaten van modelonderzoek.....	31
5.1.1 Haringmanblokken op uitvullaag op mijnsteen.....	31
5.1.2 Blokken op grindlaag en mijnsteen.....	32
5.1.3 Basalton op silex.....	33
5.1.4 Blokken op grind.....	34
5.2 Ervaringen bij praktijkschade.....	36
5.2.1 Basalton op silex (Maasvlakte).....	36
5.2.2 Blokken op uitvullaag op mijnsteen (Oterdum).....	37
5.2.3 Basalton op steenslag op mijnsteen (Philipsdam).....	38
5.3 Theoretisch model van bezwijkproces.....	40

INHOUD (vervolg)

	Blz.
6. <u>Reststerkte van zetting op dun filter op geotextiel op kleikade</u>	48
6.1 Resultaten van modelonderzoek.....	48
6.1.1 Vilvoordse steen op vlijlagen op vette en schrale klei.....	48
6.1.2 Basalt op puin en vlijlagen.....	49
6.2 Ervaringen bij praktijkschade.....	50
6.2.1 Blokken op klei met talud van 1:8 (Westkapelle).....	50
6.3 Theoretisch model van bezwijkproces.....	52
7. <u>Analyse van de beschikbare informatie</u>	55
7.1 Blokken op klei (met eventueel geotextiel).....	55
7.2 Zetting op uitvullaag op mijnsteen.....	58
7.3 Zetting op dun filter op geotextiel op kleikade.....	63
8. <u>Aanbevelingen voor vervolgonderzoek</u>	67
8.1 Blokken op klei met eventueel een geotextiel.....	67
8.2 Zetting op een filter.....	69

REFERENTIES

TABELLEN

FIGUREN

LIJST VAN SYMBOLEN

B	= breedte van steen (langs het talud gemeten)	(m)
b	= dikte filterlaag	(m)
D	= de dikte van de toplaag (steendikte)	(m)
D_{f15}	= korrelgrootte filter die door 15% van de korrels op basis van gewicht wordt onderschreden	(m)
D_{fx}	= korrelgrootte van het filter die door x gewichtsprocenten wordt onderschreden	(m)
D_o	= diameter van het circelvormig geschematiseerde ondermijnde oppervlak	(m)
g	= versnelling zwaartekracht	(m/s ²)
H_k	= gehalte aan organische stof	(%)
H	= golfhoogte van regelmatige golven (belasting) (inkomende golven)	(m)
H_s	= significante golfhoogte (belasting) (inkomende golven)	(m)
h_c	= kruinhoogte ten opzichte van de stilwaterlijn	(m)
h	= lokale waterdiepte	(m)
I_c	= Consistentie-index = $(W_1 - W_k)/I_p$	(%)
I_p	= plasticiteitsindex = $W_1 - W_p$	(%)
L_{op}	= golflengte op diep water (op basis van T_p) = $gT_p^2/(2\pi)$	(m)
L_k	= lutumgehalte = gehalte aan deeltjes kleiner dan 2 μm	(%)
L	= steenlengte (evenwijdig aan dijkas)	(m)
M	= massa van uitgespoelde filter	(kg)
M_{50}	= massa van korrel die door 50% van de korreld wordt onderschreden	(kg)
n	= porositeit	(-)
n_u	= porositeit van uitvullaag	(-)
n_x	= modelschaal (maat in prototype gedeeld door de maat in model)	(-)
n_L	= lengteschaal	(-)
S_k	= siltgehalte = gehalte aan deeltjes tussen 2 μm en 63 μm	(%)
s	= spleetbreedte	(m)
SWL	= stilwaterlijn (niveau)	
T_m	= gemiddelde golfperiode	(s)
T_p	= golfperiode bij piek van spectrum	(s)
T	= golfperiode van regelmatige golven	(s)
t	= tijd, stormduur	(s)
W_k	= gewichtspercentage water	(%)

LIJST VAN SYMBOLEN (vervolg)

W_p	= uitrolgrens = het watergehalte waarbij een balletje klei net niet meer zonder te verbrossen kan worden uitgerold tot een draad van 3 mm diameter	(%)
W_l	= vloeigrens = het watergehalte waarbij een groef in de klei nog net dichtvloeit nadat het monster 25 keer van een hoogte van 1 cm op een vaste ondergrond is gevallen	(%)
Y	= diepte van de erosie	(m)
Z_k	= zandgehalte = gehalte aan deeltjes groter dan 63 μm	(%)
α	= taludhelling	($^\circ$)
γ	= hoek van golfval ten opzichte van loodrechte inval	($^\circ$)
Δ	= relatieve volumieke massa van steen = $(\rho_s - \rho)/\rho$	(-)
Λ	= lek lengte (= $\sqrt{(bDk/k')}$)	(m)
ξ_{op}	= brekerparameter op basis van piekperiode van onregelmatige golven = $\tan\alpha/\sqrt{H_s/L_{op}}$	(-)
ρ_f	= volumieke massa van de filterkorrels	(kg/m^3)
ρ_{klei}	= volumieke massa van de vochtige klei	(kg/m^3)
ρ_s	= volumieke massa van de stenen	(kg/m^3)
ρ	= volumieke massa van het water	(kg/m^3)

1. Inleiding

In het kader van het onderzoek naar de stabiliteit van taludbekledingen van gezette steen is een ontwerp- en toetsingsmethode opgesteld die gericht is op het bepalen van de golfhoogte waarbij een concrete constructie (-ontwerp) initiële schade zal oplopen [1]. In veel gevallen zal daarbij het uitlichten van een individuele (losse) steen uit de zetting het maatgevende bezwijkmechanisme zijn.

In de onderhavige bureaustudie wordt verder gekeken dan de initiële beschadiging van de constructie, want daarna kan een bekledingsconstructie, bestaande uit een toplaag en diverse onderlagen, nog geruime tijd weerstand bieden tegen een golfbelasting. Het doel van deze bureaustudie is een inventarisatie te geven van de beschikbare kennis omtrent het bezwijkproces nadat er één of enkele stenen uit de toplaag gelicht zijn. Bovendien moet getracht worden om een eerste aanzet tot kwantificering van de reststerkte te geven.

De weerstand tegen de hoge waterstand en golfaanval, na initiële beschadiging van de toplaag, duidt op een sterktecomponent die pas wordt aangesproken als de primaire verdediging (de toplaag) heeft opgegeven. Dit kan geassocieerd worden met een "restweerstand" of "vermoeiingssterkte", die na verloop van tijd is uitgeput. Hoewel "reststerkte" aanleiding geeft te veronderstellen dat een lagere belasting nooit tot bezwijken kan leiden, is toch de term "reststerkte" in gebruik geraakt en deze wordt daarom ook hier gehanteerd.

Afhankelijk van de opbouw van de constructie en het bezwijkmechanisme zijn er verschillende sterkte- en reststerktecomponenten te onderscheiden, zoals:

- sterkte van losse steen,
- reststerkte van de toplaag,
- reststerkte van het filter,
- reststerkte van de kleilaag,
- reststerkte van de zandkern.

In deze bureaustudie is de sterkte van de toplaag en de reststerkte van de dijk kern buiten beschouwing gelaten. Zodra de golven op één punt alle bekledingslagen, die op de zandkern zijn aangebracht, hebben weggeslagen, wordt aangenomen dat de bekledingsconstructie is bezweken.

Na de samenvatting in hoofdstuk 2 wordt in hoofdstuk 3 eerst een inventarisatie van de opbouw van Nederlandse steenzettingen gegeven, waaruit de drie meest belangrijke constructietypen worden geselecteerd. Hierop is de studie geconcentreerd.

De hoofdstukken 4, 5 en 6 geven per constructietype een overzicht van de beschikbare kennis, opgesplitst in de volgende onderdelen:

- ervaring uit modelonderzoek,
- ervaring uit praktijkshades,
- theoretische beschouwingen.

In hoofdstuk 7 worden alle beschikbare gegevens samengevoegd tot een eerste opzet van een kwantificering van de reststerkte.

De hiaten in de huidige kennis en een aanbeveling voor vervolgonderzoek worden in hoofdstuk 8 besproken.

Deze bureaustudie is uitgevoerd door ir. M. Klein Breteler van het Waterloopkundig Laboratorium in opdracht van de Dienst Weg- en Waterbouwkunde van RWS, in het kader van het steenzettingenonderzoek voor TAW-A2.

2. Samenvatting en conclusies

In het kader van het onderzoek naar de stabiliteit van taludbekledingen van gezette steen is in het onderhavige verslag een bureaustudie gerapporteerd over de reststerkte van de bekledingsconstructie. Het gaat daarbij om de resterende weerstand die een bekleding, inclusief de onderlagen, nog tegen golfaanval kan bieden, nadat er één of meer stenen uit het talud zijn gelicht. Deze resterende weerstand na initiële schade wordt reststerkte genoemd.

Het uiteindelijke doel van het onderzoek naar reststerkte is het kwantificeren ervan als tijdsduur tussen initiële schade en het bloot komen van de zandkern van de dijk. Deze bureaustudie betreft een eerste stap naar dat doel en behandelt een inventarisatie van de thans beschikbare kennis en geeft op basis hiervan een eerste opzet van de kwantificering van de reststerkte.

Allereerst is er een inventarisatie van de in Nederland voorkomende constructies met een steenzetting uitgevoerd. Dit resulteerde in 3 constructietypen waar de primaire aandacht naar uit moet gaan (zie figuur b in hoofdstuk 3):

- 1) rechthoekige blokken (\pm 20 cm dik) op klei (laagdikte van \pm 80 cm) met eventueel een geotextiel tussen de blokken en de klei.
- 2) zetting (20 à 30 cm dik) op \pm 5 cm grind/steenslag (korrelgrootte: bv. 5-25 mm of fijner) op 50 cm mijnsteen (op geotextiel) op zand.
- 3) zetting (20 à 30 cm dik) op \pm 10 cm grind/steenslag (korrelgrootte: bv. 5-25 mm of fijner) op geotextiel op kleikade.

Vervolgens is de beschikbare informatie uit modelonderzoek en praktijkschades verzameld en vergeleken met de beschikbare theorieën. Dit leidde tot de volgende conclusies, die uitvoerig in hoofdstuk 7 zijn uitgewerkt.

Blokken op klei (boven de tijzone)

De eerste fase in het verder aantasten van de beschadigde constructie van blokken op klei boven de tijzone is het groeien van het gat in de toplaag. Het ontstaan van zo'n gat van enkele (of vele?) m² in de toplaag is essentieel voor het al dan niet ontstaan van ernstige klei-erosie. Dit geldt waarschijnlijk voor zowel blokken op klei als voor blokken op een geotextiel op klei.

Het is thans niet bekend waarom zo'n gat in de toplaag soms pas na enkele uren ontstaat en soms al na orde 15 minuten, gerekend vanaf het uitlichten van de eerste steen. Ook bij goed ingeklemde stenen kan dit heel snel gaan. In de praktijk is de omvang van de schade ook zeer wisselend, zonder dat er aanwijzingen zijn waarom er op de ene plaats veel en op de andere plaats weinig stenen uit de toplaag zijn geslagen.

De tweede fase van het bezwijkproces bestaat uit het geleidelijk eroderen van de klei. Het is niet bekend of een geotextiel hier een invloed op uitoefent.

De klei-erosie is afhankelijk van de kleikwaliteit, die in [16] en [15] als volgt in drie groepen wordt verdeeld:

1) **Goede klei**

- als: - organische stof: $H_k < 8\%$ èn
- CaCO_3 -gehalte kleiner dan 25% èn
- zandgehalte: $Z_k < 40\%$ èn
- vloeigrens: $W_1 > 45\%$ èn
- plasticiteitsindex: $I_p > 0,73(W_1 - 20)$

Voor klei boven de tijzone geldt:

Bij een golfhoogte van 1 à 2 m zal aan het oppervlak enige erosie kunnen optreden, echter sterker in spleten waardoor de interne samenhang van de laag vermindert. Het optreden van grondmechanische instabiliteit van het onderliggende zand behoort bij deze belasting tot de mogelijkheden als het talud steiler is dan 1:4.

Door golfklappen zullen waarschijnlijk stukken klei worden weggeslagen waarna de eenmaal beschadigde kleilaag naar verwachting snel ernstig aangetast wordt.

2) **Matige klei**

Als de klei niet voldoet aan de eisen voor goede of slechte klei is het matige klei.

De gevolgen bij een golfbelasting houden het midden tussen goede en slechte klei.

3) Slechte klei

- als: - organische stof: $H_k > 8\%$ of
- CaCO_3 -gehalte groter dan 25% of
- zandgehalte: $Z_k > 40\%$ of
- plasticiteitsindex: $I_p < 18\%$ of
 $I_p < 0,73(W_1 - 20)$

Bij een belasting met golven tot orde 1 m hoogte is het bezwijken van de kleilaag alleen te verwachten als er sprake is van een sterke gelaagdheid en veel harde elementen en zandinsluitingen.

Bij een golfhoogte van 0,5 à 1,5 m is een aanzienlijke oppervlakte-erosie te verwachten, vooral nabij de golfklappen. Kleibrokken en lagen van enkele decimeters dikte kunnen worden opgedrukt, waarbij de scheuren, zandinsluitingen en harde elementen een belangrijke rol spelen. Het is te verwachten dat een slechte kleilaag bij deze belasting in enige uren door de golven zal zijn weggeslagen.

Een bovengrens van de optredende erosiediepte in de kleilaag is te bepalen door de slechte kleilaag te schematiseren tot een laag met kleibrokken die geen onderlinge samenhang hebben, zoals een stortsteentalud. Dit maakt het programma BREAKWAT toepasbaar [13]. Resultaten van BREAKWAT berekeningen zijn gegeven in figuur 5 en 6.

Een goede toetsing van deze theorie is nog niet mogelijk door het ontbreken van gedetailleerde informatie over klei-erosie met ongeroerde goede klei of ongeroerde matige klei. Er kan wel gesteld worden dat de beschikbare informatie geen aanleiding geeft om de theorie te herzien. Deze kan derhalve als eerste aanzet voor de kwantificering van de reststerkte aangehouden worden.

Ten aanzien van de onderverdeling in de drie kwaliteitskatagoriën kan aangemerkt worden dat in veel gevallen de grens tussen "goede" en "slechte" klei te scherp en te abrupt is. Er geldt bijvoorbeeld dat bij $Z_k = 39\%$ de klei van goed kwaliteit is, terwijl bij $Z_k = 41\%$ de klei meteen slecht is, zonder dat er een geleidelijke overgang via matige klei aanwezig is. Aanbevolen wordt om bij een vervolgonderzoek de katagorie-omschrijvingen zo te wijzigen dat matige klei altijd een overgangsvorm is tussen goede en slechte klei (zie voor voorbeeld: tabel f in paragraaf 4.3.2).

Zetting op een uitvullaag op mijnsteen

De eerste fase van het bezwijkproces wordt gedomineerd door één van de volgende mechanismen:

- 1) Aan de rand van het gat raken stenen uit het verband en worden (eventueel) weggeslagen door de golven (figuur 12).
- 2) De toplaag raakt ondermijnd door uitspoeling van het filter (figuur a).
Na verloop van tijd stort de overspanning in en worden de stenen door de golven (eventueel) weggeslagen.

Als er weinig klemming of verband tussen de toplaagstenen aanwezig is, dan treedt vooral mechanisme 1 op. Het is niet bekend waarom bij goed ingeklemde stenen soms het ene en soms het andere mechanisme optreedt.

Als mechanisme 2 (ondermijning en instorten van overspanning) optreedt, dan lijkt de ondermijningsdiameter belangrijk te zijn. Dit is de diameter van het ondermijnde toplaagoppervlak (geschematiseerd tot een cirkel, zie figuur a). De ondermijningsdiepte blijkt altijd klein te zijn (5 à 10 cm).

De ondermijningsdiameter na 100 minuten golfbelasting kan geschat worden met de volgende formule:

$$D_o = 0,028 \cdot \frac{H_s}{\Delta D_{f50}} \quad (1)$$

met:

D_{f50} = korrelgrootte filter die door 50% van de korrels op basis van gewicht wordt onderschreden (m)

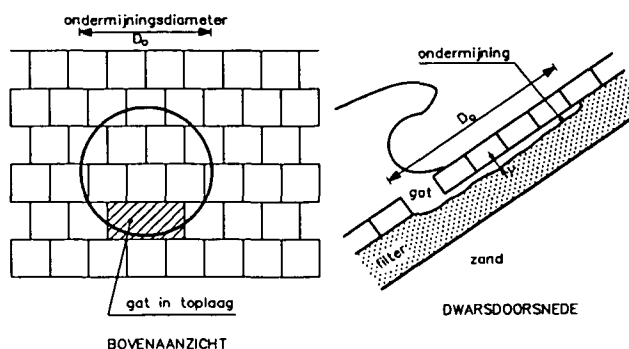
D_o = diameter van het circelvormig geschematiseerde ondermijnde oppervlak (m)

H_s = significante golfhoogte (belasting) (inkomende golven) (m)

Δ = relatieve volumieke massa van filterkorrels = $(\rho_f - \rho)/\rho$ (-)

ρ_f = volumieke massa van de filterkorrels (kg/m³)

ρ = volumieke massa van water (kg/m³)



Figuur a Ondermijning van de toplaag

Er zijn aanwijzingen waaruit volgt dat de ondermijningsdiameter orde 2 à 3 m moet zijn alvorens een overspanning van goed geklemde stenen instort. Als mechanisme 1 op kan treden (afkalving van de gatrand), dan is er na korte tijd (enkele tientallen minuten) een groot gat in de toplaag.

De tweede fase in het bezwijkproces is de erosie van het filter. Dit proces start pas nadat er een redelijk groot gat in de toplaag is geslagen (groter dan orde 1 m²). De erosiediepte kan voor loodrechte golfaanval berekend worden met BREAKWAT [13]. Enkele resultaten zijn gepresenteerd in de figuren 13 tot en met 19.

In vergelijking tot de resultaten uit modelonderzoek en praktijkschade blijkt de erosiediepte met de berekeningen wat overschat te worden. Het is niet bekend of de berekeningen ook bruikbaar zijn bij scheve golfaanval.

Met de berekeningsresultaten kan geconcludeerd worden dat een filter van 0,5 à 1 m dikte een langdurige en zware golfaanval kan weerstaan.

Ten aanzien van de invloed van een geotextiel onder de mijnsteen zijn helaas geen gegevens beschikbaar. Er is een gedachtenmodel opgesteld op basis van de aanname dat de invloed significant kan zijn als slechts een klein oppervlak van het geotextiel aan de golven wordt blootgesteld (orde 1 m²). Wordt dit oppervlak groot (bv. 3x3 m²) dan heeft het geotextiel wellicht problemen met het voorkomen van erosie van zand door de naden.

Met dit gedachtenmodel kan een eerste globale schatting van de invloed van het geotextiel worden gegeven:

- a) zonder geotextiel: bekledingsconstructie is bezweken als erosie-diepte volgens BREAKWAT gelijk is aan filterlaagdikte.
- b) met geotextiel : bekledingsconstructie is bezweken als erosie-diepte over een lengte van minstens 3 m (in de dwarsdoorsnede gezien) volgens BREAKWAT gelijk of groter is dan de filterlaagdikte.

Uit berekeningen met BREAKWAT is gebleken dat met deze aannamen een geotextiel gelijk gesteld kan worden aan een filterlaag met dikte van 5 à 10 cm bij steile taluds (1:3 en 1:4) en 15 à 25 cm bij flauwe taluds (1:5 en 1:6). Met andere woorden: een filterlaag van 50 cm dikte met een geotextiel eronder op een talud van 1:4 zou dezelfde reststerkte kunnen hebben als een filterlaag van 55 à 60 cm zonder geotextiel.

Er is geen informatie beschikbaar waarmee deze wijze van kwantificeren van de invloed van een geotextiel is te verifiëren.

Zetting op een dun filter op een geotextiel op een kleikade

Dit type steenzetting wordt uitsluitend toegepast in de tijzone.

In de eerste fase van het bezwijkproces is er sprake van het groeien van het gat in de top laag, zoals bovenstaand omschreven bij zettingen op een filter. Als daarna de top laag over vele m² is weggeslagen, kan verwacht worden dat het dunne filter (orde 5 cm grind of puin) in korte tijd weggeslagen is. Het is niet bekend of het geotextiel op de klei nog lang stand kan houden. De derde fase van het bezwijkproces bestaat uit het eroderen van de kleikade, met name langs de overgangsconstructie. Deze overgangsconstructie moet voorkomen dat de schade naar de boven gelegen bekledingsconstructie uitbreidt (figuur 23, bovenste foto).

De klei-erosie is afhankelijk van de kleikwaliteit. De onderverdeling hiervan is aan het begin van dit hoofdstuk uiteengezet.

In de tijzone vertoont goede klei minder scheuren en spleten dan boven de tijzone. Dit is een gevolg van het feit dat de klei veel minder indroogt. Daardoor is de klei in de tijzone stabielere dan erboven. Bij slechte klei is er geen verschil te verwachten.

Bij een golfhoogte van 1 à 2 m zullen golfklappen en quasi-statische overdrukken in de poriën de bovenste decimeters van goede klei in de tijzone eroderen. Als de klei daaronder redelijk homogeen van samenstelling is, dan is het niet waarschijnlijk dat de erosie voortschrijdt. Slechts als er een zuilenstructuur aanwezig is (doordat het te nat is aangebracht), of als de klei inhomogeen is, dan is een voortschrijdende aantasting mogelijk.

De inhomogeniteiten die van belang zijn betreffen grotere continue poriën, zwakke hechting tussen individuele lagen in de kleilaag, eventueel met zandinsluitingen, en scheuren als gevolg van mechanische belasting.

Aan de hand van de praktijkschade aan de Westkapelse Zeewering is geconcludeerd dat een kortdurende belasting met $H_s = 2$ à 3 m nog geen voortschrijdende erosie, leidend tot zandverlies uit de dijk kern, blijkt te geven. De grote dikte van het kleipakket in de tijzone en de hoge vochtigheid van de klei dragen hieraan bij.

Een belangrijk aspect bij de reststerkte van de constructie in de tijzone is de mogelijkheid dat de schade langs een overgangsconstructie voortgaat en zo zich uitbreidt naar de hoger op het talud gelegen constructie. Dit is in principe mogelijk door ondermijning van de overgangsconstructie (zoals een betonband en/of palenrij) of het volledig weggeslagen worden ervan.

Uit de opgetreden praktijkschades en de ervaringen uit modelonderzoek wordt geconcludeerd dat de stabiliteit van de overgangsconstructie volledig afhankelijk is van de diepte van de klei-erosie vóór de overgangsconstructie. Pas als de klei-erosie ongeveer de onderzijde van de overgangsconstructie heeft bereikt, treedt er instabiliteit op en ontstaat er een voortgaande aantasting van de bekleding erboven. Dit betekent dat een (ondiepe) betonband nauwelijks bijdraagt aan het beperken van de schade-omvang.

Vervolgonderzoek

Op basis van de beschikbare informatie kan geconcludeerd worden dat de reststerkte vooral ontleend wordt aan:

- goede of matige klei,
- een granulair filter van orde 50 cm of meer.

Er bleek onvoldoende informatie beschikbaar te zijn om een goede verificatie uit te voeren van de bovenstaand gegeven eerste aanzet voor de kwantificering van de reststerkte. In hoofdstuk 8 is een aanbeveling voor vervolgonderzoek gegeven die gericht is op het verkrijgen van het benodigde verificatiemateriaal.

3. Belangrijkste constructies

Taludbekledingen van gezette steen komen in Nederland in de meest uiteenlopende vormen voor. Vooral in Zeeland heeft het steeds weer aanpassen en herstellen van de bekledingen, in combinatie met het wijzigen van de kennis en materialen, geleid tot een lappendeken van verschillende constructies. Teneinde niet te verzanden in constructie-details die slechts weinig in Nederland voorkomen, is een inventarisatie uitgevoerd met als doel om enkele relevante constructies te kiezen waarop de aandacht kan worden geconcentreerd. Daarbij is ook in de keuze meegewogen dat bepaalde constructies in de toekomst nog veel zullen worden toegepast.

Gezien dit doel van de inventarisatie, is niet getracht om de opbouw van alle Nederlandse zeekeringen te achterhalen. Slechts die constructies, waarvan gemakkelijk de gewenste informatie kon worden verkregen, zijn onderzocht.

De globale opbouw van de beschouwde waterkeringen zijn vermeld in tabel 1.1 tot en met 1.4. In onderstaande tabellen is de informatie samengevat. In de tabellen is het percentage van voorkomen gegeven, gedefinieerd als het percentage bekledingslengte ten opzichte van de totaal beschouwde bekledingslengte (dijken met onbekende lengte zijn op 1 km lengte gesteld):

onderlaag	toplaag		
	beton- blokken	koperslak blokken	basalt/ Basalton
mijnsteen met uitvulling puin, grind of steenslag	31% 4%	28% 18%	- 18%

Tabel a Percentage van voorkomen van bepaalde constructies in Friesland en Groningen uit tabel 1.1 en 1.2 met betreffende combinatie van top-
laag en onderlaag

onderlaag	toplaag		
	beton- blokken	basalt/ Basalton	natuursteen
mijnsteen met uitvulling	1%	-	-
puin, grind of steenslag	-	5%	-
direct op klei	53%	-	-
onbekend	-	15%	25%

Tabel b Percentage van voorkomen van bepaalde constructies in Zeeland uit tabel 1.4 met betreffende combinatie van toplaag en onderlaag

onderlaag	toplaag		
	beton- blokken	basalt/ Basalton	bloksteen
puin, grind of steenslag	-	43%	40%
zandasfalt	-	1%	-
onbekend	-	16%	-

Tabel c Percentage van voorkomen van bepaalde constructies in Noord en Zuid Holland uit tabel 1.3 met betreffende combinatie van toplaag en onderlaag

Uit tabel a blijkt dat in het noorden des lands de toplaag meestal uit beton- of koperslakblokken bestaat, terwijl de onderlagen meestal zijn opgebouwd uit een uitvullaag op mijnsteen. Een karakteristiek voorbeeld hiervan is gegeven in figuur 1.

In Zeeland wordt er veel gebruik gemaakt van betonblokken direct op klei. De constructies van diverse soorten natuursteen (zoals Basalt, Doornikse blokken, Petit Granit, Vilvoordse steen, Pools graniet en Lessinische steen) liggen als een lappendeken van kleine vakjes meestal op de onderste helft van het talud (tijzone). Een voorbeeld hiervan is in figuur 2 getekend. In Noord en Zuid Holland komt basalt op een puinlaag veel voor (Afsluitdijk).

Ten aanzien van de laagdikten van de toplaag, de filterlaag en de klei kan het volgende geconcludeerd worden:

- dikte van rechthoekige blokken: 15 à 25 cm
- basalt/Basalton dikte: 25 à 40 cm
- mijnsteen zonder geotextiel: laag van 70 à 100 cm, of mijnsteenkade van 100 à 250 cm
- mijnsteen met geotextiel: 50 à 80 cm
- uitvullaag op mijnsteen of dun filter op geotextiel: 10 cm, soms 5 cm.
- kleilaag: 80 cm (soms 50 of 100 cm), of kleikade of kleilichaam (oude kleidijk).

Bij het zoeken naar karakteristieke constructies, waar de aandacht bij het reststerkte-onderzoek op geconcentreerd kan worden, zijn ook de volgende overwegingen van belang:

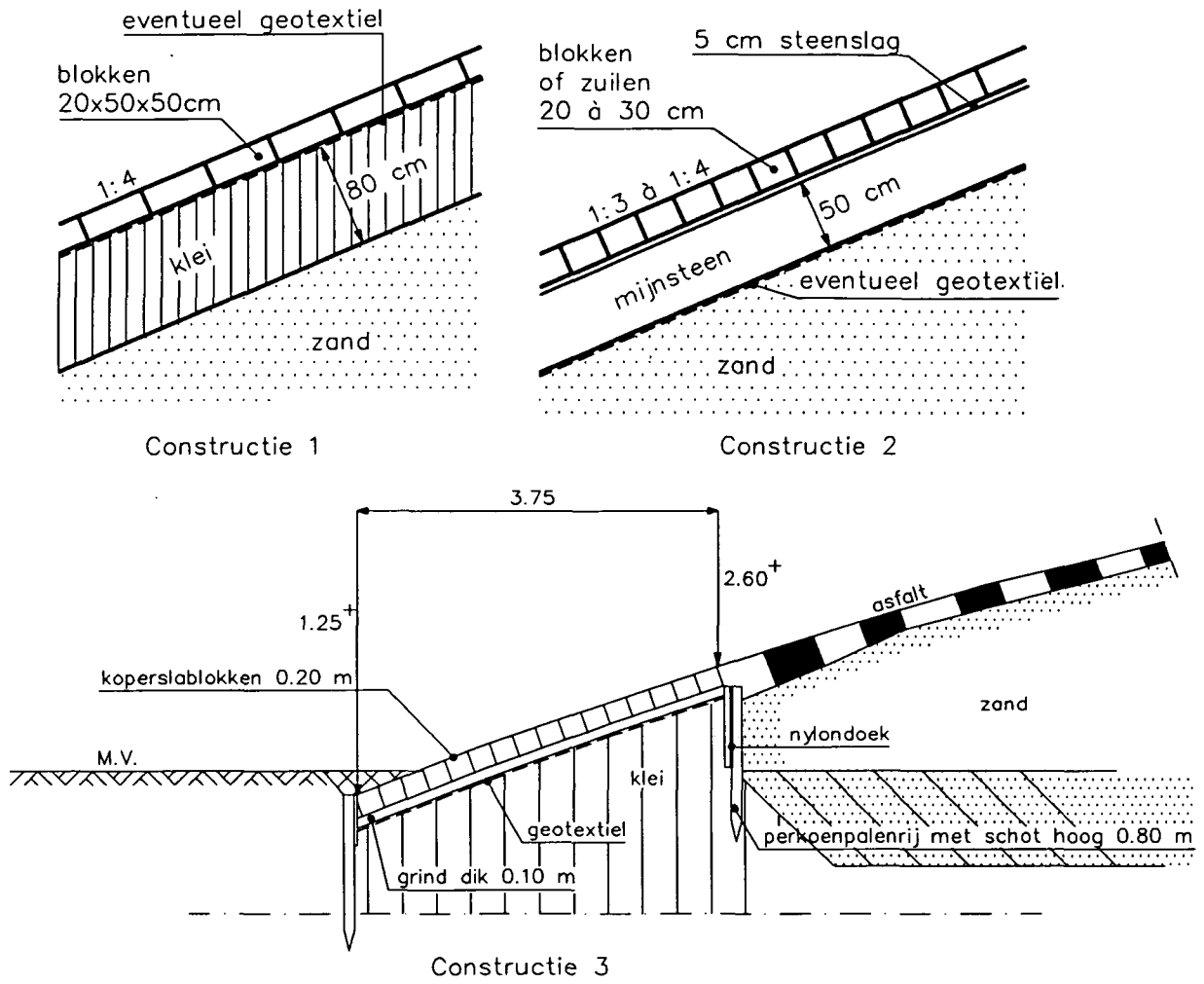
- constructies van natuursteen op puin- en vlijlagen worden al enige tijd nauwelijks meer toegepast en zullen in de toekomst ook niet meer gebouwd worden. Dit betekent dat dit type constructie niet is toegepast bij de recente dijkverhogingen en weinig voorkomt op het niveau waar de ontwerp-golfbelasting op aangrijpt;
- het steenzettingenonderzoek geeft als aanbeveling om
 - 1) een open toplaag op een fijn en dun filter, of
 - 2) blokken op klei (met eventueel een geotextiel ertussen)toe te passen. Daardoor mag verwacht worden dat deze typen in de toekomst steeds meer voor zullen komen.

Gelet op de thans meest voorkomende constructies en bovenstaande overwegingen, wordt vastgesteld dat de primaire aandacht in het reststerkte-onderzoek gevestigd moet zijn op (zie figuur b):

- 1) rechthoekige blokken (\pm 20 cm dik) op klei (laagdikte van \pm 80 cm) met eventueel een geotextiel tussen de blokken en de klei;
- 2) blokken of zuilen (20 à 30 cm dik) op \pm 5 cm grind/steenslag (korrelgrootte: bv. 5-25 mm of fijner) op 50 cm mijnsteen (op geotextiel) op zand;
- 3) blokken of zuilen (20 à 30 cm dik) op \pm 10 cm grind/steenslag (korrelgrootte: bv. 5-25 mm of fijner) op geotextiel op kleikade.

Constructie 1 is alleen boven hoogwater geschikt.

In paragraaf 4.3.1 is afgeleid dat deze constructies doorgaans belast worden met een significante golfhoogte van maximaal 1 à 2 m.



Figuur b Constructies die in het onderzoek de primaire aandacht krijgen

4. Reststerkte van blokken op klei (met eventueel geotextiel)

4.1 Resultaten van modelonderzoek

4.1.1 Talud van kale klei met helling van 1:3,5

Na ernstige schade aan de toplaag is het denkbaar dat een min of meer kaal kleitalud wordt belast met golven.

In [2] is een modelonderzoek beschreven waarbij met relatief lange, regelmatige, golven een kaal kleitalud met helling van 1:3,5 is belast. De klei was in geroerde staat aangevoerd en vervolgens zorgvuldig verdicht. Dit onderzoek sluit aan op de proeven die in paragraaf 6.1.1 worden beschreven. De ene helft van het talud bestond uit "vette" klei en de andere uit "schrale" klei. De karakteristieken van deze kleisoorten zijn gegeven in tabel 2.

De proef is uitgevoerd met regelmatige golven met $H = 1,05$ m en $T = 12$ s. Tijdens de proef zijn tevens de watersnelheden op het talud gemeten. De maximale opwaartse en neerwaartse snelheden waren respectievelijk 2,8 m/s en 3,2 m/s. De voortschrijdende erosie tijdens de proef is weergegeven in figuur 3.

Hoewel er geen golfklap is, is de erosie het grootst ter hoogte van de maximale golfterugloop (op de plaats waar de golf breekt).

Het blijkt dat de schrale klei na 160 minuten nog nauwelijks is aangetast. Op dat moment is er op vier plaatsen initiële schade aan de klei toegebracht door middel van kruisstempels. Vervolgens is er 120 minuten gegolfd met als gevolg (na totaal 280 minuten belasting):

- geringe erosie van de vette klei,
- tot 37 cm diepte groeiende erosie, die echter niet bij de kunstmatige inkepingen is gestart,
- de inkepingen onder de stilwaterlijn breiden zich, zowel in de schrale als in de vette klei, enigszins uit onder de golfbelasting, maar geven zeker geen aanleiding tot explosieve erosie.

Het feit dat de klei in geroerde staat is aangevoerd en vervolgens zorgvuldig is verdicht maakt dat deze klei erosie-bestendiger is dan klei van boven de tijzone op een prototype-talud (zie paragraaf 4.3).

In vergelijking tot brekende golven met een normale steilheid ($H_s/L_{op} > 0,02$) is deze belasting met voornamelijk reflecterende golven waarschijnlijk vrij zwaar. In paragraaf 6.1.1 zijn vergelijkbare proeven beschreven met normale brekende golven. Deze gaven na 500 minuten golven slechts 22 cm erosie in de schrale klei te zien.

Gezien het feit dat de erosie-bestendigheid van de klei en de belasting relatief groot zijn, is het moeilijk om conclusies te trekken. We zien dat de schrale klei na 280 minuten (bijna 5 uur) tot een diepte van 37 cm is geërodeerd, terwijl de vette klei bestand lijkt te zijn tegen langdurige golfaanval met golfhoogte van 1,05 m.

4.1.2 Gras op klei met talud van 1:8

Hoewel een grastalud op klei niet gelijk is aan een taludbekleding van gezette steen op klei, is het erosie-proces van de klei mogelijk vergelijkbaar. Daarbij gaat de aandacht uit naar de klei-erosie nadat het gras is weggeslagen. Dit zou in grote lijnen vergelijkbaar kunnen zijn met de klei-erosie nadat alle blokken van het talud zijn weggeslagen.

In [7] is een modelonderzoek beschreven met gras op een klei-talud met helling van 1:8. De klei was opgebouwd uit twee lagen. De bovenste laag (met gras) van 0,5 m dikte was onderwerp van onderzoek en was vrij schraal. Daaronder was nog een laag van 1 m vette klei aangebracht (zie figuur 4). De wortels van het gras zitten vooral in de bovenste 10 cm van de grond, terwijl onder 30 à 40 cm diepte ze niet meer voorkomen.

De kleikarakteristieken zijn opgenomen in tabel 2.

De onderste laag is in geroerde staat aangevoerd en vervolgens zorgvuldig verdicht. De bovenste laag met het gras is in grote ongeroerde stukken van $5 \times 2,25 \text{ m}^2$ aangebracht.

Vóór de schade-ontwikkelingsproef zijn er enkele initiële beschadigingen in de grasmat aangebracht met een oppervlak van $50 \times 20 \text{ cm}^2$ en diepte van 7 cm. De proef bestond uit een langdurige golfbelasting met $H_s = 1,57 \text{ m}$ en $T_p = 5,26 \text{ s}$. Deze belasting is in staat initiële schade te veroorzaken aan een bekleding met direct op klei geplaatste blokken van 15 à 20 cm dikte ($\xi_{op} = 0,66$; $H_s/\Delta D = 6 \text{ à } 8$) [1].

Tijdens de proef zijn de beschadigingen onder de stilwaterlijn sterk uitgebreid (gat 1 op 1 m onder SWL; gat 2 op 0,5 m onder SWL):

tijdstip [uren]	grootte van erosiekuil					
	grootste diepte		grootste breedte		grootste lengte	
	gat 1 [cm]	gat 2 [cm]	gat 1 [cm]	gat 2 [cm]	gat 1 [cm]	gat 2 [cm]
0	7	7	50	50	20	20
6	39	48	145	130	235	205
7	44	49	190	160	325	265
8	45	52	200	180	400	360

Tabel d Gemeten erosie

De vermelde gaten bij $t = 0$ zijn kunstmatig aangebracht. Op $t = 5,5$ uur is er visueel vastgesteld dat de erosie aanving. Daarna ging het snel. Gelijk bij de eerste peiling op $t = 6$ uur blijkt dat de erosiediepte van gat 2 even groot is als de dikte van de bovenste kleilaag. Voor gat 1 is dit op $t = 7$ uur. Daarna is het niet de schrale klei uit de bovenste laag, maar de vette klei uit de onderste laag, die verdere erosie belemmert.

De uitbreiding van de gaten vindt voor het grootste deel plaats in opwaartse richting. Het onderste deel van het gat wordt kennelijk tegen golfklappen beschermd door een waterlaag, terwijl de krachtige oploop nabij de golfklap voor erosie aan de bovenrand van het gat kan zorgen.

De kunstmatige gaten op de stilwaterlijn en 50 cm daarboven zijn niet verder geërodeerd.

Geconcludeerd kan worden dat na een initiële beschadiging (kunstmatig gat en ongeveer 5 uur golven) er binnen 1 uur 50 cm schrale klei door golven van 1,57 m hoogte kan worden weggeslagen. Deze situatie zou vergelijkbaar kunnen zijn met een blokkenglooiing op schrale klei waar één blok reeds is uitgelicht.

De onderliggende vette klei is gedurende ± 2 uur belast en is daarbij nagenoeg niet geërodeerd.

4.2 Ervaringen bij praktijkschade

4.2.1 Blokken op klei met talud van 1:4 (Eilanddijk)

Op 2 januari 1979 is er tijdens een storm met windsnelheid van 26 m/s schade opgetreden aan de Eilanddijk (nabij Vlissingen, [17] en [18]). De bekleding van de dijk ter hoogte van de schade bestond uit Haringmanblokken van 25 cm dikte op een 60 à 80 cm dikke kleilaag met een taludhelling van 1:4. Deze bekleding strekte zich uit van NAP +3,0 m tot NAP +5,0 m, aan de bovenzijde aansluitend op een berm met helling van 1:20 met dezelfde bekleding. Onder NAP +3,0 m is het talud bekleed met basalt.

De kleikwaliteit is meerdere malen onderzocht, met als gemiddeld resultaat [17]:

- Zandgehalte : 38%
- Vloeigrens : 35%
- Plasticiteitsindex: 17%

De spreiding in de resultaten van de metingen was zeer groot.

Tijdens de storm is een waterstand van NAP +3,45 m opgetreden. De golfaanval leidde tot gaten in de toplaag en tevens schade aan de kleilaag. Het grootste gat in de toplaag was 30x3 m², ter hoogte van de stilwaterlijn tijdens de storm. De golfhoogte is niet gemeten, maar kan geschat worden aan de hand van berekeningsresultaten uit [17]:

- bij storm met windsnelheid van 34 m/s en peil van NAP +3,0 m:

$$H_s = 1,7 \text{ m}$$

$$T_p = 7,7 \text{ s}$$

$$\xi_{op} = 1,84$$

- bij storm met windsnelheid van 34 m/s en peil van NAP +5,4 m:

$$H_s = 2,1 \text{ m}$$

$$T_p = 9,0 \text{ s}$$

$$\xi_{op} = 1,94$$

Een lineaire interpolatie geeft een golfhoogte van 1,8 m bij een windsnelheid van 34 m/s en peil van NAP +3,45 m. Gezien het feit dat de windsnelheid tijdens de schade slechts 26 m/s was, worden de golfbrandvoorwaarden geschat op:

$$H_s = 1,6 \text{ m}$$

$$T_p = 7,3 \text{ s}$$

$$\xi_{op} = 1,8$$

$$H_s/(\Delta D) = 4,9 \quad (\Delta = 1,3)$$

Volgens het globale ontwerpmodel (beschreven in [1]) is voor deze constructie (blokken op klei) bij $\xi_{op} = 1,8$ nog geen schade te verwachten als $H_s/(\Delta D) < 3,5$, mits er sprake is van goede klei.

Hieruit kan geconcludeerd worden dat de opgetreden belasting vrij hoog was, zeker gezien de vrij slechte klei die is toegepast onder de blokken.

De omvang van de klei-erosie is helaas niet precies bekend. Totaal is er 160 m² van de toplaag weggeslagen en 100 m³ klei geërodeerd. Dit betekent een gemiddelde erosie van ca. 60 cm.

4.2.2 Blokken op klei met talud van 1:3 (Tholen)

Tijdens de storm van 27 november 1983 is er op verschillende plaatsen schade ontstaan aan de zuidelijke dijk langs het eiland Tholen [18]. De constructie bestaat ter hoogte van de schade uit betonblokken van 50x50 cm² en 20 cm dikte op klei. De taludhelling is 1:3.

De storm leidde tot een waterstand van NAP +3,40 m en golven met hoogte van 1,5 à 2 m. De schade ontstond rond NAP +1,5 à NAP +2,5 m.

Gezien de korte strijklengte wordt de golfsteilheid geschat op 5%. Dit resulteert in de volgende randvoorwaarden:

- golfhoogte : $H_s = 1,5 \text{ à } 2 \text{ m}$
- golfperiode : $T_p = 4,4 \text{ à } 5,1 \text{ s}$
- brekerparameter: $\xi_{op} = 1,5$
- $H_s/(\Delta D) = 5,7 \text{ à } 7,7 \quad (\Delta = 1,3)$

Volgens het globale ontwerpmodel (beschreven in [1]) is voor deze constructie (blokken op klei) bij $\xi_{op} = 1,5$ nog geen schade te verwachten als $H_s/(\Delta D) < 4,0$, mits er sprake is van goede klei.

Hieruit kan geconcludeerd worden dat schade bij deze belasting te verwachten was.

De klei-erosie bleef beperkt tot enkele decimeters (geschat aan de hand van foto's):

- Nabij Scherpenisse:

47 m² toplaag weggeslagen met als grootste gat ca. 12 m².

Erosiediepte in de klei was ongeveer 20 cm, met lokaal 30 cm erosie (zie figuur 23).

Klei-eigenschappen [21]: Gehalte organische stof: 7%

Zandgehalte : 19%

Vloeigrens : 92%

Plasticiteitsindex : 59%

- Nabij Nieuw Strijen:

gaten in toplaag van respectievelijk 30 en 28 m².

Erosiediepte in de klei was 10 à 20 cm, met bij een palenrij ca. 40 cm erosie.

Gezien de vrij zware golfaanval is de klei waarschijnlijk van goed kwaliteit geweest.

4.2.3 Blokken op klei met talud van 1:3 (Sabrina-Henrica polder)

Tijdens dezelfde storm als beschreven in de vorige paragraaf is er schade opgetreden aan de dijk langs de Sabrina-Henrica polder langs het Volkerak.

De situatie kan als volgt omschreven worden:

- Haringmanblokken van 50x50x15 cm³ op klei.
- talud 1:3
- waterstand : NAP +3,80 m
- schadeniveau: tussen NAP +3,0 m en NAP +4,5 m
- windsnelheid: ongeveer 25 m/s
- windrichting: ZW
- golfhoogte : 1,0 à 1,2 m
- golfperiode : ongeveer 3,8 s (golfsteilheid geschat op 5%)
- brekerparameter: $\xi_{op} = 1,5$
- $H_s / (\Delta D) = \text{ca. } 5,6$
- klei-eigenschappen: onbekend

Op diverse plaatsen is er een gat in de toplaag ter hoogte van de overgangsconstructie geslagen. Aan de schade is vaak moeilijk te zien of deze vlak onder of vlak boven de overgangsconstructie is aangevangen. Op minstens één

plaats is dit echter duidelijk: vlak boven de overgangsconstructie bij de blokken op klei.

De klei-erosie was op de meeste plaatsen vrij oppervlakkig: slechts 10 à 20 cm. Op één plaats was de klei kennelijk van mindere kwaliteit, want daar is een erosie-diepte van ca. 50 cm geconstateerd (zie figuur 23). Aan de hand van de foto's lijkt de klei brokkelig en zijn er diverse lagen die onderling minder goed hechten. Zo zijn er in de erosiekuil duidelijk rupsbandsporen van tijdens de aanleg zichtbaar geworden.

Volgens het globale ontwerpmodel (beschreven in [1]) geldt voor deze constructie (blokken op klei) bij $\xi_{op} = 1,5$:

- geen schade als $H_s/(\Delta D) < 4,0$, mits er sprake is van goede klei.
- zeker schade als $H_s/(\Delta D) > 8,0$

Hieruit kan geconcludeerd worden dat schade bij deze belasting te verwachten was.

4.3 Theoretisch model van bezwijkproces

4.3.1 Inleiding

Het bezwijkproces van bekledingsconstructies, die opgebouwd zijn uit achtereenvolgens een kleilaag, eventueel een geotextiel en een toplaag van gezette steen, omvat waarschijnlijk de volgende stappen:

- 1) Initiële schade: één of meer blokken worden plotseling door de golven uitgelicht.
- 2) Gatgroei: het gat in de toplaag groeit doordat de golven de blokken aan de rand van het gat kunnen loswerken.
- 3) Los en/of beschadigd raken van het eventuele geotextiel
- 4) Klei-erosie

Het is niet ondenkbaar dat de stappen 2, 3 en 4 gelijktijdig optreden.

Er is helaas nog geen theoretisch rekenmodel beschikbaar waarmee de tweede en derde stap van het bezwijkproces kwantitatief beschreven kan worden.

Ten aanzien van de klei-erosie zijn er wel mogelijkheden voor een kwantificering door gebruik te maken van het volgende:

- A) "Onderzoek naar de geschiktheid van kleigrond voor bekleding van dijken met grasbedekking" [16].

Dit is een rapport waarin een uitgebreid praktijkonderzoek is beschreven hetgeen geleid heeft tot een onderscheid in drie kleikwaliteiten:

- 1) klei met goede erosiebestendigheid;
- 2) klei met matig tot goede erosiebestendigheid;
- 3) klei met slechte erosiebestendigheid.

In het kader van deze bureaustudie naar reststerkte worden deze kleien respectievelijk kortweg "goed", "matig" en "slecht" genoemd.

- B) "Beschouwingen over de reststerkte van een kleilaag onder steenzettingen" [15].

Dit is een rapport waarin een aantal mechanismen, die kunnen leiden tot het bezwijken van de kleilaag, zijn geanalyseerd.

- C) Het PC-pakket BREAKWAT [13].

Dit programma is ontwikkeld voor het berekenen van het evenwichtsprofiel in een talud van loskorrelige materialen onder invloed van golfaanval. Het is gebruikt voor het berekenen van een bovengrens van de erosiediepte, door de klei te schematiseren tot losse brokken.

Bij de toepassing van de conclusies uit bovenstaande bronnen wordt gebruik gemaakt van de aanname dat dit type bekledingsconstructies bijna uitsluitend boven de tijzone voorkomt. Daar waar ze toegepast zijn in de tijzone zijn er dikwijls problemen door de vorming van erosiegeulen en kuilen door het uitspoelen van de klei. Bovendien is zo'n constructie in de tijzone moeilijk uitvoerbaar. Daarom wordt in deze studie aangenomen dat dit type constructie zich boven de tijzone bevindt en is volgens [15] de klei droger dan toen de dijkbekleding werd gebouwd.

In de volgende paragrafen worden de conclusies uit [15] en [16], in samenhang met berekeningen met BREAKWAT, gebruikt voor een indicatieve voorspelling van de golfhoogte waarbij ernstige klei-erosie is te verwachten.

De optredende golfhoogte bij initiële schade kan berekend worden met het globale model uit [1] en is voornamelijk afhankelijk van de toplaagdikte en de brekerparameter. De blokdikte, D , varieert in Nederland voornamelijk tussen 15 en 25 cm (zie tabel 1.1 t/m 1.4) en de brekerparameter, ξ_{op} , tussen 1 en 2. Met [1] geeft dit een range voor de golfhoogte bij initiële schade (met $\Delta = 1,3$):

- lage stabiliteit als $D = 0,15$ m en $\xi_{op} = 2$:
initiële schade te verwachten bij $H_s = 0,6$ à $1,3$ m

- hoge stabiliteit als $D = 0,25$ m en $\xi_{op} = 1$:
initiële schade te verwachten bij $H_s = 1,7$ à $2,6$ m

Hieruit blijkt dat initiële schade, en dus het begin van het bezwijkproces, te verwachten is bij een golfhoogte van $0,6$ à $2,6$ m. De aandacht kan voornamelijk geconcentreerd worden op het midden van deze range: een belasting met golven van 1 à 2 m hoogte.

4.3.2 Kleikarakteristieken en -kwaliteiten

Klei onderscheidt zich voornamelijk van zand door z'n cohesieve eigenschappen en volumeverandering onder invloed van vochtgehalteveranderingen. Het kan gekarakteriseerd door de volgende parameters (in gewichtspercentages van de droge stof):

- Lutumgehalte, L_k (%) = gehalte aan deeltjes kleiner dan $2 \mu\text{m}$.
- Siltgehalte, S_k (%) = gehalte aan deeltjes tussen $2 \mu\text{m}$ en $63 \mu\text{m}$.
- Zandgehalte, Z_k (%) = gehalte aan deeltjes groter dan $63 \mu\text{m}$.
- Watergehalte, W_k (%)
- Gehalte aan organische stof, H_k (%)
- Vloeigrens, W_1 (%) = het watergehalte waarbij een groef in de klei nog net dichtvloeit nadat het monster 25 keer van een hoogte van 1 cm op een vaste ondergrond is gevallen.
- Uitrolgrens, W_p (%) = het watergehalte waarbij een balletje klei net niet meer zonder te verbrokkelen kan worden uitgerold tot een draad van 3mm diameter
- Plasticiteitsindex $I_p = W_1 - W_p$
- Consistentie-index $I_c = (W_1 - W_k) / I_p$

Soms wordt de in het verleden wel toegepaste karakterisering "afslibbaarheid" gebruikt. Dit is het gehalte aan deeltjes kleiner dan $16 \mu\text{m}$.

De vloeigrens en uitrolgrens worden ook wel "Atterbergse grenzen" genoemd (zie figuur c).

In principe hebben alle genoemde parameters invloed op de erosiegevoeligheid van de klei. In de praktijk blijkt het echter voldoende te zijn als gelet wordt op de Atterbergse grenzen (W_1 en W_p), het gehalte aan organische stof (H_k), CaCO_3 , en zand (Z_k) [16]. Er worden drie kleikwaliteiten onderscheiden:

Deze onderverdeling is tot stand gekomen na een uitvoerig onderzoek van de klei onder de grasbekleding van de volgende dijken:

- 1) Dijk langs Waddenzee nabij Holwerd
- 2) Dijk langs Waddenzee ten zuiden van Harlingen
- 3) Dijk langs Westerschelde bij Waarde
- 4) Dijk nabij Balgzanddijk tussen Breezand en Den Helder
- 5) Dijk langs IJssel nabij Hatten
- 6) Dijk langs IJssel nabij Herxen
- 7) Dijk langs IJssel nabij Wijhe
- 8) Dijk langs IJssel nabij Veessen
- 9) Dijk langs IJssel nabij Olst
- 10) Dijk langs IJssel nabij Terwolde
- 11) Dijk langs IJssel nabij Diepenveen
- 12) Dijk langs IJssel nabij Giesbeek
- 13) Dijk langs IJssel nabij Westervoort
- 14) Dijk langs Pannerdens Kanaal ten zuiden van Westervoort
- 15) Dijk langs Pannerdens Kanaal nabij Groesen
- 16) Dijk langs Oude Maas tussen Barendrecht en Rhoon
- 17) Dijk langs Bergse Maas nabij Waalwijk
- 18) Dijk langs Maas westelijk van St. Agatha
- 19) Dijk langs Maas oostelijk van St. Agatha
- 20) Dijk langs Maas nabij Oeffelt
- 21) Dijk langs Maas nabij Beugen

Onderstaande tabel geeft enkele testresultaten van de onderzochte zeedijken:

	L _k %	S _k %	Z _k %	W _k %	I _{-P}	H _k %	CaCO ₃ %	erosieweerstand
Holwerd	33	54	25	70	38	5	20	zeer goed
Harlingen	29	45	29	38	20	3	17	?
Waarde	27	56	21	65	30	4	26	slecht/matig
Balgzanddijk	25	50	25	45	28	3	14	zeer goed

Tabel e Enkele proefresultaten uit [16]

Ten aanzien van de onderverdeling in de drie kwaliteitscategoriën kan aangemerkt worden dat in veel gevallen de grens tussen "goede" en "slechte" klei te scherp en te abrupt is. Er geldt bijvoorbeeld dat bij $Z_k = 39\%$ de

klei van goed kwaliteit is, terwijl bij $Z_k = 41\%$ de klei meteen slecht is, zonder dat er een geleidelijke overgang via matige klei aanwezig is. Aanbevolen wordt om bij een vervolgonderzoek de categorie-omschrijvingen zo te wijzigen dat matige klei altijd een overgangsvorm is tussen goede en slechte klei. De volgende indeling zou met de beschikbare metingen getoetst moeten worden:

	Goede klei	Matige klei
organische stof	$H_k < 6\%$	$6\% < H_k < 8\%$
kalk-gehalte	$\text{CaCO}_3 < 21\%$	$21\% < \text{CaCO}_3 < 25\%$
zandgehalte	$Z_k < 35\%$	$35\% < Z_k < 40\%$
vloeigrens	$W_1 > 45\%$	$W_1 < 45\%$ of $1,37 \cdot I_p + 19 < W_1 < 1,37 \cdot I_p + 24$
plast. index	$I_p > 0,73(W_1 - 19)$	$I_p > 18\%$

Tabel f Voorgestelde indeling waarbij matige klei een overgangsvorm is tussen goede en slechte klei (klei is van betreffende kwaliteit als aan alle genoemde criteria voldaan wordt).

De droge volumieke massa (gedefinieerd als de massa droge stof per volume-eenheid vochtige klei) varieerde tussen 1100 en 1700 kg/m³. De volumieke massa in vochtige toestand is hieruit te berekenen en varieerde tussen 1500 en 1900 kg/m³.

Bij de aanleg van dijken wordt de benodigde klei wel gewonnen van het schor. Deze klei is te nat om direct te kunnen verwerken en wordt daarom eerst enige tijd in een kleidepot ondergebracht om overtollig vocht te verliezen. Dit wordt "rijpen" genoemd.

Als er onvoldoende gerijpte klei in de dijk wordt verwerkt, dan vindt het rijpingsproces op de dijk plaats hetgeen ontoelaatbare krimpscheuren tot gevolg heeft. Uit onderzoek [16] is gebleken dat de volumeverandering gelijk is aan de helft van de watergehalteverandering (in gewichtspercentage van de droge stof).

Vochtverlies en het ermee samenhangende krimpen is boven de tijzone echter onvermijdelijk. Dit heeft een scheurenstructuur tot gevolg die van invloed is op de reststerkte van de kleilaag. De bestudering van de (krimp-)

scheuren in de klei op de onderzochte locaties wijst uit dat een groot deel van deze scheuren nagenoeg vertikaal door de klei loopt.

4.3.3 Schatting van reststerkte van klei

In [15] is voor een aantal bezwijkmechanismen bekeken of deze een reële bedreiging van de kleilaag zijn bij een belasting door (brekende) golven. De bezwijkmechanismen zijn:

- a) Oppervlakte-erosie door langsstromend water en door stroming in spleten.
- b) Het uitbreken van kleibrokken door overdruk in scheuren.
- c) Het uitbreken van kleibrokken door lokale glijvlakken in de klei nabij een golfklap.
- d) Het oplichten van de gehele kleilaag door overdruk in het zand onder de klei.
- e) Het ontstaan van grondmechanische instabiliteit in het zand onder de kleilaag.

Op grond van berekeningen is een schatting gemaakt van de golfhoogte waarbij een onbeschermd kleitalud ernstig zal worden aangetast. Hierbij is gebruik gemaakt van de summiere kennis op dit gebied, te weten:

- beperkte waarnemingen in het terrein,
- laboratoriumproeven met beperkte toepasbaarheid,
- rekentechnieken die nog niet getoetst zijn voor het gebied waarop ze hier toegepast zijn.

De zekerheid, waarmee de onderstaande uitspraken over het bezwijken van kleilagen gedaan worden, is daarom zeker niet hoog.

Voor de afschatting van het bezwijkproces is onderscheid gemaakt tussen goede en slechte klei. Opgemerkt moet worden dat het in deze paragraaf gaat over een kleilaag op zand boven de tijzone.

Bezwijkproces van goede klei

Klei boven gemiddeld hoog water ondergaat sterke wisselingen in watergehalte. Een goede klei zal daar een bodemstructuur vormen met een netwerk van verticale en hellende spleten en scheuren. Aan de basis van de kleilaag, en soms door de hele laag, kunnen grotere verticale spleten (10 tot 20 mm wijd) voorkomen als gevolg van irreversibel indrogen na het (te nat) aanbrengen van de klei. Daardoor ontstaan er zuilen van klei met een diameter van enige decimeters.

De klei zelf is door de regelmatig optredende onverzadigde toestand zeer sterk en is relatief resistent tegen oppervlakte-erosie door langsstromend water.

Bij een golfhoogte van 1 à 2 m zal aan het oppervlak enige erosie kunnen optreden, echter sterker in spleten waardoor de interne samenhang van de laag vermindert. Het optreden van grondmechanische instabiliteit behoort bij deze belasting tot de mogelijkheden als het talud steiler is dan 1:4. Door golfklappen zullen waarschijnlijk stukken klei worden weggeslagen waarna de eenmaal beschadigde kleilaag naar verwachting snel ernstig aangetast wordt.

Bezwijkproces van slechte klei

Slechte klei in de onverzadigde zone heeft in het algemeen geen bodemstructuur met sterk ontwikkelde grotere spleten en scheuren. De bodemstructuur heeft daarom geen groot effect op het gedrag van een slechte kleilaag in z'n geheel en het onderscheid tussen de situaties boven en in de tijzone is daarom niet noodzakelijk.

In de kleilaag kunnen zandinsluitingen en grotere continue poriën voorkomen, vooral als bij de aanleg of herstel bijvoorbeeld vergaan hout of biezematten in de kleilaag aanwezig zijn. Dit beïnvloedt de interne samenhang in negatieve zin.

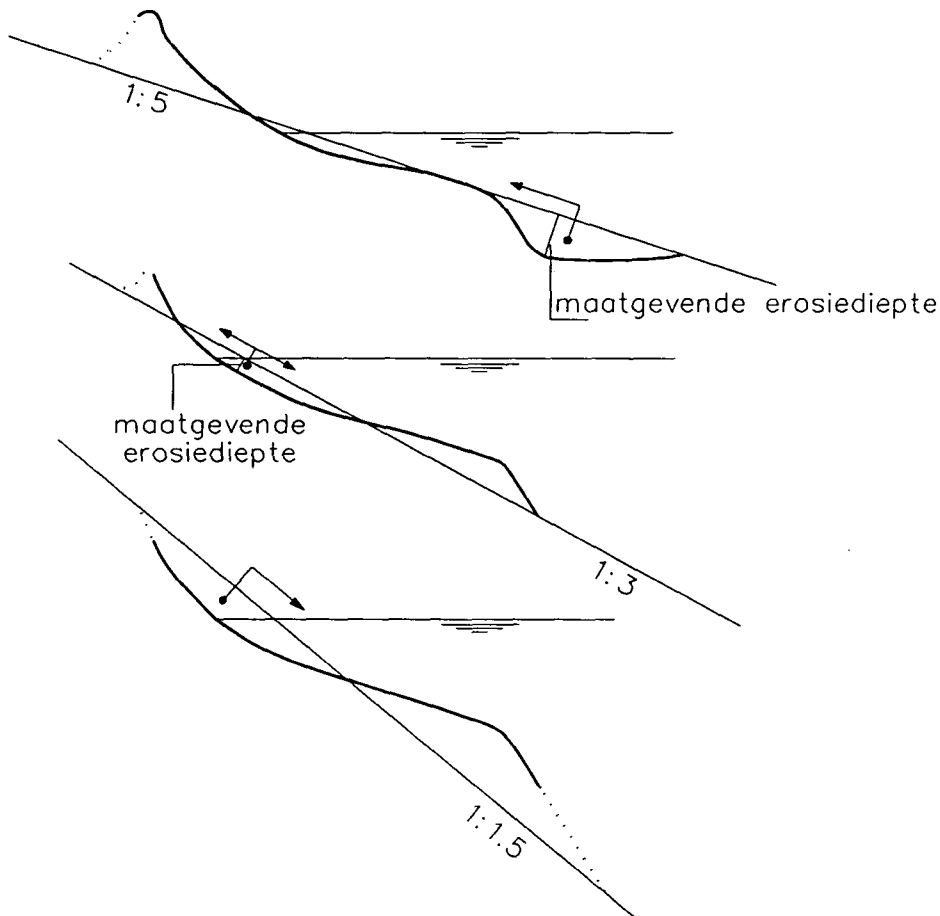
Bij een belasting met golven tot orde 1 m hoogte is het bezwijken van de kleilaag alleen te verwachten als er sprake is van een sterke gelaagdheid en veel harde elementen en zandinsluitingen.

Bij een golfhoogte van 0,5 à 1,5 m is een aanzienlijke oppervlakte-erosie te verwachten, vooral nabij de golfklappen. Kleibrokken en lagen van enkele decimeters dikte kunnen worden opgedrukt, waarbij de scheuren, zandinsluitingen en harde elementen een belangrijke rol spelen. Het is te verwachten dat een slechte kleilaag bij deze belasting in enige uren door de golven zal zijn weggeslagen.

Bovenstaande beschrijving is een samenvatting uit [15]. Een ondergrens van de reststerkte (bovengrens van de optredende erosiediepte in de kleilaag) is te bepalen door de slechte kleilaag te schematiseren tot een laag met kleibrokken die geen onderlinge samenhang hebben, zoals een stortsteentalud. Dit maakt het programma BREAKWAT toepasbaar [13]. Zonder deze schematisatie is BREAKWAT niet voor het berekenen van klei-erosie geschikt.

In een talud van losgestort materiaal (zoals losse kleibrokken) treedt na verloop van tijd, afhankelijk van o.a. de taludhelling, een evenwichtsprofiel op waarbij er tijdens de golfaanval constant materiaal heen en weer wordt getransporteerd, maar zonder dat er een netto materiaaltransport is. Enkele karakteristieke profielen zijn in figuur d gegeven.

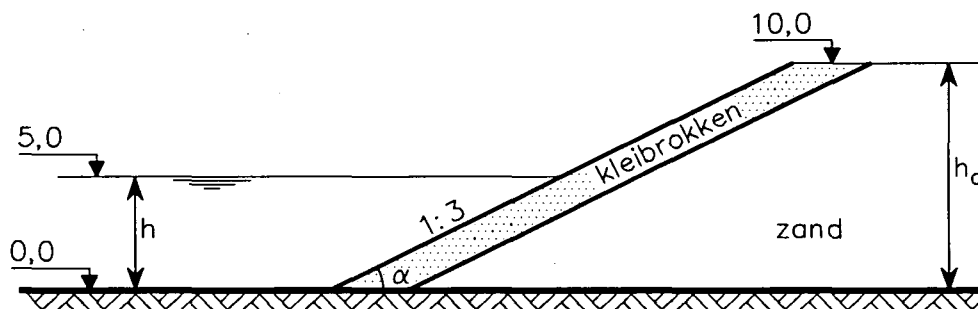
Bij flauwe taluds wordt er boven de stilwaterlijn een rand materiaal opgeworpen, dat voornamelijk afkomstig is van ver onder SWL (orde $2 \cdot H_s$ eronder). De maatgevende erosiediepte treedt orde $2H_s$ onder SWL op. Bij steile taluds ontstaat er onder de stilwaterlijn een berm van materiaal en is de diepste erosie bij de stilwaterlijn te vinden.



Figuur d Evenwichtsprofielen

Onderstaand zijn een aantal berekeningsresultaten gepresenteerd, uitgaande van de volgende situatie (zie figuur e):

- klei wordt geschematiseerd tot losse brokken met diameter van 0,2 m en volumieke massa $\rho_{\text{klei}} = 1900 \text{ kg/m}^3$ (laagste dat in BREAKWAT in te voeren is).
- spreiding in de brokafmetingen: $D_{85}/D_{15} = 2,0$
- significante golfhoogte: $H_s = 1,5 \text{ m}$
- golfperiode bij piek van spectrum: $T_p = 5,9 \text{ s}$
- gemiddelde golfperiode: $T_m = 4,9 \text{ s}$
- taludhelling: $\cot\alpha = 3$
- brekerparameter: $\xi_{\text{op}} = 1,5$
- waterdiepte: $h = 5 \text{ m}$
- stormduur: $t = 4 \text{ uur}$
- volumieke massa van water: $\rho = 1030 \text{ kg/m}^3$
- loodrechte golfaanval



Figuur e Uitgangssituatie voor berekeningen en het vergelijken van varianten

Rond dit uitgangspunt zijn tevens een aantal varianten doorgerekend. De resultaten van de berekeningen zijn weergegeven in figuur 5 en 6. Het blijkt dat (van de doorgerekende varianten) een talud van 1:3 met relatief diep water ($h/H_s = 3,3$) de grootste erosiediepte geeft. Een talud van 1:4 geeft de minste erosie als gevolg van het feit dat hier de overgang van maatgevende erosie bij de stilwaterlijn naar maatgevende erosie op $2H_s$ onder SWL is.

Bij een golfhoogte van 1,5 m en stormduur van 4 uur, die als een reële belasting gezien kan worden, blijft de erosiediepte beperkt tot 84 cm. Gezien het feit dat bij deze berekening de cohesie volledig is weggelaten, zal de werkelijke erosiediepte minder zijn dan hier berekend. Daarom kan

geconcludeerd worden dat de klei weliswaar ernstig zal worden aangetast, maar dat er toch reden is om aan te nemen dat de kleilaag de zandkern enige tijd kan beschermen.

5. Reststerkte van zetting op uitvullaag op mijnsteen

5.1 Resultaten van modelonderzoek

5.1.1 Haringmanblokken op uitvullaag op mijnsteen

In [2] is een modelonderzoek beschreven in de Deltagoot, waarbij de constructie bestond uit een zandtalud van 1:3,5 met daarop een mijnsteenlaag, een dunne uitvullaag en Haringmanblokken. Een dwarsdoorsnede van het model is gegeven in figuur 7. Details zijn verder gegeven in tabel 3.

Naast de proeven die gericht waren op het vaststellen van de golfhoogte bij initiële schade, is ook langdurig gegolfd op een kunstmatig beschadigd talud.

Enkele proefresultaten met betrekking tot initiële schade zijn:

proef	H_s [m]	ξ_{op} [-]	$H_s/(\Delta D)$ [-]	resultaat
09	0,85	2,97	3,3	geen schade
10	1,33	1,36	5,1	geen schade
06	1,43	1,53	5,5	schade

Tabel g Proefresultaten

Volgens het globale ontwerpmodel (beschreven in [1]) kan deze constructie opgevat worden als "normaal". Volgens dit ontwerpmodel geldt bij $\xi_{op} = 1,4$:

- geen schade als $H_s/(\Delta D) < 3,0$
- zeker schade als $H_s/(\Delta D) > 6,3$

De reststerkte is onderzocht bij dezelfde hydraulische randvoorwaarden als bij proef 06. Zoals blijkt uit het bovenstaande is deze belasting vrij zwaar voor dit type constructie, maar zeker niet irreëel.

Vóór de proef is kunstmatig initiële schade aangebracht door één blok op 0,5 m onder SWL te verwijderen.

Het volgende is vastgesteld:

- De uitvullaag en mijnsteen spoelen geleidelijk uit waardoor een ondermijning van de toplaag boven het gat ontstaat (zie figuur g uit paragraaf 5.3). De ontwikkeling van het ondermijnde oppervlak is:
 - na 5 minuten: ongeveer 0,4 m²
 - na 15 minuten: ongeveer 1,3 m²
 - na 35 minuten: ongeveer 2 m²
 - na 75 minuten: ongeveer 4 m²
- De diepte van de ondermijning blijkt maximaal ongeveer 10 cm te bedragen (dikte uitvullaag is 4 cm, dikte van mijnsteenlaag is 100 cm)
- Na 130 minuten bezwijkt de overspanning.
- In de periode van t = 130 minuten tot 155 minuten komen totaal 17 blokken van hun plaats. Hiervan zijn er op t = 155 minuten 11 volledig uit het gat weggeslagen en 6 in het gat achtergebleven.
- Het bovenste gedeelte van de ondermijnde toplaag was aan het einde van de proef (op t = 155 min.) nog intact.

De inklemming van de blokken was erg hoog. De kracht die nodig was om een individueel blok uit de zetting te trekken is in het schadegebied (4 < z < 5 m) tussen 21 en 45 maal het eigen gewicht. Dit is vastgesteld bij 6 blokken in dit gebied.

Deze hoge inklemming is zeker van invloed op de geconstateerde schade-ontwikkeling van de toplaag. Geconcludeerd kan worden dat zelfs bij een zeer goede inklemming in ruim twee uur de toplaag bezwijkt.

Ten aanzien van de uitspoeling van het filter kan geconcludeerd worden dat de diepte hiervan gering blijft (zolang er slechts één blok van 50x50 cm uit de toplaag weg is).

5.1.2 Blokken op grindlaag en mijnsteen

In [3] is een modelonderzoek beschreven met een constructie bestaande uit rechthoekige blokken van 25x25x10 cm³ op een grindlaag (15 cm dikte) en mijnsteen (35 cm dikte). De taludhelling was 1:4 met een berm op 0,25 m boven de stilwaterlijn.

De karakteristieke korrelgrootte van het grind is ongeveer 14 mm.

Alle hier genoemde grootheden zijn modelmaten.

Enkele proefresultaten met betrekking tot initiële schade zijn (proeven met halfsteensverband en zonder pennenrooster):

proef	H_s [m]	ξ_{op} [-]	$H_s/(\Delta D)$ [-]	resultaat
c4-64	0,48	1,14	3,5	geen schade
c4-65	0,49	1,14	3,6	schade (30 cm onder SWL)
c5-67	0,47	1,13	3,4	schade (30 cm onder SWL)

Tabel h Proefresultaten

Volgens het globale ontwerpmodel (beschreven in [1]) kan deze constructie opgevat worden als "ongunstig". Volgens dit ontwerpmodel geldt bij $\xi_{op} = 1,1$:

- geen schade als $H_s/(\Delta D) < 2,5$
- zeker schade als $H_s/(\Delta D) > 5,3$

Bovenstaande proefresultaten komen hiermee goed overeen.

Vervolgens is een lange duur proef uitgevoerd met $H_s = 0,99$ m ($\xi_{op} = 1,1$ en $H_s/(\Delta D) = 7,2$). Deze belasting is erg hoog ten opzichte van de sterkte van de constructie.

De toplaag is bij deze proef in korte tijd over vele m² weggeslagen. De proef heeft een totale duur van 5,6 uur, maar over de verdere erosie van het filter wordt in [3] slechts opgemerkt dat deze in enige mate verstoord werd door de overblijfselen van het pennenrooster. Aan de hand van foto's is vastgesteld dat de maximale erosiediepte orde 20 à 40 cm was.

5.1.3 Basalton op silex

In [4] is een modelonderzoek beschreven met Basalton op 38 cm silex (zie figuur 8). De silex was verdeeld in twee lagen:

- onderste laag met dikte van 20 cm had korrelgrootte 0 - 90 mm
- bovenste laag met dikte van 18 cm had korrelgrootte 20 - 90 mm

Eerst is de constructie met zuilen van 18 cm zonder inwassing belast. Deze bleek initiële schade te laten zien bij $H_s = 1,23$ m ($H_s/(\Delta D) = 4,9$, $\xi_{op} =$

1,44). Volgens het globale ontwerpmodel voor onregelmatige golven (beschreven in [1]) kan deze constructie opgevat worden als "normaal". Volgens dit ontwerpmodel geldt bij $\xi_{op} = 1,4$ dat initiële schade ontstaat als $3,0 < H_s / (\Delta D) < 6,3$. Dit komt goed overeen met bovenstaand proefresultaat.

Vervolgens zijn de zuilen vervangen door zuilen van 15 cm hoogte en is het ingewassen met metaalslakken. Ook bij $H_s / (\Delta D) = 10,1$ bleek op dit talud geen schade te ontstaan vanwege de uitermate hoge klemming van alle stenen. Het is te betwijfelen of een dergelijke klemming ook in het prototype over vele kilometers dijk voor alle stenen te realiseren is.

Als laatste is een proef uitgevoerd met kunstmatig aangebrachte initiële schade. De plaats van de kunstmatige schade en de duur van de proef is helaas niet gerapporteerd. De maximale belasting was $H_s = 1,64$ m ($H_s / (\Delta D) = 9,4$, $\xi_{op} = 2,0$). Dit resulteerde niet in een uitbreiding van de schade.

Het belang van deze proef voor het reststerkte onderzoek is gering, omdat er sprake was van een uitzonderlijk geklemde zetting.

5.1.4 Blokken op grind

In [5] is een modelonderzoek beschreven waarbij de stabiliteit van rechthoekige blokken op een filterlaag van respectievelijk 25 en 50 cm dikte op zand is onderzocht.

Er zijn vier constructies onderzocht, alle met een blokdikte van 15 cm en een taludhelling van 1:3:

- I oost: blokoppervlak: $BL = 30 \times 25 \text{ cm}^2$
laagdikte filter: $b = 50 \text{ cm}$
korrelgrootte filter: $D_{f15} = 3,6 \text{ mm}$ $D_{f50} = 5,0 \text{ mm}$
- I west: blokoppervlak: $BL = 30 \times 25 \text{ cm}^2$
laagdikte filter: $b = 25 \text{ cm}$
korrelgrootte filter: $D_{f15} = 3,6 \text{ mm}$ $D_{f50} = 5,0 \text{ mm}$
- II oost: blokoppervlak: $BL = 50 \times 50 \text{ cm}^2$
laagdikte filter: $b = 50 \text{ cm}$
korrelgrootte filter: $D_{f15} = 3,6 \text{ mm}$ $D_{f50} = 5,0 \text{ mm}$
- II west: blokoppervlak: $BL = 30 \times 25 \text{ cm}^2$
laagdikte filter: $b = 50 \text{ cm}$
korrelgrootte filter: $D_{f15} = 9,2 \text{ mm}$ $D_{f50} = 11,0 \text{ mm}$

Bij deze constructies is eerst het begin van beweging gemeten bij regelmatige golven. In onderstaande tabel zijn enkele resultaten gegeven, samen met het interval van $H/(\Delta D)$ waarbij volgens het black-box model uit [6] initiële schade is te verwachten.

modelonderzoek (begin beweging)					black-box model (begin schade)			
constr.	proef	H	ξ	$H/\Delta D$	type	ξ	$[H/\Delta D]_{\min}$	$[H/\Delta D]_{\max}$
I oost	103	0,60	1,56	2,89	ongunstig	1,6	2,3	5,0
I oost	104	0,44	2,13	2,12	ongunstig	2,1	2,0	4,2
I west	152	1,22	1,94	5,98	normaal	1,9	3,0	6,5
II west	225	0,61	1,61	3,01	ongunstig	1,6	2,3	5,0
II oost	260	0,33	2,10	1,59	ongunstig	2,1	2,0	4,2
II oost	263	0,42	2,02	2,02	ongunstig	2,0	2,0	4,3

Tabel i Gemeten golfhoogte bij begin van beweging [6]

Vervolgens is bij elke constructie één blok verwijderd en is de erosie van het filter gemeten bij onregelmatige golfaanval. De blokken direct om het gat waren van staal en konden niet door de golven verplaatst worden. De proef gaf derhalve uitsluitend informatie over het uitspoelen van het filter.

Uit de metingen is gebleken dat de erosie vrij ondiep is (enkele centimeters), maar het strekt zich naar verloop van tijd wel naar boven over vele m^2 uit.

De cumulatieve erosie van de proeven was:

Serie I (oost en west):

- golven: $H_s = 0,67$ m

$\xi_{op} = 1,6$

$H_s/\Delta D = 3,3$

- cumulatieve erosie van oost en west tezamen:

t = 18 min.: 30 kg geërodeerd

t = 63 min.: 479 kg geërodeerd

t = 108 min.: 880 kg geërodeerd

Serie II:

- golven: $H_s = 0,40$ m

$\xi_{op} = 2,1$

$H_s/\Delta D = 1,9$

- cumulatieve erosie:

t = 10 min.: oost: 41 kg geërodeerd west: 6 kg geërodeerd
t = 40 min.: oost: 118 kg geërodeerd west: 11 kg geërodeerd
t = 130 min.: oost: 230 kg geërodeerd west: 27 kg geërodeerd
t = 310 min.: oost: 372 kg geërodeerd west: 30 kg geërodeerd

Uit de proef II west blijkt dat bij een reële belasting (overeenkomend met die bij initiële schade) er bij een klein gat en een vrij grof filter nauwelijks enige erosie van betekenis is, ook niet na ruim 5 uur golven.

Bij fijn filtermateriaal (serie I) spoelt er wel veel filtermateriaal weg. Na een uur golven zijn al vele m² van de toplaag ondermijnd. Ditzelfde is ook geconstateerd in paragraaf 5.1.1 bij grind met korrelgrootte van 6 - 22 mm.

De erosie-diepte blijft over het algemeen beperkt tot hooguit 10 cm, hoewel aan de gootrand bij een van de proeven een erosiediepte van 30 à 40 cm is geconstateerd (het talud zakte in terwijl erover gelopen werd).

Bij alle proeven verzamelde het uitgespoelde grind zich direct onder het gat op het talud. Slechts weinig grind spoelde naar de teen van het talud.

5.2 Ervaringen bij praktijkschade

5.2.1 Basalton op silex (Maasvlakte)

In het voorjaar van 1988 is er aanzienlijke schade opgetreden aan een bekleding van Basalton op silex met een taludhelling van 1:8 (Zuidwal, Maasvlakte, [8]). Een doorsnede van de constructie is gegeven in figuur 9.

De karakteristieken van de constructie en golfbelasting waren:

- constructie:

- talud: $\cot\alpha = 8$

- toplaag: dikte: $D = 35$ cm

volumieke massa: $\rho_s = 2300$ kg/m³ ($\Delta = 1,23$)

inwassing: staalslakken (sterk verkit en bijna ondoorlatend)

- filter: dikte: $b = 40$ cm

korrelgrootte: 30 - 90 mm

- niveau teen: ongeveer op NAP

- voorland: onbekend, naastliggende locatie: 45 m horizontaal op NAP
Voor berekening van golfhoogte wordt aangehouden:
 - eerste 15 m horizontaal op NAP (breuksteen verdediging)
 - daarna aflopend met 1:30 (10 m dieptelijn zou op \pm 300 m van constructie kunnen liggen).

- belasting:
 - waterstand: NAP+2,22 m (gedurende 4 uur was waterstand boven NAP+1,50 m)
 - golven op diep water: $H_s = 5,5$ à 6 m
 $T_s = 10$ à 12 s
 - golven op enige afstand van constructie [8]: $H_s \approx 3,8$ m
 $T_p \approx 11$ s
 - maatgevende golven (zie appendix 1 uit [1]): $H_s \approx 1,7$ m
 $T_p \approx 11$ s
 - belasting parameters: $H_s/(\Delta D) = 3,9$
 $\xi_{op} = 1,3$

Volgens het globale ontwerpmodel (beschreven in [1]) kan deze constructie opgevat worden als "normaal". Volgens dit ontwerpmodel geldt bij $\xi_{op} = 1,3$:

- geen schade als $H_s/(\Delta D) < 3,2$
- zeker schade als $H_s/(\Delta D) > 6,8$

Blijkbaar is de belasting niet extreem hoog geweest.

Als gevolg van deze belasting is er 10.000 m² van de toplaag weggeslagen, maar is er nagenoeg geen erosie aan het filter ontstaan. In de daarop volgende dagen ontstond er geleidelijk een S-profiel.

Geconcludeerd kan worden dat de initiële schade aan de toplaag snel (in orde 4 uur) groeide tot een zeer groot gat. De filterlaag leverde echter nog voldoende sterkte om verdere aantasting van de constructie te voorkomen.

5.2.2 Blokken op uitvullaag op mijnsteen (Oterdum)

In [9] is een schade geanalyseerd van een havendam nabij Termunterzijl aan de Eems. Het betreft de oostdam van Oterdum, waarvan een doorsnede in figuur 10 is gegeven.

De constructie bestaat uit rechthoekige betonblokken van 50x50 cm² en 20 cm dik ($\Delta = 1,35$) op een uitvullaag van grind 5-15 mm met een laagdikte van ca. 10 cm. Daaronder ligt 60 cm mijnsteen. De taludhelling bedraagt 1:2,8.

De schade is ontstaan in april 1973 bij een golfaanval van $H_s = 1,08$ à $1,46$ m en $T_p = 4,2$ à $4,6$ s met invalshoek van ongeveer 45° ten opzichte van de constructie. De stormduur was zeer lang: 27 uur. Tijdens de schade geldt derhalve:

$$\xi_{op} = 1,8 \text{ à } 1,7$$

$$H_s/\Delta D = 4,0 \text{ à } 5,4$$

Volgens het globale ontwerpmodel (beschreven in [1]) kan deze constructie opgevat worden als "normaal". Volgens dit ontwerpmodel geldt bij $\xi_{op} = 1,8$:

- geen schade als $H_s/(\Delta D) < 2,5$
- zeker schade als $H_s/(\Delta D) > 5,4$

De opgetreden belasting is derhalve vrij zwaar, zeker omdat deze constructie maar weinig afwijkt van een constructie van het type "ongunstig".

Door deze belasting zijn ca. 300 blokken opgelicht, verzakt, of uit het talud gelicht. Er zijn 20 blokken geheel uit het talud gelicht. De omschrijving van de schade geeft de suggestie dat er nergens meerdere naast elkaar liggende blokken zijn uitgelicht.

Het filter is ter plaatse van de uitgelichte blokken deels uitgespoeld.

Dit leidde tot een ondermijning van de bekleding tot 2 à 3 m van het gat (omhoog). Soms leidde dat tot ondermijning van het asfalt.

De erosie van het filter bleef steeds beperkt tot een diepte van 5 à 10 cm.

In het algemeen is het ondermijnde talud verzakt, echter in enkele gevallen zijn er vrije overspanningen opgetreden.

Geconcludeerd kan worden dat, na de initiële schade, de vervolgschade nog lange tijd beperkt blijft tot enige uitspoeling van het filter. De stormduur was lang genoeg om gedurende 2 hoogwaters de zware golfaanval te krijgen.

5.2.3 Basalton op steenslag op mijnsteen (Philipsdam)

Op 13 november 1987 en op 3 januari 1988 is schade ontstaan aan een talud-bekleding van Basalton. Een doorsnede van de constructie is gegeven in figuur 11. De constructie is als volgt opgebouwd [19]:

- van NAP+0,50 m tot NAP +2,00 m:
 - talud: $\cot\alpha = 4$
 - toplaag: Basalton
 - dikte: $D = 20$ cm
 - volumieke massa: ? (geschat op 2300 kg/m³)
 - uitvullaag: steenslag
 - dikte: $b = 20$ cm
 - korrelgrootte: $25 - 60$ mm, $D_{f50} \approx 40$ mm
 - mijnsteen: dikte: $b = 0,5$ m
- van NAP+2,00 m tot NAP +4,00 m:
 - talud: $\cot\alpha = 4$
 - toplaag: Haringmanblokken (50×50 cm²)
 - dikte: $D = 20$ cm
 - onderlaag: 80 cm klei

Tijdens de tweede storm is een golfhoogte opgetreden van $0,85$ m en een waterstand van NAP+ $2,45$ m. Daarbij zijn enkele Basaltonzuilen uit de bekleding gelicht en is op één plaats een Haringmanblok omhoog gedrukt.

Gezien de locatie kan de golfsteilheid geschat worden op 5% . Dit leidt tot de volgende belastingparameters:

$$\xi_{op} = 1,1$$
$$H_s / \Delta D = 3,3$$

Volgens het globale ontwerpmodel (beschreven in [1]) kan deze constructie opgevat worden als "normaal". Volgens dit ontwerpmodel geldt bij $\xi_{op} = 1,1$:

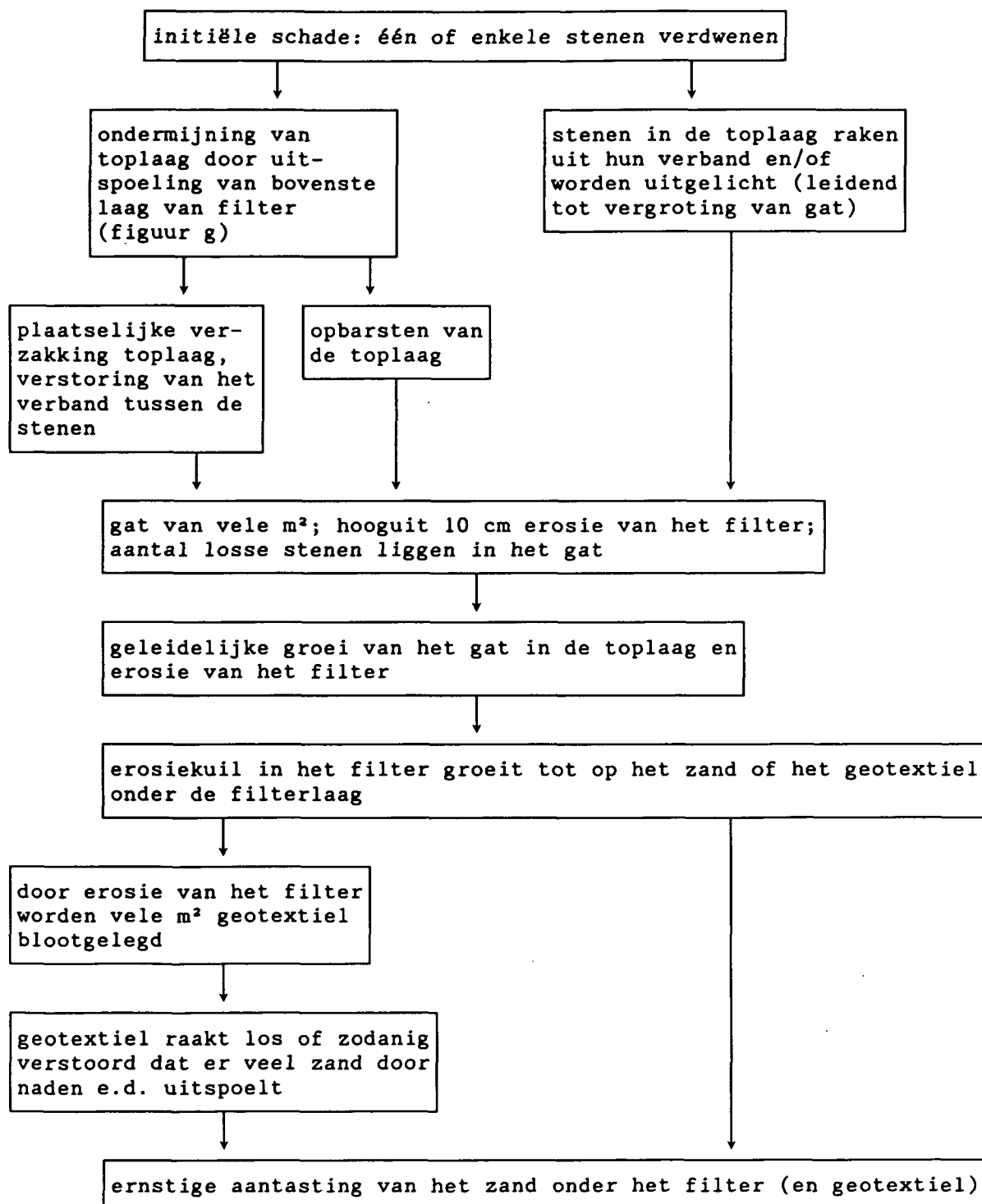
- geen schade als $H_s / (\Delta D) < 3,5$
- zeker schade als $H_s / (\Delta D) > 7,5$

Hieruit blijkt dat de opgetreden belasting vrij laag is.

De locatie van de schade (vlak onder de overgangsconstructie) is zodanig dat enige ondermijning van de toplaag al spoedig stopt bij de overgangsconstructie. Op de plaatsen waar een zuil vlak onder de overgangsconstructies is uitgelicht, heeft soms de uitspoeling van het filter geleid tot ondermijning van de overgangsconstructie. Ook klei spoelde uit waardoor enkele blokken boven de overgangsconstructie verzakten.

5.3 Theoretisch model van bezwijkproces

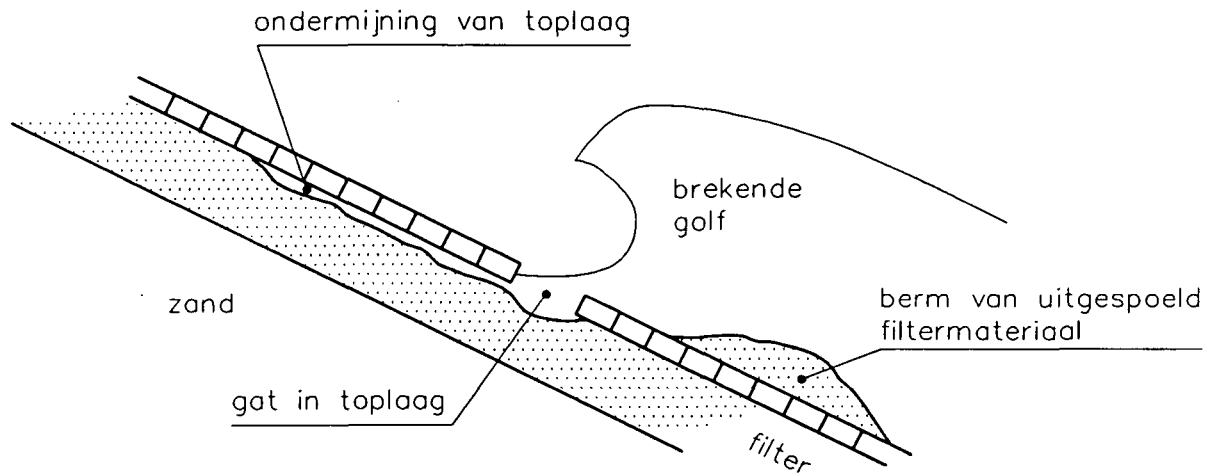
Bij het bezwijken van een bekledingsconstructie van gezette steen op een dikke filterlaag (zoals 0,5 m mijnsteen) zijn de stadia en processen te onderscheiden die weergegeven zijn in het schema van figuur f.



Figuur f Schema van bezwijkproces van blokken op een filterlaag

Zoals in het schema naar voren komt zijn er na de initiële schade twee mogelijkheden:

- de top laag wordt eerst ondermijnd en bezwijkt daarna over een groot oppervlak (zie figuur g)
- het gat in de top laag groeit door afkalving van de randen (zie figuur 12)



Figuur g Ondermijning van de top laag

Deze eerste fase van het erosieproces is nog niet kwantitatief te beschrijven met een theoretisch rekenmodel. Er zijn slechts ervaringen uit modelonderzoek (zie paragraaf 5.1) en de praktijk (zie paragraaf 5.2) beschikbaar.

Pas nadat de top laag over een groot oppervlak is weggeslagen, komt de erosie van het filter op gang. Dat erosieproces is wel te kwantificeren, mits wordt aangenomen dat de top laag over een zeer groot oppervlak is weggeslagen en er sprake is van loodrechte golfaanval. In dat geval kan het talud opgevat worden als een grindstrand waarin na verloop van tijd een evenwichtsprofiel zich instelt (zie [11] en [12]).

Afhankelijk van o.a. de taludhelling en de korrelgrootte van het filter treedt er een evenwichtsprofiel op. Enkele karakteristieke profielen zijn in figuur d in paragraaf 4.3.3 gegeven.

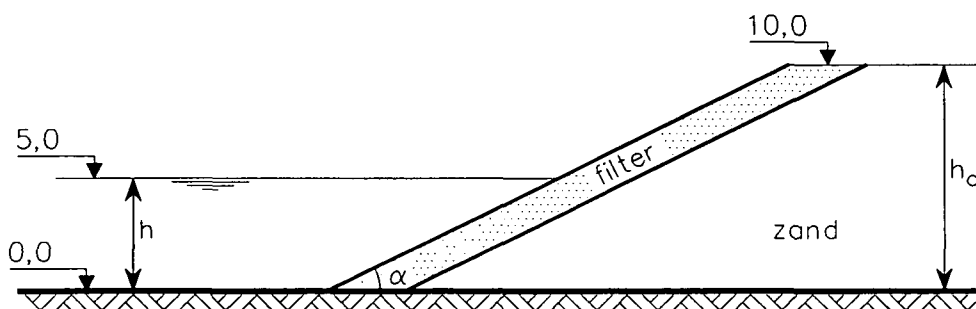
Bij flauwe taluds wordt boven de stilwaterlijn een rand filtermateriaal opgeworpen, dat voornamelijk afkomstig is van ver onder SWL (orde $2 \cdot H_s$ eronder), waar de maatgevende erosiediepte optreedt.

Bij steile taluds ontstaat onder de stilwaterlijn een berm van filtermateriaal en is de diepste erosie bij de stilwaterlijn te vinden. Deze bermvorming is overigens ook geconstateerd onder een gat in de toplaag (zie paragraaf 5.1.3).

De evenwichtsprofielen zijn te berekenen met behulp van het PC-pakket BREAKWAT [13], hetgeen gebaseerd is op de onderzoeksresultaten uit [11] en [12].

Door middel van een groot aantal berekeningen met BREAKWAT zijn de belangrijkste tendenzen onderzocht. Deze zijn weergegeven in de figuren 13 tot en met 19 en worden onderstaand behandeld. De volgende concrete constructie en randvoorwaarden staan centraal (figuur h):

taludhelling	: $\cot\alpha = 4$
waterdiepte	: $h = 5 \text{ m}$ (niet van invloed als $h/H_s > 2,3$)
kruinhoogte	: $h_c = 10 \text{ m}$
golfhoogte	: $H_s = 1,5 \text{ m}$
gemiddelde golfperiode	: $T_m = 4,9 \text{ s}$
piekperiode	: $T_p = 5,9 \text{ s}$ (aannemende dat: $T_p/T_m = 1,2$)
brekerparameter	: $\xi_{op} = 1,5$
korrelgrootte filter	: $D_{f50} = 20 \text{ mm}$ ($M_{50} = 0,011 \text{ kg}$, bolvormig)
gradering van filter	: $D_{f85}/D_{f15} = 2,5$ (maximaal in BREAKWAT)
volumieke massa filterkorrels	: $\rho_f = 2600 \text{ kg/m}^3$
volumieke massa water	: $\rho = 1030 \text{ kg/m}^3$
stormduur	: $t = 4 \text{ uur}$ (bij stagnant peil)



Figuur h Uitgangssituatie bij bestudering van de invloed van de variabelen

De golfhoogte is zodanig gekozen dat bij een toplaagdikte van 25 cm en $\Delta = 1,3$ geldt: $H_s/(\Delta D) = 4,6$. Dit is een gemiddelde waarde bij het optreden van initiële schade aan de toplaag.

Steeds is er bij de berekeningen uitgegaan van de aanwezigheid van een voldoende dikke filterlaag (1 m dikte bleek in alle doorgerekende gevallen voldoende te zijn).

Met deze constructie als uitgangspunt zijn de invloeden van de verschillende variabelen onderzocht.

Stormduur

In figuur 13 is het verband tussen de stormduur en de maximale erosiediepte gegeven. De constructieparameters en randvoorwaarden zijn bovenstaand opgesomd.

Uit de figuur blijkt dat bij een flauw talud (1:5) de erosiediepte geleidelijk toeneemt en zelfs na 40 uur nog geen maximum heeft bereikt. De erosiekuil bevindt zich op $2H_g$ onder SWL. Bij een taludhelling van 1:4 en 1:3 is het erosieproces heel anders: na zeer korte tijd (orde 0,5 uur) ontstaat bij de stilwaterlijn een diepe erosiekuil die daarna nog maar weinig dieper wordt.

Geconcludeerd kan worden dat een mijnsteenlaag van minstens 80 cm dikte bij deze omstandigheden niet binnen 24 uur (met constante zware golfaanval) zal doorbreken. Zo'n constructie heeft derhalve een grote reststerkte.

Is de mijnsteenlaag slechts 50 cm dik, dan is er bij een taludhelling van 1:3 nauwelijks reststerkte aanwezig (minder dan 0,5 uur). Bij een taludhelling van 1:5 is de reststerkte 3 uur en bij 1:4 meer dan 24 uur.

Taludhelling

De invloed van de taludhelling is in figuur 14 in beeld gebracht. Duidelijk blijkt dat er een taludhelling is aan te wijzen waar de erosiediepte een minimum heeft, afhankelijk van de stormduur (t). Bij $t = 4$ uur geeft een talud van 1:4,5 de kleinste erosiediepte.

In deze figuur is ook te zien dat er bij steile taluds na 1 uur weinig vergroting van de kuildiepte optreedt, in tegenstelling tot flauwe taluds.

Geconcludeerd kan worden dat bij deze omstandigheden een talud van 1:4 zeer gunstig is.

Korrelgrootte

Het verband tussen de erosiediepte na 4 uur golven en de korrelgrootte is in figuur 15 te zien. Ook in deze figuur is er een groot verschil te zien tussen flauwe taluds (1:5) en steile taluds (1:3 en 1:4). Bij de steile taluds is de invloed van de korrelgrootte vrij klein. Bij flauwe taluds valt het op dat een vergroting van de korrelgrootte een diepere erosiekuil geeft.

Dit laatste is een gevolg van het feit dat het evenwichtsprofiel bij grover materiaal korter is. Doordat de erosie geconcentreerd is in een klein gebied, treedt er een diepere kuil op.

Mijnsteen heeft, afhankelijk van de sortering, een korrelgrootte (D_{f50}) van 20 à 40 mm.

Golfperiode

De invloed van de golfperiode is weergegeven in figuur 16. Het blijkt dat bij een constante golfhoogte de erosiediepte snel toeneemt met toenemende golfperiode. Lange golven van orde 10 s kunnen optreden als golven vanaf de Noordzee de constructie kunnen bereiken. Door breken op het voorland neemt de golfhoogte af, maar de periode blijft ongeveer onveranderd. In zo'n situatie geldt echter meestal dat $h/H_s \leq 2$ en dan is er een niet te verwaarlozen invloed van de waterdiepte, zoals te zien is in figuur 17 en 18.

Golfhoogte

Bij toenemende golfhoogte neemt de erosiediepte evenredig toe, totdat de relatieve waterdiepte, h/H_s , kleiner dan 2,3 wordt (zie figuur 17). Als $h/H_s < 2$ dan geeft een verdere vergroting van de golfhoogte zelfs een kleinere erosiediepte. Dit laatste is een gevolg van het feit dat het transportproces zich afspeelt over een kleiner deel van de constructie.

Waterdiepte

De invloed van de waterdiepte is te zien in figuur 18. Als $h/H_s > 2,3$ dan is er geen invloed. Als $h/H_s < 2,3$ dan geeft een afname van de waterdiepte een afname van de erosiediepte te zien.

Taludvorm (berm)

Zoals in figuur 19 is te zien kan een berm een zeer nadelige invloed hebben op de erosiediepte. Gekozen is voor een berm van 5 m breedte.

Het erosieproces leidt tot een afvlakking van het talud, hetgeen met name op orde 1 m onder de berm een aanzienlijke erosie tot gevolg heeft. Als de berm

onder SWL ligt, dan lijkt de vorm van het evenwichtsprofiel op dat van een flauw talud (orde 1:5) met de grootste erosie op orde $2H_s$ onder de stilwaterlijn.

Een berm op 2 m onder SWL blijkt het minst gunstig te zijn (erosiediepte van 0,95 m, ruim twee maal zoveel als zonder berm). Ook in vergelijking tot flauwe taluds is de erosie groter (een talud van 1:6 gaf een erosiediepte van 0,74 m).

Deels beschermde taluds

Taluds die slechts voor een deel bestaan uit granulair materiaal en verder beschermd zijn met een gladde toplaag (steenzetting) kunnen niet met BREAKWAT doorgerekend worden. Ter indicatie van deze invloed kan [14] gebruikt worden. Dit betreft een modelonderzoek met een talud van 1:3 met een overgangsconstructie. Boven de overgang was het talud glad (altijd stabiel) en onder de overgang beschermd met stortsteen.

De stenen waren zo groot ten opzichte van de golfhoogte dat er geen profiel ontstond, maar slechts kon worden vastgesteld of er al dan niet enkele stenen verplaatst worden.

Uit de resultaten van het onderzoek blijkt dat de stabiliteit van de stortsteen gelijk of hoger is dan wanneer het hele talud uit stortsteen bestaat. Hieruit kan geconcludeerd worden dat de hydraulische belasting niet hoger is dan bij constructies met alleen stortsteen, hetgeen wellicht ook het geval is bij taluds die deels door het filter en deels door de nog onbeschadigde steenzetting beschermd worden.

Bij flauwe taluds (1:5 en flauwer) zijn er twee erosiekuilen in het evenwichtsprofiel, één ondiepe bij de stilwaterlijn en één diepe op $2H_s$ onder SWL. Als de steenzetting ter plaatse van de stilwaterlijn nog intact is, dan is het mogelijk dat de hoeveelheid materiaal die anders bij de stilwaterlijn weggehaald zou worden, nu uit de onderste kuil wordt gehaald. Deze zou dan wat dieper kunnen worden. Anderzijds is het ook mogelijk dat alleen de rand boven SWL wat lager wordt en de erosiediepte op $2H_s$ onder SWL niet verandert.

Het is niet waarschijnlijk dat bekledingsresten de breedte van de erosiekuil beïnvloeden. Het is aannemelijker dat na een kleine ondermijning van de rand van het gat de blokken aan de rand door de golven worden weggeslagen.

Geotextiel

Een geotextiel onder het filter vormt de laatste bescherming van de zandkern van de dijk. Zodra het filter is weggeslagen (erosiediepte = filterlaagdikte), kan alleen het geotextiel de aantasting van de kern voorkomen. Er zijn helaas geen rekenmodellen of ervaringsgegevens waarmee de invloed van het geotextiel gekwantificeerd kan worden. Een rekenmodel zou gebaseerd kunnen worden op de aanname dat de bescherming reëel aanwezig is als nog slechts een klein oppervlak van het geotextiel aan de golven wordt blootgesteld (orde 1 m²). Wordt dit oppervlak groot (bv. 3x3 m²) dan zal het geotextiel wellicht problemen hebben met het voorkomen van erosie van zand door de naden.

Met dit gedachtenmodel kan een eerste globale schatting van de invloed van het geotextiel worden gegeven:

- a) zonder geotextiel: bekledingsconstructie is bezweken als erosie-diepte volgens BREAKWAT gelijk is aan filterlaagdikte.
- b) met geotextiel : bekledingsconstructie is bezweken als erosie-diepte over een lengte van minstens 3 m (in de dwarsdoorsnede gezien) volgens BREAKWAT gelijk of groter is dan de filterlaagdikte.

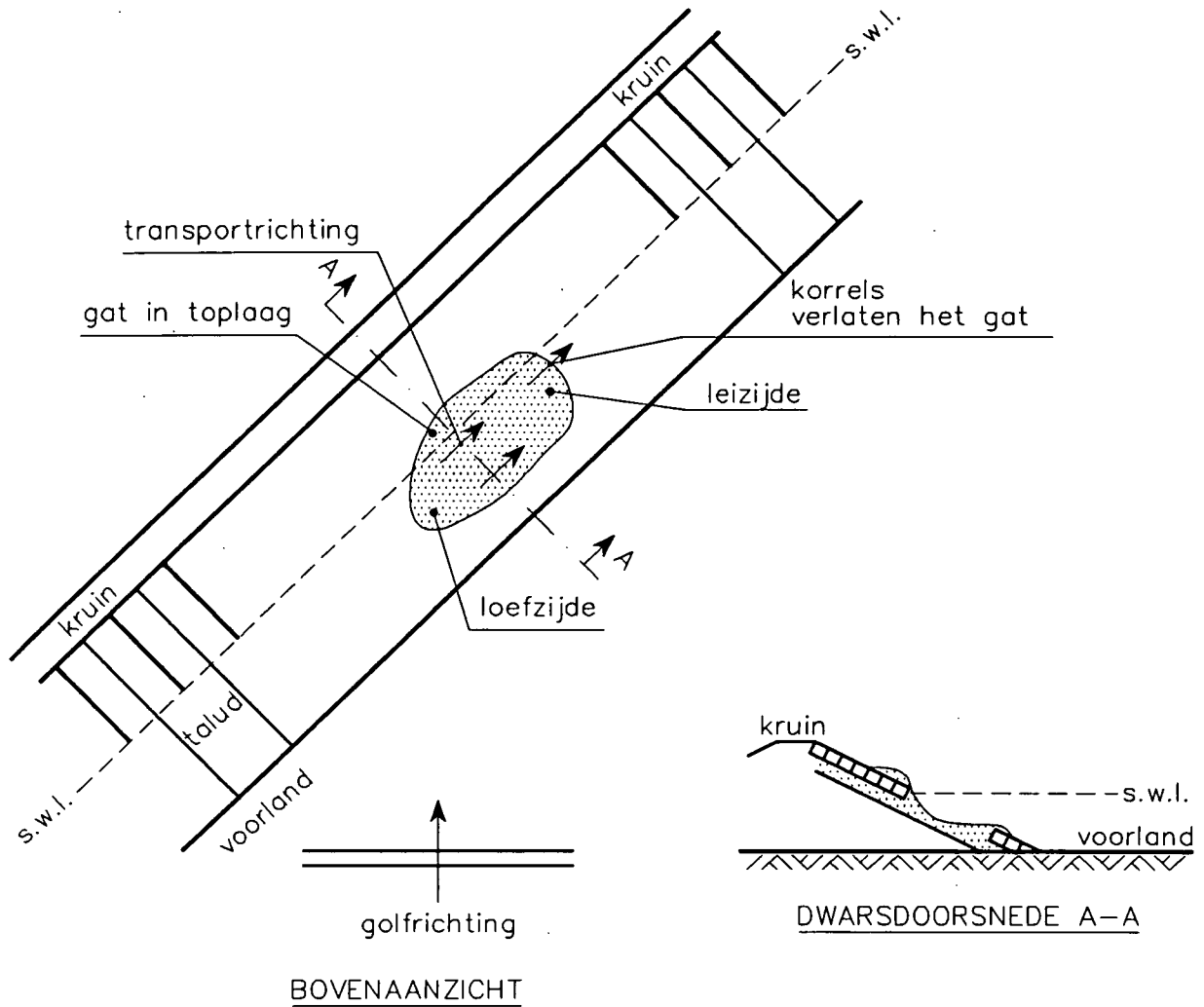
Uit berekeningen met BREAKWAT is gebleken dat met deze aannamen een geotextiel gelijk gesteld kan worden aan een filterlaag met dikte van 5 à 10 cm bij steile taluds (1:3 en 1:4) en 15 à 25 cm bij flauwe taluds (1:5 en 1:6). Met andere woorden: een filterlaag van 50 cm dikte met een geotextiel eronder op een talud van 1:4 heeft eenzelfde reststerkte als een filterlaag van 55 à 60 cm zonder geotextiel.

Scheve golfaanval

Al bovenstaande resultaten zijn alléén bruikbaar bij loodrechte golfaanval. Met BREAKWAT kan de invloed van scheve golfaanval uitsluitend berekend worden als de dam oneindig lang is. In dat geval is scheve golfaanval meestal gunstig (kleinere erosiediepte dan bij loodrechte golfaanval).

Op een korte dijksectie zonder toplaag op het filtermateriaal zal onder invloed van scheve golfaanval een langstransport van korrels ontstaan. Dit hoeft geen consequenties voor een verticale doorsnede halverwege het gat te hebben, omdat de langstransporteerde korrels noch erosie noch sedimentatie tot gevolg hebben. Aan de leizijde van het gat is er echter een continue

stroom van korrels die het gat verlaat (zie figuur i). Deze korrels zijn afkomstig van de loefzijde van het gat, waar een extra diepe erosie zou kunnen ontstaan.



Figuur i Scheve golfaanval

Het is thans niet bekend of bovenstaand proces leidt tot een diepere erosiekuil dan bij loodrechte golfaanval.

6. Reststerkte van zetting op dun filter op geotextiel op kleikade

6.1 Resultaten van modelonderzoek

6.1.1 Vilvoordse steen op vlijlagen op vette en schrale klei

In [2] is een modelonderzoek beschreven van de stabiliteit van Vilvoordse steen op een puinlaag en dubbele vlijlagen. De taludhelling was 1:3,5. Een doorsnede is gegeven in figuur 20.

De onderliggende kleilaag was verdeeld in twee naast elkaar liggende helften. Aan de ene kant bestond het uit "vette" klei en aan de andere kant uit "schrale" klei, beide in geroerde staat aangevoerd en vervolgens zorgvuldig verdicht. Een karakterisering van de klei is gegeven in tabel 2.

Ten behoeve van het bestuderen van de ontwikkeling van de schade zijn twee gaten in de toplaag en de puinlaag gemaakt, beide van ca. 1 m² en op 2,4 m boven de gootbodem (waterstand: +2,87 m). De klei was derhalve plaatselijk slechts beschermd door de dubbele vlijlaag van klinkers op hun plat.

Het verloop van de proef was als volgt:

- Eerste proefdeel ($H_s = 0,77$ m, $T_p = ?$, brekende golven).
 - na 21 minuten zijn de gaten in de Vilvoordse steen bekleding bedekt met verplaatste stenen uit de directe omgeving van de gaten. Vele m² van de toplaag zijn aangetast (tot aan de palenrij);
 - na 70 minuten is de eerste vlijlaag aangetast;
 - na 90 minuten is ook de tweede vlijlaag aangetast en wordt de klei direct aangevallen. Dit proces start bij de palenrij. Aangenomen kan worden dat de klei-erosie aanvangt;
 - na 435 minuten (ruim 7 uur) is er klei-erosie bij de palenrij waargenomen. Deze is echter gering en schrijdt zeer langzaam voort;
 - op een groot deel van het relevante klei-oppervlak liggen resten van de toplaag en de filterlaag.
- Tweede deel van de proef ($H_s = 1,02$ m, $T_p = ?$, brekende golven).
 - Het talud wordt niet hersteld en de proef wordt gestart op $t = 435$ minuten;
 - na 935 minuten is er duidelijke klei-erosie, die voornamelijk in de tweede helft van de periode tussen $t = 435$ en $t = 935$ minuten is gegroeid. Erosie-diepte bij de palenrij:

- schrale klei: 22 cm;
- vette klei: 8 cm.
- nog steeds liggen op een groot deel van het relevante klei-oppervlak resten van de toplaag en de filterlaag.

Uit deze proef blijkt dat zelfs een schrale klei gedurende lange tijd bestand is tegen een golfaanval met $H_s = 0,77$ m, zelfs als er veel toplaag- en filterresten op de klei bewegen.

Na ruim 8 uur golven met $H_s = 1,02$ m is de klei-erosie nog steeds zó beperkt dat de palenrij blijft staan en er derhalve geen voortschrijdende schade kan ontstaan.

Het feit dat de klei in geroerde staat is aangevoerd en vervolgens zorgvuldig is verdicht maakt dat deze klei erosie-bestendiger is dan klei van boven de tijzone op een prototype-talud. Het zou echter een redelijke weergave kunnen zijn van (homogene) klei uit de tijzone.

6.1.2 Basalt op puin en vlijlagen

In [2] is een modelonderzoek beschreven in de Deltagoot met een basalt bekleding op een taludhelling van 1:3,5. De basalt, met zuilhoogte van 25 tot 35 cm, was gezet op een puinlaag met daaronder een dubbele vlijlaag (zie figuur 21 en tabel 4). Onder deze bekledingsconstructie is 80 cm klei gebruikt, die echter tijdens de proeven niet direct door golven is belast.

Enkele proefresultaten met betrekking tot initiële schade zijn:

proef	H_s [m]	ξ_{op} [-]	$H_s/(\Delta D)$ [-]	resultaat
21	1,55	1,47	3,1	geen schade (30 minuten golven)
23	1,85	1,61	3,7	geen schade (30 minuten golven)
-	1,85	1,6	3,7	initiële schade na 8,5 uur en na 19 uur
-	1,6	1,5	3,2	initiële schade na ruim 29 uur

Tabel j Golfhoogte rond initiële schade

Volgens het globale ontwerpmodel (beschreven in [1]) kan deze constructie opgevat worden als "normaal". Volgens dit ontwerpmodel geldt bij $\xi_{op} = 1,5$:

- geen schade als $H_s/(\Delta D) < 2,9$
- zeker schade als $H_s/(\Delta D) > 6,0$

Blijkbaar is bij deze constructie al bij vrij lage belasting schade ontstaan.

De lange duur proef met $H_s = 1,85$ m is na de eerste initiële schade (één zuil eruit) hersteld. Op $t = 19$ uur trad weer schade op (twee zuilen eruit) en is met dezelfde golfhoogte doorgegolfd. Ongeveer 15 minuten na dit laatste schade-begin waren er al 27 zuilen uit het verband geslagen en is de proef gestopt.

In de zone tussen de stilwaterlijn en 1 m eronder zijn trekproeven uitgevoerd op 5 zuilen. Deze trekkracht varieerde tussen 640 kgf en 4720 kgf (massa van zuil is 50 à 75 kg). Enkele trekproeven in het prototype hebben ongeveer dezelfde waarden opgeleverd.

Geconcludeerd kan worden dat de basalt bekleding een goede weergave van het prototype was en na initiële schade bij een relatief kleine golfhoogte vrij snel over een groot oppervlak beschadigd raakt.

6.2 Ervaringen bij praktijkschade

6.2.1 Blokken op klei met talud van 1:8 (Westkapelle)

In november 1985 is er schade opgetreden aan de Westkapelse zeedijk [10]. De bekleding bestaat ter plaatse uit grote betonblokken van $1,0 \times 1,0$ m² en 0,5 m dikte op rietspreidseel op klei. De constructie is dus strikt genomen niet gelijk aan een zetting op een dun filter op klei, maar de klei-erosie zou vergelijkbaar kunnen zijn.

De taludhelling is 1:8.

Omdat er al eerder schade was opgetreden zijn er kleine stukken hersteld met basalt.

Tijdens deze storm is de golfhoogte geschat op 2 à 3 m. De waterstand nam gedurende 4 dagen NW-storm toe tot NAP+3,10 m.

De teen van de constructie ligt op 1,60 m onder NAP. Het voorland is vrij flauw.

De schade is ontstaan ter plaatse van een reparatie met basalt net iets boven een overgangsconstructie (stalen damwand van 2 m lengte). De overgangsconstructie ligt op NAP.

Nadat een oppervlak van 20 bij 2 à 3 m met basalt was weggeslagen werden de blokken ondermijnd en vervolgens weggeslagen. Dit leidde tot een gat in de bekleding van 10x23 m².

Om verdere schade te beperken heeft men de weggeslagen blokken tijdens laagwater weer in het gat teruggebracht.

Een week later is de schade definitief hersteld. In het schade-rapport wordt geen melding gemaakt van de totale klei-erosie. Aan de hand van de foto's is de diepste erosie geschat op 0,5 à 1,5 m.

Er is gedurende enkele dagen een zware golfaanval geweest.

Als aangenomen wordt dat de golfhoogte op diep water 6 m was, veroorzaakt door een windsnelheid van 25 m/s, kan de opgetreden golfperiode geschat worden [1]: $T_p = 10$ s (golfsteilheid: 3,8%).

Gezien het feit dat de initiële schade vrij laag op het talud is ontstaan, kan dit niet zijn gebeurd op het moment dat de waterstand NAP+3,1 m was (zelfs niet met $H_s = 3$ m). Een waterstand van ongeveer NAP+1,5 m met $H_s = 2$ m is wel reëel.

Daarmee worden de belastingparameters:

$$\xi_{op} = 1,1$$

$$H_s/(\Delta D) = 3,1 \quad (\text{schatting: } \Delta = 1,3)$$

Volgens het globale ontwerpmodel (beschreven in [1]) geldt voor deze constructie (blokken op klei) bij $\xi_{op} = 1,1$:

- geen schade als $H_s/(\Delta D) < 5$
- zeker schade als $H_s/(\Delta D) > 8$

Hieruit kan geconcludeerd worden dat de opgetreden belasting voor de blokken op klei vrij laag was. De schade is ontstaan bij de reparatie met basalt, die wellicht veel minder stabiel is dan de blokken op klei.

Gezien de vrij kleine belasting is het des te opmerkelijker dat er na initiële schade zo'n groot gat in de bekleding is ontstaan.

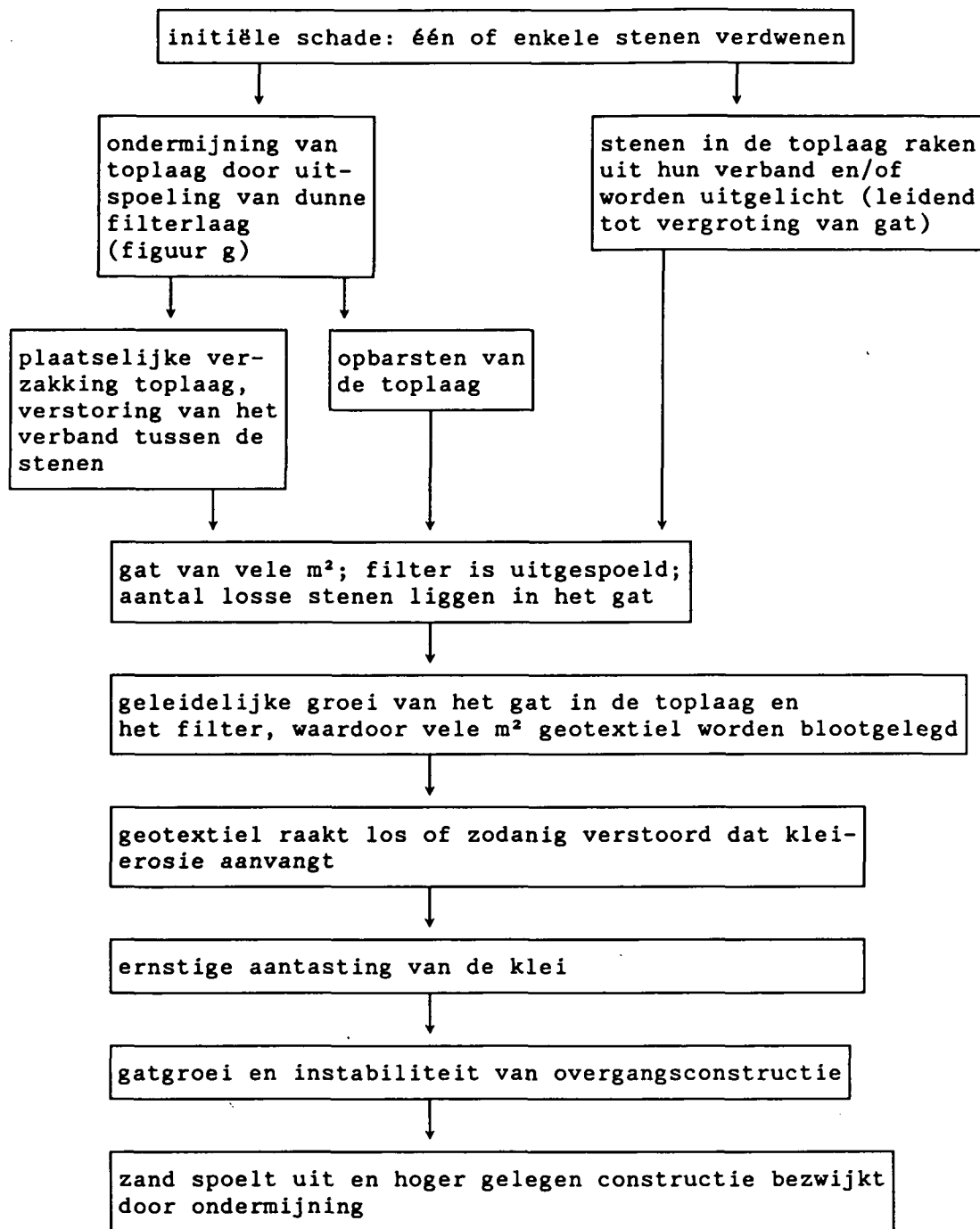
6.3 Theoretisch model van bezwijkproces

Verwacht kan worden dat het bezwijkproces van een constructie, bestaande uit een top laag op een dun filter op een geotextiel op klei, in eerste instantie sterk vergelijkbaar is met een constructie met een dik filter (zie paragraaf 5.3). Zodra de top laag (en het dunne filter) ernstig is aangetast, verloopt het proces waarschijnlijk zoals de laatste fase van een zetting op klei (zie paragraaf 4.3). In het schema van figuur j is dit weergegeven.

Veel van deze deelprocessen zijn nog niet met een theoretisch model te beschrijven. Ten aanzien van de klei-erosie zijn er wel mogelijkheden voor een kwantificering door gebruik te maken van [15] en [16] en BREAKWAT [13], zoals reeds in paragraaf 4.3 is gedaan. Verwezen kan worden naar paragraaf 4.3.2 voor een beschrijving van kleikwaliteiten ten aanzien van erosiebestendigheid en naar de schatting van de reststerkte van slechte klei in paragraaf 4.3.3. Zoals in die paragraaf aannemelijk is gemaakt, hoeft er voor de aantasting van slechte klei geen onderscheid gemaakt te worden tussen de tijzone en daarboven.

Ten aanzien van de reststerkte van goede klei is er wel een groot verschil tussen de relatief natte tijzone en de droge zone daarboven, waar de klei door indroging veel meer scheuren bevat. Onderstaand is een samenvatting uit [15] gegeven.

In een laag goede klei zullen, in de zone die bijna dagelijks door water overspoeld wordt, alleen in het oppervlak spleten en scheuren ontstaan. Er kunnen echter al vanaf de aanleg of door herstelwerk inhomogeniteiten aanwezig zijn. De inhomogeniteiten die van belang zijn betreffen grotere continue poriën, zwakke hechting tussen individuele lagen in de kleilaag, eventueel met zandinsluitingen, en scheuren als gevolg van mechanische belasting. In deze situatie kunnen in de kleilaag ook grote spleten voorkomen als gevolg van irreversibele krimp ten gevolge van het aanbrenge met een te hoog vochtgehalte, waardoor een zuilenstructuur ontstaat.



Figuur j Schema van bezwijkproces van een zetting op een dun filter op een geotextiel op klei

Bij een golfhoogte van 1 à 2 m zullen golfklappen en quasi-statische overdrukken in de poriën de bovenste decimeters van de klei, waarin het scheurenpatroon aanwezig is, eroderen. Als de klei daaronder redelijk homogeen van samenstelling is, dan is het niet waarschijnlijk dat de erosie voortschrijdt. Slechts als er een zuilenstructuur aanwezig is (doordat het te nat is aangebracht), of als de klei inhomogeen is, dan is een voortschrijdende aantasting mogelijk.

7. Analyse van de beschikbare informatie

7.1 Blokken op klei (met eventueel geotextiel)

Met behulp van de verzamelde informatie uit de vorige drie hoofdstukken (met name hoofdstuk 4) wordt in deze paragraaf een eerste aanzet tot een kwantificering van de reststerkte van een constructie van blokken op klei gegeven.

Gatgroei in de toplaag

Er is helaas erg weinig bekend over de tijd tussen initiële schade en het ontstaan van zo'n groot gat in de toplaag dat de klei-erosie ongehinderd kan plaatsvinden. In paragraaf 4.1.2 is beschreven dat bij een klein gat in een grasbekleding (figuur 4) pas na orde 5 uur golven ($H_s = 1,57$ m) een ernstige klei-erosie op gang komt.

Als de grasbekleding met een gat goed vergelijkbaar is met een steenzetting waaruit één blok weg is, dan kan geconcludeerd worden dat een klein gat in de toplaag nauwelijks klei-erosie geeft.

Het modelonderzoek, dat in paragraaf 5.1.1 is beschreven (blokken op filter, figuur 7), laat zien dat zelfs met een aanzienlijke ondermijning een zetting nog ruim 2 uur een golfbelasting met $H_s = 1,43$ m kan weerstaan.

Het gat in de basaltglooïing uit paragraaf 6.1.2 (figuur 21) groeide echter in een kwartier met golven van 1,85 m hoogte tot grote omvang. Uit de trekproeven bleken beide zettingen te bestaan uit zeer goed ingeklemde stenen. Ook in de praktijk is de omvang van de schade zeer wisselend, zonder dat er aanwijzingen zijn waarom er op de ene plaats veel en op de andere plaats weinig stenen uit de toplaag zijn geslagen.

Geconcludeerd wordt dat het ontstaan van een gat van enkele (of vele?) m^2 in de toplaag ook zonder geotextiel op de klei essentieel is voor het al dan niet ontstaan van ernstige klei-erosie. Het is thans niet bekend waarom zo'n gat soms pas na enkele uren ontstaat en soms al na orde 15 minuten, gerekend vanaf het uitlichten van de eerste steen.

Klei-erosie (boven de tijzone)

In paragraaf 4.1.1 is een modelonderzoek beschreven met een kaal kleitalud met helling van 1:3,5. De ene helft van het talud was opgebouwd uit "schrale" klei en de andere helft uit "vette" klei. Aan de hand van de kwaliteitsindeling uit paragraaf 4.3.2 moet echter gekonkludeerd worden dat beide van goede kwaliteit zijn.

Het talud was helaas opgebouwd uit goed verdicht geroerde klei, zodat er geen bodemstructuur (spletten en scheuren) aanwezig is. Volgens paragraaf 4.3.3 is er daarom alleen oppervlakte-erosie van de klei te verwachten. De in normale omstandigheden maatgevende erosie, namelijk kleibrokken die door de golfklappen worden weggeslagen, is hier veel minder waarschijnlijk.

Na bijna 3 uur golven met lange regelmatige golven ($H = 1,05$ m) is er nauwelijks erosie waar te nemen (figuur 3). Dit is in overeenstemming met de theorie uit paragraaf 4.3.3, die aangeeft dat klei met een bodemstructuur pas bij een golfhoogte van 1 à 2 m ernstige erosie te zien geeft.

Na totaal bijna 5 uur golven is de erosie van de vette klei nog steeds gering, maar is die in de schrale klei gegroeid tot een diepte van 37 cm.

Hieruit blijkt dat de klei, die door het ontbreken van een bodemstructuur sterker is dan in de praktijk, na 5 uur golven met hoogte van slechts 1 m toch 37 cm erosie te zien geeft. Bovendien is er een duidelijk verschil tussen schrale en vette klei, die volgens de karakterisering uit paragraaf 4.3.2 beide dezelfde kwaliteit hebben.

Deze constatering kan genuanceerd worden als de proef uit paragraaf 6.1.1 wordt beschouwd. Na ruim 8 uur golven met $H_g = 1,02$ m op dezelfde klei als uit paragraaf 4.1.1 is er 22 cm erosie in de schrale klei en 8 cm in de vette klei. De golfbelasting was in deze proef reëler door toepassing van onregelmatige en brekende golven.

Aannemende dat een kleilaag 80 cm dik is, kan geconcludeerd worden dat een erosie van 22 cm na 8 uur niet ernstig is.

Het verschil tussen de schrale en vette klei is nu minder, maar het is duidelijk dat de vette klei omschreven kan worden als "zeer goed".

In paragraaf 4.1.2 is een onderzoek met ongeroerde klei beschreven, bekleed met gras (figuur 4). De bovenste laag van 50 cm was ongeroerd aangebracht en was volgens de criteria uit paragraaf 4.3.2 van slechte kwaliteit. Onder deze slechte klei was een laag goede klei in geroerde toestand aangebracht

en zo goed mogelijk verdicht. Door het hoge vochtgehalte was de verdichting echter niet voldoende gelukt.

Het verloop van de proef laat zien dat bij een golfhoogte van $H_s = 1,57$ m na ongeveer 1 uur, gerekend vanaf de aanvang van de erosie (kennelijk was toen het gras weggeërodeerd), de slechte klei tot op de goede klei is weggeslagen. De goede klei geeft vervolgens nauwelijks enige erosie te zien (gedurende 2 uur belast).

De theorie uit paragraaf 4.3.3 is geheel in overeenstemming met het resultaat van deze proef:

- slechte klei raakt al bij $H_s = 0,5$ à $1,5$ ernstig aangetast (bodemstructuur is hierbij overigens van minder belang)
- bij geroerd en verdichte goede klei kan alleen oppervlakte-erosie optreden. Ongeroerde klei is zwakker en wordt bij $H_s = 1$ à 2 m aangetast.

In paragraaf 4.3.3 wordt tevens aangegeven dat een bovengrens van de erosiediepte in slechte klei kan worden verkregen met het programma BREAKWAT. Een berekening met een tot brokken van $0,1 \times 0,1 \times 0,1$ m³ geschematiseerde kleilaag geeft voor de omstandigheden van de proef uit paragraaf 4.1.2:

- na 0,5 uur: erosiediepte = 0,72 m
- na 1,0 uur: erosiediepte = 0,77 m
- na 2,0 uur: erosiediepte = 0,83 m

(N.B.: een berekening met brokken van $0,2 \times 0,2 \times 0,2$ m³ was niet mogelijk)

Dit is derhalve niet in tegenspraak met het proefresultaat.

Ook de schade aan de Eilanddijk is met BREAKWAT nagerekend ($H_s = 1,6$ m; $T_m = 6,1$ s; $\cot \alpha = 4$; brokken van $0,2 \times 0,2 \times 0,2$ m³; $\rho_{\text{klei}} = 1900$ kg/m³):

- na 1 uur: erosiediepte = 0,51 m
- na 4 uur: erosiediepte = 0,61 m

De opgetreden schade is niet precies bekend, maar wordt geschat op orde 60 cm. De klei was van slechte kwaliteit.

Het blijkt dat het berekende resultaat goed overeenstemt met de opgetreden schade aan de kleilaag.

De schade op Tholen (Scherpenisse en Nieuw Strijen, paragraaf 4.2.2, figuur 23) laat zien dat bij een golfbelasting met $H_s = 1,5$ à 2 m de klei-erosie beperkt kan blijven tot enkele decimeters. De klei bij Scherpenisse is volgens de kwaliteitsindeling van paragraaf 4.3.2 goed. Het is niet bekend hoe

groot de duur van de belasting van de klei is geweest, maar toch geeft het een aanwijzing dat goede klei een zware belasting kan doorstaan.

Uit het bovenstaande kan geconcludeerd worden dat een goede toetsing van de theorie uit paragraaf 4.3 nog niet mogelijk is door het ontbreken van gedetailleerde informatie over klei-erosie met ongeroerde goede klei of ongeroerde matige klei. Er kan wel gesteld worden dat de beschikbare informatie geen aanleiding geeft om de theorie te herzien. Deze kan derhalve als eerste aanzet voor de kwantificering van de reststerkte aangehouden worden.

7.2 Zetting op uitvullaag op mijnsteen

Met behulp van de verzamelde informatie uit de vorige drie hoofdstukken (met name hoofdstuk 5) wordt in deze paragraaf een eerste aanzet tot een kwantificering van de reststerkte van een constructie van een top laag op een uitvullaag op mijnsteen gegeven.

Gatgroei in de top laag

Zoals reeds in de vorige paragraaf naar voren is gekomen kan het gat in de zetting op een filter op twee manieren groeien:

- 1) Aan de rand van het gat raken stenen uit het verband en worden (eventueel) weggeslagen door de golven.
- 2) De top laag raakt ondermijnd door uitspoeling van het filter. Na verloop van tijd stort de overspanning in en worden de stenen door de golven (eventueel) weggeslagen.

Als er weinig klemming of verband tussen de top laagstenen aanwezig is, dan treedt vooral mechanisme 1 op. Een voorbeeld hiervan is de modelproef met Vilvoordse steen (paragraaf 6.1.1, figuur 20).

Ook al zijn er grote klemkrachten tussen de stenen, dan nog kan mechanisme 1 optreden, zoals bij de modelproef met basalt uit paragraaf 6.1.2 is gebleken (figuur 21). De trekkracht die hier nodig was om zuilen uit de zetting te trekken was orde 10 à 100 maal groter dan het eigen gewicht. Bij relatief lage golven ($H_g/\Delta D = 3,2$) groeide het gat door mechanisme 1 in 15 minuten tot grote omvang (gat van 27 zuilen).

Een grote klemkracht is waarschijnlijk wel een voorwaarde voor het kunnen optreden van mechanisme 2. Daarnaast moet de verhouding tussen de golfhoogte

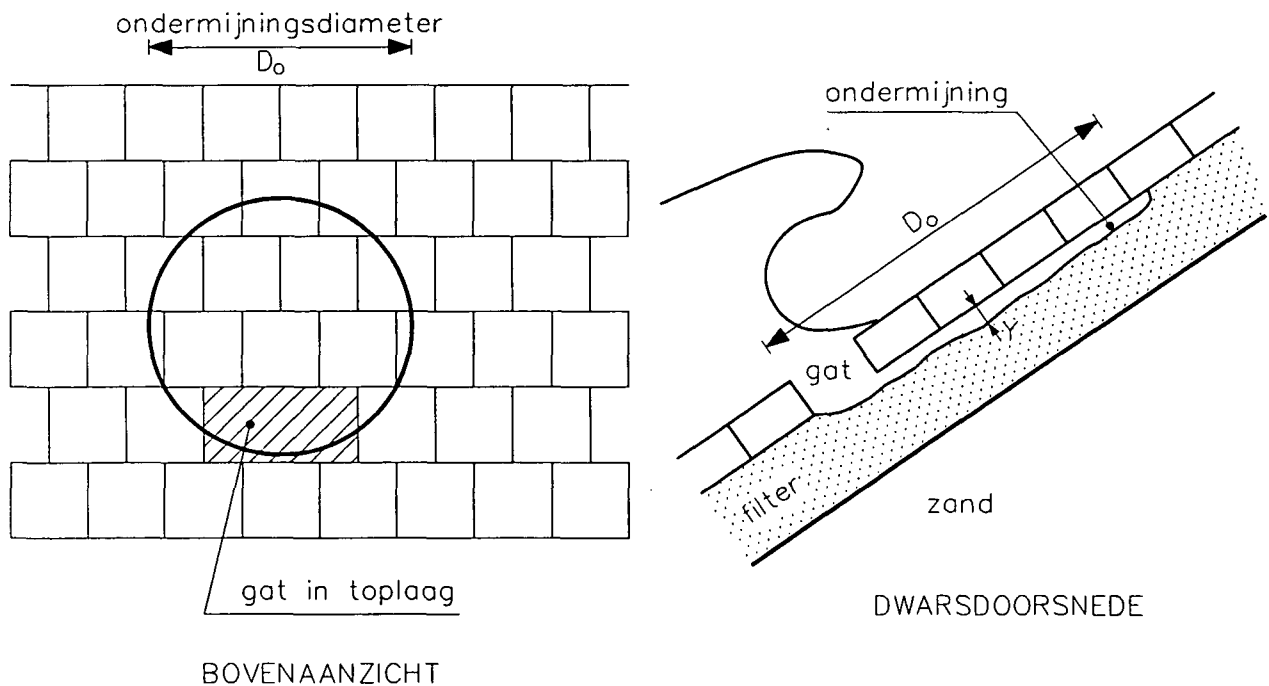
en de korrelgrootte van het filter zodanig zijn dat uitspoeling van het filter (ondermijning van de toplaag) mogelijk is. De mate van ondermijning van de toplaag is in een aantal gevallen gemeten, maar het vergelijken van de resultaten wordt bemoeilijkt doordat de ene keer alleen de massa van het uitgespoelde filter en de andere keer het oppervlak van de ondermijning is gemeten.

Zowel bij de proeven uit paragraaf 5.1.1 als uit paragraaf 5.1.4 blijkt de erosiediepte maximaal orde 10 cm te zijn. Aannemende dat de erosie steeds 7 cm diep was, kunnen de metingen omgerekend worden naar een diameter van het ondermijnde oppervlak (figuur k):

$$D_o = \sqrt{\frac{4M}{\pi(1-n)Y\rho_f}} \quad (2)$$

met:

- D_o = diameter van het circelvormig geschematiseerde ondermijnde oppervlak (m)
- M = massa van uitgespoelde filter (kg)
- n = porositeit van filter (geschat op 0,4) (-)
- Y = gemiddelde diepte van de erosie (geschat op 7 cm) (m)
- ρ_f = volumieke massa van filterkorrels (geschat op 2600 kg/m³) (kg/m³)



Figuur k Ondermijning van de toplaag

Door interpolatie of extrapolatie is de diameter van de ondermijning na 100 minuten golven berekend:

paragraaf	proef	D_{f50} [mm]	H_s [m]	$\frac{H_s}{\Delta D_{f50}}$ [-]	M [kg]	D_o [m]
5.1.1	06	10	1,43	89	-	2,6
5.1.4	serie I	5	0,67	84	405	2,2
5.1.4	II oost	5	0,40	50	193	1,5
5.1.4	II oost	11	0,40	23	22	0,5
5.2.2	praktijk	10	1,08 à 1,46	68 à 91	-	2 à 3

Tabel k Ondermijning van de toplaag door uitspoeling van filter

Van de praktijkschade uit paragraaf 5.2.2 (figuur 10) is niet bekend of de ondermijning is ontstaan door een belasting van 100 minuten.

In figuur 22 zijn deze resultaten grafisch weergegeven, waaruit blijkt dat de ondermijningsdiameter redelijk geschat kan worden met de volgende formule:

$$D_o = 0,028 \cdot \frac{H_s}{\Delta D_{f50}} \quad (3)$$

Bij een goede inklemming kan een vrij groot oppervlak ondermijnd worden zonder dat de overspanning bezwijkt. In paragraaf 5.1.1 is vermeld dat tijdens een proef met Haringmanblokken (figuur 7) de overspanning pas instortte na 135 minuten golven met $H_s = 1,43$ m. Door extrapolatie van de meetresultaten kan de ondermijningsdiameter geschat worden: $D_o = 2,5$ à $3,5$ m. Bij de praktijkschade uit paragraaf 5.2.2 (Oterdum) is na de storm een ondermijning van 2 à 3 m gevonden.

In paragraaf 5.1.3 is een modelonderzoek met Basalton beschreven (figuur 8), waarin geconstateerd is dat bij een golfhoogte $H_s = 1,64$ m er geen schade-uitbreiding plaatsvond. De inklemming van de zuilen was waarschijnlijk zeer groot. Met bovenstaande formule blijkt dat de ondermijningsdiameter na 100 minuten golven vrij klein moet zijn geweest:

$$D_o = 0,028 \cdot \frac{1,64}{1,6 \cdot 0,04} = 0,7 \text{ m}$$

Als het juist is dat een overspanning pas instort als $D_o = 2$ à 3 m, dan kan hiermee verklaard worden waarom er geen uitbreiding van de schade plaatsvond. Door de hoge inklemming kon mechanisme 1 niet optreden en door de geringe ondermijningsdiameter is ook mechanisme 2 niet opgetreden.

Een vergelijkbare situatie is opgetreden bij de praktijkschade die in paragraaf 5.2.3 is beschreven (figuur 11). Het betrof een vrij kleine golfbelasting die hier en daar leidde tot lokale schade. Voor de ondermijningsdiameter geldt:

$$D_o = 0,028 \cdot \frac{0,85}{1,6 \cdot 0,035} = 0,4 \text{ m}$$

Desondanks is er bij de gaten vlak onder de overgangsconstructie zoveel materiaal uitgespoeld dat de erosie zelfs onder de betonband voortging en leidde tot verzakking van de blokken boven de overgangsconstructie.

Uit bovenstaande beschouwing van de beschikbare informatie wordt geconcludeerd dat geen uitspraak kan worden gedaan of mechanisme 1 (afkalving van de gatrand) of mechanisme 2 (ondermijning en instorten van overspanning) op zal treden.

Er zijn wel aanwijzingen waaruit volgt dat de ondermijningsdiameter orde 2 à 3 m moet zijn alvorens een overspanning van goed geklemde stenen instort. De ondermijningsdiameter na 100 minuten golfaanval kan geschat worden met formule (3). De ondermijning is slechts oppervlakkig, te weten 5 à 10 cm diep. Als mechanisme 1 op kan treden (afkalving van de gatrand), dan is er na korte tijd (enkele tientallen minuten) een groot gat in de toplaag.

Erosie van het filter

Zodra het gat in de toplaag is gegroeid tot voldoende grote omvang, of nog verder groeit door afkalving van de randen, vangt de erosie van het filter aan. Dit proces is volgens de theorie uit paragraaf 5.3 te beschrijven met het pc-programma BREAKWAT [13]. Er zijn twee belangrijke constateringingen uit modelonderzoek waaruit blijkt dat het ontstaan van een evenwichtsprofiel aannemelijk is:

- Paragraaf 6.1.1: De resten van de toplaag en het (dunne) filter bewogen ook na 15,6 uur golven nog heen en weer in het geërodeerde gat, zonder dat er veel netto materiaaltransport was.

- Paragraaf 5.1.4: Het geërodeerde grind uit het kleine gat in de toplaag verzamelde zich op de zetting, direct onder het gat in de toplaag. Dit duidt op de vorming van een berm onder de stilwaterlijn.

In paragraaf 5.1.2 (Oesterdam) is een modelonderzoek beschreven waarbij de initiële beschadiging van de toplaag snel uitgroeide en er na verloop van tijd een erosiekuil in het filter ontstond. De maximale diepte is niet precies gemeten, maar wordt geschat op 20 à 40 cm na 5,6 uur golven. Dit geval is nagerekend met BREAKWAT:

- Golfhoogte: $H_s = 0,99$ m
 - Gemiddelde periode: $T_m = 3,15$ s ($\xi_{op} = 1,1$)
 - Taludhelling: $\cot\alpha = 4$
 - Bermhelling: 1:20
 - Bermniveau: 0,25 m boven SWL
 - korrelgrootte: $D_{f50} = 30$ mm ($M_{50} = 0,037$ kg)
 - volumieke massa van korrels: $\rho_f = 2600$ kg/m³
- Berekende erosiediepte: - na 1 uur golven: $Y = 0,40$ m
- na 4 uur golven: $Y = 0,51$ m
- na 8 uur golven: $Y = 0,56$ m

In vergelijking tot het resultaat van het modelonderzoek geeft BREAKWAT een overschatting van de erosiediepte.

De praktijkschade aan de Zuidwal (figuur 9, zie paragraaf 5.2.1) kan ook met BREAKWAT nagerekend worden:

- Golfhoogte: $H_s = 1,7$ m
 - Gemiddelde periode: $T_m = 9$ s ($\xi_{op} = 1,3$)
 - Taludhelling: $\cot\alpha = 8$
 - korrelgrootte: $D_{f50} = 50$ mm ($M_{50} = 0,17$ kg)
 - volumieke massa van korrels: $\rho_f = 2600$ kg/m³
- Berekende erosiediepte: - na 1 uur golven: $Y = 1,0$ m
- na 4 uur golven: $Y = 1,2$ m
- na 8 uur golven: $Y = 1,3$ m

De filterlaagdikte was echter maar 40 cm. Na de storm, die zeker 4 uur lang het talud belast heeft, is vastgesteld dat het talud nauwelijks geërodeerd was. Dagen later ontwikkelde zich wel een profiel in het filter.

Hoewel het precieze verloop van de belasting en de schade tijdens de storm niet bekend is, kan toch gesteld worden dat BREAKWAT een overschatting van de erosiediepte geeft.

Uit bovenstaande voorbeelden blijkt dat met het programma BREAKWAT een (veilige) overschatting van de erosiediepte verkregen wordt. Met de berekeningsresultaten uit paragraaf 5.3 kan daarom geconcludeerd worden dat een taludbekleding met een filter van 0,5 à 1 m dikte een langdurige en zware golfaanval kan weerstaan, na het optreden van initiële schade aan de toplaag.

7.3 Zetting op dun filter op geotextiel op kleikade

Met behulp van de verzamelde informatie uit de vorige drie hoofdstukken (met name hoofdstuk 6) wordt in deze paragraaf een eerste aanzet tot een kwantificering van de reststerkte van een constructie van een toplaag op een dun filter op een geotextiel en een kleikade gegeven.

Gatgroei in de toplaag

De gatgroei in de toplaag verloopt waarschijnlijk hetzelfde als bij een constructie bestaande uit een zetting op een uitvullaag op mijnsteen. Hiervoor wordt verwezen naar de vorige paragraaf.

Erosie van het filter

Nadat er een gat in de toplaag is geslagen, zal het dunne filter en het geotextiel vermoedelijk slechts korte tijd weerstand kunnen bieden aan de golfbelasting. In paragraaf 6.1.1 is een proef met Vilvoordse steen op puin op een dubbele vlijlaag beschreven (figuur 20). Na een kunstmatige schade is na 1,5 uur een gat in de vlijlagen geslagen en vangt de belasting van de onderliggende klei al aan, terwijl de golfhoogte slechts 0,77 m was.

Klei-erosie

In paragraaf 4.3.3 is gesteld dat klei uit de tijzone minder scheuren en spleten heeft dan klei boven de tijzone. Dit is een gevolg van het feit dat de klei veel minder indroogt. Daardoor is de klei in de tijzone stabielere dan erboven. Bij slechte klei is er geen verschil te verwachten.

Aannemende dat geroerde en verdichte klei te vergelijken is met homogene klei zonder gelaagde opbouw, kunnen de onderzoeksresultaten uit paragraaf 4.1.1, 4.1.2 en 6.1.1 gebruikt worden om de theorie uit paragraaf 6.3 te toetsen. Het modelonderzoek geeft als resultaat:

- Paragraaf 4.1.1:
 - na 5 uur golven ($H = 1,05$ m; $T = 12$ s) op vette klei is er nagenoeg geen erosie te zien (figuur 3). Volgens paragraaf 4.3.2 is de klei van goede kwaliteit.
 - na 5 uur golven ($H = 1,05$ m; $T = 12$ s) op schrale klei is er 37 cm erosie (figuur 3). Ook deze klei is volgens paragraaf 4.3.2 van goede kwaliteit.
- Paragraaf 6.1.1 (figuur 20):
 - na 8 uur golven ($H_s = 1,02$ m) op zelfde vette klei als paragraaf 4.1.1 is er 8 cm erosie.
 - na 8 uur golven ($H_s = 1,02$ m) op zelfde schrale klei als paragraaf 4.1.1 is er 22 cm erosie.
- Paragraaf 4.1.2 (figuur 4):
 - na ongeveer 2 uur golfbelasting ($H_s = 1,57$ m) is er vrijwel geen erosie van goede klei.

De proef, die in paragraaf 6.1.1 is beschreven, is uitgevoerd met een reë-lere belasting (onregelmatige brekende golven) dan uit paragraaf 4.1.1, waardoor deze zwaarder weegt bij de vorming van de conclusies.

Volgens de theorie uit paragraaf 6.3 is er pas erosie te verwachten bij een golfhoogte boven 1 à 2 m. Dit is in overeenstemming met bovenstaande resultaten.

In paragraaf 6.2.1 is de schade beschreven aan de zeedijk bij Westkapelle. Hoewel deze constructie bestaat uit blokken op klei, is het toegepast in de tijzone en relevante voor het in deze paragraaf behandelde constructie-type. Het betreft een flauw talud van 1:8 met dikke betonblokken ($D = 0,5$ m). Tijdens de storm is de golfhoogte geschat op 2 à 3 m en is vrij laag op het talud (iets boven NAP) schade opgetreden. Om de voortschrijdende klei-erosie zo veel mogelijk te beperken zijn tijdens laagwater de uitgeslagen blokken in het gat teruggebracht. Daardoor is de belasting van de klei waarschijnlijk van korte duur geweest.

De maximale erosiediepte is geschat op 0,5 à 1,5 m.

Volgens de theorie uit paragraaf 6.3 is goede klei in de tijzone vooral zeer erosiebestendig als er weinig inhomogeniteiten zijn of als individuele lagen goed op elkaar hechten. In dat geval kunnen golven van 1 à 2 m alleen de bovenste laag van de klei aantasten en is voortschrijdende erosie pas bij $H_s = 2$ à 3 m te verwachten.

Ter plaatse van de schade is echter al vaker schade opgetreden en daarom zal er door het aanvullen van de geërodeerde klei een lagenstructuur ontstaan zijn. Over de hechting van de verschillende lagen is niets bekend, maar als een slechte hechting en enige inhomogeniteit wordt aangenomen dan is de geconstateerde erosie te verklaren, want voortschrijdende erosie in inhomogene klei of klei met lagenstructuur is bij een golfhoogte van 1 à 2 te verwachten. De onderliggende oorspronkelijke klei is wel bestand tegen kortdurende belasting met $H_s = 2 \text{ à } 3 \text{ m}$.

Over de kwaliteit en homogeniteit van de klei is helaas weinig bekend, waardoor gedetailleerde conclusies niet mogelijk zijn. Er kan slechts geconcludeerd worden dat het verloop van de schade met de theorie uit paragraaf 6.3 te verklaren is. Kortdurende belasting met $H_s = 2 \text{ à } 3 \text{ m}$ hoeft nog niet tot bezwijken te leiden (voortschrijdende erosie, leidend tot zandverlies uit de dijk kern). De grote dikte van het kleipakket in de tijzone en de hoge vochtigheid van de klei dragen hieraan bij.

Overgangsconstructie

Een belangrijk aspect bij de reststerkte van de constructie in de tijzone is de mogelijkheid dat de schade langs een overgangsconstructie voortgaat en zo zich uitbreidt naar de hoger op het talud gelegen constructie. Dit is in principe mogelijk door ondermijning van de overgangsconstructie (zoals een betonband en/of palenrij) of het volledig weggeslagen worden ervan.

Een voorbeeld van de ondermijning van een betonband is opgetreden bij de praktijkschade aan de Philipsdam (par. 5.2.3). Daar waar de schade vlak tegen de betonband ontstond, was er zoveel erosie van het onderliggende grind dat de erosie voortging tot onder de blokken die boven de overgangsconstructie lagen (figuur 11). Dit leidde tot verzakking van deze blokken, maar niet tot ernstige schade (belasting was relatief laag, zie paragraaf 5.2.3).

Ook bij de Sabrina-Henrica polder (paragraaf 4.3.2) bleek een ondiepe betonband (30 cm) niet voldoende om de voortschrijdende erosie tegen te houden.

In paragraaf 6.1.1 (figuur 20) is een modelproef omschreven waaruit blijkt dat bij een golfhoogte van 1,02 m na ruim 8 uur de erosie niet zover gaat

dat er ondermijning of schade aan de overgangsconstructie of de bekleding erboven optreedt. De klei is te vergelijken met klei van goede kwaliteit uit de tijzone.

Ook de praktijkschade bij Tholen (Scherpenisse, figuur 23) toont hetzelfde beeld.

Uit de opgetreden praktijkschades en de ervaringen uit modelonderzoek wordt geconcludeerd dat de stabiliteit van de overgangsconstructie volledig afhankelijk is van de diepte van de klei-erosie vóór de overgangsconstructie. Pas als de klei-erosie ongeveer de onderzijde van de overgangsconstructie heeft bereikt, treedt er instabiliteit op en ontstaat er een voortgaande aantasting van de bekleding erboven. Dit betekent dat een (ondiepe) betonband, zoals op de Philipsdam, nauwelijks bijdraagt aan het beperken van de schade-omvang.

8. Aanbevelingen voor vervolgonderzoek

8.1 Blokken op klei met eventueel een geotextiel

Uit paragraaf 7.1 en 7.3 blijkt dat er op basis van de theorie slechts een grove indicatie van de reststerkte van een zetting op klei te geven is. Een goede vergelijking van de theorie met harde gegevens uit modelonderzoek of met praktijkschades is slechts zeer ten dele mogelijk gebleken, omdat:

- de reststerkte van goede klei waarschijnlijk sterk afhankelijk is van de bodemstructuur die ontstaat na onvermijdelijk indrogen en afhankelijk is van inhomogeniteiten.
- het modelonderzoek met goede klei is uitgevoerd met geroerde (homogene) klei, die door de zorgvuldige verdichting geen bodemstructuur (scheuren en spleten) heeft en daardoor waarschijnlijk stabiel is dan ongeroerde goede klei.
- voldoende gedocumenteerde praktijkschades met goede klei ontbreken. De minimaal benodigde informatie omvat:
 - constructie-eigenschappen, met name klei-eigenschappen
 - golfcondities tijdens en na initiële schade
 - omvang van resulterende klei-erosie (ingemeten en gefotografeerd)

Over de erosie van slechte klei is wel voldoende informatie voorhanden om te kunnen concluderen dat het theoretisch model bruikbaar is. De reststerkte van slechte klei is echter vrij klein, waardoor deze in de praktijk van veel minder betekenis is dan matige of goede klei.

Het theoretische model voor de kwantificering van de reststerkte van de klei kan verbeterd worden door het uitvoeren van detailonderzoek naar de mechanismen die ervoor zorgen dat kleibrokken door de golven worden losgewerkt (zie ook aanbevelingen in [15]). Op de lange termijn levert dit een verfijndere voorspelling van het gedrag van de klei op, hetgeen vervolgens kan worden getoetst met behulp van fysisch modelonderzoek.

Gezien het feit dat modelonderzoek al op korte termijn bruikbaar resultaat geeft, wordt aanbevolen dit al vóór het verder verfijnen van de theorie uit te voeren. Dit geeft bovendien de mogelijkheid om nu al te toetsen of de thans bestaande inzichten juist zijn, zodat voorkómen kan worden dat de theorie in de verkeerde richting wordt uitgebreid.

Aanbevolen wordt om grootschalig modelonderzoek in de Deltagoot uit te voeren met ongeroerde klei van boven de tijzone van verschillende kwaliteit, te weten "goed" en "matig", omdat:

- klei niet op kleine schaal kan worden weergegeven (=> grootschalig).
- de klei-erosie voornamelijk veroorzaakt wordt door golfbelasting (=> Deltagoot)
- ongeroerde klei goed overeenkomt met het prototype, in tegenstelling tot geroerde klei die verdicht wordt (=> ongeroerde klei)
- de klei uit de tijzone een grotere reststerkte heeft dan boven de tijzone en derhalve het veronderstellen van een gelijke reststerkte in eerste instantie een werkbare en veilige benadering vormt. Bovendien is klei uit de tijzone redelijk te vergelijken met de geroerde klei die al eens in de Deltagoot beproefd is (=> klei van boven de tijzone)
- er diverse klei-kwaliteiten op dijken worden toegepast (=> goede en matige klei)
- er over slechte klei al enige kennis is opgebouwd en de reststerkte hiervan vrij klein is (=> goede en matige klei)

Verder wordt voorgesteld om ook aandacht te schenken aan de invloed van de toplaag op de reststerkte. Het is wellicht mogelijk om een constructie met matige klei, die als onvoldoende wordt beoordeeld, te verbeteren door bijvoorbeeld een geotextiel tussen de blokken en de klei aan te brengen.

Door het onderzoek te combineren met het onderzoek naar de initiële schade aan blokken op klei (met een eventueel geotextiel) wordt het verloop van het modelonderzoek als volgt:

- 1) Constructie opbouwen met links de goede klei en rechts de matige klei (ieder 2,5 m breed) (zonder geotextiel).
- 2) Enige tijd golven met matig hoge golven en daarna op een aantal plaatsen de eventuele erosiegeulen opmeten ($H_s = 1$ à 1,2 m).
- 3) De eventuele erosiegeulen aan de rechterzijde opvullen met zand en aan die zijde een geotextiel tussen de blokken en de klei aanbrengen.
- 4) Aan de linkerzijde kunstmatige geulen maken, tenzij deze al van nature ontstaan zijn.
- 5) Golfhoogte stap voor stap hoger maken totdat enkele kunstmatig los geplaatste blokken enkele centimeters beweging geven.
- 6) Instrumentatie uit de toplaag verwijderen.
- 7) Golfhoogte stap voor stap hoger maken totdat de toplaag initiële schade te zien geeft.

- 8) Initiële schade opmeten
- 9) Langdurig golven en regelmatig de voortschrijdende erosie van de klei meten.
- 10) Golfhoogte vergroten.
- 11) Langdurig golven en regelmatig de voortschrijdende erosie van de klei meten.

De eerste 7 stappen hebben betrekking op het onderzoek naar de initiële schade (één of enkele blokken uit de toplaag). Vanaf stap 8 is de aandacht geheel gericht op reststerkte.

Tijdens het onderzoek zouden er drukopnemers en rekstrookjes in de klei en in het zand geplaatst kunnen worden. Dit geeft belangrijke informatie als de kleilaag in z'n geheel opbarst of als er grondmechanische instabiliteit van het zand eronder optreedt (eventueel na enige erosie). Ook kan overwogen worden om een deel van de proef met een lage freatische lijn in het zand uit te voeren (gericht op klei-erosie) en een deel van de proef met een hoge freatische lijn in het zand (gericht op grondmechanische instabiliteit van het zand en opbarsten van de kleilaag als geheel).

8.2 Zetting op een filter

In paragraaf 7.2 is geconcludeerd dat ook een mijnsteenlaag met een dikte van 0,5 of 1,0 m geruime tijd een zware golfbelasting kan weerstaan. Thans kan bij loodrechte golfaanval voor de grootte van de reststerkte het programma BREAKWAT gebruikt worden ter bepaling van een (veilige) bovengrens van de te verwachten erosiediepte. De bruikbaarheid bij scheve golfaanval is echter nog in het geheel niet zeker.

Daarom wordt het volgende modelonderzoek aanbevolen:

- 1) Scheve golfaanval.
 - gatontwikkeling in de toplaag onderzoeken
 - de bruikbaarheid van BREAKWAT toetsen voor scheve golfaanval
- 2) Loodrechte golfaanval.
 - gatontwikkeling in de toplaag onderzoeken
 - zoeken naar een zinnige manier om de berekende resultaten aan te passen zodat deze bij loodrechte golfaanval een kleinere overschatting van de te verwachten erosiediepte geven.

De gatontwikkeling in de toplaag kan onderzocht worden door proeven uit te voeren met verschillende mate van inklemming van de blokken en verschillende blokvormen.

De erosie van het filter kan op twee manieren bestudeerd worden:

- 1) met golfbelasting op een constructie met een kunstmatig gat in de toplaag
- 2) door de golven een natuurlijk gat te laten maken en de belasting voort te zetten om de erosie van het filter te meten.

Bij onderzoek op kleine schaal is er het probleem dat er twee belangrijke schademechanismen zonder schaalears effecten weergegeven moeten worden:

- Schade aan de toplaag door verschildrukken.

Het filter moet daardoor zodanig geschaald worden dat de doorlatendheid goed op schaal wordt weergegeven. Hoewel een perfect schaalmodel niet mogelijk is [20], zijn voor dit onderzoek de verschildrukken waarschijnlijk voldoende nauwkeurig als:

$$n_{Df15} = \sqrt{n_L}$$

met:

n_{Df15} = korrelschaal = verhouding tussen de korrelgrootte
in het prototype en in het model (-)

n_L = lengteschaal van het model (-)

- Erosie van filter.

Bij voortschrijdende schade wordt de erosie van het filter minstens zo belangrijk. Dit vereist andere schaalregels voor het filter: $n_{Df50} = n_L$. Verder is het vereist dat $D_{f90} > 6$ mm (in het model) in verband met schaalears effecten [20].

Deze problemen zijn met verschillende methoden te omzeilen:

- 1) We kunnen toestaan dat het debiet door het filter onder de nog onbeschadigde steenzetting kleiner is dan volgens de schaalregels zou moeten. We kiezen dan $n_{Df15} = n_L$, waardoor de doorlatendheid van het filter te klein wordt. Maken we bovendien de toplaagdoorlatendheid extra klein, dan kan toch de juiste lek lengte, en dus de juiste verschildrukken, gerealiseerd worden ($n_A = n_L$). De lek lengte is immers de enige constructiebeschrijvende parameter die de verschildrukken beïnvloedt.

Het enige nadeel van deze methode is dat een gat in de bekleding een te grote invloed op de stroming in het filter heeft. Of dit consequenties heeft voor het resultaat van de proef is niet bekend.

- 2) De consequenties van de schaalproblemen zijn enigszins te verkleinen door de grote korrels (D_{f50} en D_{f90}), die bepalend zijn voor de erosie van het filter, anders te schalen dan de kleine korrels (D_{f15}), die bepalend zijn voor de doorlatendheid en de lek lengte. Dit leidt tot bijvoorbeeld:

Prototype: $D_{f15} = 3 \text{ mm}$	Model: $D_{f15} = 0,5 \text{ mm}$	($n_{Df15} = 6$)
$D_{f50} = 20 \text{ mm}$	$D_{f50} = 2 \text{ mm}$	($n_{Df50} = 10$)
$D_{f90} = 80 \text{ mm}$	$D_{f90} = 8 \text{ mm}$	($n_{Df90} = 10$)

Bij een dergelijk schaalmodel is de doorlatendheid van het filter orde 2 maal te klein en dus moet ook de toplaagdoorlatendheid orde 2 maal te klein worden (zie methode 1).

- 3) Aanpassen van de volumieke massa van het filter ($n_{\Delta} \neq 1$). Omdat dit alleen de erosie van het filter en niet de doorlatendheid beïnvloedt, geldt:

- korrelschaal ivm verschildrukken: $n_{Df15} = \sqrt{n_L}$
- korrelschaal ivm filtererosie: $n_{Df50} = n_L/n_{\Delta}$

Het doel is $n_{Df15} = n_{Df50}$, hetgeen bereikt wordt bij $n_{\Delta} = \sqrt{n_L}$.

Aanbevolen wordt om een combinatie van deze methoden toe te passen, waarbij in verband met schaalears effecten $D_{f90} \cdot \Delta > 10 \text{ mm}$ (in het model) moet blijven.

Met behulp van drukopnemers in een deel van het talud dat niet instabiel kan worden (gefixeerde toplaag), kan de lek lengte in het model worden gemeten. De schade-ontwikkeling kan met behulp van video, gecombineerd met regelmatig inmeten van het profiel, worden vastgelegd.

Elke proef bestaat uit het stap voor stap toe laten nemen van de golfhoogte tot er initiële schade optreedt. Dan gedurende lange tijd (bv. 4 uur prototype; 1,5 uur model) een constante significante golfhoogte handhaven. Als er dan slechts geringe schade is, dan golfhoogte nog $\pm 15\%$ verhogen en weer langdurig golven (bv. 8 uur prototype; 3 uur model).

Eventueel kan tijdens de proeven de waterstand gevarieerd worden teneinde de invloed van getij te simuleren. Verder zouden proeven toegevoegd kunnen worden met een overgangsconstructie op SWL, vlak boven de losse blokken.

REFERENTIES

1. Klein Breteler, M.
Concept leidraad voor dimensionering van cementbetonnen dijkbekledingen
Waterloopkundig Laboratorium, rapport H865, oktober 1990
2. Burger, A.M.
Sterkte Oosterscheldedijken onder Geconcentreerde Golfaanval.
Verslag grootschalig modelonderzoek
Waterloopkundig Laboratorium, project M2036, 1985
3. Grootschalig Onderzoek tbv de Oesterdam
Verslag modelonderzoek, M1795/M1881, deel VI
Waterloopkundig Laboratorium, Grondmechanica Delft, juli 1982
4. Weide, J. V.D. en P. Visser
Basalton, stabiliteit onder golfaanval
Waterloopkundig Laboratorium en Laboratorium voor Grondmechanica
Verslag modelonderzoek M1900, febr. 1983
5. Wouters, J.
Taludbekleding van gezette steen
Eindverificatie-onderzoek Deltagoot
Waterloopkundig Laboratorium, H195, concept deel 23, sept. 1990
6. Klein Breteler, M.
Taludbekleding van gezette steen
Stabiliteit van toplaag volgens "black box" model
Waterloopkundig Laboratorium, H195, concept, april 1990
7. Burger, A.M.
Sterkte van het buitenbeloop van een "groene dijk" tijdens een super-
stormvloed
Verslag grootschalig modelonderzoek
Waterloopkundig Laboratorium, project M1980, 1984

8. Hernandez, J.A., J.C.P. Johanson en J.C. van der Burg
Zuidwal (Maasvlakte).
Analyse schade en ontwerp taludbekleding.
Rijkswaterstaat Dienst Weg- en Waterbouwkunde, nota WBA-N-88.053 van 20
april 1988
9. Burger, A.M.
Analyse schade Oterdum.
Waterloopkundig Laboratorium, concept-notitie N71, M1881-25, 17-9-1985
10. Schaderapport, opgesteld door J.H. Cranenburgh
betreft Westkapelse Zeedijk, schade van 7 en 8 nov. 1985, raai km 19590
TAW-A2 notitie N129
11. Meer, J.W. van der
Rock slopes and gravel beaches
DELFT HYDRAULICS, communication no. 396, 1988
12. Hijum, E. van and K.W. Pilarczyk
Gravel beaches
Equilibrium profile and longshore transport of course material under
regular and irregular wave attack
DELFT HYDRAULICS, publication 274, 1982
13. Breakwat
Design tool for rubble mound structures
Part A, User's manual
DELFT HYDRAULICS, 1990
14. Meer, J.W. van der
Taluds van losgestorte materialen
Stabiliteit van lage dammen en overgangsconstructies bij stortsteen
onder golfaanval
Waterloopkundig Laboratorium, M1983 deel V, 1990

15. Kruse, G.A.M.
Beschouwing over de reststerkte van een kleilaag onder steenzetting
Grondmechanica Delft, concept verslag CO-318170/10, dec 1990
16. Kruse, G.A.M.
Onderzoek naar de beoordeling van de geschiktheid van kleigrond voor
bekleding van dijken met grasbedekking
Grondmechanica Delft, verslag CO-275925/14, sept. 1988
17. Hernandez, J.A.
Analyse stabiliteit talusbekleding van de Eilanddijk te Vlissingen
Dienst Weg- en Waterbouwkunde, RWS, WBA-N-88.148, dec. 88
18. Johanson, J.C.P.
Archief van schadegevallen
Rijkswaterstaat, Dienst Weg- en Waterbouwkunde
19. Evaluatie ontwerp en uitvoering basaltglooiing damvak Krammer.
Notitie Z.BC.88.25.014 van november 1988.
Rijkswaterstaat Directie Zeeland Bouwburo Compartimenteringswerken.
20. Klein Breteler, M. (1986)
Talusbekledingen van gezette steen
Te stellen eisen aan een schaalmodel van een steenzetting
Waterloopkundig Laboratorium, notitie N168, sept. '86
21. Bauduin, C.
Natuurmetingen in kleilaag onder betonblokkenbekledingen in de Oesterdam
Grondmechanica Delft, CO-416368, okt. '83

Provincie	lengte (km)	Naam en specificatie (profielnr. en/of dijkspaal nr.)	verzwa- rings- zijde	NAP-niveau van tot (m) (m)	talud- helling (cotα)	Bekledingstype en dikte (cm)	Filterlagen (dikte in cm, korrelmaat in mm) kleilaag (cm) en basis
Gr.	15,0	Dollarddijk	Zee	1,8 3,8 3,8 4,1 4,1 10,0	3,0 8,0 3,8 en 7,0	betonblokken asfalt gras	steenslag/50cm mijnsteen/geotextiel/? zand? 80cm klei/zand
Gr.	11,0	Oterdum-Termunterzijl	Land	0,0 2,0 2,0 5,6	3,8 3,8	koperslakblokken koperslakblokken	steenslag/±80cm mijnsteen/klei? steenslag/bladriet/klei?
Gr.	13,0	Delfzijl-Oostpolder	Land	2,3 4,5	8,0	koperslakblokken	steenslag/bladriet/klei?
Gr.	16,0	Eemshaven	Nieuw	-0,5 2,0 2,0 6,5	3,5 3,5	koperslakblokken asfalt	steenslag/±100cm mijnsteen/? zand?
Gr.	10,0	Emmapolder-Noordpolder	Zee	0,0 2,3 2,3 6,9	3,0 3,0 en 5,0	betonblokken asfalt	steenslag/±60cm mijnsteen/geotextiel/? zand?
Gr.	26,0	Noordpolder-Westpolder	Zee	1,0 3,5 3,5 6,6	3,0 3,7 en 4,7	betonblokken asfalt	steenslag/±50cm mijnsteen/geotextiel/? zand?
Gr.	10,0	Lauwersmeerdijk	Nieuw	0,0 2,0 2,0 5,8	3,5 3,8 à 8,0	koperslakblokken asfalt	steenslag/±70cm mijnsteen/? zand?

Tabel 1.1 Overzicht van opbouw van enkele Groningse dijken

Provincie	lengte (km)	Naam en specificatie (profielnr. en/of dijkspaal nr.)	verzwaring-zijde	NAP-niveau van tot (m) (m)	talud-helling (cota)	Bekledingstype en dikte (cm)	Filterlagen (dikte in cm, korrelmaat in mm) kleilaag (cm) en basis
Fr.	3,6	Lauwersmeerdijk (1)	Nieuw	-0,8 2,0	3,5	koperslabblokken 25cm	8cm grind/100 à 250cm mijnsteenlade/zand
Fr.	2,7	Anjumer/Lioessenserpolder (2/3)	Zee	2,0 6,2	4,0	asfaltbeton 20cm	zand
Fr.	1,8	Zomerpolder (4/6)	Zee	2,6 6,2	4,0	asfaltbeton 20cm	zand
Fr.	5,7	Wierum (oost en west) (5/7/8)	Zee	6,2 8,6	4,0	gras	100cm klei/zand
Fr.	1,6	't Schoor (9)	Zee	2,5 2,5	3,0	koperslabblokken 20cm	10cm? grind/geotextiel/kleikade
Fr.	3,2	Ternaarder polder (10)	Land	2,5 7,0	4,5	asfaltbeton 20 cm	zand
Fr.	1,2	Holwerderoosterpolder (11)	Zee	2,5 2,5	3,0	koperslabblokken 20cm	10cm grind 5-30mm/80cm mijnsteen 50-150mm/geot./zand
Fr.	0,9	Holwerderoosterpolder (12)	Zee	2,5 7,2	4,5	asfaltbeton 20 cm	zand
Fr.	2,8	West-Holwerderpolder (13)	Zee	2,5 7,2	4,3	koperslabblokken 20 cm	10cm grind 5-30mm/geotextiel/kleikade
Fr.	2,0	Noorderleegpolder, groene dijk (15)	Zee	2,5 7,2	4,3	asfaltbeton 20 cm	zand
Fr.	9,5	Ferwerd, groene dijk (14)	Zee	2,4 3,0	3,0	Basalton 27 cm	10cm grind/geotextiel?/kleilichaam
Fr.	3,4	Bildtpolder (16)	Zee	2,4 4,6	4,5	asfaltbeton 20 cm	20cm gebitumineerd zand/kleilichaam
Fr.	3,3	Oude Bildtpollenpolder (17)	Zee	4,6 6,9	4,5	asfaltbeton 20 cm	zand
Fr.	0,3	Nieuw Bildt (19)	Zee	2,5 2,6	3,0	koperslabblokken 20 cm	10cm grind 5-30mm/80cm mijnsteen/geotextiel/zand
Fr.	6,8	Westhoek/Zwarte Haan (20)	Land	2,5 6,9	4,5	asfaltbeton 20 cm	zand
Fr.	2,2	Koehool (21)	Nieuw	2,5 7,1	4,5	koperslabblokken 20 cm	10cm grind 5-30mm/geotextiel/kleikade
Fr.	0,8	Koehool (22/23)	Zee	2,5 7,1	4,0	asfaltbeton 20 cm	zand
Fr.	18,5	Afsluitdijk-Koehool (dwp 1 en 3)(24)	?	0,8 2,5	3,0	betonblokken 20 cm	10cm steenslag/geotextiel/kleikade
Fr.	2,3	Zeekering om industriehaven (25/26)	?	2,5 7,1	4,0	asfaltbeton 20 cm	zand
				2,9 7,8	8,0	gras	150cm klei (boven SP afnemend naar 80cm)/zand
				2,9 7,8	8,0	gras	150cm klei (boven SP afnemend naar 80cm)/zand
				2,4 7,1	4,5	asfaltbeton 20 cm	zand
				2,5 2,5	3,0	betonblokken (20 cm?)	10cm? grind/geotextiel/kleikade
				2,5 7,1	4,5	asfaltbeton	zand
				2,0 2,0	3,0	koperslabblokken 25 cm	10cm grind 3-5mm/geotextiel/+150cm mijnsteenlade
				2,0 7,0	4,2	grindasfaltbeton 25 cm	zand
				2,0 7,0	4,1	basalt	puin/vlijlagen/klei
				2,6 2,6	3,0	asfaltbeton 25 cm	zand
				2,6 7,0	4,0	koperslabblokken 20 cm	5 à 10cm grind 5-30mm/geotextiel/kleikade
				2,9 2,9	3,0	grindasfaltbeton 25 cm	zand
				2,9 7,0	4,0	basalt 20/30cm	puin/vlijlagen/kleikade
				? 5,1	4,0	grindasfaltbeton 25 cm	zand
				5,1 6,6	4,0	Basalton 30 cm	dun filter/kleilichaam
				-0,8 3,2	2,0	asfaltbeton 20 cm	zand
				3,2 5,8	10 à 100	betonblokken	geotextiel/kleikade
						?	40cm klei/zand

Tabel 1.2 Overzicht van opbouw van enkele Friese dijken

Provincie	lengte (km)	Naam en specificatie (profielnr. en/of dijkpaal nr.)	verzwarrings-zijde	NAP-niveau van tot (m) (m)	talud-helling (cotā)	Bekledingstype en dikte (cm)	Filterlagen (dikte in cm, korrelmaat in mm) kleilaag (cm) en basis
N.H.	?	Texel	?	0,0 1,9	3,0	basalt 25/35 cm	±15cm puin/25cm zandasfalt/?
NH/Fr	29	Afsluitdijk (gemiddeld profiel)	Nieuw	1,9 5,6	3,0	asfaltbeton 24 cm	zand?
				-0,5 2,0	3,5	basalt 30/40 cm	puin/keileemlichaam
				2,0 6,0	3,6	basalt 40/50 cm	puin/100cm keileem/zand
				6,0 7,8	5,1	bloksteen 25/35 à 15/25cm	puin/100cm keileem/zand
NH/Fr	1,0	Afsluitdijk (profiel dp 13,5 - 14,5)	Nieuw	0,0 1,5	3,5	basalt 30/40 cm	puin/keileemlichaam
				1,5 3,6	3,6	basalt 40/50 cm	puin/keileemlichaam
				3,6 6,0	3,6	Basalton 40 cm (metaalsl)	staalslakken 20-40mm/puin/100cm keileem/zand
				6,0 6,7	4,9	Basalton 35 cm (grind)	staalslakken 20-40mm/100cm keileem/zand
				6,7 7,1	4,9	Basalton 25 cm (grind)	staalslakken 20-40mm/100cm keileem/zand
N.H.	5,2	Helderse Zeewering	?	0,0 2,0	4,0	basalt	?
				2,0 4,7	4,0	asfaltbeton 30 cm	zand?
N.H.	4,5	Hondsbossche Zeewering	?	-0,2 1,2	5,4	basalt 45/50 cm	puin/vlijlagen/?
				1,2 3,8	7,3	basalt 45/55 cm	puin/vlijlagen/80cm klei/zand
				3,8 5,0	10,0	asfaltbeton 30 cm	30cm zandasfalt/± 60cm klei/zand
N.H.	1,7	Petteimer Zeewering	?	0,0 3,0	4,0	basalt	?
				3,0 5,0	4,0	asfaltbeton 30 cm	zand?
Z.H.	0,3	Katwijk	?	0,2 5,0	4,0	basalt/polygoon 40 cm	grind/puin/geotextiel
				5,0 10,0	4,0	asfalt 25 cm	zand

Tabel 1.3 Overzicht van opbouw van enkele dijken in Noord en Zuid Holland

Provincie	lengte (km)	Naam en specificatie (profielnr. en/of dijksaal nr.)	verzwaring-zijde	NAP-niveau van tot (m) (m)	talud-helling (cota)	Bekledingstype en dikte (cm)	Filterlagen (dikte in cm, korrelmaat in mm) kleilaag (cm) en basis
Z	4,1	Westkapelse Zeedijk	?	-2,0 2,0 2,0 8,0 8,0 12,0	5,0à 9,0 5,0à 9,0 5,0	basalt gepenetreerde breuksteen asfaltbeton	?/klei? ? ?
Z	0,9	Zeedijk Zoutelande	?	1,0 5,7 5,7 9,5	4,0 3,0	basalt 30/40 cm betonblokken 15 à 25 cm	puin/krammat/75cm klei/zand 50cm klei/zand
Z	1,0	Nolledijk/Zwanenburg	?	0,0 5,5 5,5 8,0	3,0à 4,0 4,0	steenzetting betonblokken 20 cm	? 60cm klei/zand
Z	2,5	Ser Arendspolder (dp333)	Land	3,6 6,0 6,0 9,8	4,0 4,0	diverse natuursteen betonblokken 20 cm	?/klei klei 80cm klei/zand
Z	2,5	Hoogland- en Nijspolder (dp324-300)	?	2,8 2,8 2,8 6,1 6,8 9,0	4,0 4,0 4,0	meestal basalt asfalt gras	? klei ? 80cm klei/zand
Z	1,8	Molen- en Kievitspolder (dp299-282)	?	3,0 3,0 3,0 6,1 6,7 9,0	4,0 4,0 4,0	diverse natuursteen betonblokken	?/klei klei 80cm klei/zand
Z	2,6	Perkpolder (dp270)	Land	2,3 3,2 3,2 6,1 6,7 9,0	3,5à 4,0 3,5à 4,0 3,5à 4,0	basalt betonblokken 20 cm gras	? 80cm klei/zand 80cm klei/zand
Z	2,0	Noorddijkpolder (dp 250)	Land	0,0 3,0 3,0 6,1 6,6 8,0	3,0 3,0 3,0	diverse natuursteen betonblokken (20 cm?) gras	?/klei(-lichaam?) klei(-lichaam?) 80cm klei/zand
Z	1,8	Wilhelmuspolder (dp236-219)	?	3,6 3,6 3,6 6,2 6,7 8,5	3,5 3,5 3,5	diverse natuursteen betonblokken gras	?/klei klei 80cm klei/zand
Z	2,6	Kruispolder (dp218-193)	?	3,4 3,4 3,4 6,2 6,7 9,0	3,5 3,5 3,0	diverse natuursteen betonblokken gras	?/klei klei 80cm klei/zand
Z	1,1	Kruispolder (dp192-182)	?	2,0 4,1 6,7 9,8	3,0 3,5	betonblokken 20 cm gras	klei 80cm klei/zand
Z	1,0	K1, Molenpolder (dp182-172)	?	2,0 5,0 6,7 9,0	3,0 3,0	betonblokken 15 cm gras	klei 80cm klei/zand
Z	1,2	Van Alsteinpolder (dp169-157)	?	2,3 3,5 6,7 9,0	4,0 4,0	betonblokken 15 cm gras	klei 80cm klei/zand
Z	5,3	Kon, Emmapolder (dp156-105)	?	2,2 3,5 6,8 8,8	4,0 4,0	betonblokken 15 cm gras	klei 80cm klei/zand
Z	0,8	Hert, Hedwigepolder (dp68-60)	?	2,0 4,9 6,8 8,8	4,0 4,0	betonblokken gras	klei 80cm klei/zandklei
Z	0,3	Colijnsplaat-Kats (dp44-46)	Zee	-1,0 4,7 4,7 7,5	3,5 3,5	betonblokken 20 cm gras	5cm steenslag 5-25mm/100cm mijnsteen/zand klei
Z	0,4	Ossensisse-Zeedorp (profiel 11/12)	Land	-0,3 3,0 3,0 6,1 6,1 9,5	3,7 4,0 4,0	basalt 20/30 cm asfaltbeton 15 cm gras	puin/vlijlagen/klei? ? 80cm klei/zand
Z	1,0	Oud Breskenspolder	?	1,0 3,6 3,6 7,5 7,5 11,0	3,0 5,0 5,0	basalt Basalton 35 cm gras	? ? 100cm klei/zand
Z	2,0	Jong Breskenspolder	?	0,0 4,0 4,0 7,5 7,5 10,6	4,0 5,0 5,0	Basalton 35 cm asfaltbeton 25 cm gras	50cm fosforslakken 0-40mm/geotextiel/? zand 100cm klei
Z	3,5	Nieuwe Sluis-Kruishoofd	?	0,0 3,0 3,0 7,5 7,5 11,5	4,0 4,0 4,0	steenzetting asfaltbeton 20 cm gras	? zand? 80cm klei/zand

Tabel 1.4 Overzicht van opbouw van enkele Zeeuwse dijken

Onderzoek	Provo [2] paragraaf 4.1.1		Groende dijk [7] paragraaf 4.1.2	
			onderlaag	graszode
kleisoort	schraal	vet	vet	schraal
lutumfractie %	20	36	35	18
afslibbaarheid %	47	63	54	32
zandgehalte %	32	10	22	49
humusgehalte %	?	?	2	1
vloeigrens %	63	56	58	36
plasticiteitsindex %	33	30	36	16
volumieke massa (droog) kg/m ³	1200	1300	1200	1480
volumieke massa (vochtig) kg/m ³	1740	1780	1700	1830
watergehalte %	34	37	44	24
kleikwaliteit [16] (par. 4.3.2)	goed	goed	goed	slecht
talud (1:...) -	3,5	3,5	8	8

Tabel 2 Samenvatting onderzoeksresultaten kleikarakteristieken

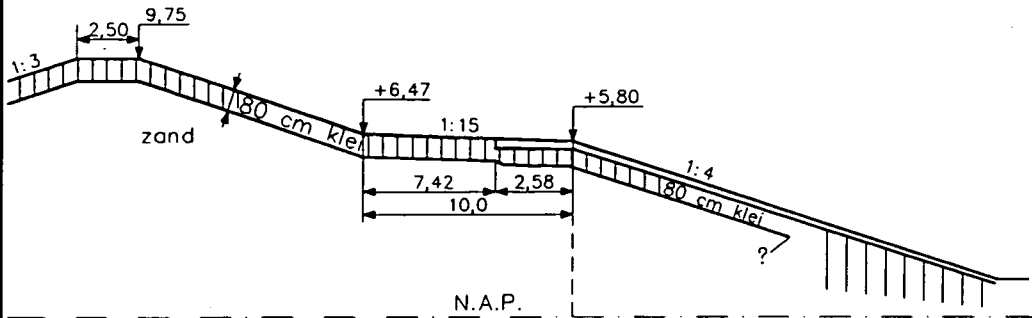
totale blokdikte: $D = 20 \text{ cm}$
werkelijke dikte: $D' = 18,6 \text{ cm}$ (als gevolg van uitsparing in oppervlak)
blokoppervlak : $B \times L = 50 \times 50 \text{ cm}^2$
volumieke massa beton: $\rho_s = 2385 \text{ kg/m}^3$
taludhelling: $\tan \alpha = 1/3,5$
uitvullaag : dikte: $b_u = 4 \text{ cm}$
 korrels: 6 - 22 mm
mijnsteen : dikte : $b_m = 1 \text{ m}$
 doorlatendheid: $k = 7 \text{ mm/s}$

Tabel 3 Details van modelonderzoek met Haringmanblokken op mijnsteen

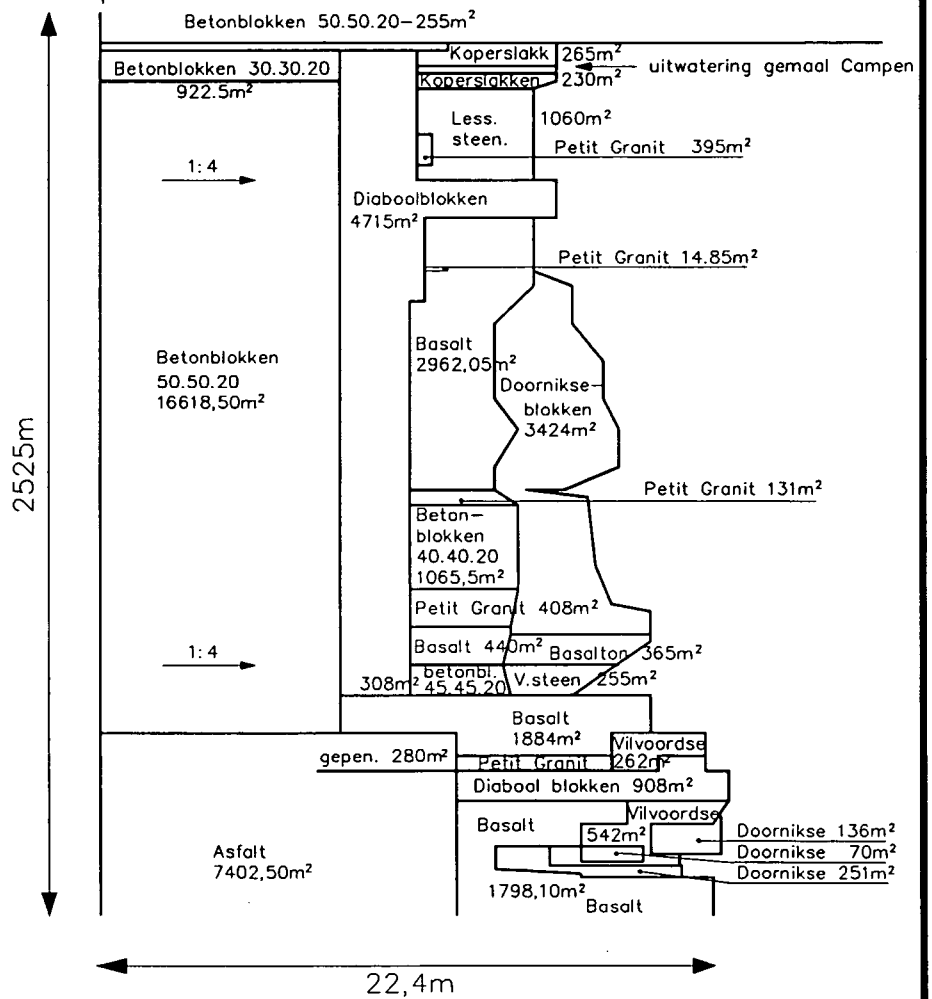
Zuilhoogte: 25 à 35 cm
maatgevende zuilhoogte: $D = 25$ cm
volumieke massa : $\rho_s = 2996$ kg/m³
inwassing : met kleischelpen en gebroken grind (6 - 22 mm en
16 - 32 mm) gedurende 21 uur ingegolfd.
taludhelling : $\tan\alpha = 1/3,5$
dikte puinlaag : $b_u = 5$ à 15 cm
vlijlaag : twee lagen bakstenen op hun plat, totale dikte ca.
20 cm

Tabel 4 Details van modelonderzoek met basalt op puin op vlijlagen

DWARSDOORSNEDE



BOVENAANZICHT:

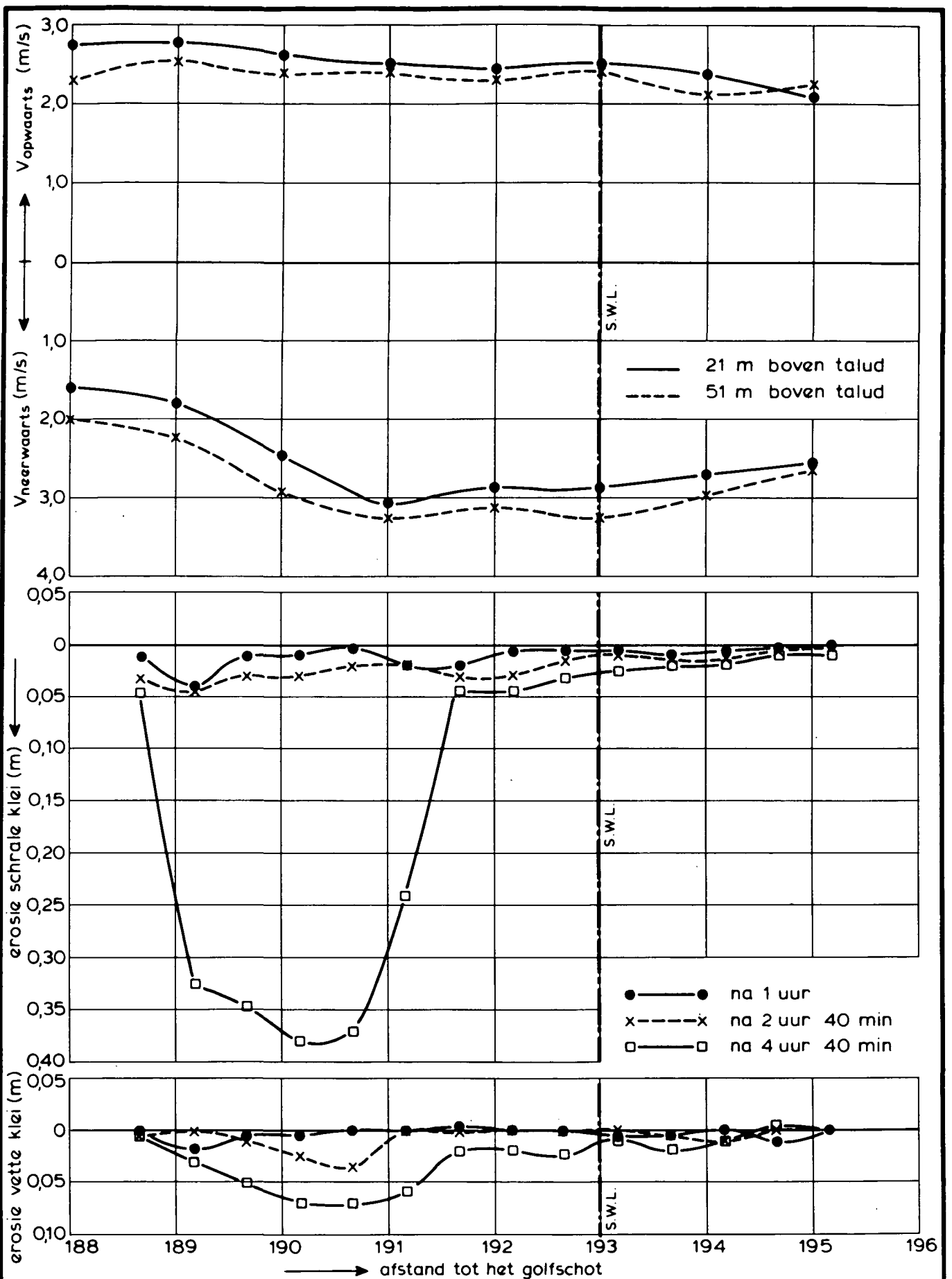


ZEEUWSE DIJK (SER ARENDSPOLDER)

WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM

H 195

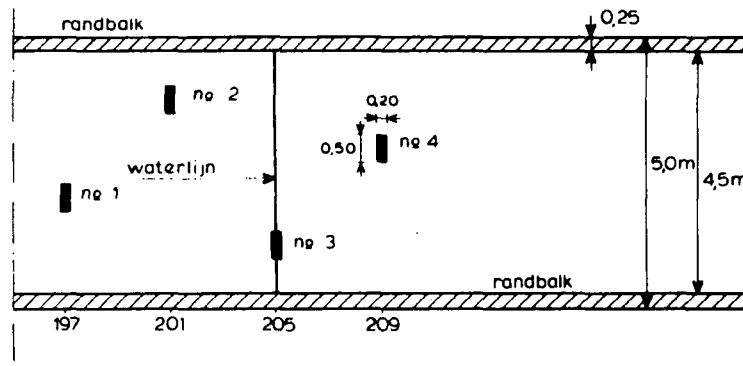
FIG. 2



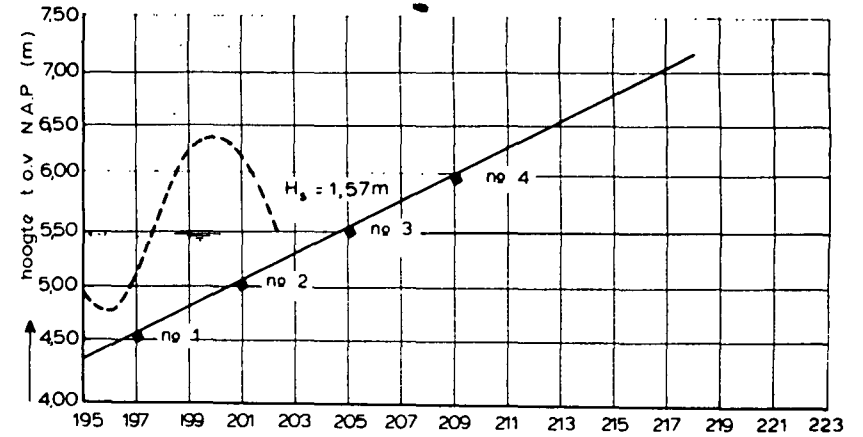
WATERSNELHEDEN EN KLEIEROSIE
 BIJ DE KALE KLEI-EROSIEPROEF

GOLFPERIODE T = 12 sec	GOLFHOOGTE H = 1,05 m
---------------------------	--------------------------

LANGSDOORSNEDE MODEL "GROENE DIJK"
IN DE DELTAGOOT

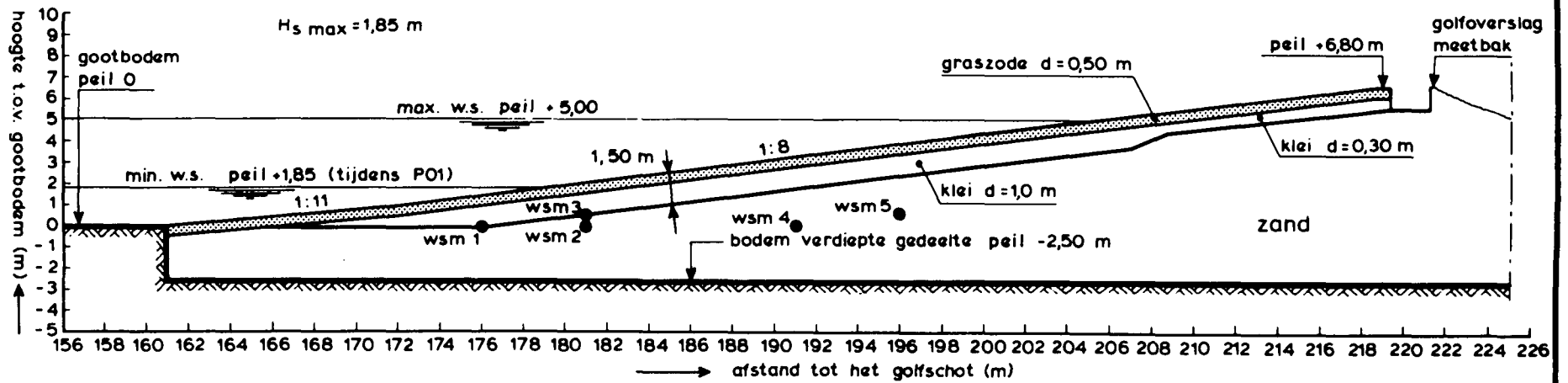


BOVENAANZICHT (schaal 1:100)

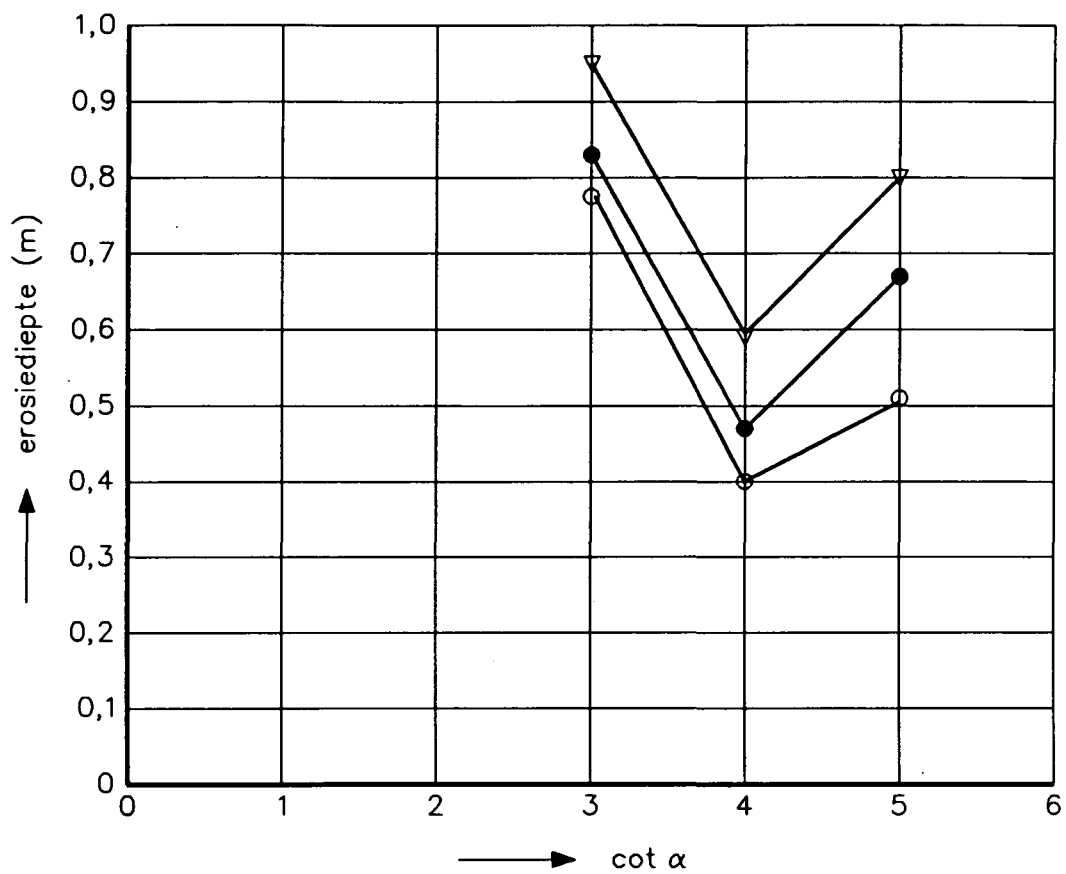


ZIJEAANZICHT

PATROON VAN DE AANGEBRACHTE GATEN VOOR
DE SCHADE-ONTWIKKELINGSPROEF



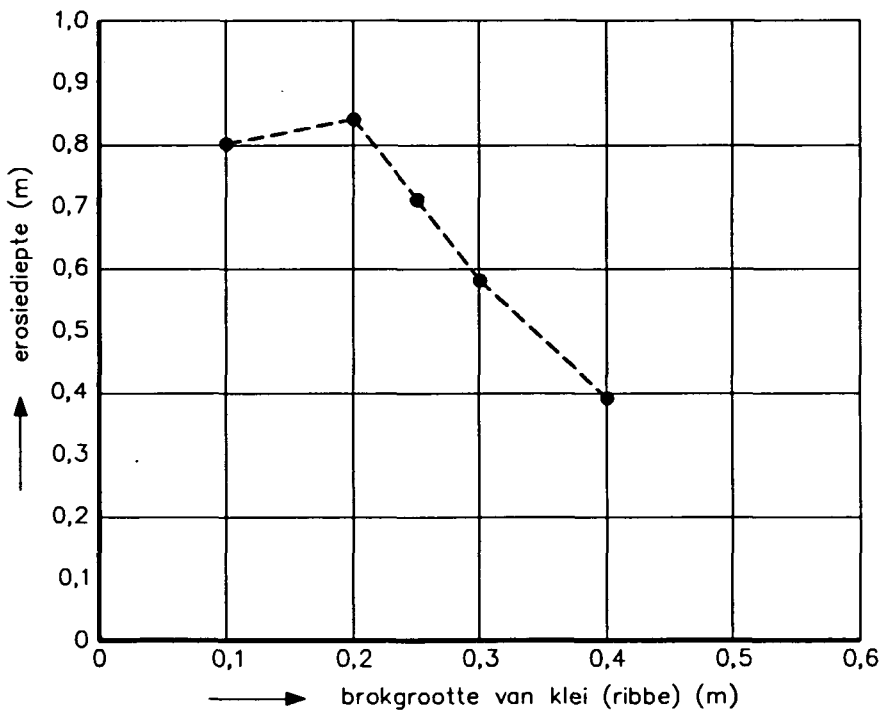
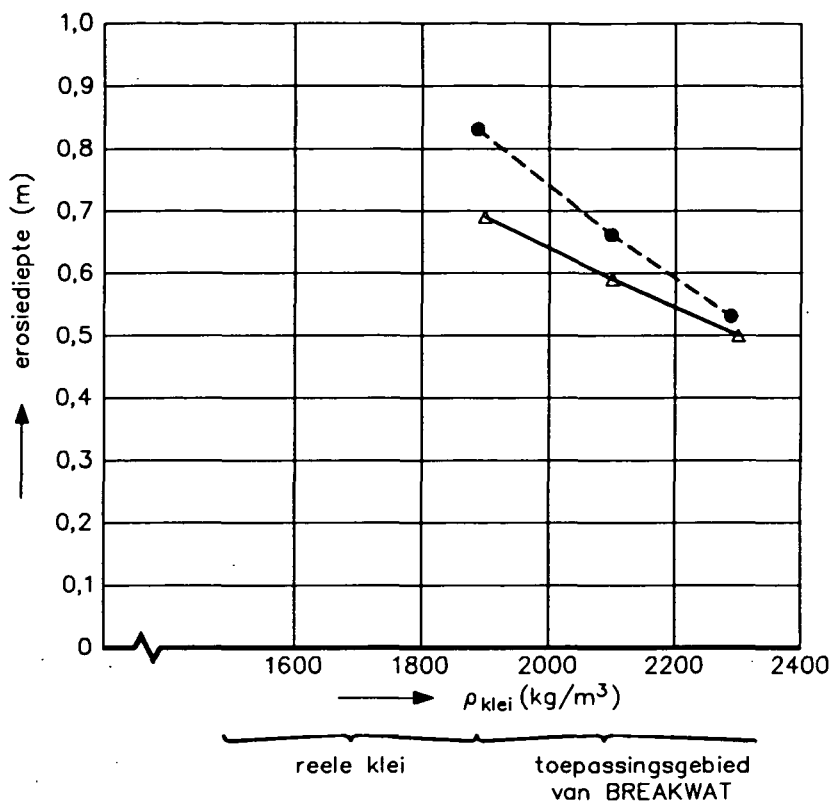
LANGSDOORSNEDE MODEL



$H_s = 1,5 \text{ m}$ kleiblokken van $0,2 \times 0,2 \times 0,2 \text{ m}^3$ ($D_{85}/D_{15} = 2,0$)
 $T_m = 4,9 \text{ s}$ $\rho_{\text{klei}} = 1900 \text{ kg/m}^3$
 $T_p = 5,9 \text{ s}$ $\rho = 1030 \text{ kg/m}^3$
 $h = 5,0 \text{ m}$ $h_c = 10 \text{ m}$

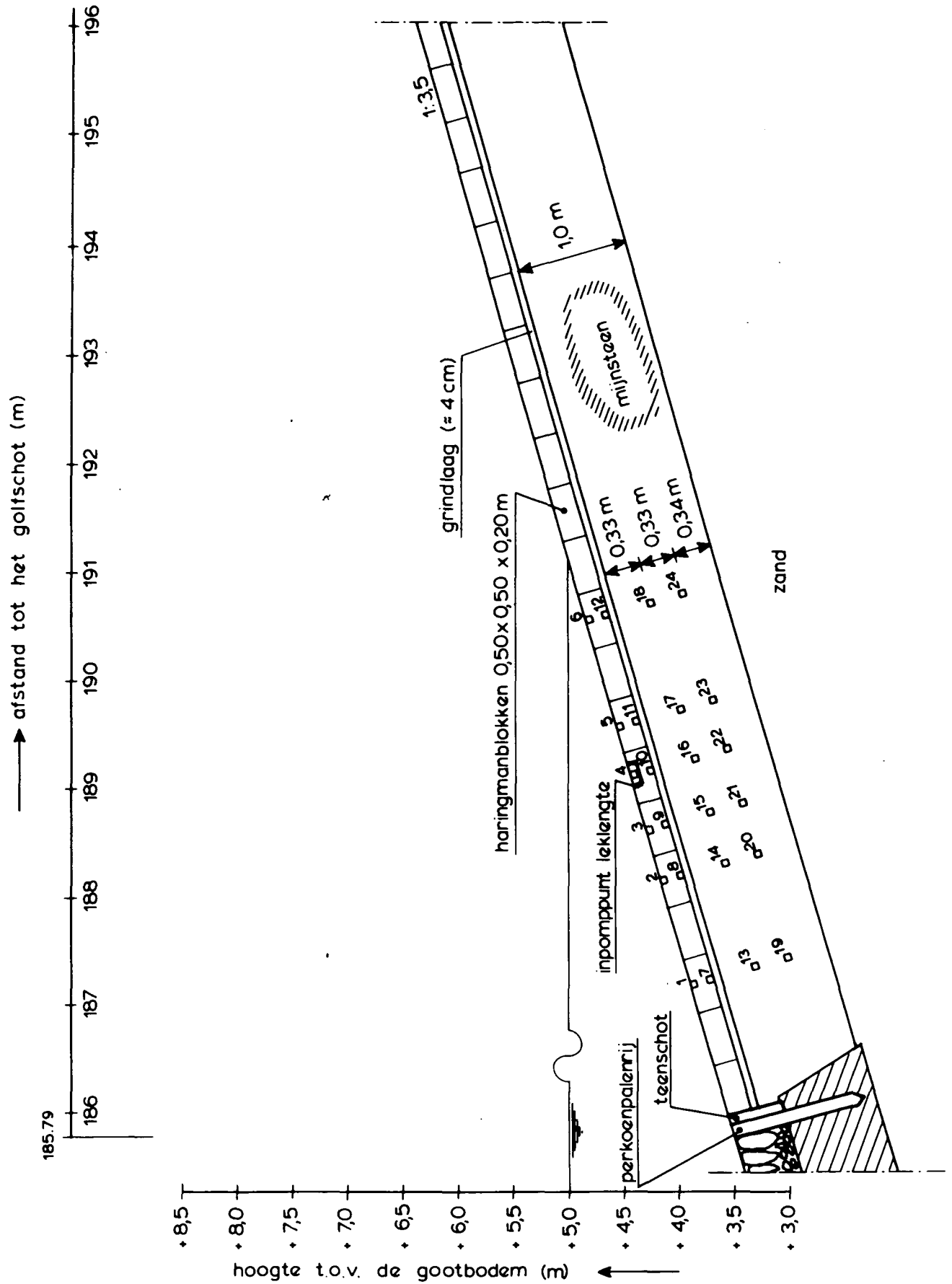
—○— erosie na 1 uur
 —●— erosie na 4 uur
 —▽— erosie na 24 uur

EROSIEDIEPTE SLECHTE KLEI, INVLOED TALUD



$H_s = 1,5 \text{ m}$ $h_c = 10 \text{ m}$
 $T_m = 4,9 \text{ s}$ $t = 4 \text{ uur}$
 $T_p = 5,9 \text{ s}$ $D_{85} / D_{15} = 2,0$
 $\xi_{op} = 2,0$ ---●--- $h = 5 \text{ m}$
 $\cot \alpha = 3$ ---▲--- $h = 3 \text{ m}$
 $\rho = 1030 \text{ kg/m}^3$

EROSIEDIEPTE SLECHTE KLEI, INVLOED
VOLUMIEKE MASSA EN BROKGROOTTE



LANGSDOORSNEDE HARINGMANBLOKKEN GLOOIING

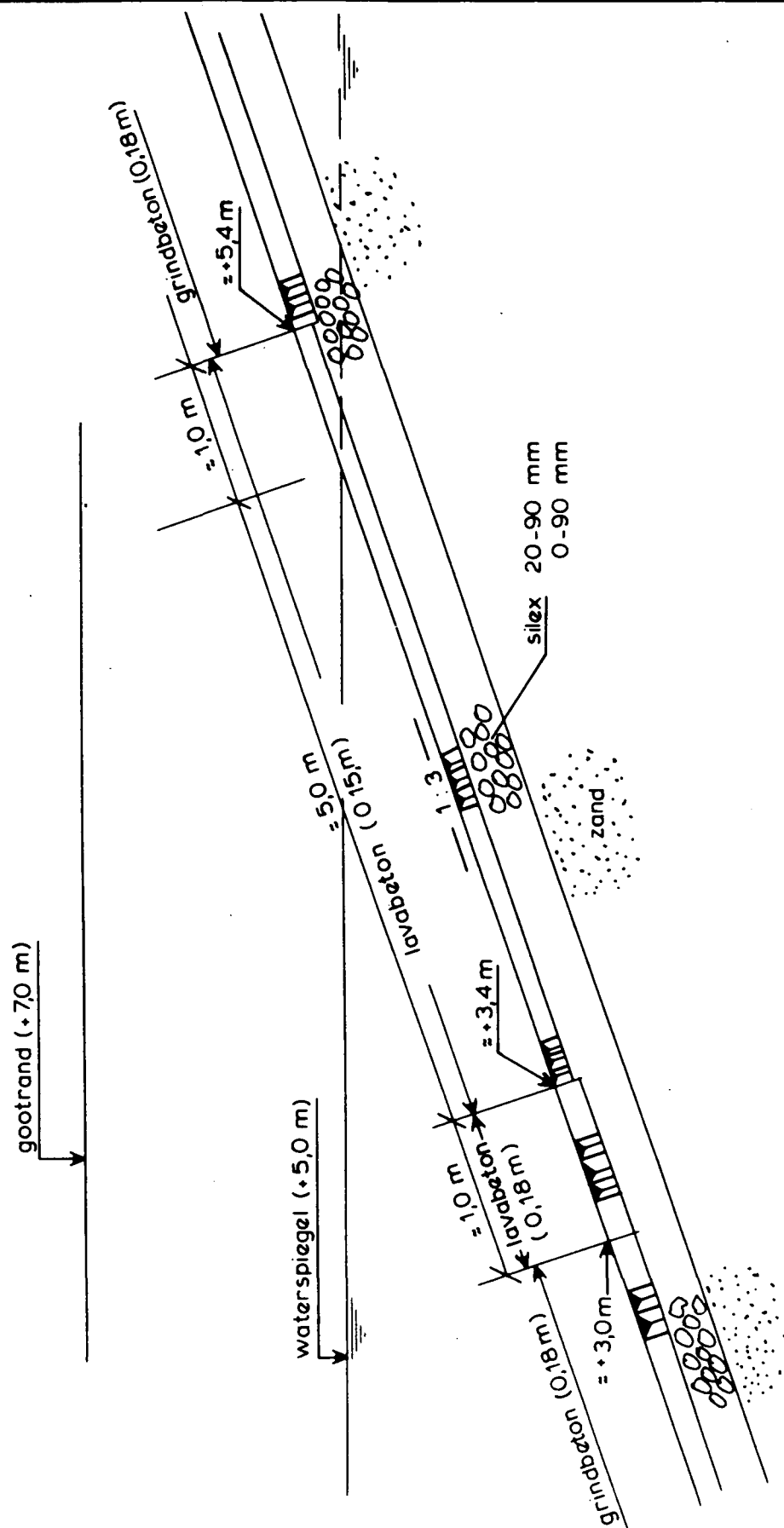
cot $\alpha = 3,5$

SCHAAL 1 : 50

WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM

H 195

FIG. 7



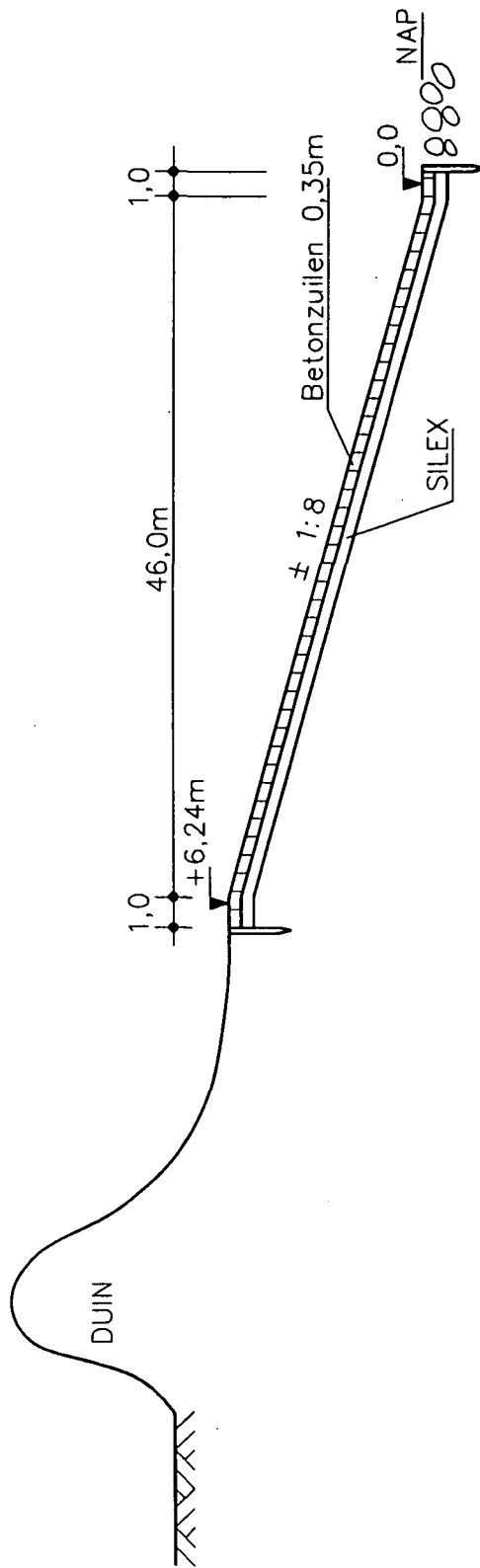
UITVOERING VAN DE BASALTON[®]
GLOOIING BIJ PROEF 12 E.V.

SCHAAL 1:50

WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM

H 195

FIG. 8



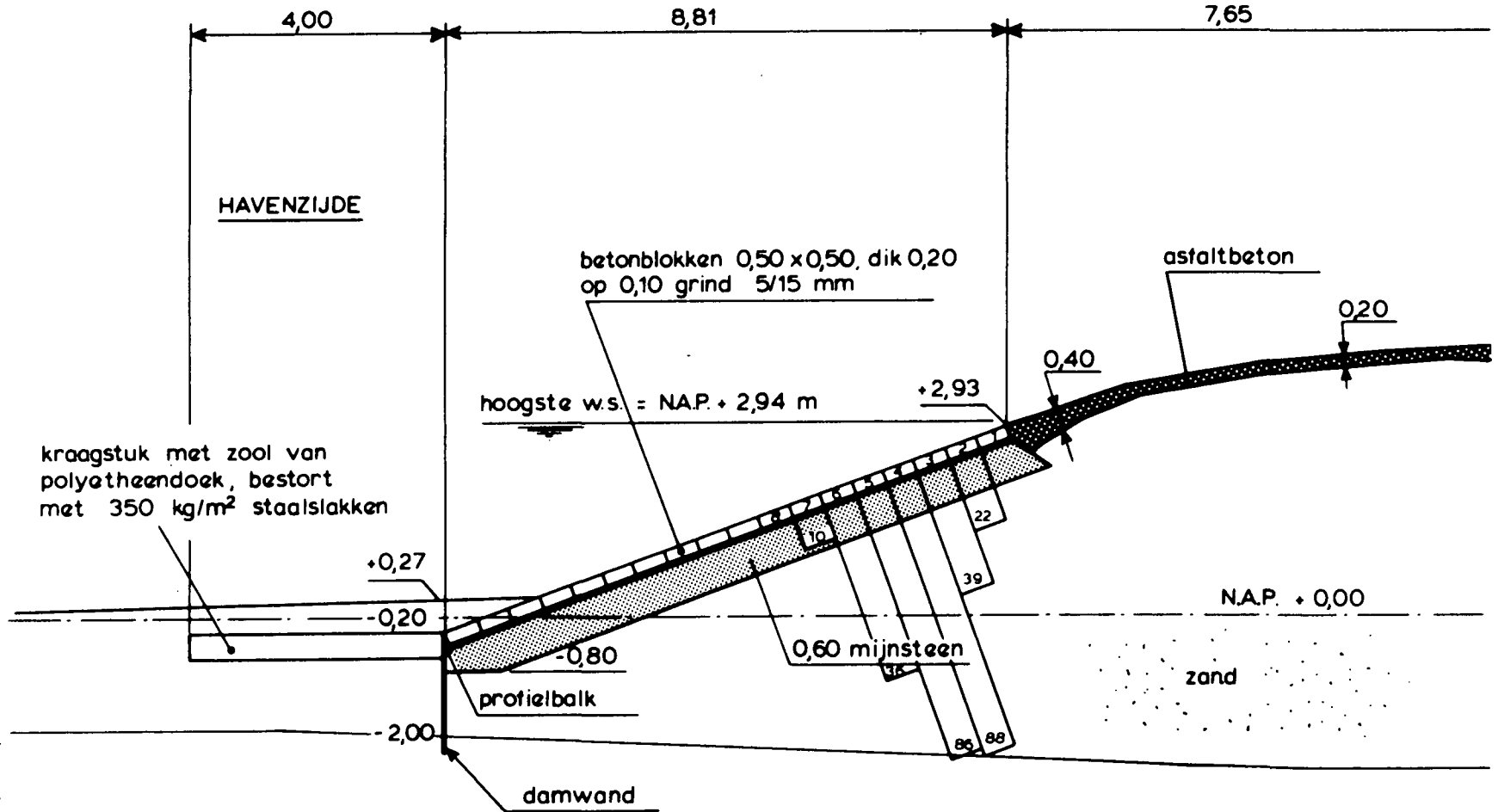
DWARSDOORSNEDE ZUIDWAL (MAASVLAKTE)

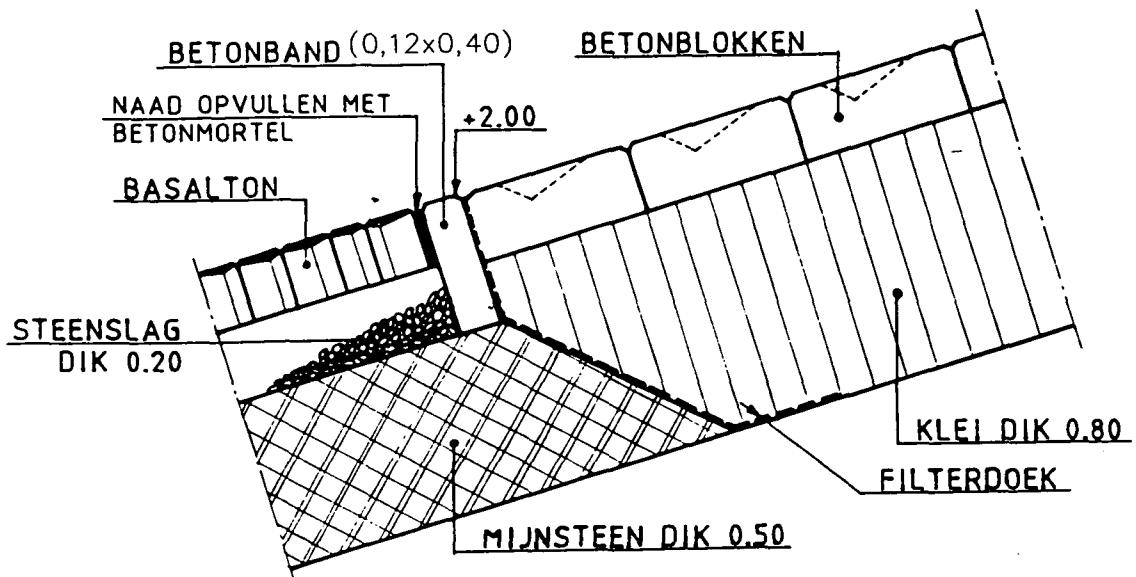
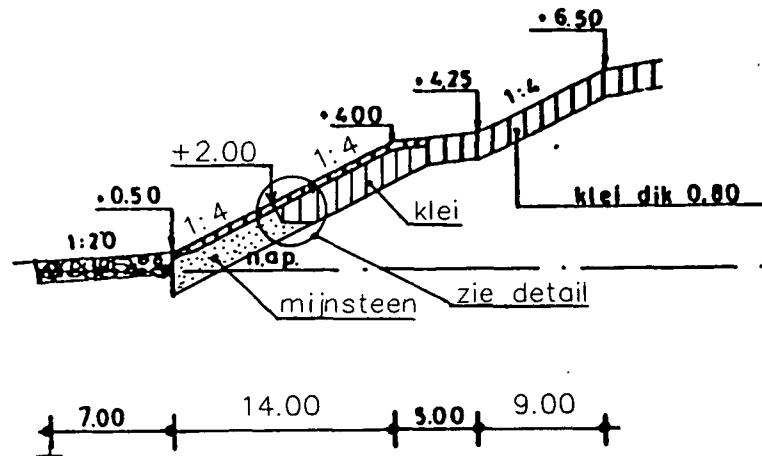
WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM

H 195

FIG. 9

maten in m.





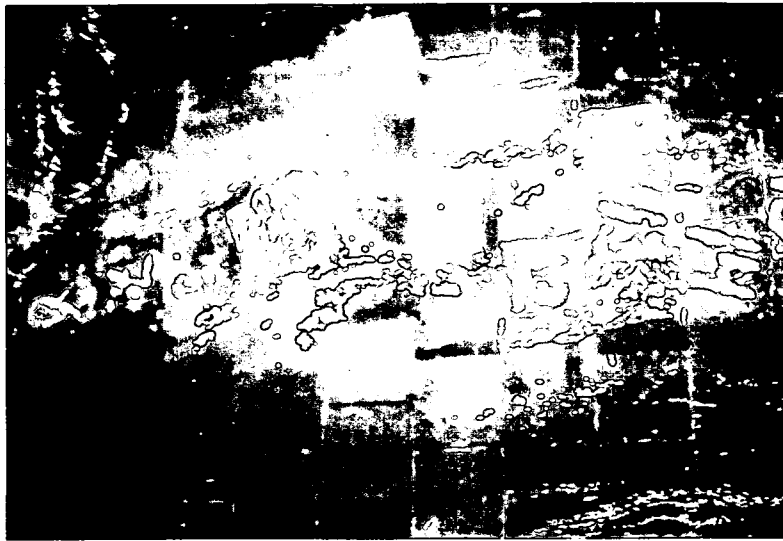
maten in m.

PHILIPSDAM

WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM

H 195

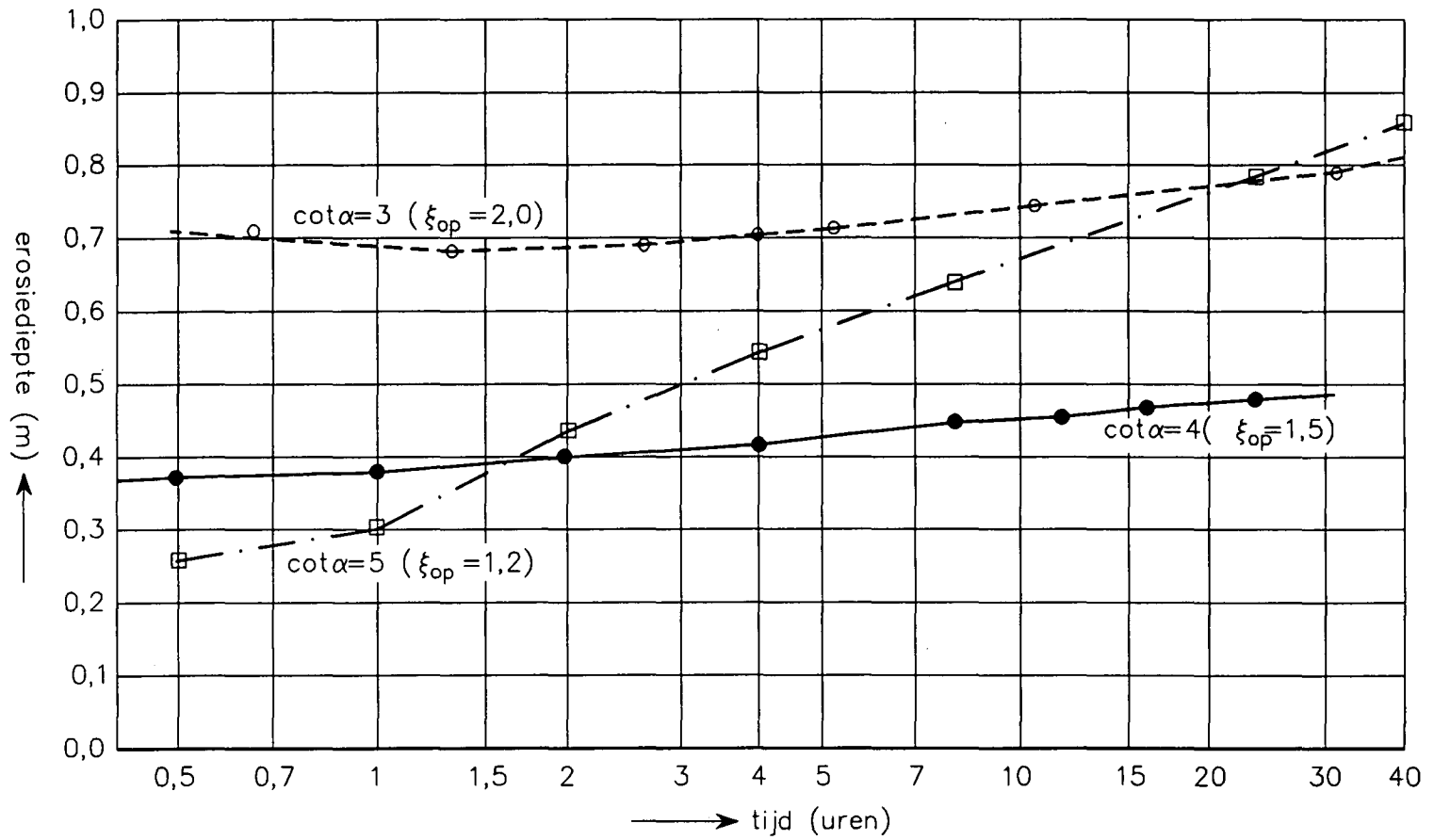
FIG. 11

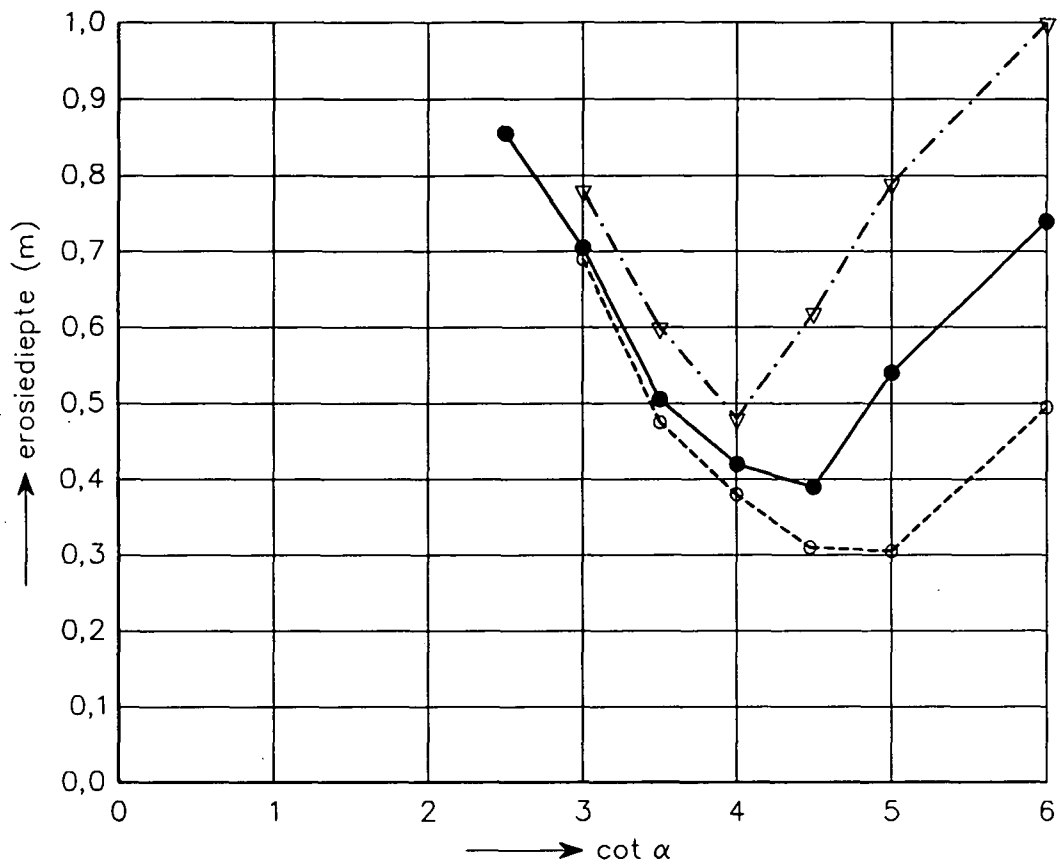


AFKALVING VAN GATRANDEIN TOPLAAG

EROSIEDIEPTE VAN FILTER,
INVLOED STORMDUUR

$H_s = 1,5 \text{ m}$ $D_{f50} = 20 \text{ mm}$ $h = 5 \text{ m}$
 $T_m = 4,9 \text{ s}$ $\rho_f = 2600 \text{ kg/m}^3$ $h_c = 10 \text{ m}$
 $T_p = 5,9 \text{ s}$ $\rho = 1030 \text{ kg/m}^3$ $D_{f85} / D_{f15} = 2,5$

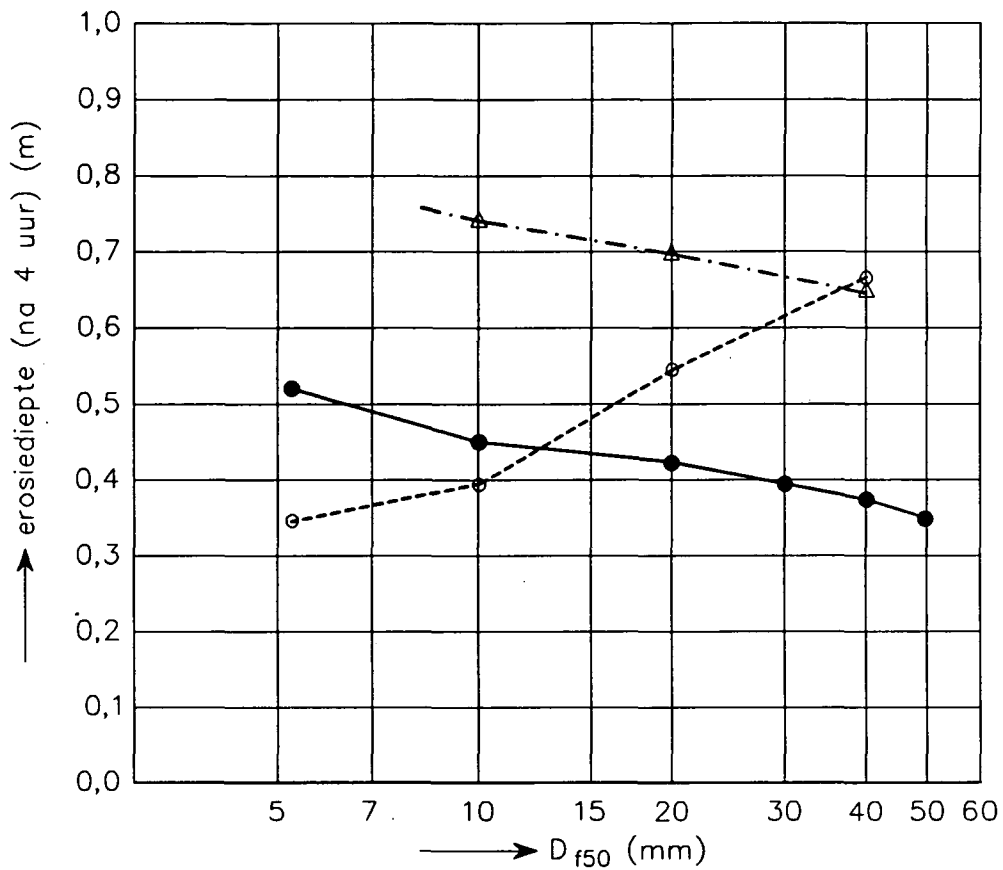




$H_s = 1,5 \text{ m}$ $D_{f50} = 20 \text{ mm}$
 $T_m = 4,9 \text{ s}$ $\rho_f = 2600 \text{ kg/m}^3$
 $T_p = 5,9 \text{ s}$ $\rho = 1030 \text{ kg/m}^3$
 $h = 5 \text{ m}$ $D_{f85}/D_{f15} = 2,5$
 $h_c = 10 \text{ m}$

---○--- na 1 uur
 —●— na 4 uur
 ---▽--- na 24 uur

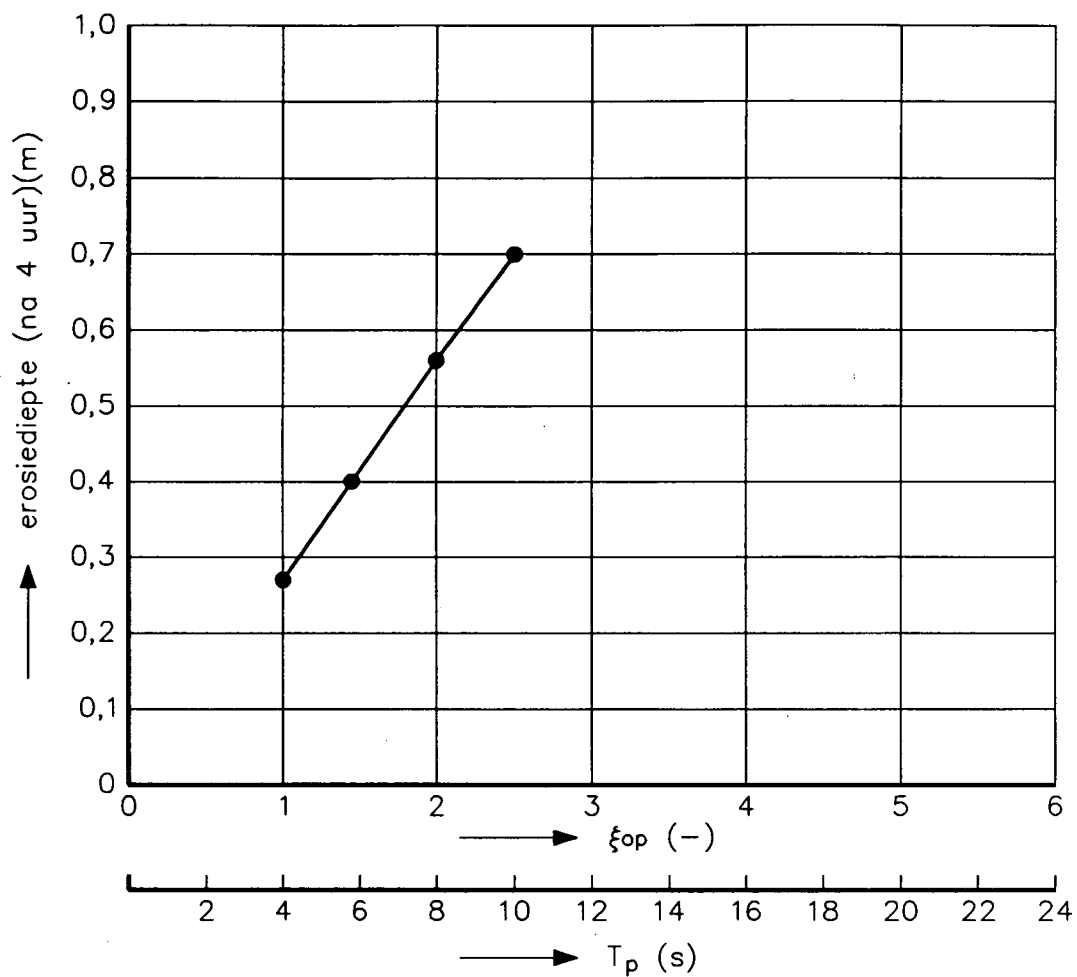
EROSIEDIEPTE VAN FILTER,
INVLOED TALUDHELLING



$H_s = 1,5 \text{ m}$ $T_p/T_m = 1,2$
 $T_m = 4,9 \text{ s}$ $\rho = 1030 \text{ kg/m}^3$
 $\xi_{op} = 1,5$ $\rho_f = 2600 \text{ kg/m}^3$
 $h = 5 \text{ m}$ $D_{f85}/D_{f15} = 2,5$
 $h_c = 10 \text{ m}$

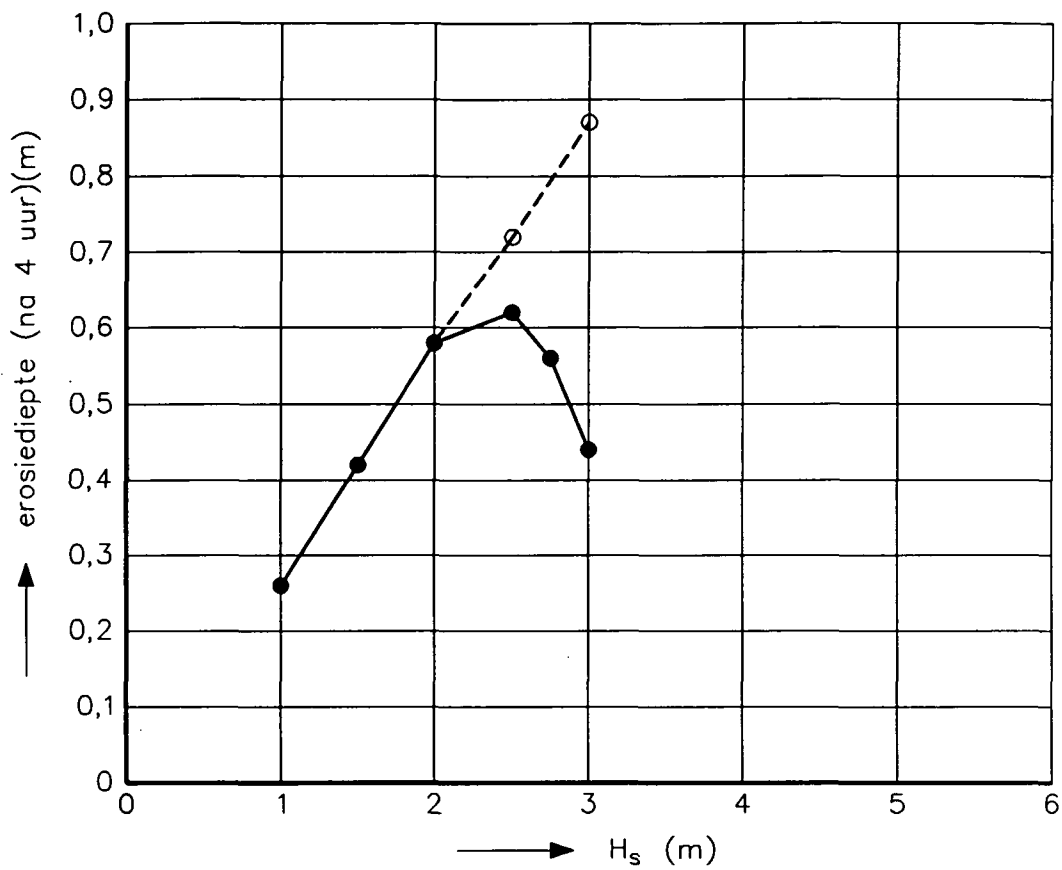
—△— $\cot \alpha = 3$
 —●— $\cot \alpha = 4$
 ---○--- $\cot \alpha = 5$

EROSIEDIEPTE VAN FILTER,
INVLOED KORRELGROOTTE



$H_s = 1,5 \text{ m}$ $D_{f50} = 20 \text{ mm}$
 $T_p/T_m = 1,2$ $\rho_f = 2600 \text{ kg/m}^3$
 $\cot\alpha = 4$ $\rho = 1030 \text{ kg/m}^3$
 $h = 5 \text{ m}$
 $h_c = 10 \text{ m}$
 $D_{f85}/D_{f15} = 2,5$

EROSIEDIEPTE VAN FILTER, INVLOED GOLFPERIODE



$\xi_{op} = 1,5$ $D_{f50} = 20 \text{ mm}$
 $\cot\alpha = 4$ $\rho_f = 2600 \text{ kg/m}^3$
 $T_p/T_m = 1,2$ $\rho = 1030 \text{ kg/m}^3$
 $D_{f85}/D_{f15} = 2,5$

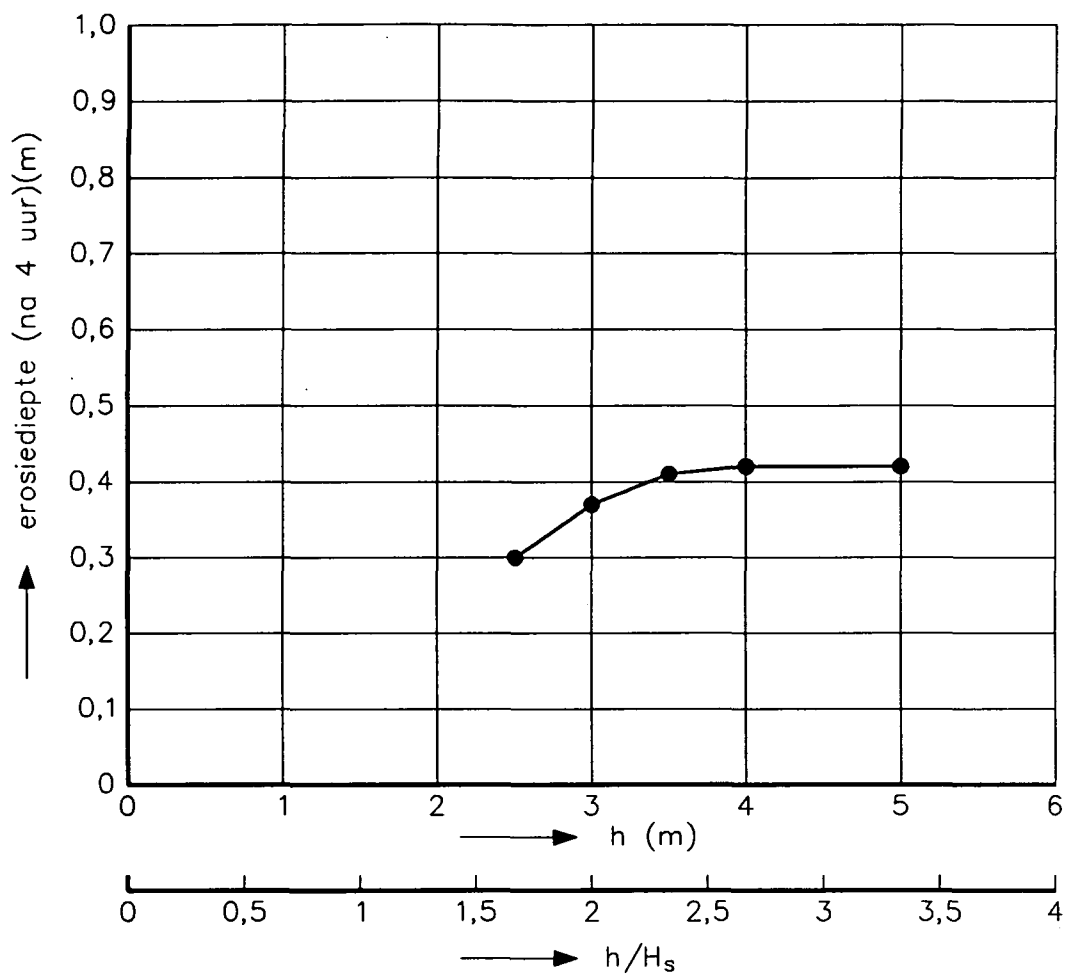
—●— $h = 5 \text{ m}; h_c = 10 \text{ m}$
 - -○- - $h = 10 \text{ m}; h_c = 20 \text{ m}$

EROSIEDIEPTE VAN FILTER, INVLOED GOLFHOOGTE

WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM

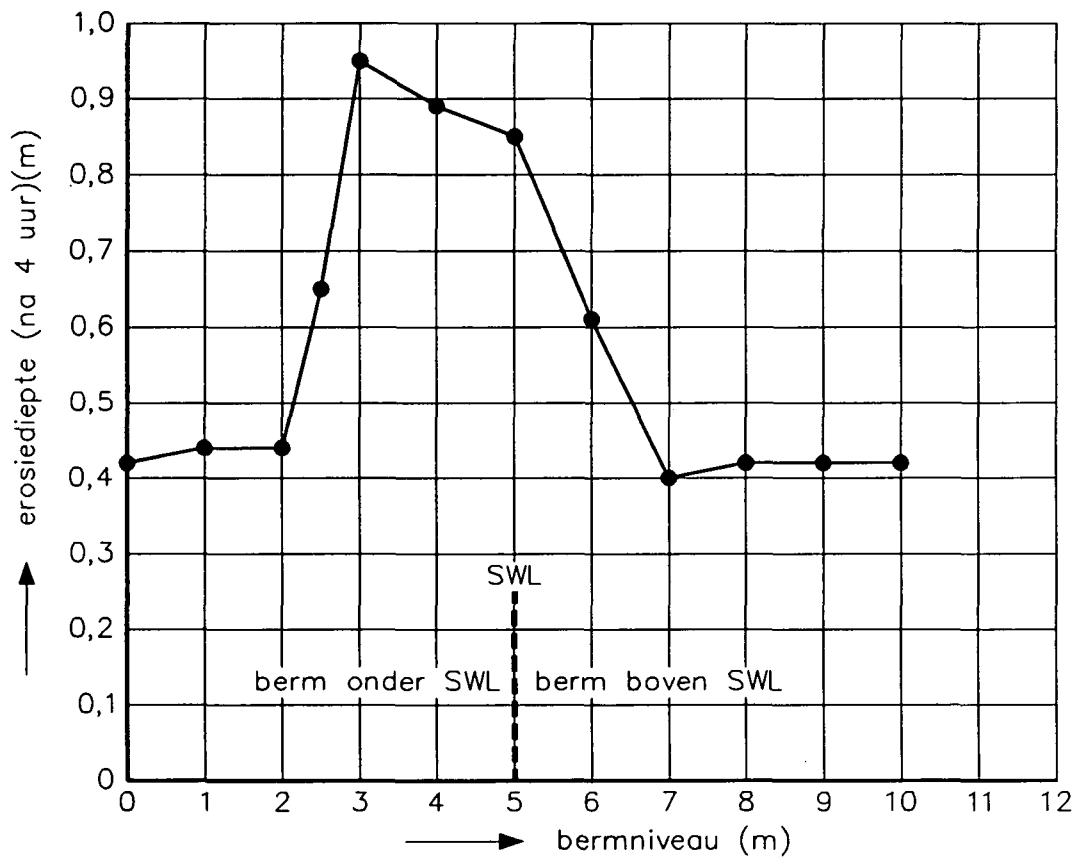
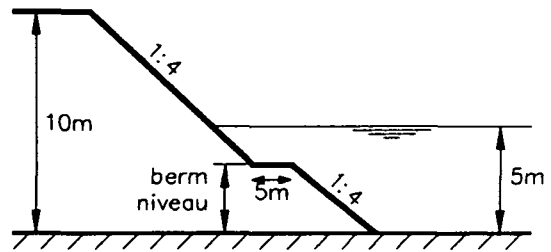
H 195

FIG. 17



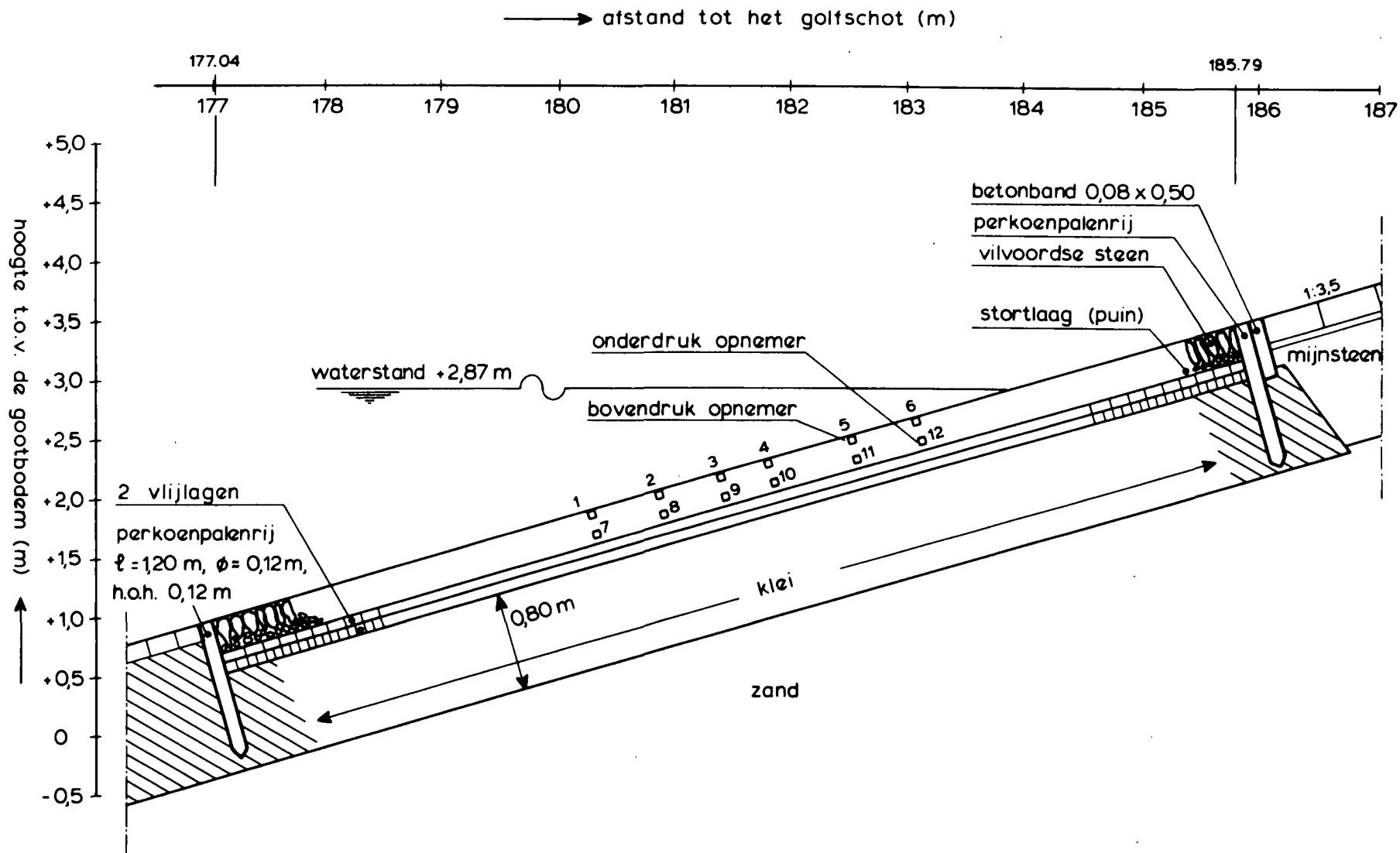
$H_s = 1,5 \text{ m}$ $\cot \alpha = 4$
 $T_m = 4,9 \text{ s}$ $D_{f50} = 20 \text{ mm}$
 $\xi_{op} = 1,5$ $\rho_f = 2600 \text{ kg/m}^3$
 $T_p/T_m = 1,2$ $\rho = 1030 \text{ kg/m}^3$
 $D_{f85}/D_{f15} = 2,5$ $h_c = 10 \text{ m}$

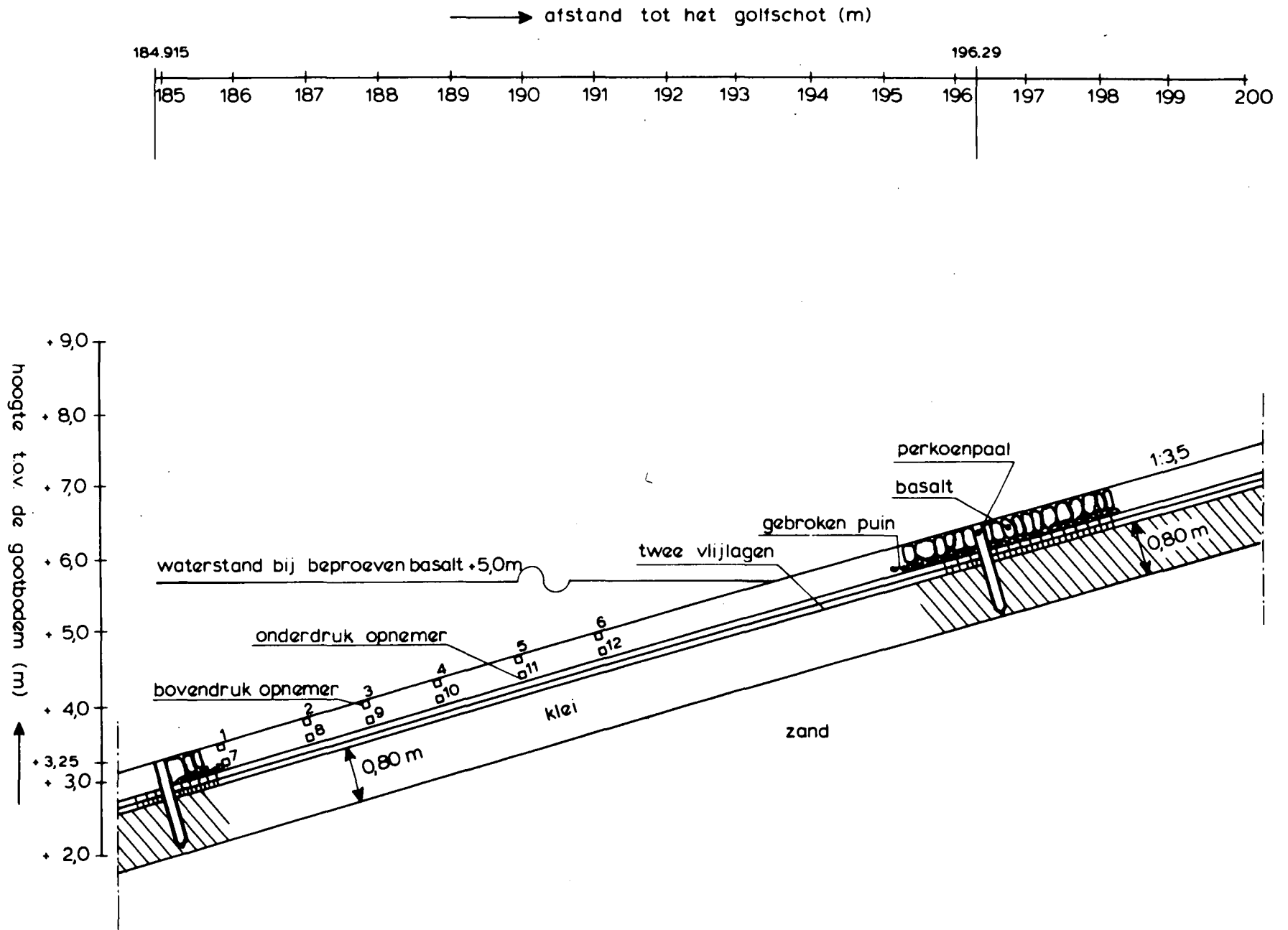
EROSIEDIEPTE VAN FILTER, INVLOED WATERDIEPTE

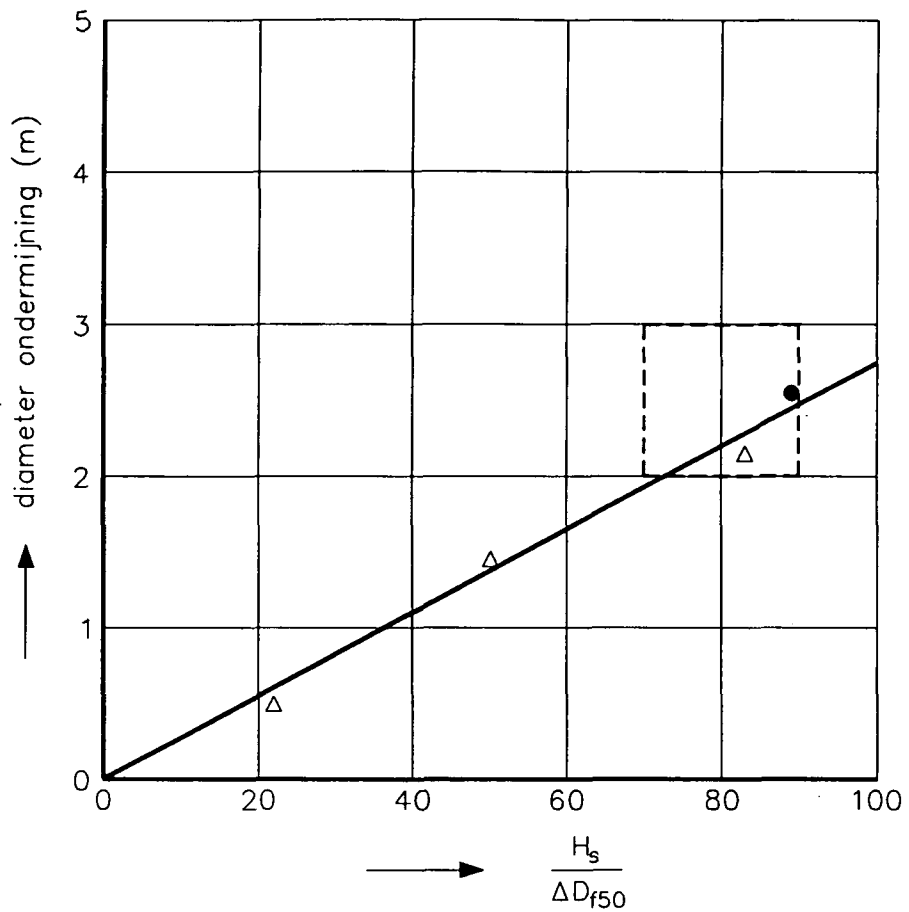


$H_s = 1,5 \text{ m}$ bermbreedte = 5 m
 $T_m = 4,9 \text{ s}$ waterdiepte = 5 m
 $T_p = 5,9 \text{ s}$ $D_{f50} = 20 \text{ mm}$
 $\xi_{op} = 1,5$ $\rho_f = 2600 \text{ kg/m}^3$
 $\cot\alpha = 4$ $\rho = 1030 \text{ kg/m}^3$
 $D_{f85}/D_{f15} = 2,5$

EROSIEDIEPTE IN FILTER, INVLOED BERMNIVEAU







Ondermijning toplaag na 100 minuten

△ : par 5.1.4

● : par 5.1.1

□ : par 5.2.2

ONDERMIJNING VAN TOPLAAG NA 100 MINUTEN

WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM

H 195

FIG. 22



Scherpenisse (par. 4.2.2)



Sabrina-Henrica polder (par. 4.2.3)

PRAKTIJKSCHADE AAN BLOKKEN OP KLEI

WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM

H 195

FIG. 23

• locatie 'De Voorst'

• hoofdkantoor

hoofdkantoor
Rotterdamseweg 185
postbus 177
2600 MH Delft
telefoon (015) 56 93 53
telefax (015) 61 96 74
telex 38176 hydel-nl

locatie 'De Voorst'
Voorsterweg 28, Marknesse
postbus 152
8300 AD Emmeloord
telefoon (05274) 29 22
telefax (05274) 35 73
telex 42290 hylvo-nl

Noordzee

• Amsterdam

• Londen

Brussel •