



opdrachtgever:  
**Rijkswaterstaat**  
**Dienst Weg- en Waterbouwkunde, TAW-A2**

## Taludbekledingen van gezette steen

stabiliteit van de toplaag

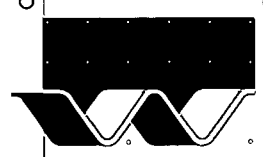
M 1795/H 195, CO 285453/7

deel XX, band B

april 1992



**GRONDMECHANICA**  
**DELFT**



# Taludbekledingen van gezette steen

stabiliteit van de toplaag

M. Klein Breteler e.a.

## INHOUD BAND A:

- SECTIE 1 : Overzicht van de onderzoeksresultaten
- SECTIE 2 : Stabiliteit toplaag zonder inklemming of interlocking
- SECTIE 3 : Invloed van wrijving en toestroming op de stabiliteit van een los blok
- SECTIE 4 : Eindverificatie onderzoek Deltagoot, analyse van de blokbeweging
- SECTIE 5 : Vereenvoudiging van het analytische model
- SECTIE 6 : Toplaagsterkte, enige aspecten waaronder cumulatie
- SECTIE 7 : Stabiliteit van de toplaag volgens "black-box"-model
- SECTIE 8 : Te stellen eisen aan een schaalmodel van een steenzetting
- SECTIE 9 : Toetsing van toplaagstabiliteit met analytisch model

## INHOUD BAND B:

- SECTIE 10: Beweging van blokken
- SECTIE 11: Ontwerpgrafieken met STEENZET 1
- SECTIE 12: Eindverificatie onderzoek in Deltagoot, berekeningen met STEENZET/1+
- SECTIE 13: Reststerkte van een steenzetting met enkele losse stenen, Probleemverkenning en modelvorming
- SECTIE 14: Analyse schade Oterdum
- SECTIE 15: Mogelijke schademechanismen aan de steenzetting van de haven-dammen in Goessche Sas
- SECTIE 16: Praktijkervaring betreffende taludbekledingen op zeedijken, intern verslag werkbezoeken in de maanden mei, juni en juli 1984
- SECTIE 17: Notitie over bezoek aan proefvakken met steenzettingen op kribben aan de Waal nabij Opijnen
- SECTIE 18: Zuidwal (Maasvlakte), analyse schade en ontwerp taludbekleding
- SECTIE 19: Blokkenmatten Houtribdijk, analyse schadegeval
- SECTIE 20: Stormschade aan taludbekledingen, winter 1984 - 1985
- SECTIE 21: Schade aan de Westkapelse Zeedijk
- SECTIE 22: Schade aan taludbekledingen, winterseizoen 1986 - 1987

SECTIE 10

Beweging van blokken

**BEWEGING VAN BLOKKEN**

Ons kenmerk: CO-314500/2  
april 1986  
aangepast: augustus 1990  
Bez/Abg/22/blokken

In opdracht van:  
Dienst Weg- en Waterbouwkunde  
Delft

**AFDELING WATERBOUWKUNDIGE CONSTRUCTIES**  
projectleider: ir. A. Bezuijen  
projectbegeleider: ir. M.B. de Groot  
afdelingshoofd: ir. P. Lubking

bladnummer : - I -  
ons kenmerk: CO-314500/2  
datum : augustus 1990

INHOUD:	blz.:
A. SAMENVATTING EN CONCLUSIES	II
1. INLEIDING	1
2. AANPASSINGEN STEENZET	4
2.1 Berekening wrijving en versnelling	4
2.2 Berekening toestroming	5
2.2.1 Inleiding	5
2.2.2 Toestroming	6
2.2.3 Beweging van het blok	14
2.2.4 Druk onder blok	15
3. RESULTATEN	19
3.1 Beweging van blokken zonder invloed van toestroming	19
3.2 Beweging van blokken met toestroming	23
3.3 Discussie	27
4. BEWEGING IN EEN GEKLEMDE ZETTING	31
4.1 Eerste theoretische oplossing	31
4.2 Bepaling van het aantal stenen	35
4.3 Bepaling van de veerconstante C	37
4.4 Vaststelling maximaal mogelijke uitbuiging	39
4.5 Conclusie uitbuiging	40
5. BEREKENING DOORLATENDHEID SPLEET	41
6. CONCLUSIES	43
LITERATUURLIJST	44
Appendix 1	
Appendix 2	
Appendix 3	

bladnummer : - II -  
ons kenmerk: CO-314500/2  
datum : augustus 1990

#### A. SAMENVATTING EN CONCLUSIES

In dit rapport wordt beschreven hoe de beweging van een enkel los blok in een steenzetting, verder bestaande uit geklemde blokken, kan worden berekend. Voor deze berekeningen is het computermodel STEENZET aangepast. De berekeningen geven aan dat de benodigde toestroming van water uit de filterlaag onder een bewegend blok van grote invloed is op de stabiliteit van de zetting. Deze grote invloed is echter bij Delta-gootmetingen aan een model voor de Oesterdam niet gevonden.

Om te onderzoeken of bovengenoemde discrepantie tussen metingen en berekeningen te verkleinen is door het bewegen van de geklemde zetting rondom het losse blok is voor deze beweging een rekenmodel opgesteld. Uit berekeningen met dat model blijkt echter dat de beweging van de gehele zetting niet meer dan een gedeeltelijke verklaring kan zijn voor bovengenoemd verschil tussen metingen en berekeningen.

Vooralsnog lijkt de berekening van de stabiliteit van een zetting met daarin losse blokken met de stabiliteitsverhogende invloed van toestroming tot onveilige resultaten te leiden. Zonder deze invloed van toestroming is een veilige ontwerpberekening mogelijk, maar zal de zetting in sommige gevallen worden overgedimensioneerd.

## 1. INLEIDING

Tijdens modelonderzoek voor onder andere de Oesterdam [1] en PROVO [2] is aangetoond dat een steenzetting bestaande uit losse blokken grotere belastingen kan weerstaan dan verschildrukken overeenkomend met het eigen gewicht van de blokken. Uit theoretische studie [3, 4, 5, 6] is gebleken, dat hiervoor diverse oorzaken zijn aan te wijzen.

De volgende oorzaken zijn genoemd.

1. De wrijving tussen de blokken die ook bij losse blokken aanwezig is.
2. De massatraagheid van de blokken waardoor altijd een zekere tijd nodig is voordat een blok uit een zetting is verwijderd.
3. Toestroming van water. Als een blok door de verschildruk over een zetting uit de zetting wordt verwijderd, zal er water moeten toestromen onder dat blok, vanuit de filterlaag onder de zetting. Een gedeelte van de eerst aanwezige verschildruk zal dan nodig zijn om water vanuit de filterlaag naar het blok te laten stromen. De verschildruk over het blok neemt hierdoor af.
4. Onnauwkeurige berekening van de verschildruk over de blokken.

De vraag kan gesteld worden of voor de bepaling van de stabiliteit van een zetting bovengenoemde "stabiliteits-verhogende" mechanismen in rekening gebracht moeten worden. Een zetting die dan stabiel heet bestaat bij ontwerpcondities wel uit bewegende blokken.

Hoewel een zetting bestaande uit bewegende blokken geen betrouwbare indruk maakt, is in de begeleidingsgroep steenzettingen toch besloten deze beweging in het stabiliteitscriterium te betrekken.



Hiervoor zijn de volgende redenen van belang:

1. een zetting bestaande uit vierkante betonblokken zal slechts vrij zelden een los blok bevatten. De meeste blokken zullen tegen elkaar aangeklemd zijn. Uit de theoretische studies [5] is gebleken dat de stabiliteit van ingeklemde blokken zo groot is dat deze niet uit de zetting gelicht zullen worden. Voor het merendeel van de blokken is de stabiliteit dus gewaarborgd. Door te eisen dat ook het enkele losse blok niet beweegt zou de zetting voor de geklemde blokken sterk worden overgedimensioneerd.
2. De beweging van losse blokken wordt alleen geaccepteerd bij omstandigheden in de buurt van de bezwijkbelasting, dus bij extreme omstandigheden die slechts zeer zelden voorkomen.

De invloed van de beweging op de stabiliteit is onderzocht door het computer-programma STEENZET aan te passen, zodat ook de verplaatsing van blokken numeriek kan worden bepaald. De aanpassing van het programma is uitgevoerd in twee fasen. Eerst is alleen de invloed van wrijving en massa-traagheid bepaald. Met deze versie zijn enkele proeven uit het grootschalig modelonderzoek voor de Oesterdam doorgerekend. In de tweede fase is ook de invloed van toestroming beschouwd. De wijzigingen die hiervoor noodzakelijk waren, zullen in dit rapport worden toegelicht. Omdat in de praktijk een zetting in bijna alle gevallen zal bestaan uit een los blok omringd door vele ingeklemde blokken, is er bij de numerieke modellering ook van uitgegaan, dat er in de zetting slechts één blok beweegt. Dit is niet helemaal vergelijkbaar met de situatie bij het grootschalig modelonderzoek voor de Oesterdam. Bij die proeven waren de blokken om en om geplaatst op een pennenrooster, waardoor de zetting bestond uit een groot aantal losse blokken. In dit rapport is aangenomen dat dit geen grote invloed heeft op het resultaat, zodat de gemeten resultaten toch met de numerieke resultaten kunnen worden vergeleken.

bladnummer : - 3 -  
ons kenmerk: CO-314500/2  
datum : augustus 1990

Voor het juist kunnen inschatten van de toestroming bleek ook de mogelijke beweging van geklemde blokken van belang. Om deze beweging te kunnen bepalen is een programma ontwikkeld dat in dit rapport zal worden beschreven.

Afgesloten wordt met conclusies over de stabiliteit van een glooiing bestaande uit bewegende blokken.

Dit rapport is samengesteld door:

ir. A. Bezuijen en

ir. R. Hoogeveen,

beiden van Grondmechanica Delft.

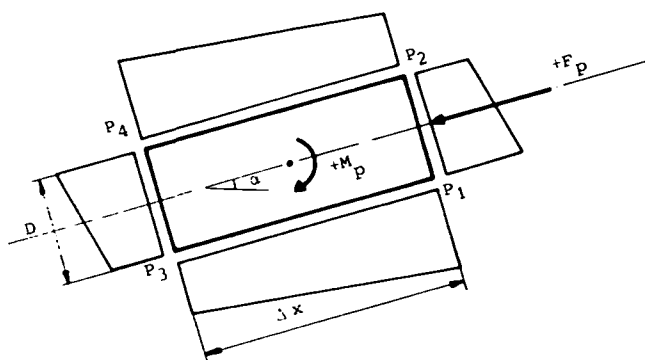
#### Aanpassing 1990

Voordat dit rapport is opgenomen in deel 20 van de serie "Taludbekledingen van gezette steen" zijn enkele typfouten verwijderd en zijn hier en daar extra verklaringen doorgevoerd. Er is niet getracht het rapport in zijn geheel te laten overeenstemmen met de inzichten van 1990. Resultaten van berekeningen en conclusies zijn niet gewijzigd.

## 2. AANPASSINGEN STEENZET

### 2.1 Berekening wrijving en versnelling

De aanpassingen die nodig waren om de wrijving tussen blokken en het bewegen van blokken te kunnen berekenen zijn reeds in detail besproken in het rapport "De invloed van overgangsconstructies op de verschillendrukken bij zettingen van gezette betonblokken [7]". Hier zal slechts een korte beschrijving worden gegeven.



Figuur 1. Drukverdeling rond blok

Nadat de drukverdeling in de filterlaag is berekend, is de druk  $P_1$  t/m  $P_4$  bekend. Met behulp van deze drukken kan de opwaartse kracht ( $F_o$ ) op het blok worden berekend, de kracht in de richting van het talud en het moment  $M_p$  ten opzichte van het middelpunt van het blok. Als deze krachten en dit moment bekend zijn, wordt bij gegeven wrijvingscoëfficiënt de totale wrijvingskracht van een blok berekend. Wanneer deze wrijvingskracht kleiner is dan de kracht veroorzaakt door de verschillendruk over het blok, zal het blok gaan bewegen.

bladnummer : - 5 -  
ons kenmerk: CO-314500/2  
datum : augustus 1990

Met de resulterende kracht wordt de versnelling en door tweemaal integreren, de beweging in een tijdstap berekend. Wanneer een blok eenmaal beweegt, wordt de beweging berekend totdat de totale verplaatsing negatief wordt, doordat de verschildruk is afgenomen. De verplaatsing wordt dan op nul gesteld en de beweging wordt niet meer berekend totdat de verschildruk weer hoger is dan overeenkomend met het eigen gewicht van het blok, vermeerderd met de wrijvingskracht.

Uit bovenstaande blijkt dus dat de wrijving en versnelling van het blok in de berekende beweging worden meegenomen. De berekening is echter zodanig opgezet dat de drukverdeling niet wordt beïnvloed door het bewegen van het blok. In de praktijk zal dit wel het geval zijn. Doordat water moet toestromen naar het blok zal de verschildruk onder bewegende blokken lager zijn dan op de boven beschreven manier berekend, daarvoor zal ook de totale verplaatsing van de blokken afnemen. De in deze paragraaf beschreven methode geeft dus een bovengrens voor de verplaatsing van de blokken.

In de volgende paragraaf wordt beschreven hoe toestroming in rekening kan worden gebracht.

## 2.2 Berekening toestroming

### 2.2.1 Inleiding

De toestroming van water vanuit de filterlaag naar een bewegend blok in de filterlaag is een twee-dimensionaal probleem. Het water zal vanuit de boven- en onderkant, maar ook vanuit de zijkanten, toestromen. In een in feite één-dimensionaal programma als STEENZET is deze toestroming niet zonder meer in te brengen.

Deze toestroming is te beschrijven door een twee-dimensionale versie te ontwikkelen, maar dit zou neerkomen op een aanzienlijke vergroting

bladnummer : - 6 -  
ons kenmerk: CO-314500/2  
datum : augustus 1990

van de rekentijd. Daarbij ontstaat dan nog het probleem dat de hoeveelheid zetting waarover de invloed van de toestroming merkbaar is, niet op voorhand bekend is.

Daarom is geprobeerd of het mogelijk is om de toestroming vanaf de zijkanten te schatten uit de toestroming van de boven- en onderkant van het bewegende blok. Voor een uniforme drukverdeling bleek dit mogelijk, zie appendix 1. Het probleem is dan echter dat de drukverdeling niet uniform is. Vaak blijkt de verschildruk een scherp gepiekte kromme rondom het bewegende blok.

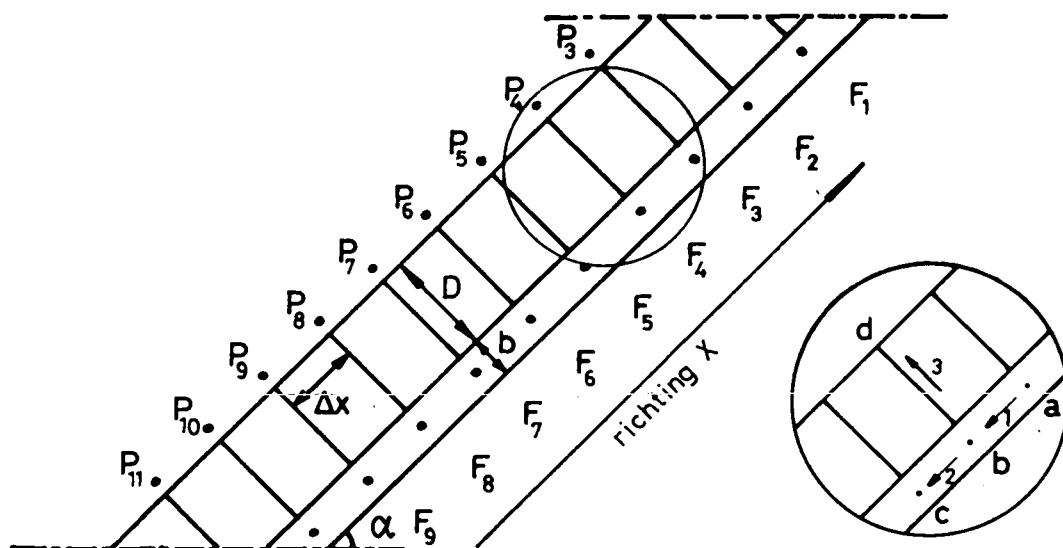
Het is echter ook mogelijk de drukverdeling te beschrijven op een semi-twee-dimensionale wijze.

Daarbij wordt met behulp van de oplossing voor niet bewegende blokken de oplossing voor een bewegend blok gecreëerd. Voor deze oplossing moet worden bepaald welke blokken kunnen bewegen. Zoals reeds opgemerkt in de inleiding, is aangenomen dat slechts één blok beweegt.

### 2.2.2 Toestroming

De druk onder het bewegende blok is bekend. Deze wordt bepaald door het eigen gewicht, de wrijving en de versnelling van dat blok. De wrijving en versnelling worden op iets andere wijze berekend dan in paragraaf 2.1. Dit zal in paragraaf 2.2.3. worden toegelicht.

Om nu de oplossing met toestroming te behandelen, wordt eerst de oplossingsmethode van STEENZET zoals behandeld in "Grondmechanische evaluatie en computermodeel STEENZET" [3] in herinnering geroepen, zie figuur 2.



Figuur 2. Schematisatie steenzetting voor berekening met eindige differenties.  $P_i$  is de druk buiten op de steenzetting in punt  $i$ ,  $F_i$  is de druk in het filter in punt  $i$ . De inzet geeft aan de eerste, tweede en derde term voor formule 1 uit [3]

Voor de punten F geldt:

In woorden:

van boven	+ van onderen	= door spleet uitstromend
instromend water	uitstromend water	water
(1)	(2)	(3)

bladnummer : - 8 -  
ons kenmerk: CO-314500/2  
datum : augustus 1990

In formule:

$$kb \frac{F_{i-1} + \Delta x \sin \alpha - F_i}{\Delta x} - kb \frac{F_i - (F_{i+1} - \Delta x \sin \alpha)}{\Delta x} = (1)$$

$$k' \Delta x \frac{F_i - (p_i + D \cos \alpha)}{D}$$

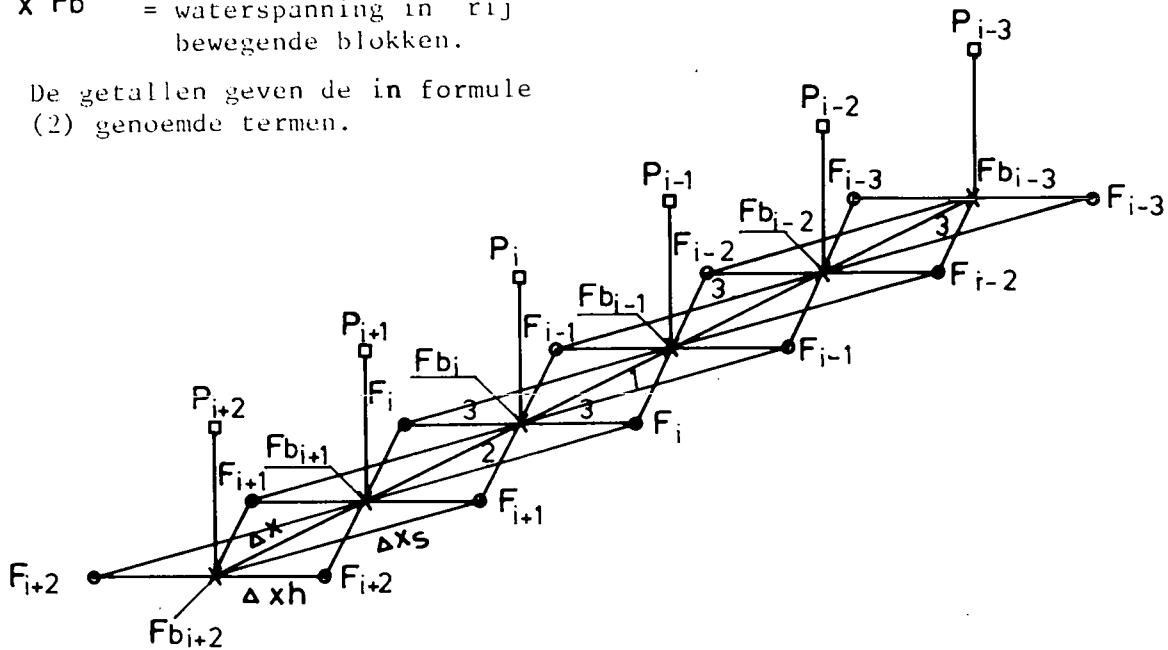
Hierin is:

- $F_i$  : de druk in het filter in punt  $i$  in meter waterkolom (m)  
 $p_i$  : de druk op de steenzetting in punt  $i$  in meter waterkolom (m)  
 $\Delta x$  : de afstand tussen twee spleten (= de bloklengte,  $L$ ) (m)  
 $D$  : de dikte van de stenen (m)  
 $b$  : de dikte van de filterlaag (m)  
 $\alpha$  : de hoek van het talud met de horizontaal  
 $k$  : de doorlatendheid van het filter (m/s)  
 $k'$  : de doorlatendheid van de steenzetting (m/s)

Voor de oplossing met bewegende blokken is het differentie netwerk opgesteld zoals gegeven in figuur 3.

- P = golfdruk
- F = waterspanning zonder beweging
- x Fb = waterspanning in rij bewegende blokken.

De getallen geven de in formule (2) genoemde termen.



Figuur 3. Schematisatie steenzetting voor berekening met eindige differenties voor berekening van toestroming

De druk  $Fb_i$  wordt niet alleen bepaald door  $Fb_{i-1}$ ,  $Fb_{i+1}$  en  $P_i$ , maar ook door de drukken  $F_{i-1}$ ,  $F_i$  en  $F_{i+1}$  (de oplossing ver van het bewegende blok).

De lijnen in figuur 3 geven aan welke drukken gebruikt worden bij de berekening van  $Fb_i$ . Formule 1 wordt nu in woorden:

van boven	-	van onderen	+	van de zijkant	=	door spleet
instr. water		uitstr. water		instr. water		uitstr. water
(1)		(2)		(3)		(4)



In formule:

$$kb \frac{F_{i-1} + \Delta x \sin \alpha - F_{i-1}}{\Delta x} - kb \frac{F_{i-1} - F_{i+1} + \Delta x \sin \alpha}{\Delta x} \quad (1) \quad (2)$$

$$+ 2kb \cdot c \cdot \frac{F_i - F_{i-1}}{\Delta x h} + 2kb \cdot c \cdot \frac{F_{i-1} + \Delta x \sin \alpha - F_{i-1}}{\Delta x s} \quad (2) \quad (3a) \quad (3b)$$

$$+ 2kb \cdot c \cdot \frac{F_{i+1} - \Delta x \sin \alpha - F_{i-1}}{\Delta x s} = k' \Delta x \frac{F_{i-1} - (P_i + D \cos \alpha)}{D} \quad (3c) \quad (4)$$

met:

$\Delta x s$  en  $\Delta x h$  : afstanden zoals aangegeven in fig. 3 (m)

$F_i$  : de druk in het filter bij spleet  $i$  (m)

in  $m$  waterkolom ver van het bewegend blok  
 (dus de oplossing zonder blokbeweging)

$F_{b_i}$  : de druk in het filter bij spleet  $i$  (m)

in  $m$  waterkolom bij het bewegend blok.

$c$  : correctie factor ( )

(wordt in vervolg verklaard).

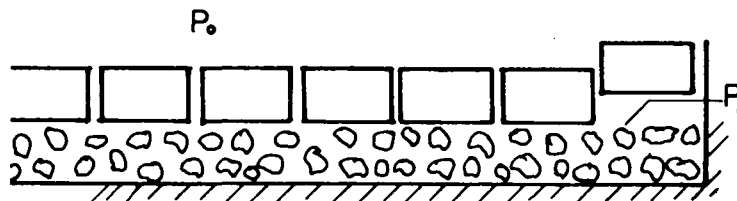
De andere variabelen zijn gegeven onder formule (1).

Het voordeel van deze methode boven een zuiver twee-dimensionaal netwerk is, dat de drukken  $F_i$  niet door iteratie worden bepaald, maar van te voren als gegeven worden verondersteld. De convergentiesnelheid van de iteratie voor  $F_{b_i}$  is daardoor veel hoger, waardoor de berekening per tijdstip veel sneller verloopt.

bladnummer : - 11 -  
ons kenmerk: CO-314500/2  
datum : augustus 1990

Ook het beperkte aantal punten in de filterlaag waarvoor de drukken berekend worden, verhoogt de rekensnelheid. Om met dit beperkte aantal punten toch ook stroming naar een bewegend blok (die ongeveer radiaal symmetrisch rondom het middelpunt van het blok zal zijn) te kunnen beschrijven, is niet gekozen voor het gebruikelijke vierkantennet, maar wordt de druk  $F_i$  ook bepaald door de drukken  $F_{b_{i-1}}$  en  $F_{b_{i+1}}$  (de termen (3b) uit formule 2).

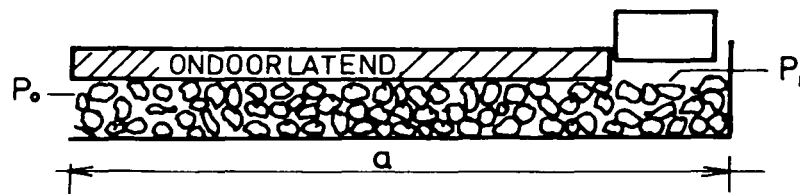
Bij deze methode moet wel de vraag beantwoord worden welke afstanden voor  $\Delta x_h$  en  $\Delta x_s$  moeten worden gekozen. Dit wordt bepaald door de in figuur 3 gegeven situatie te vergelijken met de werkelijkheid, voor eenvoudige randvoorwaarden. Beschouw een stuk talud met een bewegend blok en water toestromend uit de x-richting van het talud zoals geschematiseerd in figuur 4:



Figuur 4. Schematisatie blokkenglooiing voor berekening  $\Delta x_h$  en  $\Delta x_s$

In deze situatie zal water toestromen door de steenzetting en filterlaag onder het bewegende blok. In het numerieke schema zoals hierboven beschreven, wordt op een plaats op afstand  $a$  van het bewegende blok in de filterlaag een constante druk ( $P_0$ ) opgelegd en stroomt van daaruit water naar het bewegende blok. De blokkenglooiing wordt verder ondoorlatend beschouwd.

Deze situatie is te schematiseren zoals is aangegeven in figuur 5.



Figuur 5. Vereenvoudigde weergave numerieke schema

De afstand  $\Delta xh$  is goed gekozen als voor beide gevallen het blok met gelijke snelheid uit de zetting beweegt.

Voor de situatie van figuur 4 geldt:

$$q = k \frac{\Delta\phi}{\lambda_t} \quad (3)$$

met  $\lambda_t$ : de leklengte langs het talud ( $= \sqrt{(\frac{kb}{k})}$ )

en voor de situatie van figuur 5:

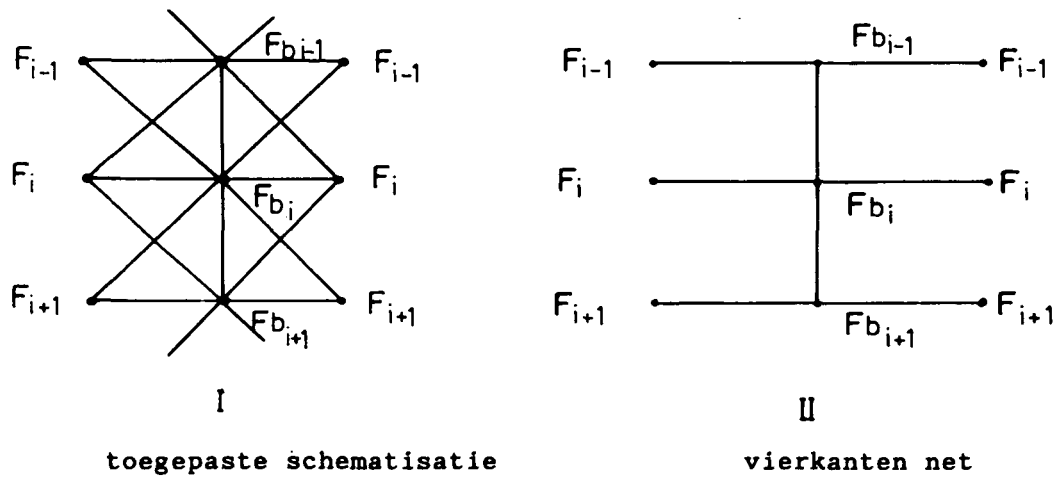
$$q = k \frac{\Delta\phi}{a} \quad (4)$$

Uit (3) en (4) is onmiddellijk duidelijk dat de situatie van figuur 4 en figuur 5 vergelijkbaar is als geldt  $a = \lambda_t$ .

Dus  $\Delta x_h = \lambda_t$ .

Uit de geometrie volgt onmiddellijk  $\Delta x_s = \sqrt{(\Delta x_h^2 + \Delta x^2)}$ .

Omdat de schematisatie van de filterlaag nu geen vierkanten netwerk is, maar ook stroming vanuit de punten  $i-1$  en  $i+1$  is toegestaan, moet op de stroming vanuit de niet bewegende blokken een correctie factor (c) worden toegepast. Als  $F_{i-1} + \Delta x_s \sin \alpha = F_{i+1} - \Delta x \sin \alpha$  moet het berekende debiet naar het punt  $F_{b_i}$  gelijk zijn aan het debiet dat gevonden zou worden als een vierkanten net wordt toegepast (zie figuur 6).



Figuur 6. Vergelijking van de toegepaste schematisatie met een vierkanten net. Er moet gelden:  $q(I)_i = q(II)_i$

Uit formule (2) blijkt dat de aanstroming vanuit de zijkant gegeven wordt door de termen 3a, 3b en 3c. Voor het vierkanten net zou dat alleen 3a zijn met  $c = 1$ . Voor  $F_{i-1} + \Delta x \sin \alpha = F_i = F_{i+1} - \Delta x \sin \alpha$ ,  $\Delta x_h = \lambda_t$  en  $\Delta x_s = \sqrt{(\lambda_t^2 + \Delta x_h^2)}$  is hieruit de relatie af te leiden:

bladnummer : - 14 -  
 ons kenmerk: CO-314500/2  
 datum : augustus 1990

$$2 \frac{C}{\sqrt{(\Delta x^2 + \lambda_t^2)}} + \frac{c}{\lambda_t} = \frac{1}{\lambda_t} \quad (5)$$

uitwerken geeft:

$$C = \frac{1}{\frac{2\lambda_t}{\sqrt{(\Delta x^2 + \lambda_t^2)}} + 1} \quad (6)$$

Met de formules 2 t/m 6 kunnen de waarden voor  $Fb_i$  worden berekend met hetzelfde iteratieve schema als besproken in [3] (grondmechanische evaluatie van de Oesterdam en rekenmodel STEENZET). Voorwaarde is dat de druk onder het bewegende blok bekend is. Hoe deze wordt berekend wordt in paragraaf 2.2.4 besproken.

### 2.2.3 Beweging van het blok

Wanneer alle waarden  $Fb_i$  en  $F_i$  bekend zijn, kan de verplaatsing van het bewegende blok worden berekend. De druk  $Fb_i$  bij de spleten naast het bewegende blok zal niet aan de relatie (2) voldoen, omdat  $Fb_i$  daar niet met (2) maar uit het eigen gewicht, de wrijving en versnelling is bepaald. Aangenomen wordt dat de druk onder het gehele blok constant is. Met die aanname wordt (2) voor de spleten naast het bewegende blok:

$$\begin{aligned}
 kb \frac{Fb_{i-1} + \Delta x \sin \alpha - Fb_i}{\Delta x} & - kb \frac{Fb_i - Fb_{i+1} + \Delta x \sin \alpha}{\Delta x} \\
 & + 2kb c \frac{F_i - Fb_i}{\Delta x h - 0,5 \Delta x} + 2kb c \frac{F_{i-1} + \Delta x \sin \alpha - Fb_i}{\Delta x (1 - 0,5 \frac{\Delta x}{\Delta x h})} \quad (7) \\
 & \quad (3a) \qquad \qquad \qquad (3b)
 \end{aligned}$$

bladnummer : - 15 -  
 ons kenmerk: CO-314500/2  
 datum : augustus 1990

$$+ 2kb c \frac{F_{i+1} - \Delta x \sin \alpha - Fb_i}{\Delta x s (1 - 0,5 \frac{\Delta x}{\Delta x h})} + q \cdot b = k' \Delta x \frac{Fb_i - (P_i + D \cos \alpha)}{D}$$

(3c) (4)

In deze formule is  $q$  het specifiek debiet in de filterlaag dat de beweging van het blok veroorzaakt.

De termen 3a, 3b en 3c zijn anders dan in formule (2), omdat de stroming in de filterlaag maar aanwezig is tot de rand van het bewegende blok.

Door met formule (7) voor de beide spleten rondom het bewegende blok  $q$  te berekenen is de totale hoeveelheid water die vanuit de filterlaag onder het bewegende blok stroomt bekend en is de verplaatsing van dat blok te berekenen.

#### 2.2.4 Druk onder bewegend blok

De druk juist boven de filterlaag onder het bewegende blok wordt bepaald door het eigen gewicht van het blok (onder water), de wrijving met andere blokken, de versnellingskracht van het blok en het water onder het blok.

De wrijvingskracht wordt niet meer berekend op de in [7] aangegeven manier.

Als een blok gaat bewegen zal gelden dat de potentiaal onder het blok constant is. De in [7] gepresenteerde berekeningen zijn dan niet meer geldig. Mede omwille van eenvoud is daarom bij een bewegend blok gekozen voor een constante wrijvingskracht.

bladnummer : - 16 -  
ons kenmerk: CO-314500/2  
datum : augustus 1990

$$F_w = w_n \Delta DL \gamma_w \sin \alpha \quad (8)$$

met  $F_w$  = de wrijvingskracht per m blok (kN/m)

$w_n$  = de wrijvingscoefficient tussen de blokken ( )

$$\Delta = \frac{\rho_b - \rho_w}{\rho_w} \quad ( )$$

$\rho_b$  = volumieke massa beton (kg/m<sup>3</sup>)

$\rho_w$  = volumieke massa water (kg/m<sup>3</sup>)

D = dikte van het blok (m)

L = de lengte van het blok (m)

$\alpha$  = de hoek van het talud met de horizontaal

$\gamma_w$  = volumiek gewicht water (g. $\rho_w$ ) (kN/m<sup>3</sup>)

De bijdrage van  $F_w$  tot de druk (in m waterkolom) wordt gegeven door:

$$P_w = \frac{F_w}{\gamma_w L} = w_n \Delta D \sin \alpha \quad (9)$$

met:

$P_w$  = de druk ten gevolge van de wrijving in m waterkolom (m)

Volgens definitie is:

$$a = \frac{d^2 z}{dt^2} \quad (10)$$

met:  $a$  = de versnelling (m/s<sup>2</sup>)

$z$  = de verplaatsing van het blok (m)

$t$  = de tijd (s)

bladnummer : - 17 -  
ons kenmerk: CO-314500/2  
datum : augustus 1990

Overgang naar eindige differenties geeft:

$$a = \frac{z_{t+\Delta t} - 2z_t + z_{t-\Delta t}}{\Delta t^2} \quad (11)$$

Voor  $\Delta t$  is 0,04 sec. gekozen, het tijdsinterval bij de golfdruk registraties.

De kracht t.g.v. de versnelling wordt bepaald met de bekende formule uit de mechanica:

$$F_a = ma \quad (12)$$

met:  $F_a$  = de versnellingskracht (N)

$m$  = de massa van het blok en het water onder het blok (kg)

Invullen en omwerken naar een druk in m waterkolom geeft:

$$P_a = \frac{\rho_s D + \rho_w \cdot Z_{t-\Delta t}}{\rho_w g} a \quad (13)$$

met:  $P_a$  de druk ten gevolge van de versnelling (m)

$Z_{t-\Delta t}$  de beweging van het blok op het vorige tijdstip (m)

De druk onder het bewegend blok is dus de som van het eigen gewicht en  $P_w + P_a$ .



bladnummer : - 18 -  
ons kenmerk: CO-314500/2  
datum : augustus 1990

Nu wordt de beweging van het blok berekend uit de toestroming van water rondom het blok. Deze toestroming wordt onder meer bepaald door de druk onder het blok, maar om de druk onder het blok te berekenen blijkt uit formule (11) en (13) dat de verplaatsing van het blok bekend moet zijn.

De oplossing is dus slechts op een iteratieve manier te verkrijgen \*). Voor een versnelling gelijk aan de versnelling in de vorige tijdstap wordt de druk onder het blok bepaald en daarmee de toestroming berekend. Met die berekende toestroming wordt de versnelling weer berekend en een nieuwe schatting voor de druk onder het blok bepaald. Deze procedure gaat door totdat het berekende drukverschil voor twee opvolgende iteraties kleiner is dan  $10^{-6}$  m.

---

\*)

Aanvulling bij aangepaste versie:

Het is niet juist dat de oplossing alleen op een iteratieve manier is te verkrijgen. Hier is dat niet gewijzigd omdat in STEENZET/1+ de iteratieve oplossing is toegepast. Een directe oplossing is gegeven in Appendix 3. Aangezien deze de rekentijd aanzienlijk zal bekorten wordt aanbevolen deze ook in te bouwen in STEENZET/1+.

### 3. RESULTATEN

#### 3.1 Beweging van blokken zonder invloed van toestroming

Met behulp van het in paragraaf 2.1 en meer in detail in [7] beschreven model zijn de Oesterdamproeven T26, T28-T30, T43 en T44 gesimuleerd. Een overzicht van het model met de instrumentatie van de proeven T43 en T44 is gegeven in figuur 7 (blok nr. 1 ligt onder spleet nr. 1). Zoals beschreven in paragraaf 2.1 is in dit model wel de wrijving tussen de blokken en de massatraagheid van een bewegend blok in rekening gebracht, maar is de stabiliserende invloed van de toestroming verwaarloosd. Bovengenoemde proeven zijn voor deze simulatie gekozen omdat het Oesterdammodel in de Deltagoot zeker losse blokken bevatte [1]. De drukverdeling onder de blokken voor deze proeven is reeds eerder gesimuleerd met STEENZET [3]. Uit deze simulatie is bekend bij welke keuze voor de doorlatendheid van steenzetting en ondergrond berekende en gemeten waterspanning onder de zetting het best met elkaar overeenkwamen. Met deze waarden is de beweging van de blokken berekend. Voor deze berekeningen is de soortelijke massa van beton op  $2370 \text{ kg/m}^3$  genomen. Voor de betonblokken van het Oesterdam-model is deze waarde bepaald in het meetverslag deel A [8].

De waarde van de wrijvingscoëfficiënt tussen de blokken onderling is geschat op 0,6.

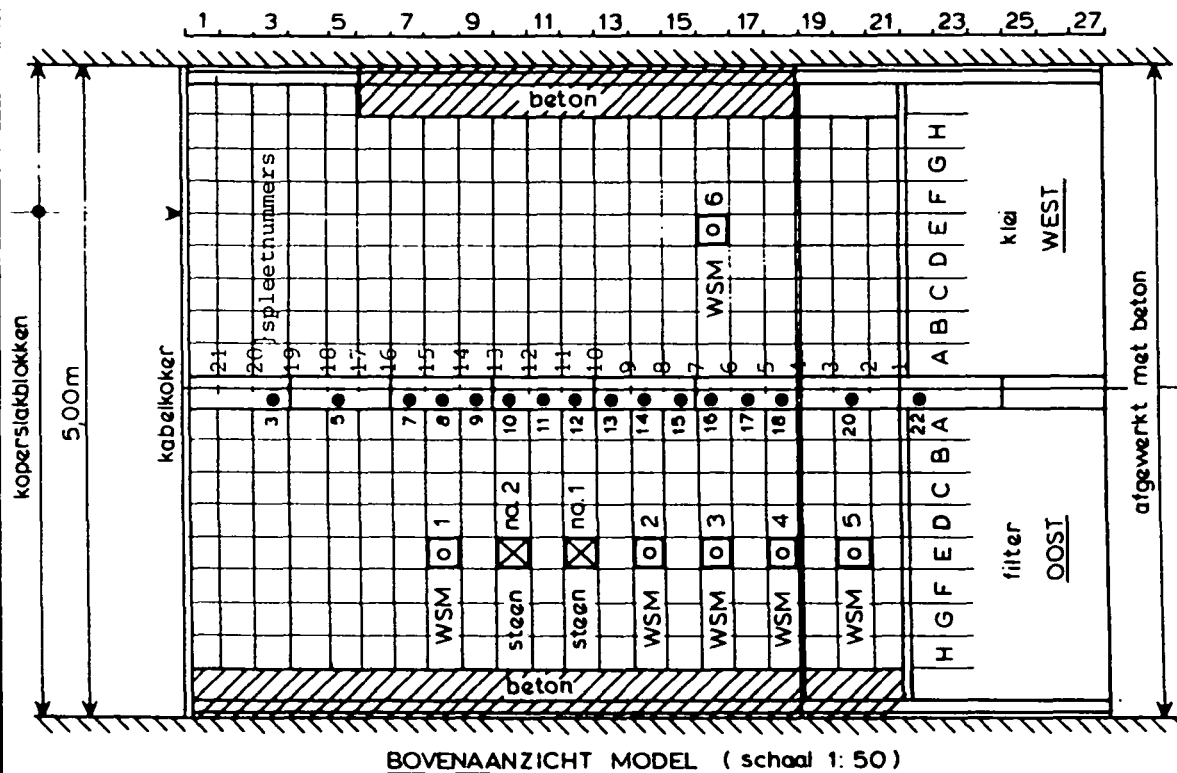
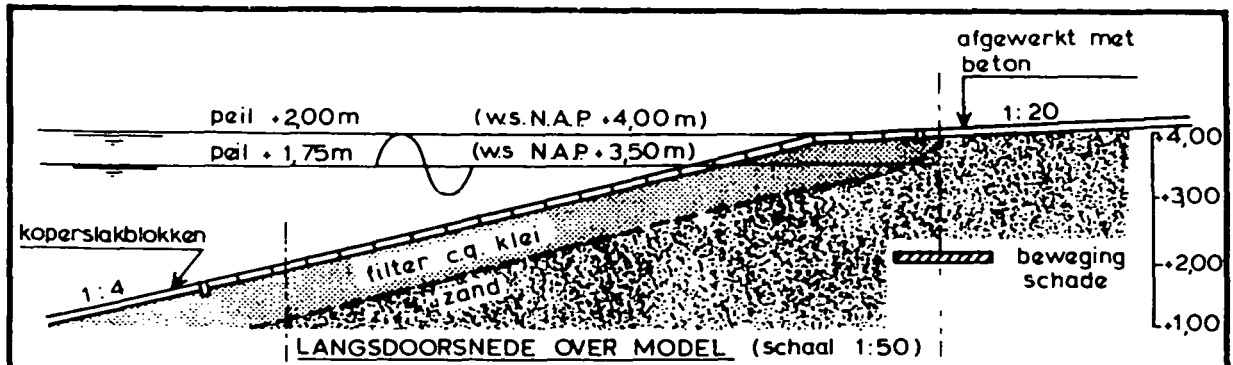
In tabel 1 wordt de berekende beweging van blokken vergeleken met de metingen. Een voorbeeld van een berekening is gegeven in de figuren 8 en 9.

In figuur 8 geeft de bovenste lijn het verloop aan van de waterspanning onder een blok. De lijn daaronder is de golfdruk.

De onderste lijnen zijn de verschildruk (gestreept) en de lijn die aangeeft welke druk over het blok aanwezig kan zijn voordat het gaat bewegen. De variatie in die lijn komt door de wrijving tussen de blokken en de wisseling van momenten op de blokken.

Figuur 9 geeft de berekende beweging van de blokken.

bladnummer : - 20 -  
 ons kenmerk: CO-314500/2  
 datum : augustus 1990



PROEVENSERIE OP DUNNE BLOKKEN,  
 REGELMATIGE GOLVEN FILTER + KLEI

plaats instrumenten :

- oplopmeter
- golfdrukmeter
- schade - steen
- ⊗ geinstrumenteerde - steen
- ⊙ waterspanningsoptreker in steen

(blokdimensies in model :  
 atm. 25 × 25 × 10 cm<sup>3</sup>)

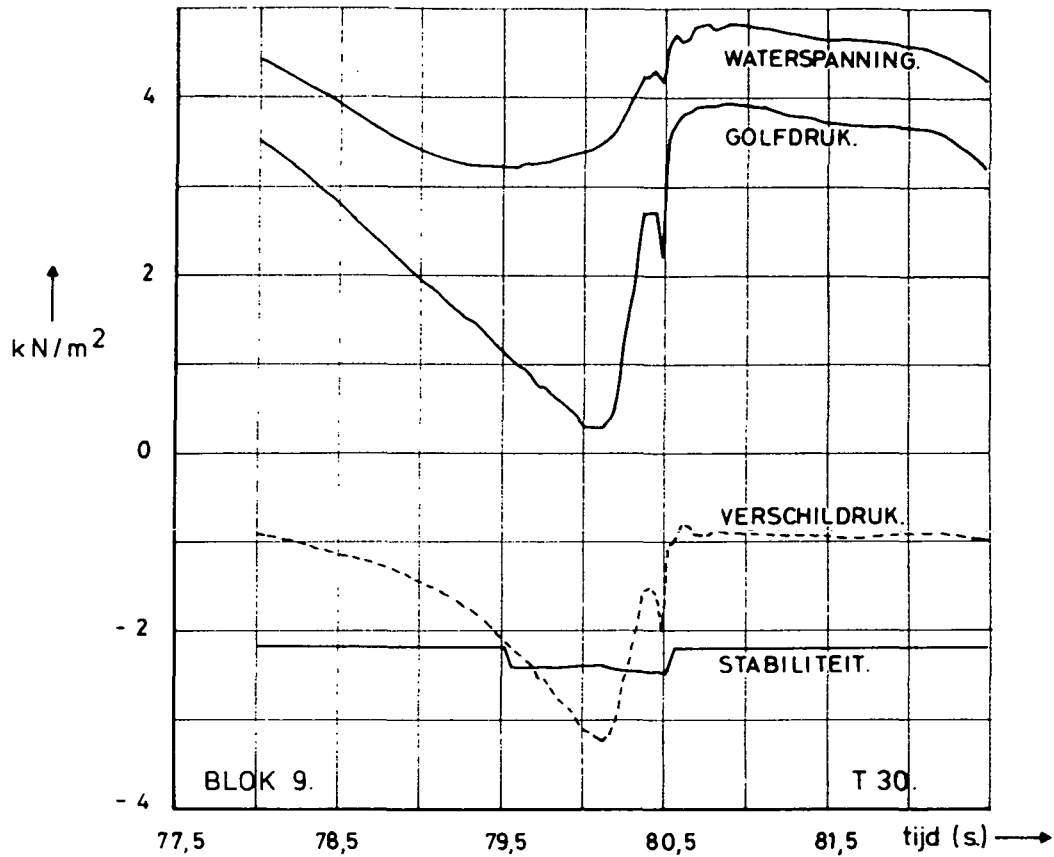
INSTRUMENTATIE VAN DE BLOKKENGLOOIING  
 GEDURENDE PROEF T 39 T/M T 44

SERIE C 2.2

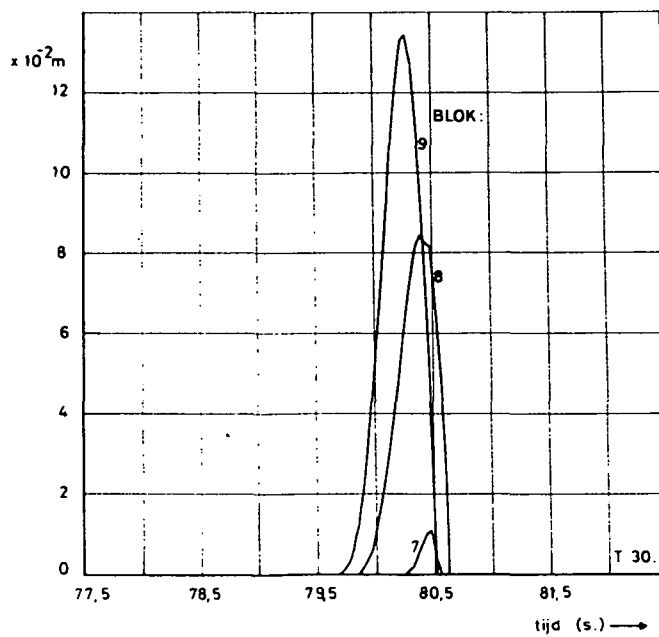
WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM  
 LABORATORIUM VOOR GRONDMECHANICA

M 1795-02 FIG. 7.

bladnummer : - 21 -  
ons kenmerk: CO-314500/2  
datum : augustus 1990



Figuur 8. Waterdrukken en stabiliteit van een bewegend blok in een zetting (T30) (geen toestroming)



Figuur 9. Berekende beweging van blokken (geen toestroming)

bladnummer : - 22 -  
ons kenmerk: CO-314500/2  
datum : augustus 1990

proef	rij	berekende beweging 10 <sup>-3</sup> m	gemeten
T26		0,0	-
T28	7	0,8	-
	8	6,0	(+)
T30	7	1,1	-
	8	8,4	(+)
	9	13,5	+
	10	3,3	-
T43	11	3,6	(+)
	12	7,9	+
	13	2,9	-
T44	12	0,0	(+)
	13	0,0	(+)

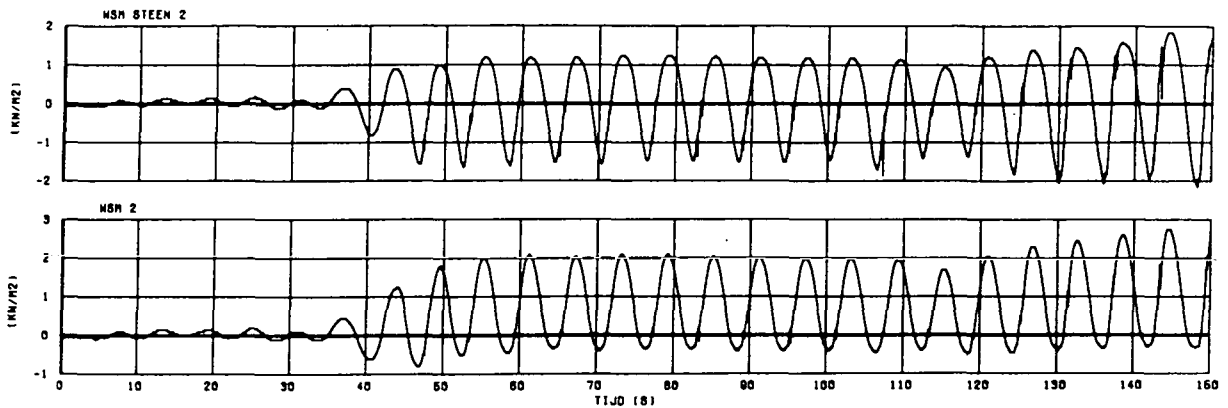
- = geen beweging  
(+) = beweging  
+ = schade

Tabel 1. Vergelijking van de berekende beweging van blokken met metingen tijdens het Oesterdam-onderzoek zonder invloed van toestroming

Uit tabel 1 blijkt dat de berekende beweging redelijk overeenkomt met de tijdens de metingen bepaalde beweging. Behalve bij proef T44.

bladnummer : - 23 -  
ons kenmerk: CO-314500/2  
datum : augustus 1990

Uit de golfdrukregistraties, zoals weergegeven in figuur 10 blijkt echter dat voor andere tijdstippen tijdens die proef een veel hogere golfbelasting op de zetting aanwezig is geweest dan tijdens het tijdsinterval dat is bemonsterd (tot  $t = 100$ ).



Figuur 10. Verloop waterspanningen tijdens T44 bij een waterspanningsmeter (merk op de toename in de amplitude voor  $t > 120$  s)

### 3.2 Beweging van blokken met toestroming

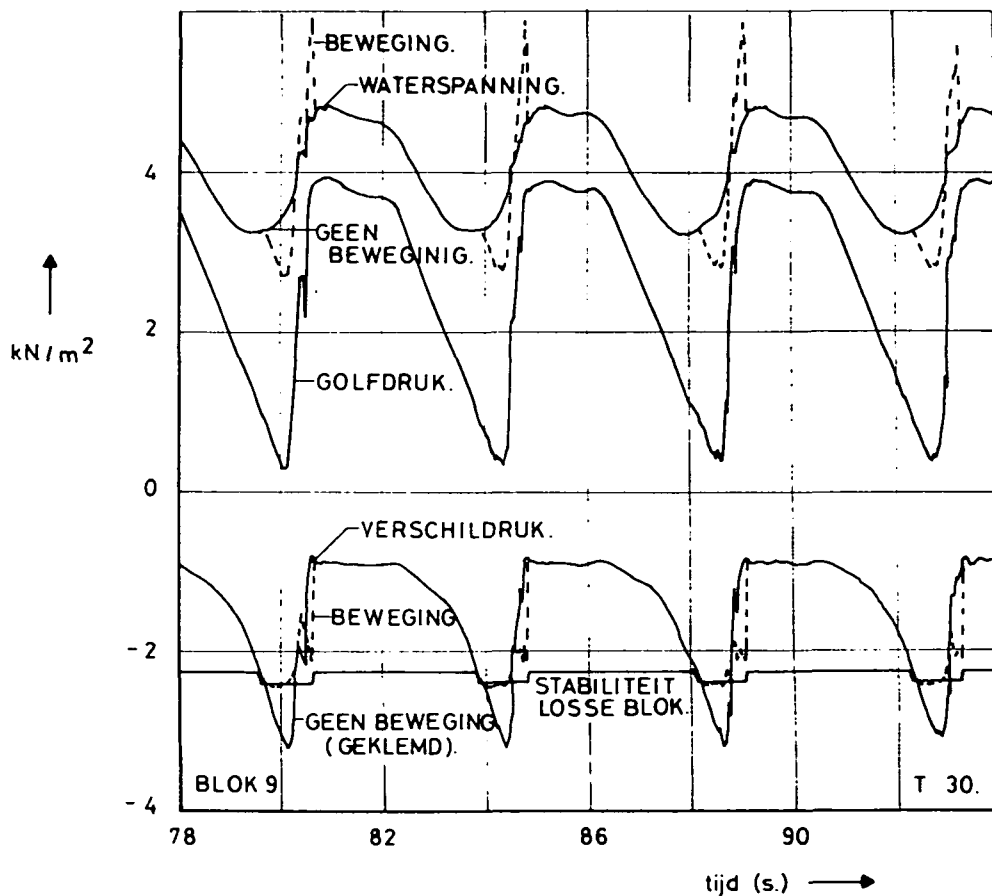
Met het in paragraaf 2.2 beschreven rekenmodel zijn de proeven T43 en T44 doorgerekend. Voor dezelfde waarde van de parameters als in paragraaf 3.1 zijn de resultaten weergegeven in tabel 2. Omdat in deze berekening maar één bewegend blok is verondersteld is in deze tabel alleen de beweging beschouwd van het blok waarbij in de berekeningen van paragraaf 3.1 de meeste beweging werd geconstateerd. Figuren 11 en 12 geven een voorbeeld van de berekeningsresultaten voor proef T30.

Met name figuur 11 behoeft enige toelichting.

In deze figuur is uitgezet: de golfdruk, de druk waarbij een blok stabiel is en de waterspanningen bij bewegen en niet bewegen van het beschouwde blok.

De bovenste getrokken lijn is de berekende waterspanning onder het blok zonder bewegen van dat blok. De gestreepte lijn is de waterspanning met bewegen. De lijn daaronder is de golfdruk, deze is onafhankelijk van het al dan niet bewegen van de blokken verondersteld. Daaronder liggen 2 lijnen die de verschildruk over het blok aangeven, waarbij die voor het bewegende blok weer gestreept is.

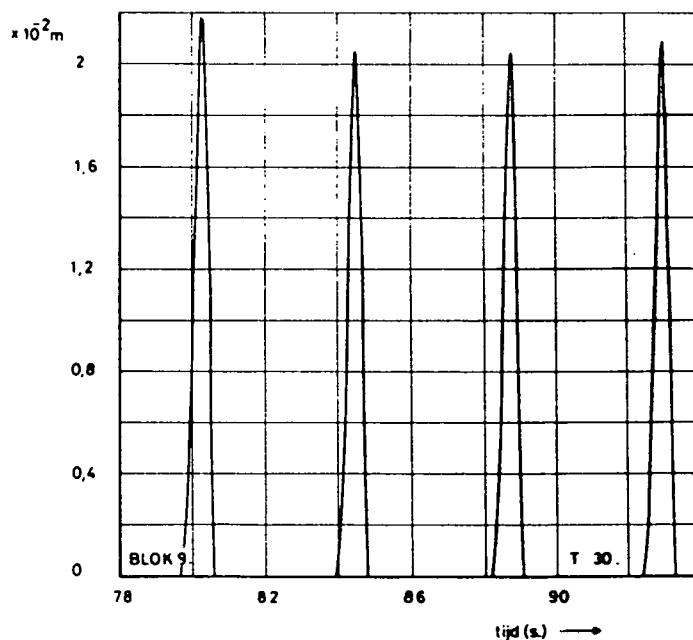
De onderste lijn geeft weer de stabiliteit van de blokken (eigen gewicht + wrijving). Als de verschildruk kleiner is dan de druk die de stabiliteit van de blokken aangeeft is er geen verschil tussen een wel of niet bewegend blok. Wordt die verschildruk groter dan overeenkomend met de stabiliteit dan wordt het blok potentieel instabiel.



Figuur 11. Waterdrukken en stabiliteit voor al of niet bewegend blok (met toestroming)

bladnummer : - 25 -  
ons kenmerk: CO-314500/2  
datum : augustus 1990

Het drukverschil onder het bewegende blok blijft nu bijna constant en vergelijkbaar met de druk behorend bij de stabiliteit van het blok. Het kleine verschil tussen die lijnen is een maat voor de versnelingskracht waarmee het blok uit de zetting wordt gelicht. Als de verschillendruk afneemt zal het blok de andere kant op gaan bewegen (weer in de zetting). De wrijvingskracht tussen de blokken is dan ook de andere kant op gericht. De verschillendruk onder het bewegende blok is dan ongeveer gelijk aan het eigen gewicht min de wrijving en ook daar ruwweg constant. Als het blok weer in de uitgangspositie is aangekomen, wordt de verschillendruk onder het bewegende blok weer gelijk aan de verschillendruk voor het niet bewegende blok. De lijn die de stabiliteit van het blok aangeeft geeft nu alleen de druk overeenkomend met het eigen gewicht, zodat de bijdrage van de twee verschillende stabiliteitscomponenten eigen gewicht en wrijving duidelijk wordt. Figuur 12 geeft de berekende beweging van het blok. Uit deze figuur blijkt duidelijk dat bij elke golf het blok maar gedurende 1 seconde beweegt.



Figuur 12. Berekende blokbeweging (met toestroming)



bladnummer : - 26 -  
ons kenmerk: CO-314500/2  
datum : augustus 1990

proef	rij	berekende beweging (10 <sup>-2</sup> m)
T28	8	1.3
T30	9	2.2
T43	12	1
T44	-	0

Tabel 2. Berekende beweging voor model met invloed van toestroming

De berekende beweging blijkt veel kleiner dan in het model waarin de invloed van toestroming niet is meegenomen. De invloed van een foute schatting van de doorlatendheden is onderzocht door deze te variëren.

De resultaten zijn weergegeven in figuur 13 voor variatie van de top-laag doorlatendheid en in figuur 14 voor variatie van de doorlatendheid van de onderlaag. Voor een groot gebied rondom de geschatte doorlatendheden blijven de berekende verplaatsingen veel lager dan de dikte van de gebruikte blokken (0,1 m).

Opmerkelijk is de afname van de berekende beweging bij constante filterdoorlatendheid en een afnemende doorlatendheid van de toplaag. De afnemende doorlatendheid van de toplaag geeft een toename in de lek-lengte en dus hogere verschillendrukken over de stenen. Maar door de afname van de doorlatendheid van de toplaag kan geen water toestromen door de toplaag en de filterlaag naar het bewegende blok. Deze toestroming kan dus alleen plaatsvinden vanuit de freatische lijn. De beweging van het blok blijkt hierdoor af te nemen.

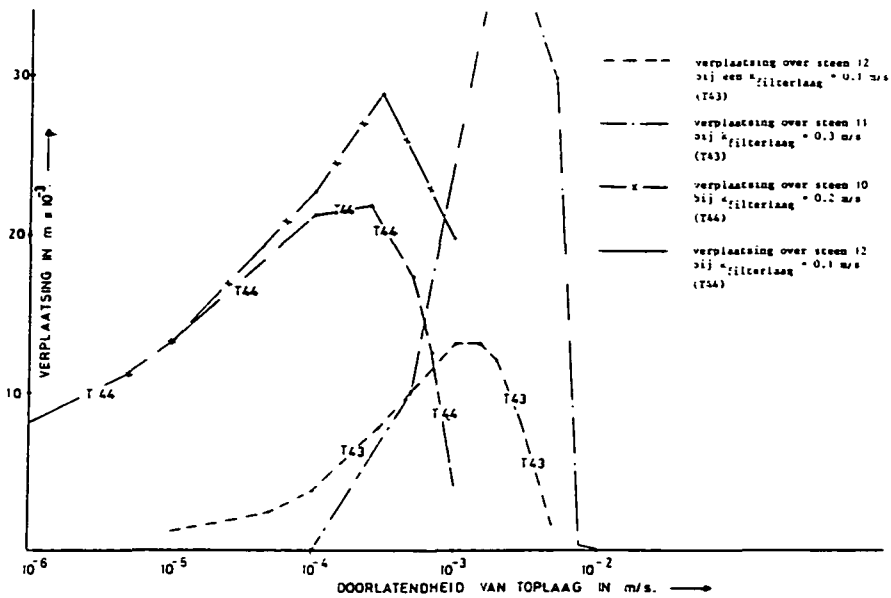
bladnummer : - 27 -  
ons kenmerk: CO-314500/2  
datum : augustus 1990

### 3.3 Discussie

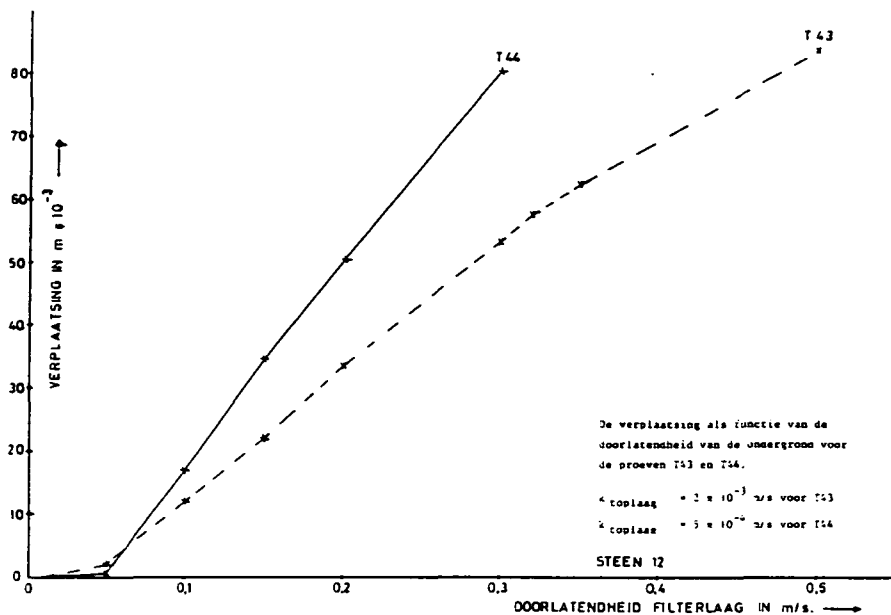
De in paragraaf 3.1 gepresenteerde berekeningresultaten, dus zonder invloed van toestroming, sluiten redelijk goed aan bij de metingen. Als beweging wordt berekend, is deze ook in bijna alle gevallen in de proeven geconstateerd. Voor berekende bewegingen van 0,07 m of meer is in de proeven meestal schade geconstateerd. De overeenkomst tussen metingen en berekeningen is zelfs opmerkelijk als in ogenschouw wordt genomen dat een stabiliteitsverhogend mechanisme, de toestroming van water naar de blokken niet in de berekeningen is meegenomen. Het was dus te verwachten geweest dat de berekende beweging te hoog zou uitvallen.

De overeenkomst tussen metingen en berekeningen is voor het in paragraaf 2.2 besproken model, met daarin wel de invloed van toestroming, veel minder goed. De berekende beweging is zo laag dat het niet redelijk lijkt te veronderstellen dat er in de proeven schade zou zijn opgetreden.

Deze lage waarden voor de berekende maximale beweging van de blokken kunnen veroorzaakt zijn door een fout in het numerieke proces. Voor het model van paragraaf 2.2 zijn geen analytische oplossingen beschikbaar en controle van het numerieke schema is dan ook moeilijk. Wel is het mogelijk de resultaten te vergelijken met analytische berekeningen met enkele vereenvoudigde aannames. Dit is uitgevoerd in appendix B.



Figuur 13. Berekende beweging van blokken bij variërende toplaag doorlatendheid



Figuur 14. Berekende beweging van blokken bij variërende doorlatendheid van de ondergrond

Het blijkt dat het resultaat van deze berekeningen goed overeenkomt met de computer-berekeningen. Er is dus geen reden te veronderstellen dat deze een orde van grootte fout zouden zijn. Dit laatste is nodig om een redelijke overeenstemming tussen metingen en berekeningen te krijgen.

Met de resultaten, besproken in paragraaf 3.2, lijkt de conclusie dan ook gerechtvaardigd dat het in paragraaf 2.2 besproken model voor losse blokken met toestroming geen goede beschrijving is van de realiteit. Er zijn twee mogelijkheden:

1. Er is nog een belangrijk schademechanisme niet opgenomen in het numerieke model. Dit zou bijvoorbeeld de verandering van de hydraulische randvoorwaarde kunnen zijn op het moment dat een blok gaat bewegen. Hoewel een dergelijk mechanisme nog niet is onderzocht lijkt het niet waarschijnlijk dat dit zo'n grote invloed op het ontstaan van schade kan hebben. Tijdens proeven bleek tijdens het ontstaan van schade slechts een dunne waterlaag op het blok aanwezig. De invloed van deze dunne laag op de drukverdeling op het talud lijkt gering.
2. De invloed van één of meer van de mechanismen die de stabiliteit verhogen (toestroming, massatraagheid, wrijving) wordt overschat.  
Dit zou mogelijk zijn door de manier waarop toestroming tot nu toe is behandeld. Aangenomen is dat water door de filterlaag moet toestromen naar het bewegende blok. Dit is echter onzeker. Als de blokken naast het bewegende blok maar enkele mm bewegen, ontstaan er kanaaltjes tussen het blok en de filterlaag. De hoeveelheid water die door een dergelijk kanaaltje kan stromen is al snel van dezelfde orde van grootte als de hoeveelheid water die door de filterlaag stroomt.  
Of in een geklemde zetting kanaaltjes tussen de blokken en de filterlaag kunnen optreden, wordt in het volgende hoofdstuk onderzocht.

bladnummer : - 30 -  
ons kenmerk: CO-314500/2  
datum : augustus 1990

Ook kan de invloed van toestroming kleiner zijn dan gedacht omdat de porositeit van het grind vlak onder de blokken groter is dan gemiddeld en daarom de stromingsweerstand minder. Dit lijkt ook het resultaat te zijn van recente doorlatendheidsproeven [7].

#### 4. BEWEGING IN EEN GEKLEMDE ZETTING

In de tot nu toe gepresenteerde berekeningen is uitgegaan van één losse steen in een geklemde zetting. De geklemde zetting is daarbij oneindig stijf verondersteld. In werkelijkheid zal ook in een geklemde zetting altijd enige beweging mogelijk zijn. Doordat in de spleten de klemming tussen de blokken veroorzaakt wordt door vaak slechts enkele grindkorrels, zal ook in een geklemde zetting een hoekverdraaiing van het ene blok ten opzichte van het andere blok mogelijk zijn zonder dat daarvoor grote krachten noodzakelijk zijn.

Bij dit mechanisme dient tussen de stenen onderling een dwarskracht overgebracht te worden, welke geringer dient te zijn dan de maximaal mogelijke wrijvingskracht tussen de blokken.

Hierdoor kan ruimte ontstaan tussen de blokkenglooing en de onderliggende filterlaag. Als deze ruimte groot genoeg wordt, kan water tussen de blokken en de filterlaag stromen. Door die ruimte zou toestroming van water naar een bewegend blok veel gemakkelijker kunnen worden. In dit hoofdstuk wordt afgeschat in hoeverre de geklemde zetting kan bewegen. Nu zal om de beweging van een geklemde zetting mogelijk te maken ook water uit de filterlaag moeten toestromen. Het inbrengen van dit mechanisme in de berekening zou deze erg gecompliceerd maken. Daarom zijn de berekeningen in dit hoofdstuk uitgevoerd voor de situatie waarin deze toestroming is verwaarloosd. Als toestroming belangrijk wordt geacht, kan in een later stadium de berekening worden herhaald met daarbij de invloed van toestroming.

##### 4.1 Eerste theoretische oplossing

Voor de theoretische afleiding is in eerste instantie uitgegaan van een reeks blokken welke horizontaal op een stijve ondergrond rust.

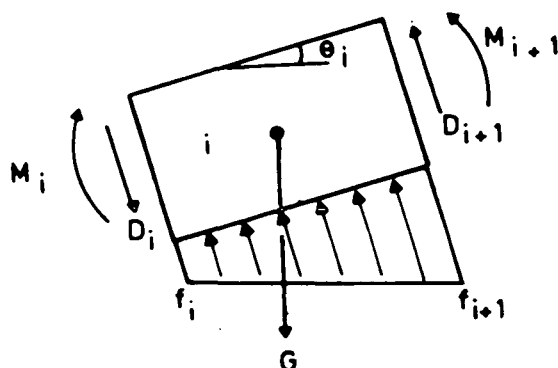
Als eerste dient vastgesteld te worden welke interactie tussen de blokken beschouwd zal worden:

1. de overdracht van dwarskrachten dient in dit geval volledig meegenomen te worden, daar het uitgangspunt is dat een blok niet uitgedrukt kan worden
2. de overdracht van momenten verdient in dit geval speciale aandacht. Door Sellmeijer [5] is ervan uitgegaan dat tussen twee stenen een moment wordt overgebracht, recht evenredig met de hoekverdraaiing  $\theta$ .  
Dit uitgangspunt lijkt redelijk indien men ervan uitgaat dat tussen twee stenen zich een elastisch materiaal bevindt, waarvan de elasticiteitscoëfficiënt veel lager is als die van het materiaal van de blokken
3. de overdracht van normaalkrachten wordt in eerste instantie verwaarloosd.

Indien uitgegaan wordt van de hiervoor gestelde aannamen kan de interactie tussen twee blokken worden beschreven.

Stel dat over een rij blokken een willekeurig drukverschil heerst. Uitbuigen van een rij treedt dan alleen maar op indien de druk onder de blokken groter is dan de druk boven de blokken. Indien dit het geval is, behoeft uitbuigen nog niet plaats te vinden, maar is dit eventueel mogelijk.

Beschouw nu een blok uit een rij, welke uitgebogen is (zie figuur 15).



Figuur 15. Krachten op een steen bij uitbuigen

Op dit willekeurige blok i werken nu de volgende krachten:

1. de dwarskrachten  $D_i$  en  $D_{i+1}$
2. de momenten  $M_i$  en  $M_{i+1}$ , welke uitgedrukt kunnen worden in de hoekverdraaiing van de stenen;

$$M_i = (\theta_i - \theta_{i-1}) \cdot C$$

$$M_{i+1} = (\theta_{i+1} - \theta_i) \cdot C$$

Hierin is C een evenredigheidsconstante met het karakter van een veerconstante, welke nog bepaald zal dienen te worden

3. het eigen gewicht G van het blok
4. de verschildruk f over het blok.

Deze verschildruk f wordt in het programma STEENZET berekend ter plaatse van de spleten. Tussen de spleten wordt de overdruk geïnterpoleerd.

De waarden van  $f_i$  en  $f_{i+1}$  kunnen dus bekend verondersteld worden.



bladnummer : - 34 -  
ons kenmerk: CO-314500/2  
datum : augustus 1990

De evenwichtsvergelijkingen voor steen i kunnen nu opgesteld worden:

$$D_i - D_{i+1} + G \cdot \cos \theta_i - \frac{1}{2}(f_i + f_{i+1}) \cdot \Delta X = 0$$

$$M_i - D_{i+1} \cdot \Delta X + G \cdot \frac{1}{2} \Delta X \cdot \cos \theta_i - f_i \cdot \frac{1}{2} \cdot \Delta X^2 - (f_{i+1} - f_i) \cdot \frac{1}{3} \cdot \Delta X^2 - M_{i+1} = 0$$

Daar ervan uitgegaan kan worden dat de hoekverdraaiing  $\theta_i$  zeer klein zal zijn geldt:

$$\cos \theta_i \approx 1.$$

Dit vereenvoudigt de vergelijkingen tot:

$$D_i - D_{i+1} + G - \frac{1}{2}(f_i + f_{i+1}) \cdot \Delta X = 0 \quad (14)$$

$$M_i - M_{i+1} - D_{i+1} \cdot \Delta X + \frac{1}{2} G \cdot \Delta X - \frac{1}{6} \cdot f_i \cdot \Delta X^2 - \frac{1}{3} f_{i+1} \cdot \Delta X^2 = 0. \quad (15)$$

Hierin is:

$\Delta X$  = breedte van een steen.

In vergelijking (2) kunnen  $M_i$  en  $M_{i+1}$  uitgedrukt worden in de hoekverdraaiingen  $\theta_i$ ,  $\theta_{i-1}$  en  $\theta_{i+1}$ .

Indien een rij van n stenen beschouwd wordt, levert dit  $2 \cdot n$  vergelijkingen. Onbekend zijn n hoekverdraaiingen  $\theta$  en n+1 dwarskrachten D. Er is dus één extra vergelijking noodzakelijk.

bladnummer : - 35 -  
ons kenmerk: CO-314500/2  
datum : augustus 1990

Indien de rij van n stenen, alle stenen bevat die uitbuigen moet gel-  
den:

$$\sum_{i=1}^n \Delta X \cdot \sin \theta_i = 0.$$

Voor kleine waarden van  $\theta_i$  geldt:

$$\sin \theta_i \approx \theta_i$$

en na delen door  $\Delta X$ , wordt de vergelijking:

$$\sum_{i=1}^n \theta_i = 0.$$

Voor een reeks van n stenen kan het stelsel (14), (15) en (16) nu op-  
gelost worden.

Uit berekeningen blijkt dat de uitbuigvorm onafhankelijk is van de  
veerconstante C, doch dat de grootte van de uitbuiging omgekeerd even-  
redig is met de waarde van C.

#### 4.2 Bepaling van het aantal stenen

In de voorgaande beschouwing is uitgegaan van de uitbuiging van een  
aantal stenen n. Doch het is niet mogelijk om onmiddellijk vast te  
stellen welke stenen zullen uitbuigen.

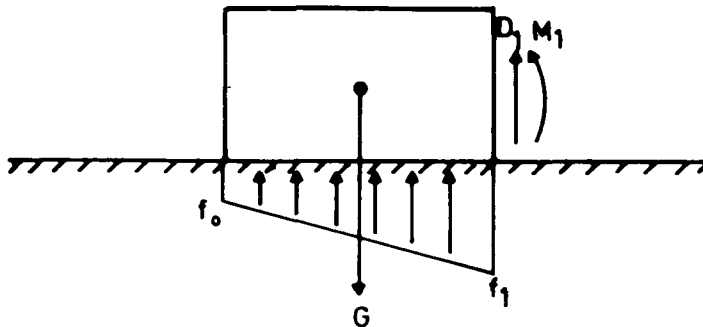
Om toch tot een oplossing te komen is de volgende methodiek gevolgd:

1. er is uitgegaan van het idee dat van een reeks van  $n$  stenen die uitbuigt, de eerste en laatste steen met een punt op de ondergrond moeten rusten. De verplaatsingen ter plaatse van spleet 1 (links van steen 1) en ter plaatse van spleet  $n+1$  (rechts naast steen  $n$ ) zijn 0. Dit houdt tevens in dat  $G - F \geq 0$ . Hierin is  $F$  de waterdruk gesommeerd over de rij van  $n$  stenen.

$F$  wordt met STEENZET berekend.

Als eerste aanname voor  $n$  wordt nu de rij stenen genomen met de laagste waarde voor  $n$ , waarbij  $G - F$  minimaal is maar  $G - F \geq 0$

2. het stelsel van  $2n + 1$  vergelijkingen met  $2n + 1$  onbekenden wordt opgelost
3. aan de randen van de rij van  $n$  stenen wordt gecontroleerd of de stenen links en rechts van de rij op grond van het momentenevenwicht kunnen blijven liggen.



Figuur 16. Momentenevenwicht voor de linker, aangrenzende steen

bladnummer : - 37 -  
ons kenmerk: CO-314500/2  
datum : augustus 1990

Beschouw de steen links van de rij n stenen (zie figuur 16).  
Wil deze steen in rust zijn, dan moet gelden:

$$\frac{1}{2} G \cdot \Delta X \geq M_1 + D_1 \cdot \Delta X + \frac{1}{6} \cdot f_0 \cdot \Delta X^2 + \frac{1}{3} \cdot f_1 \cdot \Delta X^2$$

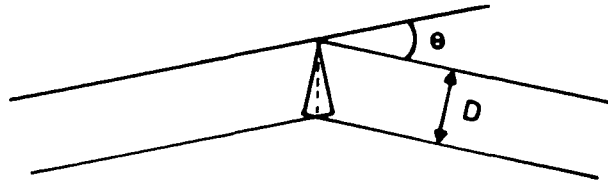
Dezelfde beschouwing dient, gespiegeld, op te gaan voor de steen rechts, grenzend aan de rij n stenen.

Indien evenwicht niet gegarandeerd is, wordt de rij n stenen uitgebreid met de steen met het grootste "uitbuigende" moment en wordt opnieuw het stelsel van  $2n + 1$  vergelijkingen opgesteld en opgelost. Gezien de aard van de oplossing valt deze alleen te realiseren met behulp van een computerprogramma.

De waarde van G dient in de voorgaande beschouwing gecorrigeerd te worden voor de hellingshoek van het talud. In de voorgaande vergelijkingen is het dan voldoende om de component G te vervangen door  $G \cdot \cos \alpha$ . De component van G langs het talud,  $G \cdot \sin \alpha$ , wordt in deze beschouwing verwaarloosd.

#### 4.3 Bepalen van de veerconstante C

Bij een hoekverdraaiing tussen twee stenen wordt een driehoekige indrukking van het elastisch tussenmateriaal verondersteld (zie figuur 17).



Figuur 17. Hoekverdraaiing tussen twee stenen

De indrukking van de onderzijde ten opzichte van de bovenzijde bedraagt in de geschetste situatie  $\theta \cdot D$ .

Voor één steen bedraagt de maximum verschilspanning tussen onder- en bovenzijde  $\Delta\sigma_{\max} = \frac{1}{2} \theta \cdot D \cdot k$ .

Hierin is  $k$  een soort beddingsconstante.

Het moment  $M_i$  bedraagt dan:

$$M_i = \frac{1}{6} k \cdot D^3 \cdot \theta.$$

Dit komt overeen met de door Sellmeijer (2) gegeven uitdrukking.

De veerconstante bedraagt dan:

$$C = \frac{1}{6} k \cdot D^3.$$

Veronderstellen we nu dat het elastische materiaal in de spleet een dikte  $S$  bezit, dan geldt:

bladnummer : - 39 -  
ons kenmerk: CO-314500/2  
datum : augustus 1990

$$\epsilon = \frac{\frac{1}{2} \theta \cdot D}{\frac{1}{2} S} = \frac{\theta \cdot D}{S}$$

Met  $\sigma = \frac{1}{2} \theta \cdot D \cdot K$

en  $\sigma = \epsilon \cdot E$

kan de waarde van k nu bepaald worden.

Indien we veronderstellen dat de spleet gevuld is met los zand, vinden we met  $E = 9,2 \cdot 10^6$  [N/m<sup>2</sup>] een waarde voor C van  $3 \cdot 10^6$  [Nm] voor stenen van 0,1 [m] dikte en spleetbreedte  $S = 1 \cdot 10^{-3}$  m.

Indien geen materiaal aanwezig is, zal de steen zelf ingedrukt worden. Voor betonnen stenen met een lengte van 0,25 (m) vinden we dan met  $E_{\text{beton}} = 5 \cdot 10^6$  [N/m<sup>2</sup>] een C-waarde van  $6,7 \cdot 10^6$  [Nm]. Hierbij is echter verondersteld dat de hele lengte van de steen functioneert als een elastisch materiaal ( $S = 0,25$  [m]).

Dit laatste is echter onwaarschijnlijk, doch bij een geringere waarde van S zal C uitsluitend toenemen.

Bij berekeningen met  $C = 3 \cdot 10^6$  [Nm] werden verplaatsingen van de stenen gevonden in de orde van grootte van  $10^{-6}$  [m].

Dergelijke verplaatsingen geven geen verklaring voor de bij praktijkproeven opgetreden schademechanismen.

#### 4.4 Vaststellen van de maximaal mogelijke uitbuiging

De aanname dat tussen de stenen een elastisch materiaal aanwezig zou zijn, lijkt redelijke resultaten te geven voor wat betreft de vorm van de uitbuiging. Doch grote problemen ontstaan bij het bepalen van de veerconstante. Het is ook zeer de vraag of de spleten in zijn geheel gevuld zullen zijn met zand.

bladnummer : - 40 -  
ons kenmerk: CO-314500/2  
datum : augustus 1990

Veronderstellen we dat de spleten leeg zijn, dan zal door rotatie van de steen de spleetbreedte overbrugd moeten worden alvorens interactie tussen stenen kan optreden.

Een steen die een rotatie ondervindt, overbrugt een extra afstand  $\theta \cdot D$ . Indien nu een rij van  $n$  stenen uitbuigt, zal in totaal een afstand  $(n + 1) \cdot s$  gesloten dienen te worden ( $s =$  spleetbreedte).

Door nu bij de hiervoor geschetste berekeningsmethode de "verlengingen" van de stenen te sommeren, blijkt dat de hoekverdraaiingen in de orde van grootte 1000 groter dienen te zijn dan de gevonden waarden van  $\theta$ , om de spleetbreedtes te kunnen sluiten. Omdat de uitbuigingsvorm onafhankelijk is van de waarde van  $C$ , doch de grootte van de uitbuiging omgekeerd evenredig is met  $C$  kan eenvoudig de noodzakelijke veerconstante berekend worden zodanig dat de spleetbreedtes wel overbrugd worden.

De op deze wijze verkregen uitbuiging sluit redelijk aan bij de verwachte uitbuiging en ligt in de orde van grootte van 1 [mm].

#### 4.5 Conclusie

De uit deze exercitie verkregen resultaten tonen aan dat het theoretisch mogelijk is dat een steen niet uitgedrukt wordt, doch dat een rij stenen (2-dimensionaal) of een veld (3-dimensionaal) uitbuigt. Hierbij kunnen verplaatsingen ontstaan die het aangenomen stromingsbeeld in de filterlaag ernstig kunnen verstoren. De zwakke schakel in het betoog wordt vooral gevormd door de methode waarop de momentoverdracht wordt bepaald.

bladnummer : - 41 -  
ons kenmerk: CO-314500/2  
datum : augustus 1990

## 5. BEREKENING DOORLATENDHEID SPLEET TUSSEN BLOK EN FILTERLAAG

De doorlatendheid van een spleet tussen de blokken en de filterlaag is bepalend voor de hoeveelheid water die door die spleet stroomt. Deze hoeveelheid moet worden vergeleken met de hoeveelheid water die door de filterlaag stroomt. Als bij de beweging van een blok veel meer water door de spleet tussen filterlaag en toplaag stroomt dan door de filterlaag is de invloed van toestroming verwaarloosbaar.

De doorlatendheid van de spleet kan worden bepaald met de volgende formule [10]:

$$K_w = 18 \sqrt{(0,5) s \log \left( \frac{6s}{K_{nik}} \right)} \quad (17)$$

waarin:

$K_w$	de doorlatendheid van de spleet	(m/s)
18	coëfficiënt	( $\sqrt{m/s}$ )
$K_{nik}$	de nikuradse ruwheid (de onvlakheid van de wanden) voor beton $\pm 0,5 * 10^{-3}m$ voor een wand van granulair materiaal de halve korreldiameter	(m)
s	de spleetbreedte	(m)

Uitgaande van een spleetbreedte van 4 mm en een verhouding  $s/k_{nik} = 2$

geldt:

$$k_w = 0,87 \text{ m/s}$$

De doorlatendheid van een granulaire filterlaag varieert ruwweg tussen de 0,03 en 0,08 m/s.



bladnummer : - 42 -  
ons kenmerk: CO-314500/2  
datum : augustus 1990

De doorlatendheid van de filterlaag is dus een faktor 10 à 20 kleiner dan de doorlatendheid van een spleet van 4 mm.

Nu zal de dikte van een filterlaag ook ruwweg een faktor 10 tot 20 groter zijn dan 4 mm.

De totale doorlaatbaarheid (transmissiviteit) van een spleet van 4 mm of een filterlaag (uitvullaag) van enkele centimeters zal dus vergelijkbaar zijn.

Door uitbuiging van een geklemde zetting zal de invloed van toestroming op de stabiliteit afnemen, omdat de totale transmissiviteit toeneemt.

Hieruit is de volgende conclusie mogelijk. Door uitbuiging van een filterlaag zal de invloed van toestroming op de beweging van een los blok afnemen. De resultaten van hoofdstuk 5 geven echter geen aanleiding om de invloed van toestroming geheel te verwaarlozen, zoals in hoofdstuk 3 is gebeurd.

## 6. CONCLUSIES

Met de ontwikkelde en in dit rapport beschreven rekenmodellen kan de beweging van blokken worden berekend als de invloed van toestroming van water door de filterlaag onder het bewegende blok kan worden verwaarloosd.

- In die gevallen waarin ook toestroming van belang is, is nog geen goede beschrijving voorhanden.  
De berekende beweging is in dat geval veel lager dan zonder toestroming, maar ook veel lager dan gemeten.
- Voor die golfhoogten, waarbij losse blokken uit een zetting worden verwijderd, zal ook een geklemde zetting zeker enkele mm's loskomen van de filterlaag.
- Deze beweging van een geklemde zetting is een gedeeltelijke verklaring voor de geringe stabiliteitsverhogende invloed, die toestroming heeft op de beweging van losse blokken.
- Voor dimensionering van een glooiing met enkele losse blokken kan het best gebruik gemaakt worden van de in paragraaf 2.1 en 3.1 besproken methode, waarin de stabiliteits-verhogende invloed van toestroming niet in rekening worden gebracht.  
De berekeningsmethode met toestroming geeft onveilige resultaten.

bladnummer : - 44 -  
ons kenmerk: CO-314500/2  
datum : augustus 1990

#### LITERATUURLIJST

- [1] Burger, A.M.  
Taludbekleding van gezette steen fase 1.  
Evaluatie Oesterdam onderzoek. Hydraulische aspecten.  
M 1795/M 1881 deel VIII WL, maart 1984.
  
- [2] Burger, A.M.  
Sterkte Oosterscheldedijken onder geconcentreerde golfaanval.  
M 2036 WL, maart 1985.
  
- [3] Bezuijen, A.  
Taludbekleding van gezette steen, fase 2. Evaluatie Oesterdam-  
onderzoek-grondmechanische aspecten en rekenmodel STEENZET.  
M 1795/M 1881, deel X, WL, CO-258901/LGM, februari 1984.
  
- [4] Seyffert, J.W.  
De trekkracht van een losliggend blok bij het in rekening bren-  
gen van de minimaal aanwezige wrijving.  
M 1795/M 1881, deel XI, WL, CO-258902 LGM (hoofdstuk 3,2),  
juni 1985.
  
- [5] Meer, J.M., e.a.  
Taludbekleding van gezette steen. Bezwijken van zettingen.  
M 1795/M 1881, deel XI, WL, CO-258902 LGM, juni 1985.
  
- [6] Klein Breteler, M.  
Stabiliteit toplaag zonder inklemming of interlocking.  
M 1881, WL, december 1984.

bladnummer : - 45 -  
ons kenmerk: CO-314500/2  
datum : augustus 1990

- [7] Klein Breteler, M.  
Toplaag doorlatendheid.  
Tussenverslag N119, M1881, WL, februari 1986.
- [8] Verruijt, A.  
Grondmechanica, Handleiding bij het college b90.



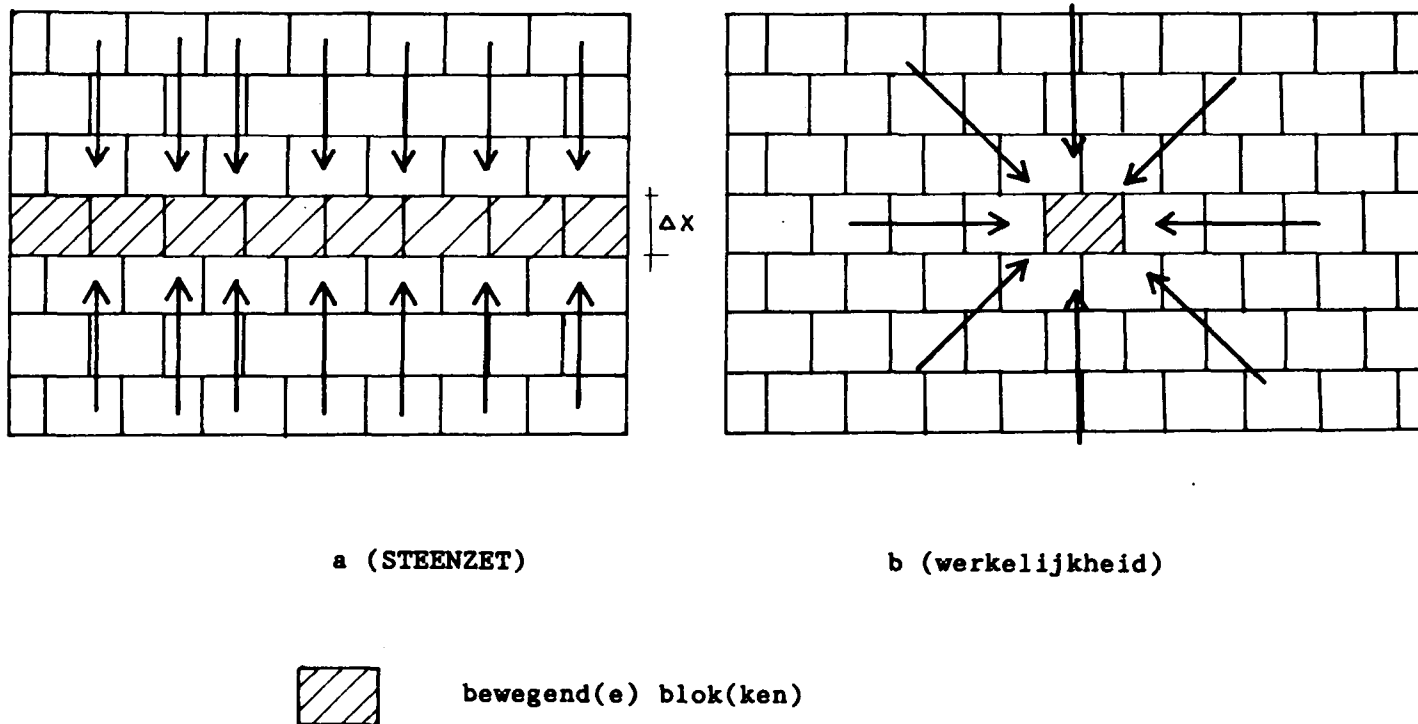
APPENDIX 1

Vergelijking van 2-dimensionale toestroming en toestroming naar put

Als in een steenzetting een bewegend blok aanwezig is zal vanuit de filterlaag van rondom water toestromen (zie figuur Alb).

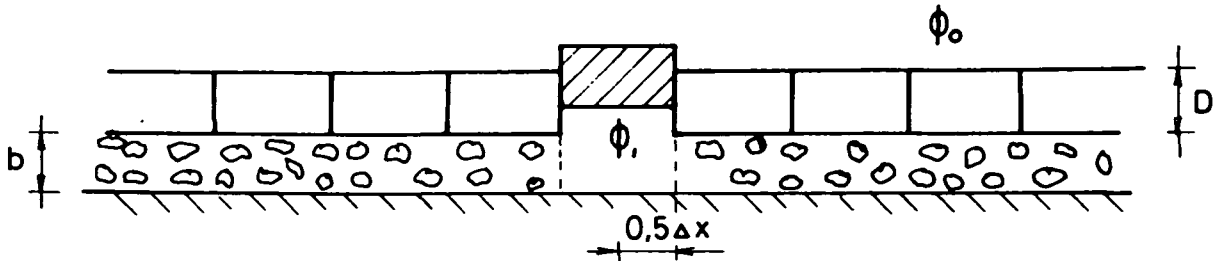
Zoals reeds vermeld in hoofdstuk 2 kan deze toestroming niet met STEENZET worden gemodelleerd, omdat toestroming van de zijkant van het blok niet is in te bouwen. Een mogelijkheid om dit toch te doen is stroming naar een put (één los blok in een zetting) vergelijken met de in STEENZET berekende stroming. Hoewel voor een andere oplossing is gekozen, wordt deze methode hier toch behandeld, omdat zij van belang kan zijn in analytische oplossingen.

In STENZET wordt de situatie van figuur Ala gesimuleerd.



Figuur Al. Toestroming in werkelijkheid en gesimuleerd door STEENZET

Aangenomen wordt dat (door fluïdisatie) de doorlatendheid van de filterlaag onder het bewegende blok veel groter is dan onder de rest van de zetting. In het geval de druk op de zetting overal constant is en de druk onder het bewegende blok gegeven, maar afwijkend van de druk op de zetting ontstaat in beide gevallen de situatie van figuur A2.



Figuur A2. Dwarsdoorsnede door zetting met bewegend blok

Alleen is deze stroming in werkelijkheid radiaal symmetrisch en geeft ze in STEENZET een vlakke stromingstoestand weer.

Met behulp van Verruijt [8] is in beide gevallen het debiet als functie van  $\Delta\phi = \phi_0 - \phi_1$  te berekenen.

Voor de vlakke stromingstoestand geldt:

$$Q_v = k \frac{2\Delta x b}{\lambda_t} \Delta\phi \quad (\text{A.1})$$

Met:	$k$	de doorlatendheid van de filterlaag	(m/s)
	$Q_v$	het debiet per steen	(m <sup>3</sup> /s)
	$\Delta x$	de lengte van de blokken	(m)
	$b$	de dikte van de filterlaag	(m)
	$\Delta\phi$	het stijghoogteverschil over de zetting	(m)
	$\lambda_t$	de lek lengte langs het talud	
		$= \sqrt{\left(\frac{k b D}{k}\right)}$	(m)

bladnummer : - 3 -  
ons kenmerk: Appendix 1 bij CO-314500/2  
datum : augustus 1990

Voor een stroming naar een put geldt:

$$Q_{\text{put}} = \frac{\pi k b \Delta}{\lambda_t} \Delta \phi \frac{K_1(0,5 \Delta x / \lambda_t)}{K_0(0,5 \Delta x / \lambda_t)} \quad (\text{A.2})$$

met:  $K_0, K_1$  gemodificeerde Bessel functies van de  
tweede soort, van orde nul respectieve-  
lijk 1

$Q_{\text{put}}$  het debiet naar de bewegende steen  $(\text{m}^3/\text{s})$

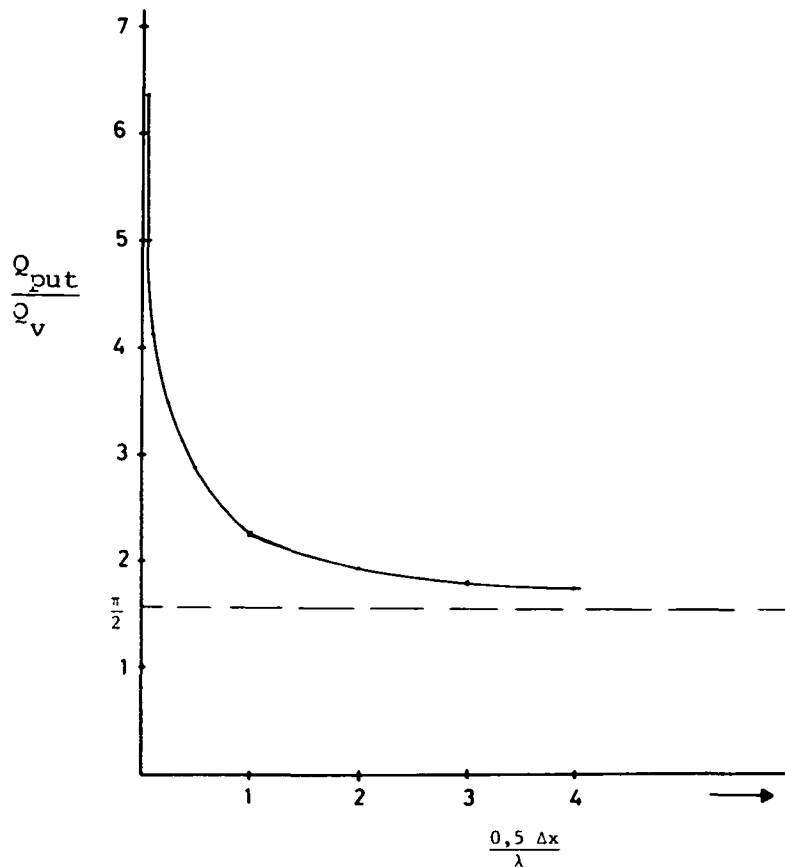
De verhouding tussen beide debieten is dus:

$$\frac{Q_v}{Q_{\text{put}}} = \frac{2}{\pi} \frac{K_0(0,5 \Delta x / \lambda_t)}{K_1(0,5 \Delta x / \lambda_t)} \quad (\text{A.3})$$

Deze relatie is grafisch weergegeven in figuur A3.

Voor grote lek lengte is deze verhouding erg groot, voor kleine lek-  
lengte slechts ongeveer 1,5.





Figuur A3. De verhouding tussen de debieten bij vlakke stroming en stroming naar een put



bladnummer : - 1 -  
ons kenmerk: Appendix 2 bij CO-314500/2  
datum : augustus 1990

## APPENDIX 2

### Analytische berekening van beweging van blokken

Om te onderzoeken of de numeriek berekende bewegingen van de blokken redelijke antwoorden opleveren, is onderzocht of de antwoorden overeenkomen met resultaten van een eenvoudige berekening.

Formule (A.2) geeft de relatie tussen het debiet en de verschildruk voor geschematiseerde omstandigheden (zie Appendix 1).

Voor de numerieke simulatie zijn de volgende parameters gebruikt:

$$\begin{aligned}k &= 0,1 && \text{m/s} \\k \cdot &= 2 \cdot 10^{-3} && \text{m/s} \\b &= 0,2 && \text{m} \\D &= 0,1 && \text{m}\end{aligned}$$

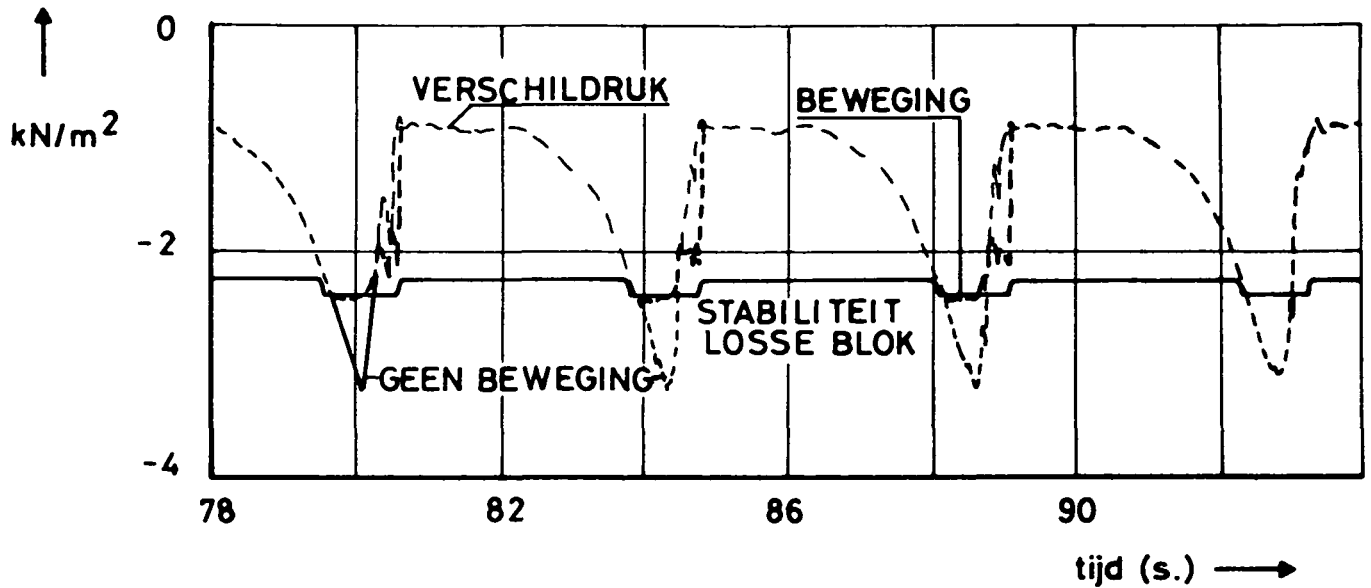
Hieruit volgt:

$$\lambda_t = \sqrt{\left(\frac{k \cdot b \cdot D}{k}\right)} = 1$$

met:  $\Delta x = 0,25 \text{ m}$  wordt formule (A.2):

$$Q = 5,74 \cdot 10^{-2} \Delta \phi \text{ m}^3/\text{s} \quad (\text{A.4})$$

De tijd dat de verschildruk groter is dan de stabiliteit van het blok is te schematiseren tot een driehoek (zie figuur A4).



Figuur A4. Verloop verschildruk bij proef T30 en schematisatie voor analytische berekening

Dan blijkt dat gedurende 0,52 sec. de verschildruk gemiddeld 0,43  $\text{kN/m}^2$  hoger is dan de druk overeenkomend met eigen gewicht + wrijving (de stabiliteitslijn).

$$\Delta\phi = \frac{P}{\rho g} = 0,044 \text{ m}$$

Met (A.4) blijkt:  $Q = 2,54 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3/\text{s}$ .

De totale hoeveelheid toegestroomd water is:  $Q \cdot t = 1,32 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3$ .

bladnummer : - 3 -  
ons kenmerk: Appendix 2 bij CO-314500/2  
datum : augustus 1990

Voor de bepaling van de verplaatsing van het blok moet dit bedrag worden gedeeld door het oppervlak van het blok. De berekende verplaatsing is dan  $2,11 \cdot 10^{-2}$  m, wat heel goed in overeenstemming is met de numeriek gevonden  $2,18 \cdot 10^{-2}$  m.

Deze goede overeenstemming betekent ook dat de invloed van massa traagheid op de berekening verwaarloosbaar is.

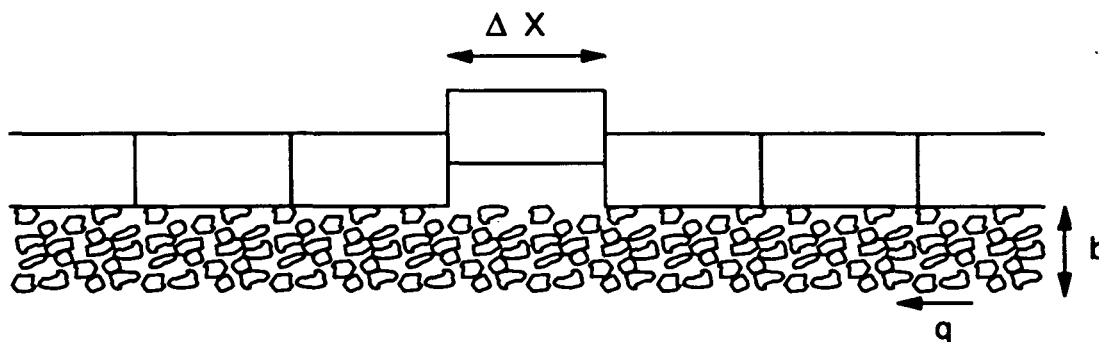


### APPENDIX 3

#### Uitwerking STEENZET/1 vergelijkingen

Deze nadere uitwerking heeft als doel vergelijking (7) te herschrijven. Nu staan daarin 2 onbekenden  $Fb_i$  en  $q$ . Daarom zijn twee iteraties noodzakelijk, één voor  $Fb_i$  en één voor  $q$ . Wanneer  $q$  te schrijven is als functie van  $Fb_i$  en verder slechts bekende parameters, kan één iteratielus worden geschrapt met een aanzienlijke toename van de rekensnelheid. Dat is het doel van deze Appendix.

Het netto debiet in de filterlaag is gerelateerd aan de blokbeweging, want dit netto debiet verdwijnt onder het bewegende blok, zie figuur A5.



Figuur A5. Definitieschets bewegend blok

Er geldt op een tijdstip  $t$ :

$$q = \frac{(Z_t - Z_{t-\Delta t})}{\Delta t} \frac{b}{\Delta x} \quad (A.5)$$

bladnummer : - 2 -  
ons kenmerk: Appendix 3 bij CO-314500/2  
datum : augustus 1990

met

q : het debiet door de filterlaag (m/s)  
Z<sub>t</sub> : de verplaatsing van het blok op tijdstip t (m)  
Δt : de tijdstap (m)  
b : de breedte van de filterlaag (m)  
Δx : de afmetingen van het blok (m)

Verder volgt uit vergelijking (13) door uitschrijven van de versnelling a<sub>t</sub> de versnelling op tijdstip t:

$$p_a = \frac{\rho_s D + \rho_w Z_{t-\Delta t}}{\rho_w g} \frac{Z_t - 2 Z_{t-\Delta t} + Z_{t-2\Delta t}}{\Delta t^2} \quad (\text{A.6})$$

met

ρ<sub>s</sub> : de volumieke massa van beton (kg/m<sup>3</sup>)  
ρ<sub>w</sub> : de volumieke massa van water (kg/m<sup>3</sup>)  
g : de versnelling van de zwaartekracht  
p<sub>a</sub> : de druk in m waterkolom ten gevolge van de versnelling (m/s<sup>2</sup>)

Hierbij is a bepaald door 2x differentiëren van de verplaatsing naar de tijd en dit te discretiseren met zogenaamde achterwaartse differenties. De versnelling zou nauwkeuriger te bepalen zijn wanneer voor a kan worden geschreven:

$$a_t = \frac{Z_{t+\Delta t} - 2 Z_t + Z_{t-\Delta t}}{\Delta t^2} \quad (\text{A.7})$$

volgens centrale differenties, maar de verplaatsing op het tijdstip Z<sub>t+Δt</sub> is op het tijdstip t nog niet bekend.



Uitwerken van (A.6) geeft:

$$Z_t = \frac{P_a \rho_w g \Delta t^2}{\rho_s D + \rho_w Z_{t-\Delta t}} + 2 Z_{t-\Delta t} - Z_{t-2\Delta t} \quad (\text{A.8})$$

Combinatie van (A.5) en (A.6) geeft:

$$q = \frac{P_a \rho_w g \Delta t^2}{\Delta t (\rho_s D + \rho_w Z_{t-\Delta t})} + \frac{Z_{t-\Delta t}}{\Delta t} - \frac{Z_{t-2\Delta t}}{\Delta t} \quad (\text{A.9})$$

zodat nu  $q$  is geschreven in termen van de druk  $p_a$  en verder bekende parameters.

Voor de totale druk onderin de filterlaag geldt:

$$F_i = p_a \pm p_w + p_q \quad (\text{A.10})$$

met

- $F_i$  : de druk onderin de filterlaag (m)
- $P_a$  : de druk ten gevolge van de versnelling (m)
- $p_w$  : de druk ten gevolge van de wrijving (m)
- $p_q$  : de druk ten gevolge van gewicht blok (m)

Alle drukken zijn in m waterkolom. Combinatie van (A.9) en (A.10) levert dus  $q$  als functie van  $F_i^*$ ). Het enige probleem is dan nog de wrijvingskracht. Deze wisselt namelijk van teken als de bewegingsrichting van het blok verandert.

---

\*) Waardoor vergelijking (7) is te schrijven met alleen  $F_b$  als onbekende.

bladnummer : - 4 -  
ons kenmerk: Appendix 3 bij CO-314500/2  
datum : augustus 1990

Dit aspect is wel slechts iteratief te bepalen. Als  $Z_t - Z_{t-\Delta t}$  groter is dan 0 dan is deze positief anders negatief. In eerste instantie kan de druk worden bepaald uitgaande van een positieve wrijvingskracht. Als dan het resultaat is  $Z_t - Z_{t-\Delta t} > 0$  dan is er geen probleem. Als echter  $Z_t - Z_{t-\Delta t} < 0$  dan wordt de berekening herhaald met een wrijvingskracht met negatief teken. Met  $Z_t - Z_{t-\Delta t} < 0$  is dan weer een goede oplossing verkregen. Wanneer echter nu  $Z_t - Z_{t-\Delta t} > 0$  dan betekent dit dat het blok niet omhoog en niet omlaag beweegt. Het blok hangt stil tussen de andere blokken. De verschilddruk is te klein om het blok verder uit de zetting te duwen, maar groot genoeg om te voorkomen dat het blok uit de zetting wordt geduwd. Voor dit geval geldt de berekende drukverdeling zonder bewegende blokken.

Op deze manier behoeft dus nooit voor meer dan twee situaties de druk te worden berekend (voor een naar boven en/of beneden bewegend los blok). Nu moet dit soms tientallen keren gebeuren door de twee iteraties. Aanpassen van het programma volgens de formules die gegeven zijn in deze Appendix leidt dus tot een aanzienlijke verkorting van de rekentijd in de situatie met blokbeweging.

SECTIE 11

Ontwerpgrafieken met STEENZET 1

ONTWERP-GRAFIEKEN MET STEENZET/1

CO-285750/7  
oktober 1987  
Bez/PB/3/119/Steen

Opgesteld in opdracht van:  
Dienst Weg- en Waterbouwkunde  
te Delft

AFDELING WATBO  
projectleider: R. Hoogeveen en  
A. Bezuijen  
afdelingshoofd: P. Lubking

bladnummer :  
ons kenmerk: CO-285750/7  
datum : oktober 1987

INHOUD:	blz.:
SYMBOLENLIJST	
0. SAMENVATTING EN CONCLUSIES	1
1. INLEIDING	2
2. NOODZAKELIJKE WIJZIGINGEN STEENZET/1	4
3. BESCHRIJVING WIJZIGINGEN	6
3.1 Schaling golven	6
3.2 Beweging van alle blokken	8
3.3 Bepaling freatische lijn	8
3.4 Aanpassen schaalfactor	10
4. BEREKENINGEN	13
4.1 Golfrandvoorwaarden	13
4.2 Geschematiseerde zetting	14
4.3 Resultaten	14
5. INTERPRETATIE	16
5.1 Verklaring onregelmatigheden	16
5.2 Convergentieproblemen	17
5.3 Leklengte afhankelijkheid	18
5.4 Invloed toestroming	19
5.5 Vergelijking gidsonderzoek	20
6. CONCLUSIES	22

LITERATUUR

bladnummer :  
ons kenmerk: CO-285750/7  
datum : oktober 1987

#### SYMBOLENLIJST

b	Dikte filterlaag	(m)
B	Lengte blokken	(m)
BM(i)	Array met maximale beweging uit eerdere berekeningen (zie par. 3.4)	(m)
BMAX	Maximale toelaatbare beweging in schadeberekening	(m)
BMIN	Minimale beweging voor schade in schadeberekening	(m)
$d_i$	Positie drukopnemer ten opzichte van stilwaterlijn	(m)
$d_{s,i}$	Als $d_i$ na schaling	(m)
D	Blokdikte	(m)
DH	Verandering freatische lijn in FRESTAT	(m)
$F_i$	De waterspanning in de filterlaag in m waterkolom bij spleet i.	(m)
g	De versnelling van de zwaartekracht	(m/s <sup>2</sup> )
h	Diepte vooroever	(m)
H	Golfhoogte	(m)
$H_i$	De inkomende golfhoogte	(m)
k	De doorlatendheid van de filterlaag	(m/s)
$k'_i$	De doorlatendheid van de toplaag bij spleet i	(m/s)
$L_o$	De golflengte op diep water	(m)
n	Aantal spleten	(-)
$P_i$	De druk in m water bij drukopnemer/spleet i	(m)
S	Som van in- en uitstromend water	(m <sup>2</sup> /s)
SB(i)	Schaalfactoren uit eerdere berekeningen (zie par. 3.4)	(-)
SCH	Schaalfactor voor opschaling golven	(-)
SCHAAL	Vermenigvuldigingsfactor (zie par. 3.4)	(-)
$T_i$	De periode van de inkomende golf	(s)

bladnummer :  
ons kenmerk: C0-285750/7  
datum : oktober 1987

Telmax	Maximum aantal iteraties voor bepaling schade- golfhoogte	(-)
$\alpha$	De helling van het talud	(-)
$\beta$	De helling van het golffront	(-)
$\Delta\phi$	Stijghoogteverschil over de toplaag	(m)
$\Delta$	$(\rho_b - \rho_w)/\rho_w$	(-)
$\rho_b$	Soortelijke massa betonblokken	(kg/m <sup>3</sup> )
$\rho_w$	Soortelijke massa water	(kg/m <sup>3</sup> )
$\xi$	Golfsteilheid parameter	(-)
$\lambda$	Leklengte (= $\sin \alpha \sqrt{(kbD/k')}$ )	(m)

bladnummer : - 1 -  
ons kenmerk: CO-285750/7  
datum : oktober 1987

## 0 SAMENVATTING EN CONCLUSIES

Resultaten van modelonderzoek aan steenzettingen worden vaak gepresenteerd in  $H/\Delta D$ - $\xi$  grafieken. De golfhoogte  $H$  is dan de golfhoogte waarbij schade ontstaat aan de zetting. In dit rapport wordt beschreven hoe het computerprogramma STEENZET/1 is aangepast (tot STEENZET/1 +) om deze grafieken ook numeriek te kunnen simuleren. Het maken van deze grafieken met behulp van de computer leverde inzicht op in welk gedeelte van de golf verantwoordelijk is voor schade als functie van de lek lengte. Het werd duidelijk waarom tot nu toe alleen bij een relatief lange lek lengte in modelonderzoek het mogelijk was om een  $H/\Delta D$ - $\xi$  grafiek te maken met slechts geringe spreiding. De resultaten zijn vergeleken met resultaten van het Gidsonderzoek.

De conclusies van deze studie zijn:

- De met STEENZET/1+ gemaakte grafieken geven een veilige ondergrens voor de stabiliteit. <sup>el. blok</sup> Zodra ~~er sprake is van~~ <sup>de klemming</sup> klemming zijn de resultaten wel heel erg veilig en wordt een zetting gebouwd met die resultaten overgedimensioneerd.
- De resultaten van berekeningen met een korte lek lengte geven een grote spreiding. Dit is ten dele het gevolg van de discrete bepaling van de druk, alleen daar waar een drukopnemer is, ten dele inherent aan het proces dat de schade veroorzaakt. Ook modelonderzoek zal dus deze spreiding geven. De veilige stabiliteitslijn gaat door de berekeningsresultaten met de laagste  $H/\Delta D$  (zie figuur 4.1 t/m 4.5).
- Blokbeweging als functie van de golfhoogte is een sterk niet-lineaire functie en mogelijk zelfs niet continu. Dit wordt veroorzaakt door het feit dat met het toenemen van de golfhoogte het zwaarst aangevallen blok op een andere positie ligt.
- De gevonden waarde van  $H/\Delta D$  is voor een zetting met een korte lek lengte sterk afhankelijk van de toegestane blokbeweging of het al dan niet in rekening brengen van toestroming. Voor een steenzetting met een lange lek lengte is dit veel minder het geval.
- Welke blokbeweging toelaatbaar is en hoe toestroming onder het bewegende blok in rekening moet worden gebracht, zal moeten blijken uit experimenteel onderzoek.

*Alc. klemming  
22-10-87*



bladnummer : - 2 -  
ons kenmerk: CO-285750/7  
datum : oktober 1987

## 1. INLEIDING

Het drukverloop onder een steenzetting bij golfaanval kan worden beschreven met STEENZET/1 of /2 [1,2,3]. Van het eerstgenoemde programma is ook een experimentele versie beschikbaar waarmee de beweging van losse blokken kan worden berekend. Met deze experimentele versie is dus ook de stabiliteit van een glooiing te beoordelen [4]. Een rechtstreekse test van deze versie door berekende beweging te vergelijken met de resultaten van modelonderzoek was bij het begin van deze studie niet mogelijk. Modelonderzoek waarin de beweging van een blok is gemeten, was niet beschikbaar. In [4] is daarom berekende beweging vergeleken met het moment van schade gemeten in modelonderzoek.

In dit rapport wordt een andere vergelijking beschreven tussen berekeningsresultaten en modelonderzoek. Een gemeten schadelijn, vaak weergegeven in een dimensieloze  $H/\Delta D - \xi$  grafiek, wordt vergeleken met berekende schadelijn. Om deze vergelijking mogelijk te maken waren een aantal aanpassingen aan het programma STEENZET/1 noodzakelijk. Deze zullen verderop in dit rapport worden beschreven. Nadat deze wijzigingen zijn uitgevoerd, blijkt het programma meer mogelijkheden te hebben dan slechts het vergelijken van gemeten en berekende schadelijnen, zoals hieronder beschreven. In het programma moet worden opgegeven welke verplaatsing van een blok overeenkomt met schade. Door voor deze verplaatsing verschillende waarden op te geven, kan worden nagegaan wat de invloed is van de beweging van een blok op de stabiliteit.

Tijdens een modelonderzoek zal de stabiliteit van een glooiing bepaald worden door een combinatie van factoren, zie ook [5].

Daarbij kunnen worden genoemd:

- verschillendruk over een blok
- de toestroming van water onder een bewegend blok
- de invloed van versnellingskrachten op de beweging van het blok
- de wrijving tussen de blokken.

In het modelonderzoek is het heel moeilijk deze factoren te scheiden. Met het nu ontwikkelde programma is dat wel mogelijk. Hierdoor is het ook mogelijk aan te geven door welke factoren spreiding kan ontstaan in de resultaten van model onderzoek, terwijl dat uit het modelonderzoek niet duidelijk wordt.

Het uiteindelijke doel van het nu ontwikkelde programma is natuurlijk om, gegeven een steenzetting, direct te kunnen berekenen tot welke golfhoogte deze stabiel zal zijn. Met het in dit rapport beschreven programma is dat mogelijk, maar aanvullend modelonderzoek is nodig om de betrouwbaarheid van de resultaten te kunnen toetsen.

In het rapport zal eerst worden aangegeven, welke aanpassingen nodig zijn aan STEENZET/1 om schadelijnen te kunnen berekenen. Daarna worden de uitgevoerde berekeningen behandeld en zullen de resultaten worden besproken. Tenslotte zullen de resultaten worden vergeleken met de resultaten van modelonderzoek.

bladnummer : - 3 -  
ons kenmerk: CO-285750/7  
datum : oktober 1987

Wellicht ten overvloede wordt nog eens opgemerkt dat  $H/A D - \xi$  grafieken niet klakkeloos kunnen worden toegepast bij het ontwerpen van een zetting. Het resultaat is slechts geldig voor het geteste type glooiing en ook alleen voor de geteste blokdicke. Voor andere blokdicke in een verder vergelijkbaar type glooiing kunnen deze grafieken alleen maar worden toegepast als de lek lengte ( $\lambda$ ) schaalt met de blokdicke. Voor een constante lek lengte geven deze grafieken veilige resultaten als grotere blokdicke worden toegepast dan in het model beproefd, maar onveilige voor kleinere blokdicke.

Dit onderzoek is uitgevoerd in het kader van het fundamenteel onderzoek steenzettingen in opdracht van de Dienst Weg en Waterbouwkunde van Rijkswaterstaat. Het rapport is samengesteld door ir. R. Hoogeveen en ir. A. Bezuijen, beiden van Grondmechanica Delft.

bladnummer : - 4 -  
ons kenmerk: CO-285750/7  
datum : oktober 1987

## 2. NOODZAKELIJKE WIJZIGINGEN STEENZET/1

Voordat dit onderzoek begon waren 2 versies van STEENZET/1 beschikbaar. Deze versies zijn kort beschreven in "Beweging van Blokken" [4].

Een eerste versie berekent de eventuele beweging van 3 van te voren opgegeven blokken. Hiervoor werd het verloop van de druk in de filterlaag onder de blokken berekend. Wanneer de verschildruk (waterspanning - golfdruk) over één van de opgegeven blokken hoger is dan overeenkomend met het eigengewicht van dat blok plus de wrijving met de blokken hoger en lager op het talud dan wordt de beweging van dat blok berekend. Voor de berekening van de beweging wordt gebruik gemaakt van de verschildruk en de massatraagheid van het blok en het water onder het blok. De invloed van toestroming wordt niet in rekening gebracht. Deze versie was tot stand gekomen door meerdere uitbreidingen van het oorspronkelijke STEENZET, zoals beschreven in [1]. Doordat deze uitbreidingen door verschillende personen waren uitgevoerd was het programma vrij onoverzichtelijk geworden.

De tweede versie is overzichtelijker en modulair (verschillende reken-taken zijn opgesplitst in verschillende subroutines) van opzet. In deze versie wordt voor één van te voren opgegeven blok de beweging berekend. Daarbij wordt ook de invloed van toestroming in rekening gebracht.

Voordat gewerkt kon worden aan de programmatuur voor het berekenen van schadelijnen zijn eerst deze twee versies omgewerkt tot één versie. Daarbij is gekozen voor de modulaire opzet van de tweede versie. Een berekening met of zonder toestroming is nu een keuze die wordt opgegeven in de invoer. Omdat in de tweede versie ook de drukken onder steenzetting zonder invloed van toestroming worden bepaald, kon deze beweging zonder toestroming vrij eenvoudig worden ingebouwd. In feite wordt de berekening van de druk onder het bewegende blok ten gevolge van toestroming gewoon overgeslagen.

De hierboven beschreven versie is gebruikt als uitgangspunt voor de bepaling van de schadelijnen. Het is mogelijk voor een van te voren op te geven reeks van blokken met of zonder toestroming, de beweging te bepalen voor een van te voren berekende golfhoogte. Voor de bepaling van schadelijnen moet echter voor een nog onbekende golfhoogte de beweging van een eveneens nog onbekend blok zich tussen bepaalde marges bevinden.

De golfrandvoorwaarde (meetresultaten bepaald uit modelonderzoek) moet dus gevarieerd kunnen worden. Dit is uitgevoerd door voor die golfrandvoorwaarde een schaalfactor in te voeren. De golflengte varieert dan evenredig met de golfhoogte en de golfperiode varieert met de wortel uit de golfhoogte.

Ook is dus bij voorbaat niet bekend welk blok de grootste beweging zal hebben. Dit zal sterk afhankelijk zijn van de schaalfactor van de

*Richard*

*\**

bladnummer : - 5 -  
ons kenmerk: CO-285750/7  
datum : oktober 1987

golfrandvoorwaarde. Daarom is het noodzakelijk dat de beweging van meerdere blokken op het talud wordt berekend.

Verder is een extra rekenlus in het programma ingebouwd. Nadat een berekening is uitgevoerd, wordt nagegaan of de berekende maximale beweging voldoet aan het afbreek-criterium (de beweging moet dan tussen bepaalde grenzen liggen). Als de berekende maximale beweging te klein is, wordt de schaalfactor naar boven aangepast. Is de berekende beweging te groot dan wordt de schaalfactor kleiner.

Om de rekestijd in de hand te kunnen houden zijn ook nog enkele verbeteringen toegevoegd:

- Tot nu toe werd de freatische lijn in de filterlaag bepaald door uit te gaan van een positie gelijk aan de stilwaterlijn en eerst enige golven door te rekenen hoe de freatische lijn verloopt, zie [1]. Uit de evaluatie van het PROVO onderzoek naar de stabiliteit van Oosterschelde dijken onder geconcentreerde golfaanval [3] blijkt dat op deze manier voor reële zettingen slechts na veel golven een evenwichtssituatie wordt bereikt. Daarom is een subroutine ontwikkeld die, uit de gemiddelde drukverdeling op het talud, een positie van de freatische lijn bepaald. De verdere berekening wordt dan gestart met deze positie als startwaarde voor de freatische lijn. Door deze routine is het mogelijk de maximaal te verwachten beweging te bepalen voor slechts één golf of slechts maar een onderdeel daarvan.
- het is van belang het aantal berekeningen te minimaliseren door de schaalfactor zo goed mogelijk te kiezen. Hiervoor is een Newton-Rapson methode ingebouwd.
- Om niet afhankelijk te zijn van de manier waarop de golfrandvoorwaarde door het WL wordt toegeleverd is een flexibele invoerroutine ontwikkeld. Door deze routine kunnen de golfdrukken in willekeurige volgorde van band worden gelezen.

bladnummer : - 6 -  
ons kenmerk: CO-285750/7  
datum : oktober 1987

### 3. BESCHRIJVING WIJZIGINGEN

#### 3.1 Schaling golven

Zoals in hoofdstuk 2 reeds is aangegeven, dienen de golfrandvoorwaarden aangepast te kunnen worden om een schadelijk te kunnen bepalen.

Hiervoor is uitgegaan van de studie verricht door Burger [6], in het kader van het "Fundamenteel onderzoek Steenzettingen, M 1881" in opdracht van het COW.

Uit deze studie blijkt, dat voor regelmatige golven geldt dat golven geschaald mogen worden op basis van  $\xi$ -conformiteit bij gelijkblijvend talud, mits de factor  $h/L_0$  niet te klein wordt.

Hierin is:

$h$  : diepte van de vooroever (m)  
 $L_0$  : de golflengte op diep water (m)

Schaling op basis van  $\xi$ -conformiteit is in het algemeen toegestaan indien geldt  $h/L_0 > 0,05$ . Vooral dieper gelegen drukopnemers worden sterk beïnvloed door de waarde van  $h/L_0$ .

Schaling op basis van  $\xi$ -conformiteit houdt in dat de golfsteilheidparameter  $\xi$  constant wordt gehouden:

$$\xi = \frac{tg \alpha}{\sqrt{(H_i/L_0)}}$$

waarin

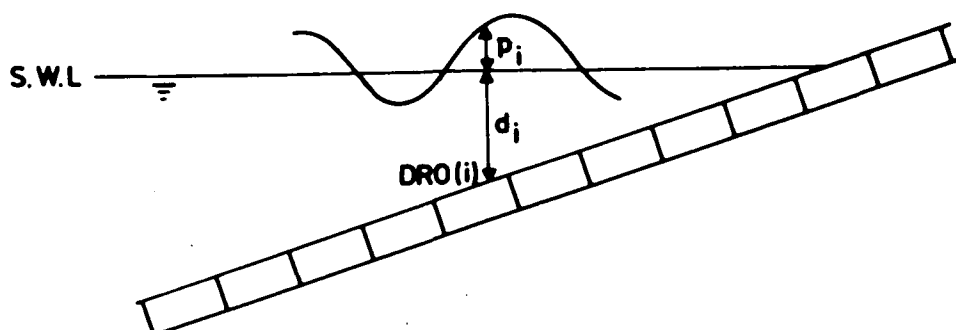
$$L_0 = \frac{g}{2\pi} T_i^2$$

Dit betekent dat de golflengte schaalt met de golfhoogte en de golfperiode schaalt met de wortel uit de golfhoogte.

In het programma STEENZET/1 wordt dit als volgt verwerkt:

Er wordt een schaalfactor SCH ingevoerd.

bladnummer : - 7 -  
 ons kenmerk: CO-285750/7  
 datum : oktober 1987



Figuur T.3.1 Definitie schets voor opschaling golven

De druk in meters waterkolom, geregistreerd door een drukopnemer, DRO(i) (zie figuur 3.1), wordt omgerekend naar een drukverschil  $P_i$  ten opzichte van de druk bij stil water. en vermenigvuldigd met de schaalfactor SCH.

$$P_{s,i} = SCH \cdot P_i$$

De plaats van de drukopnemers wordt in het programma STEENZET/1 gekarakteriseerd door de plaatshoogte. Voor de plaatshoogte  $d_i$  ten opzichte van de stilwaterlijn SWL, kan de nieuwe plaats eenvoudig worden bepaald door  $d_{s,i} = SCH \cdot d_i$ .

Hierdoor is nu tevens de golflengte geschaald. De tijd, welke in het programma van belang is in verband met freatische beschrijving en de beweging van een blok, wordt vermenigvuldigd met  $\sqrt{SCH}$ . Dit is vooral van belang voor de tijdstappen DT, waarmee de berekening doorgerekend wordt.

In het programma STEENZET/1, waarin deze aanpassingen verwerkt zijn worden ook de tijdstippen geschaald uitgevoerd. In het programma SCHADE, dat afgeleid is van STEENZET/1 en waarmee de schadepunten

$\frac{H}{\Delta D} - \xi$  worden berekend, worden de tijdstippen niet en de tijdstappen wel geschaald. Dit is gedaan om de resultaten van één golf met elkaar te kunnen vergelijken voor verschillende schaalfactoren.

De drukken op het talud worden bepaald door interpolatie tussen de drukopnemers. Hierbij wordt uitgegaan van de geschaalde diepte  $d_{s,i}$  van een drukopnemer i. Het talud en de taludbekleding worden dus niet geschaald, uitsluitend de drukken op het talud. Dit maakt het dus mogelijk om een bepaalde constructie door te rekenen met verschillende golven, waarbij de golfhoogte, binnen bepaalde grenzen vrij te kiezen is.

bladnummer : - 8 -  
ons kenmerk: CO-285750/7  
datum : oktober 1987

### 3.2 Beweging van alle blokken

Omdat bij voorbaat niet bekend is welk blok de maximale beweging zal ondergaan dient dit voor meerdere blokken nagegaan te worden. Het principe van het programma, zoals beschreven in "Beweging van blokken" [4] is hiertoe niet gewijzigd. Er wordt dus van uitgegaan dat alleen het beschouwde blok beweegt en alle overige blokken blijven liggen. Dit betekent dat voor n blokken deze rekenlus n maal doorlopen dient te worden, waarbij de gegevens, met name bij toestroming, in een array (dimensie n) opgeslagen dienen te worden. Daarnaast dient ook per tijdstip de grootste beweging, hier is gekozen voor de vier grootste bewegingen, geselecteerd te worden. Dit laatste vindt plaats in een nieuwe subroutine BEWMAX.

Omdat zowel de rekentijd als de benodigde geheugenruimte behoorlijk vergroot worden door bovengenoemde berekeningen, kan in het programma een reeks blokken opgegeven worden waarvoor de beweging beschouwd dient te worden. Op deze manier wordt niet nodeloos veel gerekend.

Het is bekend dat de kritieke blokken in de meeste gevallen onder de stilwaterlijn liggen. Bovendien heeft het geen zin om blokken te beschouwen welke ver onder het run down-punt liggen. Mocht blijken dat een maatgevend blok een van de grenzen vormt van de reeks beschouwende blokken, dan is het raadzaam om de reeks uit te breiden en de berekening te herhalen.

In het programma STEENZET/1 is de mogelijkheid ingebouwd om met twee verschillende taludhellingen te rekenen. Hiermee kon een berm in het blok worden gesimuleerd. Om de berekeningen met beweging overzichtelijk te houden is aangenomen dat bij deze berm geen blokbeweging plaats vindt. Wanneer er met twee taludhellingen wordt gerekend, wordt aangenomen dat de blokbeweging in het onderste stuk plaatsvindt. Alleen in dit stuk wordt de beweging berekend. *talud*

*Dwingt  
in taludhelling.*

De hier genoemde uitbreiding lijkt de rekentijd aanzienlijk te doen toenemen met name voor berekeningen met beweging en toestroming onder de blokken. In de praktijk blijkt dit mee te vallen, omdat meestal maar over een klein gedeelte van de golfperiode beweging van blokken wordt berekend. Alleen in die gevallen waar over een groot gedeelte van de golfperiode de blokken bewegen (bij lange lek lengte en hoge golven) neemt de rekentijd aanzienlijk toe.

### 3.3 Bepaling freatische lijn

Bij het begin van de berekening, of nadat de schaling is veranderd, wordt de startwaarde van de freatische lijn berekend. Dit wordt uitgevoerd in de subroute FRESTAT. Hiervoor wordt de gemiddelde stijghoogte bepaald gedurende 2 golfperiodes en als eerste schatting wordt dan gebruikt dat de positie van de freatische lijn gelijk is aan de gemiddelde stijghoogte. Met deze aanname wordt de drukverdeling in het

bladnummer : - 9 -  
ons kenmerk: CO-285750/7  
datum : oktober 1987

filter berekend zoals die zou zijn voor de gemiddelde golfdruk. Hier-  
voor wordt gebruik gemaakt van dezelfde oplosroute (DRUKV) die ook  
elders in het programma wordt gebruikt om dan met de op een tijdstip  
gemeten golfdruk, de drukverdeling in het filter te berekenen. Voor de  
gedetailleerde beschrijving van deze routine zie [1]. Nadat DRUKV is  
doorlopen, is de drukverdeling in de filterlaag bekend. Nu kan worden  
nagegaan hoeveel water door de toplaag in- en uit de filterlaag  
stroomt. Hiervoor wordt de som

$$S = \sum_{i=1}^n (P_i - F_i)k'_i \quad (1)$$

over alle spleten (1) bepaald.  
Hierin is:

$p_i$  : de golfdruk in meters waterkolom (m)

$F_i$  : de waterspanning in meters waterkolom (m)

$k'_i$  : de doorlatendheid van de toplaag voor spleet i (m/s)

n : aantal spleten

Omdat de doorlatendheid van de toplaag een functie is van het verhang  
moet van elke spleet de doorlatendheid worden meegenomen. De nu be-  
paalde golfdruk op de zetting en de waterspanning in de filterlaag  
zijn gemiddelden. Als de bepaalde freatische lijn de werkelijke frea-  
tische lijn is dan moet de som (1) nul zijn. Als dat niet het geval is  
dan zou de freatische lijn stijgen of dalen en in de bepaling van een  
gemiddelde stationaire situatie is dat onmogelijk. Nu zal na de eerste  
schatting de som (1) niet nul zijn. De bepaalde freatische lijn is nog  
niet goed. De waarde van S in (1) geeft aan hoever de geschatte frea-  
tische lijn afwijkt van de werkelijke gemiddelde freatische lijn en of  
de schatting van de freatische lijn (H) aangepast met een bedrag (DH)  
en wel volgens de formule:

$$DH = S/AANTAL*1.6 \quad (2)$$

Hierin is:

DH : de verandering in de freatische lijn (m)

n : het aantal spleten (-)

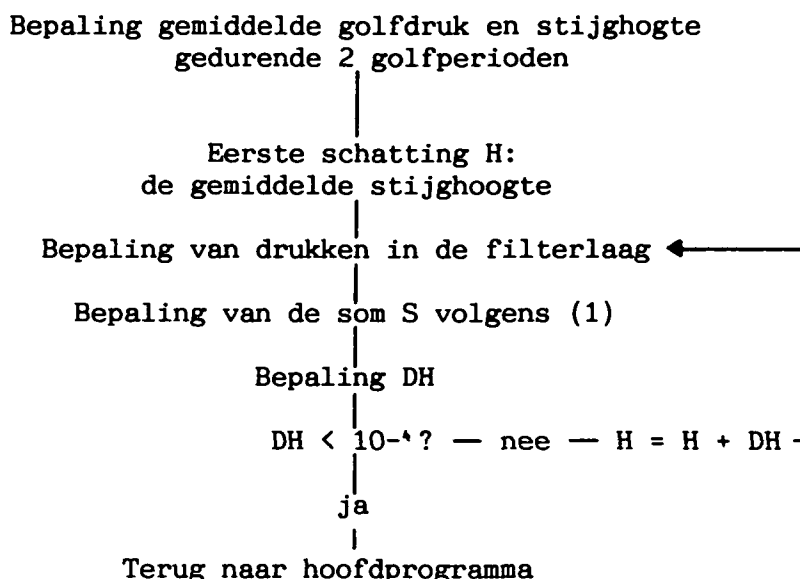
1.6 is een empirisch bepaalde overrelaxatiefactor die tot snelle  
convergentie bleek te leiden.

Met de op deze manier opnieuw bepaalde waarde van H wordt weer de  
subroutine DRUKV doorlopen en weer S en daarmee DH bepaald. Dit gaat  
door totdat de gevonden waarde van DH kleiner is dan  $10^{-4}$  m. De dan  
gevonden waarde van H wordt als startwaarde in de berekening gebruikt.



bladnummer : - 10 -  
ons kenmerk: CO-285750/7  
datum : oktober 1987

Deze waarde blijkt dan voor reële zettingen gedurende de berekening nauwelijks meer te veranderen. Ook niet als nog 5 golven worden doorgerekend. De hier beschreven bepaling van H wordt uitgevoerd in de routine FRESTAT. Het stroomschema van deze routine kan worden weergegeven als in figuur T.3.2.



Figuur T.3.2 Stroomschema subroutine FRESTAT

### 3.4 Aanpassen schaalfactor

Om het maatgevende schadepunt  $\frac{H}{\Delta D} - \xi$  te vinden is een speciale routine ingebouwd in het programma SCHADE.

Allereerst dient te worden gedefinieerd wanneer schade is opgetreden en welke schade maatgevend is.

In het "Grootschalig gidsonderzoek" [7] is schade gedefinieerd als zichtbaar bewegen of verplaatsen van een blok.

In het "Kleinschalig modelonderzoek" [8] zijn verschillende vormen van schade onderscheiden;

- het geheel uit het talud lichten van een blok
- het uit het talud lichten van een blok, doch het blok bevindt zich nog in het gat,
- het bewegen van een blok.

Bij een numeriek programma is het eenvoudig om schade te beschrijven door te stellen schade treedt op als een blok meer dan een vooraf bepaald aantal cm beweegt.

bladnummer : - 11 -  
ons kenmerk: CO-285750/7  
datum : oktober 1987

Bij de meeste numerieke berekeningen is er van uit gegaan dat voor schade het blok minimaal 15 mm moet bewegen.

Er wordt echter tevens geeist dat het blok niet meer als 20 mm beweegt. Dit laatste is gedaan om de minimale, geschaalde golf te kunnen vinden waarvoor juist schade optreedt. Deze grenzen, 15 en 20 mm worden als variabelen in het programma ingevoerd als respectievelijk BMIN en BMAX. Ook is een aantal berekeningen uitgevoerd met andere grenzen voor BMIN en BMAX. Uit deze berekeningen blijkt hoe gevoelig de schadegolfhoogte is voor de toegestane blokbeweging.

Nadat, voor een bepaalde waarde van de schaalfactor SCH, de rekenroutine is doorlopen wordt met behulp van de subroutine BEWMAX het maximaal bewegende blok vastgesteld.

Is deze beweging BM (1) groter dan BMAX dan wordt er van uitgegaan dat de schaalfactor SCH te groot is.

Is BM (1) kleiner dan BMIN, dan is SCH te klein.

Van de reeds berekende schaalfactoren en berekende bewegingen worden er bovendien nog drie opgeslagen in twee arrays...:

SB (2); de schaalfactor uit de vorige berekening

BM (2); de bijbehorende maximale beweging

SB (3); de maximale schaal waarvoor geldt dat

$$BM (3) < BMIN$$

BM (3); de bijbehorende maximale beweging

SB (4); de minimale schaal waarvoor geldt dat

$$BM (4) > BMAX$$

BM (4); de bijbehorende maximale beweging.

Indien de genoemde beweging BM (1) niet voldoet binnen de gestelde grenzen worden de volgende vier mogelijkheden afgetast:

1. Indien SB (3) en SB (4) bekend zijn, wordt lineair geïnterpoleerd naar een nieuwe schaalfactor SCH, waarvoor de verwachte beweging BGEM is;  $BGEM = (BMAX + BMIN)/2$ .
2. Indien SB (2) bekend is en  $BM (1) \neq BM (2)$  wordt lineair geëxtrapoleerd naar SCH voor BGEM.
3. Als  $BM (1) > BMAX$  wordt de schaalfactor SCH verkleind met een vermenigvuldigingsfactor SCHAAL.
4. Als  $BM (1) < BMIN$  wordt SCH vermenigvuldigd met SCHAAL.

Na vaststelling van de nieuwe schaalfactor wordt getoetst of deze factor in de voorgaande twee stappen niet reeds eerder is gehouden. Als dit het geval is wordt de berekening gestopt.

Bij de hierboven beschreven procedure is ervan uitgegaan dat een vergroting van de schaalfactor ook tevens een grotere maximale beweging inhield. Tijdens de uitvoering van de berekeningen bleek dit lang

bladnummer : - 12 -  
ons kenmerk: CO-285750/7  
datum : oktober 1987

niet altijd te kloppen. Op de oorzaak hiervan wordt in hoofdstuk 5 verder ingegaan.

Het aantal rekenlussen wordt beperkt door met behulp van variabele TELMAX een maximum op te geven. Dit om te voorkomen dat het programma eindeloos doorrekent zonder convergentie. In de berekening is TELMAX in het algemeen op 6 gesteld, een enkele keer op 10. Een enkele keer waren 3 of meer runs nodig, met steeds verschillende waarde van SCH voordat de berekende beweging voldeed aan de gewenste criteria.

bladnummer : - 13 -  
ons kenmerk: CO-285750/7  
datum : oktober 1987

#### 4. BEREKENINGEN

##### 4.1 Golfrandvoorwaarden

Als uitgangspunt voor deze studie is in eerste instantie gekozen voor de golven uit het verwekingsonderzoek, H 122. Hiervoor is gekozen voor de negen golven uit de serie DGB 06 tot en met DGB 18 (zie tabel 1).

Deze golven worden hier verder aangeduid met B-golven. Bij deze golven bevond de stilwaterlijn zich op 4,50 m + gootbodem en bestond het talud uit basaltblokken op zand, onder een helling 1 : 3. De verdeling van de drukopnemers over het talud is weergegeven in tabel 2.

Er bleken zich bij deze golven nog al wat problemen voor te doen.

1. Bij alle golven bleken vanaf  $t = 4.24$  s, om de 4.20 s, alle drukopnemers een willekeurige piek te geven. Om deze pieken uit het gegevensbestand te filteren was het nodig om een apart programma te schrijven. De nodige voorzichtigheid was echter geboden om te voorkomen dat ook pieken in de golfklap uitgefilterd zouden worden. Dit had tot gevolg dat in bij een enkele golf, bij een enkele drukopnemer de piek gehandhaafd bleef. Dit bleek onder andere het geval bij golf B13 op tijdstip  $t = 12.64$  s.
2. Bij golf B11 bleek drukopnemer 8 zich zeer eigenaardig te gedragen. De amplitude van de golf bleef constant, doch de horizontale as bleek niet constant, maar langzaam op te lopen in de tijd; circa + 0,4 m/10 s.
3. De drukopnemers 13, 15 en 17 bleken bij alle golven een te grote amplitude te bezitten. Omdat de drukopnemers laag op het talud liggen had dit hier niet zulke ernstige consequenties.
4. Bij de golven B6, B7, B8 en B9 bleek tijdens het golven golfhoogtemeter 2 defect geweest te zijn. Omdat bij de normale procedure twee golfhoogtemeters gebruikt worden om de hoogte van de inkomende golf te bepalen, is het mogelijk dat de opgegeven golfhoogte bij deze golven minder exact is als bij de overige golven.

Bij het uitvoeren van de berekeningen bleken ook diverse problemen te ontstaan bij golven met een zeer kleine golfhoogte.

Dit was met name het geval als een der schaalfactoren erg groot werd om een voldoende grote golfhoogte te creëren. Voor deze metingen met kleine golfhoogte bleek het aantal drukopnemers vlak onder de stilwaterlijn te klein voor een goede golfdrukregistratie. Daarnaast bleek ook de verdeling van alle golven over de  $\xi$ -waarde niet erg gelijkmatig.

bladnummer : - 14 -  
ons kenmerk: CO-285750/7  
datum : oktober 1987

Dit was aanleiding om het golfbestand uit te breiden met golven uit het S 592-onderzoek.

Er zijn vijf golven uitgezocht DGS 02, DGS 05, DGS 06, DGS 07 en DGS 10 (zie tabel 1) welke hier verder aangeduid zullen worden met S-golven.

De verdeling van de drukopnemers is weergegeven in tabel 3.

In het kader van het verwekingsonderzoek CO-286980 is door ir. H. Best van Grondmechanica Delft de amplitude van de foutieve drukopnemers 13, 15 en 17 lineair gefinterpoleerd tussen de overige drukopnemers, voor de golven B 7 en B 18.

Tegen het einde van deze studie is gecontroleerd of deze gecorrigeerde golven sterk afwijkende antwoorden gaven ten opzichte van de oorspronkelijke. Dit bleek niet het geval.

#### 4.2 Geschematiseerde zetting

Omdat het hier om een theoretisch onderzoek gaat naar de mogelijkheden van een numeriek programma om schadelijnen te kunnen bepalen is hier gekozen voor relatief kleine en dunne blokken. Als blokdikte is gekozen voor  $D = 0,1$  m. Dit is gedaan om een lage waarde voor  $\Delta \cdot D$  te creëren, zodat relatief lage golven reeds tot schade kunnen leiden.  $\Delta$  is het relatieve steengewicht en is hier 1,3.

De bloklengte  $B$  is ook relatief klein gekozen,  $B = 0,25$  m.

Dit om te voorkomen dat de resultaten te veel worden beïnvloed door de blokafmetingen. Bij kleine lek lengtes is de gemiddelde druk over een blok sterk afhankelijk van de positie van de golf ten opzichte van de blokken. Door kleine blokken te gebruiken in de simulatie wordt deze invloed geminimaliseerd. Ter voorbereiding van Deltagoot onderzoek zijn ook enige berekeningen uitgevoerd met blokken met een blokdikte van 0,15 m. In deze berekeningen is voor één golfhoogte (DGB 09) de invloed van de blokbeweging op de schadegolfhoogte onderzocht, bij verschillende lek lengtes. Ook is in deze berekeningen het al dan niet in rekening brengen van toestroming onderzocht. De eerder genoemde berekeningen zijn alle uitgevoerd zonder dat de invloed van toestroming in rekening is gebracht.

#### 4.3 Resultaten

Voor de in C.1 genoemde golf randvoorwaarden zijn berekeningen uitgevoerd met blokken van 0,1 m dik, voor verschillende lek lengtes. De gebruikte waarden zijn:  $\lambda = 0,16, 0,19, 0,22, 0,32$  en 0,5 m. De resultaten zijn gegeven in tabel 4 t/m 10 en in figuur 4.1 t/m 4.5. In die figuur is  $H/\Delta D$  uitgezet tegen  $\xi$ . Voor de grootste waarden van de lek lengte wordt een vloeiende  $H/\Delta - \xi$  kromme gevonden. Naarmate de lek lengte kleiner wordt, vormen de berekeningsresultaten steeds meer een puntenwolk. Nu wordt in ondiep water de golfsteilheid niet alleen bepaald door de  $\xi$ -parameter. Banach [9] heeft aangetoond dat ook de diepte van de vooroever van belang is. Daarom is  $H/\Delta D$  ook uitgezet tegen de hoek van het golf front, zoals berekend in [9]. Het resultaat

bladnummer : - 15 -

ons kenmerk: CO-285750/7

datum : oktober 1987

voor  $\lambda = 0,16$  m is gegeven in figuur 4.6. Gekozen is voor een kleine lek lengte, omdat voor een kleine lek lengte de stabiliteit hoofdzakelijk door de golfsteilheid wordt bepaald. Uit 4.6 blijkt dat ook in dat geval de correlatie slecht is. In hoofdstuk 5 wordt op de oorzaken van deze slechte correlatie ingegaan.

In figuur 4.7 zijn voor de verschillende lek lengtes, de resultaten van de berekeningen met de laagste stabiliteit uitgezet. Voor toenemende lek lengte blijkt de waarde van  $H/\Delta D$  waarbij schade optreedt af te nemen, zoals verwacht.

In figuur 4.8 t/m 4.10 is de schadegolfhoogte weergegeven, voor verschillende blokbewegingen. Voor berekeningen met een lange lek lengte blijkt de schadegolfhoogte nauwelijks afhankelijk van de blokbeweging. Een iets hogere golfhoogte geeft een veel hogere blokbeweging. Voor de berekening met de langste lek lengte en een doorlatende filterlaag (constructie vergelijkbaar met het gidsonderzoek) blijkt schade golfhoogte ook niet sterk afhankelijk van het al dan niet in rekening brengen van toestroming.

In de berekeningen met korte lek lengte blijkt schadegolfhoogte wel sterk afhankelijk van de toegestane blokbewegingen. Ook is het resultaat sterk afhankelijk van het al dan niet in rekening brengen van toestroming.

bladnummer : - 16 -  
ons kenmerk: CO-285750/7  
datum : oktober 1987

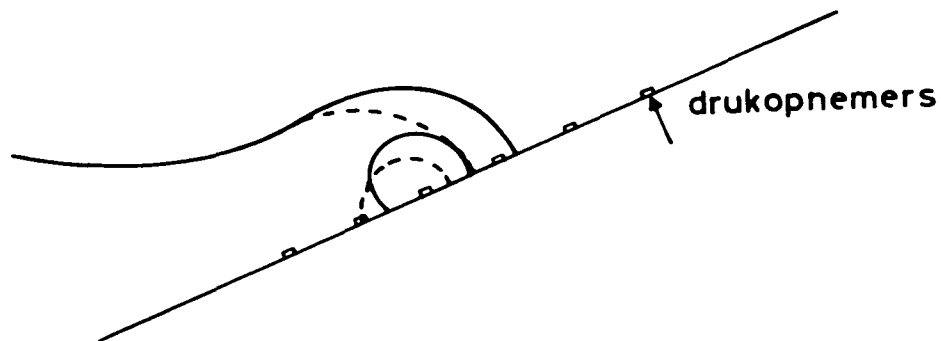
## 5. INTERPRETATIE

### 5.1 Verklaring onregelmatigheden

In hoofdstuk 4 bleek dat de H/ $\Delta$ D tegen  $\xi$  grafieken voor grote lek lengtes een vloeiende kromme vormen, maar voor kleinere lek lengtes steeds meer onregelmatigheden gaan vertonen.

De meest waarschijnlijke oorzaak voor deze onregelmatigheden is het feit dat andere tijdstippen uit de golfdrukregistratie kritiek worden. Voor grote lek lengtes is het moment van rundown van belang. Op dat moment ontstaat de grootste verschildrukken over de zetting en zal schade worden geregistreerd door het programma. Voor kleine lek lengtes zal de rundown slechts een kleine bijdrage leveren tot de verschildruk en zal de grootste verschildruk ontstaan rondom het tijdstip van de golfklap. Rondom het tijdstip van de golfklap zijn zowel hoge als lage drukken op het talud aanwezig, en kan ook de drukgradient over het talud groot zijn.

Nu zal het moment van maximale rundown vrij nauwkeurig door de drukopnemers worden geregistreerd. Hetzelfde geldt voor een steil golf front. Op die momenten zijn de veranderingen in de golf tussen twee metingen klein. Ook is de afstand waarover de relevante verschijnselen optreden vaak groot ten opzichte van de afstand tussen de drukopnemers. Rond de golfklap spelen echter zeer lokale verschijnselen, die daarbij ook nog zeer kortdurend zijn. Hierdoor kunnen verschillen ontstaan. Tijdens de ene meting valt de golfklap op een drukopnemer, die daardoor een hoge druk registreert en is in de omgeving van de golfklap de druk op het talud nog laag. De hoge drukpiek van de golfklap is gedempt aanwezig in de filterlaag. Op de plaats waar de golfdruk nog laag is zal daar door een hoge overdruk ontstaan, zie figuur T 5.1.



Figuur T 5.1. Twee mogelijkheden voor de golfklap met een groot verschil in de golfdruk registraties.

bladnummer : - 17 -  
ons kenmerk: CO-285750/7  
datum : oktober 1987

Bij een andere meting zal de golfklap tussen twee drukopnemers vallen. In de berekening wordt deze drukpiek dan niet doorgegeven naar de filterlaag, omdat in de berekening alleen de resultaten van de drukopnemers worden gebruikt. De berekende druk in de filterlaag blijft dus laag en de invloed van de golfklap is in dat geval niet terug te vinden. Ook blijkt het voor deze lokale verschijnselen van groot belang of een golfklap midden op een steen valt of juist tussen twee stenen. In het eerste geval is de mogelijkheid aanwezig dat de steen naast die waar de golfklap terecht komt wordt opgelicht. In het tweede geval ondervinden beide stenen een opwaartse en een neerwaartse kracht en zal geen oplichting plaatsvinden.

*Handwritten note:*  
Hofstad  
loek  
10/10/87  
n.a.v.

In de berekeningen met een korte lek lengte zullen deze verschijnselen een belangrijke rol spelen, omdat dat de drukverdeling rondom de golfklap beslissend is.

Uit bovenstaande blijkt dat genoemde omstandigheden in de H/ $\Delta$  D grafieken niet worden bepaald door de numerieke berekening, maar ook fysisch aanwezig zijn in het model. Ook in modelonderzoek kan een golfklap op een steen of juist tussen twee stenen vallen en zal de variatie in de golfdrukken tijdens verschillende golfklappen groter zijn dan op verschillende tijdstippen van rundown.

Ook in modelonderzoek is dus te verwachten dat de schadelijn voor een model met een lange lek lengte eenvoudig is vast te stellen dan voor een model met een korte lek lengte.

Een model met een korte lek lengte zal ook een grote spreiding in de schadelijn geven, te meer omdat bij modelonderzoek ook variaties in het model onvermijdelijk zijn. Zo kon de spleetbreedte iets variëren of de klemming tussen de blokken. Bij kleine lek lengte zullen deze variaties grote veranderingen geven in de stabiliteit.

## 5.2 Convergentie problemen

De in figuur 4.1 t/m 4.5 gepresenteerde grafieken zijn niet tot stand gekomen door een start golfhoogte in te voeren en het resultaat van de berekening af te wachten. Dit zou het geval geweest zijn als de blokbeweging een monotoon stijgende functie van de golfhoogte is. Dat is echter niet het geval. Bij een bepaalde golfhoogte gaat een blok bewegen. Als nu de golfhoogte iets wordt opgevoerd dan zal die beweging toenemen, maar als de golfhoogte veel groter wordt dan zal een ander blok het zwaarst belaste blok worden en het eerste blok juist minder gaan bewegen. Doordat de berekening de beweging uitrekent van discrete blokken is het heel goed mogelijk dat een verhoging van de golfhoogte leidt tot een verlaging van maximale blokbeweging (zie figuur 5.1).

Dit maakt het vinden van de golfhoogte waarbij de blokbeweging voldoet aan de criteria vrij lastig. Tijdens de berekeningen bleek diverse keren dat de schaalfactor divergeerde. Door de berekening te herstarten met een andere startwaarde kon dan toch een oplossing worden gevonden.



bladnummer : - 18 -  
ons kenmerk: CO-285750/7  
datum : oktober 1987

11 moment  
van de klap

Een ander convergentie probleem ontstaat bij kleine lek lengtes. Het bleek dat het voor sommige golfdrukregistraties onmogelijk was om schadegolfhoogte te bepalen. Door opschalen wordt de golfhoogte groter, maar de golfsteilheid verandert niet. Nu is bij een bepaalde golfsteilheid, en lek lengte de maximaal mogelijke verschilddruk begrensd.

Volgens Wolsink [10] is die maximaal:

$$\Delta\phi_{\max} = \frac{\lambda}{2} \frac{(1 + 0,5 \cdot \lambda)}{\tan \alpha \tan \beta} \quad (3)$$

waarin:

$\lambda$  : de lek lengte van de zetting m)  
 $\Delta\phi_{\max}$  : de maximale overdruk (m)  
 $\alpha$  : de taludhelling  
 $\beta$  : de helling van de golfmat *front*

Wanneer de druk die overeenkomt met het eigen gewicht van het blok groter is dan deze waarde, dan zal nooit een blokbeweging worden berekend ongeacht de golfhoogte. In werkelijkheid zullen dan andere schademechanismen van belang worden.

Naarmate de lek lengte kleiner wordt is het steeds waarschijnlijker dat voor een golfdrukregistratie geen blok beweging kan worden berekend. Daarom is het aantal punten in figuur 4.1 met korte lek lengte (0,16 m) minder dan in het geval van een grote lek lengte (figuur 4.4,  $\lambda = 0,32$  m).

Voor alle lek lengtes bleek nog voor een aantal punten wel een golfhoogte te berekenen, waarbij de blokbeweging voldoet aan de gestelde criteria. In de  $H/\Delta D - \xi$  grafieken zijn deze punten uitgezet. De range was  $\xi$  waarden waarover drie punten beschikbaar zijn, is voor kleine lek lengte wel kleiner dan voor grote. In het meest relevante gebied tussen  $\xi = 1,2$  en  $\xi = 2,5$  zijn voor alle lek lengtes voldoende punten aanwezig om een schadelijn te kunnen tekenen.

### 5.3 Lek lengte afhankelijkheid

Het resultaat van de berekeningen voor verschillende lek lengtes voldoet aan de verwachtingen. Wanneer voor een lek lengte de punten met de laagste  $H/\Delta D$  met elkaar worden verbonden, dan blijkt dat voor de grootste lek lengte de kleinste schadegolfhoogte wordt gevonden. Dit verloop is niet lineair. Halveren van de lek lengte van 0,32 m tot 0,16 m blijkt de toelaatbare schadegolfhoogte met ongeveer een factor 2 te verhogen. De resultaten met  $\lambda = 0,5$  en 0,32 m blijken echter bijna over elkaar te liggen (zie ook figuur 5.4).

Door de spreiding in de resultaten, met name de resultaten met een korte lek lengte is het wel zo dat in sommige gevallen voor punten met een grote lek lengte toch een hogere stabiliteit wordt gevonden dan

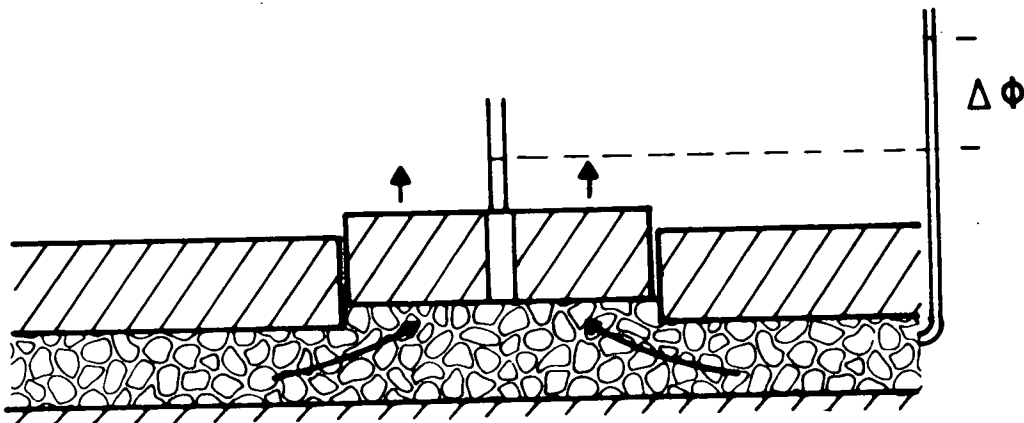
voor punten met een kleine leklengte. Uit de berekeningen blijkt dus dat een betrouwbare schadelijn, zowel in modelonderzoek als door berekeningen, slechts verkregen kan worden door een groot aantal berekeningen (of proeven bij modelonderzoek).

#### 5.4 Invloed toestroming

In de berekeningen die zijn uitgevoerd voor het afrondend Deltagoot-onderzoek is ook de invloed van toestroming onderzocht. Toestroming speelt geen rol voor de berekening van het begin van beweging, zoals blijkt uit figuur 4.8 t/m 4.10. Wanneer in de berekening een grotere blokbeweging wordt toegestaan dan wordt het verschil tussen wel of geen toestroming groter naarmate de toegelaten blokbeweging groter wordt. Altijd is bij een golfhoogte de blokbeweging groter wanneer geen toestroming in rekening wordt gebracht.

Dit is ook te verwachten.

Wanneer toestroming in rekening wordt gebracht, wordt het potentiaalverschil berekend dat nodig is om water van onder de niet bewegende blokken naar het bewegende blok te laten stromen, zie figuur T 5.2 en [4].



Figuur T 5.2 Potentiaal-verschil door toestroming

Wanneer geen toestroming in rekening wordt gebracht dan wordt dit potentiaal-verschil niet berekend. In het laatste geval is het potentiaalverschil en dus de verschillendruk over het bewegende blok dus groter en zal daarom een grotere blokbeweging worden berekend. De invloed van toestroming blijkt het grootst bij een korte leklengte. Hiervoor zijn twee redenen:

- Vergelijken we de berekeningen van figuur 4.8 met die van figuur 4.9 dan is de leklengte in figuur 4.8 korter gemaakt door de dikte van de filterlaag te halveren. Het water kan dus moeilijker vanuit de filterlaag toestromen en de invloed van het in rekening brengen van toestroming is dus groter.

bladnummer : - 20 -  
ons kenmerk: CO-285750/7  
datum : oktober 1987

- Uit berekening blijkt de tijd dat een grote verschildruk aanwezig is over het bewegende blok veel korter voor een kleine lek lengte dan voor een grote lek lengte. De berekeningen geven aan dat voor een kleine lek lengte gedurende een korte tijd een grote overdruk ontstaat, wat aanleiding geeft tot een grote blokbeweging.

Bij berekeningen waar een langere lek lengte is ingevoerd, wordt een blok veel geleidelijker uit de zetting gedrukt (zie figuur 5.2 en 5.3). Wanneer nu toestroming in rekening wordt gebracht dan zal voor een korte lek lengte in korte tijd veel water moeten toestromen. Daardoor zal in de filterlaag een groot potentiaalverschil ontstaan en de verschildruk over het blok afnemen.

Voor een grote lek lengte kan de toestroomsnelheid lager zijn en daarom het potentiaal in de filterlaag kleiner en neemt dus de verschildruk over het blok minder af door de toestroming in rekening te brengen. De berekeningen met de kleinste lek lengte en de invloed van toestroming in rekening brengend, gaven alleen kleine blokbewegingen (0,005 m) ook voor grote golfhoogtes (> 2 m). Dit zou betekenen dat een dergelijke zetting ook bij zeer hoge belastingen stabiel is. Zelfs voor  $H/\Delta D$  groter dan 10.

In de praktijk is het niet reëel te veronderstellen dat deze stabiliteit ook werkelijk wordt bereikt. Waarschijnlijk worden andere schade-mechanismen dan hier beschouwd dominant.

Ook is het mogelijk dat de invloed van toestroming niet in rekening mag worden gebracht zoals nu is ingebouwd in STEENZET/1 en de analytische oplossing voor het bewegend blok. Berekeningen beschreven in [4] wijzen ook in die richting.

Experimenteel onderzoek zal hier uitsluitsel moeten geven.

## 5.5 Vergelijking Gidsonderzoek

Hoewel in de afgelopen jaren meerdere keren modelonderzoek is uitgevoerd, blijkt het aantal grootschalige onderzoeken, waarbij een betrouwbare schadelijn in vastgesteld over een uitgebreide range van woorden, slechts zeer gering. In feite komen alleen de resultaten van het grootschalig Gidsonderzoek in aanmerking.

Dat juist dit onderzoek, voor niet bewust geklemde, maar ook niet echt losse blokken, een consistente schadelijn opleverde, is met de huidige kennis goed te begrijpen. De in dit onderzoek toegepaste constructie had een grote lek lengte (0,58 m). In paragraaf 5.1 is behandeld dat juist voor een constructie met grote lek lengte eenvoudig een  $H/\Delta D$ - $\xi$  lijn is vast te stellen zonder al te grote spreiding.

Uit de resultaten blijkt dat er toch een zekere spreiding in de meetresultaten was. Dit is toegeschreven aan staande golven in de Delta-goot die toen nog niet reflectie gecompenseerd was [7]. De hierdoor onbetrouwbare geachte meetresultaten zijn niet gebruikt.

In figuur 5.4 zijn de resultaten van de Gidsproeven vergeleken met de resultaten van STEENZET/1+ berekeningen (de + geeft aan dat ook de stabiliteit is berekend). De STEENZET/1+ berekeningen zijn dezelfde

bladnummer : - 21 -  
ons kenmerk: CO-285750/7  
datum : oktober 1987

als beschreven in hoofdstuk 4. De resultaten voor  $\lambda = 0,32$  en  $0,5$  zijn weergegeven. Beide lek lengtes zijn korter dan de lek lengte van de steenzetting uit het gidsonderzoek.

Voor een goede vergelijking van de resultaten is het echter noodzakelijk de verschillen in steendikte in de beschouwing te betrekken. Alle in hoofdstuk 4 uitgevoerde berekeningen zijn uitgevoerd voor een steendikte van  $0,10$  m. In het Gidsonderzoek zijn stenen van  $0,15$  m dik gebruikt.

Nu zijn  $H/\Delta D - \xi$  grafieken voor verschillende steendiktes alleen dan vergelijkbaar als de lek lengte schaaft met de steendikte. Wanneer de doorlatendheid kan worden gelineariseerd (wat natuurlijk voor turbulente stroming maar ten dele het geval is), is een gegeven zetting vergelijkbaar met een zetting met 2 maal dikkere blokken als de lek lengte van de laatste zetting ook 2 maal langer is.

Om de lek lengte van het Gidsonderzoek te kunnen vergelijken met de 8 verschillende lek lengtes uit de berekeningen moet deze dus met de verhouding van de blokdikte uit de berekeningen gedeeld door de blokdikte uit het Gidsonderzoek worden vermenigvuldigd.

De lek lengte is dan  $0,58 \times 0,10 / 0,15 = 0,39$  m.

Omgerekend naar  $10$  cm dikke blokken zit de lek lengte van het Gidsonderzoek dus tussen de lek lengtes  $\lambda = 0,32$  en  $0,5$  m uit de berekening.

Het verschil in  $H/\Delta D$  voor  $\lambda = 0,32$  en  $\lambda = 0,5$  m bleek erg gering. uit figuur 5.4 blijkt dat de stabiliteit, zoals gevonden in de proeven, beduidend hoger ligt dan volgt uit de berekeningen. De trend in de krommes is echter gelijk. De hogere stabiliteit die is gevonden in het modelonderzoek is het gevolg van het feit dat verschillende stabiliteitsverhogende factoren zijn verwaarloosd.

- Er is uitgegaan van echt losse blokken. In de zetting, zoals beproefd tijdens het Gidsonderzoek, zal altijd enige klemming tussen de blokken zijn geweest. Deze klemming is echter niet te kwalificeren en daarom weggelaten.
- Het criterium voor de blokbeweging bij schade is laag gekozen ( $0,020$  m). In werkelijkheid kan een grotere blokbeweging noodzakelijk zijn voordat schade ontstaat.
- Toestroming is geheel verwaarloosd. Het is nog onzeker hoe toestroming onder de blokken in rekening moet worden gebracht, zie ook [4]. Deze stabiliteitsverhogende factor verwaarlozen is een veilige, maar mogelijk te veilige aanname.

Uit figuur 4.10 blijkt dat een grotere blokbeweging ( $0,07$  m) en het in rekening brengen van toestroming voor golf DGB 09 met een  $\xi$  van  $1,8$  de waarde van  $H/\Delta D$  met een factor  $1,4$  verhoogd. Dan nog ligt het berekeningsresultaat onder de meetresultaten, waarschijnlijk ten gevolge van klemming.

Voor werkelijk losse blokken biedt de berekeningsmethode een veilige ondergrensbenadering.

bladnummer : - 22 -  
ons kenmerk: CO-285750/7  
datum : oktober 1987

Zodra klemming een rol speelt, geven de resultaten van de berekening al snel een overdreven veilige benadering. Bij een kleinere lek lengte zal dit nog sterker gelden.

bladnummer : - 23 -  
ons kenmerk: CO-285750/7  
datum : oktober 1987

## 6. CONCLUSIE

Met de beschreven methode is het mogelijk ontwerpgrafieken te maken. Daarbij moet men bedacht zijn op de beperkingen van die grafieken, zoals genoemd in de inleiding. Voor de in dit rapport gepresenteerde grafieken is de invloed van toestroming niet in rekening wordt gebracht en slechts een kleine blokbeweging toegestaan.

Welke blokbeweging toelaatbaar is, hangt af van de filterlaag direct onder de blokken. Bij een stabiele filterlaag kon de toegestane beweging wat groter zijn dan bij een instabiele filterlaag. De hier in de meeste berekeningen gekozen blokbeweging 15 - 20 mm lijkt vrij hoog, gezien de blokdikte van 100 mm. Op bovenstaande manier gemaakte ontwerpgrafieken geven een veilige benadering van de stabiliteit, wanneer de berekeningen zijn uitgevoerd met een voldoende groot aantal verschillende golfregistraties (naar schatting minimaal 10). Uit de resultaten is gebleken dat bij verschillende lek lengtes verschillende golfregistraties maatgevend worden.

Voor een zetting met een kleine lek lengte is een grote spreiding in de resultaten te verwachten. De stabiliteitslijn zal bij de onderste punten in de  $H/\Delta D - \xi$  grafiek liggen.

Voor een zetting met een kleine lek lengte blijkt het resultaat sterk afhankelijk van de gekozen toelaatbare blokbeweging. Voor een zetting met een grote lek lengte is dat veel minder het geval.

Het blijkt vrij lastig numeriek de golfhoogte te bepalen waarbij de blokbeweging kleiner is dan 20 mm, maar groter dan 15 mm. De blokbeweging als functie van de golfhoogte blijkt geen monotoon stijgende functie. Voor één blok zal de blokbeweging eerst toenemen bij toenemende golfhoogte, maar daarna weer afnemen, omdat dan een ander blok het zwaarst wordt belast. Door dit wisselen van bewegend blok is convergentie van de iteratielus waarin de blokbeweging wordt berekend soms niet mogelijk. In veel gevallen moesten meerdere berekeningen, met verschillende startwaarden worden uitgevoerd om de golfhoogte te vinden waarbij de blokbeweging aan de gestelde grenzen voldoet.

In rekening brengen van toestroming geeft een kleinere blokbeweging dan een berekening met dezelfde golfhoogte, maar zonder het in rekening brengen van de toestroming. De verschillen al dan geen toestroming zijn het grootst voor een zetting met kleine lek lengte. De verschillen voor de berekening met de kleinste lek lengte lijken onrealistisch groot. Het lijkt waarschijnlijk dat door het in rekening brengen van toestroming de stabiliteit wordt overschat.

Hoe dan wel toestroming in de berekening moet worden betrokken, zal moeten blijken uit experimenteel onderzoek.

bladnummer : - 24 -  
ons kenmerk: CO-285750/7  
datum : oktober 1987

#### LITERATUUR

- [1] Bezuijen, A.  
Taludbekleding van gezette steen fase 2  
Evaluatie Oesterdamonderzoek grondmechanische aspecten en  
rekenmodel STEENZET  
M 1795/M 1881 deel X WL; CO-258901/91 en 141 GD 1984
- [2] Hjortnaes-Pedersen A.G.I.  
STEENZET/2, a F.E.M. model for calculating groundwater flow  
under block revetments  
Grondmechanica Delft rapport CO-416561 1986
- [3] Bezuijen A, e.a.  
Grondmechanische evaluatie PROVO-onderzoek:  
Sterkte Oosterscheldedijken onder geconcentreerde golfaanval  
Grondmechanica Delft rapport CO-276910 1986
- [4] Bezuijen A.  
Beweging van blokken  
Grondmechanica Delft rapport CO-280050 1986
- [5] Klein Breteler M.  
Invloed van wrijving en toestroming op stabiliteit van los blok  
WL rapport H 195/M 1881-04 juni 1987
- [6] Burger A.M.  
Invloed schaalfactor doorlatendheid, ruwheid en taludhelling op  
de golfdrukken op een talud  
WL rapport H 195-23, mei 1987
- [7] Burger A.M.  
Grootschalig Gidsonderzoek  
WL rapport H 1795/M 1881, deel IX
- [8] Boer K. den  
Taludbekleding van gezette steen  
Stabiliteit van enkele typen taludbekledingen onder diverse  
golfomstandigheden  
M 1795/M 1881 deel XIV W1, CO-272560 LGM
- [9] Banach L.  
Stability of block revetments  
Evaluation of measurements of the wave pressures on a slope  
WL rapport H 195.20, 1987

bladnummer : - 25 -  
ons kenmerk: CO-285750/7  
datum : oktober 1987

- [10] Wolsink G.M.  
Analytisch rekenmodel voor stromingen door en onder een gezette  
dijkbekleding  
gepubliceerd in: Taludbekleding van gezette steen  
Bezwijken van zettingen  
M 1795/M 1881 deel XI  
WL Grondmechanica Delft 1985



TABELLEN

Golf nr.	Golf lengte $L_o$ (m)	Golf hoogte $H_i$ (m)	Golf periode $T_i$ (s)	$\xi_i$	Vooroever diepte h (m)	$h/L_o$
DGB 06	15.09	0.84	3.11	1.42	4.50	0.30
DGB 07	22.41	0.40	3.79	2.50	4.50	0.20
DGB 08	22.41	0.58	3.79	2.07	4.50	0.20
DGB 09	22.41	0.79	3.79	1.78	4.50	0.20
DGB 11	22.41	1.05	3.79	1.54	4.50	0.20
DGB 13	22.41	1.23	3.79	1.42	4.50	0.20
DGB 16	44.99	0.47	5.37	3.27	4.50	0.10
DGB 17	44.99	0.94	5.37	2.31	4.50	0.10
DGB 18	44.99	1.38	5.37	1.90	4.50	0.10
DGS 02	14.04	0.82	3.0	1.38	5.00	0.36
DGS 05	39.00	0.74	5.0	2.42	5.00	0.13
DGS 06	39.00	1.25	5.0	1.86	5.00	0.13
DGS 07	56.16	1.12	6.0	2.36	5.00	0.09
Dgs 10	76.44	1.90	7.0	2.11	5.00	0.07

Tabel 1. Overzicht gebruikte golfdrukregistratie

\*)  $L_o$ ; golflengte bepaald volgens  $L_o = \frac{g}{2\pi} \cdot T_i^2$

DRO nv.	Z-coörd.* (m)	Opmerking
1	5.50	
2	5.00	
3	4.50	ter hoogte van de SWL
4	4.00	
5	3.85	
6	3.70	
7	3.50	
8	3.375	fout bij B 11
9	3.25	
10	3.125	
11	3.00	
12	2.875	
13	2.625	Amplitude irreëel groot
15	2.50	Amplitude irreëel groot
16	2.25	
17	1.75	Amplitude irreëel groot
19	1.50	

Bij de golven B6, B7, B8, en B9 was golfhoogtemeter 2 defect.  
SWL = 4.50 m + gootbodem

\*) z-coördinaat is positief, verticaal omhoog vanaf de gootbodem.

Tabel 2. Overzicht golfdrukopnemers H 122; B-golven

DRO nv.	Z-coörd.* (m)
1	3.6667
2	3.903
3	4.060
4	4.217
5	4.373
6	4.450
7	4.503
8	4.607
9	4.687
10	4.763
11	4.843
12	4.920
13	5.000
14	5.077
15	5.157
16	5.233
17	5.313
18	5.390
19	5.670
20	5.703

SWL = 5.00 m + gootbodem

\*) z-coördinaat is positief, verticaal omhoog vanaf de gootbodem

Tabel 3. Overzicht golfdruk opnemers S592; S-golven

Golf	$\xi_i$	$T_i$ (s)	$H_i$ (m)	Testperiode (s)	Sch.	Max.Bew. ( $10^{-3}$ m)	Blok * met max beweging	T (s)	H (m)	H/ $\Delta D$
S 2	1.38									
B 6	1.42	3.11	0.84	0.0 - 4.0	0.408	18.8	11	1.99	0.34	2.64
B 13	1.42	3.79	1.23	2.2 - 6.2	0.232	16.6	10	1.83	0.29	2.20
B 11	1.54	3.79	1.05	2.0 - 6.0	0.294	17.1	12	2.06	0.31	2.37
B 9	1.78	3.79	0.79	4.3 - 8.0	0.323	18.8	9	2.15	0.26	1.96
S 6	1.86									
B 18	1.90	5.37	1.38	3.5 - 8.0	0.167	17.2	9	2.19	0.23	1.77
B 8	2.07	3.79	0.58	3.0 - 7.5	0.401	15.7	9	2.40	0.23	1.79
S 10	2.11									
B 17	2.31	5.37	0.94	4.2 - 8.5	0.207	16.1	9	2.44	0.19	1.50
S 7	2.36									
S 5	2.42									
B 7	2.50	3.79	0.40	4.5 - 8.4	0.512	17.1	10	2.71	0.20	1.58
B 16	3.27	5.37	0.47	4.5 - 8.0	0.234	16.8	9	2.60	0.11	0.85

Doorlatendheid toplaag :  $k' = 0.8 \cdot 10^{-3}$  m/s  
 Doorlatendheid filterlaag :  $k = 0,1$  m/s  
 Dikte blokken :  $D = 0,1$  m  
 Dikte filterlaag :  $b = 0,2$  m  
 Talud : 1 : 3  
 Leklengte :  $\lambda = 0,5$

Tabel 4. Overzicht  $\lambda = 0,5$  (= in  $\alpha$ . 1,58)

\* blokken geteld van boven naar beneden, bovenkant hoogste blok op 5 m

Golf	$\xi_i$	$T_i$	$H_i$	Testperiode	Sch.	max.bew.	Blok *	T	H	H/ $\Delta D$
		(s)	(m)	(s)		( $10^{-3}$ m)	met max. beweging	(s)	(m)	
S 2	1.38									
B 6	1.42	3.11	0.84	0.5 - 3.5	0.474	19.8	10	2.14	0.40	3.06
B 13	1.42	3.79	1.23	9.75-13.0	0.289	15.3	11	2.04	0.36	2.73
B 11	1.54	3.79	1.05	2.0 - 6.0	0.310	15.6	9	2.11	0.33	2.50
B 9	1.78	3.79	0.79	4.3 - 8.0	0.320	18.9	9	2.14	0.25	1.94
S 6	1.86									
B 18	1.90	5.37	1.38	3.5 - 8.0	0.172	17.1	9	2.23	0.24	1.83
B 8	2.07	3.79	0.58	0.0 - 4.0	0.397	17.4	9	2.39	0.23	1.77
S 10	2.11	7.0	1.90	0.0 - 7.0	0.129	16.8	8	2.51	0.25	1.89
B 17	2.31	5.37	0.94	4.2 - 8.5	0.211	17.9	9	2.47	0.20	1.53
S 7	2.36									
S 5	2.42	5.0	0.74	0.0 - 7.0	0.250	16.6	9	2.50	0.19	1.42
B 7	2.50	3.79	0.40	4.5 - 8.4	0.538	16.4	10	2.78	0.22	1.66
B 16	3.27	5.37	0.47	4.5 - 8.0	0.271	16.3	9	2.80	0.13	0.98

Doorlatendheid toplaag :  $k' = 2,0 \cdot 10^{-3}$  m/s  
 Doorlatendheid filterlaag :  $k = 0,1$  m/s  
 Dikte blokken :  $D = 0,1$  m  
 Dikte filterlaag :  $b = 0,2$  m  
 Talud : 1 : 3  
 Leklengte :  $\lambda = 0,32$

Tabel 5. Overzicht  $\lambda = 0.32$

\* (zie tabel 4)

Golf	$\xi_i$	$T_i$	$H_i$	Testperiode	Sch.	max.bew.	Blok *	T	H	H/ΔD
		(s)	(m)	(s)		(10 <sup>-3</sup> m)	met max. beweging	(s)	(m)	
S 2	1.38	3.0	0.82	0.5 - 3.5	0.490	16.2	10	2.10	0.40	3.09
B 6	1.42	3.11	0.84	0.5 - 3.5	0.661	16.8	11	2.53	0.56	4.27
B 13	1.42	3.79	1.23	9.75-13.0	0.324	16.0	11	2.16	0.40	3.07
B 11	1.54	3.79	1.05	2.0 - 6.0	0.391	15.1	9	2.17	0.41	3.16
B 9	1.78	3.79	0.79	4.3 - 8.0	0.418	16.3	10	2.45	0.33	2.54
S 6	1.86	5.0	1.25	0.5 - 3.5	0.351	16.7	8	2.96	0.44	3.31
B 18	1.90	5.37	1.38	3.5 - 8.0	0.246	17.6	10	2.66	0.34	2.61
B 8	2.07	3.79	0.58	0.0 - 4.0	0.600	15.9	10	2.94	0.35	2.68
S 10	2.11	7.0	1.90	0.0 - 7.0	0.132	15.3	8	2.54	0.25	1.93
B 17	2.31	5.37	0.94	4.2 - 8.5	0.291	19.8	10	2.90	0.27	2.10
S 7	2.36	6.0	1.12	0.5 - 3.5	0.447	16.8	12	4.01	0.50	3.85
S 5	2.42	5.0	0.74	0.0 - 7.0	0.353	15.3	10	2.97	0.26	2.01
B 7	2.50	3.79	0.40	4.5 - 8.4	1.00	17.7	13	3.79	0.40	3.08
B 16	3.27	5.37	0.47	4.5 - 8.0	0.384	19.8	10	3.33	0.18	1.39

Doorlatendheid toplaag :  $k' = 2,04 \cdot 10^{-3}$  m/s  
 Doorlatendheid filterlaag :  $k = 0,1$  m/s  
 Dikte blokken :  $D = 0,1$  m  
 Dikte filterlaag :  $b = 0,1$  m  
 Talud : 1 : 3  
 Leklengte :  $\lambda = 0,22$

Tabel 6. Overzicht  $\lambda = 0.22$

\* (zie tabel 4)

Golf	$\xi_i$	$T_i$	$H_i$	Testperiode	Sch.	max.bew.	Blok *	T	H	H/ $\Delta D$
		(s)	(m)	(s)		( $10^{-3}$ m)	met max. beweging	(s)	(m)	
S 2	1.38	3.0	0.82		0.645			2.41	0.53	4.07
B 6	1.42	3.11	0.84	0.5 - 3.5	0.695	19.2	11	2.59	0.58	4.49
B 13	1.42	3.79	1.23	9.75-13.0	0.424	16.9	6	2.47	0.52	4.01
B 11	1.54	3.79	1.05	2.0 - 6.0	0.429	16.8	10	2.48	0.45	3.47
B 9	1.78	3.79	0.79	4.3 - 8.0	0.460	17.5	10	2.57	0.36	2.80
S 6	1.86	5.0	1.25	0.5 - 3.5	0.417	16.0	8	3.23	0.52	4.01
B 18	1.90	5.37	1.38	3.5 - 8.0	0.316	16,7	11	3.02	0.44	3.35
B 8	2.07	3.79	0.58	0.0 - 4.0	0.809	15.2	12	3.41	0.47	3.61
S 10	2.11	7.0	1.90	0.0 - 7.0	+					
B 17	2.31	5.37	0.94	4.2 - 8.5	0.383	15.5	11	3.32	0.36	2.77
S 7	2.36	6.0	1.12	0.5 - 3.5	0.581	17.5	11	4.57	0.65	5.01
S 5	2.42	5.0	0.74		0.494			3.51	0.37	2.81
B 7	2.50	3.79	0.40	4.5 - 8.36	2.745	18.8	24	6.28	1.10	8.45
B 16	3.27	5.37	0.47	4.5 - 8.0	0.539	18.4	11	3.94	0.25	1.95

Doorlatendheid toplaag :  $k' = 2,78 \cdot 10^{-3}$  m/s  
 Doorlatendheid filterlaag :  $k = 0,1$  m/s  
 Dikte blokken :  $D = 0,1$  m  
 Dikte filterlaag :  $b = 0,1$  m  
 Talud : 1 : 3  
 Leklengte :  $\lambda = 0,19$  m

+) Voor deze golf is geen schaalfactor gevonden.

Tabel 7. Overzicht  $\lambda = 0.22$

\* (zie tabel 4)



Golf	$\xi_i$	$T_i$	$H_i$	Testperiode	Sch.	max.bew.	Blok * met	a		T	H	H/ΔD
		(s)	(m)	(s)		(10 <sup>-3</sup> )	max.bew.	m	$\frac{a}{H}$	S	(m)	
S 2	1.38	3.0	0.82	0.5 - 3.5	0.938	16.1	12	0,37	0,48	2.91	0.77	5.88
B 6	1.42	3.11	0.84	0.5 - 3.5	0.993	16.1	13	0,45	0,51	3.10	0.83	6.42
B 13	1.42	3.79	1.23	2.2 - 6.2	0.538	15.8	11	0,29	0,44	2.78	0.66	5.09
B 11	1.54	3.79	1.05	2.0 - 6.0	0.548	19.4	11	0,29	0,50	2.81	0.58	4.43
B 9	1.78	3.79	0.79	4.3 - 8.0	0.760	19.5	12	0,37	0,62	3.30	0.60	4.62
S 6	1.86	5.0	1.25	0.5 - 3.5	0.524	17.6	9	0,136	0,22	3.58	0.62	4.92
B 18	1.90	5.37	1.38	3.5 - 8.0	0.527	18.7	14	0,53	0,73	3.90	0.73	5.59
B 8	2.07	3.79	0.58	3.0 - 7.5	1.200	18.5	14	0,53	0,757	4.25	0.70	6.35
S 10	2.11											
B 17	2.31	5.37	0.94	4.2 - 8.5	0.450	17.5	10	0,4	0,504	3.60	0.42	3.25
S 7	2.36	6.0	1.12		3.271					10.85	3.66	28.18
S 5	2.42	5.0	0.74	0.0 - 7.0	0.688	17.8	12	0,37	0,75	4.15	0.51	3.92
B 7	2.50											
B 16	3.27	5.37	0.47	4.5 - 8.0	*							

Doorlatendheid toplaag :  $k' = 4,0 \cdot 10^{-3}$  m/s

Doorlatendheid filterlaag :  $k = 0,1$  m/s

Dikte blokken :  $D = 0,1$  m

Dikte filterlaag :  $b = 0,1$  m

Talud : 1 : 3

Leklengte :  $\lambda = 0,16$

a: plaats van schade ten opzichte van golf

+) Voor deze golf is geen schaalfactor gevonden.

Tabel 8. Overzicht  $\lambda = 0.16$  (= in  $\alpha$ . 0,5)

\* (zie tabel 4)

Golf	$\xi_i$	$T_i$ (s)	$L_o$ (m)	$L_i$ (m)	$U_{ro}$	H/AD				
						$\lambda = 0.5$	0.32	0.22	0.19	0.16
S 2	1.38	3.0	14.05	13.77	0.80			3.09	4.07	5.88
B 6	1.42	3.11	15.10	14.51	0.52	2.64	3.06	4.27	4.49	6.42
B 13	1.42	3.79	22.43	19.92	0.19	2.20	2.73	3.07	4.01	5.09
B 11	1.54	3.79	22.43	19.92	0.22	2.37	2.50	3.16	3.47	4.43
B 9	1.78	3.79	22.43	19.92	0.29	1.96	1.94	2.54	2.80	4.62
S 6	1.86	5.0	39.03	30.45	0.11			3.38	4.01	4.92
B 18	1.90	5.37	45.02	31.5	0.07	1.77	1.83	2.61	3.35	5.59
B 8	2.07	3.79	22.43	19.91	0.40	1.79	1.77	2.68	3.61	5.35
S 10	2.11	7.0	76.50	49.0	0.03		1.89	1.93		
B 17	2.31	5.37	45.02	31.92	0.10	1.50	1.53	2.10	2.77	3.25
S 7	2.36	6.0	56.21	12.93	0.67			3.85	5.01	28.18
S 5	2.42	5.0	39.03	10.54	1.52		1.42	2.05	2.81	3.92
B 7	2.50	3.79	22.43	19.92	0.57	1.58	1.66	3.08	8.45	
B 16	3.27	5.37	45.02	31.92	0.19	0.85	0.98	1.39	1.95	

Tabel 9. Overzicht resultaten

Golf	$\xi_i$	$T_i$ (s)	$H_i$ (m)	$a^*$ (m)	H/ $\Delta D$	$L_o$ (m)	$L_i$ (m)	$U_{ro}$	$\frac{d}{H}$
012	1.34	3.0	0.87	- 0.49	4.35	14.04	13.62	0.56	0.56
016	2.17	4.0	0.59	- 0.49	2.95	24.96	21.59	0.33	0.83
027	2.96	6.0	0.71	- 0.57	3.55	56.16	36.51	0.10	0.80
024	3.46	6.0	0.52	- 0.49?	2.60	56.16	36.51	0.13	0.94
019	3.93	5.0	0.28	- 0.49	1.40	39.0	29.20	0.38	1.75
020	4.08	5.0	0.26	- 0.53	1.30	39.0	29.20	0.41	2.0
021	4.22	6.0	0.35	- 0.57	1.75	56.16	36.51	0.20	3.55

Regelmatige golven uit M-1795 onderzoek van het WL

SWL op 4.50 m+ gootbodem

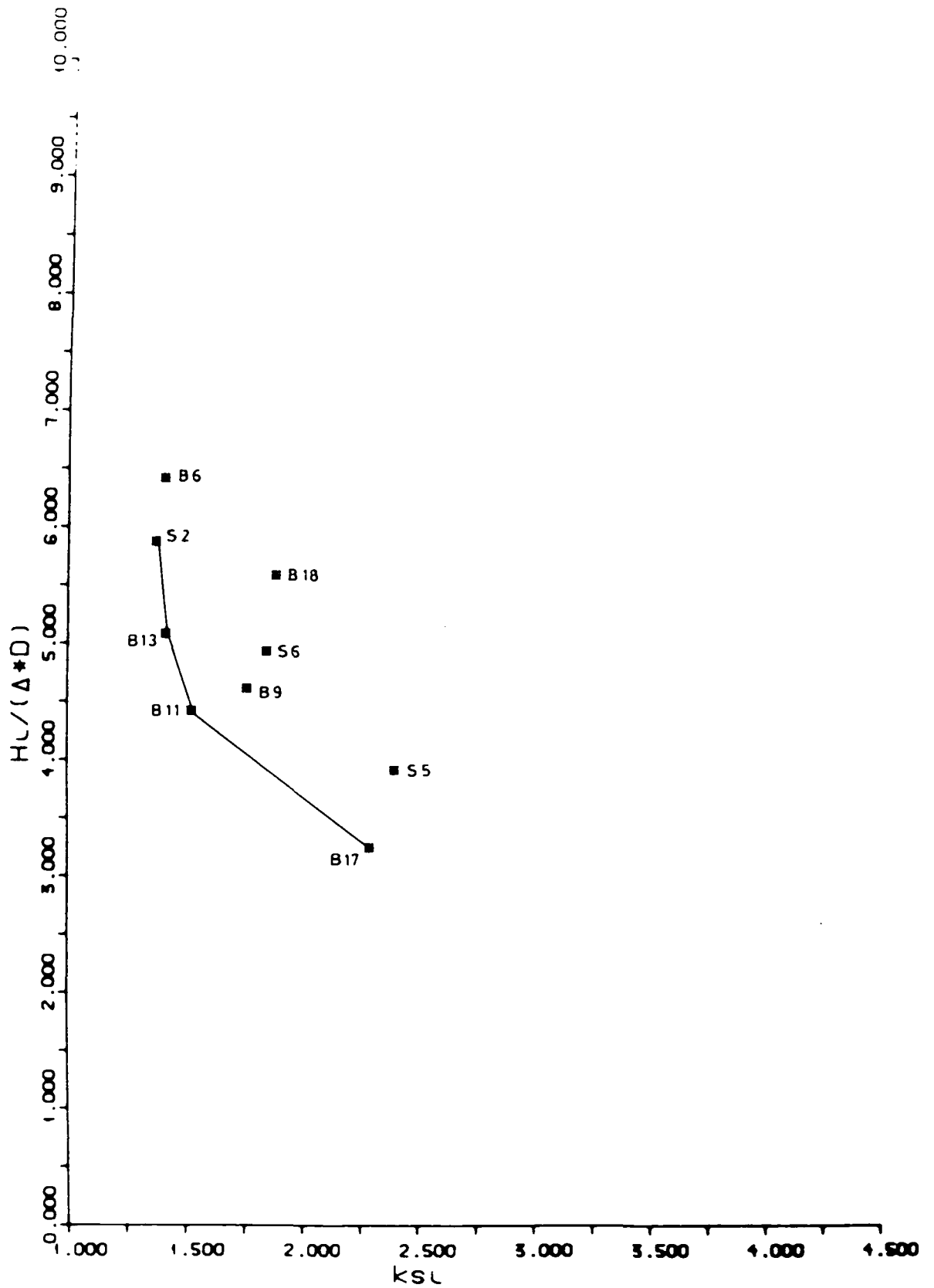
Het talud 1 : 3, bestond uit blokken 0,25 x 0,25 x 0,15 m<sup>3</sup>, welke dicht tegen elkaar ware geplaatst.

Relatieve blokgewicht;  $\Delta = 1,3$ .

\*) a; plaats van de schade t.o.v. SWL (m)

Tabel 10. Overzicht maatgevende gidsproeven

FIGUREN



DELFT

Postbus 69 2600 AB Delft  
Telefoon 015-56 92 23

Telefax (015) 61 08 21  
Telex 38234 sdr/ni

da

86-11-07

jet

Schadegolfhoogten voor leklengte  $\lambda = 0,16m$

CO - 280051

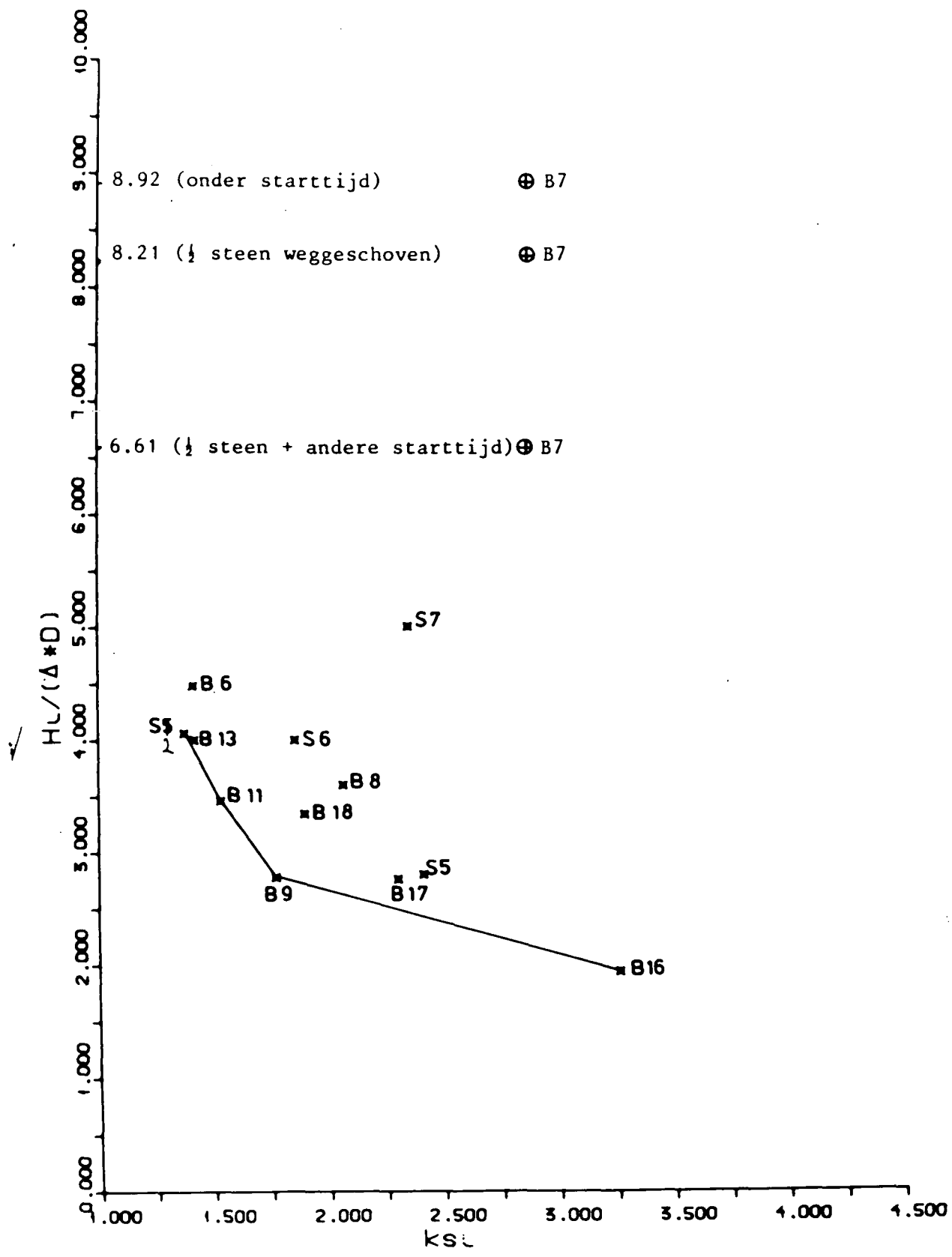
gez

HGN

BUL. 4,1

form

AA



**G** GRONDMECHANICA  
DELFT

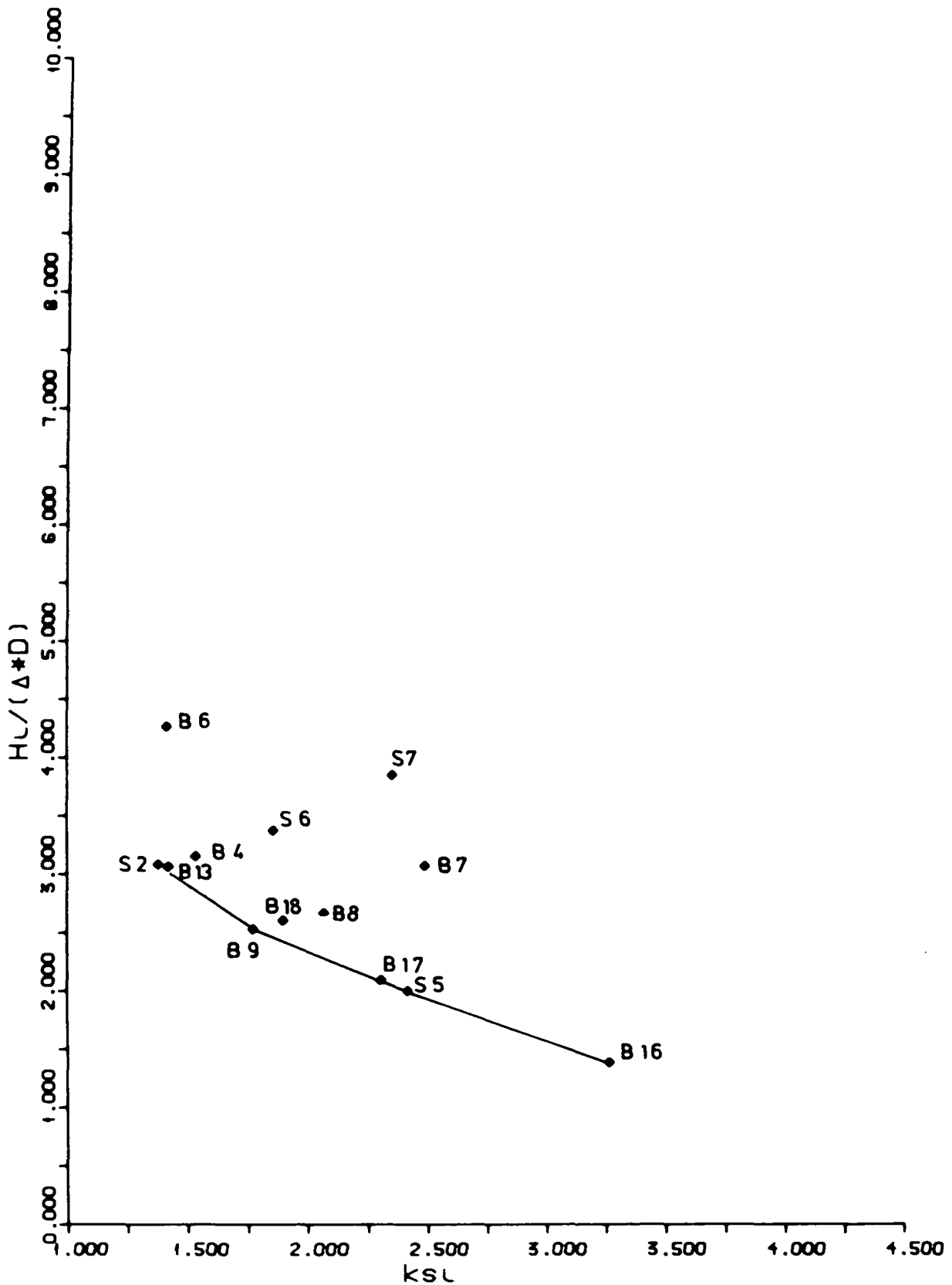
tel.: 015-563228  
postbus 69, 2600 AB DELFT

86-11-07

Schadegolfhoogten voor  
Leklengte  $\lambda = 0.19\text{m}$

CO- 280051 HGN

BIJL. 4.2



GRONDMECHANICA  
DELFT

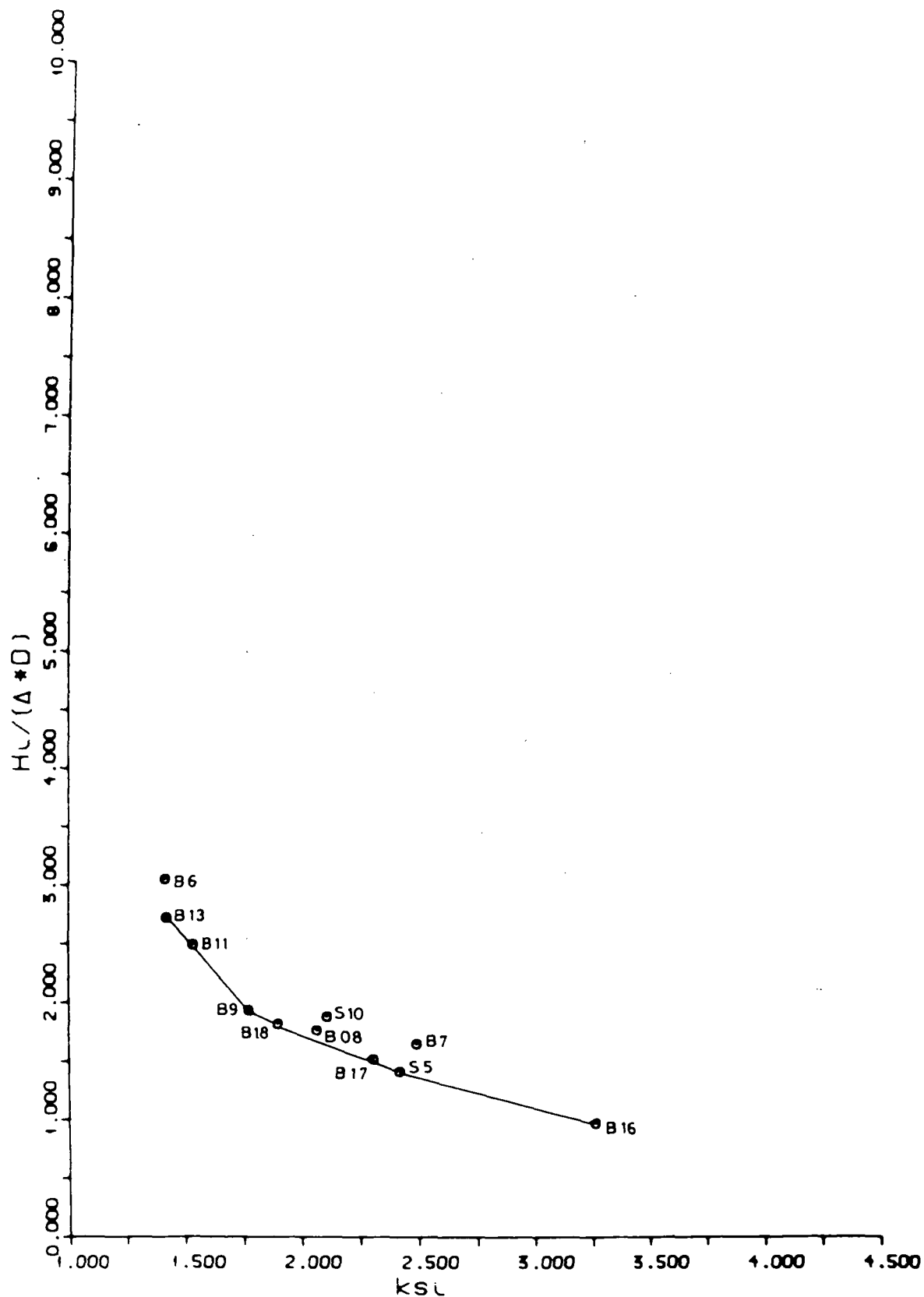
tel.: 015-589228  
postbus 63, 2600 AB DELFT

86-11-07

Schadegolfhoogten voor  
lek lengte  $\lambda = 0.22m$

CO- 2800 51 HGN

BIJL. 4.3



DELFT

Postbus 69 2600 AB Delft  
Telefoon: (015) 56 92 23

Telefax: (015) 61 08 21  
Telex: 38234 sord n

no

86-11-07

get

Schadegolfhoogten voor lek lengte  $\lambda = 0,32$  m

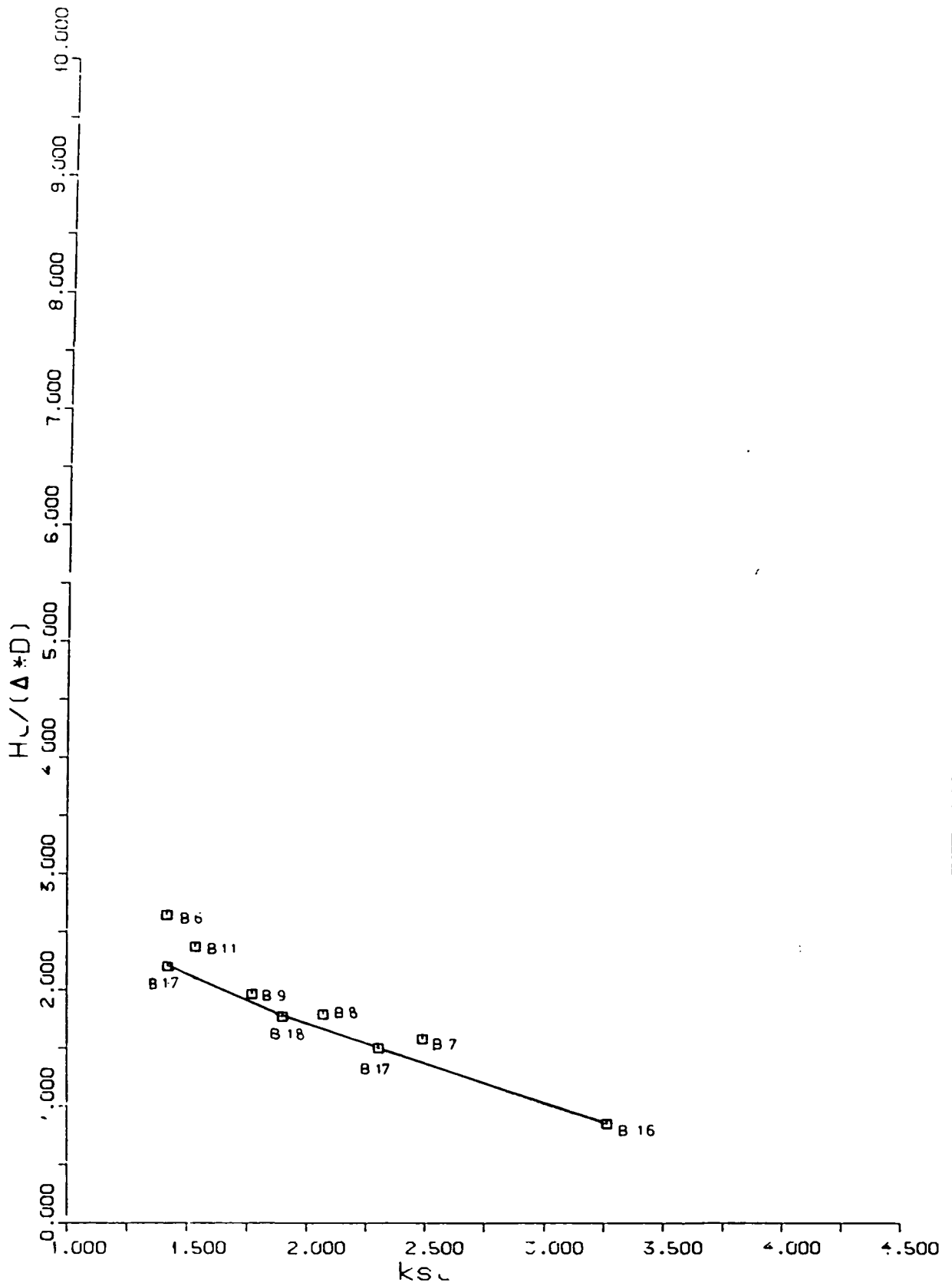
CO- 280051

gez  
HGN

BUL. 4,4

form  
A4





GRONDMECHANICA  
DELFT

Postbus 69, 2600 AB Delft  
Telefoon (015) 56 92 23

Telefax (015) 61 08 21  
Telex 38234 soil nl

dd

87-10-21

get



SCHADEGOLFHOOGTEN VOOR LENGTE  $\lambda = 0.5m$

CO-280051

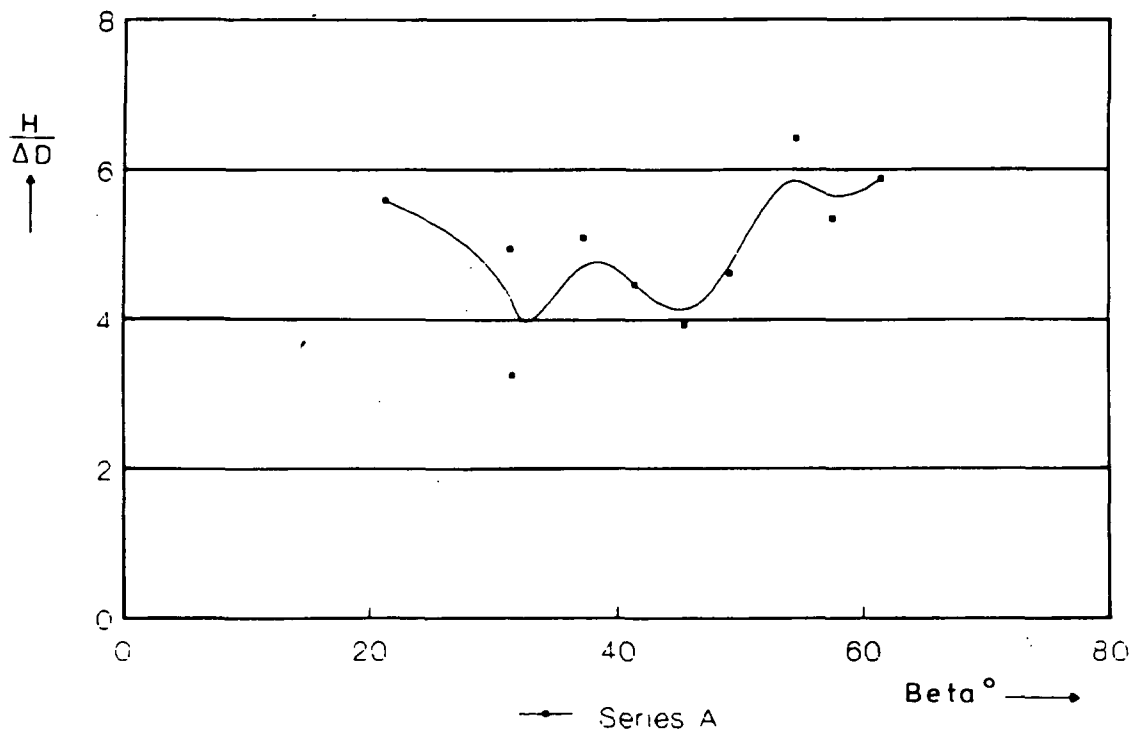
gez

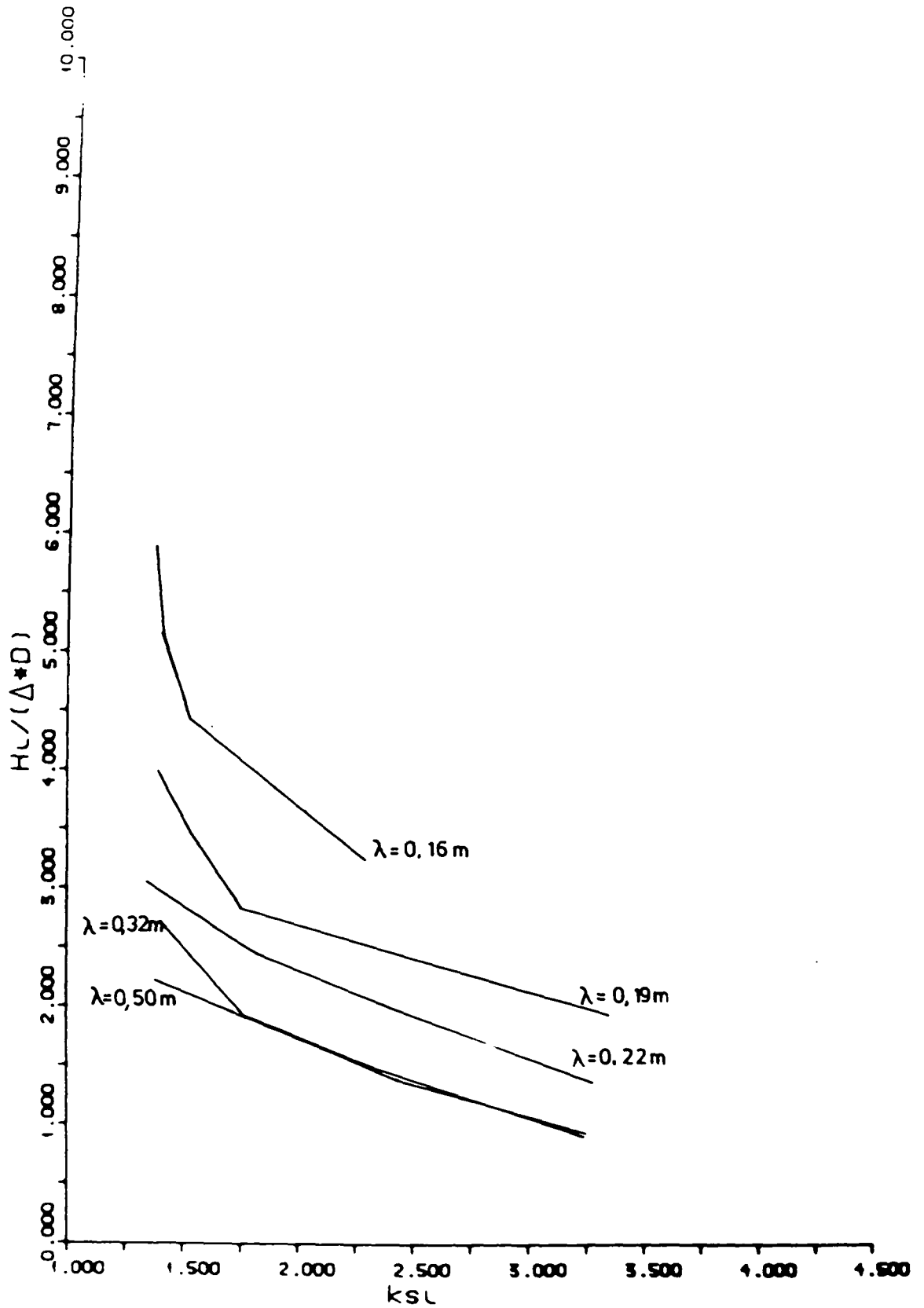
BUL. 4.5

form

A4

# Stability - beta





**GRONDWERK**  
DELFT

Postbus 69, 2600 AB Delft  
Telefoon (015) 56 92 23

Telefax (015) 61 08 21  
Telex 38234 sod nl

da

get

86-11-07

MINIMALE SCHADE GOLFHOOGTEN VOOR VERSCHILLENDE LEKLENGTES

CO- 280051

gez

HGN

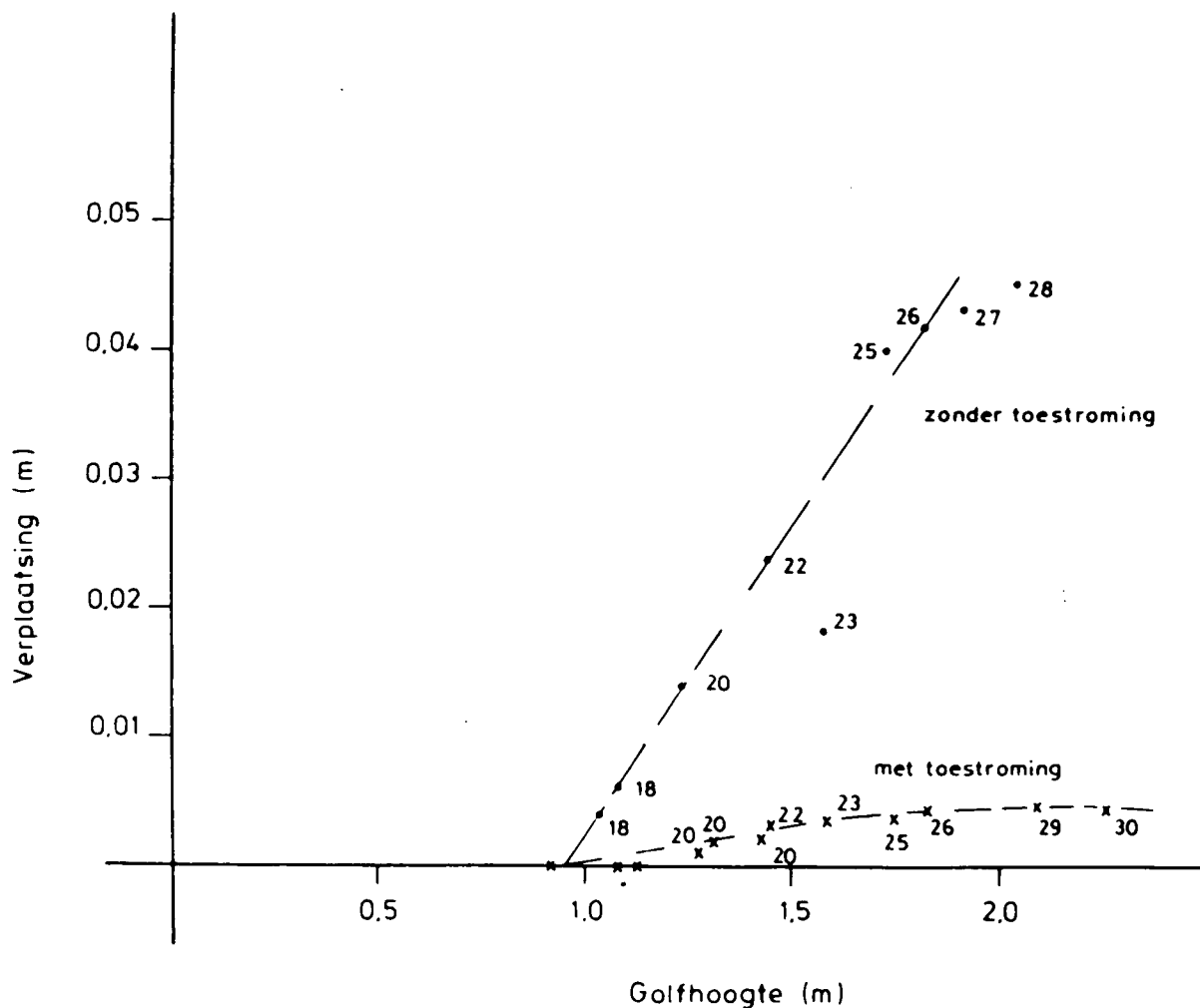
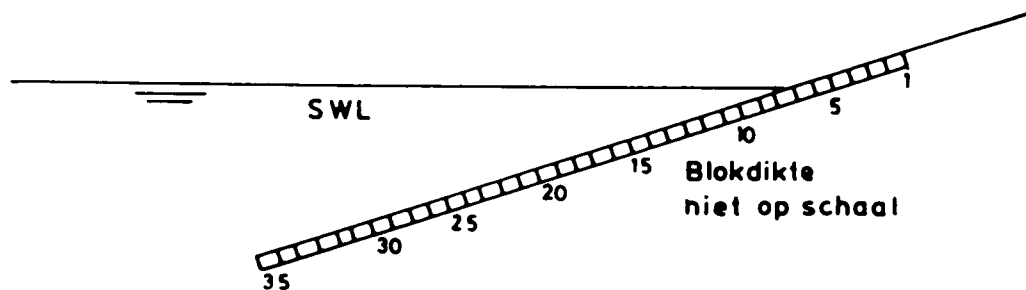
BUL. 4.7

form

A4

Hoogte  
boven  
gootbodern

5.0 —  
4.5 —  
4.0 —  
3.5 —  
3.0 —  
2.5 —  
2.0 —



DELFT

Technische Universiteit Delft  
Postbus 26 7300 AA Delft

Telefax 015-673821  
Tele 38234

1987-07-30

get

Berekening blokbeweging constructie 1R  $\lambda=0,15$  m  
Golfrandvoorwaarde DGB 09  $\xi = 1.8$ . De getallen  
geven de rij blokken aan die beweegt.

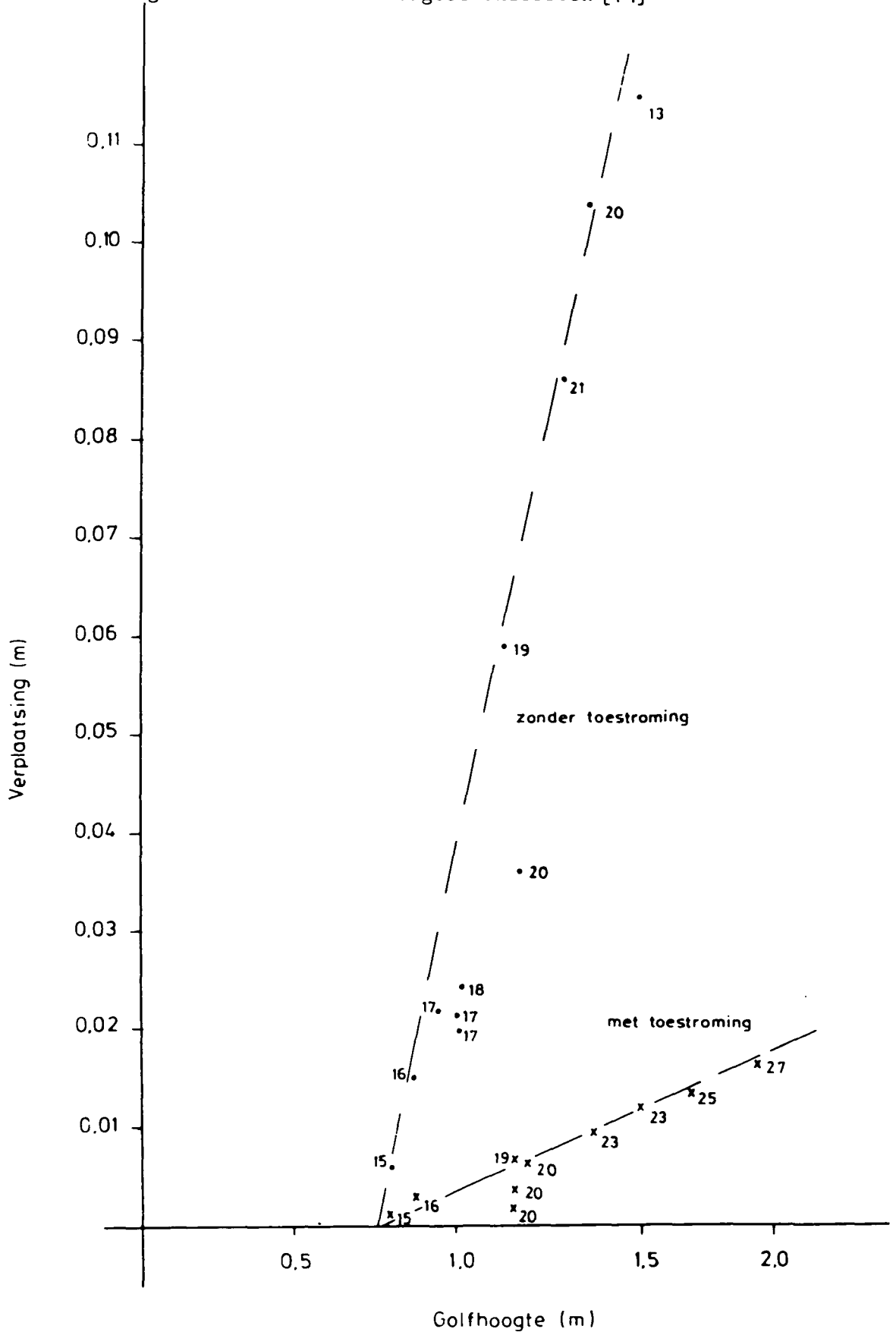
CO- 280051

get

BUL. 4,8

form  
AA

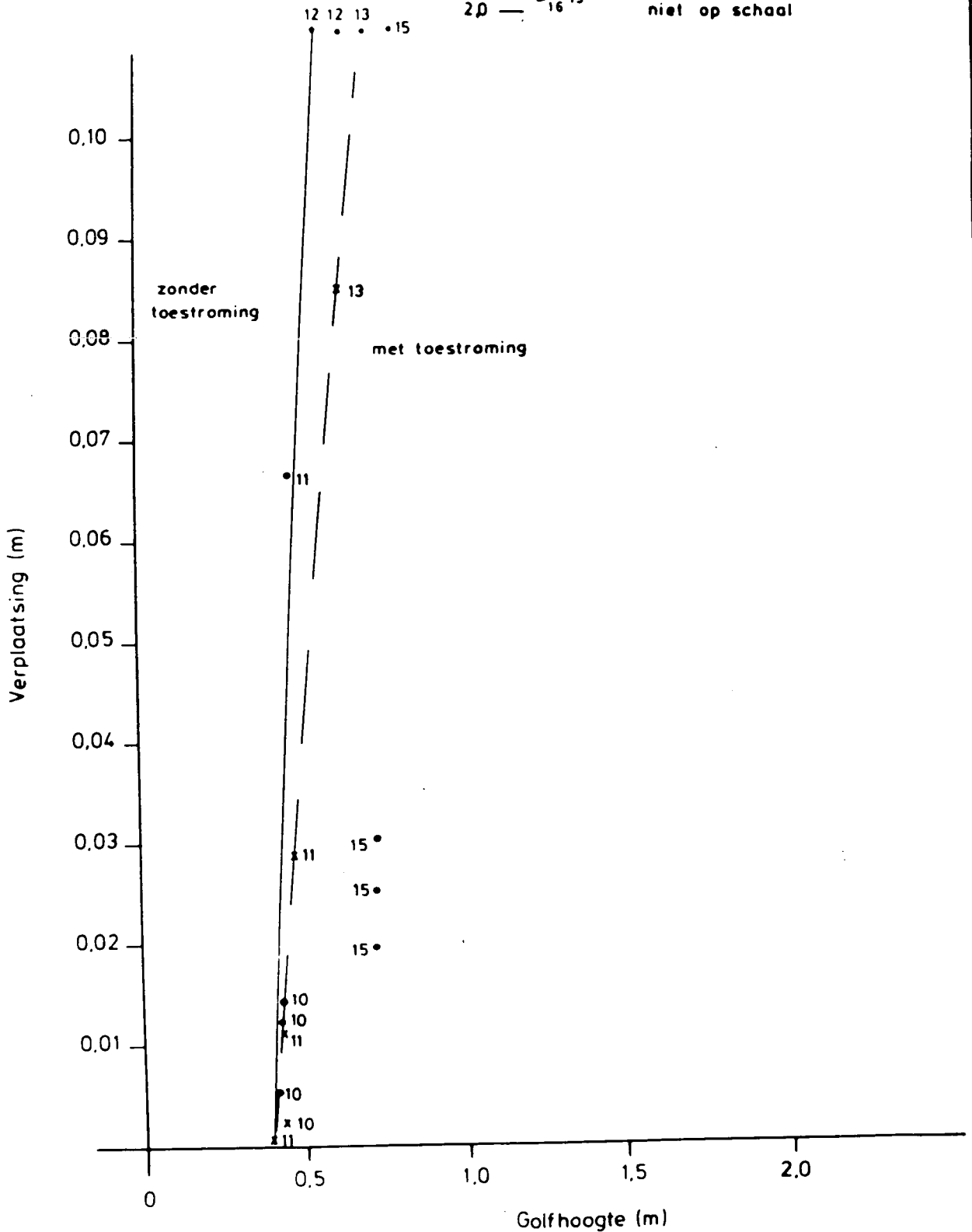
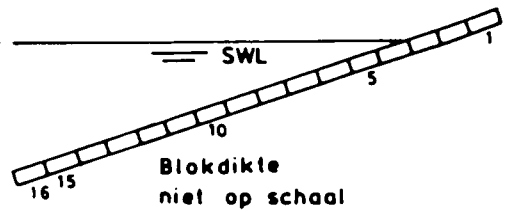
Berekening voor afrondend Deltagoot onderzoek [11]



	Instituut voor Waterbouw en Hydrauliek Technische Universiteit Delft	Telefoon: 015 67 08 21 Telefax: 38 334 3011	10	get
			1987-07-30	D
Berekening blokbeweging constructie $\lambda = 0.22$ m. Golf- randvoorwaarde DGB 09 $\xi = 1.8$ . De getallen geven de rij blokken aan die beweegt. ( zie fig. 4.8)			CO- 280051	gez
			BIJL. 4.9	form A4

uit [11]

Hoogte  
boven  
goolbodern  
5.0 —  
4.5 —  
4.0 —  
3.5 —  
3.0 —  
2.5 —  
2.0 —



GRUNDMEECHANICA  
DELFT

Postbus 69 2600 AB Delft  
Telefoon (015) 56 92 23

Telefax (015) 61 08 21  
Telex 38234 soil nl

dd  
1987-07-30

get

Berekening blokbeweging gidsonderzoek ( $\lambda=0,58m$ )

Golfrandvoorwaarde DGB 09  $\xi=1.8$

De getallen geven de rij blokken aan die beweegt

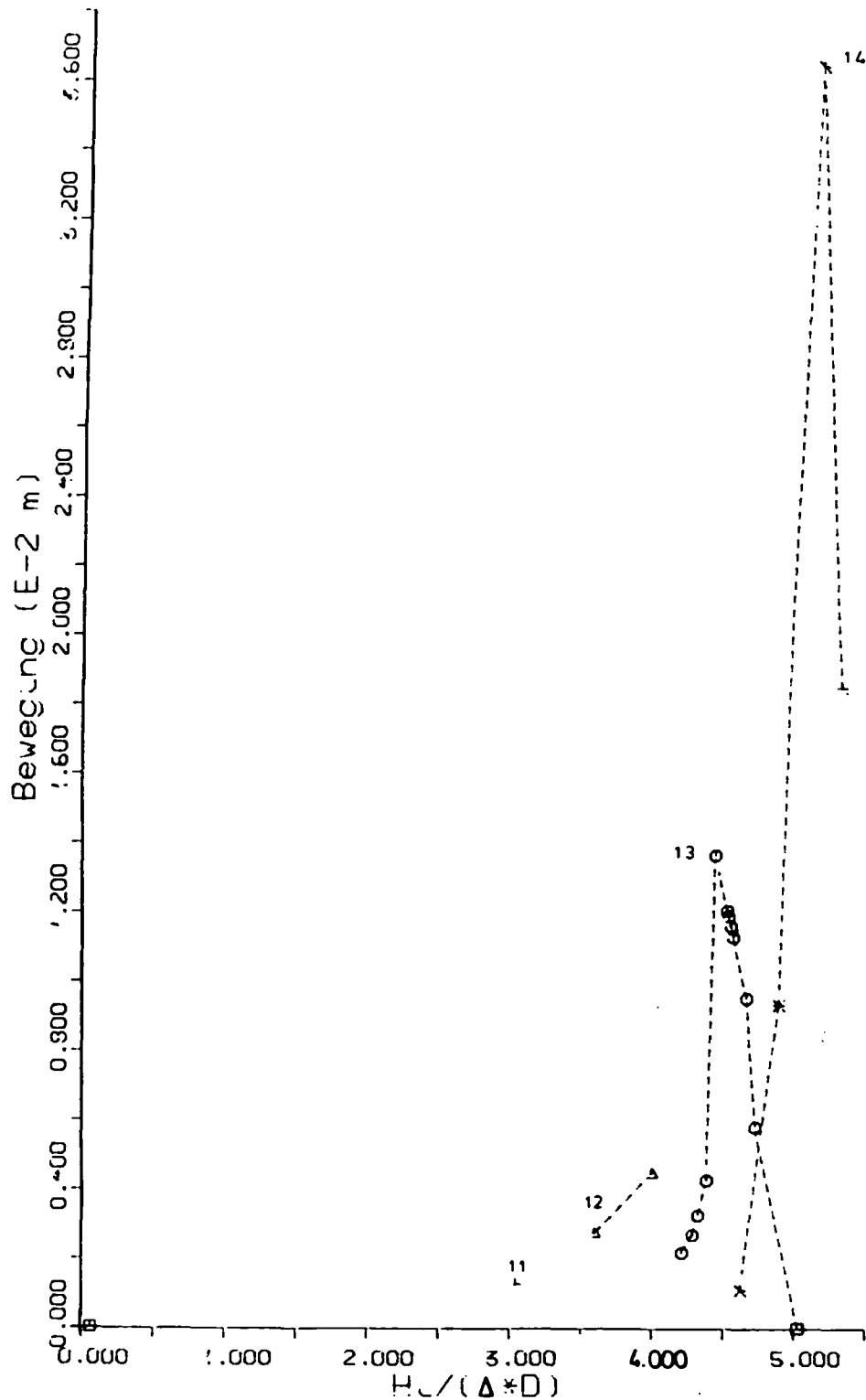
CO- 280051

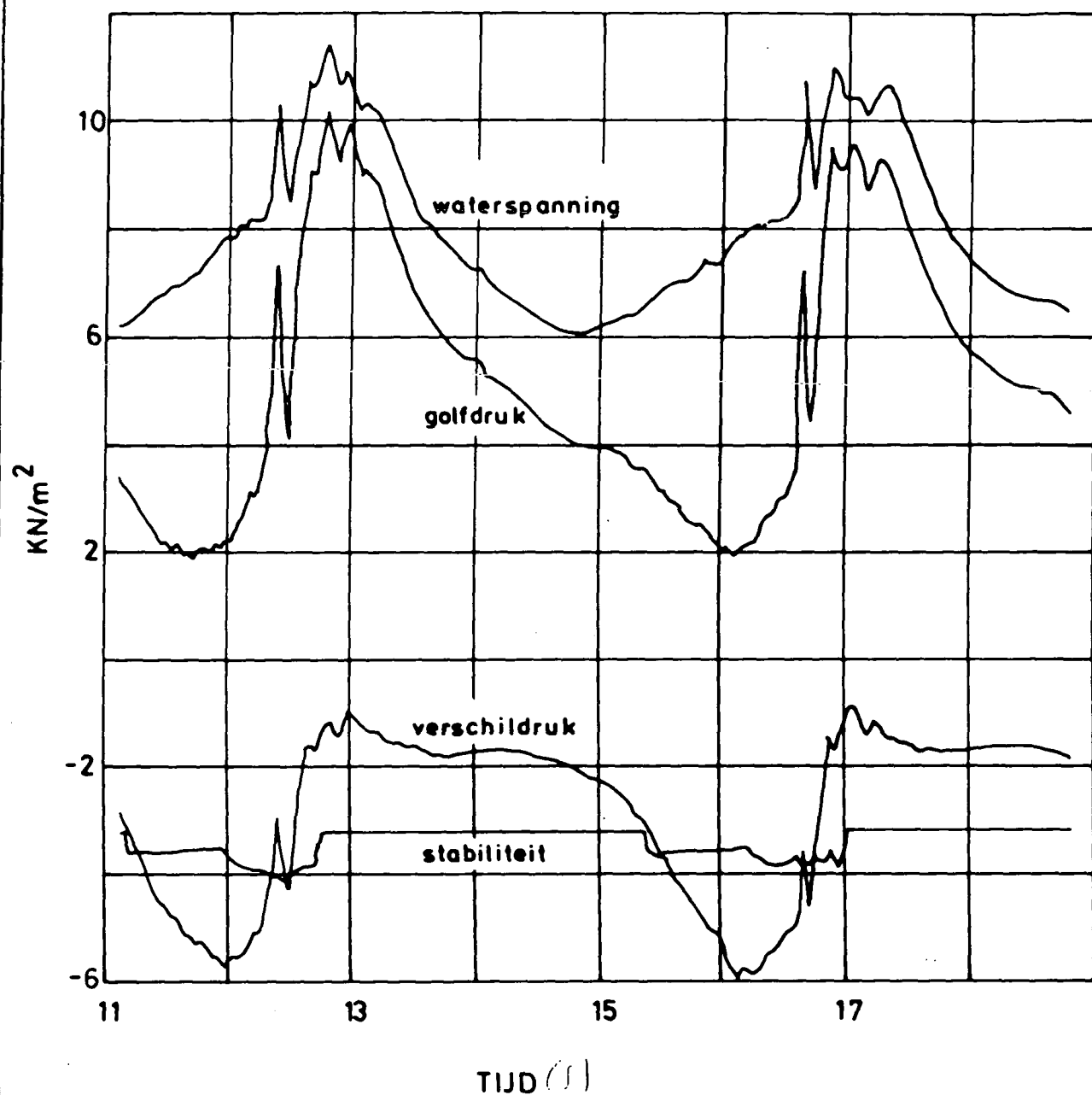
gez

BUL. 4,10

form

A4





**GRONDMECHANICA DELFT**

Postbus 69, 2600 AB Delft  
Telefoon (015) 56 92 23

Telefax (015) 61 08 21  
Telex 38234 soil nl

dd  
87-10-27

get  
Q

VERLOOP GOLFDruk WATERSpanNING EN VERSCHIL-  
Druk VOOR EEN ZETTING MET EEN GROTE LEK -  
LENGTE ( $\lambda = 0,58 \text{ m}$ )

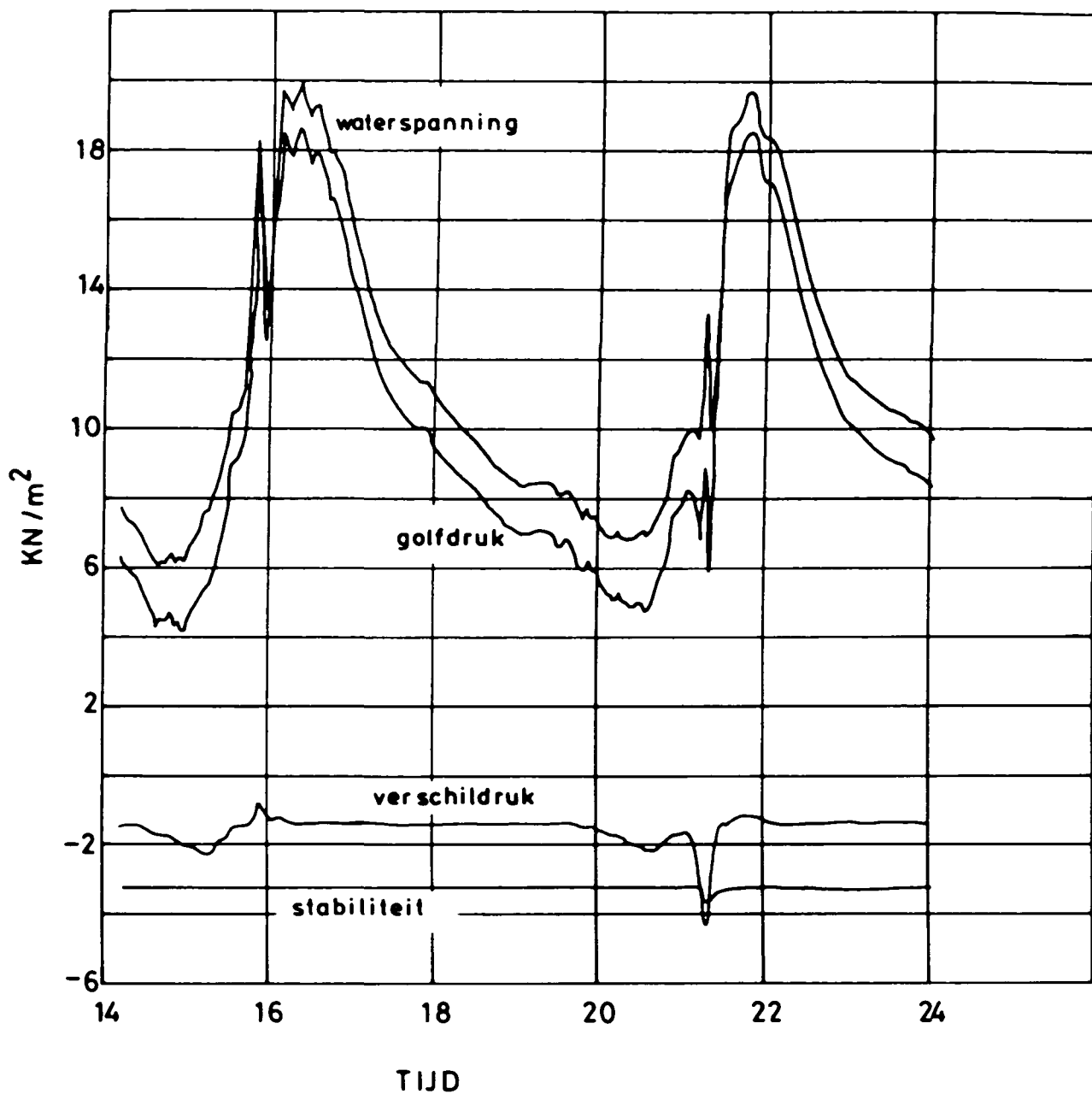
CO-280051

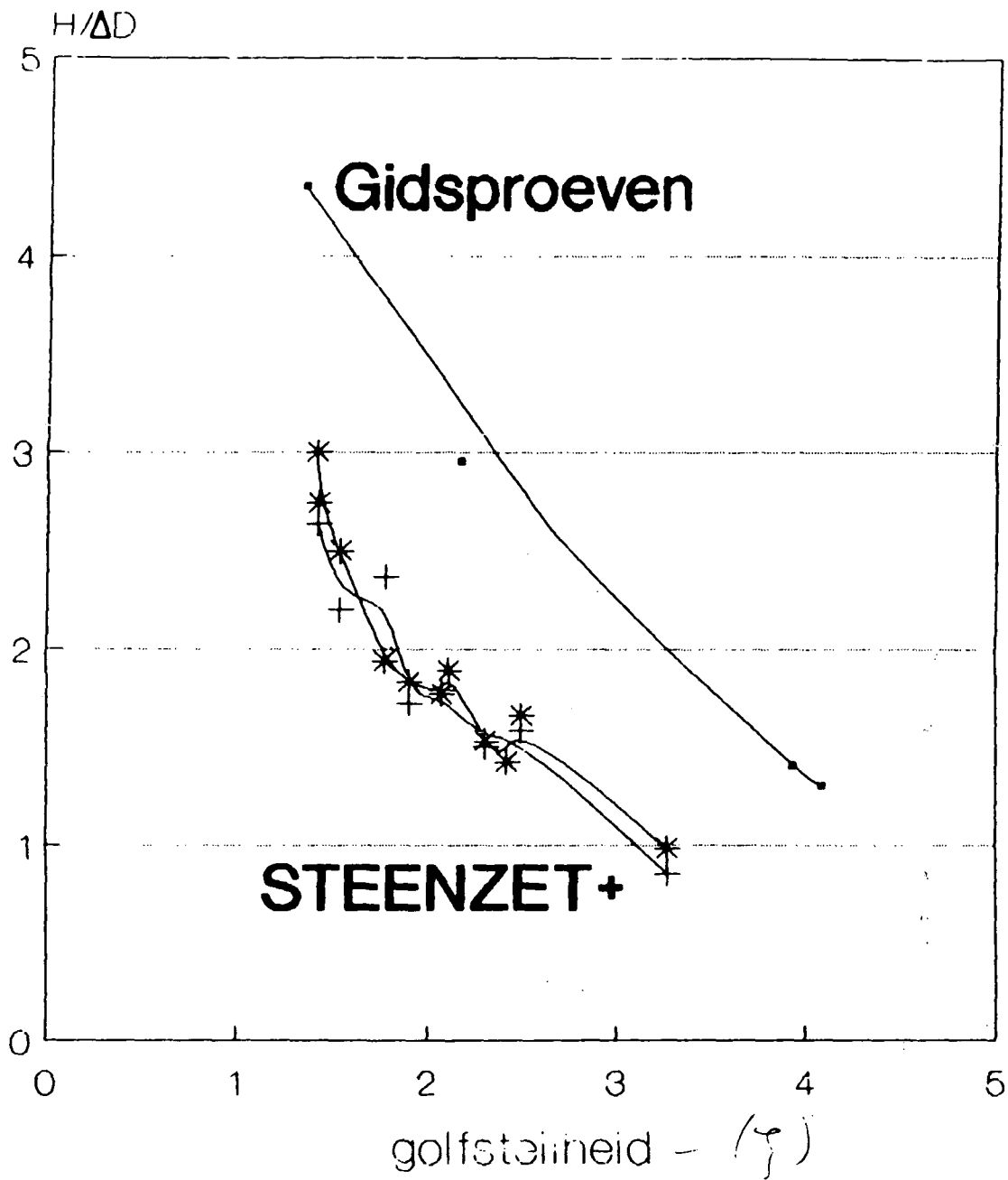
gez

BUL. 5.2

form  
A4







+  $\lambda = 0,50m$  \*  $\lambda = 0,32m$

SECTIE 12

Eindverificatie onderzoek in Deltagoot, berekeningen met STEENZET/1+

Eindverificatie onderzoek in Deltagoot  
Berekeningen met STEENZET/1+

CO-285453/7  
januari 1990

Opgesteld in opdracht van:  
Rijkswaterstaat  
Dienst Weg- en Waterbouw

AFDELING WATERBOUWKUNDIGE CONSTRUCTIES  
projectleider: ir. A. Bezuijen  
projectbegeleider: dr. H. den Adel  
afdelingshoofd: ir. P. Lubking

INHOUDSOPGAVE	blz.:
0. SAMENVATTING EN CONCLUSIES	1
1. INLEIDING	4
2. GESELECTEERDE GOLVEN EN TALUDS	5
3. AANPASSINGEN STEENZET/1+	6
4. UITGEVOERDE BEREKENINGEN	7
5. ANALYSE VAN DE RESULTATEN MET STEENZET/1+	12
5.1 Leklengte	12
5.2 Waterspanningen	13
5.3 Verschilrukken	14
5.4 Blokbeweging	16
6. BLOKBEWEGING ALS FUNCTIE VAN DE LEKLENGTE	18
7. GEMETEN EXTRA GROOTHEDEN	20
7.1 Inleiding	20
7.2 Gemeten waterspanningen	20
7.3 Gemeten verhangen	21
7.4 Gemeten hoek $\beta$	22
REFERENTIES	23
APPENDIXES	
A: Stabiliteitsproblemen bij de simulatie van blokbeweging in STEENZET/1+	
B: Bepaling verhang op laagscheiding	
C: Vergelijking berekende en met STEENZET bepaalde leklengte	
D: Invloed type stroming	

bladnummer : - 1 -  
ons kenmerk: CO-285453/7  
datum : april 1989

## 0. SAMENVATTING EN CONCLUSIES

Dit verslag bevat de grondmechanische evaluatie van het in 1987 uitgevoerde eindverificatieonderzoek in de Deltagoot. Het grootste gedeelte van dit verslag wordt gevuld met de eindverificatie van het rekenmodel STEENZET/1+ (STEEENZET/1+ is de versie van STEENZET/1 waarin ook de berekening van de blokbeweging is ingebouwd). De gemeten waterspanningen in de zetting worden voor verschillende constructies vergeleken met de resultaten van STEENZET/1+ berekeningen. Een zelfde vergelijking wordt uitgevoerd voor de gemeten en berekende blokbeweging. Beschreven wordt welke aanpassingen aan het programma noodzakelijk waren om de numerieke oplossing voldoende stabiel te doen zijn. Daarnaast wordt in een kleine gevoeligheidsstudie onderzocht hoe, volgens STEENZET/1+, de blokbeweging varieert, wanneer de doorlatendheid van de toplaag sterk verandert. Tenslotte zijn de gemeten verhangen in de filterlaag parallel aan het talud en in het zand loodrecht op het talud uitgezet en is onderzocht wat de consequenties zijn van dergelijke verhangen voor de stabiliteit van het filter.

De in dit verslag gerapporteerde studie heeft geleid tot de volgende conclusies:

1. De gemeten waterspanningen kunnen, ook met blokbeweging, goed worden gesimuleerd met STEENZET/1+. Ook voor de onderzochte zettingen met zeer open toplagen bleek, bij de juiste keuze van de lek lengte, overeenstemming mogelijk. De waterspanning onder de blokken wordt, voor de in dit onderzoek beschouwde zettingen, dus niet door andere mechanismen veroorzaakt dan die in STEENZET/1 en het analytisch model zijn beschreven. De bij golfbrekers gerapporteerde dynamische effecten hebben op deze constructies een nog te verwaarlozen invloed.
2. De lek lengte, bepaald met de formules uit "Doorlatendheid van de toplaag" [4] en "Heranalyse doorlatendheidsmetingen met de Forheimerrelatie"[5], wijkt nogal af van de lek lengte die gevonden is uit de numerieke simulatie, door het bepalen van de "best fit" tussen de gemeten en berekende waterspanningsmeters. Dit komt overeen met de conclusies die gevonden zijn met het analytisch model [13]. De gemeten doorlatendheid van de verschillende filterlagen komt wel overeen met de berekende waarden. Vermoedelijk zit de fout in de bepaling van de doorlatendheid van de toplaag. In dit onderzoek bleek de fout systematisch. De berekende lek lengte was altijd te klein. Een afdoende verklaring voor deze afwijking is nog niet gevonden. Voor blokken met gaten was de fout kleiner dan voor zettingen met alleen spleten. Gezien het grote belang van de lek lengte in alle berekeningen wordt voorgesteld de hier gevonden discrepantie tussen de op verschillende manieren bepaalde lek lengte nog eens nader te onderzoeken.

3. De wrijving tussen het los liggende blok en de andere blokken bleek in de meeste nagerekende proeven verwaarloosbaar klein. De meeste STEENZET/1+ berekeningen zijn dan ook gemaakt met een wrijvingscoëfficiënt gelijk aan nul. In enkele gevallen ging het blok al bewegen voordat het drukverschil even groot was als overeenkomend met het eigengewicht van het blok. Waarschijnlijk wordt dit veroorzaakt door het feit dat de drukken maar op één plaats op het blok worden gemeten en wordt aangenomen dat deze druk over het gehele blok geldt.
4. Bij de berekeningen met de lange lek lengte (serie 2-west) bleek (met een wrijvingscoëfficiënt = 0) het moment waarop het blok gaat bewegen goed te voorspellen. De berekende blokbeweging was een factor 4 à 5 hoger dan de metingen. Waarschijnlijk wordt dit verschil veroorzaakt doordat de stromingsweerstand direct onder het blok in de berekening wordt verwaarloosd. Metingen aan een glooiing met en zonder geotextiel tussen de blokken en de filterlaag bevestigen deze veronderstelling.
5. Voor berekeningen met een korte lek lengte (serie 1-west) was de overeenkomst tussen berekende en gemeten blokbeweging minder eenduidig. Niet altijd werd blokbeweging berekend wanneer deze gemeten was en andersom. Een ontweggrafiek gemaakt op basis van de berekeningen sluit wel goed aan bij de metingen. Geconcludeerd is daarom dat STEENZET/1+ ook voor de kortste beproefde lek lengte een geschikt ontwerp gereedschap is, maar dat bij zetting met korte lek lengte de fluctuaties in de resultaten toenemen. Kortdurende steile drukgradiënten op het talud die optreden rondom de golfklap worden van belang. Deze gradiënten wisselen bij de verschillende golfklappen. Een betrouwbaar ontwerp is dan alleen mogelijk wanneer voor een groot aantal golven golfdrukregistraties ter beschikking staan.
6. In eerdere onderzoeken [2] was het niet mogelijk geweest de gemeten en berekende blokbeweging met elkaar te vergelijken, omdat niet eerder blokbeweging is gemeten. De berekende blokbeweging werd dan vergeleken met schade. De conclusie was toen, dat met het in rekening brengen van toestroming altijd maar zeer weinig blokbeweging werd berekend wanneer in de proeven schade was geconstateerd. Daarom werd in [2] gesteld: "Vooralsnog lijkt de berekening van de stabiliteit van een zetting met daarin losse blokken met de stabiliteitsverhogende invloed van toestroming tot onveilige resultaten te leiden." Nu is de beweging van blokken in modelonderzoek gemeten en is gebleken, dat wanneer er werkelijk maar één blok los is, de berekening veilig is (de berekende blokbeweging is zelfs een factor 4 à 5 te hoog). Enkele bij elkaar gelegen losse blokken geven echter veel sneller aanleiding tot schade. Een blok kan dan bij elke golf een stukje omhoog gaan en er in enkele golven worden uitgewerkt. De in [1] beschreven "adem" proeven

bladnummer : - 3 -  
ons kenmerk: CO-285453/7  
datum : april 1989

bevestigen dit. Daarom kan een zetting, waarin meerdere blokken los kunnen liggen, niet of nauwelijks extra stabiliteit worden toegerekend, met het in rekening brengen van blokbeweging. In feite is de toelaatbare beweging in dat geval praktisch nul.

7. Met de golfrandvoorwaarde van proef SZ208 zijn berekeningen uitgevoerd voor het type glooiing van serie 2-west, maar met verschillende waarden van de toplaagdoorlatendheid. Het blijkt, dat de berekende beweging niet continu toeneemt bij afnemende toplaagdoorlatendheid (wat op grond van de verschilddruk zonder blokbeweging te verwachten is), maar dat deze een maximum vertoont. Gezien de lange leklengtes die in prototype zijn gemeten, lijkt het van belang in toekomstig fysisch onderzoek ook dit maximum te bepalen.
8. De verhangen loodrecht op de filterlaag kunnen voor de beproefde constructies erg hoog worden. De verhangen op de laagscheiding zijn teruggerekend van de het gemiddelde verhang over 0.3 m. Het bleek dat voor constructie 1-west het verhang op de laagscheiding kon oplopen tot 3. Tijdens proeven op constructie 5 is een verhang van 1 berekend. Dit zou betekenen dat de overgang basis-filter alleen dan stabiel is, als het filter geometrisch dicht is, of de basis voldoende verdicht.



bladnummer : - 4 -  
ons kenmerk: CO-285453/7  
datum : april 1989

## 1. INLEIDING

In het kader van het fundamenteel onderzoek steenzettingen is in 1987 Deltagoot onderzoek uitgevoerd naar de stabiliteit van verschillende blokkenglooiingen [1]. Tijdens dit onderzoek is bij sommige constructies bewust een los blok aangebracht in de glooiing. Gedurende de golfaanval kon de beweging van dit blok worden gemeten.

Met STEENZET/1+ kan deze blokbeweging ook worden gesimuleerd [2]. Tot nu toe was het echter niet mogelijk de nauwkeurigheid van deze routine te onderzoeken, omdat geen geschikte meetgegevens voorhanden waren. Uit simulatie van het Oesterdamonderzoek was de indruk ontstaan dat de berekende beweging veel kleiner is dan de werkelijk optredende beweging. Zo bleek tijdens het onderzoek schade te ontstaan voor blokken van 10 cm bij een golfhoogte die in het rekenmodel slechts 1 à 2 cm beweging opleverde.

Met de resultaten van bovengenoemd onderzoek is het mogelijk werkelijk de gemeten en berekende beweging met elkaar te vergelijken.

Doel van het hier beschreven onderzoek is de verificatie van het rekenmodel STEENZET/1+. Gedurende het onderzoek is nog een nevendoeel geformuleerd: In de ontwerpgrafiek voor blokken met een kleine leklengte, zoals die is opgesteld naar aanleiding van bovengenoemd Deltagootonderzoek, kunnen gebieden worden aangegeven, waar metingen van blokbeweging ontbreken. Er zijn wel golfdrukken gemeten, maar de grootste belasting komt niet op het beweegbare blok. Met STEENZET/1+ en de gemeten golfdrukken moet het mogelijk zijn ook deze punten in de ontwerpgrafiek te bepalen.

In dit verslag wordt behandeld welke proeven uit bovengenoemd onderzoek zijn geselecteerd en worden de resultaten van de simulaties vergeleken met de meetresultaten. Tijdens het onderzoek bleek, dat met STEENZET/1+ soms geen simulatie kon worden uitgevoerd, door convergentie problemen in de oplosroutine voor de blokbeweging. In dit verslag wordt tevens beschreven hoe die zijn opgelost.

In de modellen aan de oostzijde van de goot, zie [1], zijn ook waterspanningsmeters aangebracht op de laagscheiding tussen de filterlaag en het zandpakket. In dit verslag zullen voor enkele proeven resultaten van die metingen worden gepresenteerd en geanalyseerd.

bladnummer : - 5 -  
ons kenmerk: CO-285453/7  
datum : april 1989

## 2. GESELECTEERDE GOLVEN EN TALUDS

Uit het omvangrijke proevenprogramma, dat is uitgevoerd tijdens het eindverificatie onderzoek in de Deltagoot, zijn vooraf enkele proeven geselecteerd voor simulatie met STEENZET/1+. De geselecteerde proeven staan vermeld in tabel 2.1. De constructie van de verschillende taluds waarop deze golfbelasting is aangebracht, is weergegeven in de bijlagen 2.1 tot en met 2.6. Het eerste cijfer van het proefnummer geeft aan in welke serie de proef is uitgevoerd W en O in tabel 2.1 geven aan op welk talud. Niet met al deze proeven is uiteindelijk een simulatie uitgevoerd, zie ook tabel 2.1.

Bij de selectie van de proeven hebben de volgende overwegingen een rol gespeeld:

- Voor de meeste geselecteerde proeven was het bewegende blok het meest aangevallen blok. Voor serie 1-oost zijn enkele uitzonderingen gemaakt om de mogelijkheid te hebben enkele extra punten te berekenen voor een ontwerpgrafiek, zie ook de inleiding.
- Voor de proevenserie 1-oost was de overeenkomst tussen de meetresultaten en de vooraf uitgevoerde predictie met het analytisch model zeer matig. Van deze serie zijn de meeste proeven geselecteerd, om te zien of met STEENZET/1+ een betere overeenstemming tussen metingen en berekeningen mogelijk is. Achteraf is overigens gebleken, dat het verschil tussen de metingen en berekeningen met het analytisch model voor een deel moet worden toegeschreven aan de systematische fout in de formules voor het bepalen van de topplaagdoorlatendheid.
- Van serie 5 zijn enkele proeven geselecteerd. Dit waren proeven met een zeer doorlatende top laag. Simulatie van deze proeven moet uitsluitend geven, of ook voor deze toplagen nog de schematisatie van STEENZET/1+ kan worden gebruikt.
- Serie 6 was ongeveer een schaalproef van serie 1-west, met ook 2 maal dikkere blokken. Hoewel er geen reden is om aan te nemen, dat deze zich anders zal gedragen, is dit toch geverifieerd.

Alle golfdrukregistraties zijn op Grondmechanica Delft uitgeplot en visueel gecontroleerd op eventuele afwijkingen, veroorzaakt door niet goed functionerende meetinstrumenten, of een verkeerde conversie van de metingen. Het bleek dat alle registraties in principe geschikt zijn om te gebruiken in een simulatie.

bladnummer : - 6 -  
ons kenmerk: CO-285453/7  
datum : april 1989

### 3. AANPASSINGEN STEENZET/1+

De simulatie met STEENZET/1+ verliep in eerste instantie niet probleemloos. Dit bleek de volgende oorzaken te hebben:

- De routine die de startwaarde van de freatische lijn berekent gaat er van uit, dat minimaal 2 volledige golfperioden aan golfdrukregistratie per proef beschikbaar is. Nu was dat niet het geval, bij regelmatige golven is dat ook niet nodig. De routine is daarom zodanig aangepast dat nu 1 golfperiode voldoende is.
- De omrekening van de toegeleverde meetgegevens naar drukken, bleek niet met de gebruikelijke formule te kunnen. De formule moest daarom worden aangepast. In de oude formule werden de gemeten waarden omgerekend tot drukken via:

$$p(i) = (\text{Meet}(i) - \text{nulrf}(i)) * \text{Ca}(i) / 9.8 + \text{pnul}(i) \quad (3.1)$$

met:

$p(i)$  : de druk bij drukopnemer  $i$  in m waterkolom (m)  
 $\text{Meet}(i)$  : de getallen aangeleverd door WL (mV)  
 $\text{Ca}(i)$  : calibratie factor van de drukopnemers (kPa/mV)  
 $\text{nulrf}(i)$  : de druk bij de nul meting (kPa)  
 $\text{pnul}(i)$  : omrekening naar absolute druk (m)  
(=0 boven de stilwaterlijn en onder de stilwaterlijn gelijk aan het hoogteverschil tussen drukopnemer en stilwaterlijn)

Bij deze proeven werd  $\text{nulrf}(i)$  maar enkele keren bepaald. Voor afwijkingen die worden veroorzaakt door waterstandsverschillen bij de verschillende proeven is een nieuwe parameter ingevoerd  $\text{Hsn}(i)$ . Daarmee wordt de formule (3.1):

$$p(i) = (\text{Ca} * \text{Meet}(i) + \text{nulrf}(i) - \text{Hsn}(i)) / 9.8 + \text{pnul}(i) \quad (3.2)$$

- De toplaagdoorlatendheid in STEENZET/1 en 1+ werd altijd nog berekend met een machtsfunctie ( $v = k * i^\alpha$  met  $\alpha$  een coëfficiënt die varieert tussen de 0.5 en 1). Deze relatie is vervangen door de Forchheimer relatie ( $i = a * v + b * v^2$ ), zoals gebruikelijk in andere deelprojecten van het steenzettingenonderzoek. De reden om dat nu te doen was het vermoeden dat hierdoor de numerieke instabiliteit, zie Appendix A, zou afnemen. Dit bleek niet het geval.
- De routine waarin de drukverdeling en blokbeweging bij bewegende blokken wordt berekend gaf geen bevredigende resultaten. In Appendix A wordt ingegaan op de gerezen moeilijkheden en hoe die zijn opgelost.

bladnummer : - 7 -  
ons kenmerk: CO-285453/7  
datum : april 1989

#### 4. UITGEVOERDE BEREKENINGEN

Als eerste is proef SZ208 van serie 2-west gesimuleerd. Een proef op de glooiing 2-west. Uit de metingen was gebleken dat bij deze proef een duidelijke blokbeweging optrad. Door de  $\xi$ -waarde van 3.1 is de invloed van de golfklap bij deze golf relatief gering. De simulatie van deze proef is gebruikt om te onderzoeken of het programma goed werkte. De beproefde glooiing heeft een relatief lange lek lengte (berekende waarde van de lek lengte langs het talud ( $\Lambda$ ) = 1.30m). Zeker bij deze lek lengte werd verwacht dat de gemeten waterspanningen goed kunnen worden gesimuleerd.

In eerste instantie is gebruik gemaakt van de lek lengte zoals berekend met de formules van "Doorlatendheid van de Toplaag" [4] en "Heranalyse doorlatendheidsproeven met de Forchheimerrelatie" [5] (de waarden onder de kop "berekend(b)" in tabel 5.1).

Uit de grote hoeveelheid gegevens die kunnen worden uitgevoerd uit een STEENZET/1+ berekening is gekozen voor de waterspanning onder het bewegende blok als de meest relevante informatie. Voor een ontwerper is uiteraard de verschildruk belangrijker, maar hier gaat het om de toetsing van het rekenmodel. De nauwkeurigheid daarvan kan het best worden beoordeeld aan de hand van de waterspanning (voor de berekening van de verschildruk is ook het gemeten druksignaal noodzakelijk).

Het resultaat van de simulatie van SZ208 is gegeven in bijlage 4.1, met daarbij de gemeten drukken. Duidelijk blijkt dat de berekeningen nogal wat afwijken van de metingen. De amplitude van de waterspanning is te groot en het verschil in de waterspanning tussen wel of geen blokbeweging is te klein. Om overeenstemming te krijgen, diende de topplaagdoorlatendheid te worden verlaagd en de wrijving tussen de betonblokken op praktisch 0 te worden gesteld.

De berekende amplitude van de waterspanning wordt kleiner bij een grotere lek lengte. Uit de berekening is niet te bepalen of de afwijking in de lek lengte het gevolg is van een te groot voorspelde topplaagdoorlatendheid, of een te klein voorspelde doorlatendheid van het filter. Omdat de betrouwbaarheid van de formules voor de doorlatendheid van de topplaag kleiner is dan die in de formules voor de doorlatendheid van het filter, is gekozen voor aanpassen van de topplaagdoorlatendheid. Uit de later uitgevoerde doorlatendheidsmetingen, zie Appendix C, is gebleken dat dit een goede keus is geweest. De topplaagdoorlatendheid is zodanig aangepast, dat in dat gedeelte van de golfperiode waarin geen blokbeweging optreedt de gemeten en berekende waterspanning over elkaar vallen.

bladnummer : - 8 -  
ons kenmerk: CO-285453/7  
datum : april 1989

De wrijving tussen de blokken kan worden bepaald uit de waterspanning onder het bewegende blok gedurende de blokbeweging. De stijghoogte onder het blok is dan gelijk aan de stijghoogte op het blok plus de stijghoogte overeenkomend met het eigen gewicht van het blok en de wrijvingskracht:

$$Fb_i = P_i + \Delta.D.\cos\alpha + wf.\Delta.D.\sin\alpha \quad (4.1)$$

Waarin:

$Fb_i$	: de stijghoogte onder het blok bij blokbeweging	(m)
$P_i$	: de stijghoogte op het blok	(m)
$D$	: de dikte van het blok	(m)
$\Delta$	: $(\rho_b - \rho_w)/\rho_w$ de relatieve dichtheid van beton	(-)
$\rho_b$	: de soortelijke massa van beton	(kg/m <sup>3</sup> )
$\rho_w$	: de soortelijke massa van water	(kg/m <sup>3</sup> )
$\alpha$	: de taludhelling	(-)
$wf$	: wrijvingscoëfficiënt	(-)

Bijlage 4.2 geeft de berekende waterspanning met een aangepaste doorlatendheid van de top laag en de gebruikelijke wrijvingscoëfficiënt van 0,55 (komt overeen met een wrijvingshoek van 29°) en een wrijvingcoëfficiënt van 0,0001 (0,0 gaf numerieke problemen). De berekende waterspanning met de wrijvingscoëfficiënt van 0,55 is gedurende de tijd dat het blok beweegt duidelijk hoger dan gemeten. De berekende waterspanning met de lage wrijving komt goed overeen met de metingen. Deze laatste waarde van de wrijvingscoëfficiënt is gebruikt in al de verder uitgevoerde berekeningen.

De overeenkomst tussen de gemeten en berekende blokbeweging is minder. De berekende blokbeweging is een factor 4 hoger dan de gemeten waarde. Op de oorzaak hiervan wordt in paragraaf 5 nader ingegaan.

Bijlage 4.3 geeft een overzicht van alle drukken die van belang zijn voor het bewegende blok en de berekende beweging. Duidelijk blijkt de relatief geringe bijdrage van de versnellingskrachten. Gedurende blokbeweging wijkt de verschilddruk nauwelijks af van de verschilddruk die overeenkomt met het eigengewicht.

Met de op deze wijze gevonden parameters is voor dezelfde constructie ook proef SZ210 doorgerekend, met een golfhoogte van 0,49 m een een lagere waarde van  $\xi$  (= 1,6). De overeenkomst tussen gemeten en berekende waterspanning met blokbeweging blijkt goed, alleen is in de meting het blok iets eerder weer terug op de uitgangspositie, zie bijlage 4.4. Bijlage 4.5 toont weer de berekende verschilddrukken met de bijbehorende berekende beweging.

bladnummer : - 9 -  
ons kenmerk: CO-285453/7  
datum : april 1989

Door "fitten" van de lek lengte is ook voor de serie 1 west gezocht naar optimale overeenstemming tussen de gemeten en berekende waterspanningen. Deze serie had de kortste lek lengte uit het gehele onderzoek. De constructie is gegeven in bijlage 2.3. Voor de fit is weer gebruik gemaakt van de resultaten van Klein Breteler, die gevonden heeft dat ook voor deze zetting een goede overeenstemming tussen gemeten en berekende waterspanningen kon worden gevonden voor een lek lengte die 1,5 maal kleiner was dan de lek lengte zoals die wordt berekend met de formules uit [4] en [5].

De resultaten van de berekeningen zijn gegeven in de bijlagen 4.6 tot en met 4.16. Op het eerste gezicht lijken de resultaten zeer wisselend. Sommige berekeningen geven een zeer goede overeenstemming met de gemeten waarden (SZ108 en SZ141), bij andere berekeningen is de overeenstemming bedroevend (SZ103, SZ104, SZ143 en SZ144) bij de overige is de overeenstemming redelijk. Bij nadere beschouwing blijkt er een goede reden voor de verschillen. De bijlagen 4.6 tot en met 4.16 geven niet de waterspanning onder het bewegende blok, maar onder het blok waar de grootste verschilddruk is berekend. Dit blijkt met name bij SZ103 en SZ104 erg ver af te liggen van het meetblok. In de bijlagen is het bloknummer vermeld waarvan de berekende waterspanning is weergegeven.

Het blijkt dat de overeenkomst goed is als het blok in de buurt van het meetblok (blok 21) ligt. Wanneer het daar ver van af ligt, wordt de overeenkomst minder.

De oorzaak van deze minder goede overeenkomst is gelegen in het feit dat ver van het meetblok de afstand tussen de drukopnemers groter is. De berekening is dan minder nauwkeurig. Verder is niet onder elk blok een waterspanningsmeter geplaatst. Wanneer onder het blok waarover de grootste verschilddruk berekend wordt geen waterspanningsmeter aanwezig is, wordt de dichtst bij zijnde waterspanningsmeter gebruikt als meetsignaal. Ook dat kan natuurlijk aanleiding geven tot aanzienlijke verschillen tussen metingen en berekeningen. Een voorbeeld daarvan is proef SZ103 (bijlage 4.6). De gemeten waterspanning is één blok lager bepaald dan de berekende waterspanning. De registratie één blok lager heeft nog duidelijk de invloed van de golfklap. Bij de berekende maximale verschilddruk is dit veel minder het geval. In wezen zijn de gepresenteerde vergelijkingen niet bruikbaar wanneer het meest aangevallen blok niet ligt tussen rij 20 en 22. Wanneer alleen die resultaten worden vergeleken waarbij het meest aangevallen blok ligt tussen rij 20 en 22, dan blijkt de overeenkomst tussen metingen en berekeningen goed.

De berekende verplaatsingen in deze serie zijn weergegeven in bijlage 4.17, met de gemeten verplaatsingen voor die proeven waarbij de grootste aanval op het meetblok was. Voor enkele proeven waarin wel blokbeweging is gemeten, wordt geen blokbeweging berekend. Wanneer precies de gemeten en berekende blokbeweging met elkaar worden vergeleken, blijken er behoorlijke verschillen. In grote lijnen is er

bladnummer : - 10 -  
ons kenmerk: CO-285453/7  
datum : april 1989

echter wel degelijk overeenkomst. Uit deze figuur blijkt wel dat soms ook onveilige resultaten mogelijk zijn (de gemeten beweging is groter dan berekend). Bij een korte leklengte mag daarom een ontwerp nooit op één enkele berekening worden gebaseerd.

In het volgende hoofdstuk wordt daar nader op ingegaan.

De resultaten van serie 1-oost zijn weergegeven in de bijlagen 4.18 tot en met 4.28. Nu is altijd de waterspanning, berekend onder het bewegend blok, vergeleken met de metingen. Soms wordt alleen de lijn zonder blokbeweging gegeven. In grote lijnen blijken de berekende waterspanningen overeen te komen met de gemeten waterspanningen. Alleen bij de eerste proeven SZ103 en SZ104 is sprake van een faseverschuiving tussen de metingen. Het is momenteel onduidelijk waardoor deze wordt veroorzaakt. Verder lijkt het erop alsof de leklengte van de constructie tijdens de proeven verandert. Soms is de berekende amplitude wat te hoog soms te laag. Achteraf blijkt tijdens de proeven de toplaagdoorlatendheid verandert door de gaten tussen de blokken al dan niet open te houden. De proeven SZ101 tot en met SZ128 zijn uitgevoerd met afgedichte gaten tussen de blokken. De proeven SZ129 tot en met SZ159 met open gaten (zie figuur 2.2). Bij deze laatste proeven was de leklengte korter. Voor deze korte leklengte is de fit uitgevoerd. Voor die proeven is de overeenkomst tussen metingen en berekeningen dan ook goed. Voor de proeven met een lager proefnummer dan SZ129 (bijlage 4.18 tot en met 4.21) blijkt de gemeten amplitude altijd kleiner dan de berekende. Omdat de berekeningen voor die proeven zijn uitgevoerd met een te kleine leklengte is dat ook te verwachten. Overigens blijkt uit deze resultaten, dat het effect van aanbrengen van gaten in de blokken op de waterspanningsamplitude slechts beperkt is.

Verder is onderzocht of ook bij zeer open toplagen, zoals in de modelopstelling 5 (zie bijlagen 2.3 en 2.4), STEENZET/1+ toepasbaar is. De proeven SZ508 en SZ516 zijn gesimuleerd voor zowel de west- als de oostzijde. Hier is ook gekeken hoe de berekende druk boven en onder het bewegende blok overeenkomt met de gemeten druk. Hierbij is met de resultaten van oost onderzocht of er een systematische fout zit in de bepaling van de leklengte, voor een talud met gaten. Nadat voor serie 5-west de leklengte was berekend en gefit, is de verhouding tussen die twee bepaald. Dezelfde verhouding is ook toegepast op de berekende leklengte voor proef SZ508-oost. De resultaten zijn gegeven in de bijlagen 4.29 tot en met 4.32. Dit ene voorbeeld geeft geen aanleiding te veronderstellen dat er in de bepaling van de leklengte een constante fout wordt gemaakt. Juist bij serie 5-oost bleek de berekende leklengte precies goed, zie bijlage 4.32. Het valt op dat voor de serie 5-west het resultaat zeer verschillend is. Voor SZ508-west is er een redelijke overeenstemming tussen metingen en berekeningen. Voor proef SZ516-west, met 6 gaten in de blokken en dus een kleine leklengte, is de overeenkomst veel minder. Het lijkt er op dat gedurende de proeven de leklengte is toegenomen.

bladnummer : - 11 -  
ons kenmerk: CO-285453/7  
datum : april 1989

Ook bij de bovengenoemde zeer doorlatende toplagen blijkt de overeenkomst tussen meting en berekening alleen afhankelijk van een goede keuze van de lek lengte. Bij een goede keuze kan de gemeten waterspanning worden gesimuleerd. Omdat dit ook voor deze doorlatende toplagen geldt, is verondersteld dat voor de series 3 en 4 dit ook geldt. Deze series zijn daarom niet meer gesimuleerd.

Tenslotte zijn de resultaten van de "schaalproef" serie 6-west gesimuleerd voor proef SZ617. Ook hier blijkt goede overeenkomst mogelijk tussen de gemeten en berekende waterspanning, zie bijlage 4.33. Daar waar het blok gaat bewegen zijn er enige afwijkingen. Hierop zal in het volgende hoofdstuk worden ingegaan.



bladnummer : - 12 -  
ons kenmerk: CO-285453/7  
datum : april 1989

## 5. ANALYSE VAN DE RESULTATEN MET STEENZET/1+

### 5.1. Leklengte

Een vergelijking van de vooraf door Klein Breteler berekende lek lengtes en de door "fitten" van de meetresultaten met STEENZET/1+ bepaalde lek lengte is gegeven in tabel 5.1. De bijlage 5.1 geeft aan hoe de berekende waterspanningen zijn bij de optimale fit en bij gebruik van de berekende lek lengte voor proef SZ508 west. Hier blijkt het verschil tussen de resultaten met gefitte en berekende lek lengte klein. Gezien de resultaten van tabel 5.1 was dat ook te verwachten. Bij de proeven op blokken met spleten is de door fitten bepaalde lek lengte consequent groter dan de berekende lek lengte. De verhouding tussen beide varieert tussen 1.3 en 1.5. Voor de proeven met blokken met spleten en gaten is de gefitte lek lengte juist kleiner dan de berekende. De verhouding varieert tussen de 0,8 en de 0,99. Het lijkt erop alsof de berekeningsmethode voor de doorlatendheid van de toplaag de doorlatendheid van de spleten overschat, maar de doorlatendheid van gaten onderschat.

Het verschil tussen de op deze twee verschillende manieren bepaalde lek lengte kan bijna geheel worden toegeschreven aan de onnauwkeurigheid in de bepaling van de doorlatendheid van de toplaag. Uit meting van de doorlatendheid van de filterlaag is gebleken, dat de gemeten waarde daarvan wel overeenkomt met de in [5] gegeven formules, zie Appendix C. Het is dan nog mogelijk dat er een kleine fout gemaakt wordt in de afschatting van de in-situ porositeit, maar deze fout kan nooit zo groot zijn. Dit is als volgt in te zien: Voor de gebruikte filterlagen zal de turbulente term dominant zijn. Voor deze turbulente term is de doorlatendheid evenredig met de porositeit. Een afwijking in de lek lengte met een factor  $\epsilon$  komt daarom overeen met een afwijking  $\epsilon^2$  in de porositeit, want de lek lengte is evenredig met de wortel van de filterdoorlatendheid. De gevonden afwijkingen zijn echter zo groot dat deze corresponderen met fysisch niet realistische porositeiten.

In Appendix D is onderzocht in hoeverre het verschil tussen de berekende en "gefite" lek lengte kan worden veroorzaakt door de schematisatie in STEENZET/1+ en het analytisch model. In STEENZET/1+ wordt alleen de stroming in de filterlaag gelineariseerd en in het analytisch model wordt zowel de stroming in de filterlaag als door de toplaag gelineariseerd. In werkelijkheid is de stroming zowel in de filterlaag als door de toplaag hoofdzakelijk turbulent. Uit appendix D blijkt dat de schematisatie wel enige invloed heeft op de berekende waterspanning, Bij een berekening met volledige turbulente stroming is de verschildruk groter dan bij linearisatie, zeker bij wat langere lek lengte. De invloed lijkt echter te klein om het gehele verschil tussen metingen en berekeningen te verklaren.

bladnummer : - 13 -  
ons kenmerk: CO-285453/7  
datum : april 1989

In de zettingen met gaten zal gedurende golfaanval ook veel lucht in de filterlaag worden getransporteerd. Hierdoor zal de doorlatenheid van de filterlaag afnemen en daarmee ook de lek lengte. Voor zettingen met alleen spleten is dit veel minder het geval, de doorlatendheid van de filterlaag zal daarom groter zijn evenals de lek lengte. Een dergelijk fenomeen is echter nooit kwantitatief vastgesteld.

Vooralsnog ligt het het meest voor de hand met de hier gepresenteerde resultaten de formules voor de bepaling van de doorlatenheid van de toplaag nog eens kritisch te bezien. Op zichzelf is het feit dat er een fout wordt gemaakt in de bepaling van de lek lengte niet verontrustend. Het is niet te verwachten dat deze veel nauwkeuriger kan worden bepaald dan met de daarvoor nu ter beschikking staande formules, zie ook Appendix C. De systematische afwijking in de resultaten geeft echter te denken.

## 5.2 Waterspanningen

Met de genoemde aanpassingen aan de lek lengte blijkt de overeenstemming tussen de gemeten en berekende waterspanning in bijna alle gevallen goed. In enkele gevallen is de overeenstemming echter minder:

- In sommige berekeningen van de serie 1-west. In het vorige hoofdstuk is reeds behandeld, dat deze discrepantie te verklaren is doordat volgens de berekeningen het meetblok tijdens de experimenten niet altijd het meest aangevallen blok is.
- De berekening voor SZ103 van serie 1-oost toont een faseverschil tussen de berekende en gemeten waarden, zie bijlage 4.18. Ook bij SZ104 lijkt dit het geval te zijn, maar is dat wat minder duidelijk. Gedurende de korte periode van stijging van de waterspanning komen berekende en gemeten waarden overeen, tijdens de lange periode van daling van de waterspanning is de overeenkomst minder. Dit faseverschil kan niet worden veroorzaakt door elastische berging in de filterlaag, zoals geconstateerd bij metingen aan een constructie blokken op zand [8]. Die verklaring zou alleen mogelijk zijn wanneer de resultaten van de metingen in fase achterliepen op de berekeningsresultaten, nu is echter het omgekeerde het geval. Een mogelijk verklaring voor deze afwijking is het niet geheel 2-dimensionaal zijn van de golfbeweging op het talud. Bijlage 5.2 geeft hier een voorbeeld van. In deze bijlage zijn de golfdrukken uitgezet die zijn gemeten met opnemers die op dezelfde hoogte in het talud zijn ingebouwd met een afstand van gemiddeld 1.3 m tussen de opnemers (1.2 m tussen DRO 12 en 34 en 1.4 m tussen DRO 10 en 32). De bijlage toont de drukregistraties. Bij een perfect 2-dimensionaal stromingsbeeld zouden deze twee aan twee over

bladnummer : - 14 -  
ons kenmerk: CO-285453/7  
datum : april 1989

elkaar moeten vallen. Dat is nu niet het geval. Voor de berekeningen in de oost series moet, vanwege een onvoldoende aantal golfdrukopnemers aan de oostzijde, gebruik gemaakt worden van de golfdrukken die op de west series zijn gemeten. Vergelijkbare afwijkingen tussen gemeten en berekende drukken voor de oost series zoals in deze bijlage tussen de beide waterspanningsmeters, kunnen dus worden veroorzaakt door dit niet zuiver 2-dimensionaal zijn van het golfbeeld. Aangezien bij overige proeven er wel een goede overeenkomst was tussen metingen en berekeningen, zijn de resultaten van de proeven 103 en 104 te zien als een incidentele afwijking.

De conclusie van het onderzoek met betrekking tot de berekende waterspanningen kan dan ook zijn, dat in bijna alle gevallen er een goede overeenstemming is tussen de berekende en gemeten waterspanningen. Dit betekent dat de schematisering van de stroming in de filterlaag zoals toegepast in STEENZET/1 voor alle in het eindverificatie onderzoek beproefde zettingen toepasbaar is. Ook voor zettingen met grote gaten in de blokken kan deze schematisatie worden toegepast. Ook bij dit onderzoek werd weer duidelijk dat een goede simulatie van de waterspanningen alleen mogelijk is bij een voldoende groot aantal drukopnemers voor de bepaling van de golfrandvoorwaarden (zie ook [6]). Op plaatsen met weinig drukopnemers is de overeenkomst tussen metingen en berekeningen slecht.

De kleine afwijkingen tussen metingen en berekeningen die bij sommige proeven zijn geconstateerd kunnen waarschijnlijk ook worden toegeschreven aan het feit dat de druk op het talud maar op discrete punten te meten is en het feit dat de zettingsdoorlatendheid wordt geconcentreerd in de horizontale spleten zie bijlage 5.3. Een nauwkeuriger beschrijving bepaling van de zettingsdoorlatendheid is theoretisch mogelijk, maar gezien de andere onnauwkeurigheden niet zinvol. Voor proef SZ508-west is onderzocht welke fout wordt gemaakt door de in STEENZET/1 gebruikte interpolatie voor de druk onder het blok. In STEENZET/1 wordt de druk in de filterlaag bij de spleten berekend. De druk onder een blok is het gemiddelde van de druk bij de naastliggende spleten. Nu zijn in bijlage 5.4 de gemeten waterspanningen geïnterpoleerd naar een waterspanning bij de spleten boven en onder het bewegende blok en vergeleken met de daar berekende waterspanning. Het resultaat wijkt nauwelijks af van het resultaat voor de "gefitte" data in bijlage 5.1.

### 5.3 Verschildrukken

Voor de beoordeling van de stabiliteit van de zetting zijn de verschildrukken van belang. Deze worden bepaald door het verschil tussen de waterspanning in de filterlaag en de golfdruk op het blok.

bladnummer : - 15 -  
ons kenmerk: CO-285453/7  
datum : april 1989

Voor zettingen met een lange lek lengte is de verschildruk maximaal bij maximale golfterugloop, bij zettingen met een kortere lek lengte is de verschildruk maximaal tijdens het begin van golfoploop (als de golfdruk op het talud weer toeneemt). Vergelijk bijvoorbeeld bijlage 4.3 (proef SZ208 met een gefitte  $\Lambda$  van 1.3 m) met bijlage 4.16 (proef SZ152 met een gefitte  $\Lambda$  van 0.57 m). De grootste verschildruk is aanwezig wanneer het blok beweegt (wanneer blokbeweging optreedt is te zien aan het verschil tussen de berekende waterspanning met en zonder blokbeweging). In bijlage 4.3 (proef SZ208) begint de blokbeweging voordat de golfdruk op het blok minimaal wordt. In bijlage 4.16 (proef SZ152) begint de blokbeweging pas wanneer de golfdruk weer toeneemt.

Een kleine fout in de berekende waterspanning kan samengaan met een aanzienlijke fout in de verschildruk, zie bijlage 5.5, waar de resultaten van proef SZ508 voor serie 5-west zijn weergegeven. De berekende waterspanning komt goed overeen met de meting, maar de fout in de verschildruk is veel groter. Daarbij is opmerkelijk dat de berekende waterspanning hoger is dan gemeten. Dit zou betekenen dat ook de berekende verschildruk hoger moet zijn dan gemeten, de verschildruk is immers waterspanning - golfdruk. Het tegenovergestelde is echter het geval. Waarschijnlijk wordt dit verschil veroorzaakt door de interpolatie van de golfdruk in de STEENZET programma's. De golfdruk wordt ter plaatse van de spleten bepaald door lineaire interpolatie van de met de golfdrukmeters bepaalde druk op het talud, zie bijlage 5.3. De zo bepaalde drukken bij de spleten worden verder in het programma gebruikt, ook om de verschildruk te bepalen. Uit bijlage 5.3 blijkt dat de zo bepaalde waarden voor de verschildruk afwijken van de gemeten waarden. De echte waarde van de gemiddelde verschildruk over de steen is alleen te bepalen door verschillende drukopnemers per steen aan te brengen. Een iets betere beschrijving van de gemeten drukken voor de bepaling van de verschildruk, volgens de gestrooken lijnstukken in bijlage 5.3 is ook mogelijk in STEENZET/1, maar vergt een aanpassing van het programma.

#### Relatie verschildruk-blokbeweging

Voor proef SZ208 bleek dat blokbeweging optreedt wanneer de verschildruk groter is dan het eigen gewicht van het blok (zie hoofdstuk 4). De invloed van wrijving kon worden verwaarloosd. Bij sommige proeven uit de serie 5 en 6 bleek dat blokbeweging is gemeten voordat het eigengewicht van de blokken is overschreden. Bijlage 5.6 geeft het resultaat voor proef SZ508. In deze bijlage zijn uitgezet de gemeten en berekende verschildrukken en de blokbeweging. Ook is uitgezet de verschildruk die overeenkomt met het gewicht van het blok. Duidelijk blijkt dat het blok veel eerder gaat bewegen dan te verwachten is op grond van de gemeten verschildruk. Ook is duidelijk dat de totale beweging maar heel klein is, maximaal 0,24 mm. Een dergelijke beweging zal nooit leiden tot schade, maar kan mogelijk wel leiden tot vervorming van de filterlaag.

bladnummer : - 16 -  
ons kenmerk: CO-285453/7  
datum : april 1989

Waarschijnlijk wordt de beweging veroorzaakt door kantelen van het blok. Deze kanteling kan bij deze open blokken worden veroorzaakt door de stromingsdruk over het water, of een hoge gradiënt in de verschildruk.

De resultaten van proef SZ617 voor serie 6-west vertonen een zelfde beeld, alleen is hier de verplaatsing veel groter, zie bijlage 5.7, waarin berekende en gemeten waterspanning, de gemeten verschildruk en de blokbeweging in één grafiek zijn uitgezet. Een dergelijk grote gemiddelde verplaatsing kan niet alleen door kanteling worden verklaard. De gemiddelde verschildruk over het blok is blijkbaar groter dan de verschildruk die wordt gevonden door de drukopnemers midden op het blok. Dit is ook de verklaring waarom de berekende waterspanning niet de gemeten waterspanning volgt als het blok gaat bewegen. In de berekening wordt dan nog geen beweging gevonden.

Uit bovenstaande blijkt dat de gemeten verschildruk niet altijd direct in verband gebracht kan worden met de gemeten blokbeweging. Verschillende, op zichzelf kleine, onvolkomenheden in de meting zorgen er voor dat in diverse proeven eerder blokbeweging is gemeten dan op grond van de gemeten verschildruk kon worden verwacht.

#### 5.4 Blokbeweging

Een vergelijking tussen de berekende en gemeten blokbeweging in proef SZ208 van serie west is gegeven in bijlage 5.8. Het blijkt dat de berekende blokbeweging zonder wrijving 5 maal groter is dan de gemeten blokbeweging. De blokbeweging met wrijving komt beter in de buurt, maar in hoofdstuk 4 is al aangetoond, dat dan de berekende waterspanning onder het bewegende blok niet in overeenstemming is met de metingen. Omdat bij deze proef, die als referentie proef kan worden gezien, na aanpassen van de lek lengte de berekende en gemeten verschildruk precies over elkaar vallen, moet dit verschil veroorzaakt worden door de manier waarop de blokbeweging wordt berekend.

Het verschil tussen meting en berekening wordt zeer waarschijnlijk veroorzaakt door de manier waarop de toestroming wordt berekend. In zowel STEENZET/1+ en het analytisch rekenmodel wordt aangenomen dat de filterlaag onder het bewegende blok is gefluidiseerd, in werkelijkheid is dat niet mogelijk omdat de filterlaag is afgesloten met een geotextiel, zie bijlage 2.2. In werkelijkheid is de stromingsweerstand vanuit de filterlaag naar het bewegende blok dus groter dan in de berekening, zie bijlage 5.9. De berekende blokbeweging is daarom ook groter. De invloed van het geotextiel blijkt ook uit de metingen. Bijlage 5.10 toont in een plot de resultaten van twee bijna identieke proeven, alleen is in SZ208 een geotextiel aangebracht tussen de blokken en de filterlaag (de waterdoorlatendheid van dit geotextiel is zo groot dat dit geen invloed heeft op de waterspanningen in het filter) en in SZ259 is geen geotextiel aanwezig.

bladnummer : - 17 -  
ons kenmerk: CO-285453/7  
datum : april 1989

Doordat bij de laatste proef enige fluïdisatie van de filterlaag mogelijk is, is de blokbeweging bij die proef groter. De in STEENZET/1+ en het analytisch model gekozen benadering is een duidelijke bovengrens benadering.

Voor serie 1-west zijn voor verschillende proeven blokbewegingen berekend, zie bijlage 4.17. Wanneer voor elke proef de blokbeweging wordt vergeleken met de gemeten blokbeweging is de overeenkomst slecht, zoals ook al in hoofdstuk 4 werd opgemerkt. Bij de kleine lek lengte van serie 1-west is de blokbeweging alleen te bepalen door steeds grote getallen van elkaar af te trekken. Het verschil tussen de waterspanning en golfdruk geeft de verschildruk. Aangezien beide met slechts een eindige nauwkeurigheid te bepalen zijn, is de fout in de verschildruk relatief veel groter dan die in de waterspanning. Van deze verschildruk wordt weer het blokgewicht plus de wrijvingskracht afgetrokken om te bepalen welke netto kracht de blokbeweging veroorzaakt. Hierdoor is de relatieve fout in de genoemde netto kracht aanzienlijk veel groter dan die in de waterspanning. Hetzelfde geldt dus voor de berekende blokbeweging.

Al komen de resultaten van de individuele proeven niet overeen, de trend in de resultaten is wel gelijk. Een ontwerpgrafiek voor begin van beweging zou er op basis van de berekeningen uitzien als de getrokken lijn in bijlage 5.11 en op basis van de metingen als de gestreepte lijn. Om de lijn voor de berekeningen te kunnen trekken is voor één golf (SZ152) onderzocht hoe de blokbeweging afneemt als functie van de golfhoogte. Bij constante  $\xi$ -waarde is de golfhoogte naar beneden geschaald en onderzocht wat de invloed is op de blokbeweging. Het resultaat is gegeven in bijlage 5.12. Het blijkt dat de golfhoogte een faktor 2 lager moet zijn om de blokbeweging te laten verminderen van 10 tot 1 mm.

bladnummer : - 18 -  
ons kenmerk: CO-285453/7  
datum : april 1989

## 6. BLOKBEWEGING ALS FUNCTIE VAN DE LEKLENGTE

Tot nu toe zijn in dit rapport de resultaten van STEENZET/1+ geverifieerd door vergelijking met de resultaten van modelonderzoek. Daarbij is gebleken dat over het algemeen een redelijke tot goede overeenkomst tussen metingen en berekeningen te bereiken is. Verschillen tussen beide zijn terug te voeren op beperkte nauwkeurigheid van de metingen, of interpolaties daarvan, met uitzondering van de bepaling van de doorlatendheid van de toplaag. Voor die doorlatendheid was de conclusie dat waarschijnlijk er een fout zit in de berekeningswijze. Deze conclusies maken het mogelijk STEENZET/1+ te gebruiken om gevoeligheid van verschillende parameters te toetsen. Voor de verschildruk is dat al een uitgevoerd in de "Gevoeligheidsstudie" [7]. Nu kan dit ook worden uitgevoerd voor de blokbeweging, in de wetenschap dat betrouwbare resultaten kunnen worden verwacht.

Hier wordt als voorbeeld de doorlatendheid van de toplaag gevarieerd en onderzocht wat de invloed is op de blokbeweging. Hierbij is gebruik gemaakt van één van de gemeten golfrandvoorwaarden, golf SZ208. Voor de verschildruk is deze relatie bekend. Bij afnemende doorlatendheid van de toplaag wordt de lek lengte langer en nemen de verschildrukken toe. Voor de blokbeweging blijkt het verband minder eenduidig. Het resultaat van de berekeningen is gegeven in bijlage 6.1. Voor een hele grote toplaagdoorlatendheid is de verschildruk te klein om blokbeweging te veroorzaken, de blokbeweging is derhalve nul. Wanneer de toplaagdoorlatendheid iets afneemt, neemt de verschildruk toe en wordt de eerste blokbeweging geregistreerd. Een kleine verdere afname van de doorlatendheid van de toplaag geeft een snelle toename van de blokbeweging. Dit komt omdat en de maximale verschildruk toeneemt en de tijdsduur dat de verschildruk groter is dan het eigen gewicht van de blokken. Bij nog verdere afname van de doorlatendheid van de toplaag gebeurt er iets onverwachts. De blokbeweging neemt weer af! Dit lijkt op het eerste gezicht een merkwaardig resultaat, omdat de verschildruk nog steeds, al is het weinig, toeneemt. De verklaring voor dit resultaat is gelegen in het feit dat voor blokbeweging ook toestroming van water nodig is. Bij een niet al te kleine toplaagdoorlatendheid kan dit water op die plaatsen, waar de stijghoogte op het talud groter is dan de stijghoogte in het filter, door de toplaag in de filterlaag stromen en vandaar toevloeien onder het bewegende blok. Bij een kleine doorlatendheid van de toplaag is dat niet mogelijk. De enige mogelijkheid vanwaar water kan toevloeien onder het bewegende blok is door variatie van de freatische lijn in het filter. De berekening toont aan dat de hoeveelheid water die zo kan toevloeien beperkt is en dus ook de blokbeweging. Een zelfde resultaat is ook beschreven in [2]. Voor evenwichtsbeschouwingen speelt dus de lek lengte een dominante rol. Voor blokbeweging is dit een andere factor.

bladnummer : - 19 -  
ons kenmerk: CO-285453/7  
datum : april 1989

Uit [2] (Appendix 1) blijkt, dat voor grote lek lengte en een freatische lijn op grote afstand van het bewegende blok, de snelheid waarmee een blok uit een zetting wordt geduwd benaderd kan worden als:

$$v = \frac{\pi kb}{L} \Delta\phi \frac{1}{\ln(2.2\Lambda/L)} \quad (6.1)$$

met: v : de snelheid waarmee een blok uit de zetting (m/s)  
wordt geduwd.  
k : de doorlatendheid van het filter (m/s)  
L : de lengte van een blok (m)  
 $\Delta\phi$  : de verschildruk groter dan het eigen gewicht (m)  
plus wrijving  
 $\Lambda$  : de lek lengte langs het talud (m)

Uit deze formule blijkt dat bij gelijkblijvende verschildruk en groter wordende  $\Lambda$  de snelheid waarmee een blok uit de zetting wordt geduwd afneemt.

Uit deze berekeningen blijkt een onverwachte mogelijkheid voor het creëren van een "stabiele" zetting (stabiel in de zin dat slechts weinig blokbeweging optreedt, maar er is wel enige beweging). Was tot nu toe het devies een zetting dient een korte lek lengte te hebben om de verschildrukken laag te houden, nu blijkt dat een zetting met een lange lek lengte niet onder alle omstandigheden instabiel behoeft te zijn, maar dan moet de doorlatendheid van de toplaag ook heel klein zijn. Juist die doorlatendheid van de toplaag die in een "vers" gezette glooiing van vierkante blokken voorkomt, blijkt de grootste blokbeweging te geven.

Dit resultaat biedt mogelijkheden voor een interessante hypothese. Zou dit ook een reden kunnen zijn waarom vaak schade wordt gerapporteerd aan versgezette glooiingen? Na verloop van tijd is het mogelijk dat door inzanding en schelpgroei de toplaagdoorlatendheid sterk afneemt. De filterdoorlatendheid neemt eveneens af door veroudering van de vaak toegepaste mijnsteen. Dit komt regelmatig voor in combinatie met een relatief flauwe taludhelling (1:4 of 1:5) en dus een freatische lijn die ver van het bewegend blok is verwijderd. Hierdoor ontstaat een constructie waarin wel grote overdrukken voorkomen, maar eenvoudig geen water kan toestromen voor blokbeweging en die daardoor toch stabiel is. Zoals gezegd, nog niet meer dan een hypothese, maar in mijn ogen wel één die het waard is nader te worden bestudeerd.



bladnummer : - 20 -  
ons kenmerk: CO-285453/7  
datum : april 1989

## 7. GEMETEN EXTRA GROOTHEDEN

### 7.1. Inleiding

Tijdens het eindverificatie onderzoek in de Deltagoot waren ook waterspanningsmeters aangebracht onder in de filterlaag en in het zandpakket onder de zetting aan de oostzijde. Deze waren aangebracht voor de bepaling van het horizontale verhang op de laagscheiding en verticale verhang in het zandpakket. Met de resultaten van deze metingen kan de filterstabiliteit worden bepaald. De meting van de waterspanning onder in de filterlaag kan ook dienen om te bepalen of de in het analytisch model en STEENZET/1 gedane aanname, dat de stroming in de filterlaag hoofdzakelijk parallel aan het talud verloopt, terecht is. De waterspanningen in het zandpakket zouden gebruikt kunnen worden voor de verificatie van STEENZET/2. Dit is echter niet uitgevoerd. Uit de nog te bespreken resultaten zal blijken dat een dergelijke verificatie ook niet erg interessant is. Voor een gemeten golf is ook de hellingshoek  $\beta$  van het golf front bepaald. Deze is niet van belang voor STEENZET berekeningen, maar wel in het analytisch model.

### 7.2. Gemeten waterspanningen

Bijlage 7.1 tot en met 7.4 geven de resultaten van de waterspannings metingen op en in het talud voor de proeven SZ152-oost, SZ508-oost en SZ516-oost. Omdat de resultaten voor de verschillende proeven geheel vergelijkbaar waren, zijn niet alle resultaten weergegeven. Bij de resultaten is de positie van de waterspanningsmeter schematisch weergegeven in de bijlage. De precieze locatie is terug te vinden in de bijlagen met de taludopbouw. Hoog op het talud is de fluctuatie in de waterspanning verwaarloosbaar, zie bijlage 7.2 en 7.4. Opmerkelijk is dat de waterspanning in het zandpakket nog geen stationaire waarde heeft, maar nog langzaam toeneemt. Blijkbaar is hier nog geen evenwichtsstand ingetreden.

De bijlagen 7.1 en 7.3 geven de waterspanningen dieper op en in het talud. De drukopnemers boven en onder in de filterlaag geven een bijna gelijk beeld. Vergelijk bijvoorbeeld drukopnemer 31 en drukopnemer 47 in bijlage 7.1. Bij de zeer open toplaag van serie SZ516-oost blijkt het verschil wat groter, vergelijk drukopnemer 25 en 37 in bijlage 7.3. Daar treedt blijkbaar enige demping in de filterlaag op, maar ook voor dat geval geldt, dat de aanname dat de stroming in de filterlaag hoofdzakelijk parallel aan het talud is, heel redelijk lijkt (een stroming parallel aan het talud geeft boven en onder in de filterlaag precies dezelfde drukfluctuatie, alleen de stationaire component is verschillend).

bladnummer : - 21 -  
ons kenmerk: CO-285453/7  
datum : april 1989

Het meest opmerkelijke resultaat van de waterspanningsmetingen is echter de snelle demping van de drukfluctuaties in het zandpakket. 30 cm in het zandpakket blijkt de waterspanning nagenoeg constant. Deze demping is veel groter dan de demping die in de filterlaag is gemeten. Waarschijnlijk wordt ze veroorzaakt door elastische berging ten gevolge van het grote luchtgehalte in het zandpakket. Dit resultaat betekent dat de drukfluctuaties ten gevolge van golfaanval maar een lokaal gebeuren is. Op 0.5 m onder de filterlaag is de druk als stationair te beschouwen.

### 7.3 Gemeten verhangen

Door de snelle uitdemping van de drukfluctuaties zijn van de gemeten verhangen, de verticale verhangen op de laagscheiding het grootst. Bij SZ152 blijkt het gemiddeld verhang laag op het talud over de eerste 0.3 m zandpakket (0.3 m is de afstand tussen de drukopnemers) al bijna gelijk aan 1, zie bijlage 7.5. In de proeven SZ508 en SZ516 is het verhang kleiner, omdat de golfbelasting kleiner is, zie bijlage 7.6 en 7.7. Er van uitgaande, dat de demping wordt veroorzaakt door elastische berging betekent dit een nog hoger verhang bij de laagscheiding. De berekening gegeven in Appendix B toont aan dat bij een dergelijke demping van de drukfluctuaties bij de laagscheiding het verticale verhang ongeveer 3 maal zo groot is als over de eerste 0.3 m. Een dergelijk groot verticaal verhang betekent dat alleen een geometrisch dicht filter stabiel kan zijn. Voor de in dit onderzoek onderzochte constructies blijkt dus in alle gevallen een dergelijk geometrisch dicht filter noodzakelijk.

Het verticale verhang boven in het talud bij proef SZ152 toont een opmerkelijk beeld, zie bijlage 7.5. Door de demping die is opgetreden bij de waterspanning in het zandpakket is de cyclische variatie van de waterspanning in de filterlaag ook in het verhang af te lezen. Het verhang varieert echter niet rondom de evenwichtsstand, zoals beneden in het talud, maar er is een netto positieve component. Er stroomt water in het talud. Dit komt overeen met het in paragraaf 7.2 geconstateerde nog niet in evenwicht zijn van de waterstroming in het zandpakket. Het gemeten verhang is echter wel erg hoog. Het is niet onmogelijk dat het zo langzaam bereiken van de evenwichtsstand in het zandpakket ook tot gevolg heeft dat bij het ijken van de drukopnemers tussen twee proeven in ook de evenwichtsituatie nog niet bereikt was. De betrouwbaarheid van de waterspannings en verhang metingen in het zand boven in het talud wordt daarom niet te hoog ingeschat.

De gemeten horizontale verhangen zijn ook gegeven in de bijlagen 7.5 tot en met 7.7. Deze verhangen komen overeen met de verwachtingen. Boven in het talud wordt een neerwaarts verhang gelijk aan de taludhelling gevonden, voor die golf (SZ152), waarbij de drukopnemers boven in het talud ook nog cyclisch worden belast. Lager op het talud zijn de neerwaartse verhangen kleiner.

bladnummer : - 22 -  
ons kenmerk: CO-285453/7  
datum : april 1989

De figuren 7.8 tot en met 7.10 geven fasediagrammen van de horizontale en verticale verhangen op het talud. Voor SZ152 en SZ516 zijn dit min of meer cirkelvormige figuren. Dat betekent dat het verhang parallel aan het talud maximaal is als het verhang loodrecht op het talud minimaal is en andersom. Voor SZ508 vallen deze maxima gelijktijdig. Voor de filterstabiliteit is het gunstig dat in SZ152, waarin het grootste verhang loodrecht op het talud gemeten is, dit verhang niet wordt gecombineerd met het grootste verhang parallel aan het talud. De berekende verhangen op de laagscheiding zijn echter zo groot dat toch geen stabiele filterconstructie te verwachten is, wanneer wat al te ver wordt afgeweken van geometrisch dicht en het basis materiaal niet is verdicht.

#### 7.4 Gemeten hoek $\beta$

In [9] is de gemeten stijghoogte op het talud geanalyseerd. Voor het analytisch rekenmodel [13] is de hoek  $\beta$  van het golffront van groot belang. In [9] wordt genoemd dat bij proef SZ118 met een  $\xi$ -waarde van 3.04 het verschil tussen de golfterugloop en golfklap niet uit de gemeten verschildruk is af te lezen, zie bijlage 7.11 die een kopie is van figuur 7 uit [9]. Omdat voor zulke gevallen de bepaling het tijdstip van de minimale  $\beta$  (die verantwoordelijk is voor de maatgevende verschildruk) vlak voor de golfklap wat moeilijk is, is voor dit geval  $\beta$  uitgerekend en in de tijd uitgezet. Hiervoor is het stijghoogteverschil tussen twee drukopnemers gedeeld door de horizontale afstand tussen de drukopnemers. De arctangus van dat getal is  $\beta$ . De resultaten hiervan zijn gegeven in de bijlagen 7.12 en 7.13. Door de negatieve waarden van  $\beta$  ontstaat een wat verwarrend beeld. Daarom is ook  $90^\circ - \beta$  uitgezet, zie bijlagen 7.14 en 7.15. Deze geven een veel duidelijker beeld. Vrij grote waarden van  $\beta$  (kleine voor  $90^\circ - \beta$ ) worden afgewisseld met een zeer snelle afname, waarschijnlijk bij de golfklap. Gezien het verloop in de  $\beta$ 's is het opmerkelijk, dat het verloop in de verschildruk zo regelmatig is. Vóór de golfklap wordt een waarde van ongeveer 65 graden voor  $\beta$  gevonden in de golfklap iets meer dan 30 graden. Dit resultaat onderstreept de conclusie in [9], dat de afgeleide relaties voor  $\beta$  geldig zijn buiten de golfklap, zie ook bijlage 7.16 waarin de voor deze golf gevonden waarden van  $\beta$  zijn uitgezet. Bij dergelijk grote verschillen tussen de  $\beta$  voor en tijdens de golfklap is het de vraag of de golfklap kan worden verwaarloosd. De verschildruk registraties (bijlage 7.11) wijzen op het tegendeel. In [9] wordt echter aangetoond, dat deze grote verschillen alleen voorkomen bij vrij hoge  $\xi$ -waarden, die in werkelijkheid bij een storm niet te verwachten zijn.

bladnummer : - 23 -  
ons kenmerk: CO-285453/7  
datum : april 1989

#### REFERENTIES

- [1] Burger A.M.  
Taludbekleding van gezette steen  
Meetverslag eindverificatie-onderzoek  
Waterloopkundig Laboratorium en Grondmechanica Delft  
H195.25. april 1988 (eerste concept)
- [2] Bezuijen A.; Hoogeveen R.J.  
Beweging van Blokken  
Grondmechanica Delft, CO-280050, april 1986
- [3] Bezuijen A.  
Taludbekleding van gezette steen  
Evaluatie Oesterdamonderzoek grondmechnische aspecten en  
rekenmodel STEENZET  
Waterloopkundig Laboratorium M1795/M1881 deel X  
Grondmechanica Delft CO-258901/91 en 141 februari 1984
- [4] Klein Breteler M.  
Doorlatendheid van de toplaag  
Waterloopkundig laboratorium, H195, februari 1988
- [5] den Adel H.  
Heranalyse doorlatendheidsmetingen met de Forchheimer relatie  
Grondmechanica Delft, CO-272550/56, november 1987
- [6] Burger A.M.  
Sterkte Oosterschelde-dijken onder geconcentreerde golfaanval  
Waterloopkundig Loaboratorium, M 2036, maart 1985
- [7] te Duits E.  
Gevoeligheidsstudie  
Grondmechanica Delft CO-276920/5, 1987.
- [8] Waterloopkundig Laboratorium/Grondmechanica Delft  
Taludbekleding van gezette steen  
Steenzettingen op zand  
Verzamelperslag  
M 1795/M 1881 deel XII WL, CO-289060/3 GD, september 1988.
- [9] Klein Breteler M.  
Eindverifikatie onderzoek Deltagoot  
Analyse van gemeten stijghoogte op talud  
Waterloopkundig Laboratorium, H 195, december 1988.
- [10] de Groot M.B.; Bezuijen A.; Burger A.M.; Konter J.L.M.  
The interaction between soil, water and bed or slope protection  
Proceedings SOWAS-symposium, Delft, september 1988.

bladnummer : - 24 -  
ons kenmerk: CO-285453/7  
datum : april 1989

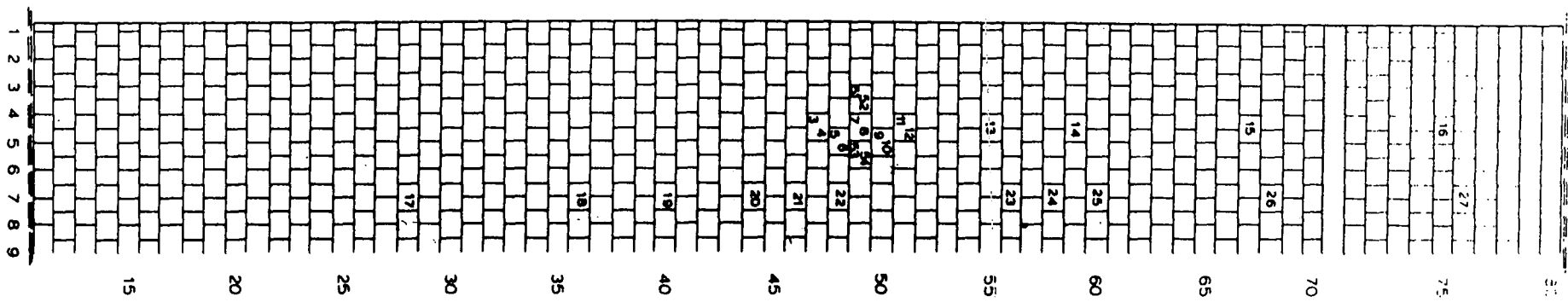
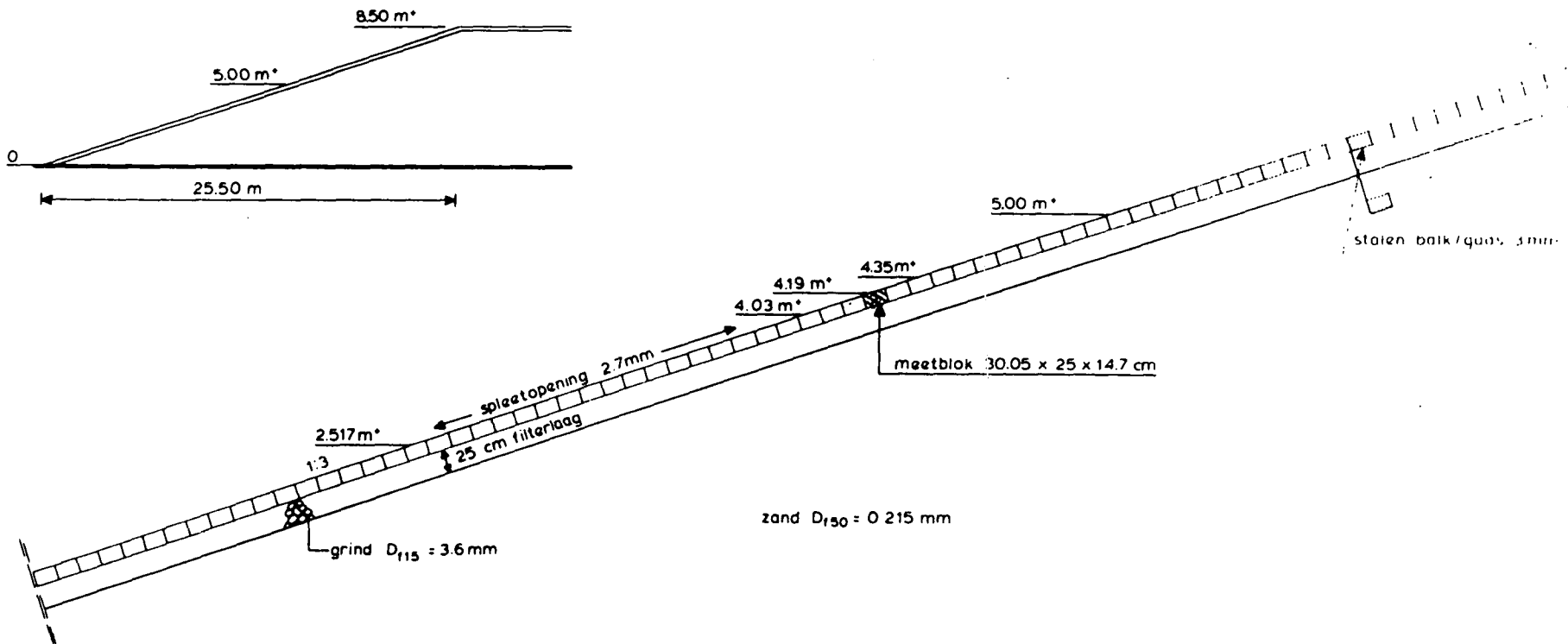
- [11] Koning H.J.  
Het zichtbare verschil in vloeistofberging in een kolom  
glaskorrels bij enkel- en meervoudig opzetten van het niveau  
Grondmechanica Delft rapport CO-11020-II
- [12] Klein Breteler M.  
Eindverificatie onderzoek Deltagoot  
Analyse van stijghoogte verschil over de toplaag  
Waterloopkundig Laboratorium, H 195 deel IV, januari 1989.
- [13] Klein Breteler M.  
Taludbekleding van gezette steen  
Stabiliteit toplaag zonder inklemming of interlocking  
Waterloopkundig Laboratorium M1881-04/H195-04 november 1987

Tabel 2.1. Geselecteerde golven.

Proefnr. SZ	golflengte (m)	golfteriode S	$\xi$ (-)	west/oost gesimuleerd
103	0,6	2,9	1,55	w/o
104	0,44	3,4	2,12	w/o
108	0,37	5,8	3,99	w/o
118	0,59	5,6	3,03	w/o
120	0,56	7,0	3,89	w/o
130	0,40	4,6	3,04	w/o
137	0,71	4,1	2,02	w/o
141	0,48	5,2	3,14	w/o
143	0,92	3,6	1,56	w/o
144	1,24	3,1	1,16	w/o
152	1,19	5,1	1,94	w/o
208	0,25	3,7	3,11	w
210	0,49	2,7	1,6	w
508	0,31	4,1	3,04	w/o
509	0,37	3,7	2,55	
513	0,43	3,3	2,09	
516	0,74	2,0	1,35	w/o
617	0,64	4,1	2,14	w
619	0,81	3,4	4,7	
622	0,59	6,4	3,47	
625	1,12	3,8	1,50	

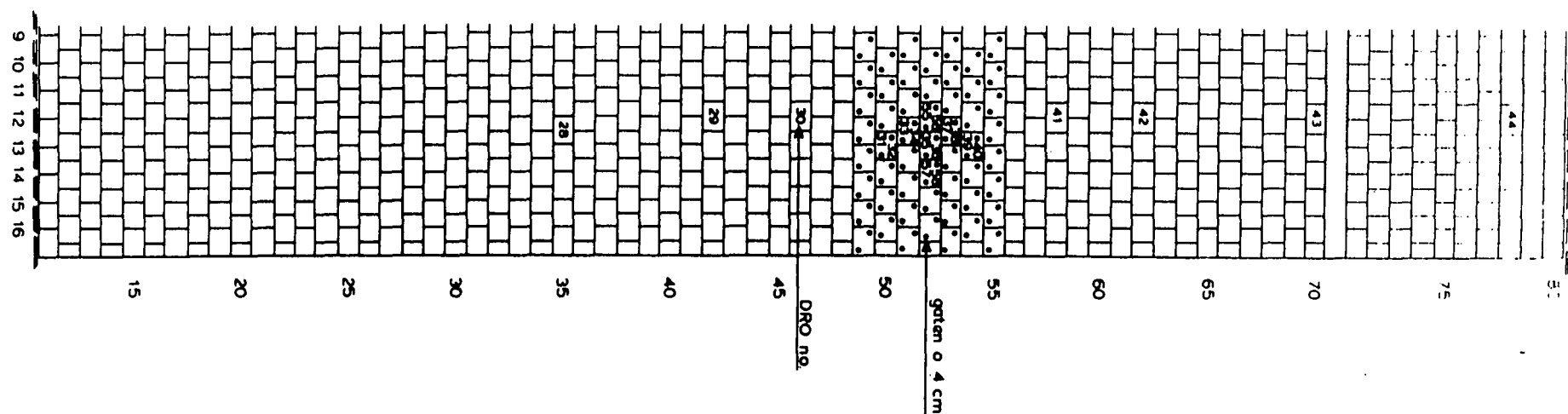
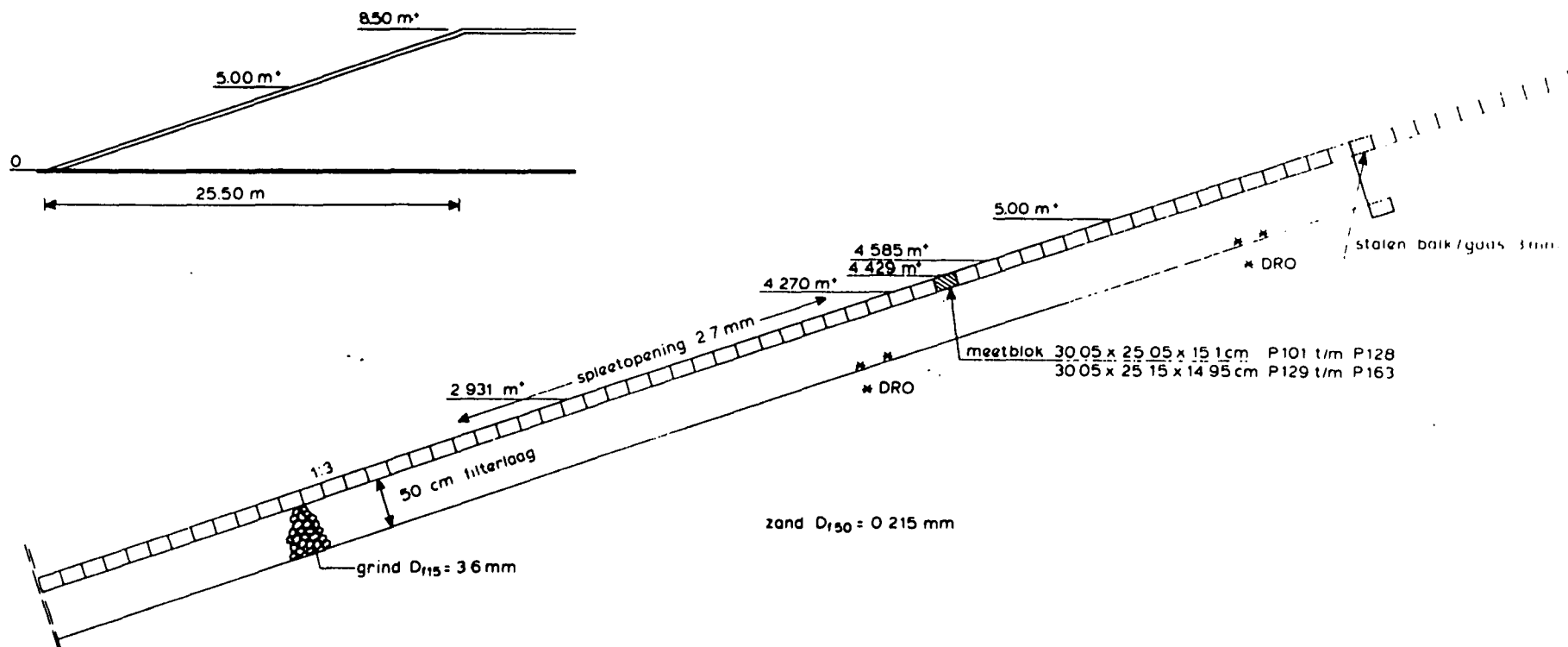
proef serie	berekend(b)					"gefit"(f)					$\Lambda_f/\Lambda_b$
	k	a'	b'	k'	$\Lambda$	k	a'	b'	k'	$\Lambda$	
	m/s	s/m	(s/m) <sup>2</sup>	m/s	m	m/s	s/m	(s/m) <sup>2</sup>	m/s	m	
1 west	0,06	16	5579	0,012	0,43	0,06	64	15500	0,006	0,57	1,31
1 oost	0,06	16	5444	0,012	0,62	0,06	16	5440	0,032	0,61	0,99
2 west	0,13	34	3279	0,013	0,85	0,13	115	10654	0,006	1,30	1,52
5 west	0,13	1,6	6855	0,012	0,49	0,13	0,4	275	0,060	0,4	0,82
5 oost	0,13	1,6	6728	0,012	0,58	0,13	0,5	525	0,043	0,58	0,81
6 west	0,20	0,12	3928	0,016	1,13	0,20	45,1	8611	0,008	1,56	1,38

Tabel 5.1: Berekende en "gefitte" lek lengte voor de verschillende constructies.

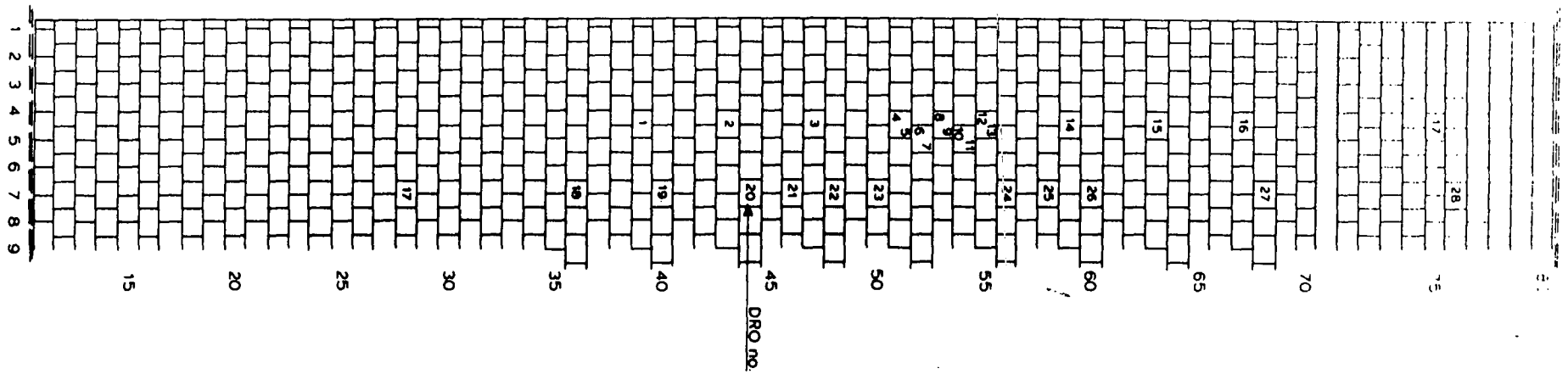
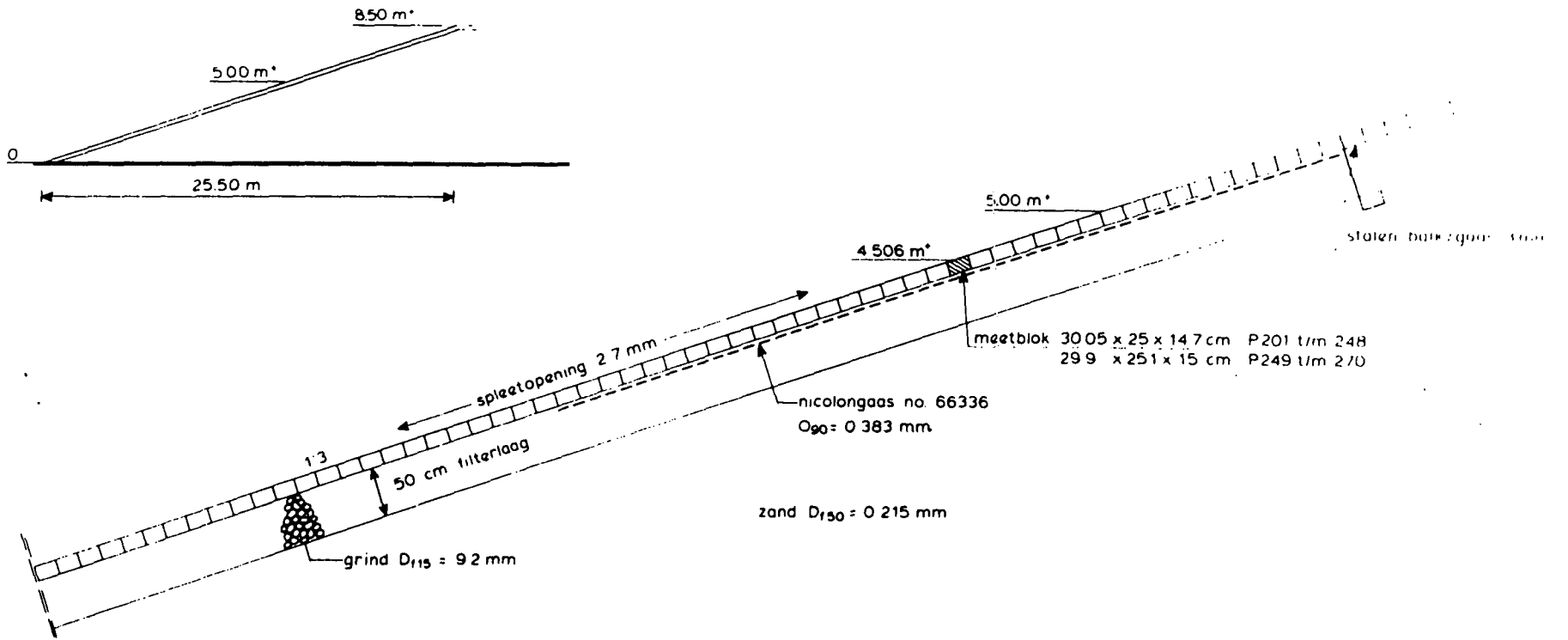


DWARSDOORSNEDE EN BOVENAANZICHT	SERIE I	WESTZUDE
	SCHAAL 1:50	
WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM	H 195	FIG. 2.1





DWARSDOORSNEDE EN BOVENAANZICHT	SERIE I	OOSTZUDE
	SCHAAL 1:50	
WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM	H 195	FIG. 2.2



DWARSDOORSNEDE EN BOVENAANZICHT

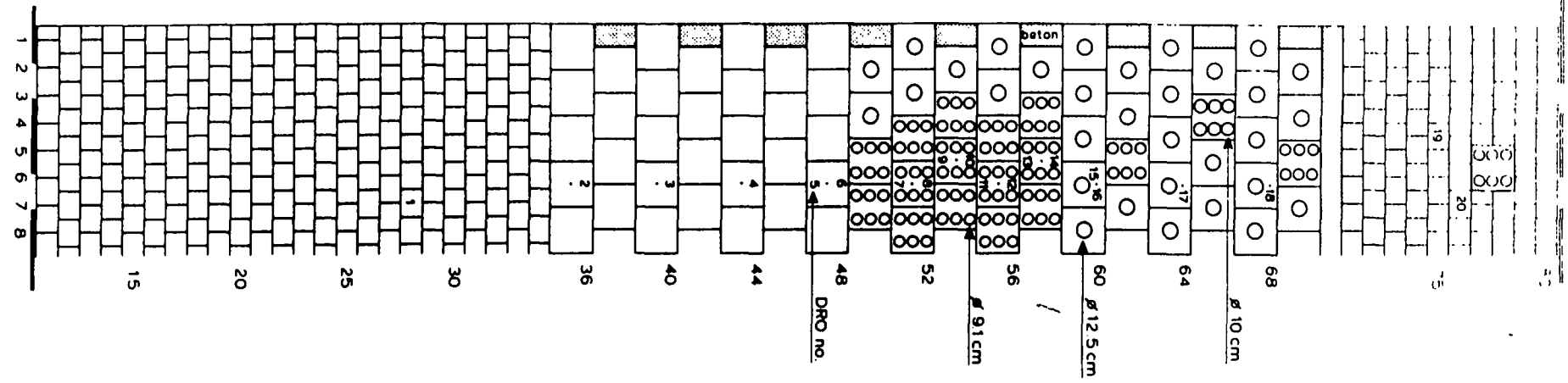
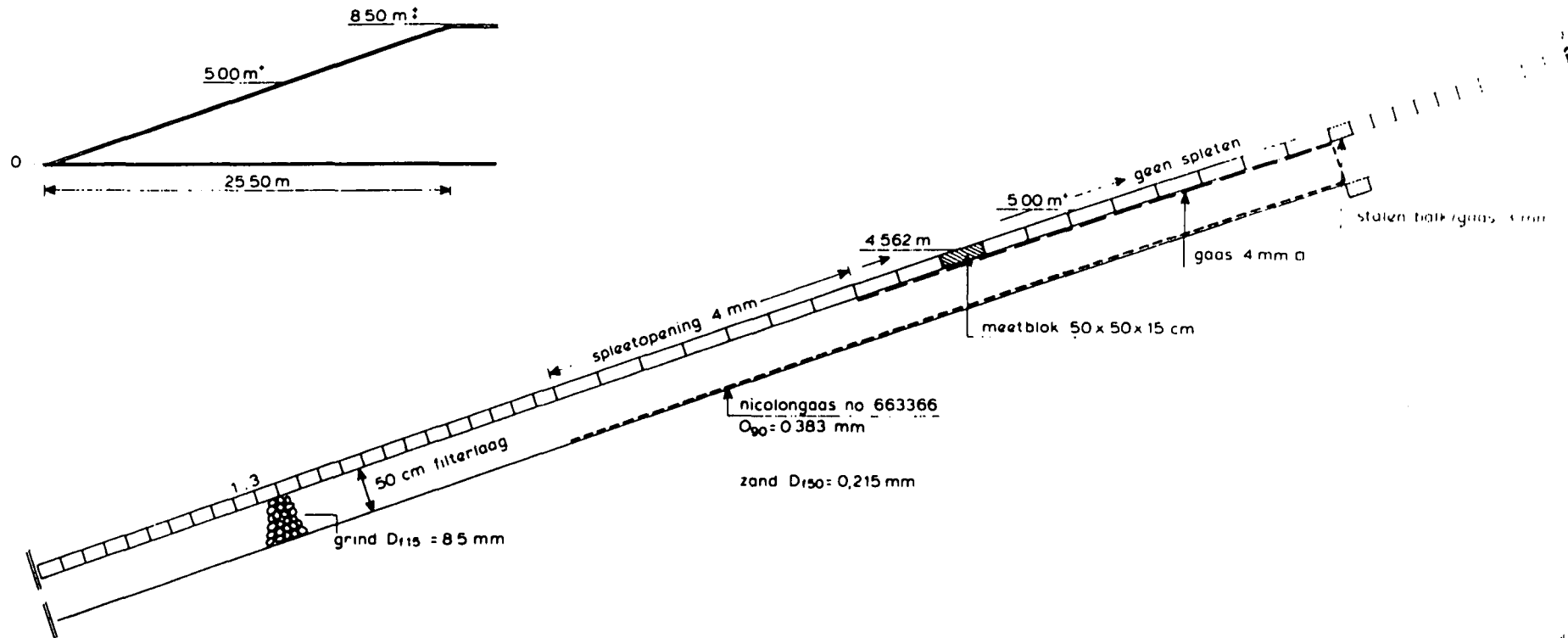
SERIE II WESTZUDE

SCHAAL 1:50

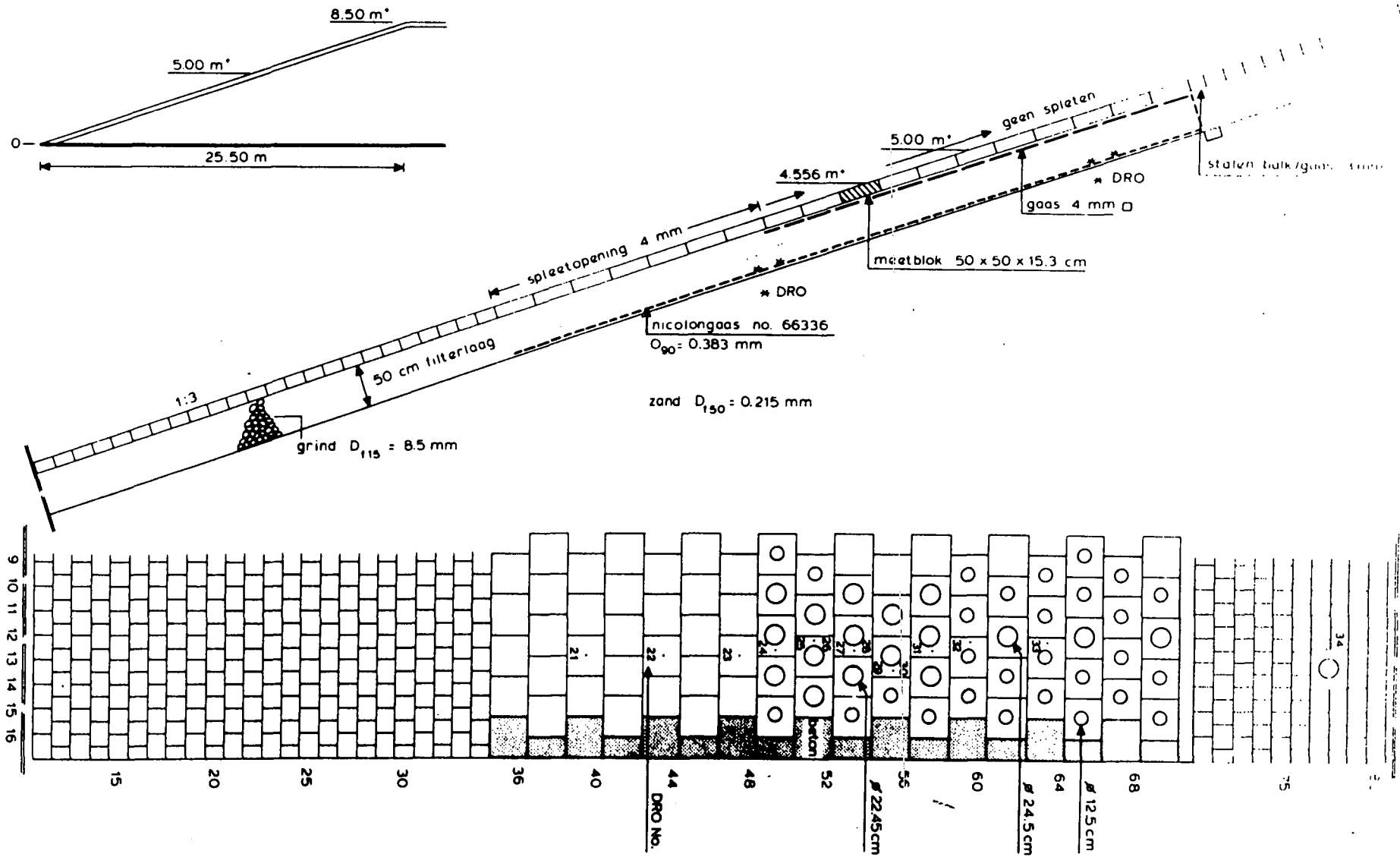
WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM

H 195

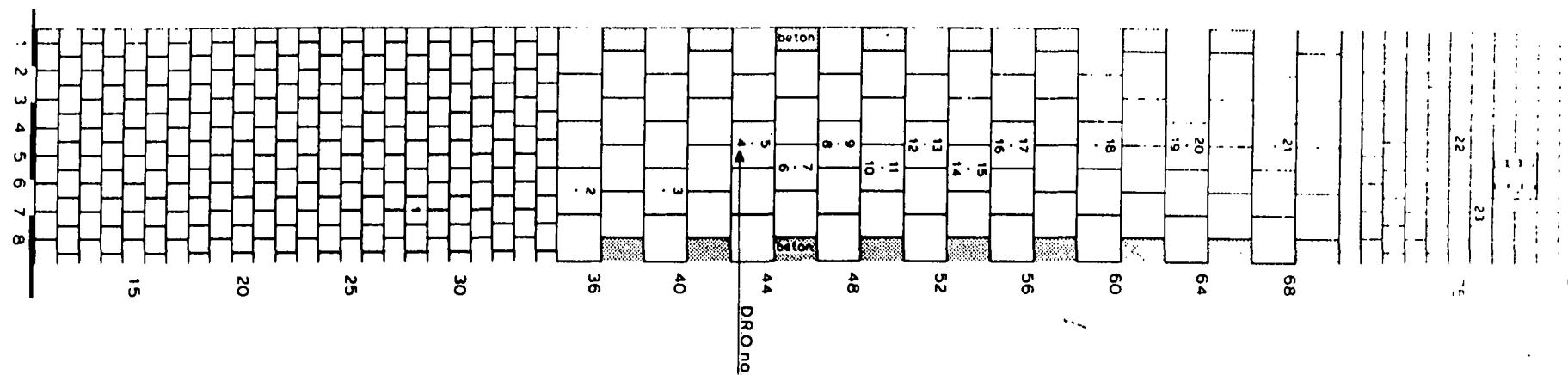
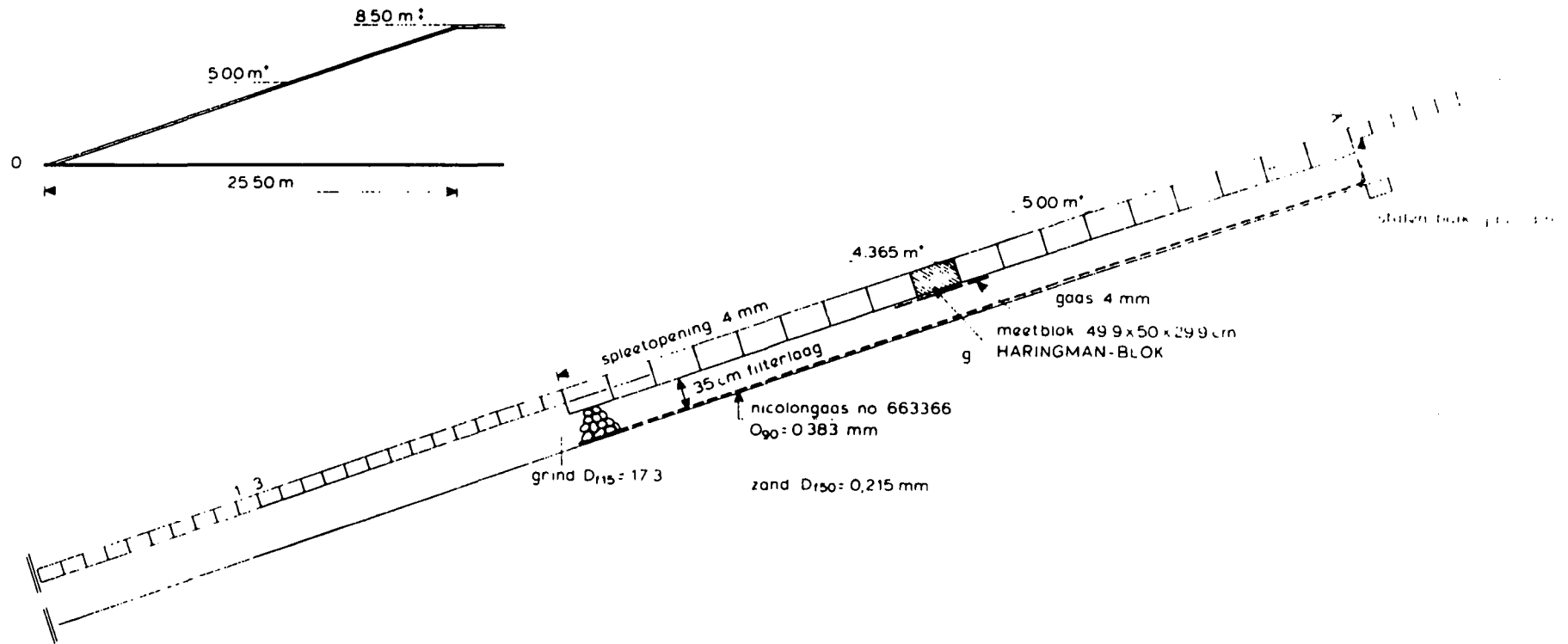
FIG. 2.3



DWARSDOORSNEDE EN BOVENAANZICHT	SERIE V	WESTZUDE
	SCHAAL 1:50	
WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM	H 195	FIG. 2.4

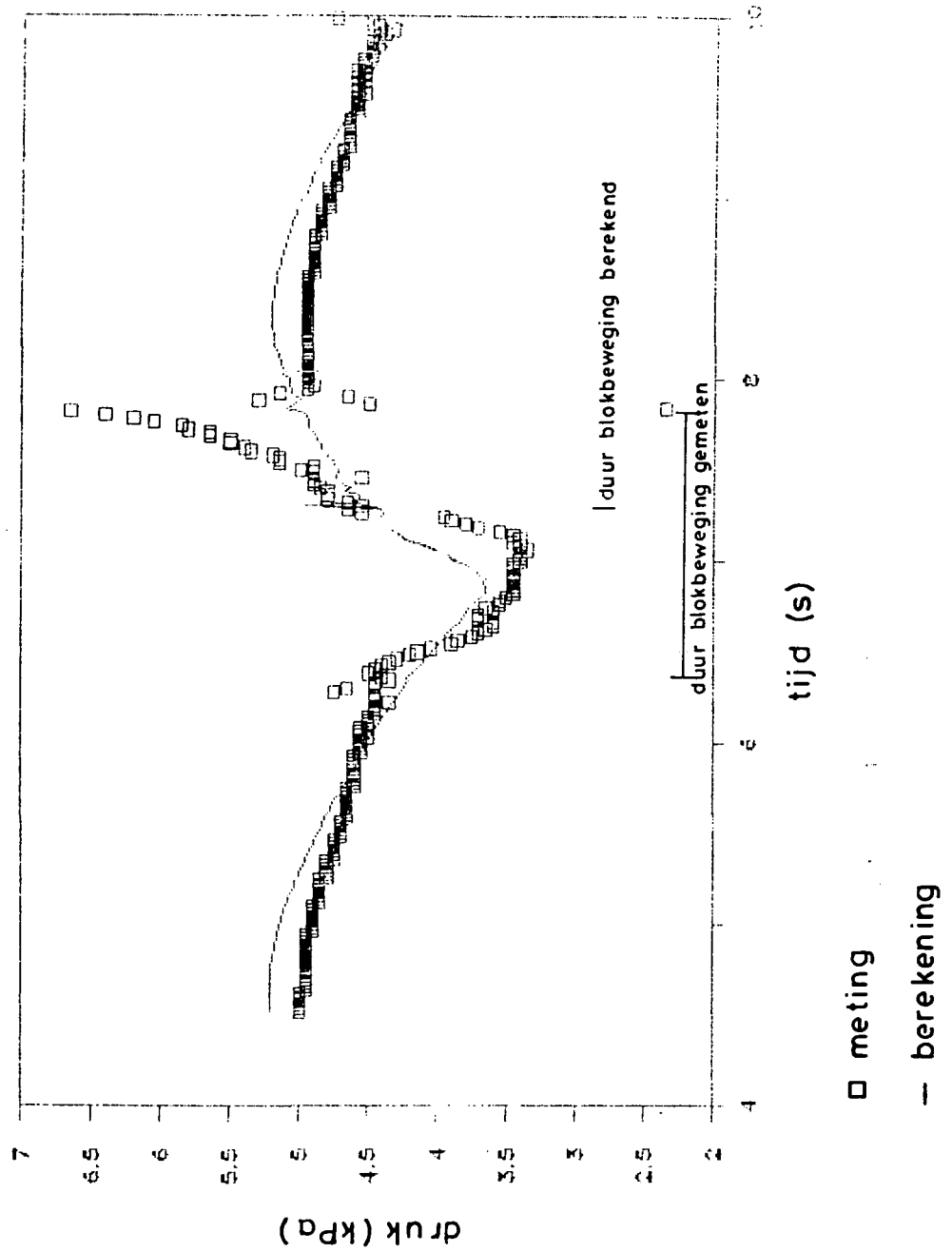


DWARSDOORSNEDE EN BOVENAANZICHT	SERIE V	OOSTZUDE
	SCHAAL 1:50	
WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM	H 195	FIG. 2.5



DWARSDOORSNEDE EN BOVENAANZICHT	SERIE VI	WESTZUDE
	SCHAAL 1:50	
WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM	H 195	FIG. 2.6

W's onder het bewegende blok



SZ 208 WEST



GRONDMECHANICA  
DELFT

Postbus 69, 2600 AB Delft  
Telefoon (015) 69 35 00

Telefax (015) 610821  
Telex 38234 soil nl

d.d.  
89-02-23

SZ 208 VERGELIJKING METING EN STEENZET/1+  
BEREKENING. PARAMETERS VOOR BEREKENING BEPAALD  
VOLGENS STANDAARD METHODE

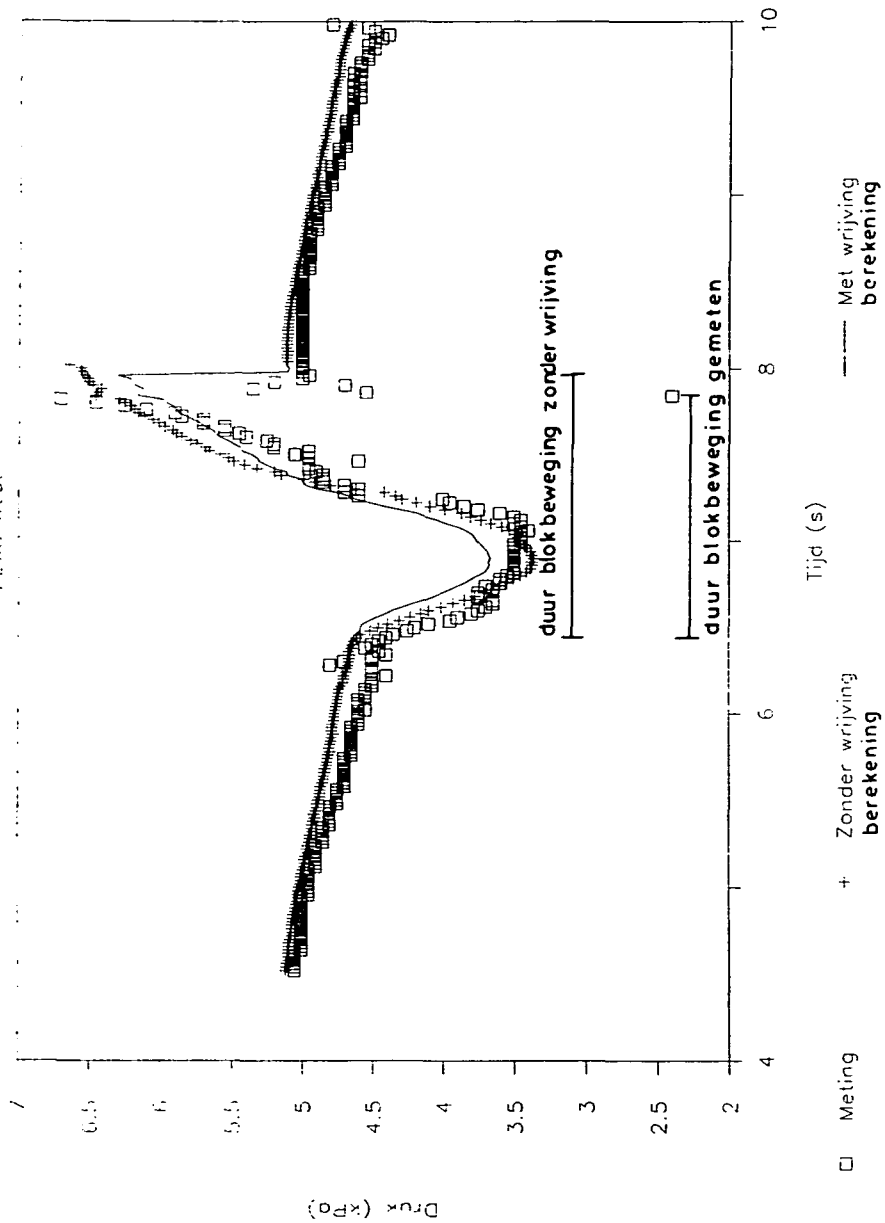
CO- 285453

Bijl. 4.1

A4

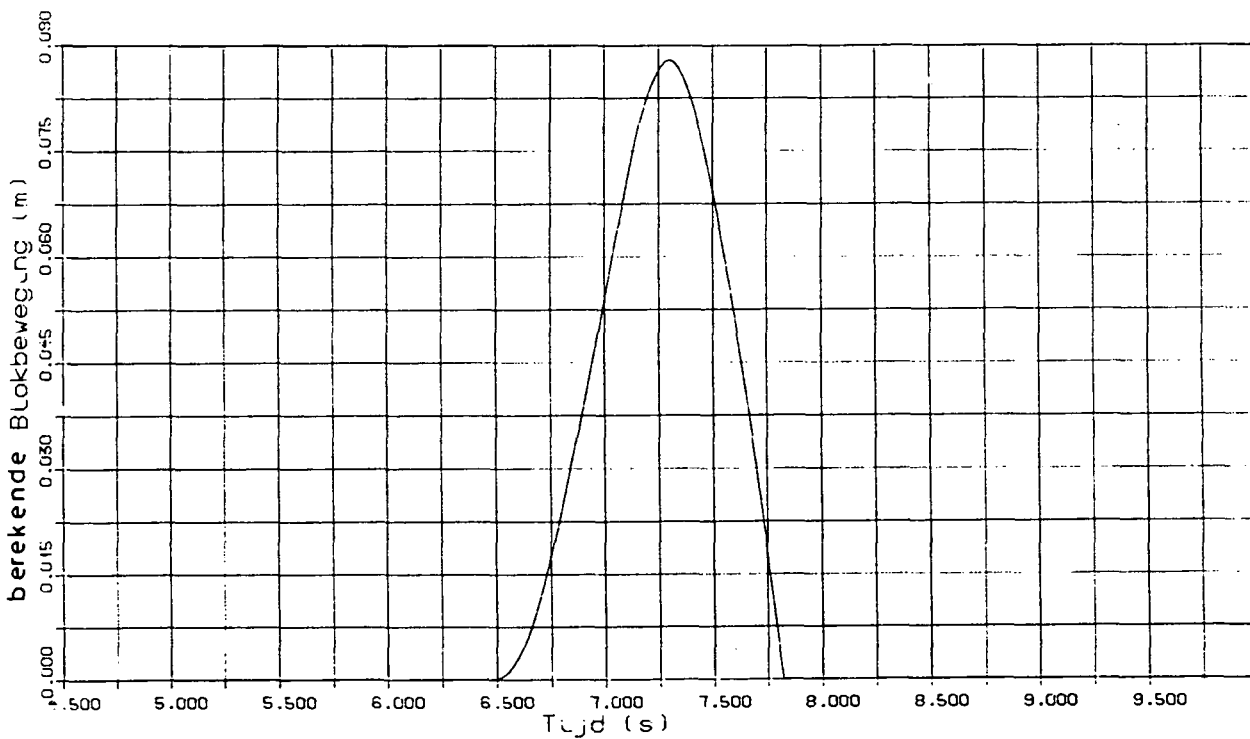
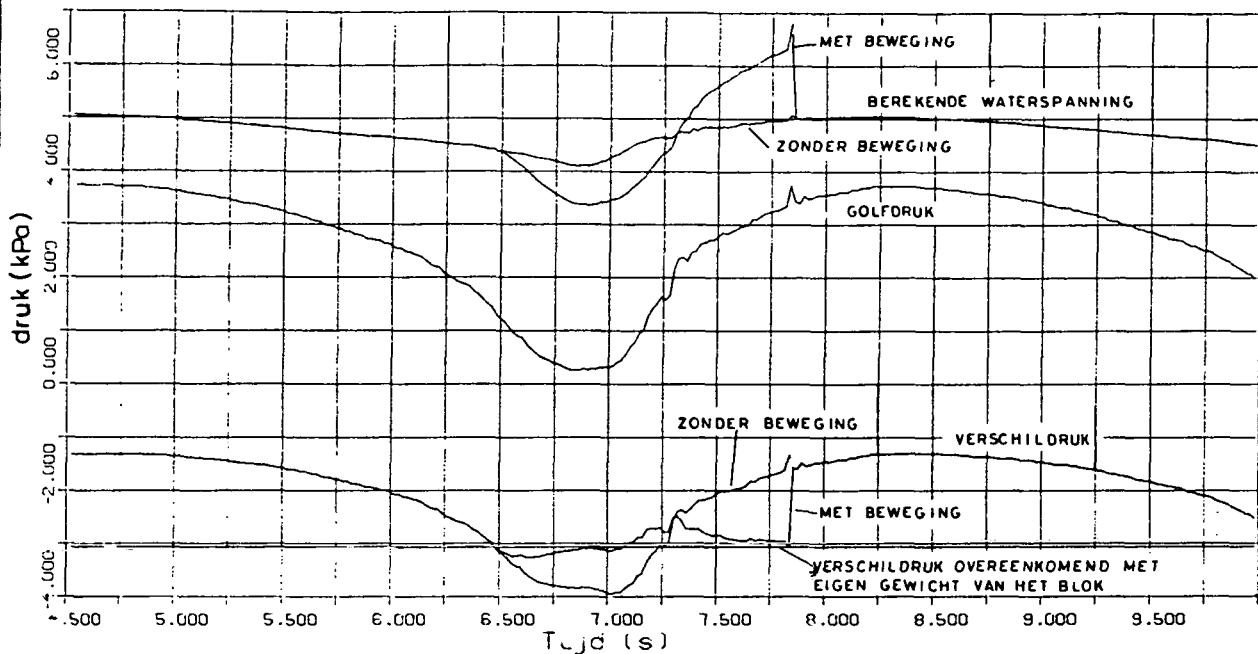
Waterspanning onder Bewegende Blok

SZ208 West



SZ 208 WEST

 GRONDMECHANICA DELFT	Postbus 69, 2600 AB Delft Telefoon (015) 69 35 00	Telefax (015) 610821 Telex 38234 soil nl	d.d.	
			89-02-23	
BEREKENDE EN GEMETEN WATERSPANNING ONDER BEWEGEND BLOK VOOR PROEF SZ208. BEREKENING MET EN ZONDER WRIJVING TUSSEN DE BLOKKEN			CO- 285453	
			Bijl. 4.2	A4



SZ 208 WEST

GRONDMECHANICA Postbus 69, 2600 AB Delft Telefax (015) 610821  
 DELFT Telefoon (015) 69 35 00 Telex 38234 soil nl

d.d.  
89-02-23

SZ208 BEREKENDE WATERSPANNING EN VERSCHILDRIJK  
 VOOR BEWEGENDE BLOK EN DE BEWEGING VAN DAT BLOK.  
 NAAR BUITEN GERICHTE VERSCHILDRIJK IS NEGATIEF

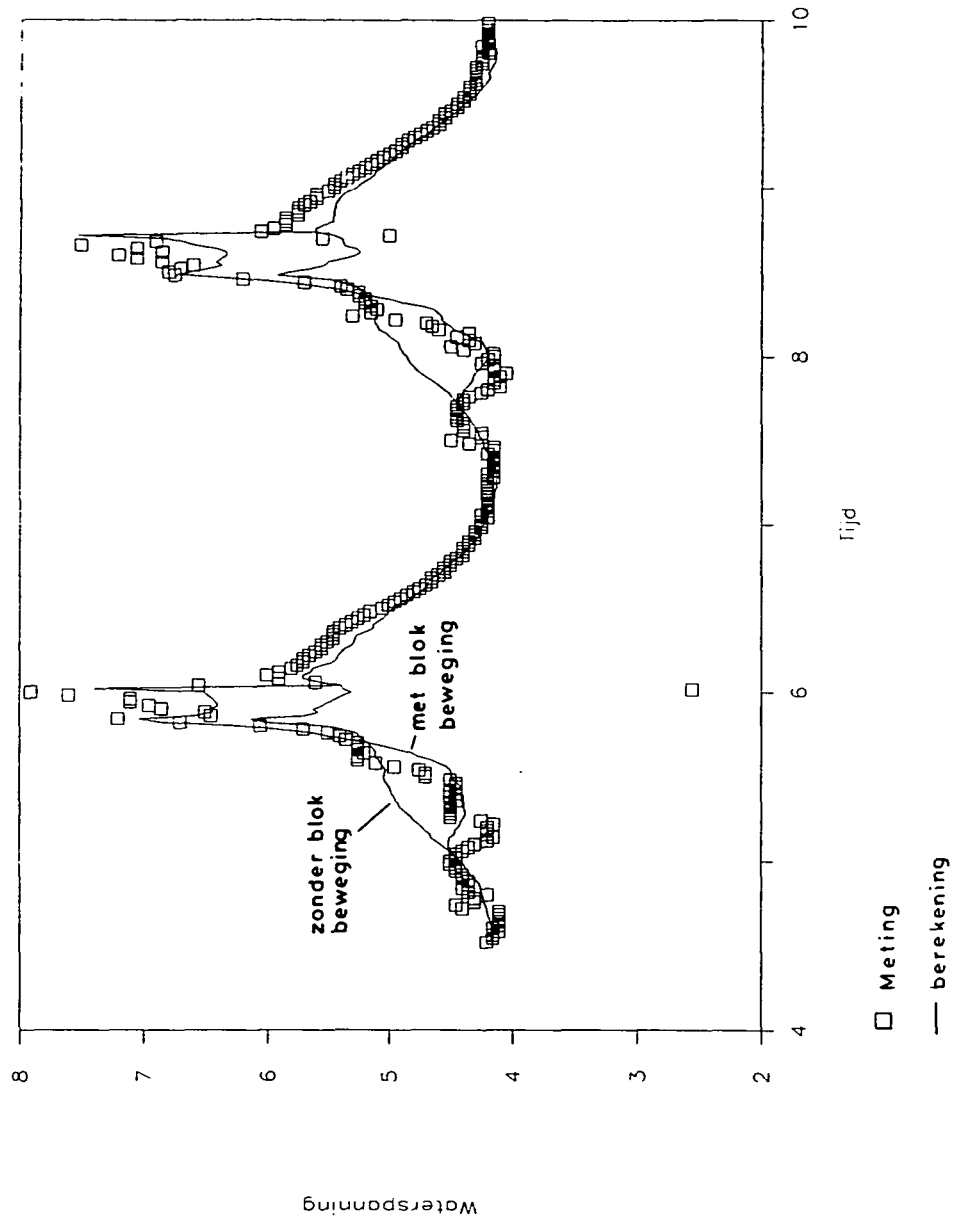
CO- 285453

Bijl. 4.3

A4



Ws onder het bewegende blok



SZ 210 WEST



GRONDMECHANICA  
DELFT

Postbus 69, 2600 AB Delft  
Telefoon (015) 69 35 00

Telefax (015) 610821  
Telex 38234 soil nl

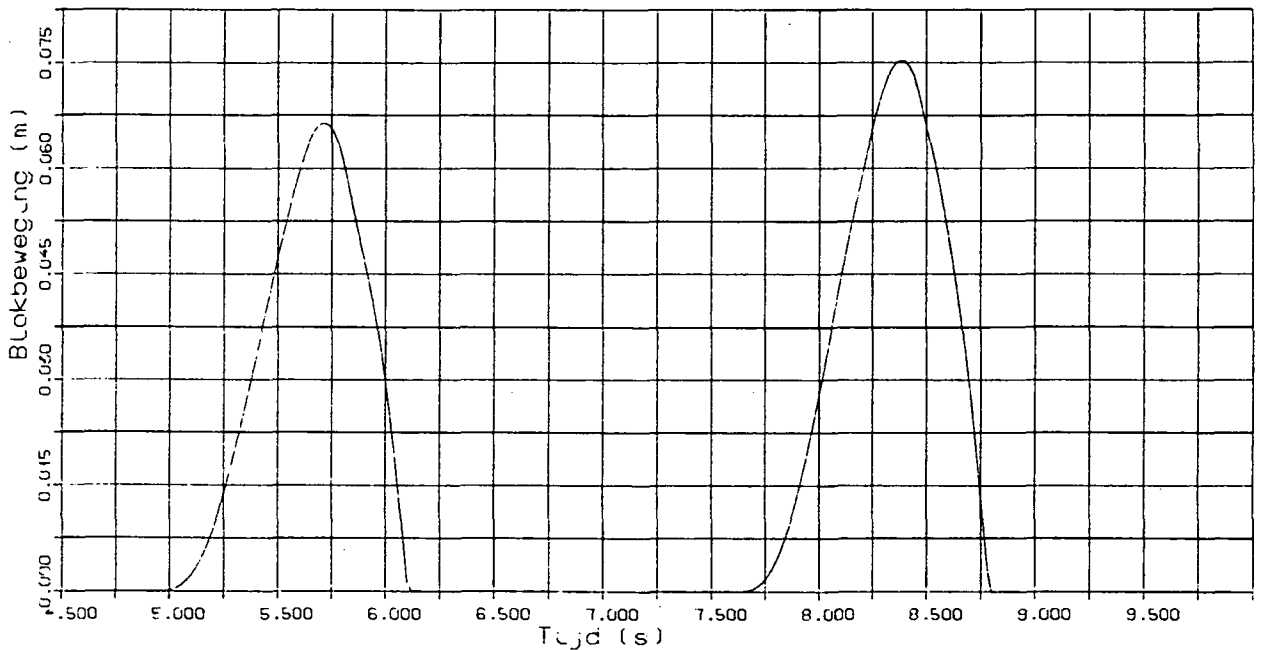
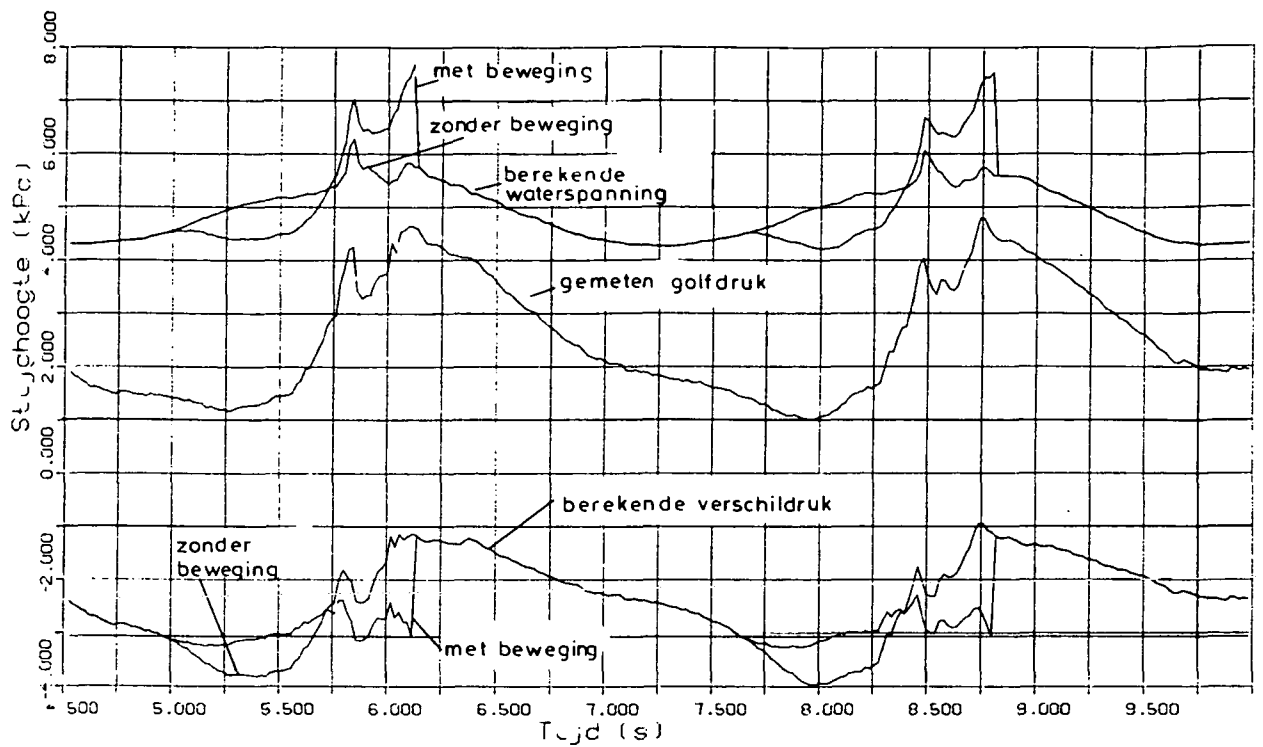
d.d.  
89-02-23

SZ210 VERGELIJKING GEMETEN EN BEREKENDE WATER-  
SPANNING ONDER BEWEGEND BLOK

CO- 285453

Bijl. 4.4

A4



SZ 210 WEST



GRONDMECHANICA  
DELFT

Postbus 69, 2600 AB Delft  
Telefoon (015) 69 35 00

Telefax (015) 610821  
Telex 38234 soil nl

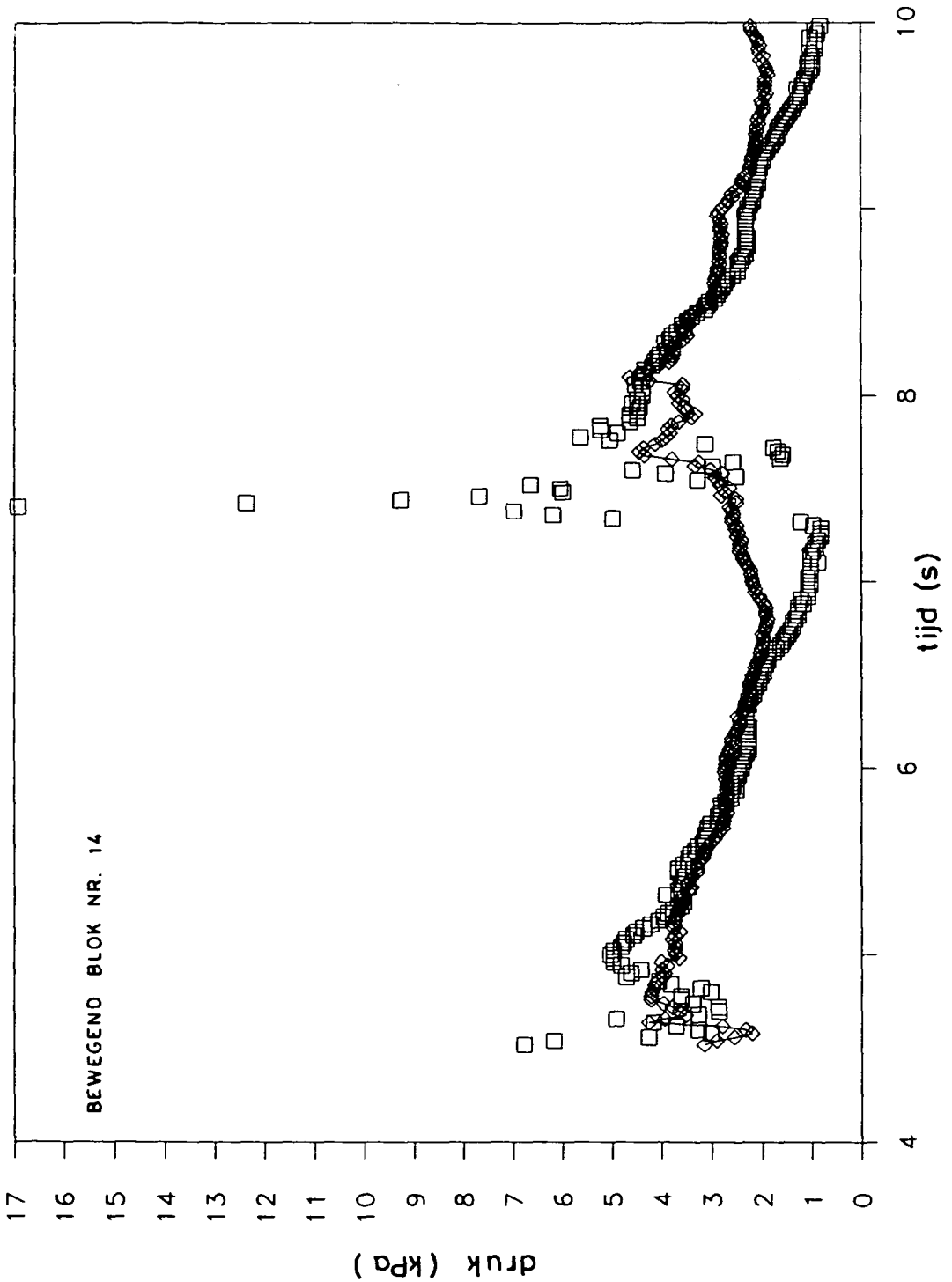
d.d.  
89-02-23

SZ210 BEREKENDE WATERSPANNING EN VERSCHILDRIJK  
VOOR BEWEGEND BLOK EN DE BEWEGING VAN DAT BLOK.  
NAAR BUITEN GERICHTE VERSCHILDRIJK IS NEGATIEF

CO- 285453

Bijl. 4.5

A4



GRONDMECHANICA  
DELFT

Postbus 69, 2600 AB Delft  
Telefoon (015) 69 35 00

Telefax (015) 610821  
Telex 38234 soil nl

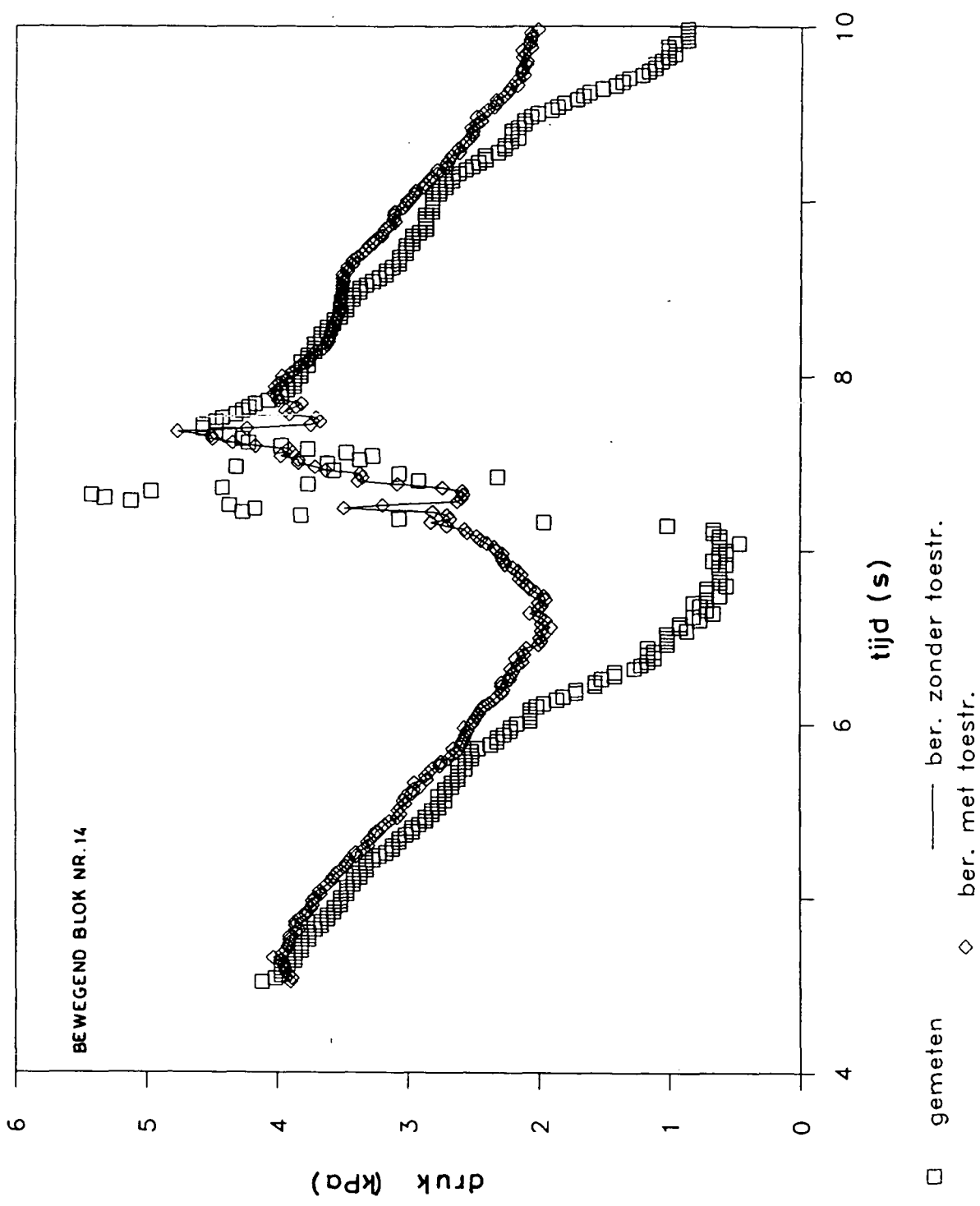
d.d.  
89-02-23


SZ103 WEST. VERGELIJKING BEREKENDE WATERSPANNING  
OP PLAATS WAAR MAX. VERSCHILDRUK IS BEREKEND  
MET DAAR DICTSTBIJZIJNDE GEMETEN WATERSPANNING

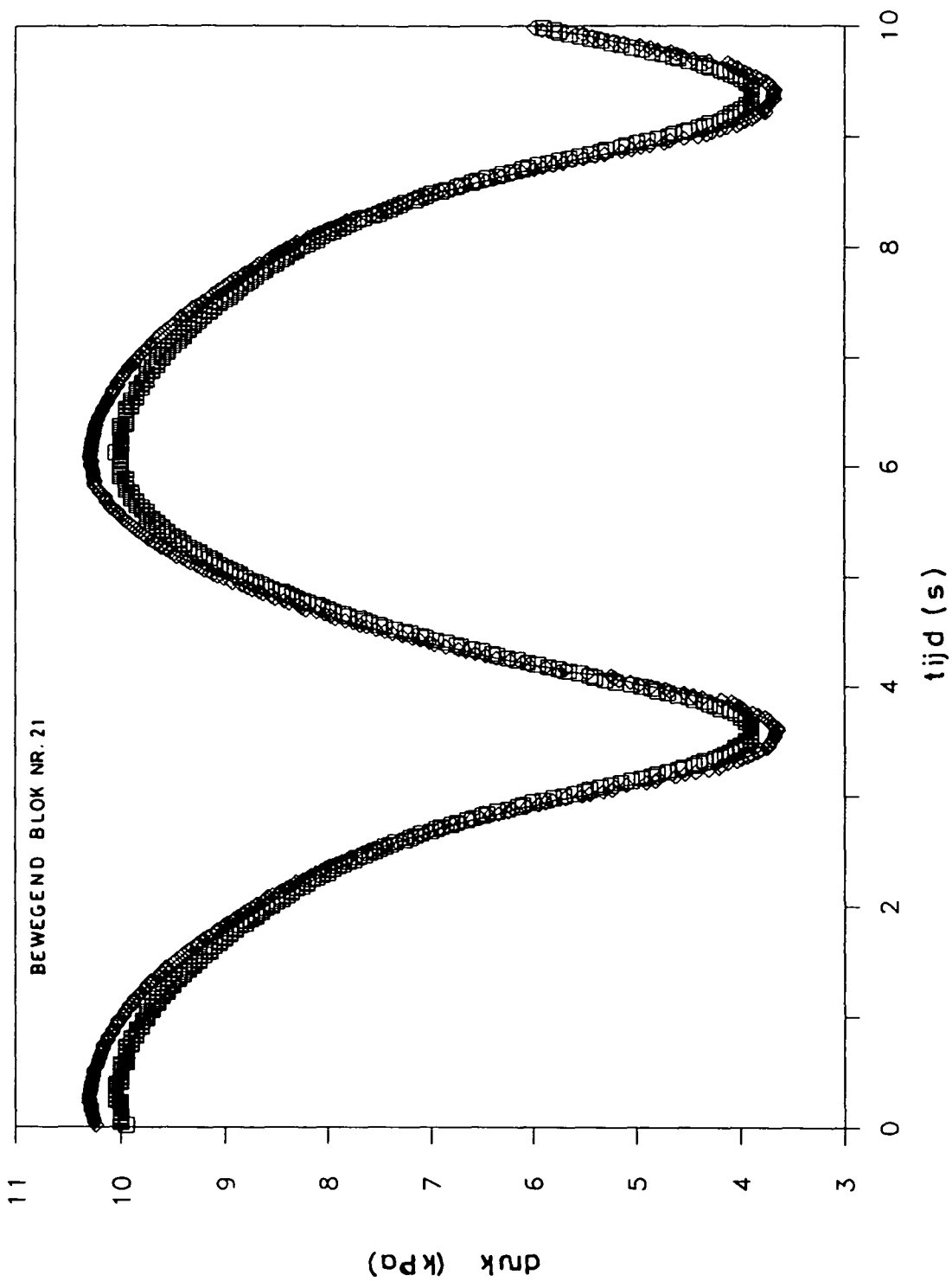
CO- 285453

Bijl. 4.6

A4



 GRONDMEECHANICA DELFT	Postbus 69, 2600 AB Delft Telefoon (015) 69 35 00	Telefax (015) 610821 Telex 38234 soil nl	d.d. 89-02-23
SZ104 WEST. VERGELIJKING BEREKENDE WATERSPANNING OP PLAATS WAAR MAX. VERSCHILDRUK IS BEREKEND MET DAAR DICTSTBIJZIJNDE GEMETEN WATERSPANNING			CO- 285453 Bijl. 4.7 A4



GRONDMECHANICA  
DELFT

Postbus 69, 2600 AB Delft  
Telefoon (015) 69 35 00

Telefax (015) 610821  
Telex 38234 soil nl

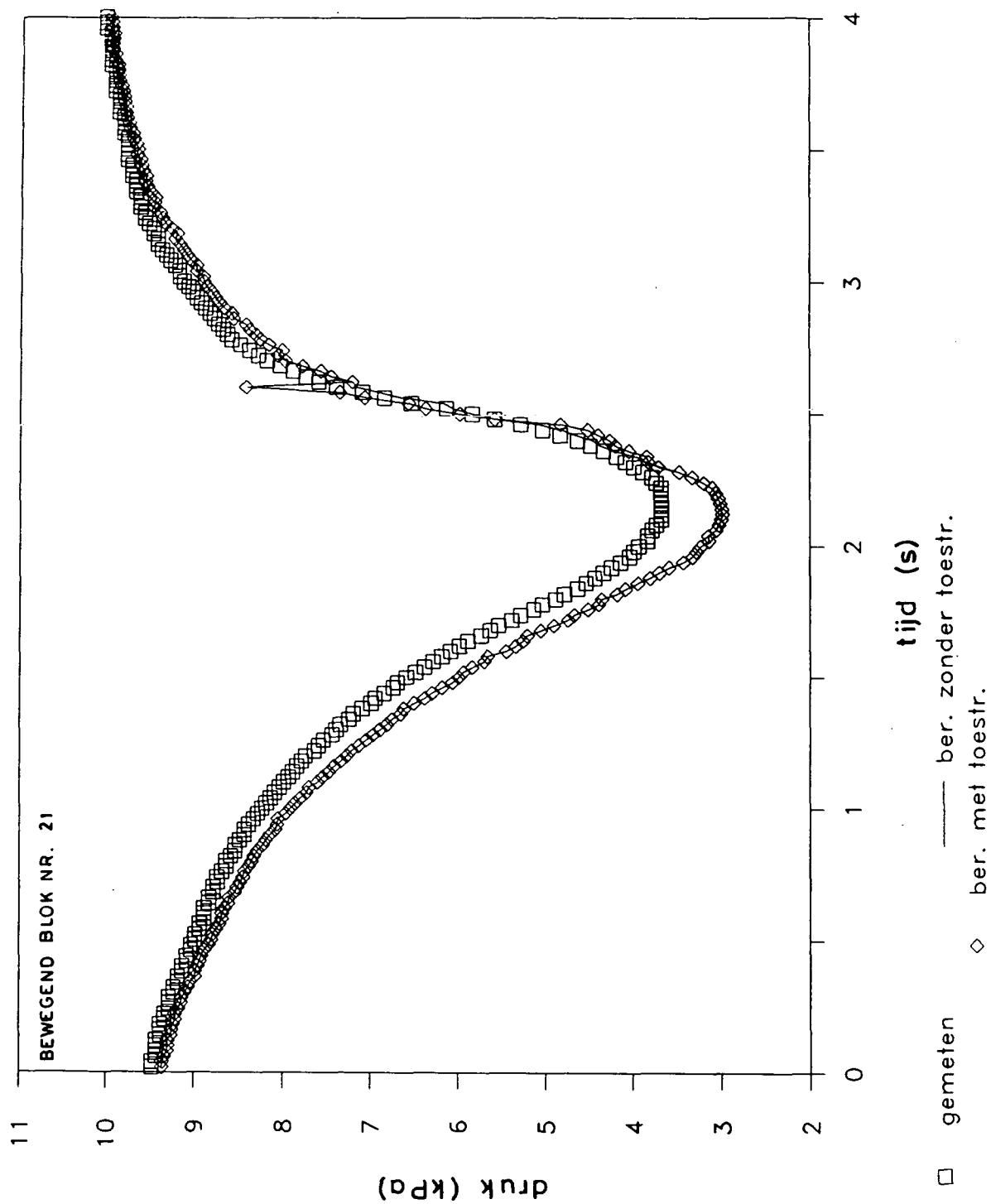
d.d.  
89-02-23

SZ108 WEST. VERGELIJKING BEREKENDE WATERSPANNING  
OP PLAATS WAAR MAX. VERSCHILDRUK IS BEREKEND  
MET DAAR DICHTSTBIJZIJNDE GEMETEN WATERSPANNING

CO- 285453

Bijl. 4.8

A4



GRONDMECHANICA  
DELFT

Postbus 69, 2600 AB Delft  
Telefoon (015) 69 35 00

Telefax (015) 610821  
Telex 38234 soil nl

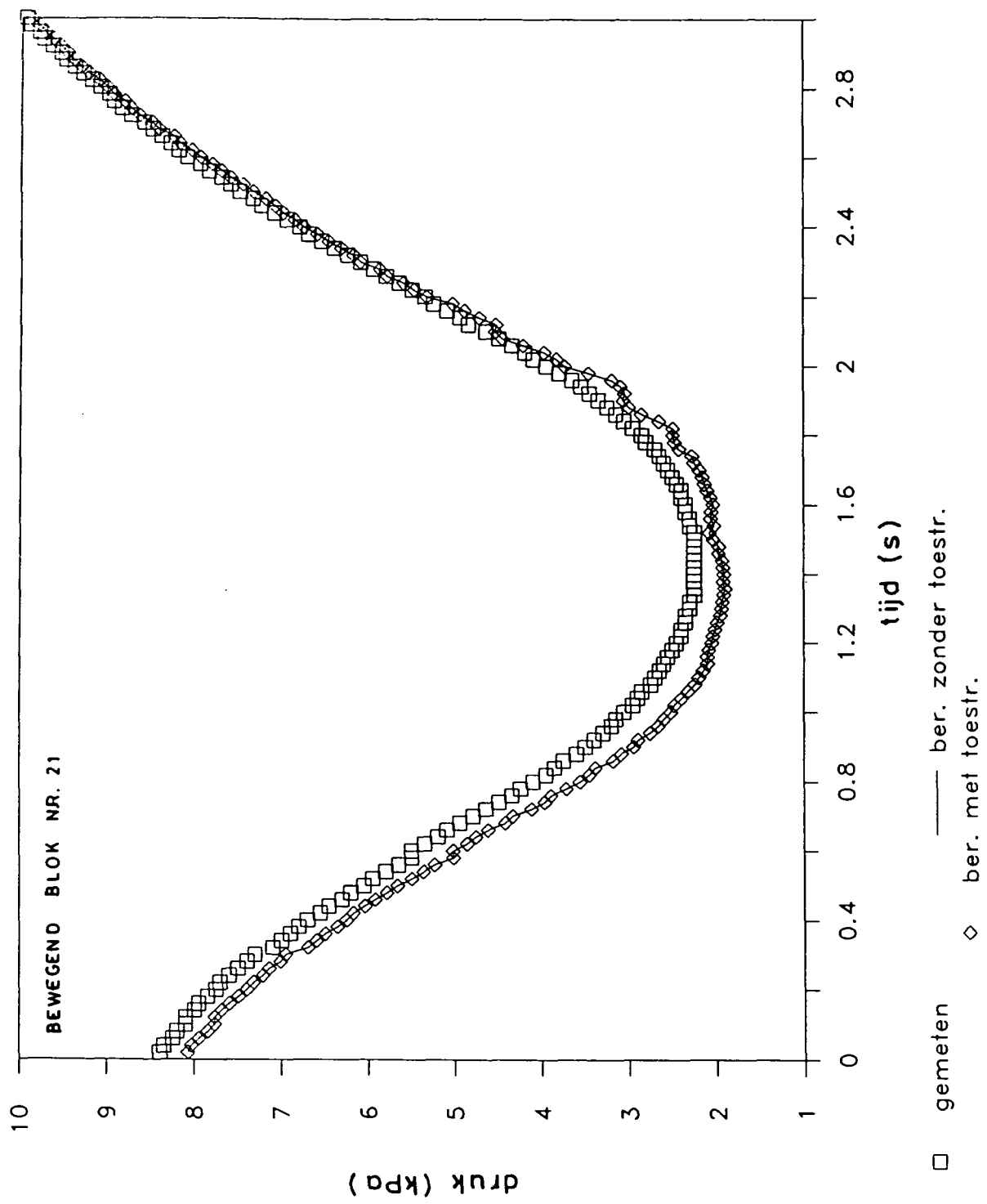
<sup>d.d</sup>  
89-02-23

SZ118 WEST. VERGELIJKING BEREKENDE WATERSPANNING  
OP PLAATS WAAR MAX. VERSCHILDRUK IS BEREKEND  
MET DAAR DICHTSTBIJZIJNDE GEMETEN WATERSPANNING

CO- 285453

Bijl. 4.9

A4



GRONDMECHANICA Postbus 69, 2600 AB Delft Telefax (015) 610821  
 DELFT . Telefoon (015) 69 35 00 Telex 38234 soil nl

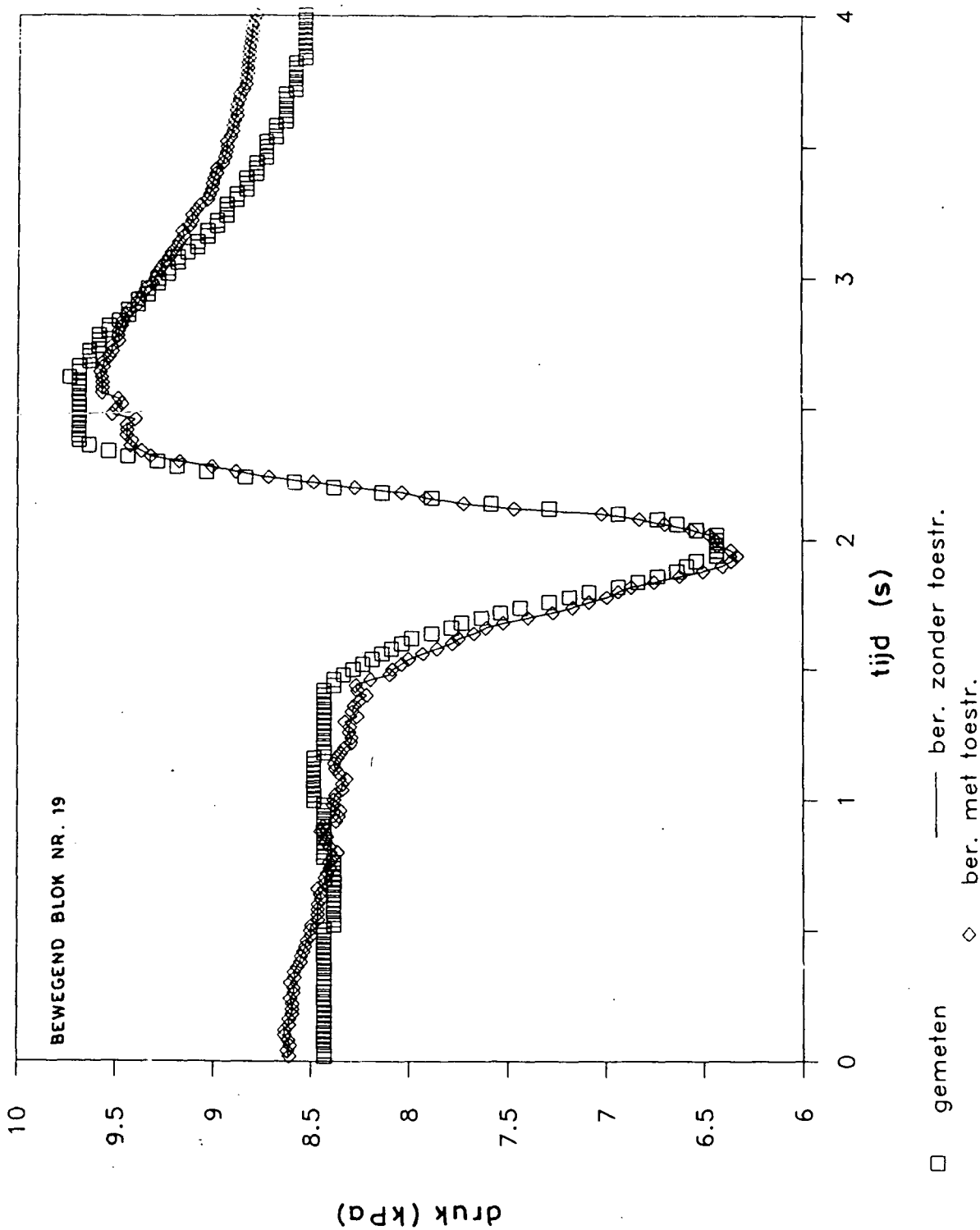
d.d  
 89-02-23


SZ120 WEST. VERGELIJKING BEREKENDE WATERSPANNING  
 OP PLAATS WAAR MAX. VERSCHILDRUK IS BEREKEND  
 MET DAAR DICTSTBIJZIJNDE GEMETEN WATERSPANNING

CO- 285453

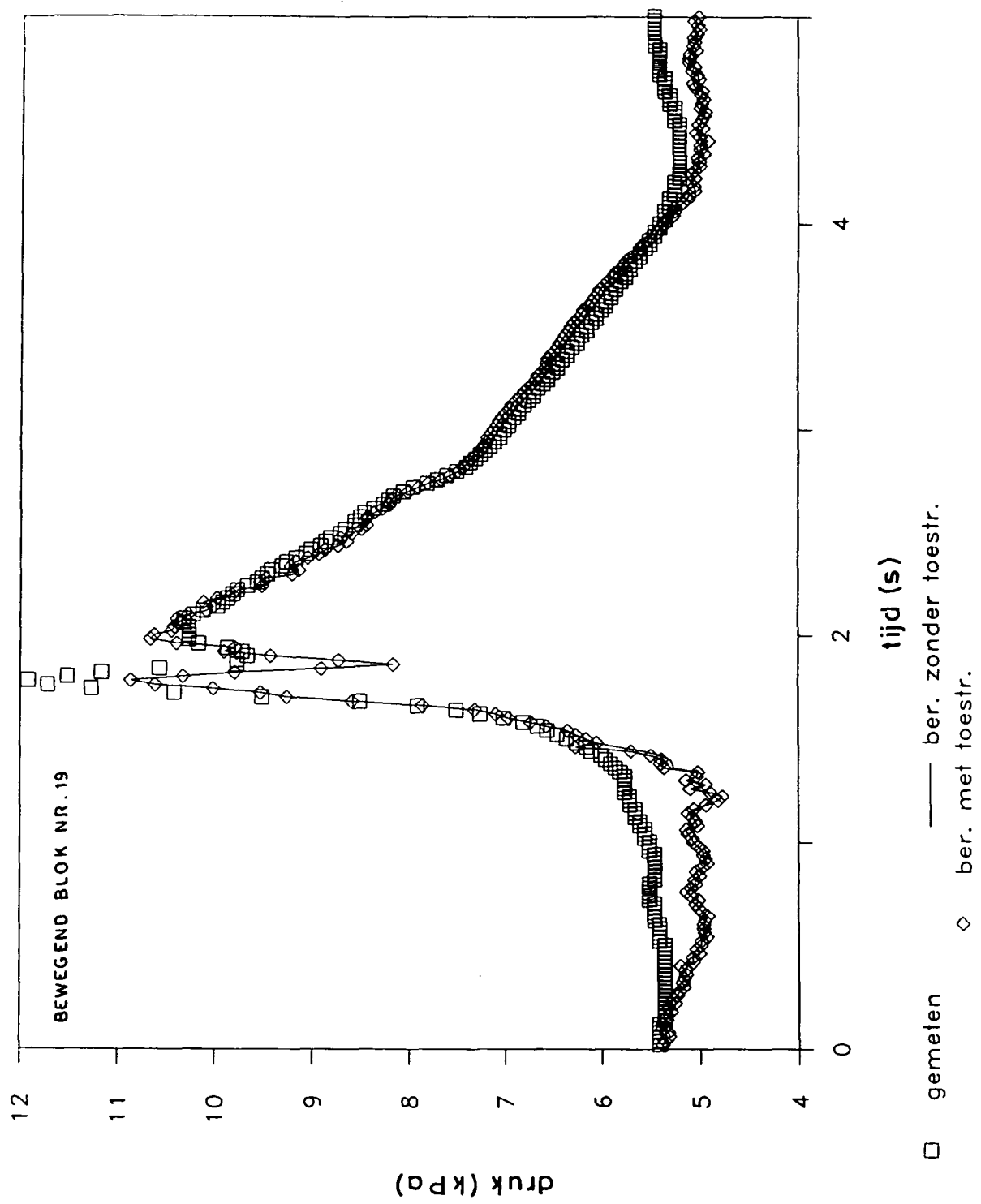
Bijl. 4.10

A4

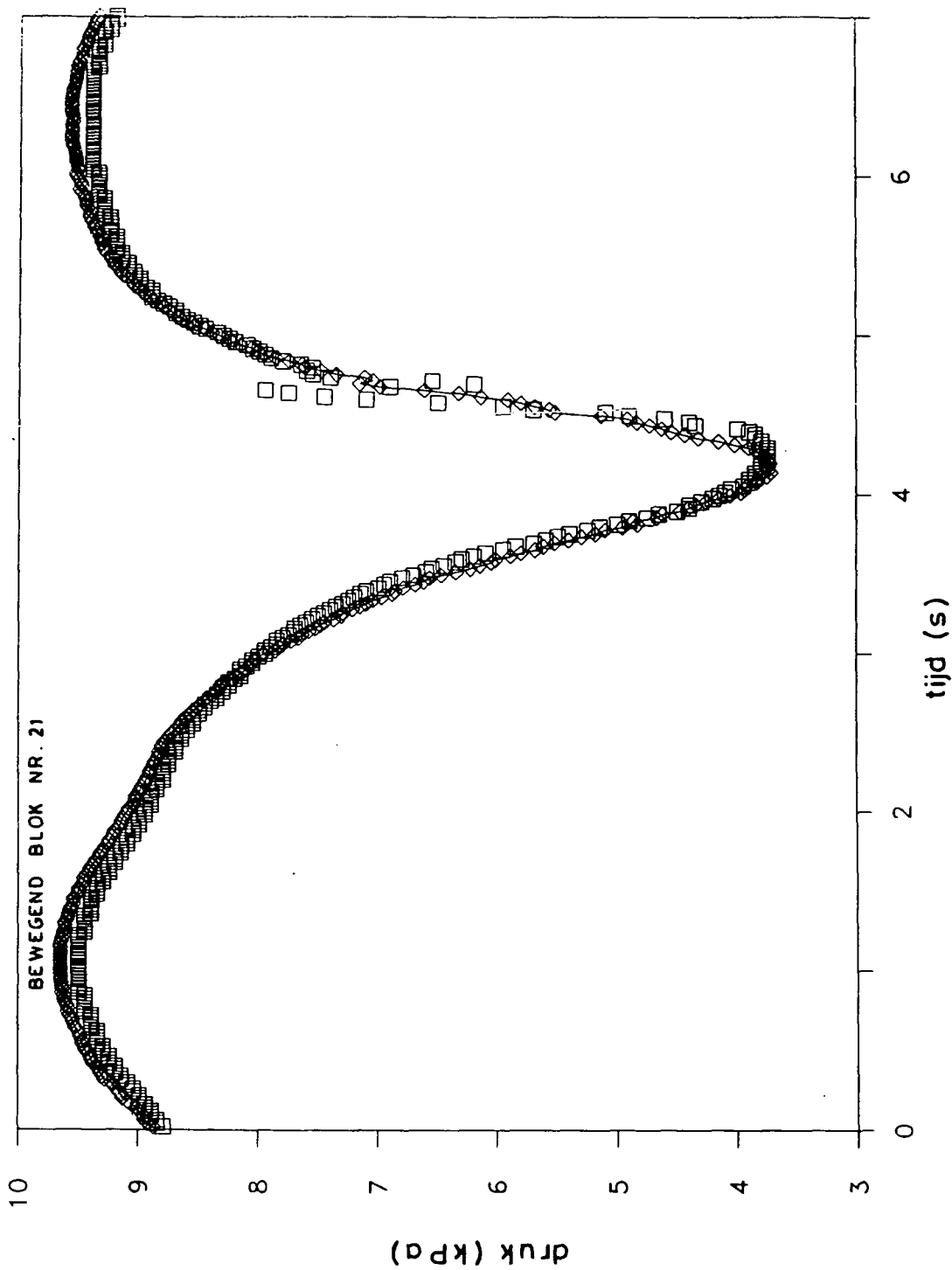


 GRONDMECHANICA DELFT	Postbus 69, 2600 AB Delft Telefoon (015) 69 35 00	Telefax (015) 610821 Telex 38234 soil nl	d.d.	
			89-02-23	
SZ130 WEST. VERGELIJKING BEREKENDE WATERSPANNING OP PLAATS WAAR MAX. VERSCHILDRUK IS BEREKEND MET DAAR DICTSTBIJZIJNDE GEMETEN WATERSPANNING			CO- 285453	
			Bijl. 4.11	A4





 GRONDMECHANICA DELFT	Postbus 69, 2600 AB Delft Telefoon (015) 69 35 00	Telefax (015) 610821 Telex 38234 soil nl	d.d.	
			89-02-23	
SZ137 WEST. VERGELIJKING BEREKENDE WATERSPANNING OP PLAATS WAAR MAX. VERSCHILDRUK IS BEREKEND MET DAAR DICTSTBIJZIJNDE GEMETEN WATERSPANNING			CO- 285453	
			Bijl. 4.12	A4



GRONDMEECHANICA Postbus 69, 2600 AB Delft Telefax (015) 610821  
 DELFT Telefoon (015) 69 35 00 Telex 38234 soil nl

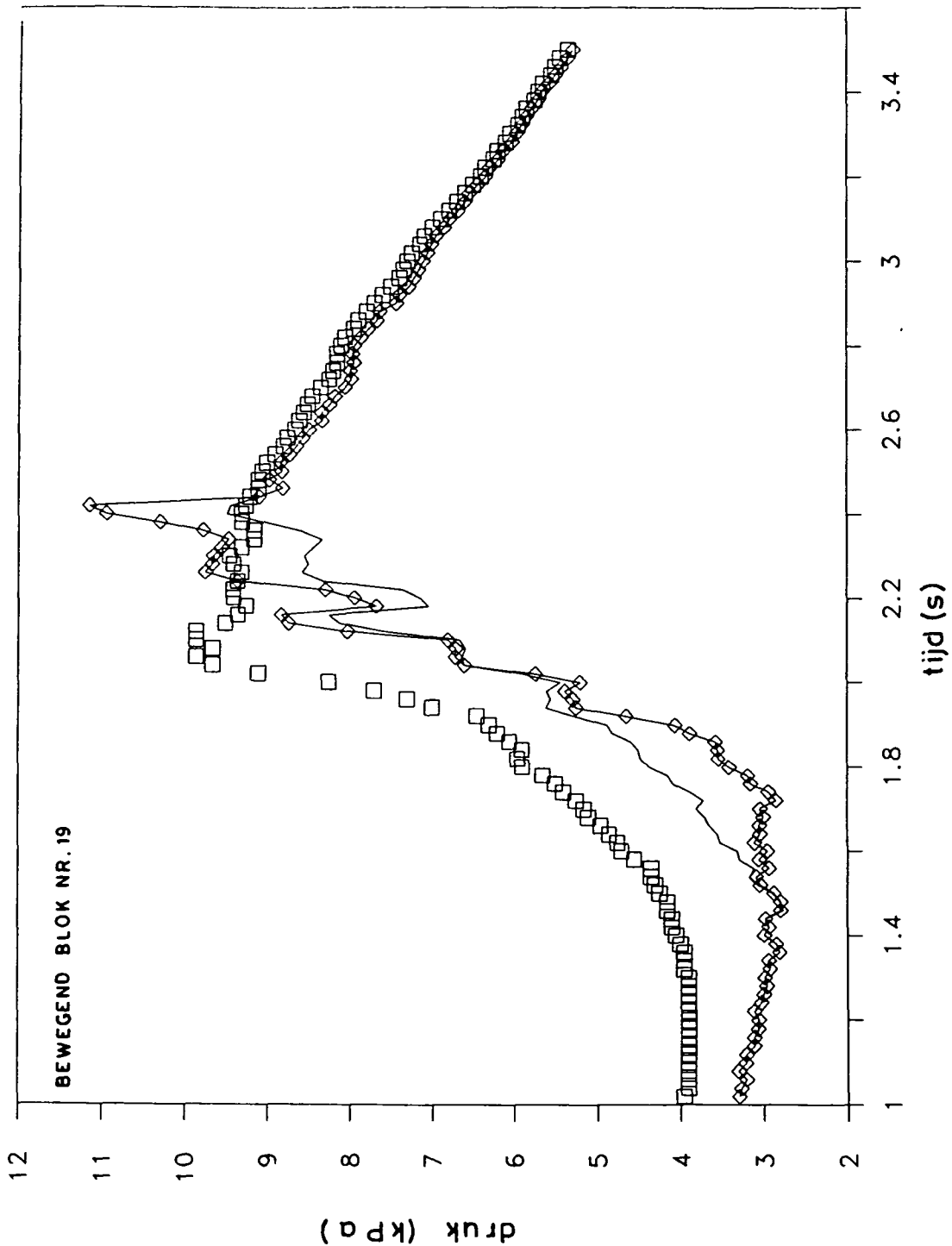
d.d  
 89-02-23

SZ141 WEST. VERGELIJKING BEREKENDE WATERSPANNING  
 OP PLAATS WAAR MAX. VERSCHILDRUK IS BEREKEND  
 MET DAAR DICTSTBIJZIJNDE GEMETEN WATERSPANNING

CO- 285453

Bijl. 4.13

A4



GRONDMEECHANICA Postbus 69, 2600 AB Delft Telefax (015) 610821  
 DELFT Telefoon (015) 69 35 00 Telex 38234 soil nl

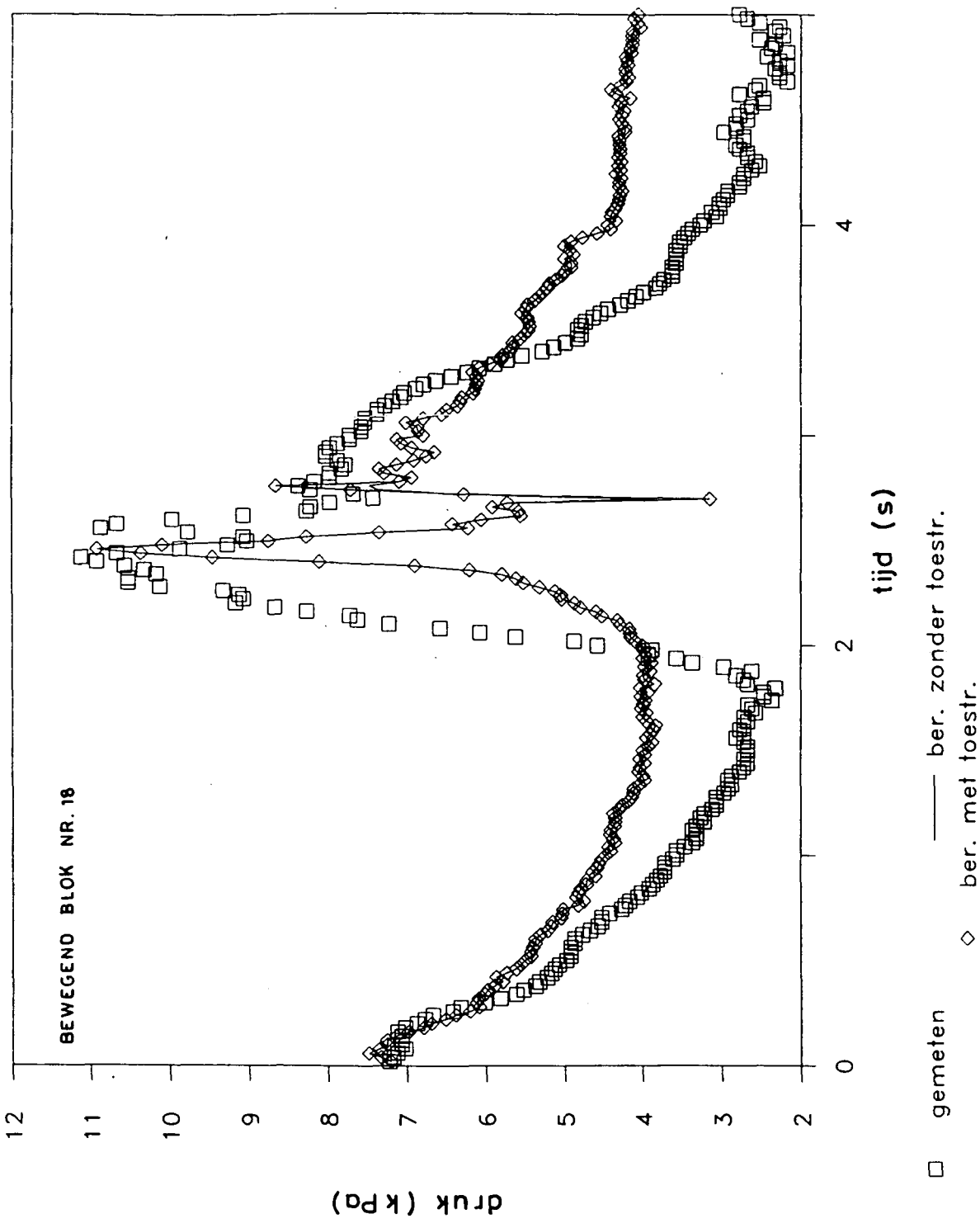
d.d.  
89-02-23


SZ143 WEST. VERGELIJKING BEREKENDE WATERSPANNING  
 OP PLAATS WAAR MAX. VERSCHILDRUK IS BEREKEND  
 MET DAAR DICHTSTBIJZIJNDE GEMETEN WATERSPANNING

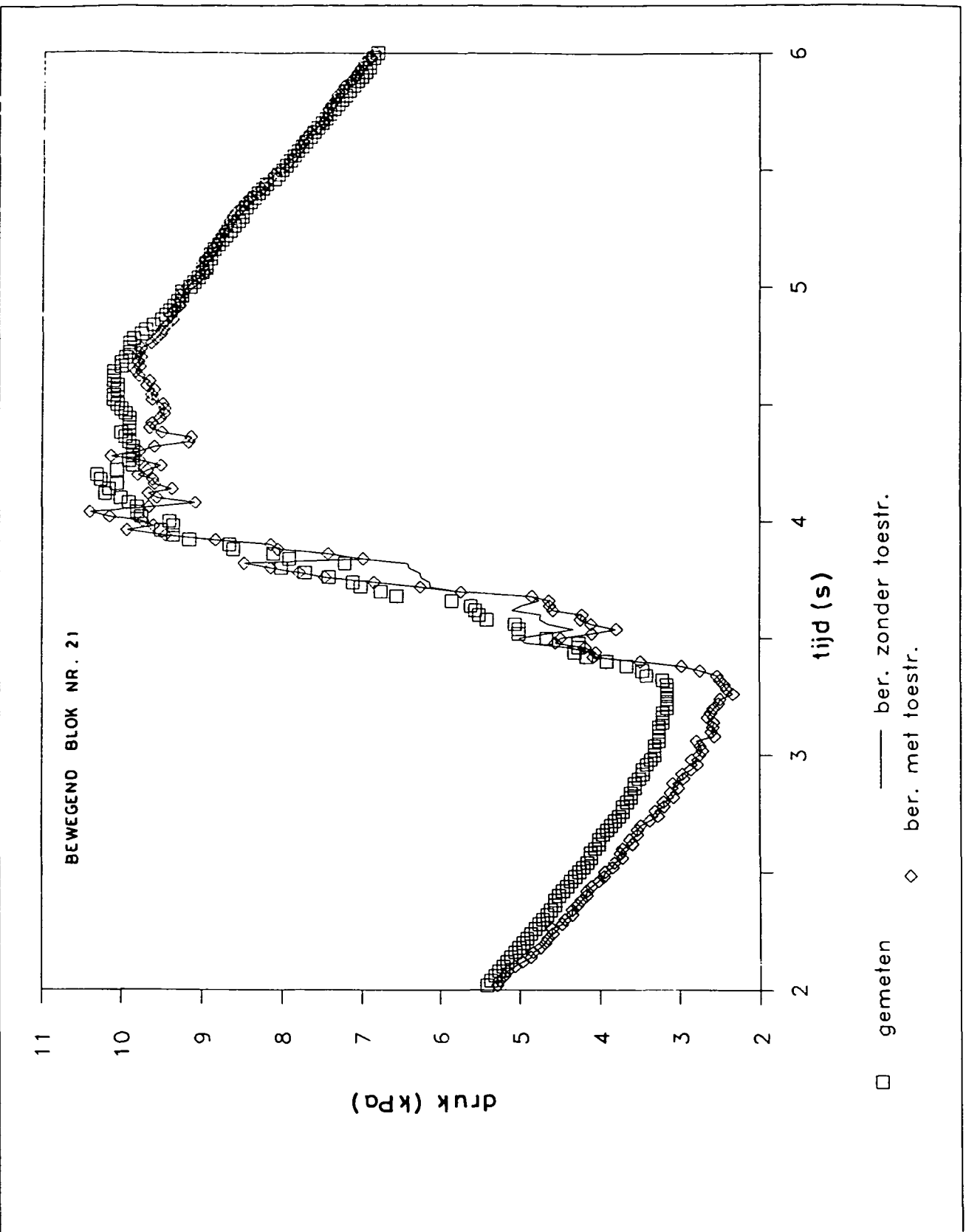
CO- 285453


Bijl. 4.14

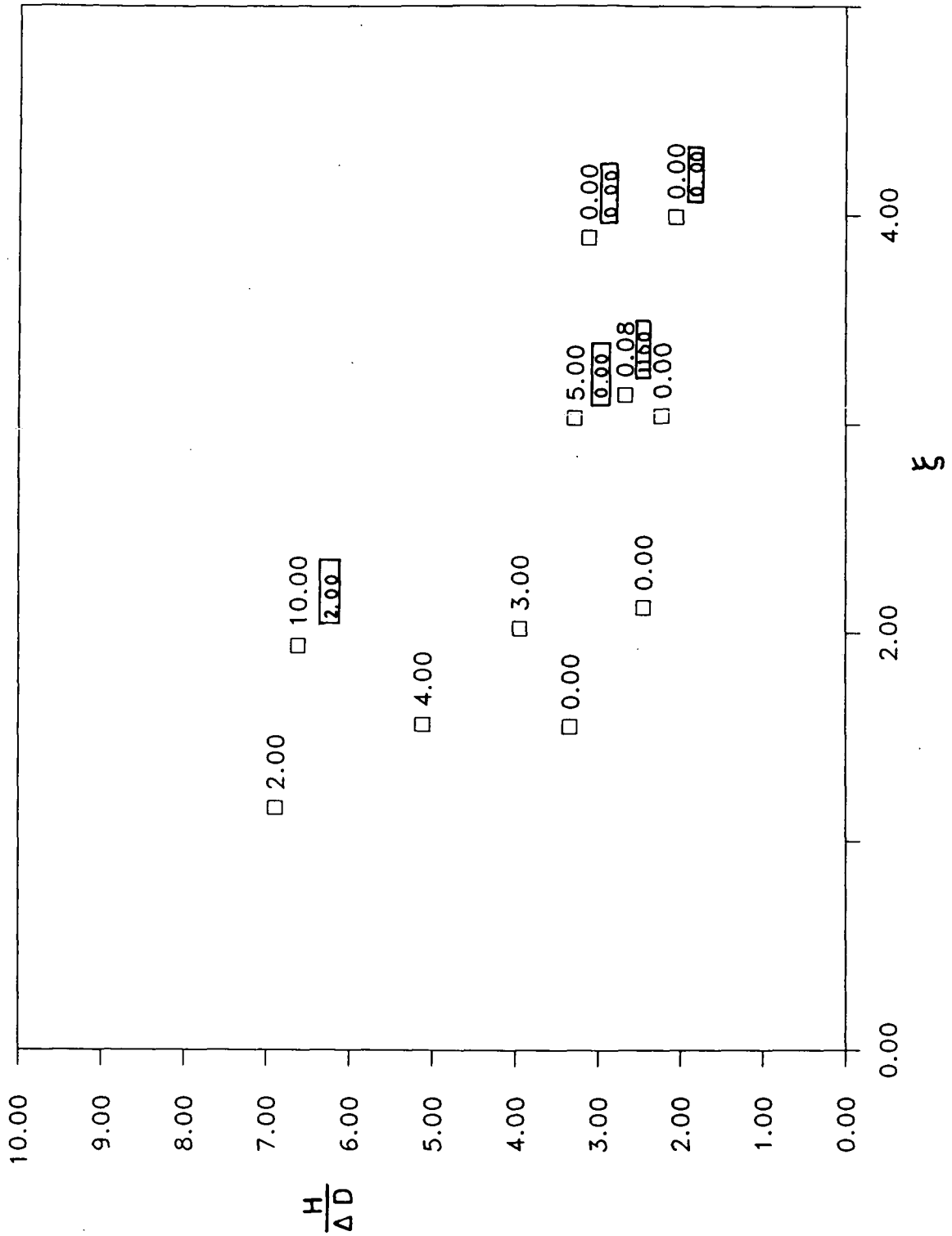
A4



 GRONDMECHANICA DELFT	Postbus 69, 2600 AB Delft Telefoon (015) 69 35 00	Telefax (015) 610821 Telex 38234 soil nl	d.d.	
			89-02-23	
SZ144 WEST. VERGELIJKING BEREKENDE WATERSPANNING OP PLAATS WAAR MAX. VERSCHILDRUK IS BEREKEND MET DAAR DICTSTBIJZIJNDE GEMETEN WATERSPANNING			CO- 285453	
			Bijl. 4.15	A4



 GRONDMECHANICA DELFT	Postbus 69, 2600 AB Delft Telefoon (015) 69 35 00	Telefax (015) 610821 Telex 38234 soil nl	d.d. 89-02-23	
	SZ152 WEST. VERGELIJKING BEREKENDE WATERSPANNING OP PLAATS WAAR DE MAX. VERSCHILDRUK IS BEREKEND MET DE DAAR DICHTSBIJZIJNDE GEMETEN WATERSPANNING			CO- 285453 Bijl. 4.16



GRONDMEECHANICA Postbus 69, 2600 AB Delft Telefax (015) 610821  
 DELFT Telefoon (015) 69 35 00 Telex 38234 soil nl

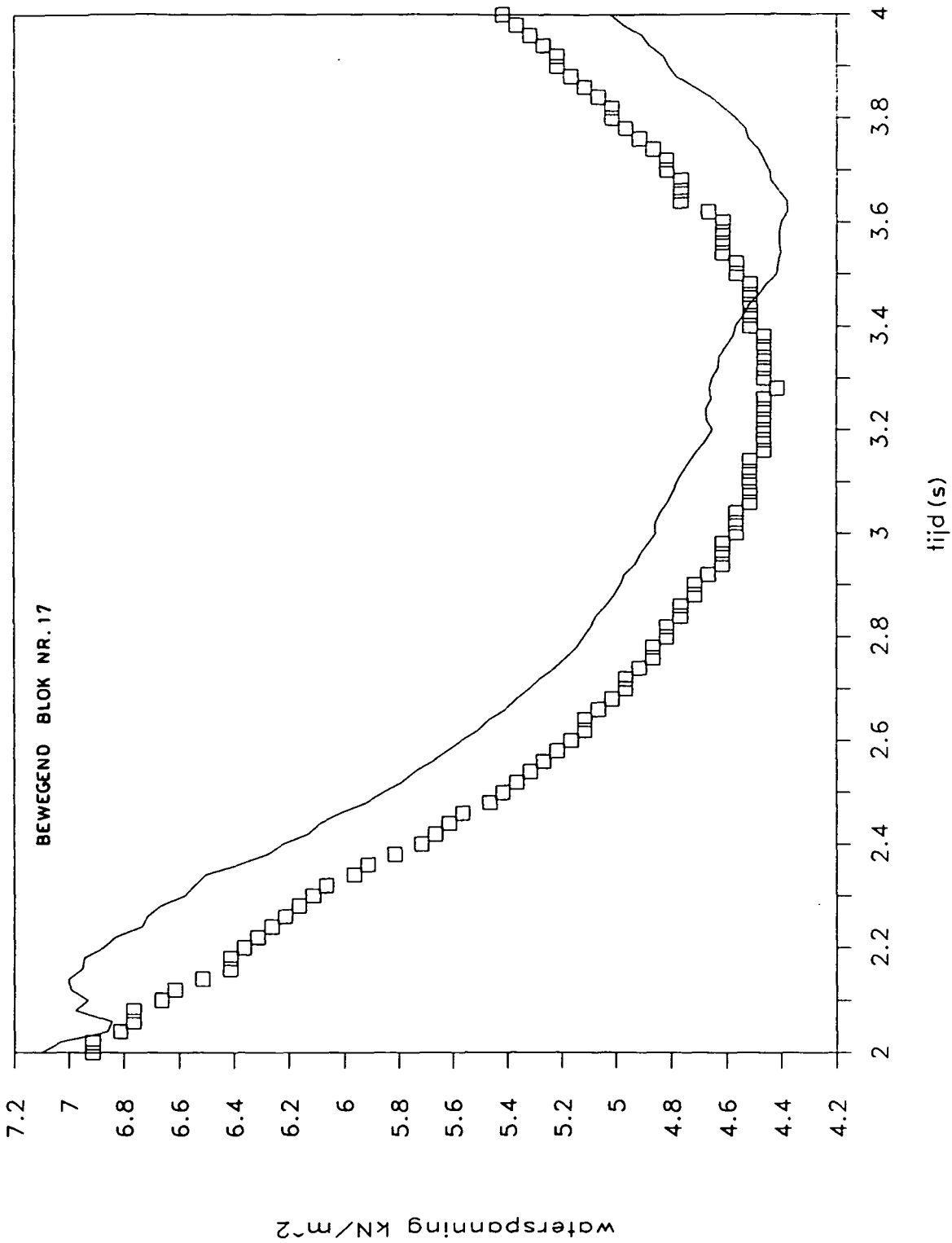
d.d  
 89-02-23


BEREKENDE EN GEMETEN BLOKBEBEGING BIJ SERIE  
 1-WEST UITGEZET IN EEN  $H/\Delta D - \xi$  GRAFIEK

CO- 285453

Bijl. 4.17

A4




 GRONDMECHANICA Postbus 69, 2600 AB Delft Telefax (015) 610821  
 DELFT Telefoon (015) 69 35 00 Telex 38234 soil nl

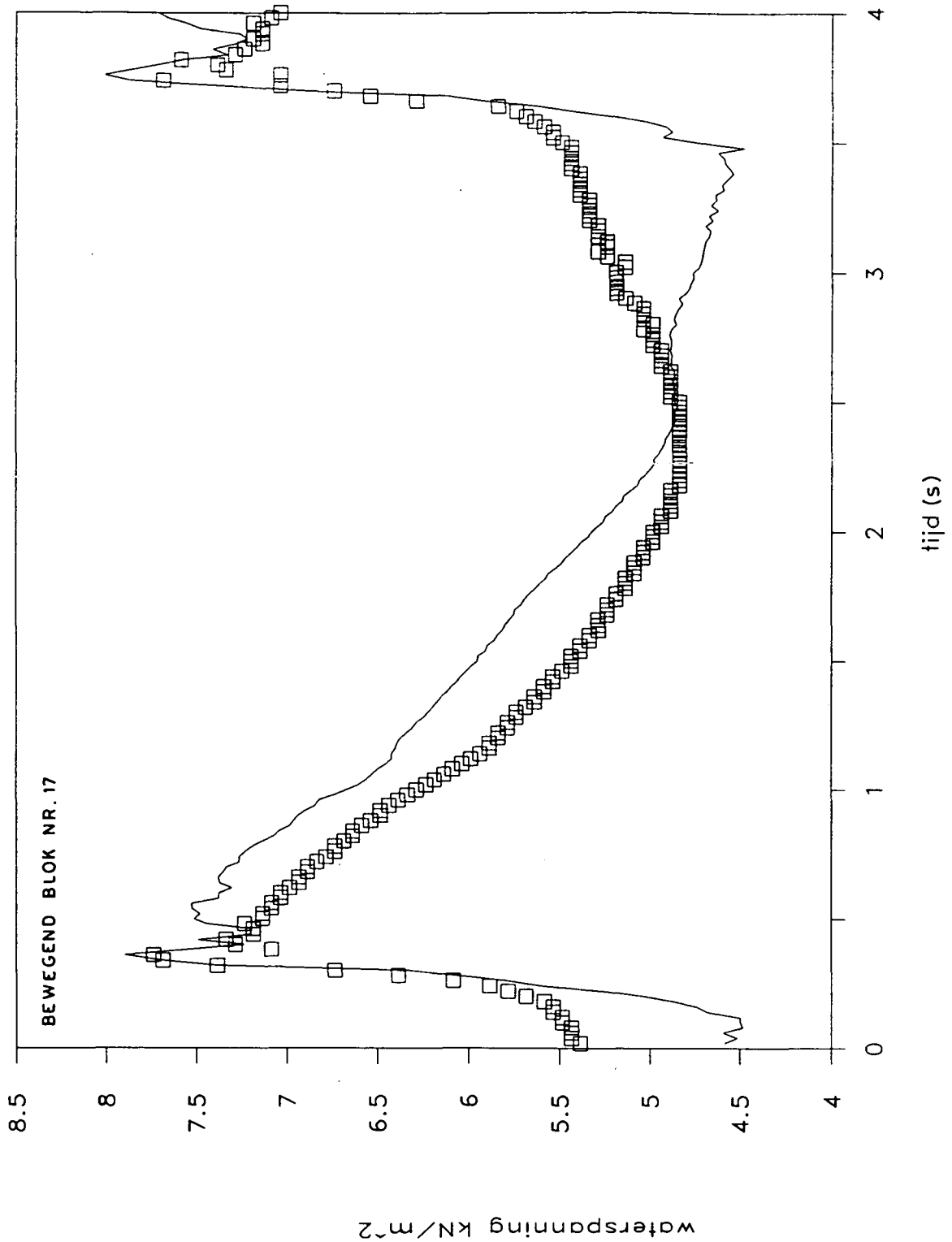
d.d.  
89-02-23

SZ103 OOST VERGELIJKING TUSSEN BEREKENDE  
EN GEMETEN WATERSPANNING OVER HET MEETBLOK

CO- 285453

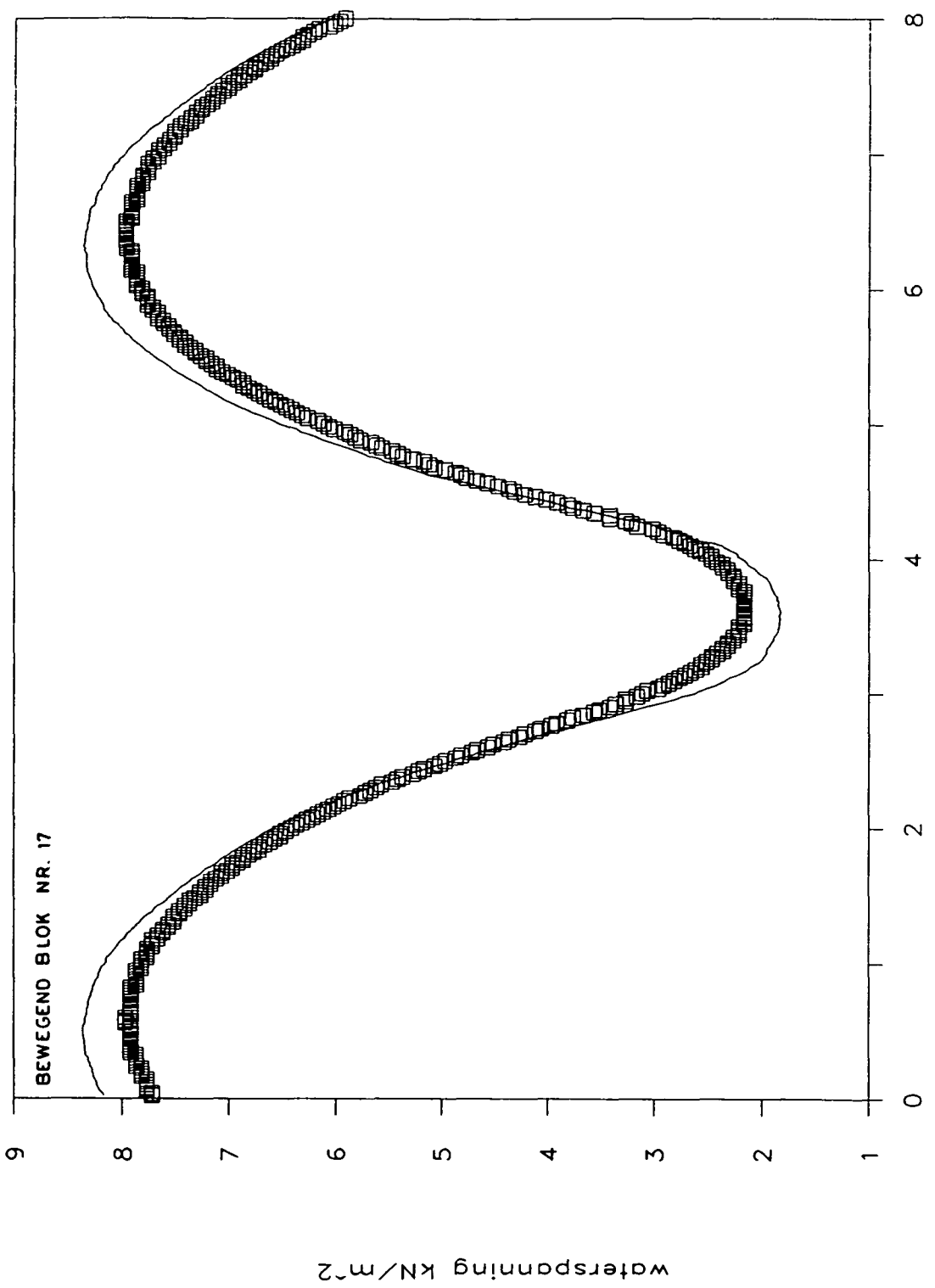
Bijl. 4.18


A4

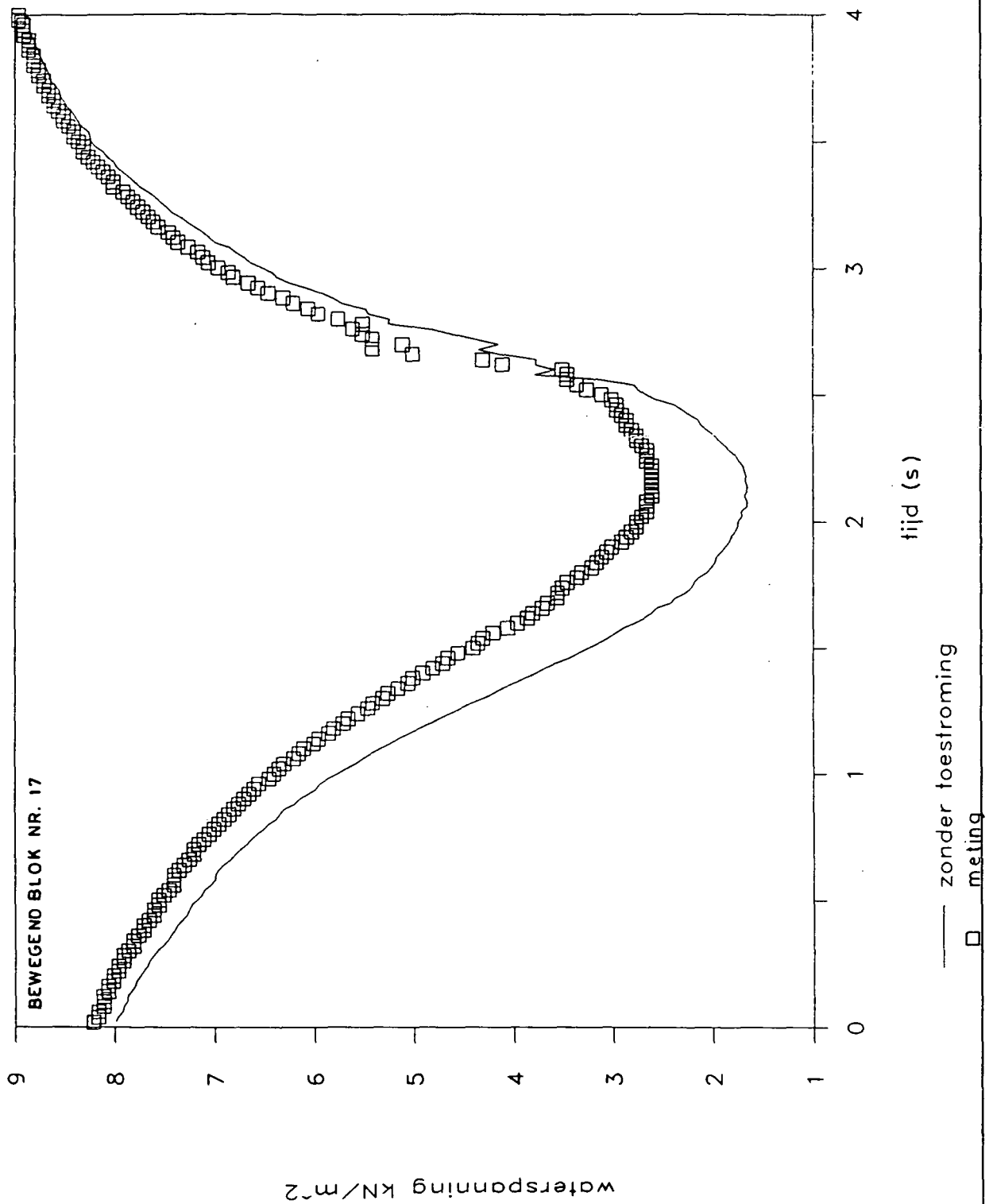


GRONDMEECHANICA DELFT	Postbus 69, 2600 AB Delft Telefoon (015) 69 35 00	Telefax (015) 610821 Telex 38234 soil nl	d.d.	
			89-02-23	
SZ104 OOST VERGELIJKING TUSSEN BEREKENDE EN GEMETEN WATERSPANNING OVER HET MEETBLOK			CO- 285453	
			Bijl. 4.19	A4

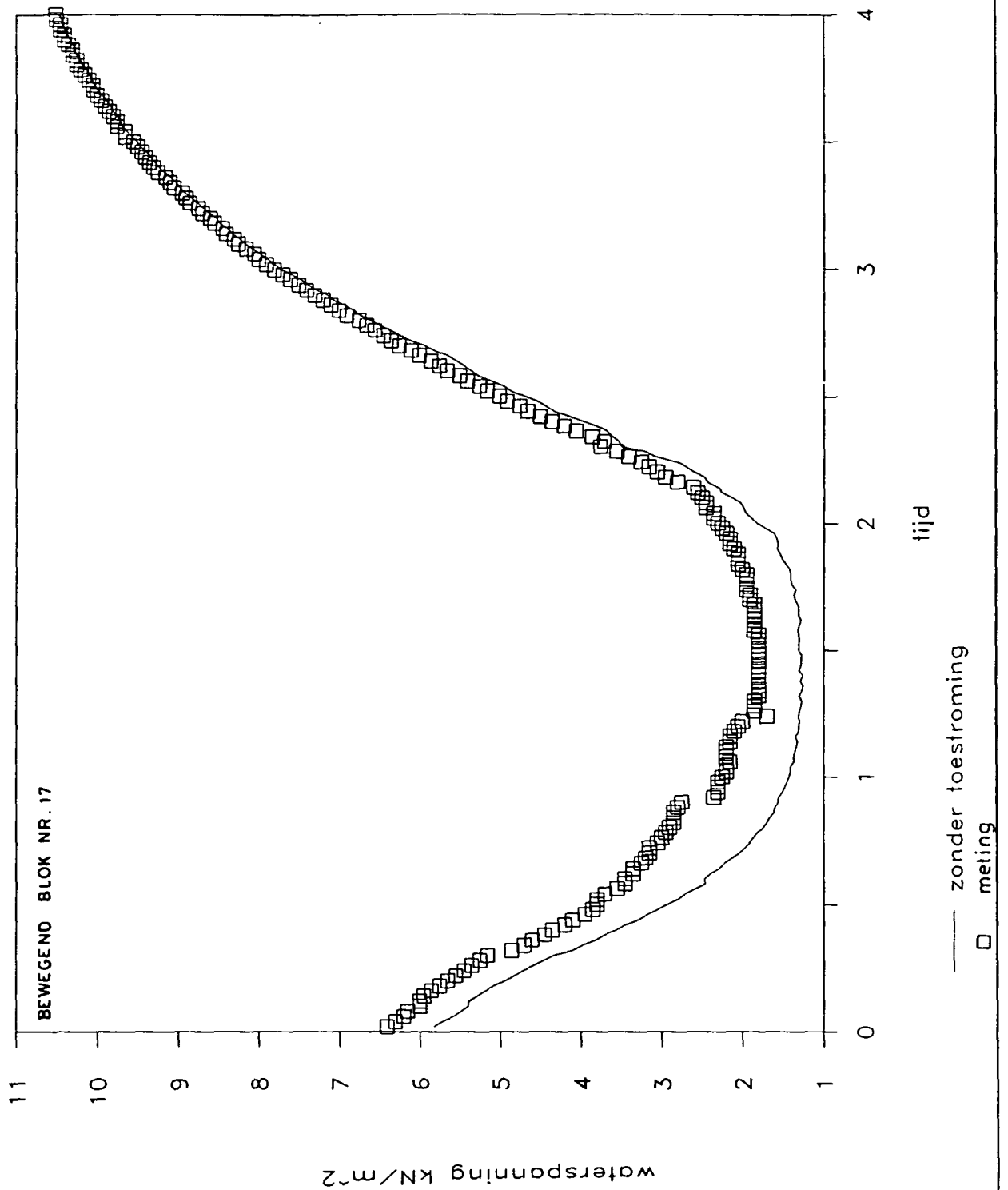





 GRONDMECHANICA DELFT	Postbus 69, 2600 AB Delft Telefoon (015) 69 35 00	Telefax (015) 610821 Telex 38234 soil nl	d.d.	
			89-02-23	
SZ108 OOST VERGELIJKING TUSSEN BEREKENDE EN GEMETEN WATERSPANNING OVER HET MEETBLOK			C0-	285453
			Bijl. 4.20	A4



 GRONDMECHANICA DELFT	Postbus 69, 2600 AB Delft Telefoon (015) 69 35 00	Telefax (015) 610821 Telex 38234 soil nl	d.d.	
			89-02-23	
SZ118 OOST VERGELIJKING TUSSEN BEREKENDE EN GEMETEN WATERSPANNING OVER HET MEETBLOK			CO- 285453	
			Bijl. 4.21	A4




 GRONDMECHANICA    Postbus 69, 2600 AB Delft    Telefax (015) 610821  
 DELFT    Telefoon (015) 69 35 00    Telex 38234 soil nl

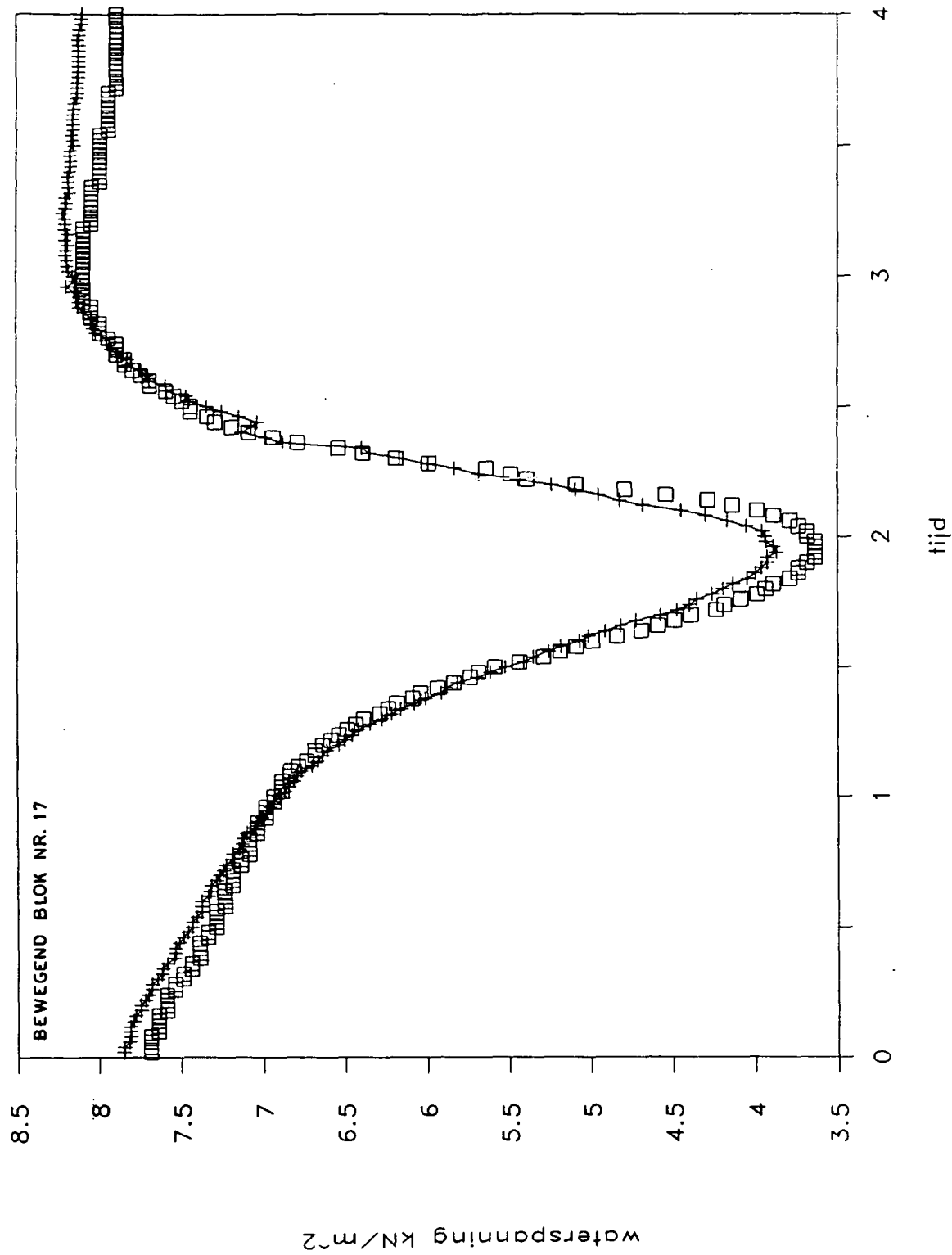
d.d.  
89-02-23

SZ120 OOST VERGELIJKING TUSSEN BEREKENDE  
EN GEMETEN WATERSPANNING OVER HET MEETBLOK

CO- 285453

Bijl. 4.22

A4



GRONDMECHANICA  
DELFT

Postbus 69, 2600 AB Delft  
Telefoon (015) 69 35 00

Telefax (015) 610821  
Telex 38234 soil nl

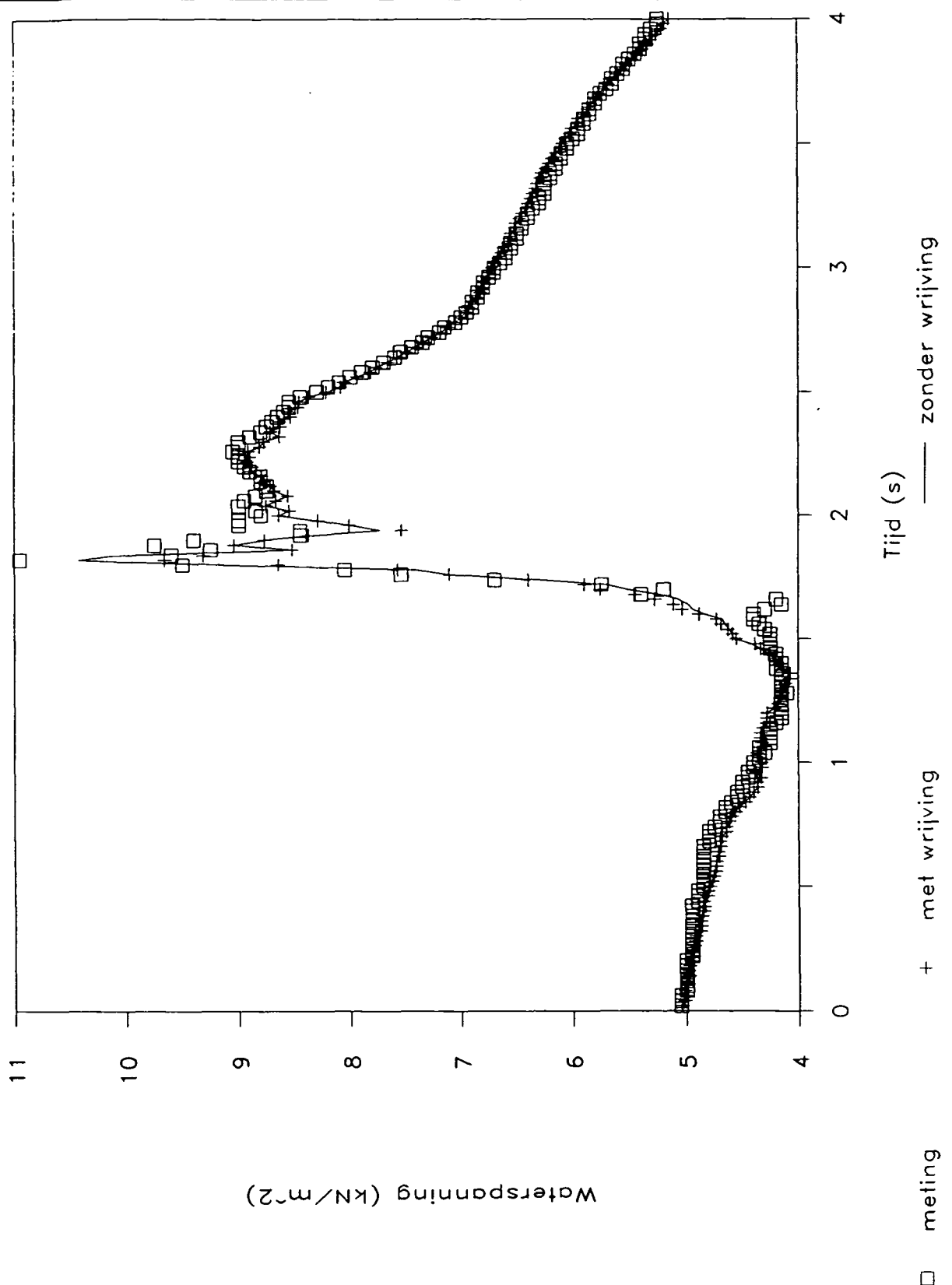
d.d.  
89-02-23

SZ130 OOST VERGELIJKING TUSSEN BEREKENDE  
EN GEMETEN WATERSpanNING OVER HET MEETBLOK

CO- 285453

Bijl. 4.23

A4



GRONDMECHANICA Postbus 69, 2600 AB Delft Telefax (015) 610821  
 DELFT Telefoon (015) 69 35 00 Telex 38234 soil nl

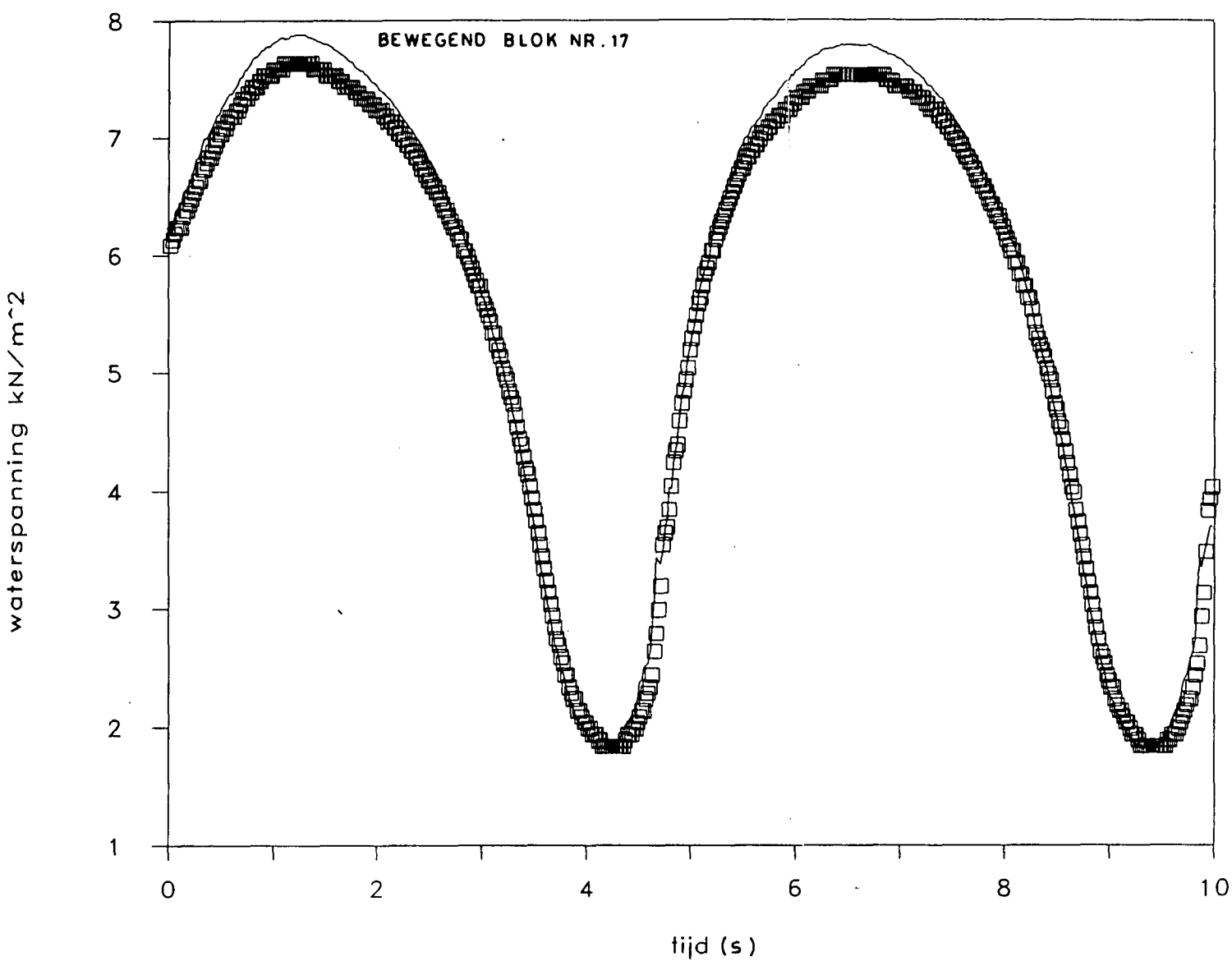
d.d  
 89-02-23

SZ137 OOST VERGELIJKING TUSSEN BEREKENDE  
 EN GEMETEN WATERSPANNING OVER HET MEETBLOK

CO- 285453

Bijl. 4.24

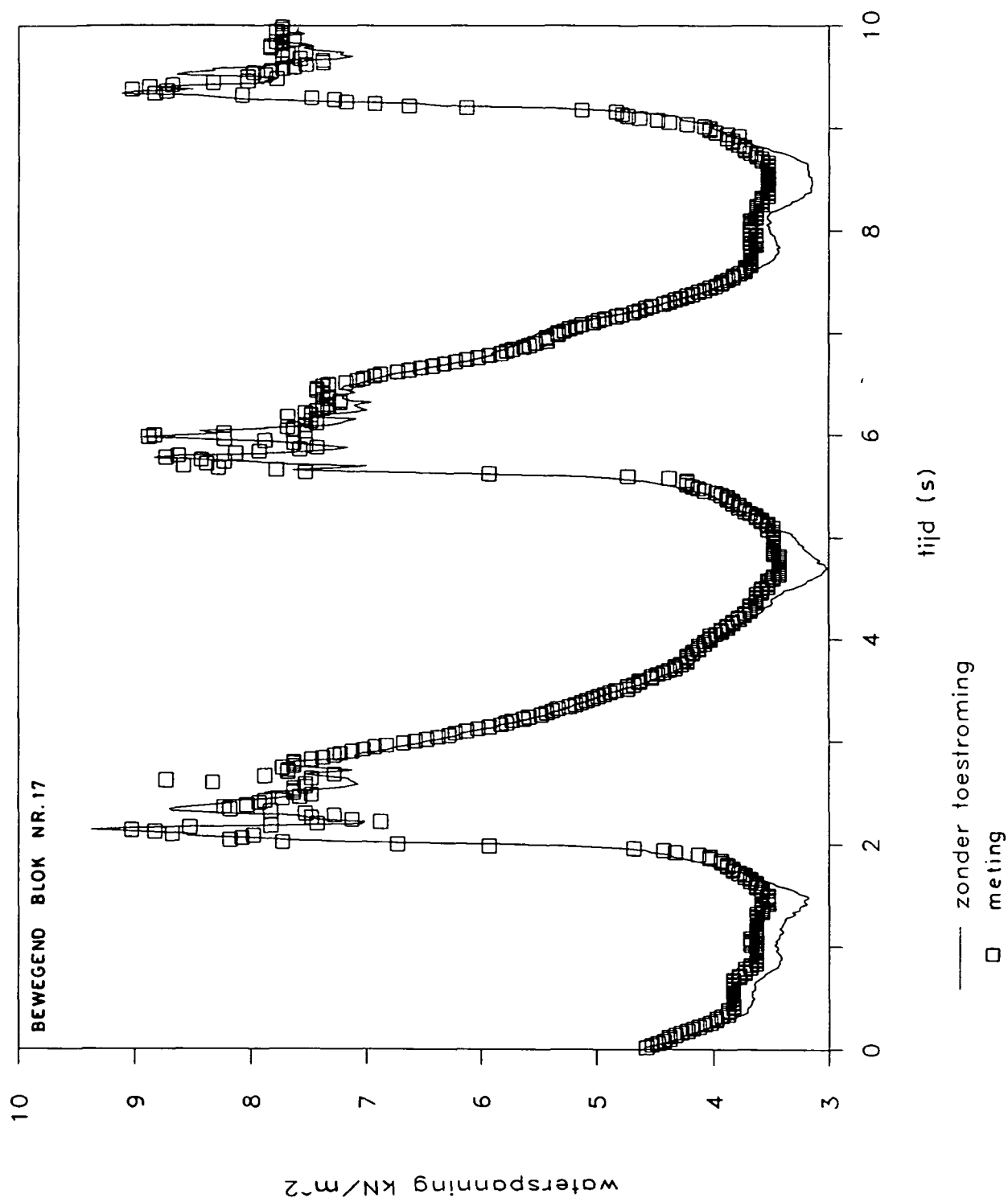
A4



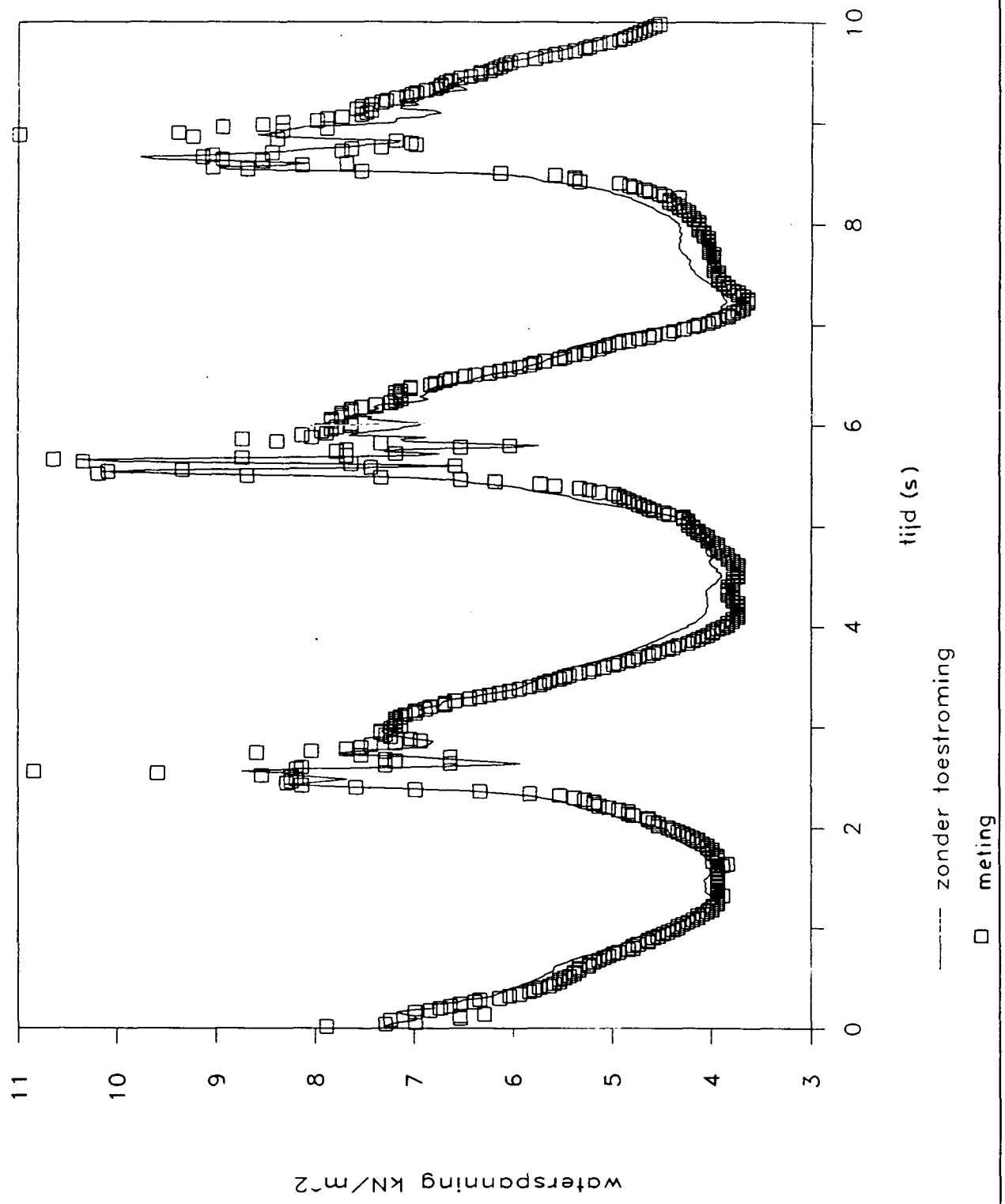
GRONDMECHANICA Postbus 69, 2600 AB Delft Telefax (015) 610821  
 DELFT Telefoon (015) 69 35 00 Telex 38234 so11 nl


SZ141 OOST VERGELIJKING TUSSEN BEREKENDE EN GEMETEN WATERSPANNING OVER HET MEEBTBLOK

d d	
89-02-23	
C0- 285453	
Bijl. 4.25	
A4	

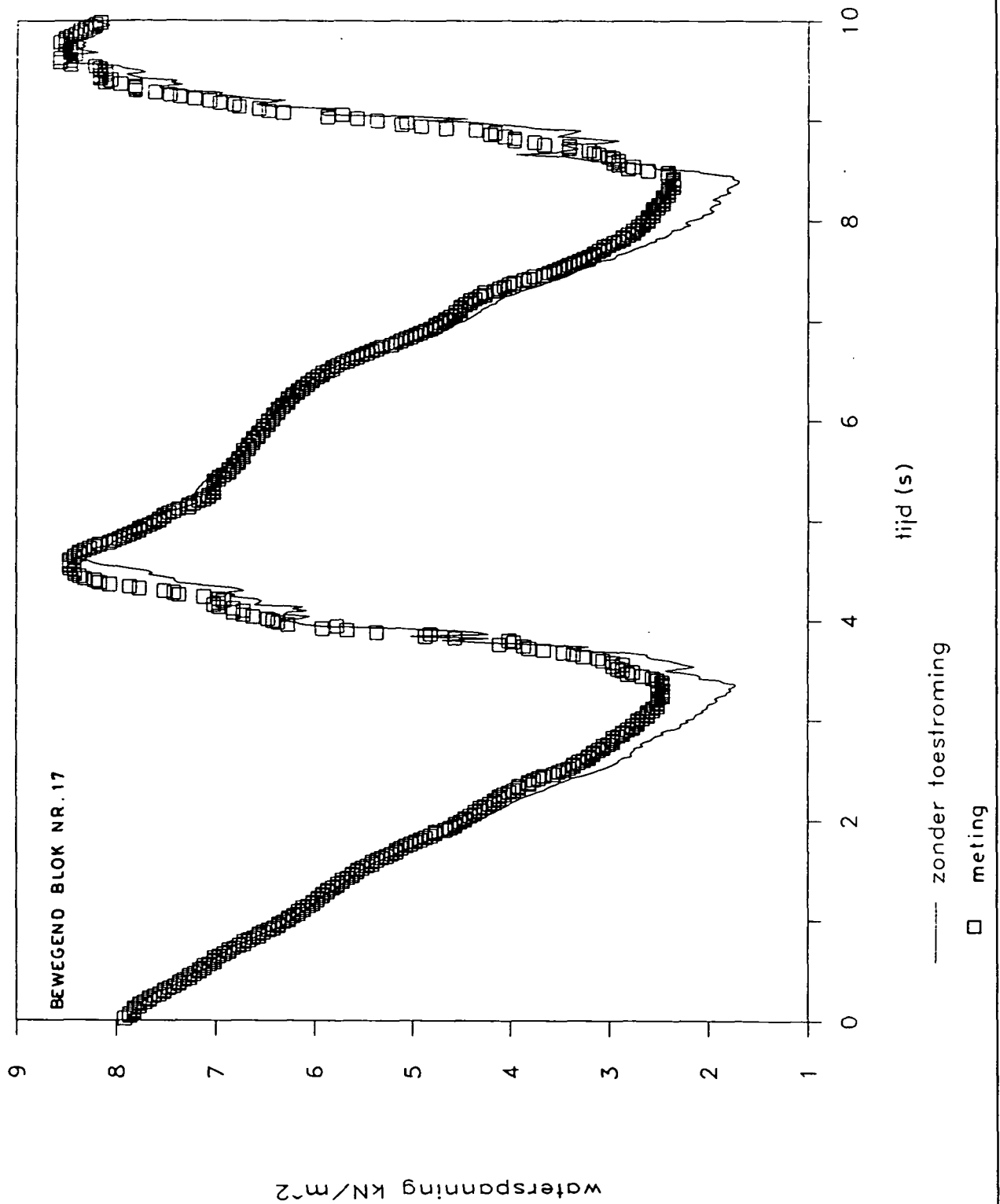


SZ143 OOST VERGELIJKING TUSSEN BEREKENDE EN GEMETEN WATERSPANNING OVER HET MEETBLOK	GRONDMECHANICA Postbus 69, 2600 AB Delft Telefax (015) 610821 DELFT Telefoon (015) 69 35 00 Telex 38234 soil nl	d.d. 89-02-23	
		CO- 285453 Bijl. 4.26	A4

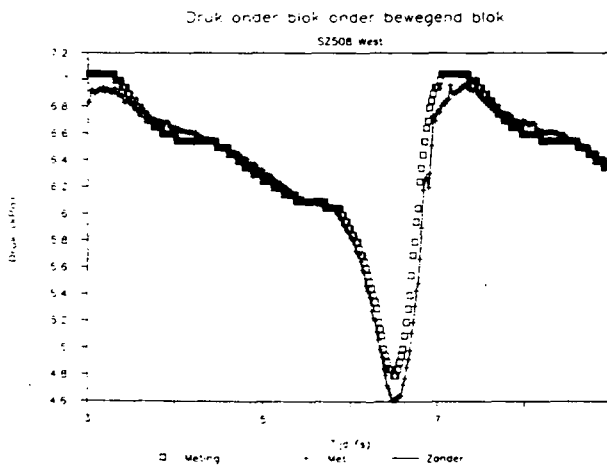
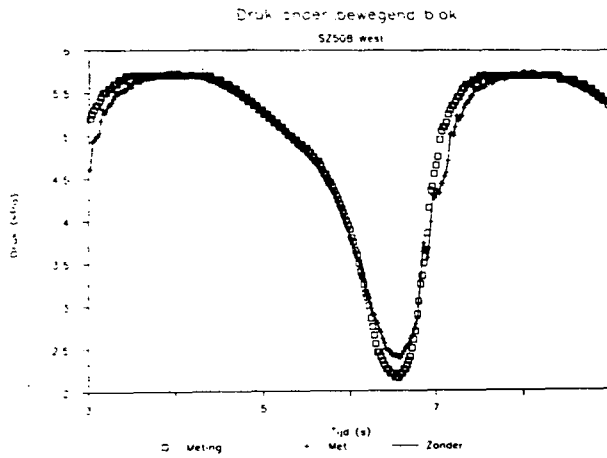
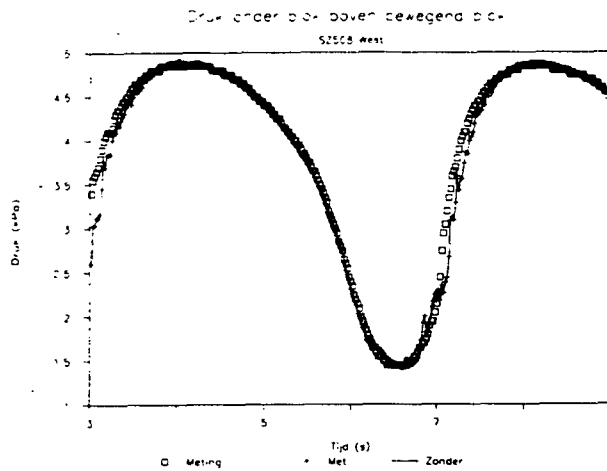


 GRONDMEECHANICA DELFT	Postbus 69, 2600 AB Delft Telefoon (015) 69 35 00	Telefax (015) 610821 Telex 38234 soil nl	d.d.	
			89-02-23	
SZ144 OOST VERGELIJKING TUSSEN BEREKENDE EN GEMETEN WATERSPANNING OVER HET MEETBLOK			CO-	285453
			Bijl. 4.27	A4





 GRONDMECHANICA DELFT	Postbus 69, 2600 AB Delft Telefoon (015) 69 35 00	Telefax (015) 610821 Telex 38234 soil nl	d.d.	
			89-02-23	
SZ152 OOST VERGELIJKING TUSSEN BEREKENDE EN GEMETEN WATERSPANNING OVER HET MEETBLOK			C0-	285453
			Bijl. 4.28	A4



GRONDMECHANICA  
DELFT

Postbus 69, 2600 AB Delft  
Telefoon (015) 69 35 00

Telefax (015) 610821  
Telex 38234 soil nl

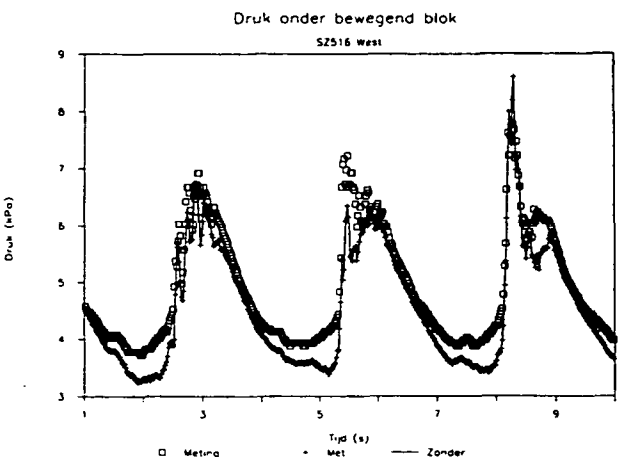
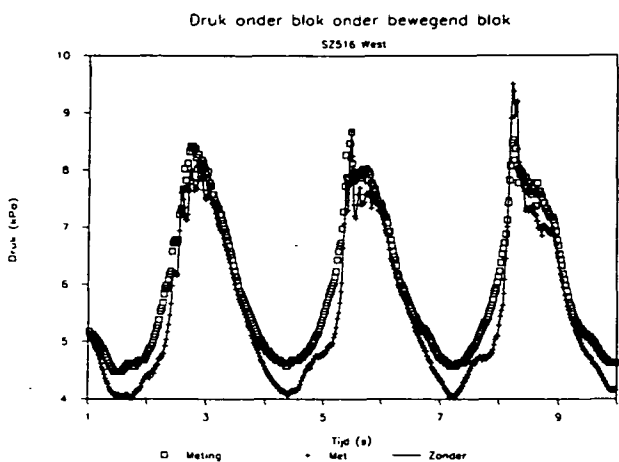
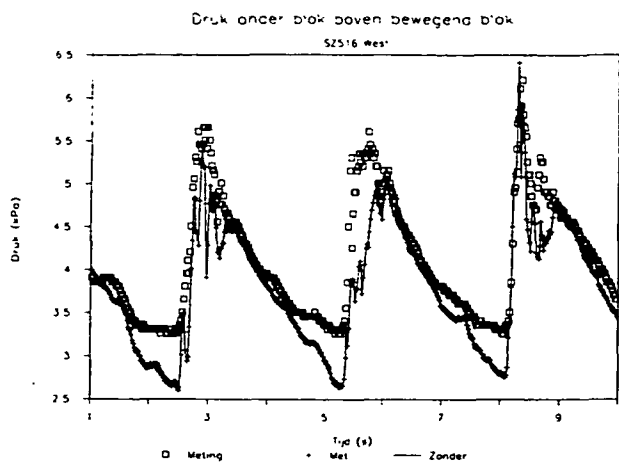
d.d.  
89-02-23


SZ502 WEST VERGELIJKING BEREKENDE EN GEMETEN  
WATERSPANNING VOOR BEWEGEND BLOK EN HOGER EN  
LAGER GELEGEN BLOK NA "FITTING" VAN DE LEKLENGTE

CO- 285453

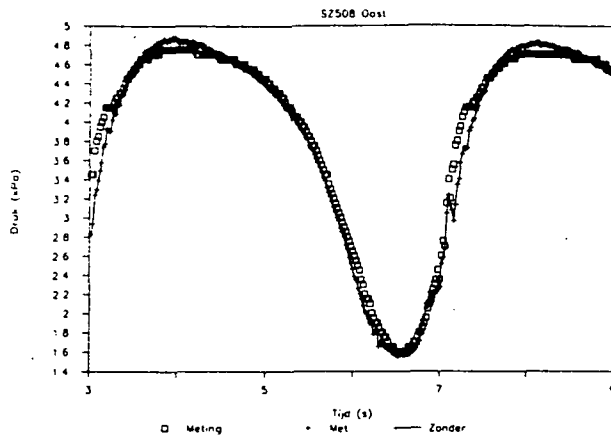
Bijl. 4.29

A4

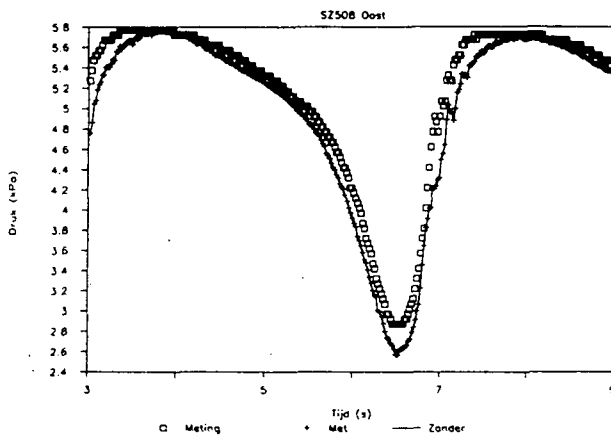


 GRONDMECHANICA DELFT	Postbus 69, 2600 AB Delft Telefoon (015) 69 35 00	Telefax (015) 610821 Telex 38234 soil nl	d.d 89-02-23	
			SZ516 WEST VERGELIJKING GEMETEN EN BEREKENDE WATERSPANNING VOOR BEWEGEND BLOK EN HOGER EN LAGER GELEGEN BLOK. LEKLENGTE GEFIT VOOR SZ508	

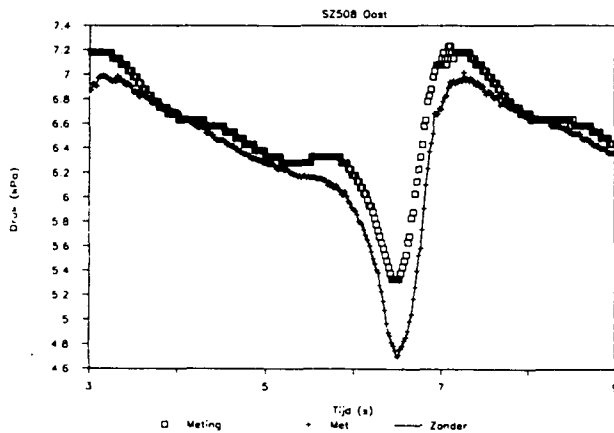
Druk onder blok boven bewegend blok



Druk onder bewegend blok



Druk onder blok onder bewegend blok



GRONDMECHANICA  
DELFT

Postbus 69, 2600 AB Delft  
Telefoon (015) 69 35 00

Telefax (015) 610821  
Telex 38234 soil nl

d.d  
89-02-23

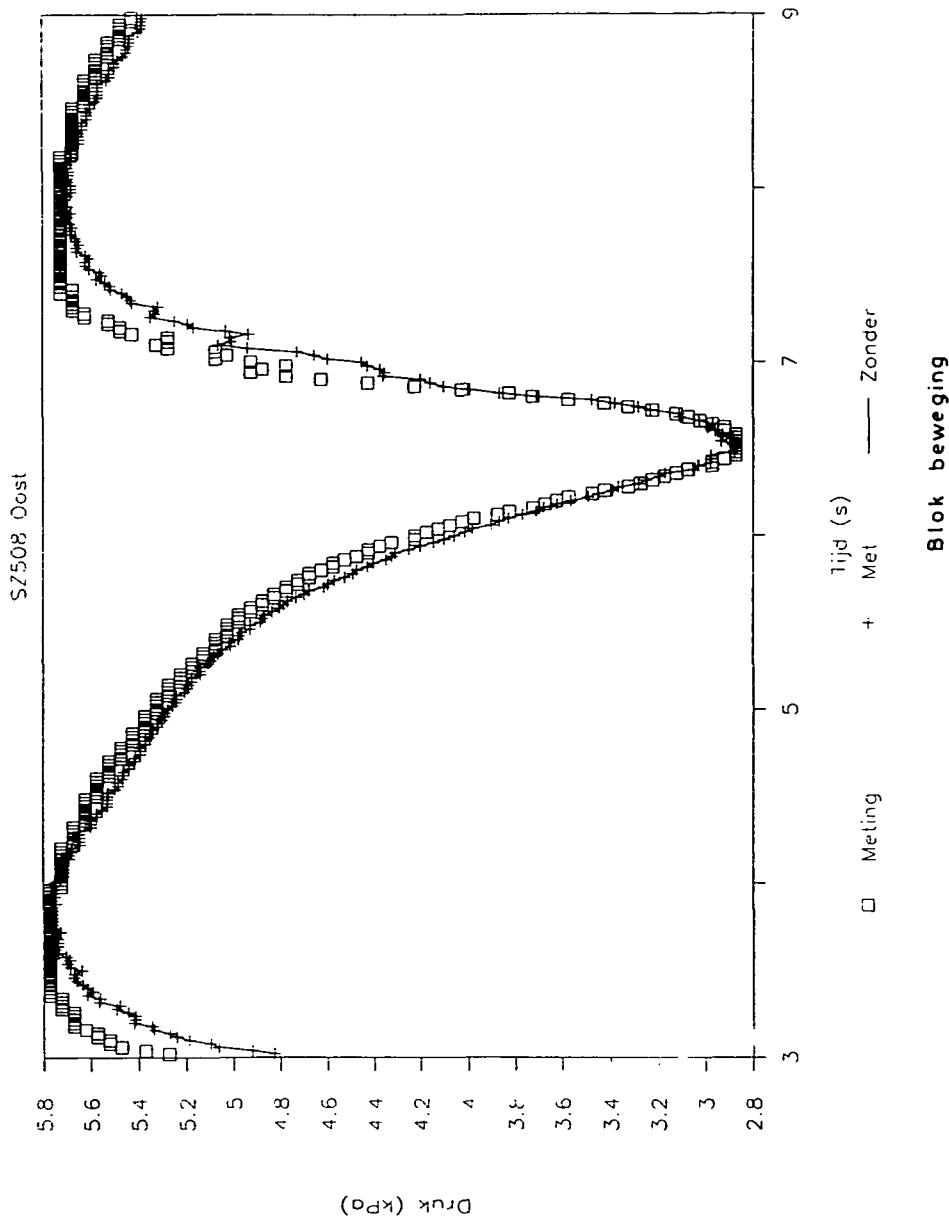
SZ508 OOST VERGELIJKING BEREKENDE EN GEMETEN  
WATERSPANNING VOOR BEWEGEND BLOK EN HOGER EN  
LAGER GELEGEN BLOK. LEKLENGTE GEGEVEN IN TEKST

CO- 285453

Bijl. 4.31

A4

Druk onder bewegend blok, data MkB



GRONDMECHANICA  
DELFT

Postbus 69, 2600 AB Delft  
Telefoon (015) 69 35 00

Telefax (015) 610821  
Telex 38234 soil nl

d.d.  
89-02-23

SZ508 OOST VERGELIJKING BEREKENDE EN GEMETEN  
WATERSPANNING. LEKLENGTE VOLGENS "STANDAARD"  
BEREKENING

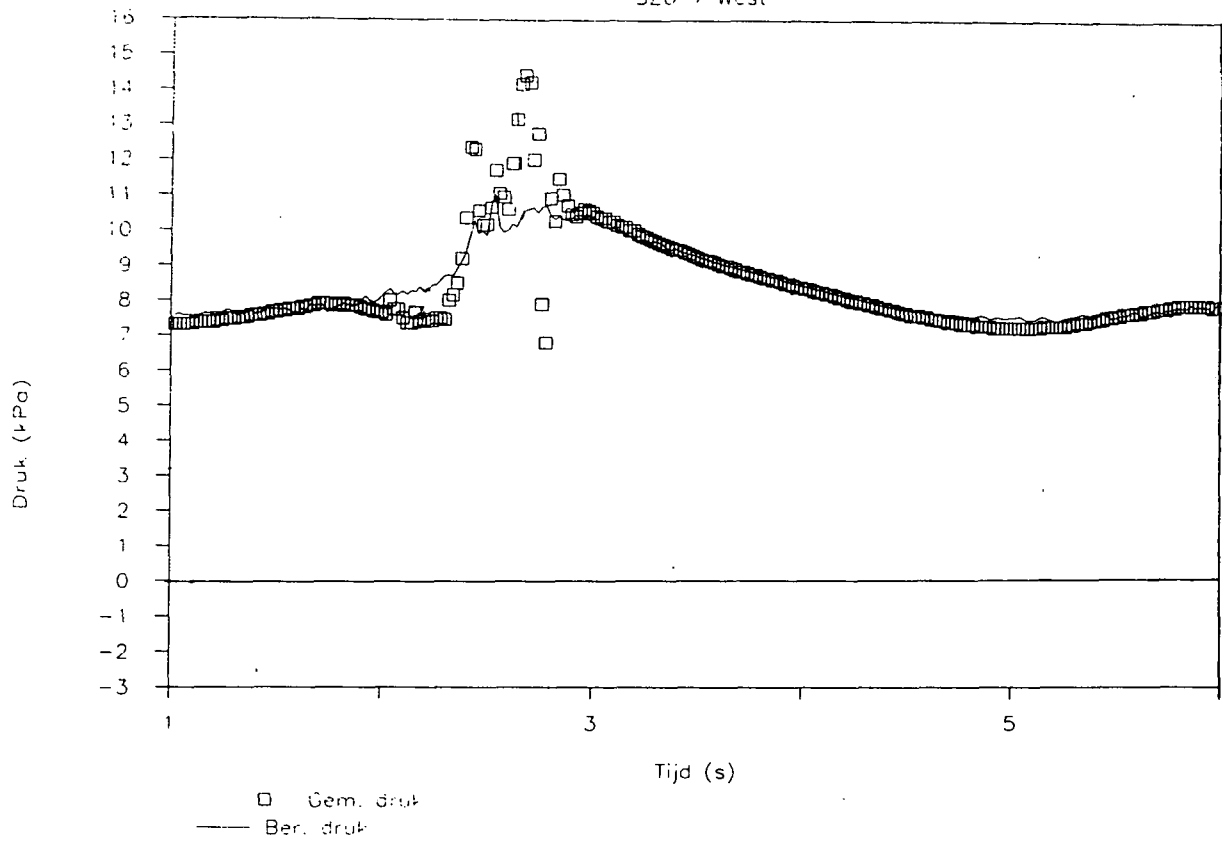
CO- 285453


Bijl. 4.32

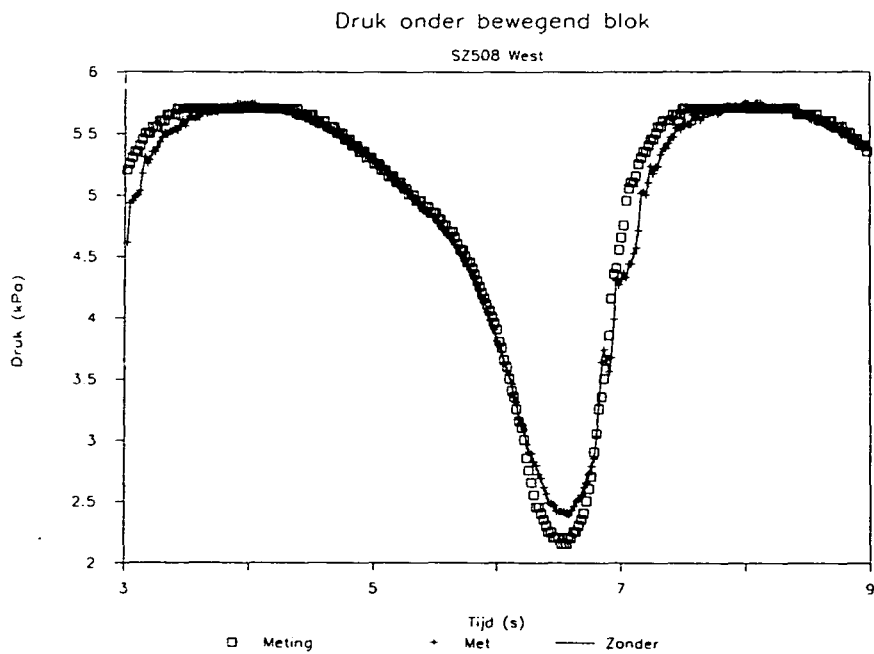
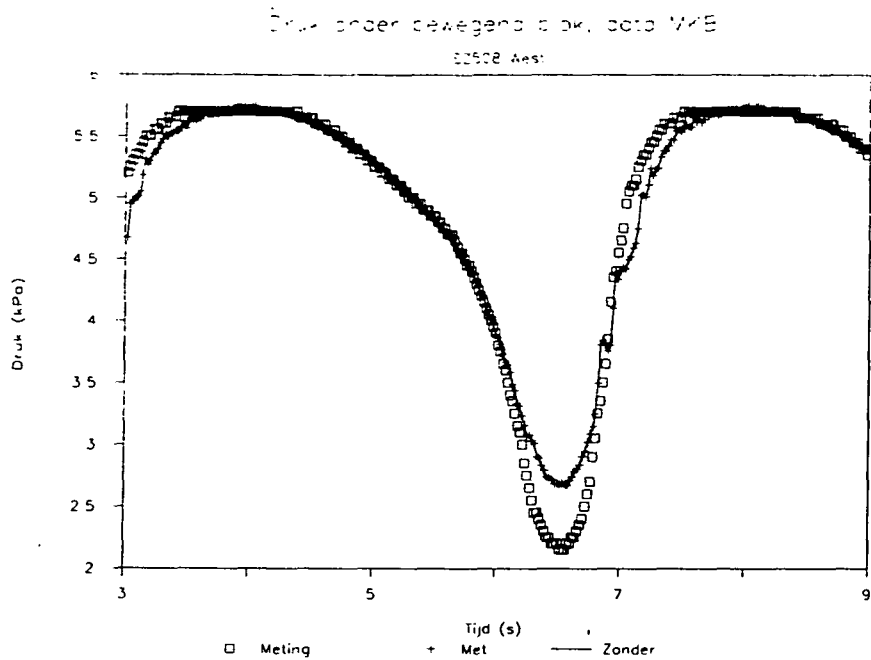
A4


### Drukken onder bewegend blok

SZ617 West



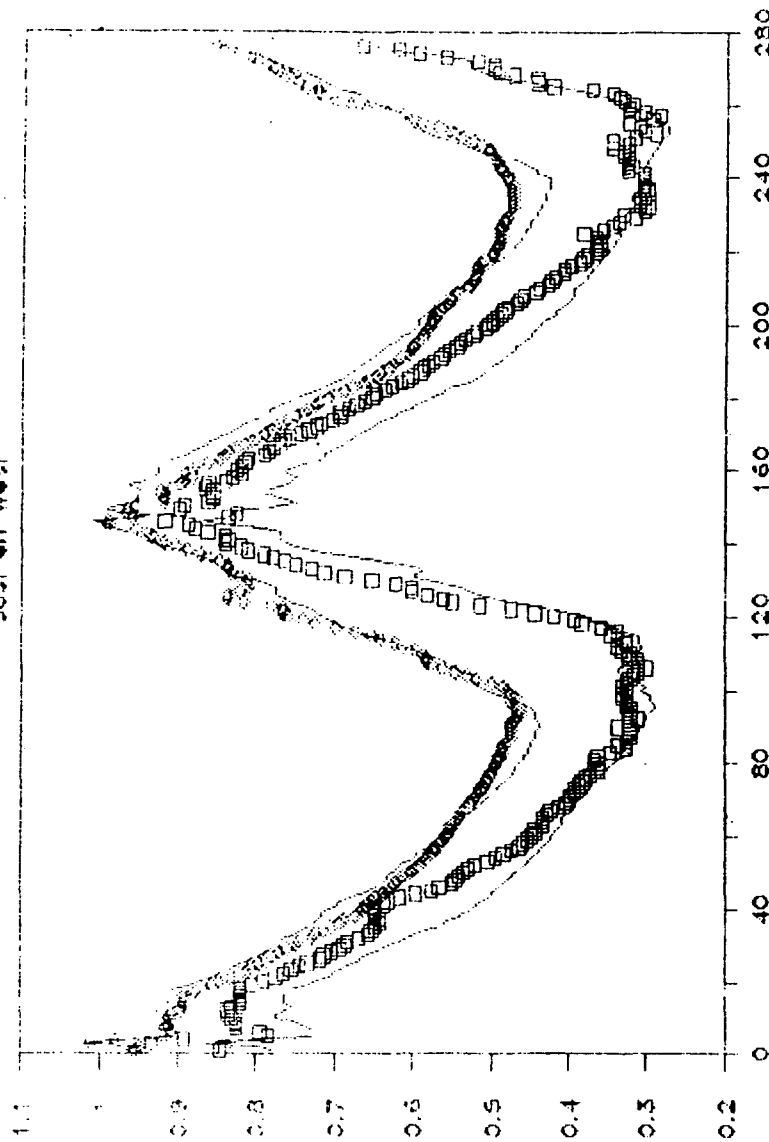
 GRONDMECHANICA DELFT	Postbus 69, 2600 AB Delft Telefoon (015) 69 35 00	Telefax (015) 610821 Telex 38234 soil nl	d.d.	
			89-02-23	
SZ617 WEST. VERGELIJKING BEREKENDE EN GEMETEN WATERSPANNING			CO- 285453	
			Bijl. 4.33	A4



 GRONDMECHANICA DELFT	Postbus 69, 2600 AB Delft	Telefax (015) 610821	d.d. 89-02-23	
	Telefoon (015) 69 35 00	Telex 38234 soil nl		
SZ508 BEREKENDE EN GEMETEN WATERSPANNING ONDER BEWEGEND BLOK. "BEST FIT" RESULTATEN + RESULTATEN GEBASEERD OP [3] EN [4]			CO- 285453	
			Bijl. 5.1	A4

Vergelijking golfdrukken

Oost en West



Golfdruk

Tijdstap  
◇ 10 & 32

□ 12 & 34

GRONDMECHANICA Postbus 69, 2600 AB Delft Telefax (015) 610821  
 DELFT Telefoon (015) 69 35 00 Telex 38234 soil nl

d.d  
89-02-23

VERGELIJKING OP HET TALUD GEMETEN GOLFDRUKKEN  
 BIJ OOST EN WEST OP DEZELFDE HOOGTE.

CO- 285453

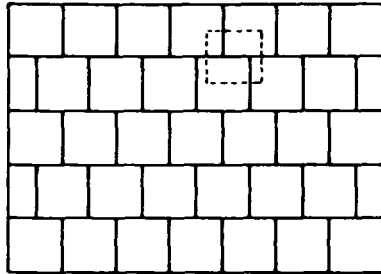
Bijl. 5.2

A4

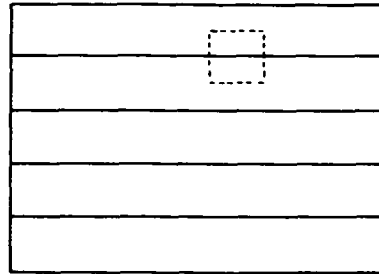


BOVEN AANZICHT

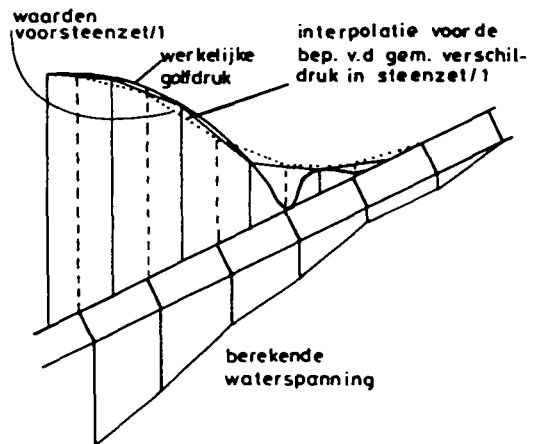
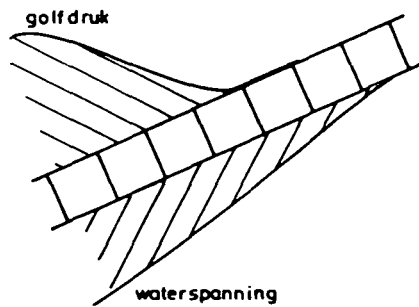
WERKELIJKHEID



SCHEMATISATIE STEENZET/1



DWARSDOORSNEDE



GRONDMECHANICA Postbus 69, 2600 AB Delft Telefax (015) 610821  
 DELFT Telefoon (015) 69 35 00 Telex 38234 soil nl

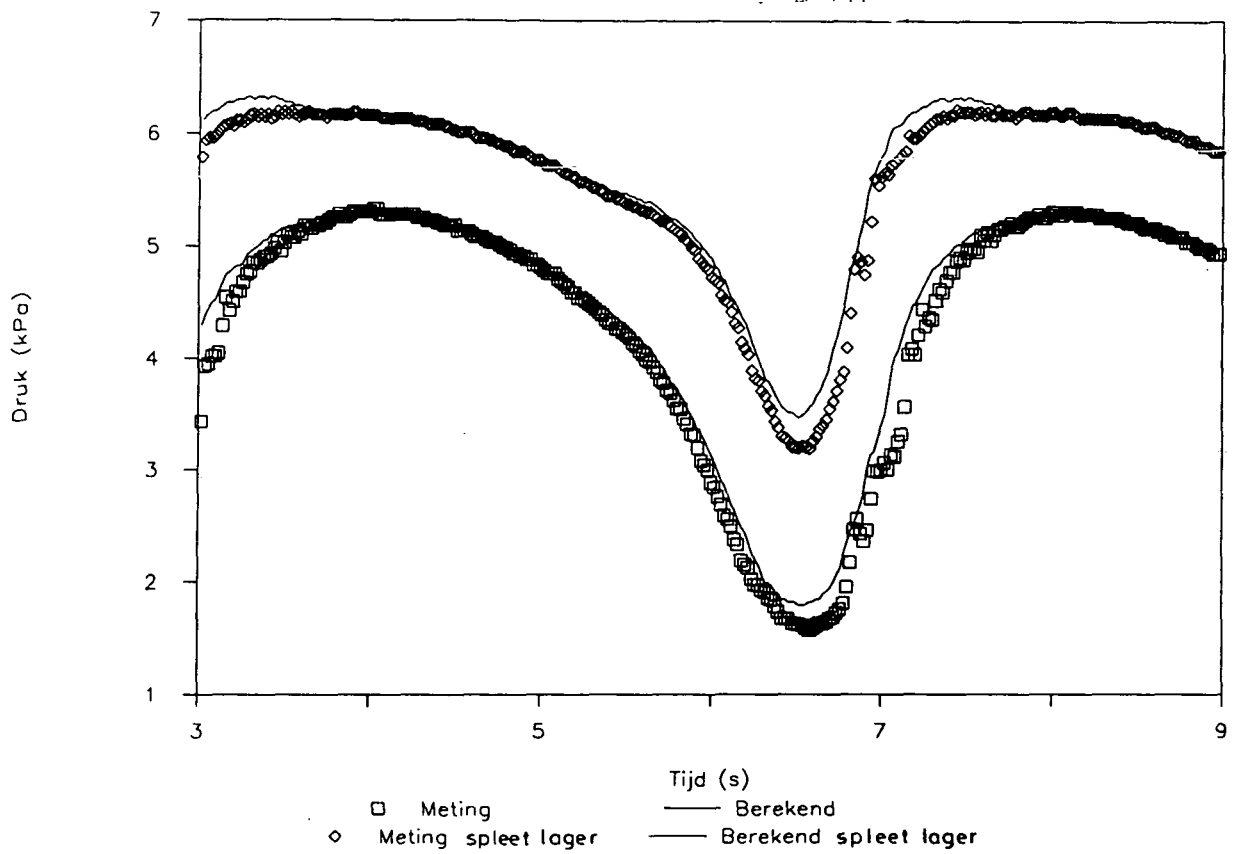
d.d  
 89-02-23


SCHEMATISATIES IN STEENZET/1+ VERGELEKEN MET DE WERKELIJKE SITUATIE

CO- 285453

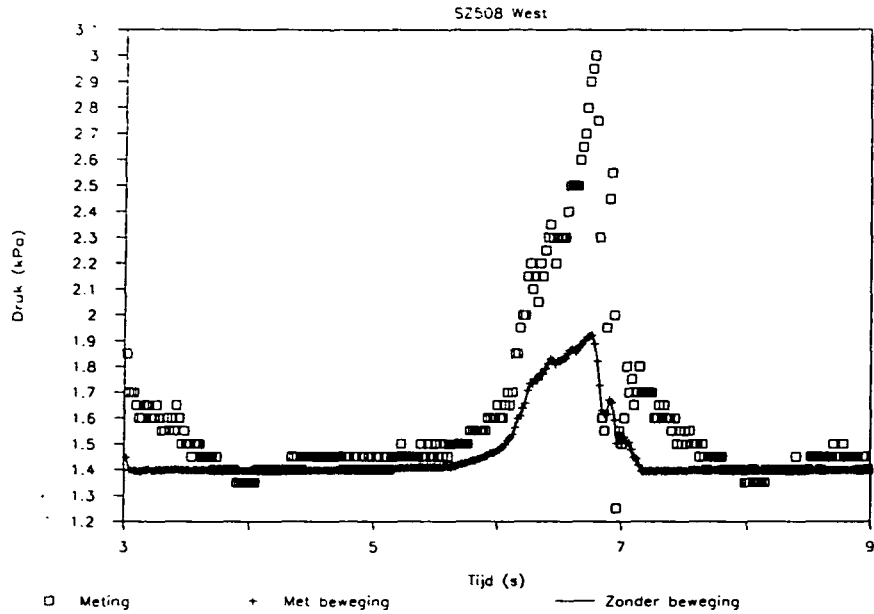
Bijl. 5.3

A4

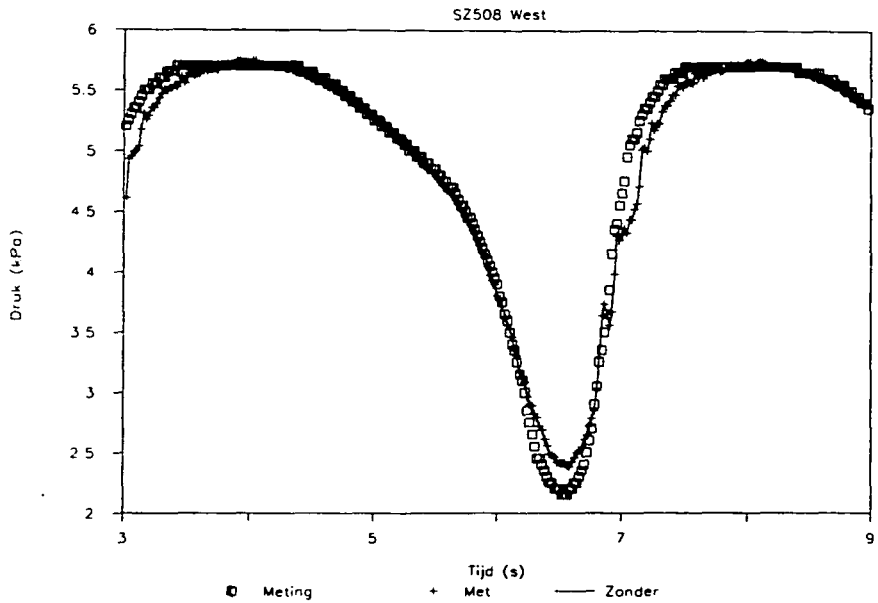


 GRONDMECHANICA DELFT	Postbus 69, 2600 AB Delft Telefoon (015) 69 35 00	Telefax (015) 610821 Telex 38234 soil nl	d.d.	
			89-02-23	
SZ508 BEREKENDE WATERSPANNING BIJ SPLETEN EN LINEAIR GEINTERPOLEERDE GEMETEN WATERSPANNING BOVEN EN ONDER BEWEGEND BLOK			CO- 285453	
			Bijl. 5.4	A4

Gemeten en berekende verschillarukken



Druk onder bewegend blok



GRONDMECHANICA Postbus 69, 2600 AB Delft Telefax (015) 610821  
 DELFT Telefoon (015) 69 35 00 Telex 38234 soil nl

d.d  
 89-02-23

SZ508 BEREKENDE EN GEMETEN WATERSPANNING ONDER  
 "BEWEGEND" BLOK

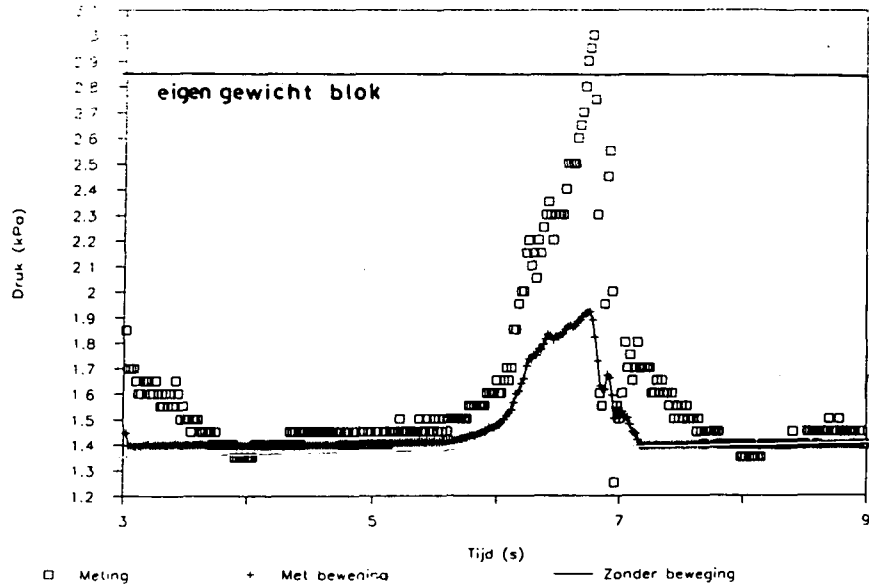
CO- 285453

Bijl. 5.5

A4

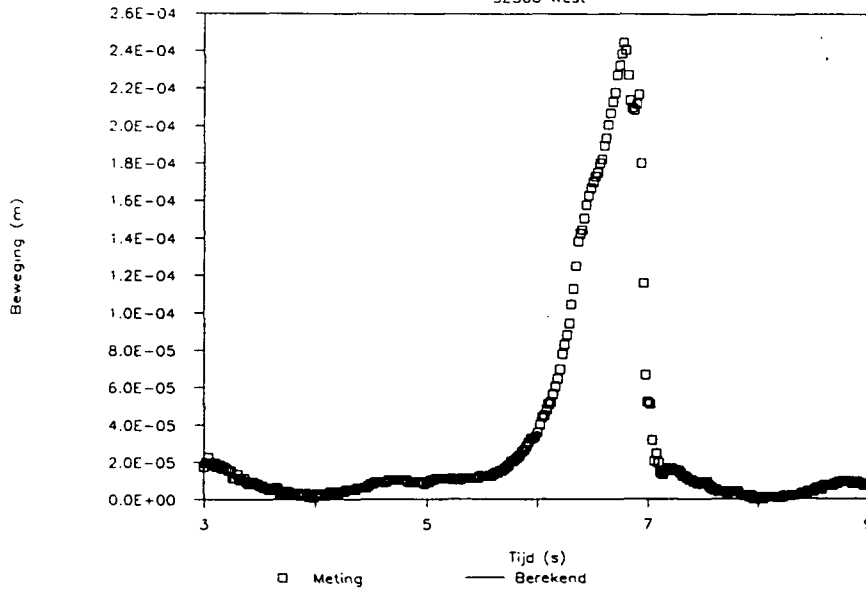
Gemeten en berekende verschillendrukken

SZ508 West



Blokbevinging

SZ508 West



GRONDMECHANICA Postbus 69, 2600 AB Delft Telefax (015) 610821  
 DELFT Telefoon (015) 69 35 00 Telex 38234 soil nl

d.d  
 89-02-23

SZ508 BEREKENDE EN GEMETEN VERSCHILDRUK EN  
 GEMETEN BLOK BEWEGING (DE BEREKENDE BLOK.  
 BEWEGING = 0)

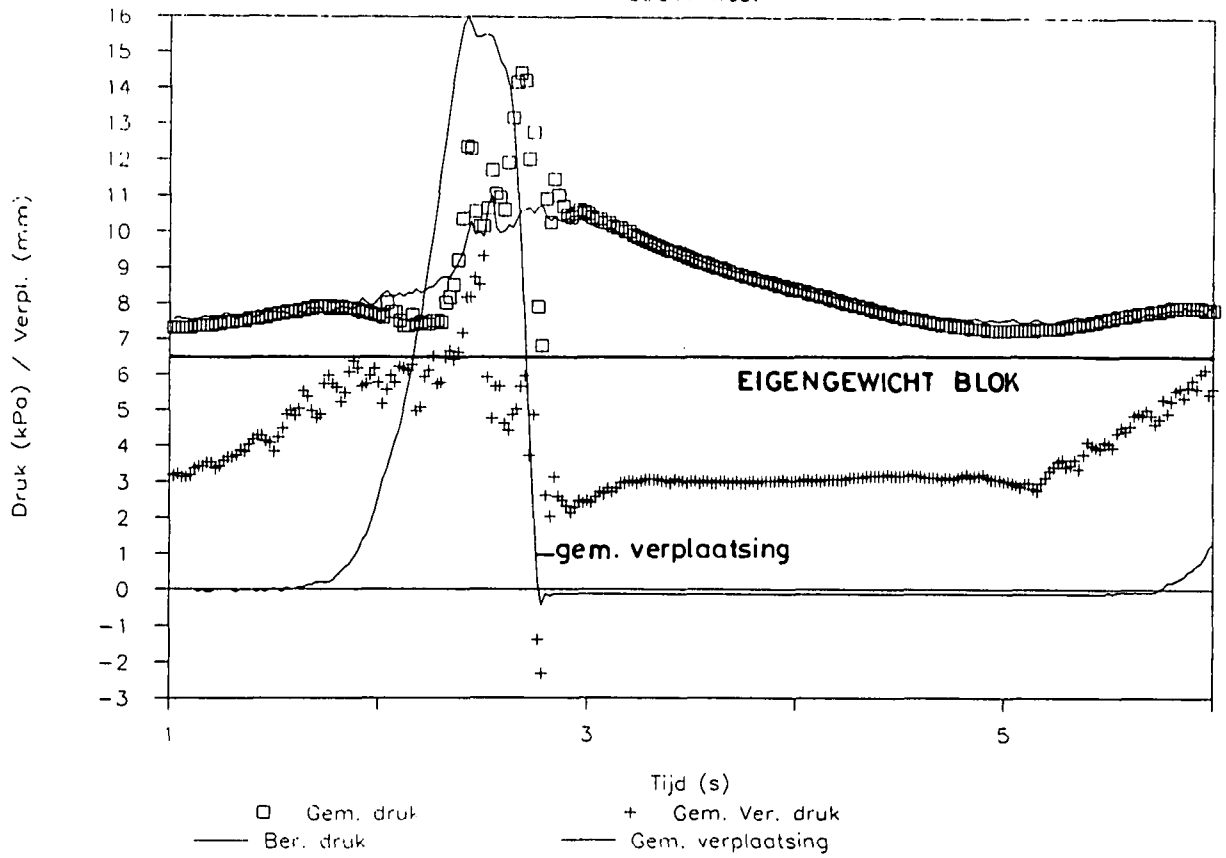
CO- 285453

Bijl. 5.6

A4

Drukken en verpl. onder bewegend blok

SZ617 West



GRONDMECHANICA Postbus 69, 2600 AB Delft Telefax (015) 610821  
 DELFT Telefoon (015) 69 35 00 Telex 38234 sojl nl

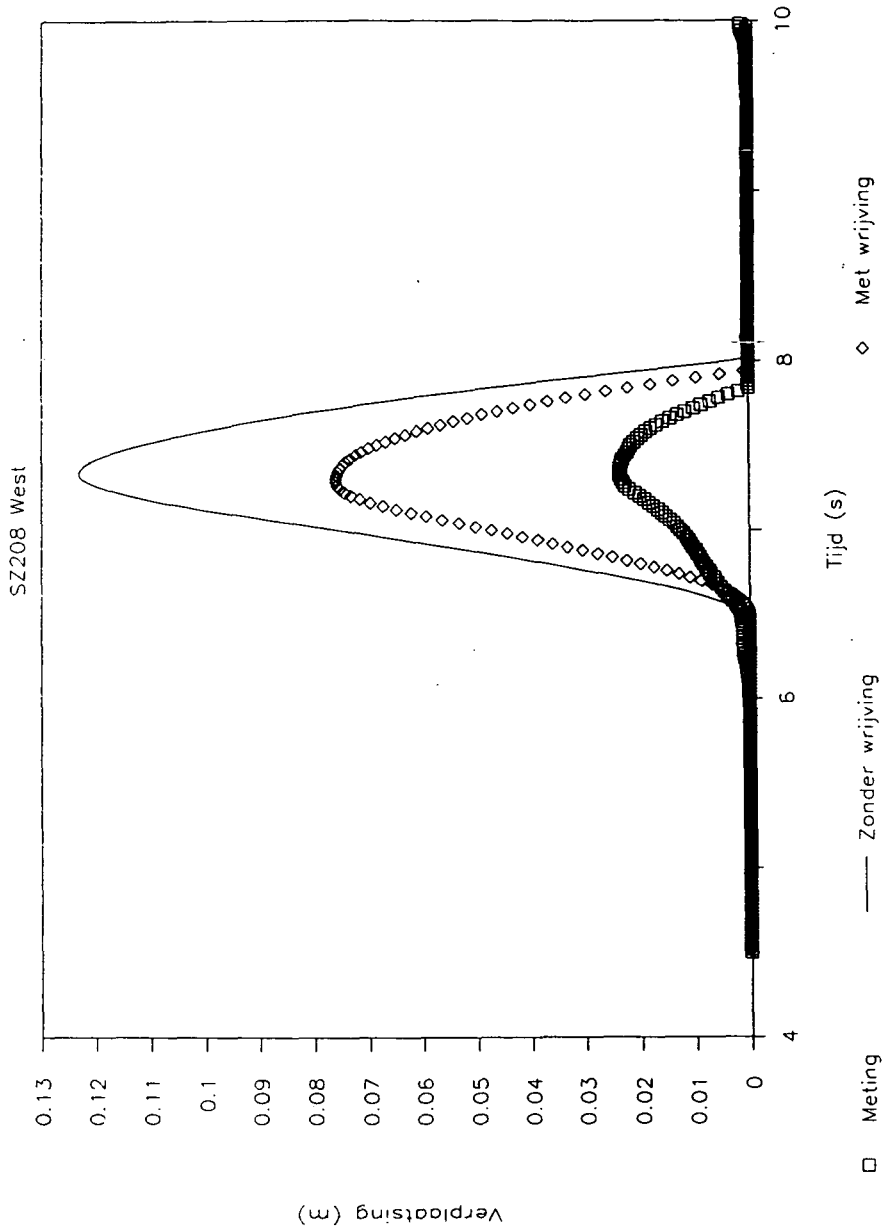
SZ617 WEST BEREKENDE EN GEMETEN WATERSPANNING  
 ONDER BEWEGEND BLOK EN GEMETEN VERSCHILDRUK  
 EN BLOKBEGEVING

89-02-23 <sup>d.d.</sup>

C0- 285453

Bijl. 5.7 A4

Verplaatsing bewegende blok



GRONDMECHANICA Postbus 69, 2600 AB Delft Telefax (015) 610821  
 DELFT Telefoon (015) 69 35 00 Telex 38234 soil nl

d.d  
 89-02-23

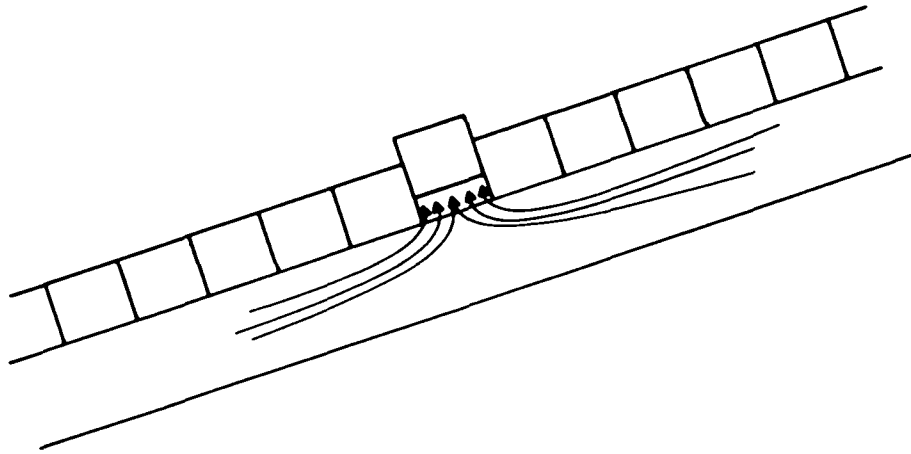
SZ208 WEST. BEREKENDE EN GEMETEN WATERSPANNING

CO- 285453

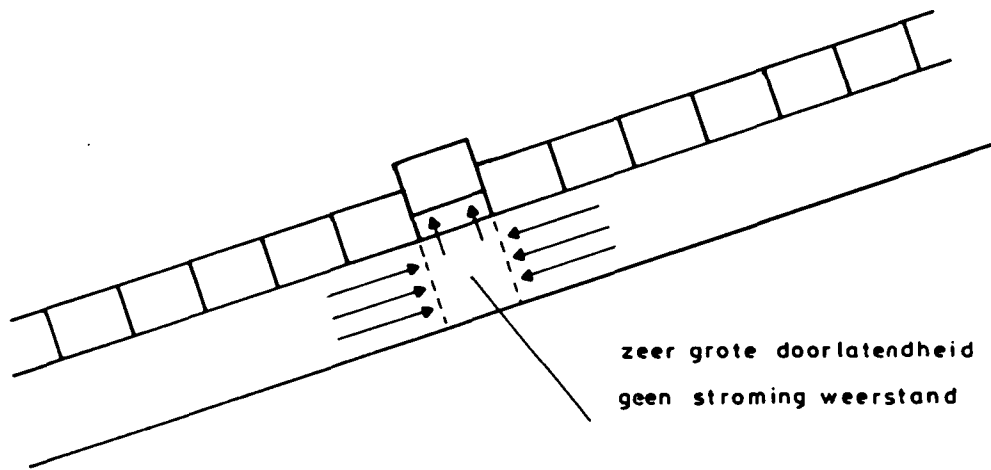
Bijl. 5.8

A4

WERKELIJKE STROMING ONDER BEWEGEND BLOK



SCHEMATISATIE STEENZET/1.



GRONDMEECHANICA  
DELFT

Postbus 69, 2600 AB Delft  
Telefoon (015) 69 35 00

Telefax (015) 610821  
Telex 38234 soil nl

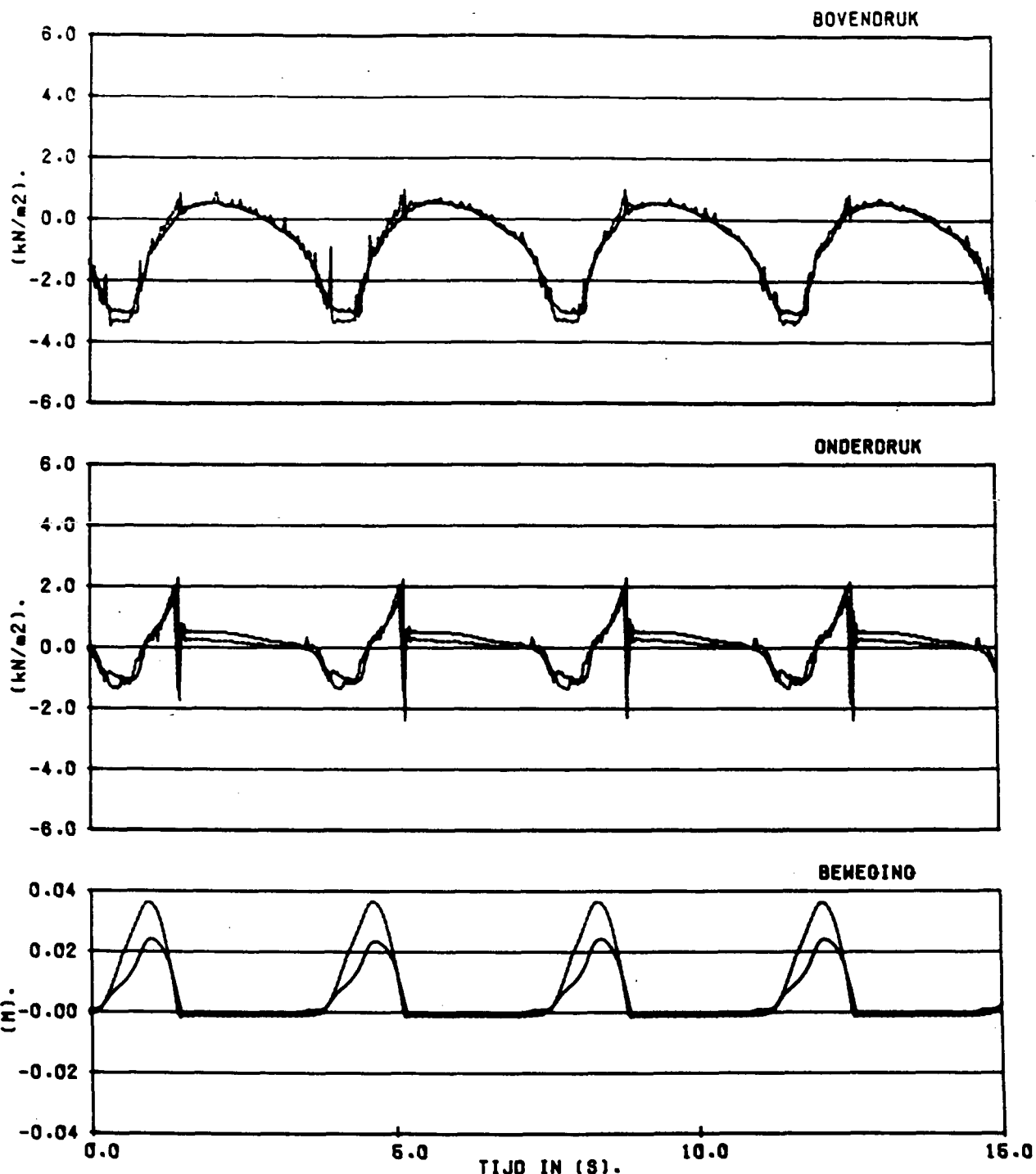
d.d.  
89-02-23

TOESTROMING ONDER BEWEGEND BLOK. WERKELIJKHEID  
EN SCHEMATISATIE IN STEENZET/1+

CO- 285453

Bijl. 5.9

A4



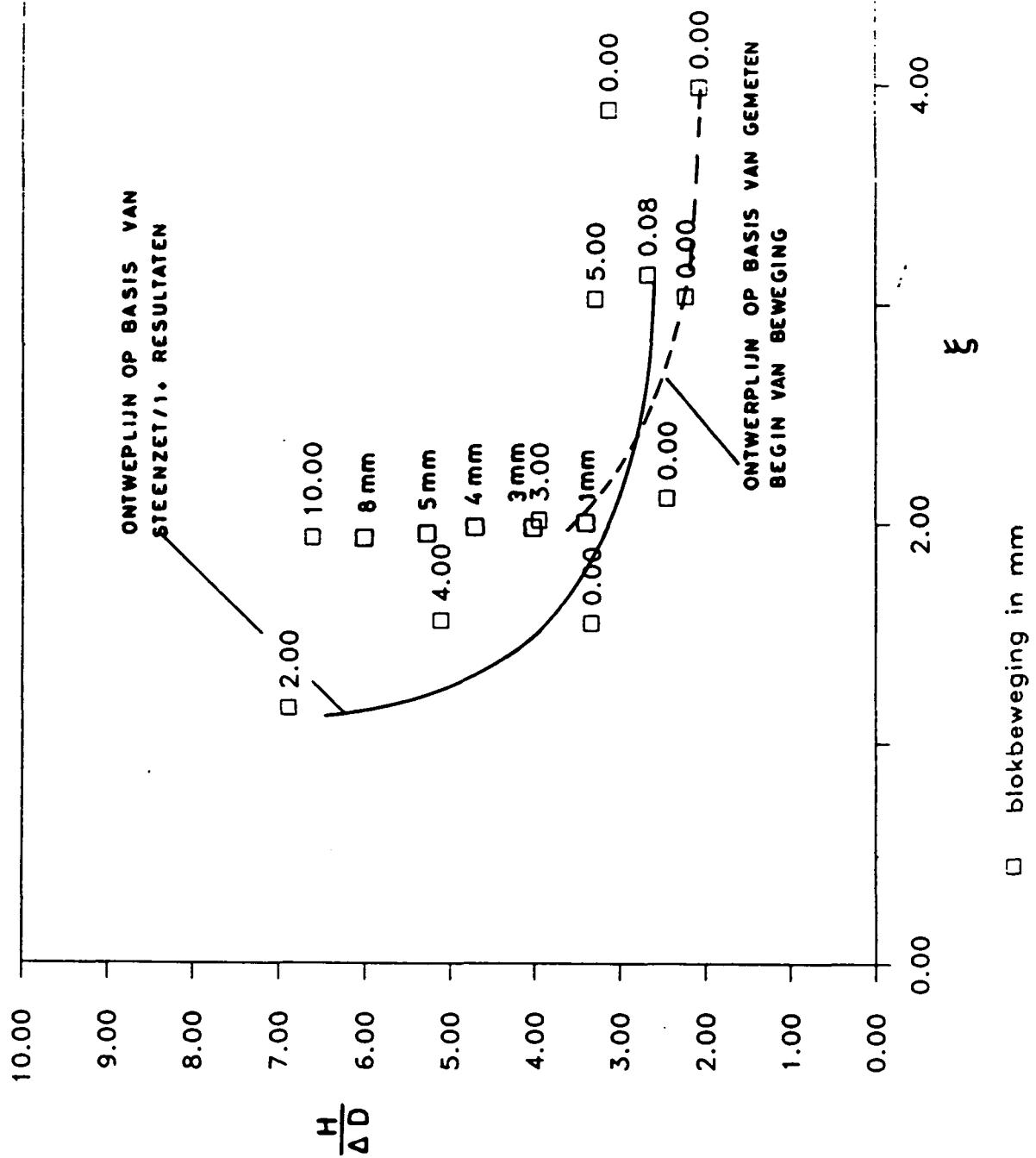
\_\_\_\_\_ P208 H: 0.246 M T: 3.70 S MET GEOTEXTIEL EN MEETBLOK LOS.  
 \_\_\_\_\_ P259 H: 0.243 M T: 3.70 S ZONDER GEOTEXTIEL EN MEETBLOK LOS.

DRUK BOVEN, ONDER EN BEWEGING MEETSTEEN  
 PROEVEN WESTZIJDE, MEETBLOKKEN LOS.

Waterloopkundig Laboratorium - WL

H0195-25 BIJL 5.10





GRONDMEECHANICA Postbus 69, 2600 AB Delft Telefax (015) 610821  
 DELFT Telefoon (015) 69 35 00 Telex 38234 soil nl

d.d.  
89-02-23

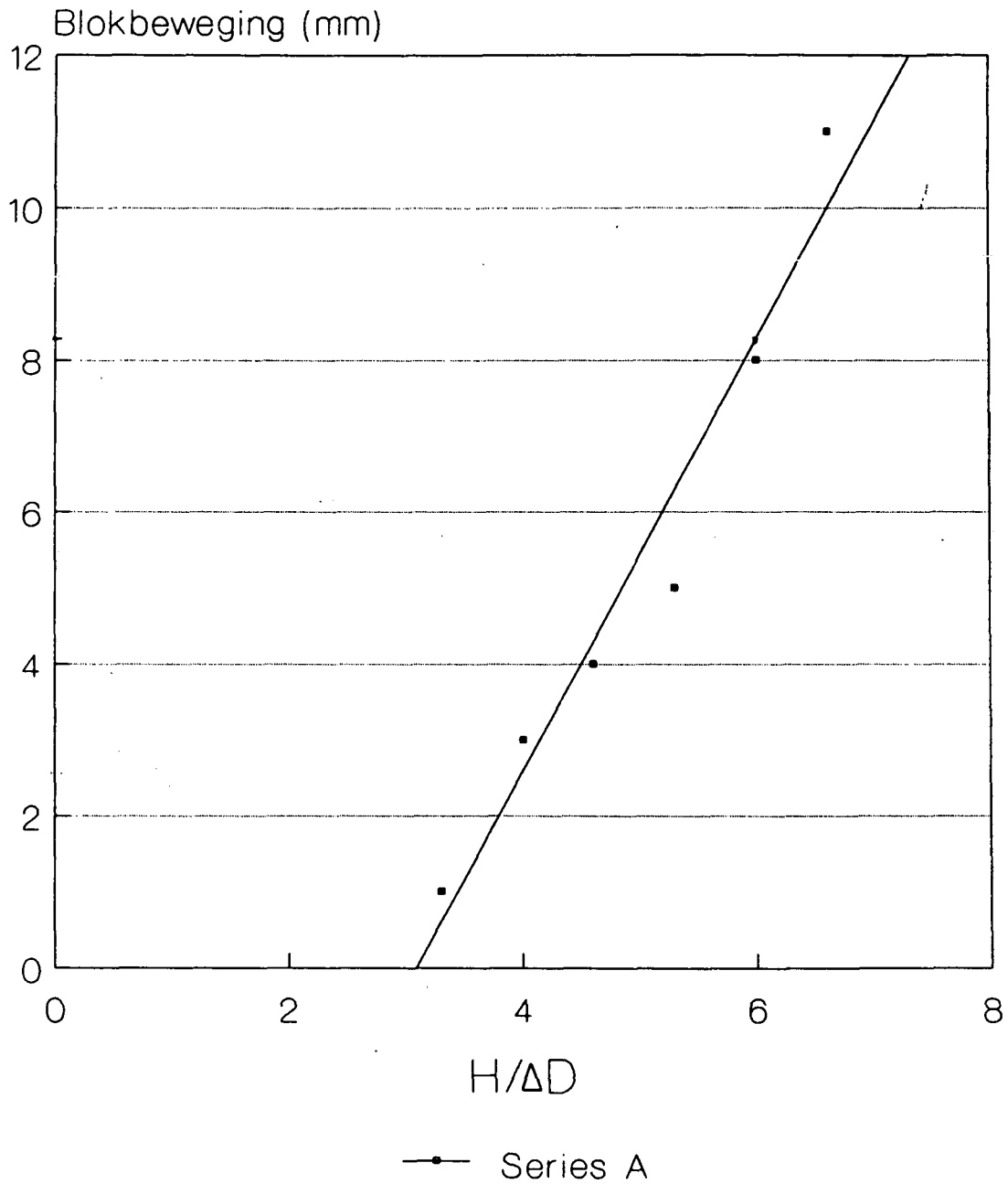
SCHATTING VAN BEGIN VAN BEWEGING OP BASIS VAN  
 METINGEN EN BEREKENINGEN


CO- 285453

Bijl. 5.11

A4

# Blokbeweging SZ152 west

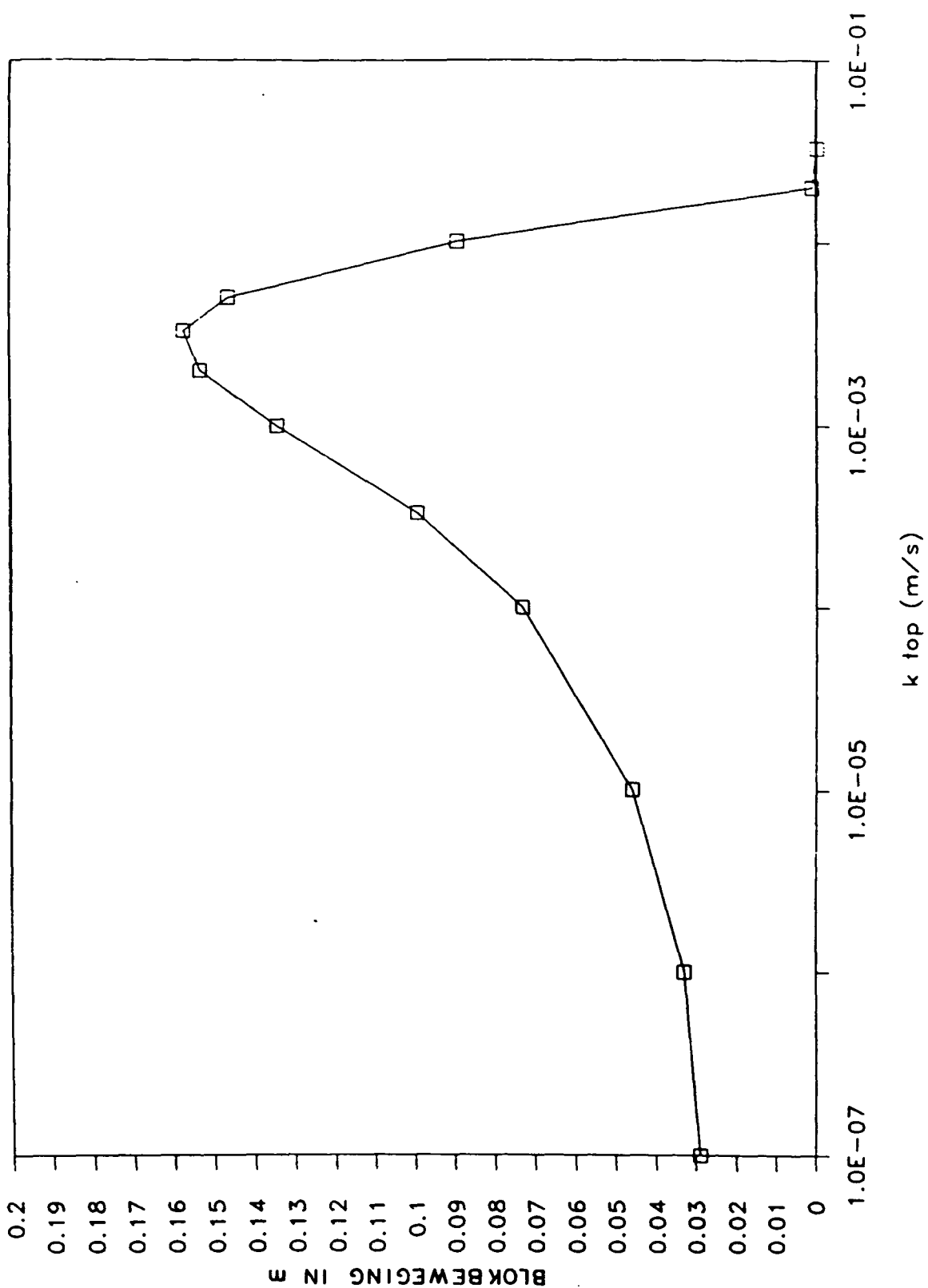


 GRONDMECHANICA DELFT	Postbus 69, 2600 AB Delft Telefoon (015) 69 35 00	Telefax (015) 610821 Telex 38234 soil nl	d.d. 89-02-23	
			BLOKBEWEGING ALS FUNKTIE VAN H/ΔD	CO- 285453
			Bijl. 5.12	A4

( )

# Beweging van blok 17

proef sz208



GRONDMECHANICA Postbus 69, 2600 AB Delft Telefax (015) 610821  
 DELFT Telefoon (015) 69 35 00 Telex 38234 soil nl

d.d  
 89-02-23

SZ208 BEREKENDE BLOKBEWEGING ALS FUNKTIE VAN DE  
 TOPLAAG DOORLATENDHEID BIJ CONSTATE DOORLATEND-  
 HEID VAN DE FILTERLAAG

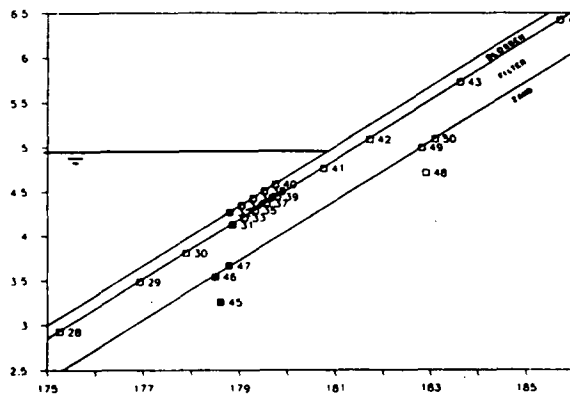
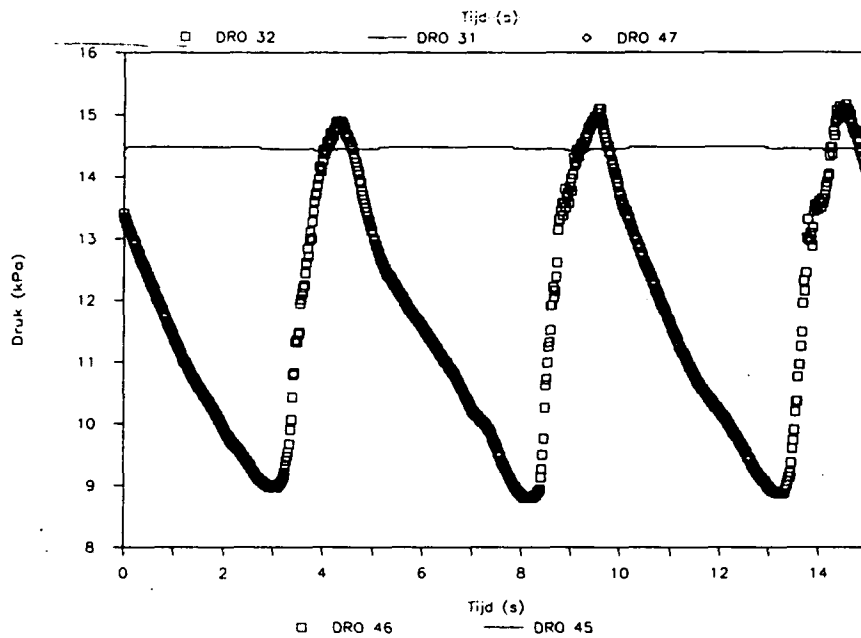
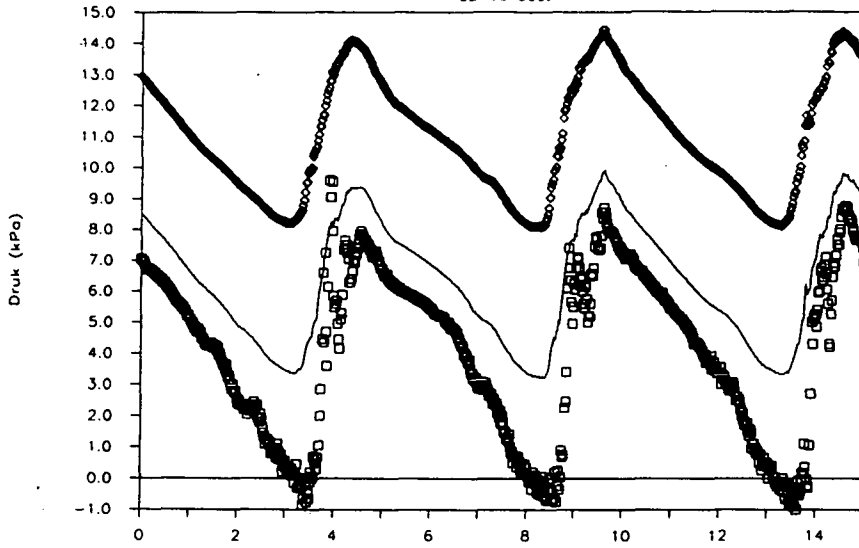
CO- 285453

Bijl. 6.1

A4

Drukken beneden in het talud

SZ152 Oost



posities  
drukopnemers

~~GRONDMECHANICA~~ GRONDMECHANICA Postbus 69, 2600 AB Delft Telefax (015) 610821  
~~DELFT~~ DELFT Telefoon (015) 69 35 00 Telex 38234 soil nl

d.d  
89-02-23

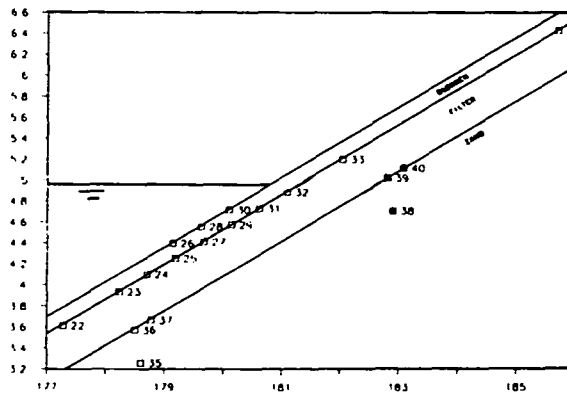
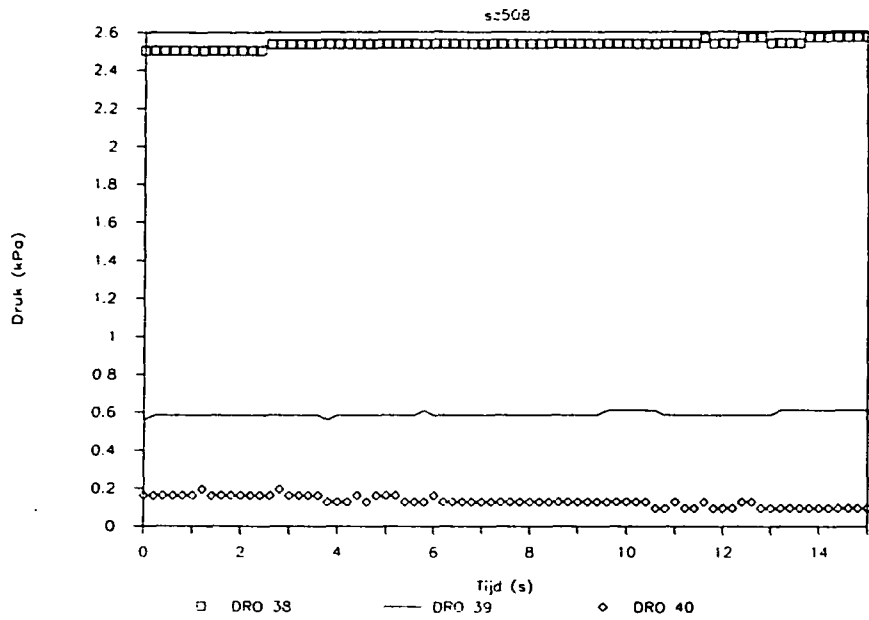
SZ152 GOLFDRIUK EN WATERSPANNING GEMETEN OP EN IN  
HET TALUD


CO- 285453

Bijl. 7.1

A4

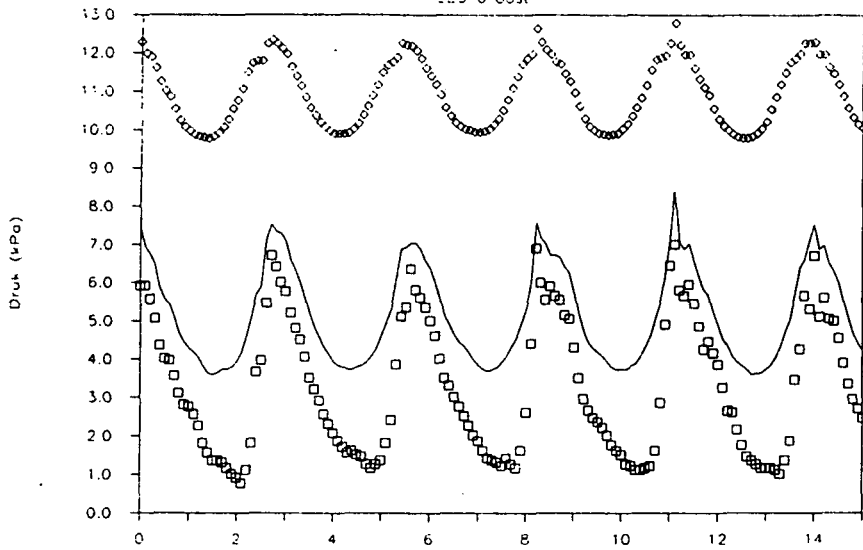
Druk in het talud (boven H stil)



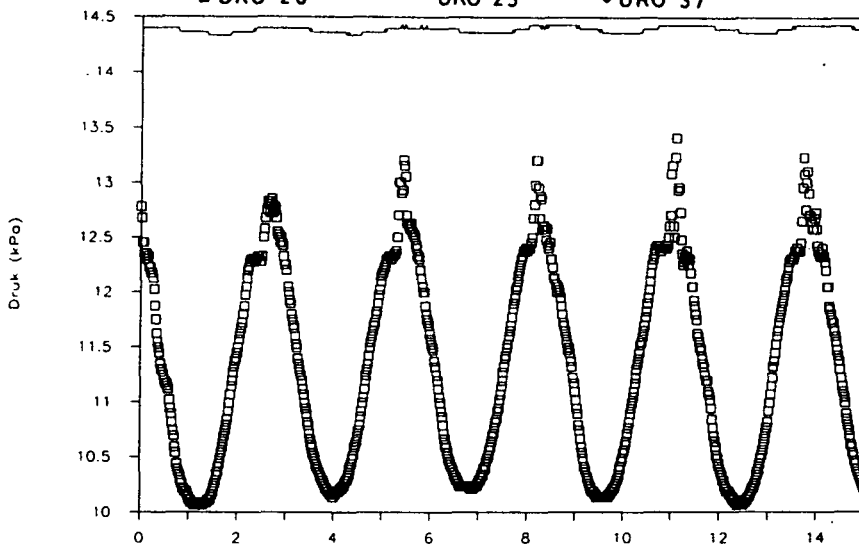
 GRONDMECHANICA DELFT	Postbus 69, 2600 AB Delft Telefoon (015) 69 35 00	Telefax (015) 610821 Telex 38234 soil nl	d.d. 89-02-23	
			SZ508 OOST WATERSPANNINGEN IN HET TALUD BOVEN DE STILWATER LIJN	CO- 285453
			Bijl. 7.2	A4

Drukken beneden in het talud

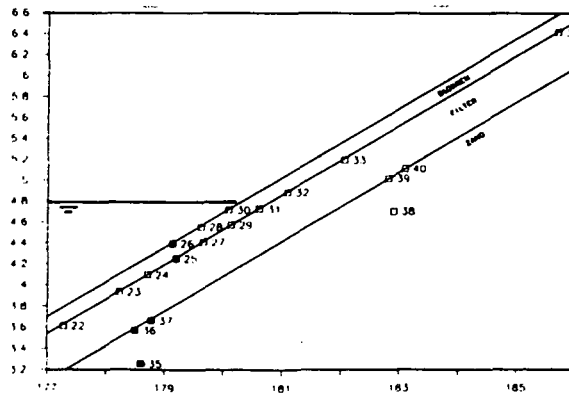
SZ516 Oost



□ DRO 26      — DRO 25      • DRO 37



□ DRO 36      — DRO 35



posities  
drukpnemers



GRONDMECHANICA  
DELFT

Postbus 69, 2600 AB Delft    Telefax (015) 610821  
Telefoon (015) 69 35 00    Telex 38234 soil nl

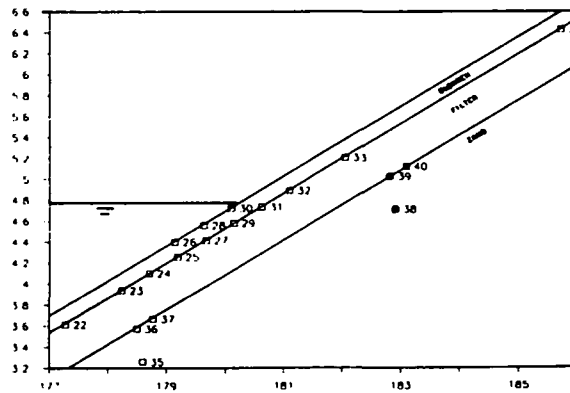
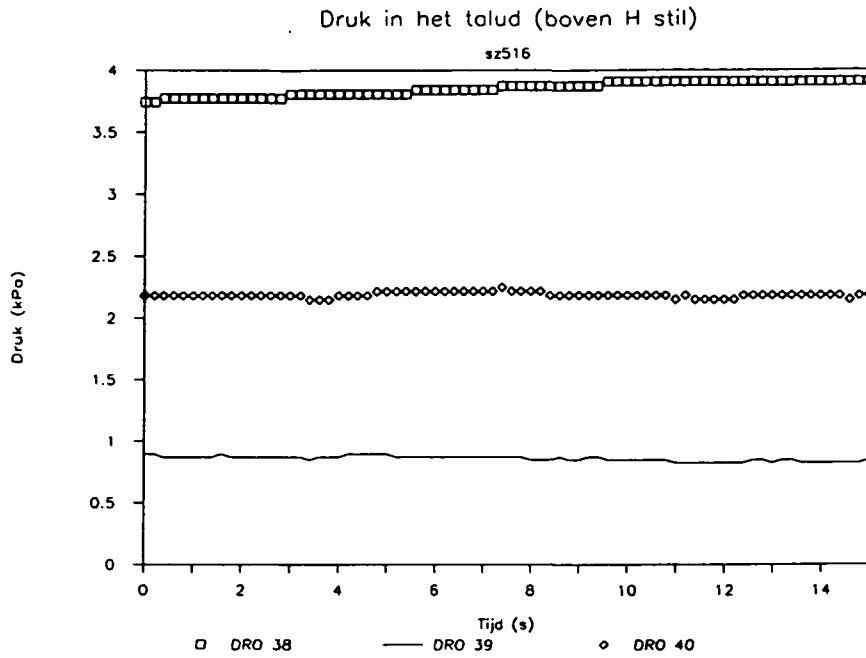
d.d.  
89-02-23

SZ516 GOLFDRIJK EN WATERSPANNING GEMETEN OP EN  
IN HET TALUD

CO- 285453

Bijl. 7.3

A4



GRONDMECHANICA    Postbus 69, 2600 AB Delft    Telefax (015) 610821  
DELFT                      Telefoon (015) 69 35 00    Telex 38234 soil nl

d.d  
89-02-23

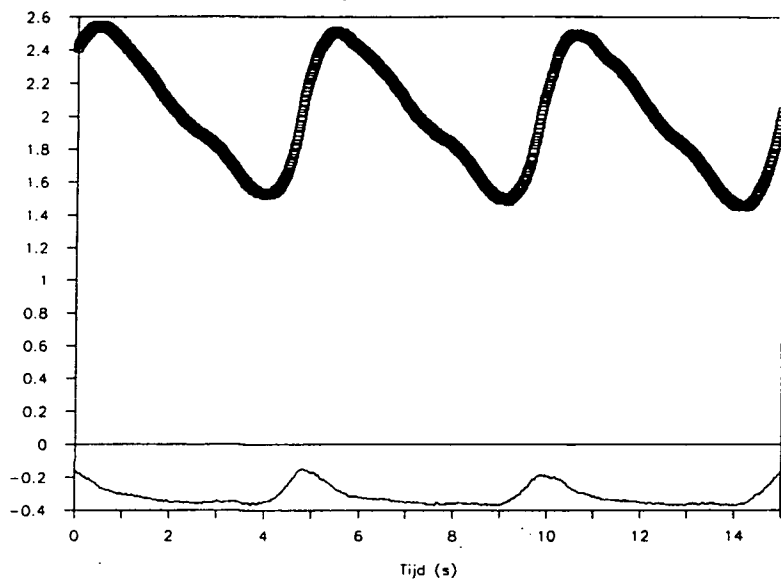
SZ516 OOST WATERSPANNINGEN IN HET TALUD BOVEN  
DE STILWATERLIJN

CO- 285453

Bijl. 7.4

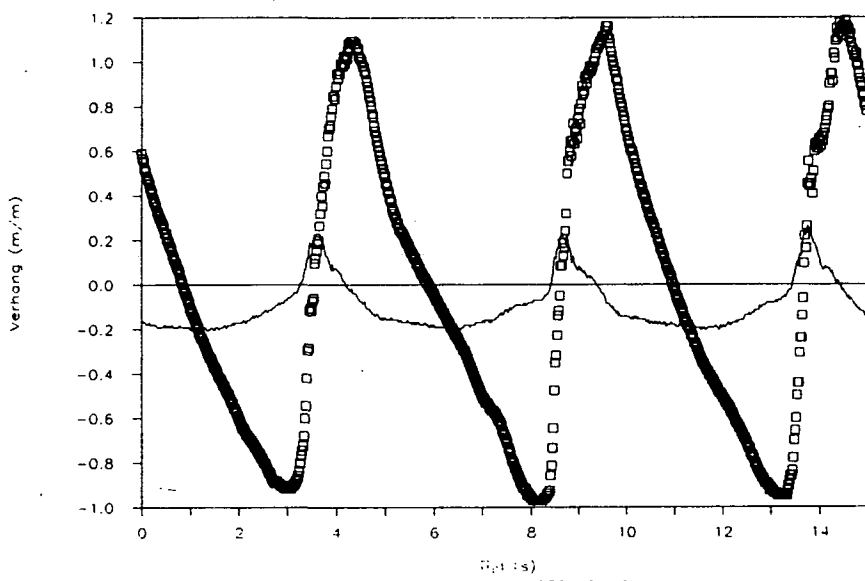
A4

Verhagen boven in het talud

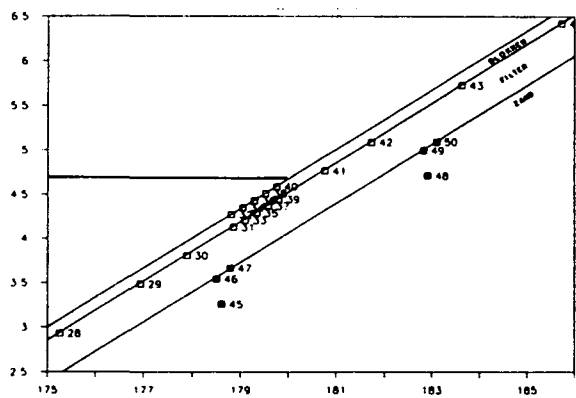


□ loodrecht DRO 49-48      — Parallel DRO 49-50

Verhagen beneden in het talud



□ DRO 46-45      — DRO 46-41



GRONDMECHANICA Postbus 69, 2600 AB Delft Telefax (015) 610821  
 DELFT Telefoon (015) 69 35 00 Telex 38234 soil nl

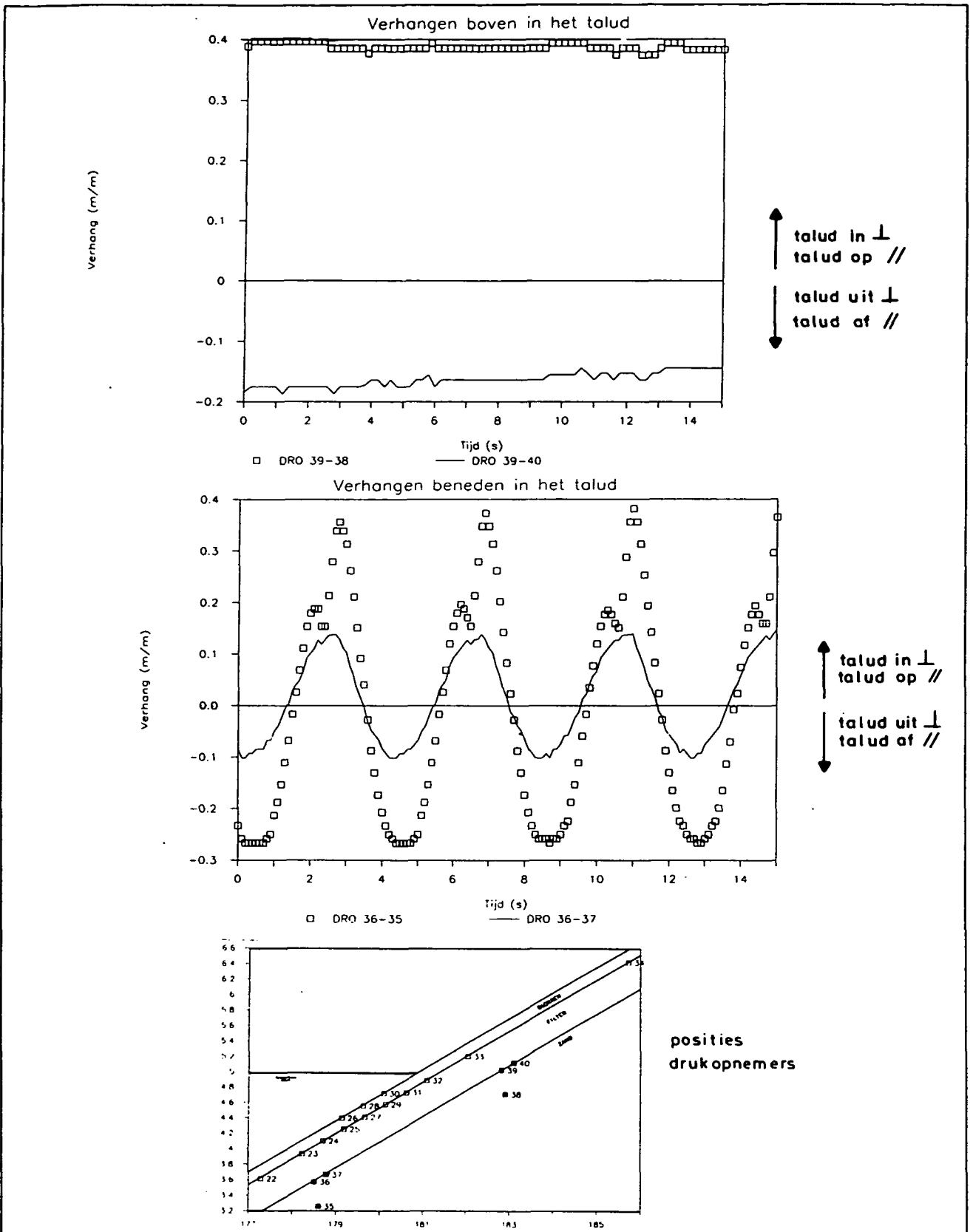
d.d 89-02-23


SZ152 OOST VERHAGEN EVENWIJDIG AAN EN LOOD-  
 RECHT OP HET TALUD

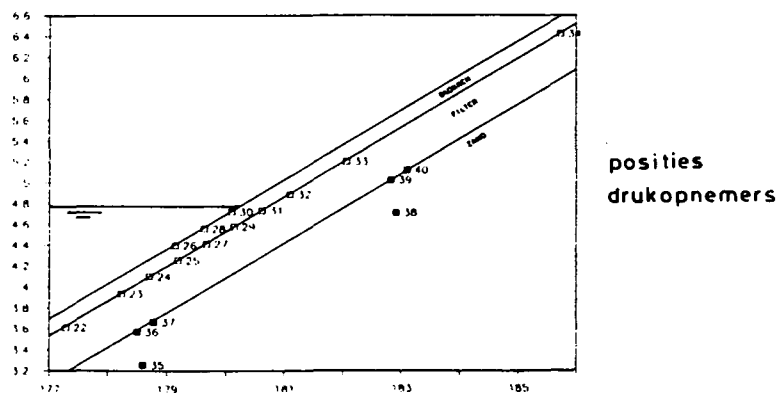
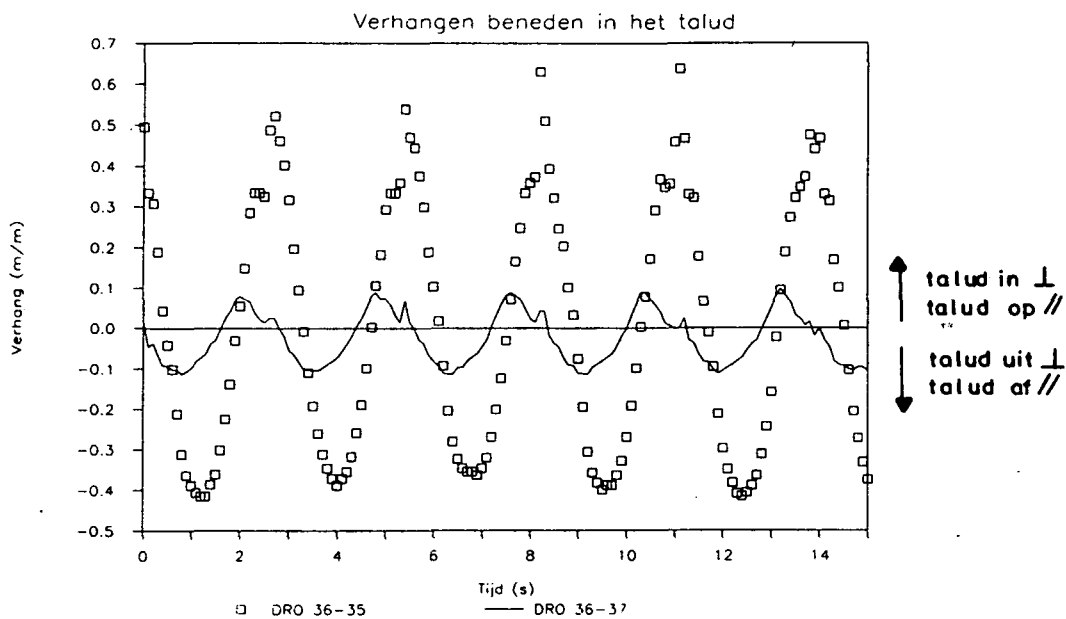
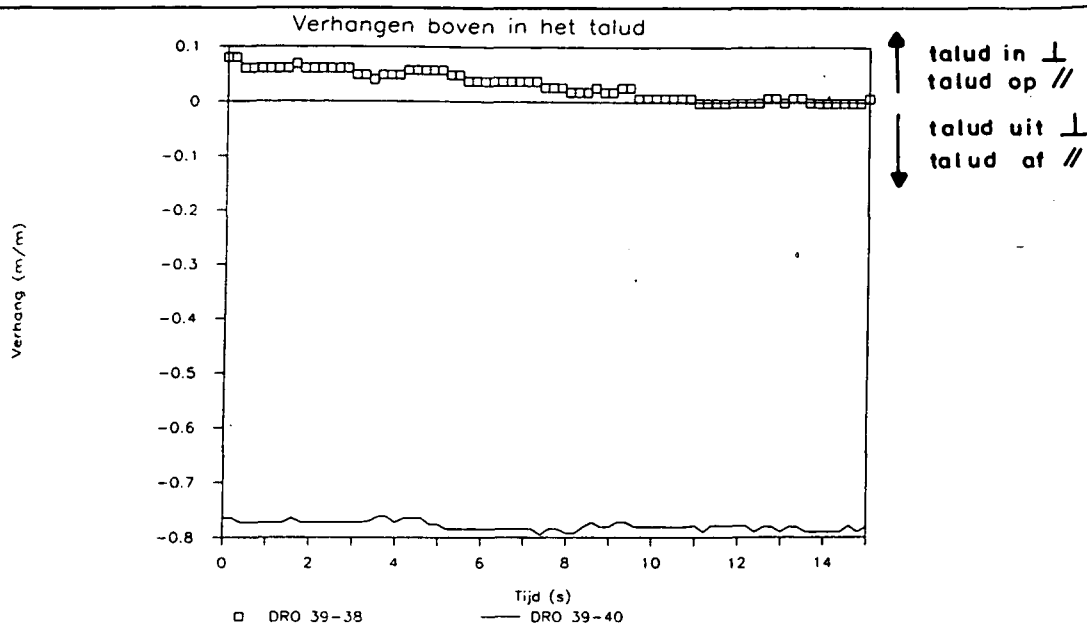
C0- 285453

Bijl. 7.5 A4





 GRONDMECHANICA DELFT	Postbus 69, 2600 AB Delft Telefoon (015) 69 35 00	Telefax (015) 610821 Telex 38234 soil nl	d.d. 89-02-23	
	SZ508 OOST VERHANGEN EVENWIJDIG AAN EN LOOD- RECHT OP HET TALUD		CO- 285453	
			Bijl. 7.6	A4



GRONDMECHANICA  
DELFT

Postbus 69, 2600 AB Delft Telefax (015) 610821  
Telefoon (015) 69 35 00 Telex 38234 soil nl

d.d  
89-02-23

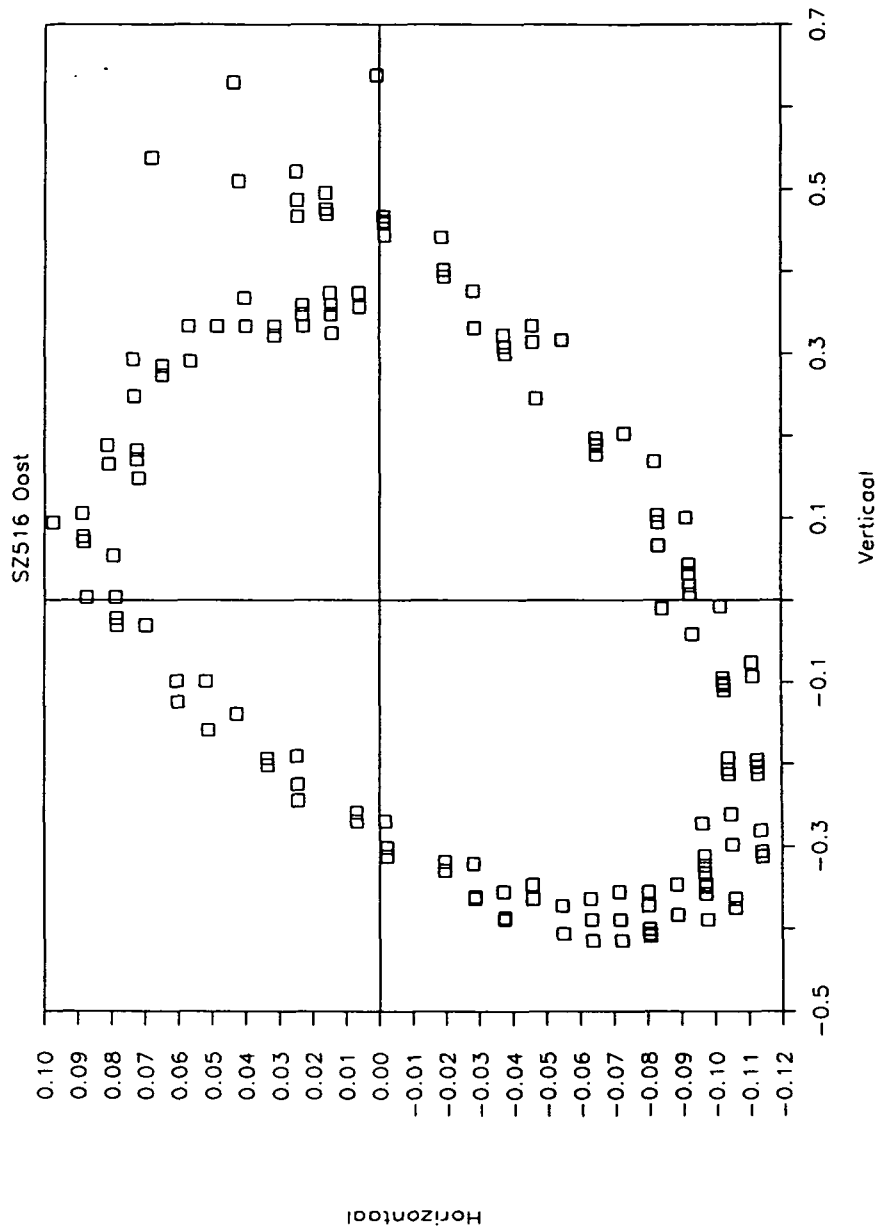
SZ516 OOST VERHANGEN EVENWIJDIG AAN EN LOOD-  
RECHT OP HET TALUD

CO- 285453

Bijl. 7.7

A4

Faseverschil verhangen beneden in talud



GRONDMECHANICA Postbus 69, 2600 AB Delft Telefax (015) 610821  
 DELFT Telefoon (015) 69 35 00 Telex 38234 soil nl

d.d  
 89-02-23

SZ516 OOST FASE-DIAGRAM VAN HORIZONTALAAL EN  
 VERTICAAL VERHANG ONDER DE STILWATERLIJN

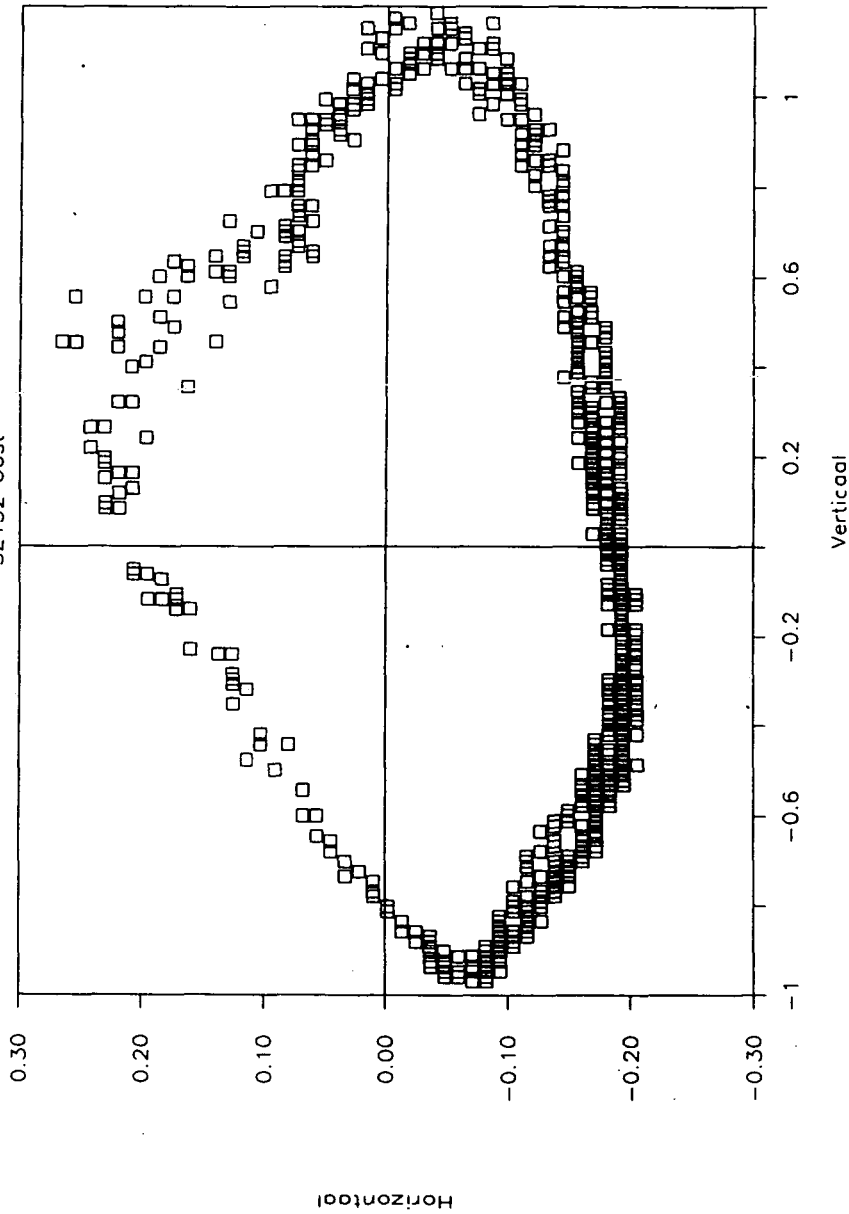
CO- 285453

Bijl. 7.8

A4

Faseverschil verhangen beneden in talud

SZ152 Oost



~~GRONDMEECHANICA~~ GRONDMEECHANICA Postbus 69, 2600 AB Delft Telefax (015) 610821  
~~DELFT~~ DELFT Telefoon (015) 69 35 00 Telex 38234 sail nl

d.d  
 89-02-23

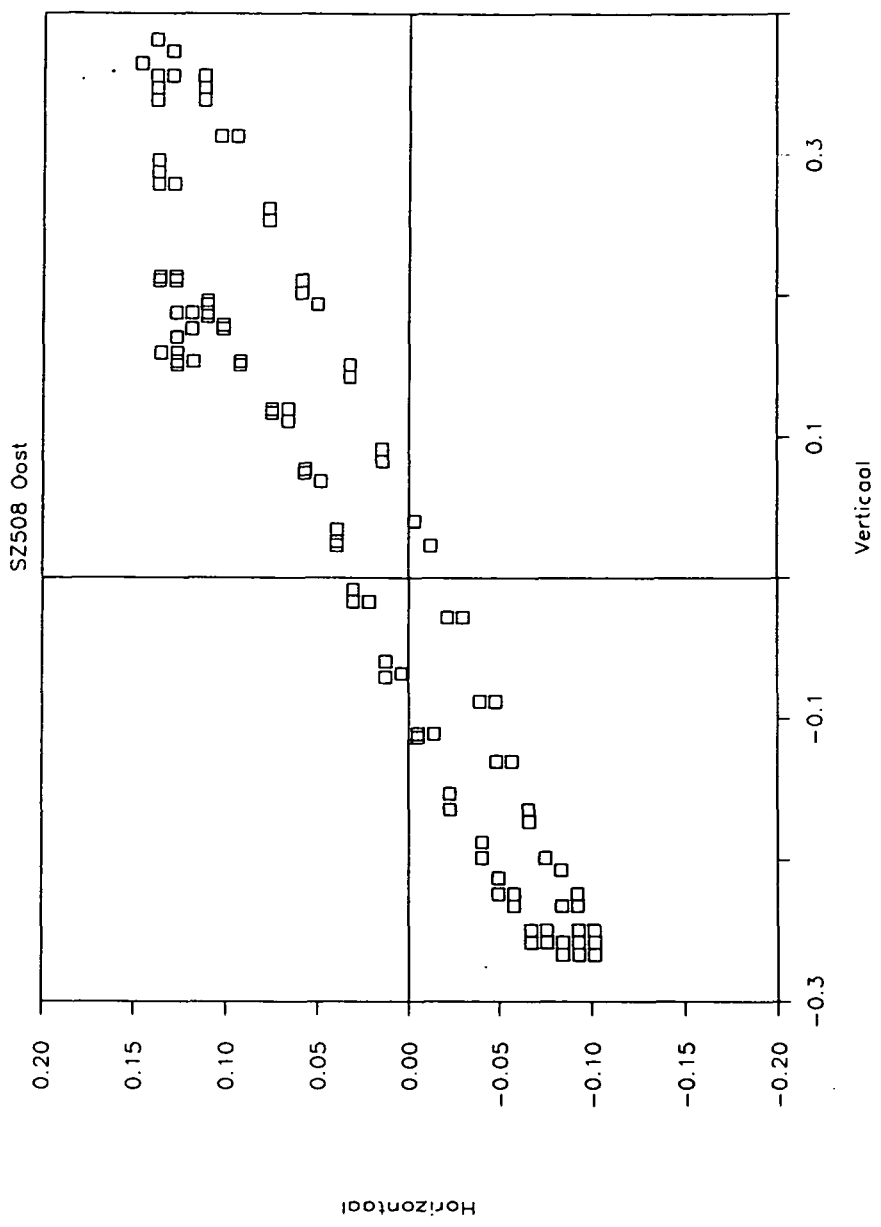
SZ512 OOST FASE-DIAGRAM VAN HORIZONTAAL EN  
 VERTICAAL VERHANG ONDER DE STILWATERLIJN


CO- 285453

Bijl. 7.9

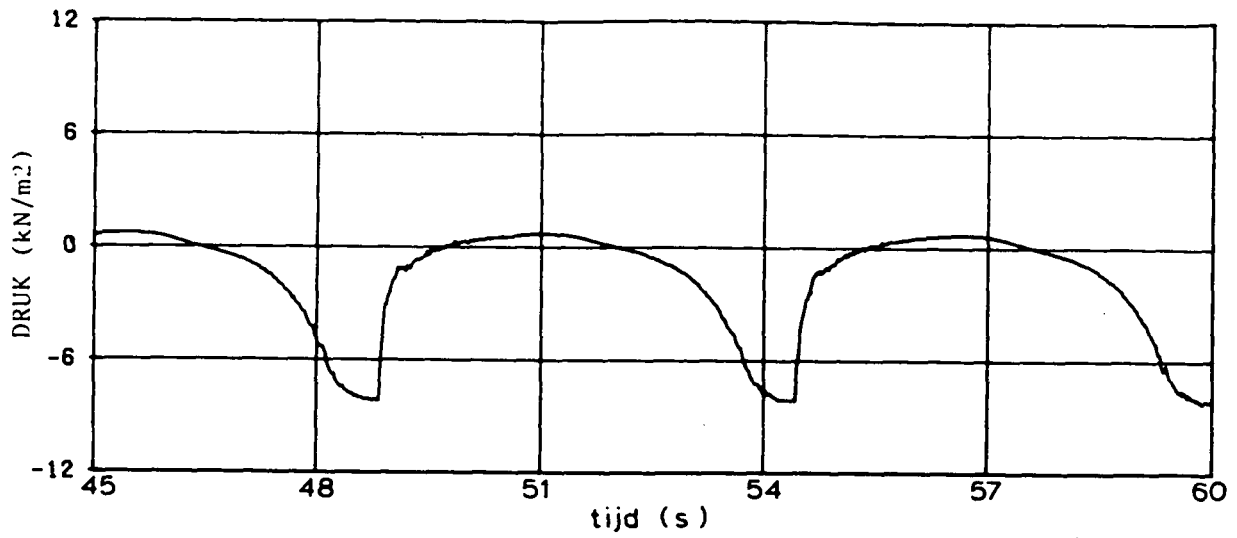
A4

Faseverschil verhangen beneden in talud

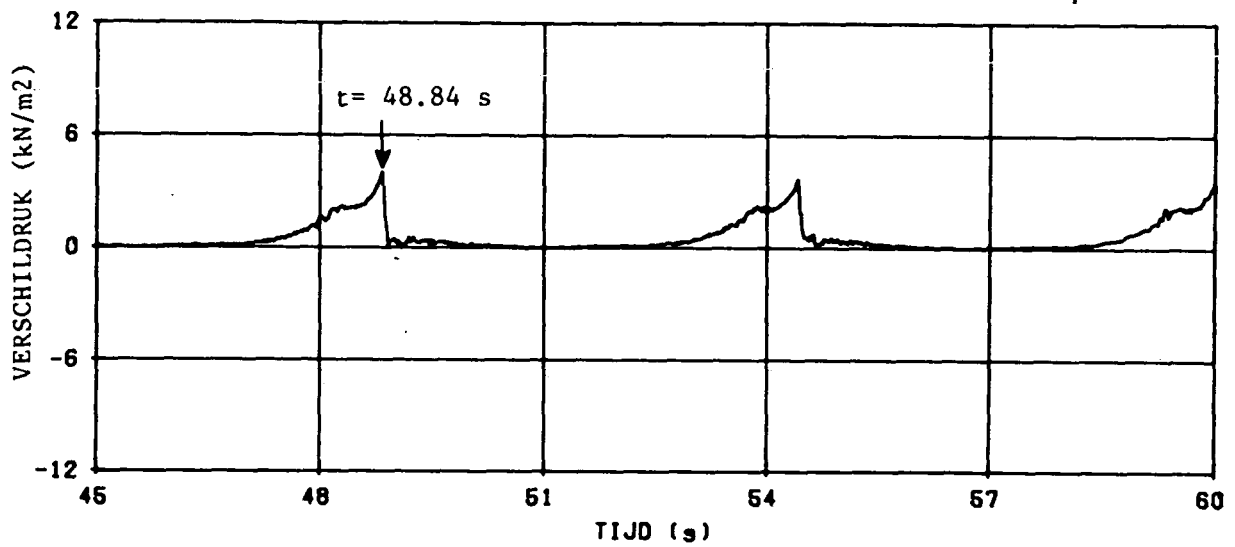


 GRONDMECHANICA Postbus 69, 2600 AB Delft Telefax (015) 610821 DELFT Telefoon (015) 69 35 00 Telex 38234 soil nl	d.d. 89-02-23	
	SZ508 OOST FASE-DIAGRAM VAN HORIZONTAAL EN VERTICAAL VERHANG ONDER DE STILWATERLIJN	CO- 285453
	Bijl. 7.10	A4

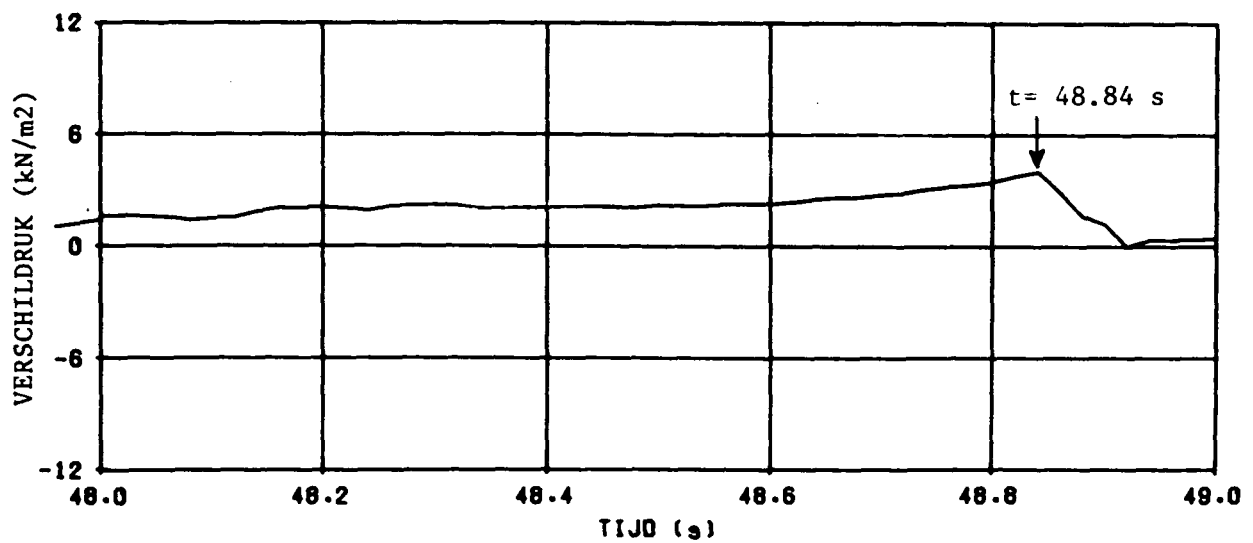
DR0 8



DR0 7-8



DR0 7-8



DRUK - EN VERSCHILDRUKSIGNAL  
SZ 118

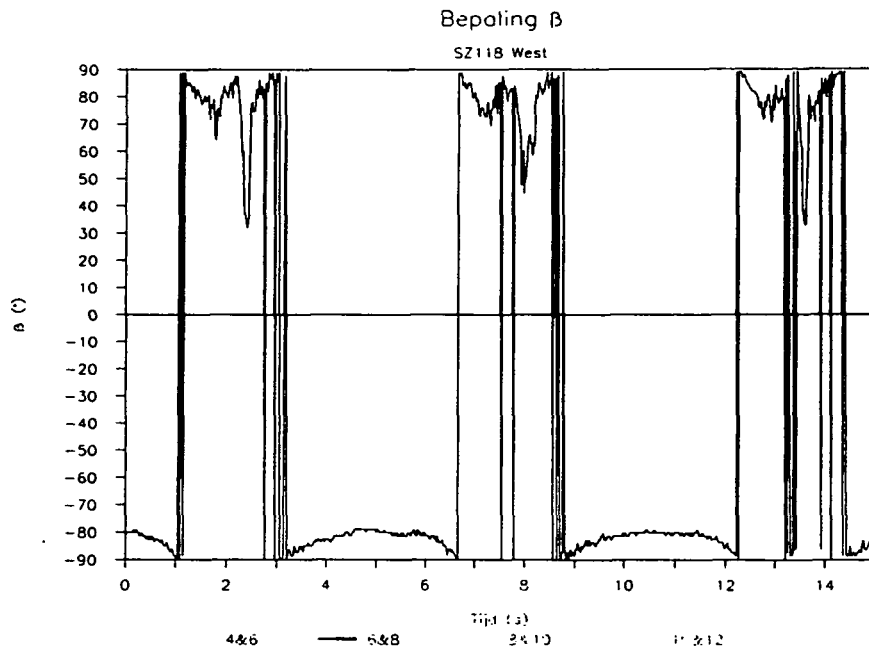
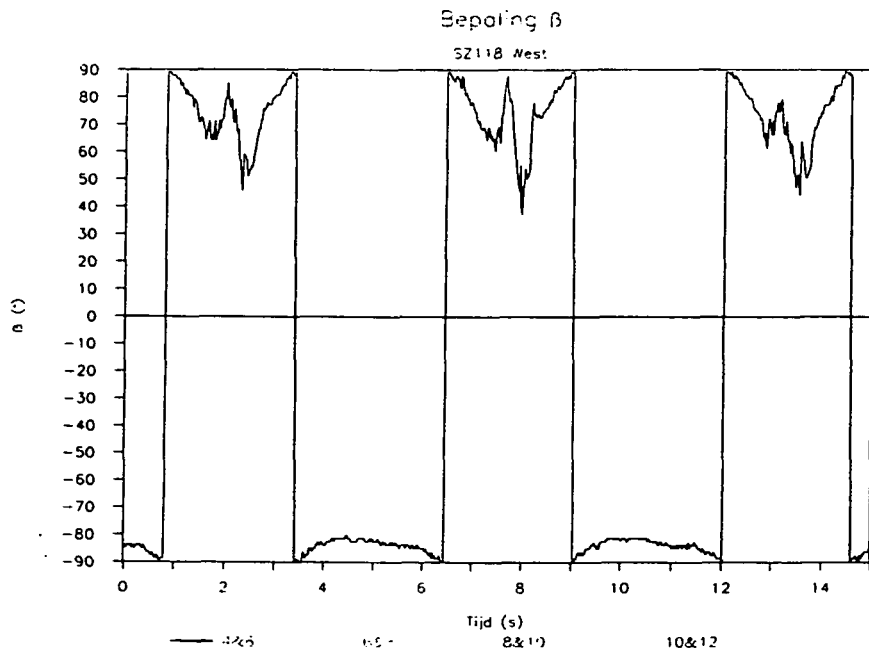
T 118

TIJDSTIPSELEKTIE

WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM

H 195

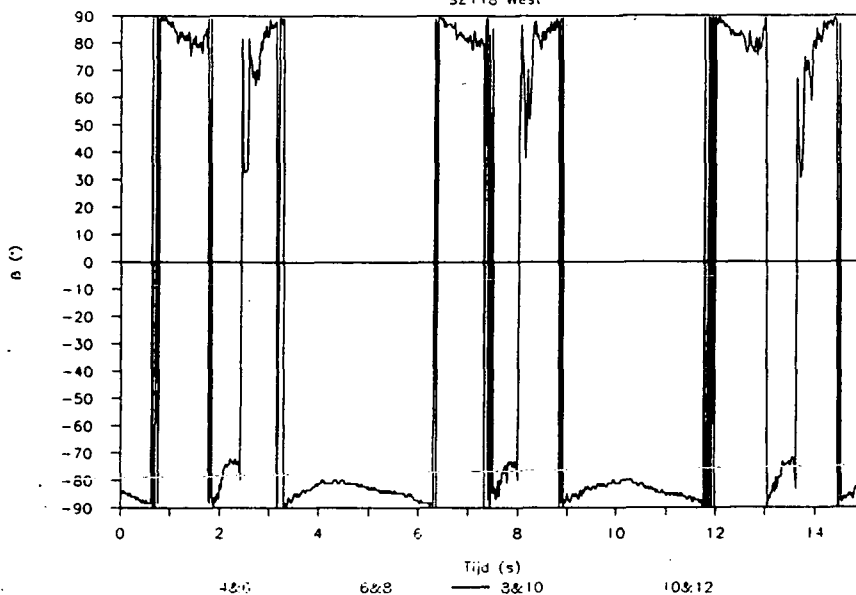
BIJL 7.11



<del>GRONDMEECHANICA</del> <del>DELFT</del>	Postbus 69, 2600 AB Delft Telefoon (015) 69 35 00	Telefax (015) 610821 Telex 38234 soil nl	d.d. 89-02-23	
	SZ118 WEST. VERLOOP $\beta$ ONDER MEETBLOK		CO- 285453	
			Bijl. 7.12	A4

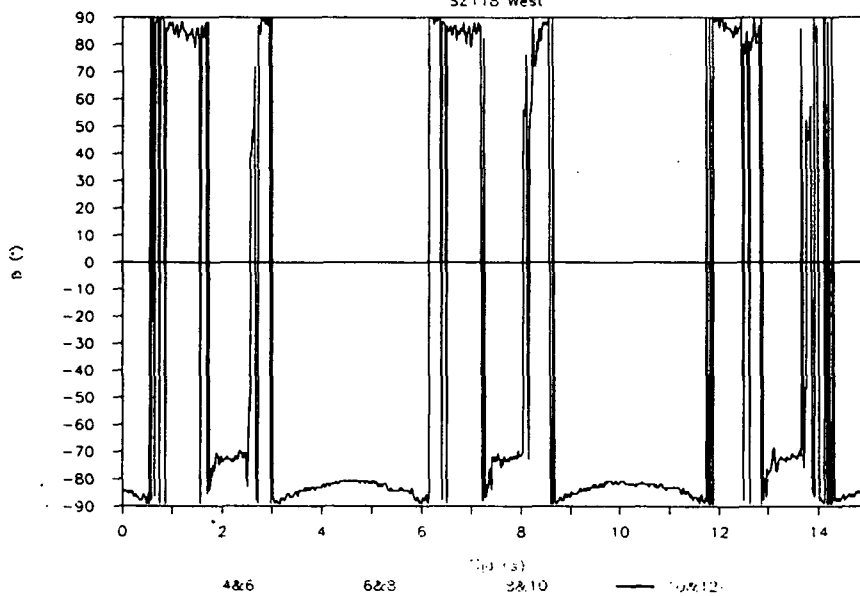
Bepaling  $\beta$

SZ118 West



Bepaling  $\beta$

SZ118 West

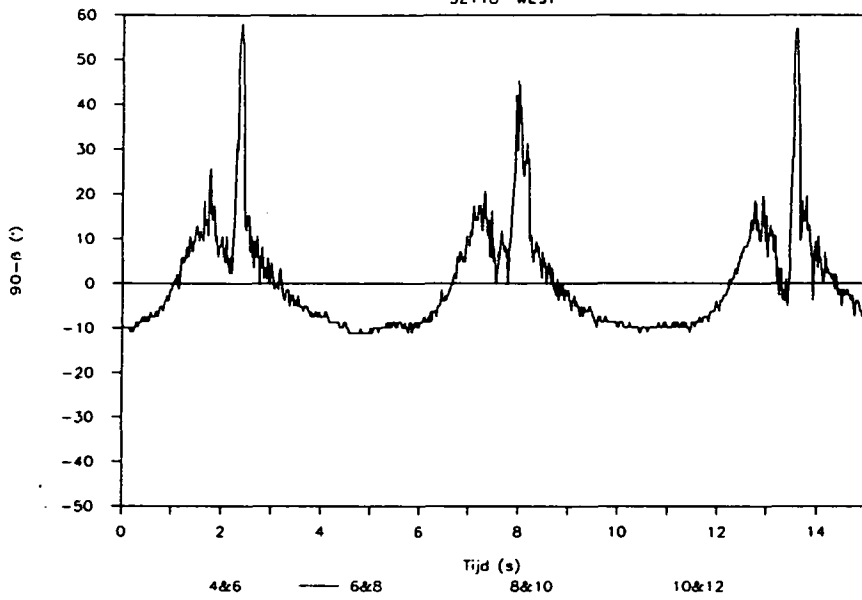


 GRONDMEECHANICA DELFT	Postbus 69, 2600 AB Delft Telefoon (015) 69 35 00	Telefax (015) 610821 Telex 38234 soil nl	d.d.	
			89-02-23	
SZ118 WEST VERLOOP $\beta$ BOVEN MEETBLOK			C0- 285453	
			Bijl. 7.13	A4



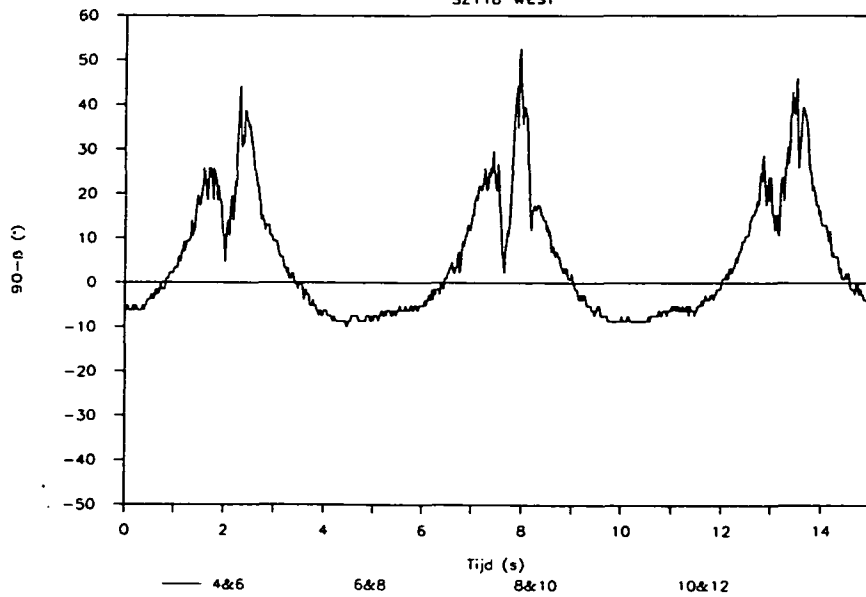
Bepaling  $\beta$

SZ118 WEST



Bepaling  $\beta$

SZ118 WEST



~~GRONDMECHANICA~~ Postbus 69, 2600 AB Delft Telefax (015) 610821  
~~DELFT~~ Telefoon (015) 69 35 00 Telex 38234 soil nl

d.d.

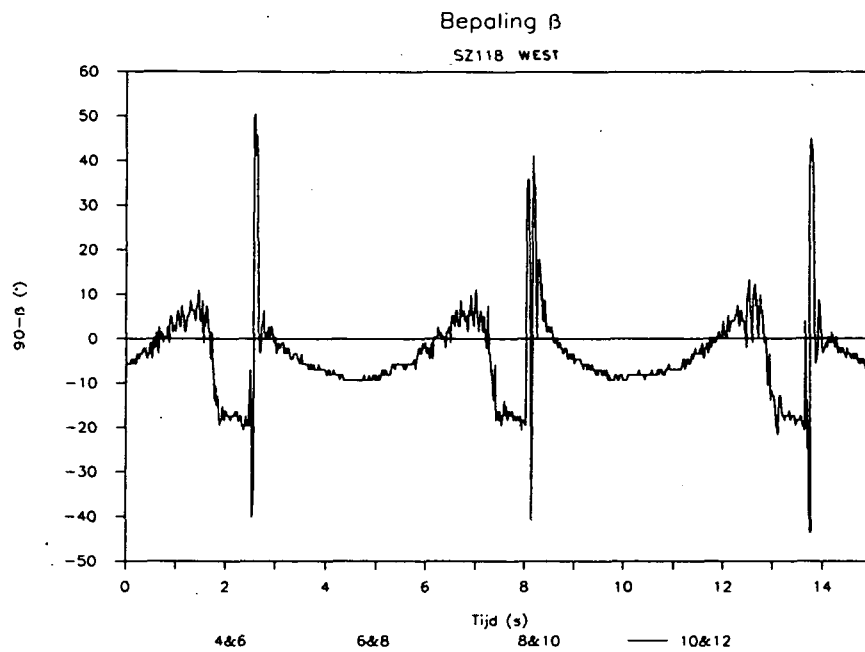
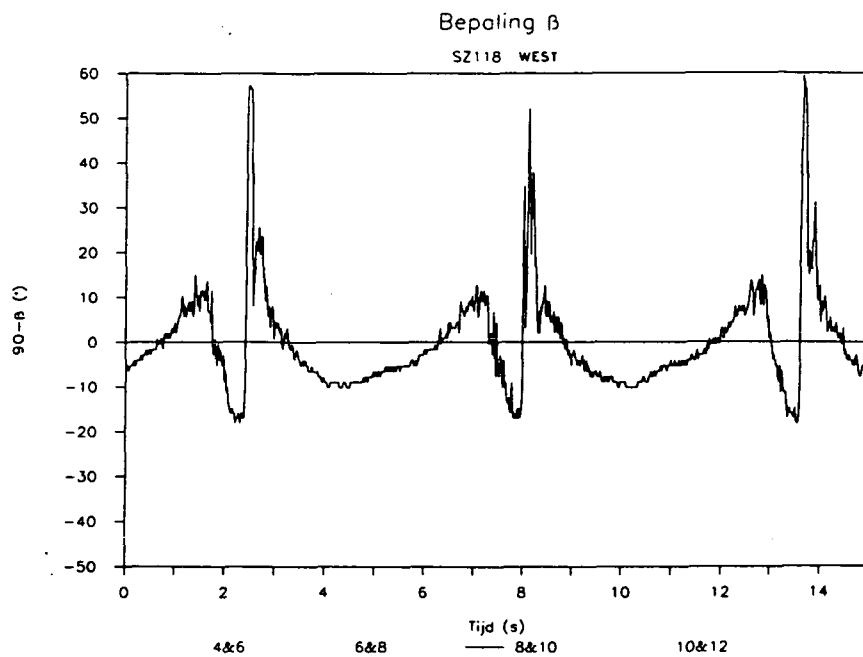
89-02-23

SZ118 VERLOOP  $90^\circ - \beta$  ONDER MEETBLOK

CO- 285453

Bijl. 7.14

A4



~~XXXXXXXXXX~~ GRONDMECHANICA Postbus 69, 2600 AB Delft Telefax (015) 610821  
~~XXXXXXXXXX~~ DELFT Telefoon (015) 69 35 00 Telex 38234 soil nl

d.d.  
89-02-23

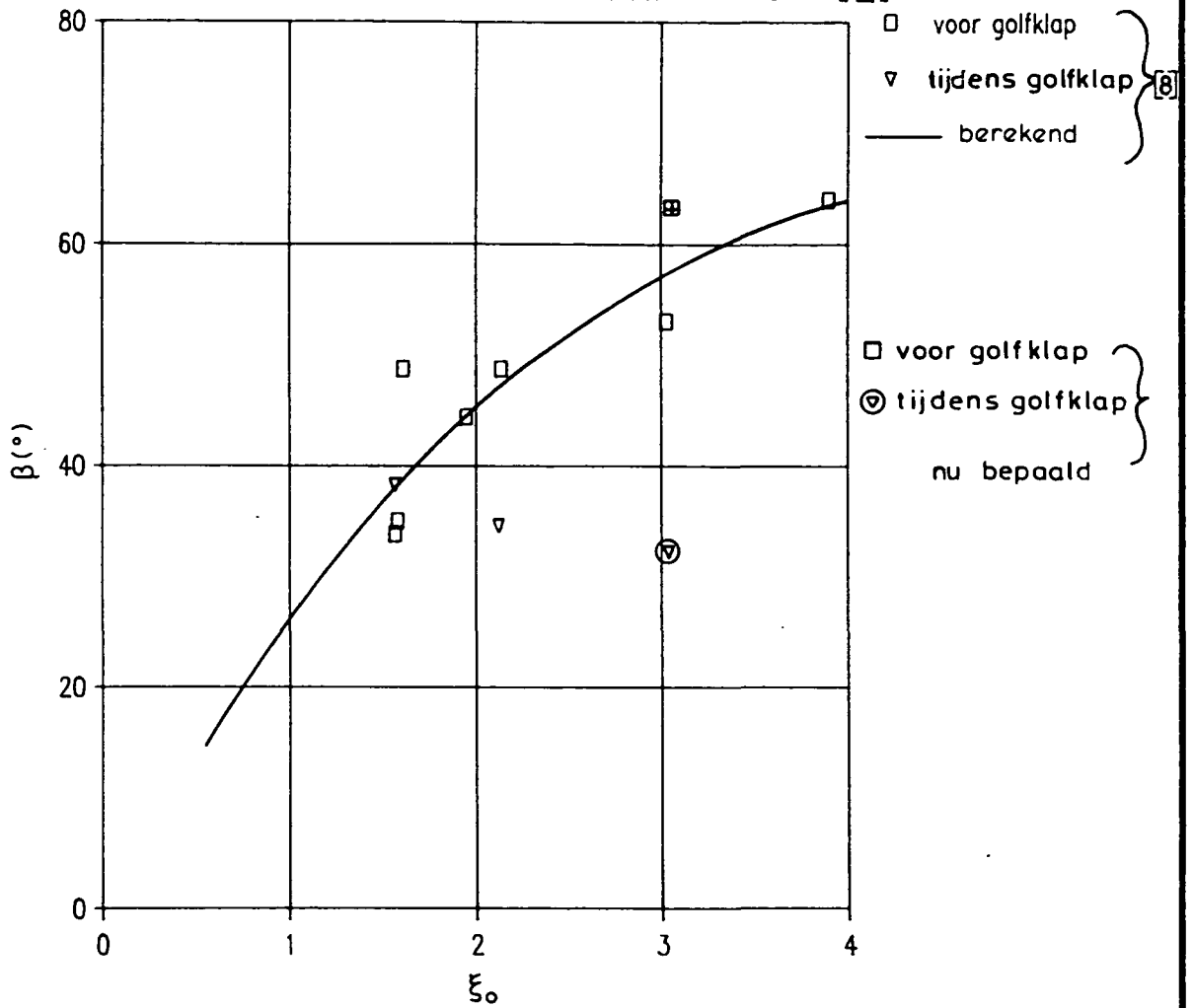
SZ118 VERLOOP  $90^\circ - \beta$  BOVEN MEETBLOK

CO- 285453

Bijl. 7.15

A4

# DELTAGOOTMETINGEN 1987 [1]



GEMETEN EN BEREKENDE  $\beta$   
 UIT [8] MET BEPAALDE WAARDEN

WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM

H 195

BIJL 7.16

bladnummer : - A.1 -  
ons kenmerk: CO-285453/7  
datum : april 1989

## APPENDIX A

### STABILITEITSPROBLEMEN BIJ DE SIMULATIE VAN BLOKBEWEGINGEN IN STEENZET/1+

#### 1. KORTE BESCHRIJVING BEREKENINGSMETHODE

Hoe de blokbeweging in STEENZET/1+ wordt berekend is uitgebreid beschreven in [2]. Hier zal een korte omschrijving worden gegeven, om uit te leggen waarom juist in deze berekening instabiliteit kan ontstaan.

Het stijghoogteverschil over het bewegende blok wordt bepaald door het gewicht van het blok plus de wrijvingskrachten op het blok en de eventuele versnellingskrachten ten gevolge van de verandering in de snelheid waarmee het blok beweegt. De eerste twee termen: het eigengewicht en de wrijvingskracht liggen vast in de berekening. In de STEENZET/1+ berekening met toestroming wordt voor de wrijvingskracht met de naburige blokken de eenvoudige formule gebruikt:

$$F_w = G_{\text{blok}} \sin(\alpha) \quad (\text{A.1})$$

met:  $G_{\text{blok}}$  : Het onderwatergewicht van het blok (kN)

$F_w$  : De wrijvingskracht met het blok onder het bewegende blok (kN)

$\alpha$  : de taludhelling (rad)

De versnellingskracht is niet bij voorbaat bekend, maar moet worden berekend uit de blokbeweging op het desbetreffende tijdstip. In STEENZET/1+ wordt in eerste instantie de versnelling op nul gesteld. Met die laatste aanname is het stijghoogteverschil over het bewegende blok bekend. Omdat de stijghoogte op het bewegende blok ook bekend is, kan de stijghoogte onder het bewegende blok worden berekend. Deze stijghoogte geldt als een randvoorwaarde in de berekening van de andere stijghoogtes in de filterlaag. In [2] is de stromingsvergelijking gegeven waarmee de overige stijghoogtes berekend worden. De berekening wordt uitgevoerd met het differentie schema dat is gegeven in bijlage A.1. In de knooppunten  $F_i$  wordt de stijghoogte berekend met de berekeningsmethode voor niet bewegende blokken. De knooppunten  $F_{b_i}$  geven de stijghoogte voor bewegende blokken. Uit het differentie schema is te zien dat deze worden bepaald door zowel de druk boven op het talud, als de druk in de filterlaag voor een rij niet bewegende blokken. In elk knooppunt moet gelden dat het netto debiet gelijk is aan nul, de hoeveelheid water die naar dat knooppunt

bladnummer : - A.2 -  
ons kenmerk: CO-285453/7  
datum : april 1989

toestroomt, moet er ook weer vanaf stromen. Dit geldt niet voor de twee knooppunten onder het bewegende blok. Daar is de stijghoogte voorgeschreven. In alle andere knooppunten geldt, dat het debiet is voorgeschreven (netto debiet is 0) en wordt met de stromingsvergelijking de stijghoogte bepaald. Voor de twee knooppunten onder het bewegend blok is de stijghoogte voorgeschreven en kan dus het debiet worden bepaald. De blokbeweging is dit netto debiet gedeeld door het oppervlak van het blok.

Met de berekende blokbeweging kan de versnelling van het blok worden bepaald. Dit gebeurt met achterwaartse differenties:

$$a_{b,t} = (w_t - 2 \cdot w_{t-\Delta t} + w_{t-2\Delta t}) \quad (\text{A.2})$$

met:  $a_{b,t}$  de versnelling op tijdstip  $t$  (m/s<sup>2</sup>)  
 $w_t$  de beweging op tijdstip  $t$  (s)

Met de zo berekende versnelling kan een nieuwe schatting worden gemaakt voor het stijghoogteverschil over de bewegende blokken en begint de berekening van de stijghoogtes in de andere knooppunten, de hoeveelheid water die toestroomt onder het bewegende blok en dus de blokbeweging weer van voren af aan. De gehele rekenmethode is schematisch weergegeven in bijlage A.2. De berekening wordt herhaald totdat de berekende blokbeweging in de verschillende iteratielussen niet meer verandert.

## 2. MOGELIJKE PROBLEMEN

Bovengenoemde rekenmethode convergeert niet altijd. Hiervoor zijn twee mogelijkheden.

### 2.1 Fysische oorzaken.

In het voorafgaande werd er vanuit gegaan dat de wrijvingskracht constant is. Dit is ook het geval zolang het blok één kant op beweegt. Wanneer de blokbeweging van teken omdraait, zal echter ook de wrijvingskracht van teken omdraaien. Ook is het mogelijk dat de combinatie van het stijghoogte verschil en de snelheid van het blok onvoldoende is om een blok verder uit de glooiing te drukken, maar dat het blok nog niet terugzakt. Deze situatie doet zich bijna altijd voor op het moment dat de richting van de blokbeweging omdraait. In dat geval hangt het blok stil en de stijghoogtes onder het blok zijn precies dezelfde als in de situatie zonder blokbeweging. In het programma is daarom een controle ingebouwd, die nagaat of deze situatie zich voordoet. Wanneer na 50 maal itereren nog geen goede oplossing gevonden is en wanneer het blok in elkaar opvolgende

bladnummer : - A.3 -  
ons kenmerk: CO-285453/7  
datum : april 1989

iteratiestappen beurtelings naar boven en naar beneden beweegt, wordt aangenomen, dat het blok niet beweegt en wordt voor die tijdstap de drukverdeling bij niet bewegende blokken gebruikt.

## 2.2 Numerieke oorzaken

De in hoofdstuk 1 van deze appendix beschreven methode werkt goed voor kleine blokbewegingen. De versnellingen zijn dan klein en de correctie op de eerste schatting, de berekening met versnelling nul, is ook klein. In het afrondend Deltagootonderzoek kwamen ook constructies voor met relatief zeer doorlatende filterlagen. De versnelling is dan niet meer verwaarloosbaar. De volgende situatie is nu mogelijk. De eerste schatting wordt gemaakt met versnelling nul. Uitgaande van een uit de zetting versnellend blok geeft deze eerste schatting dus een te lage stijghoogte in de filterlaag onder het bewegend blok. Als gevolg van deze te lage stijghoogte geeft de berekening als resultaat, dat er een grote hoeveelheid water onder het blok stroomt en een aanzienlijke blokbeweging berekend wordt en dus ook een grote versnelling. In de volgende iteratie wordt met deze grote versnelling gerekend. De stijghoogte in de filterlaag onder het bewegend blok is nu veel hoger, omdat daar nu ook de bijdrage van de versnellingskracht is bijgekomen. De hoeveelheid water die toestroomt onder het bewegende blok is daarom ook veel kleiner, in het extreme geval van een heel grote versnelling is de berekende hoeveelheid water die toestroomt onder het bewegende blok zelfs negatief. In de volgende iteratiestap is de versnelling dus weer veel minder, of zelfs de andere kant op gericht, wat weer leidt tot een grote hoeveelheid water die toestroomt enz.

Er ontstaat een situatie zoals schematisch is weergegeven in bijlage A.3: in elke iteratie wordt bij een grote versnelling een te kleine blokbeweging berekend en andersom. Bijlagen A.4 en A.5, die de resultaten zijn van twee berekeningen, tonen het verschil tussen een wel en niet convergerende berekening.

Bijlage A.3 toont ook hoe dit probleem in principe kan worden opgelost. De waarheid (in dit geval de goede oplossing) zal ook hier wel ergens in het midden liggen tussen de beide oplossingen die in de achtereenvolgende iteraties worden gevonden. Dit midden kan worden gevonden door een relaxatiefactor toe te passen. Stel in de eerste iteratiestap wordt een waarde  $F_b(1)$  gevonden voor de druk onder het bewegende blok en in de tweede stap een waarde  $F_b(2)$  dan wordt voor de derde stap niet gerekend met  $F_b(2)$ , maar met:

$$F_b(2) = \alpha \cdot F_b(2) + (1-\alpha) \cdot F_b(1) \quad (A.3)$$

Met  $\alpha$  een nog te kiezen getal. Voor  $\alpha = 1$  is (A.3) gelijk aan de oude situatie zonder relaxatiefactor. Voor  $\alpha > 1$  is een overrelaxatiefactor geïntroduceerd. Een dergelijke overrelaxatiefactor wordt wel toegepast wanneer een rekenproces langzaam convergeert, echter zonder

bladnummer : - A.4 -  
ons kenmerk: CO-285453/7  
datum : april 1989

wisselingen rondom de evenwichtsstand, zoals gegeven in bijlage A.3. In STEENZET/1 wordt een dergelijke overrelaxatie factor toegepast voor de berekening van de drukverdeling zonder bewegende blokken. Voor  $\alpha < 1$  wordt het beoogde doel bereikt.

De keuze van  $\alpha$  is vrij kritisch. Een te kleine waarde leidt tot zeer langzame convergentie en dus lange rekentijden, een te grote waarde tot vergelijkbare slingeringen rondom een evenwichtsstand. In STEENZET/1+ wordt dit probleem opgelost door de waarde van  $\alpha$  in het programma aan te passen. De startwaarde van deze faktor staat op 0.8. Voordat de hier beschreven aanpassing in het programma was ingebouwd, stond de waarde van  $\alpha$  vast in het programma.

Voor elke iteratiestap wordt  $\Delta F_b(i) = F_b(i) - F_b(i-1)$  bepaald, de verandering in de waterspanning onder het bewegende blok. Wanneer  $\Delta F_b(i)$  4 keer achter elkaar elke iteratiestap van teken wisselt, wordt aangenomen dat de relaxatiefactor te hoog is en wordt deze met 0.3 vermenigvuldigd. Als blijkt dat na 50 iteratiestappen en een waarde van  $\alpha = 4.25 \cdot 10^{-7}$  nog steeds  $\Delta F_b(i)$  bij elke iteratie van teken wisselt, wordt aangenomen dat er sprake is van een fysieke instabiliteit, die wordt verwerkt zoals beschreven onder 2.1 (Fysische oorzaken).

Na de hierboven beschreven aanpassingen was de berekende blokbeweging voor alle in dit onderzoek uitgevoerde simulaties stabiel.

bladnummer : - B.1 -  
ons kenmerk: CO-285453/7  
datum : april 1989

## APPENDIX B

### Bepaling verhang op laagscheiding

Gebleken is dat de drukfluctuaties, die bij golfaanval worden gemeten in de filterlaag, in het zandpakket zeer snel uitdempen.

Bij een dergelijke snelle uitdemping kan de waterspanning in het zandpakket worden benaderd met een 1-dimensionaal model. Zo is gebleken uit STEENZET/2 berekeningen.

In [10] wordt de formule voor 1-dimensionale consolidatie theorie beschreven, zie ook bijlage B.1.

In dit geval wordt aangenomen dat de waterspannings-variatie in de filterlaag bekend is en met de in [10] gegeven formule de variatie in het zandpakket kan worden berekend.

### Berekening

Het zandpakket wordt als zeer stijf verondersteld, dit is op grond van eerdere berekeningen een heel redelijke veronderstelling.

De waterspanningsvariatie in het zandpakket (P) wordt bij sinusvormige belasting gegeven door:

$$P = P_o \cdot \exp \left( - \frac{z'}{L_{es}} \sqrt{\pi} \right) \cos \left( 2\pi \frac{t}{T} + \frac{z'}{L_{es}} \sqrt{\pi} \right) \quad (B.1)$$

Met:  $P_o$  : de waterspanningsvariatie in de filterlaag (kN/m<sup>2</sup>)

$z'$  : de diepte in het zandpakket (zie bijlage B.1)  
 $L_{es} = \sqrt{(T C_v)}$  de "consolidatie lengte" (m)

$T$  : de periode van de cyclische variatie (s)

$C_u = \frac{k K_w}{\gamma_w n}$  de consolidatie coëfficiënt (m<sup>2</sup>/s)

$k$  : de doorlatendheid (m<sup>2</sup>/s)

$K_w$  : de compressimodulus van het water (kN/m<sup>2</sup>)

$\gamma_w$  : het soortelijk gewicht van water (kN/m<sup>3</sup>)

$n$  : de porositeit ( )

$t$  : de tijd (s)

In het zandpakket is de amplitude van de waterspanning bijna geheel uitgedempt. Dit betekent dat de factor  $\exp \left( - \frac{z'}{L_{es}} \sqrt{\pi} \right) < 0,1$  voor  $z' =$

0,3 m, de diepte van de waterspanningsmeter in het zandpakket.

Hieruit is  $L_{es}$  te bepalen.

Er geldt:  $L_{es} < 0,23$  m.



bladnummer : - B.2 -  
 ons kenmerk: CO-285453/7  
 datum : april 1989

Door differentiatie van formule B.1 naar  $z'$  is ook het verhang op de laagscheiding te bepalen. Er geldt:

$$\frac{dP}{dz} = - \frac{P_o \sqrt{\pi}}{L_{es}} \exp \left( - \frac{z'}{L_{es}} \sqrt{\pi} \right) \left[ \cos \left( \frac{2\pi t}{T} + \frac{z'}{L_{es}} \sqrt{\pi} \right) + \sin \left( \frac{2\pi t}{T} + \frac{z'}{L_{es}} \sqrt{\pi} \right) \right] \quad (B.2)$$

Dit is maximaal voor  $z' = 0$  en  $\frac{2\pi t}{T} + \frac{z'}{L_{es}} \sqrt{\pi} = \frac{\pi}{2}$

dan geldt:

$$\left( \frac{dP}{dz} \right)_{\max} = \frac{P_o}{L_e} \sqrt{(2\pi)} \quad (B.3)$$

dus geldt voor het maximale verhang:

$$i_{\max} = \frac{1}{\gamma_w} \left( \frac{dP}{dz} \right)_{\max} = \frac{P_o}{L_{es}} \frac{\sqrt{(2\pi)}}{\gamma_w} \quad (B.4)$$

Invullen ( $L_{es} = 0,23$  m) geeft:

$$i_{\max} = 10,9 \frac{P_o}{\gamma_w} \quad (B.5)$$

Aangezien  $\frac{P_o}{\gamma_w}$  de drukfluctuatie in meters waterkolom weergeeft,

betekent dit dat een drukfluctuatie van 10 cm waterkolom of 1 kPa al voldoende is om een verhang ter grootte van 1 op de laagscheiding te veroorzaken.

Tijdens alle metingen waarvan de waterspanning is geplot bleek, de waterspanningsamplitude hoger.

#### Meting

Op 30 cm in het zandpakket geldt dat de waterspanning nauwelijks fluctueert. Het gemeten maximale verhang is dan:

$$i_{\text{gem}} = \frac{P_o}{\gamma_w 0,3} \quad (B.6)$$

bladnummer : - B.3 -  
ons kenmerk: CO-285453/7  
datum : april 1989

Hieruit blijkt dat het verhang op de laagscheiding waarschijnlijk nog ruim 3 maal groter is dan het gemeten verhang.

De gevonden  $K_w$  is ook een maat voor de compressiemodulus van het water. Met de onder (B.1) gegeven relaties voor  $L_{es}$  en  $C_u$  is af te leiden:

$$K_w = \frac{L^2 \cdot e_s \cdot n}{T \cdot k \cdot \gamma} \quad (B.7)$$

Gebruikmakend van de resultaten van proef SZ 516-0ost geldt:

$$T = 2,8 \text{ s}, n \approx 0,4 \text{ en } k \approx 10^{-4} \text{ m/s}$$

Hieruit volgt  $K_w \approx 750 \text{ kN/m}^2$ . Dit komt overeen met een luchtgehalte van ongeveer 13%.

Het luchtgehalte is dus zeer hoog, daarom is ook de doorlatendheid kleiner gekozen dan op grond van de normale doorlatendheidsformules kan worden verwacht, immers een groot luchtgehalte verlaagt de doorlatendheid.

Een dergelijk hoog luchtgehalte is overigens niet onwaarschijnlijk. Gedurende de proeven is meerdere malen het water voor de constructie afgepompt. Koning [11] heeft aangetoond, dat een met water verzadigd korrelpakket dat daarna door waterstandsverlaging nog slechts gedeeltelijk verzadigd is en tenslotte weer wordt verzadigd, een zeer groot luchtgehalte kan hebben.

bladnummer : - C.1 -  
ons kenmerk: CO-285453/7  
datum : april 1989

## APPENDIX C

### Vergelijking berekende en met STEENZET bepaalde lek lengte.

In "Doorlatendheid van de toplaag" [4] worden formules gegeven voor bepaling van de toplaag doorlatendheid.

"Her-analyse Forchheimer relatie" [5] geeft een formule voor de doorlatendheid van granulair materiaal voor zowel laminaire als turbulente stroming.

Door gebruik te maken van deze relaties kan, met de blokdikte, de dikte en  $d_{15}$  van de filterlaag, spleetbreedte en -lengte en het aantal spleten per  $m^2$ , de lek lengte van de zetting worden berekend.

Een andere methode om de lek lengte te bepalen is het uitvoeren van STEENZET/1 berekeningen en de gemeten en berekende waterspanning te vergelijken, voor verschillende lek lengtes. De lek lengte waarbij beide overeenkomen is dan de lek lengte van de zetting.

In dit Deltagoot-onderzoek is deze laatste procedure uitgevoerd voor de series 1 west en oost, 2 west, 5 west en oost en 6 west. Het bleek dat metingen en berekeningen vaak alleen dan overeenkomen wanneer de toplaag-doorlatendheid kleiner gekozen wordt dan volgt uit [4], bij een doorlatendheid van de filterlaag bepaald volgens [5].

Om te onderzoeken of dergelijke fouten altijd te verwachten zijn bij dit soort berekeningen, zijn ook de in het verleden uitgevoerde metingen nog eens geanalyseerd. Slechts 2 onderzoeken kwamen in aanmerking. Het Oesterdamonderzoek [3] en het Provo-onderzoek op Haringmanblokken [6].

Van de in deze onderzoeken gebruikte constructies is de lek lengte bepaald met de in [4] en [5] gegeven formules. In beide gevallen was ook de doorlatendheid van de filterlaag gemeten. Deze meting kan worden vergeleken met de berekening volgens [5]. Met deze gegevens kan de lek lengte worden bepaald. Deze lek lengte kan worden vergeleken met de lek lengte die is bepaald door fitten van de meetresultaten met STEENZET/1+.

bladnummer : - C.2 -  
 ons kenmerk: CO-285453/7  
 datum : april 1989

De resultaten staan vermeld in onderstaande tabel. De doorlatendheid van de filterlaag is bepaald bij een verhang gelijk aan  $\sin(\alpha)$ , met  $\alpha$  de taludhelling van de constructie en een verhang 1 is gebruikt voor de bepaling van de doorlatendheid van de toplaag.

Onderzoek	k volgens[5] m/s	k gemeten m/s	b m	D m	k' Volgens[4] m/s	$\lambda$ berekend m	$\lambda$ fit m
Oesterdam	0,19	0,114	0,15	0,1	$1,6 \cdot 10^{-3}$	0,32 0,25	0,29
PROVO Mijnsteenlaag	0,0217	$7,710^{-5}$		1			
Uitvullaag	0,15		0,04				
Totaal	$2,6 \cdot 10^{-2}$	$1,32 \cdot 10^{-2}$	1,04	0,2	$3,2 \cdot 10^{-3}$ $3,2 \cdot 10^{-3}$	0,36 0,25	0,61

Afsluitend Deltagoot-onderzoek

1 west	0,061	0,059	0,25	0,15	0,012	0,137	0,194
2 west	0,128	0,11	0,5	0,15	0,013	0,268	0,38

Tabel C.1: Vergelijking gemeten en berekende doorlatendheden met door "fitten" met STEENZET/1 bepaalde lek lengte.

Bij het PROVO-onderzoek bestond de filterlaag uit een uitvullaagje van 0,04 m en een mijnsteenlaag van 1 m. Deze twee lagen zijn gecombineerd tot één laag met een dikte van 1,04 m en een zodanige doorlatendheid, dat, gegeven een verhang, het debiet door deze laag gelijk is aan het debiet door de twee filterlagen. Alleen de doorlatendheid van de mijnsteen is ook experimenteel bepaald.

Bij alle metingen blijken de verschillen tussen de berekend en gefitte lek lengte vrij groot. Er is geen duidelijke systematiek te ontdekken die duidt op een fout in de formules. Opmerkelijk is dat ook de verschillen tussen de gemeten en berekende doorlatendheid van de filterlaag al heel groot kunnen zijn.

bladnummer : - C.3 -  
ons kenmerk: CO-285453/7  
datum : april 1989

Hier lijkt wel sprake van een systematische trend, de gemeten doorlatendheden zijn gelijk of lager. Het aantal punten is echter wel minimaal om een trend te constateren. Daarom zijn ook andere doorlatendheidsmetingen, uitgevoerd in het kader van het steenzettingen-onderzoek nog eens vergeleken.

De resultaten worden weergegeven in tabel C.2.

Materiaal	k. gemeten (m/s)	k berekend (m/s)
Grind 8 - 23	0,057	0,098
" " 11 - 32	0,0754	0,11
" " 4 - 6	0,0266	0,047
Silex	0,0577	0,096
Mijnsteen [6]	0,0077	0,0217

Tabel C.2: gemeten en berekende doorlatendheden

Duidelijk blijken alle berekende waarden hoger. Toch is er geen reden om de doorlatendheids formule aan te passen, omdat die het gemiddelde is van een nog groter aantal metingen. De spreiding in de verschillende doorlatendheidsmetingen is gewoon erg groot. Er zit niet veel anders op dan daarmee rekening te houden, ook in stabiliteits berekeningen voor steenzettingen.

Voor het afsluitend Deltagoot onderzoek blijken gemeten en berekende filterdoorlatendheid wel goed overeen te stemmen. Metingen zijn uitgevoerd in "Giganta", de opstelling voor het meten van grofkorrelige materialen van Grondmechanica Delft. De meetresultaten zijn uitgewerkt zoals is voorgesteld in [5]. De resultaten zijn gegeven in de bijlagen C.1 en C.2. In deze figuren geeft de doorsnede van de lijn door de meetpunten met de y-as de coëfficiënt a en de helling van de lijn de coëfficiënt b in de Forchheimer relatie.

Deze kunnen worden vergeleken met de coëfficiënten a en b zoals die berekend kunnen worden uit de  $d_{15}$  en de porositeit, zoals ook in [5] beschreven.

Het resultaat is gegeven in tabel C.3.

bladnummer : - C.4 -  
 ons kenmerk: CO-285453/7  
 datum : april 1989

n	gemeten			berekend		
	a	b	k(i=0,32)	a	b	k(i=0,32)
%	s/m	(s/m) <sup>2</sup>	m/s	s/m	(s/m) <sup>2</sup>	m/s
Fijn grind (d <sub>15</sub> = 3.3 mm)						
34	11,2	959	0,043	23,7	885	0,031
40	8,96	449	0,059	12,0	392,5	0,054
Grof grind (d <sub>15</sub> = 8.5 mm)						
33,7	2,91	401	0,079	3,69	359	0,081
39	1,59	210	0,11	2,01	179	0,12

Tabel C.3: Vergelijking gemeten en berekende doorlatendheden afsluitend Deltagoot onderzoek.

De in tabel C.3 genoemde (volgens [5] gevonden) waarden voor de doorlatendheid verschillen iets van de in tabel C.1 gevonden waarden omdat de korrel-diameter iets af bleek te wijken van de eerdere opgave en ook de porositeit voor het grove grind tijdens de proeven 1% lager was dan geschat voor de goot.

Voor serie twee van de Deltagootproeven is de porositeit ook in-situ gemeten, deze bleek lager dan de gebruikelijke schatting (gemeten 0,34 en 0,38; schatting 0,4).

Omdat de wijze van aanbrengen van de filterlaag niet principiëel verschillend was bij de verschillende proeven zal bij alle proeven de porositeit waarschijnlijk lager geweest zijn dan 0,4. Dit, gecombineerd met de gevonden goede overeenkomst tussen de gemeten en berekende doorlatendheid, leidt tot de conclusie dat bij deze proeven de bepaling van de toplaagdoorlatendheid niet correct was. De met de formules uit "Doorlatendheid van de toplaag" [4] bepaalde doorlatendheid was soms zeker een factor 2 te hoog.

Wel blijkt uit bovenstaande duidelijk dat de bepaling van de doorlatendheden nog niet erg nauwkeurig is. In ontwerpberekeningen moet met deze onnauwkeurigheid rekening worden gehouden, omdat anders het ontwerp onveilig kan zijn.

bladnummer : - D.1 -  
ons kenmerk: CO-285453/7  
datum : april 1989

## APPENDIX D

### Invloed type stroming

In de in dit rapport uitgevoerde evaluatie is gebleken dat de in de Deltagoot gemeten en berekenende waterspanningen alleen dan maar met elkaar overeenstemmen, wanneer de doorlatendheden worden aangepast. In een vergadering van de begeleidingsgroep steenzettingen is de gedachte geopperd, dat dit wordt veroorzaakt door de manier waarop de waterspanningen worden uitgerekend.

In de analytische rekenmethode wordt zowel de doorlatendheid van de toplaag als de filterlaag gelineariseerd en in STEENZET/1 de doorlatendheid van de filterlaag.

In het uitgevoerde Deltagootonderzoek waren deze beide doorlatendheden gedeeltelijk turbulent. Een turbulente doorlatendheid in de rekenmethoden betekent dat de doorlatendheid een functie is van het verhang. Voor linearisatie wordt dan één verhang als maatgevend beschouwd en bij dat verhang worden de doorlatendheden berekend. Voor de filterlaag is het gebruikelijk het verhang te nemen gelijk aan  $\sin(\alpha)$  met  $\alpha$  de taludhelling. Voor de toplaag wordt een verhang 1 genomen.

De werkelijke verhangen wijken natuurlijk af van de gelineariseerde waarden en daarom ook de doorlatendheden. De invloed hiervan op de resultaten is onderzocht door berekeningen uit te voeren met een programma waarin turbulentie wel in rekening kan worden gebracht.

Hiervoor is gebruik gemaakt van het programma STEENZET/CAD geschreven voor Atari ST computers.

In dit programma wordt voor gegeven  $d_{15}$  en porositeit ( $n$ ) van het filtermateriaal de coëfficiënten  $a$  en  $b$  in de Forchheimer relatie berekend, met behulp van de spleetbreedte en de dikte van de blokken worden ook de coëfficiënten  $a'$  en  $b'$  voor de toplaagdoorlatendheid berekend, zoals beschreven in [4]. Deze coëfficiënten worden gebruikt in eenzelfde differentie-schema als STEENZET/1. Om de rekentijd te beperken wordt slechts 1 tijdstap doorgerekend. De golfrandvoorwaarde voor de berekening wordt met de muis van de computer ingevoerd.

Om de invloed van de linearisatie van de doorlatendheden op de resultaten te kunnen onderzoeken is het programma iets gewijzigd. Voor een gegeven golfrandvoorwaarde wordt een berekening 3 maal uitgevoerd. Eerst de berekening zoals boven beschreven met turbulente doorlatendheden. Dan een berekening, die te vergelijken is met een STEENZET/1 berekening. De doorlatendheid van de toplaag is nog steeds turbulent, maar de doorlatendheid van de filterlaag is gelineariseerd, waarbij de doorlatendheid is berekend uit de Forchheimer relatie voor  $i = \sin(\alpha)$ . In de derde berekening is ook de doorlatendheid van de

bladnummer : - D.2 -  
ons kenmerk: CO-285453/7  
datum : april 1989

toplaag gelineariseerd. In de Forchheimer relatie voor de toplaag is  $i = 1$  ingevoerd.

De resultaten van een dergelijke berekening zijn gegeven in figuur D.1. Hier is de glooiing 2 aan de oostzijde gesimuleerd. Het zwarte gebied zijn de opgegeven golfdrukken op het talud (in m water kolom). Het gebied met puntjes boven de steenzetting geeft de berekende waterspanning aan, eveneens in meters waterkolom. De opgegeven verdeling van de golfdruk berust niet op metingen, maar is verzonnen. De drukverdeling zal ruwweg vergelijkbaar zijn met de maatgevende verdeling bij proef SZ 208. Mogelijk is het golffront wat steiler. Alle resultaten die in de figuur worden genoemd zijn voor de eerste, volledig turbulente berekening.

De bovenkant van het gebied dat de waterspanningen aangeeft bestaat uit 3 lijnen. De bovenste is de volledig turbulente som. De middelste de "STEENZET/1" benadering, (de doorlatendheid van de filterlaag gelineariseerd) de onderste de benadering van het analytische model (de doorlatendheid van filter en toplaag gelineariseerd). De verschillen zijn niet erg groot, maar ook niet verwaarloosbaar. In figuur D.2 is de berekening herhaald met dezelfde parameters, behalve de spleetbreedte, die is teruggebracht van 2 naar 1,5 mm. De gelineariseerde oplossing van het analytisch model komt overeen met de turbulente oplossing voor 2 mm spleetbreedte.

De verschillen die zijn gevonden tussen de drie oplossingen zijn heel begrijpelijk. Uit de resultaten blijkt dat de verhangen altijd kleiner zijn dan het verhang  $\sin(\alpha)$ . Linearisering van de doorlatendheid van de filterlaag rond  $i = \sin(\alpha)$  geeft daarom een te lage doorlatendheid van de filterlaag, met als gevolg een te kleine lek lengte en te lage verschildrukken. Op de plaats waar de maximale verschildruk optreedt, is het verhang over de blokken veel groter dan 1. Linearisatie met  $i = 1$  geeft dus een te hoge doorlatendheid van de toplaag en, omdat deze in de noemer staat van de lek lengte formule, een te lage lek lengte.

De verschillen tussen de oplossingen zijn ook afhankelijk van de vorm van de golfbelasting en de lek lengte van de constructie. Bij vlakke golffronten zijn de verschillen tussen de oplossingen vaak klein, zie figuur D.3. De lijnen liggen nu over elkaar heen en alleen uit het feit, dat de lijn die de bovenkant van de waterspanning aangeeft dikker is dan de andere, kan worden opgemaakt dat de oplossingen toch iets verschillen.

Voor een zetting met kleine lek lengte zijn de verschillen tussen de oplossingen vaak ook slechts klein (zie figuur D.4). Het verhang in de filterlaag is nu voor een groot gedeelte van de zetting gelijk aan  $\sin(\alpha)$  en het verhang over de toplaag is in de meest aangevallen zone ongeveer 1, zodat de goede overeenkomst tussen de verschillende berekeningen heel begrijpelijk is. De lineaire oplossing geeft nu de



bladnummer : - D.3 -  
ons kenmerk: CO-285453/7  
datum : april 1989

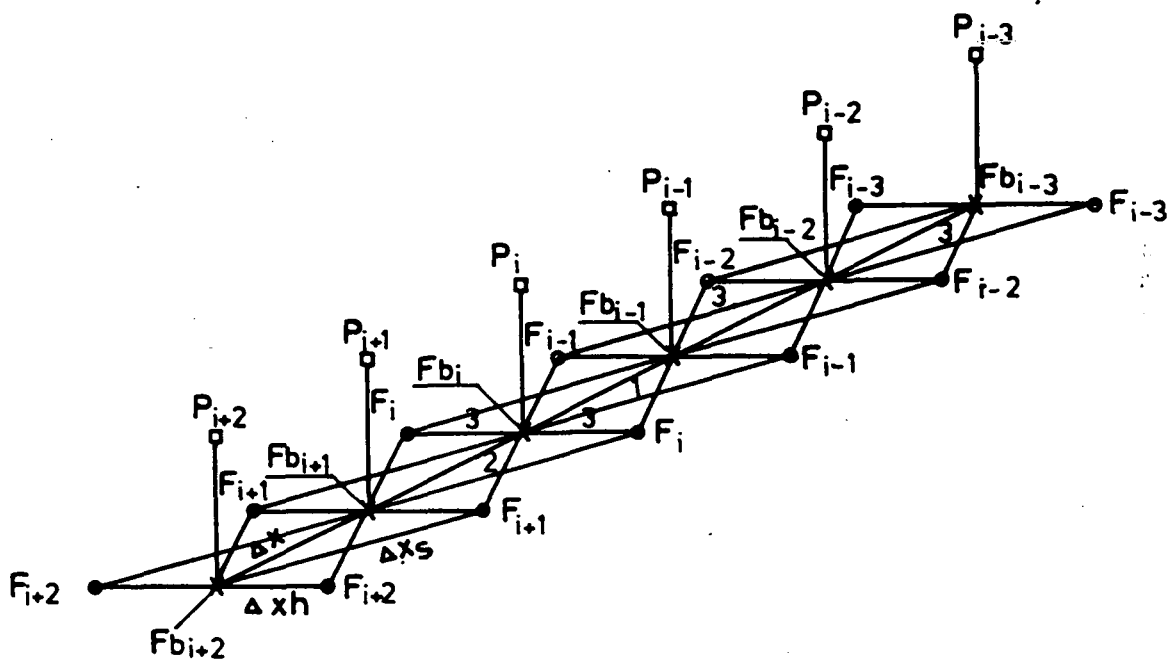
de hoogste verschildruk, omdat het verhang bij het golffront groter wordt dan  $\sin(\alpha)$ . De STEENZET/1 oplossing volgt de turbulente oplossing.

De combinatie kleine lek lengte en zeer steil golffront geeft wel een grote afwijking wanneer zowel toplaag als filterlaag worden gelineariseerd. Zie figuur D.5. De met die linearisatie gevonden oplossing geeft nu hogere waterspanningen en dus ook verschildrukken dan de turbulente oplossing.

Geconcludeerd kan worden dat de linearisatie wel van invloed is op de resultaten, maar dat hierdoor niet het gehele verschil tussen de berekende doorlatendheden en de doorlatendheden verkregen door "fitten" van de STEENZET/1 resultaten met de metingen, kan verklaren. Het verschil tussen de analytische oplossing en de resultaten van STEENZET/1 was in deze evaluatie klein. Met de hier gepresenteerde resultaten moet dan worden geconcludeerd, dat ook een zuiver turbulente berekening niet veel andere resultaten zou hebben gegeven.

Wel is duidelijk geworden dat voor de constructies met langere lek lengte volledig turbulent rekenen iets grotere verschildrukken oplevert. Met de onzekerheden in de doorlatendheden, is de manier van lineariseren van de doorlatendheid dus wel een gedeeltelijke verklaring voor de afwijking tussen berekende en "gefitte" doorlatendheid, maar zoals boven uiteengezet, zeker geen volledige.

- P = golfdruk
- F = waterspanning  
zonder beweging
- x Fb = waterspanning in rij  
bewegende blokken.



GRONDMECHANICA Postbus 69, 2600 AB Delft Telefax (015) 610821  
 DELFT Telefoon (015) 69 35 00 Telex 38234 soil nl

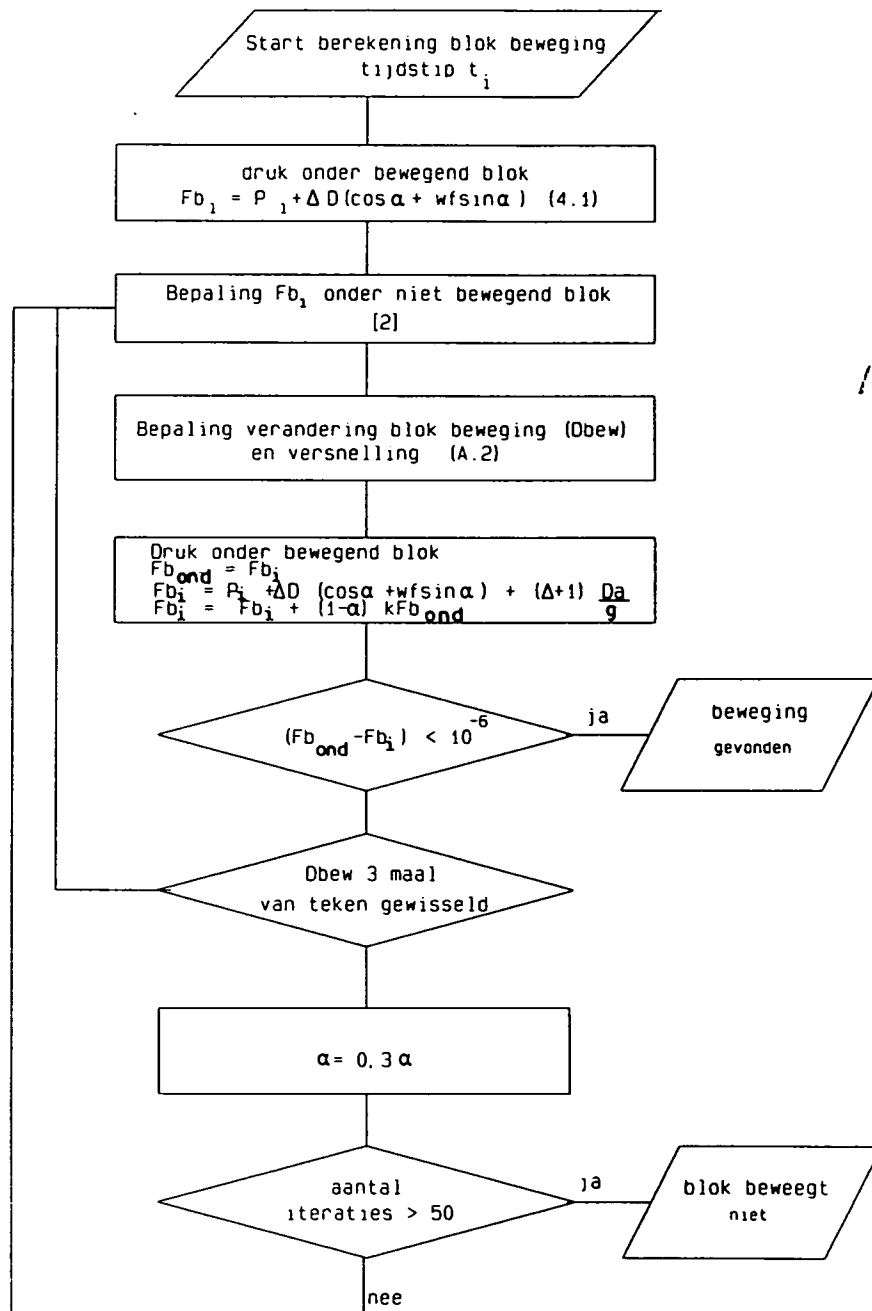
d.d  
 89-02-23

SCHEMATISATIE STEENZETTING VOOR BEREKENING MET  
 EINIGE DIFFERENTIES VOOR BEREKENING VAN  
 TOESTROMING

CO- 285453

Bijl. A1

A4



GRONDMEECHANICA Postbus 69, 2600 AB Delft Telefax (015) 610821  
 DELFT Telefoon (015) 69 35 00 Telex 38234 soil nl

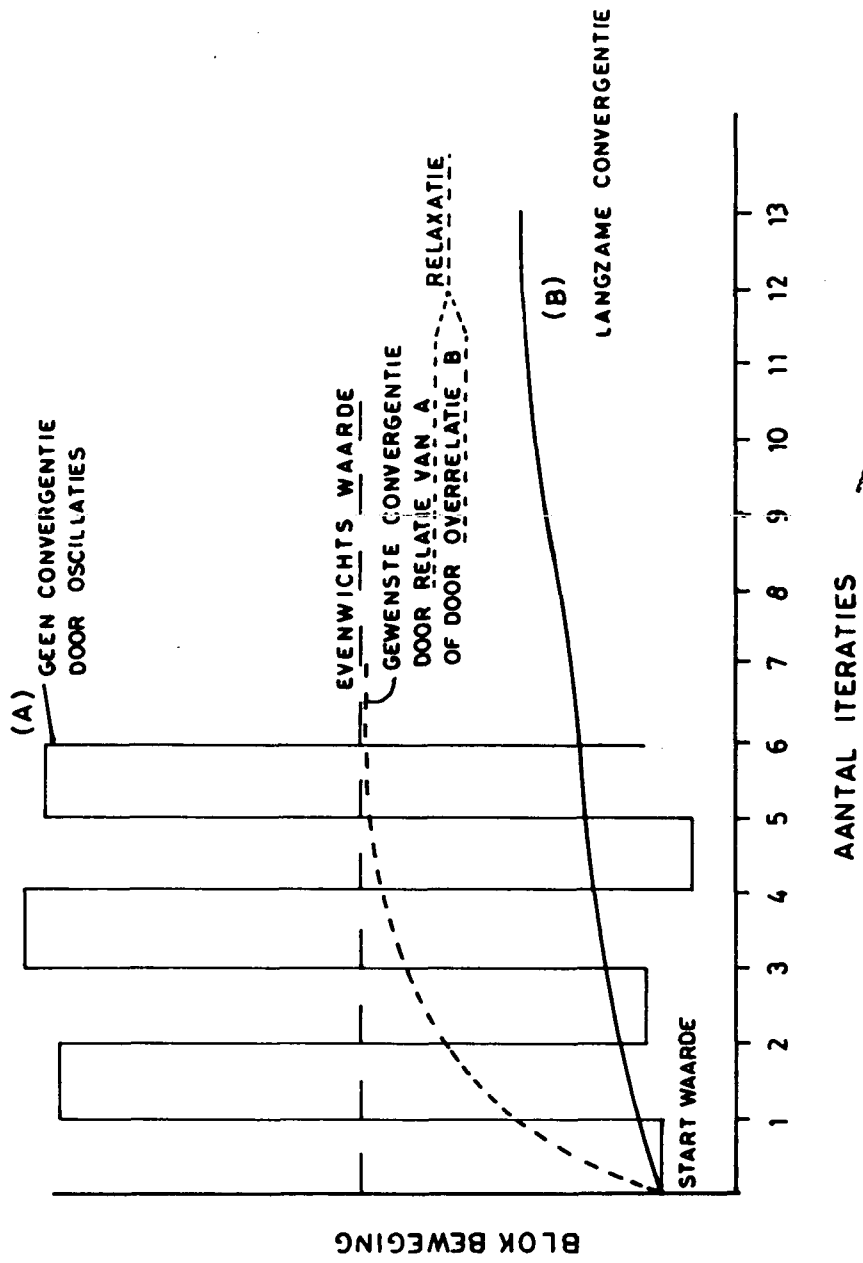
d.d  
89-02-23

VEREENVOUDIGD STROOMSCHEMA BEREKENING BLOK-  
BEWEGING

CO- 285453

Bijl. A2

A4



GRONDMECHANICA Postbus 69, 2600 AB Delft Telefax (015) 610821  
 DELFT Telefoon (015) 69 35 00 Telex 38234 soil nl

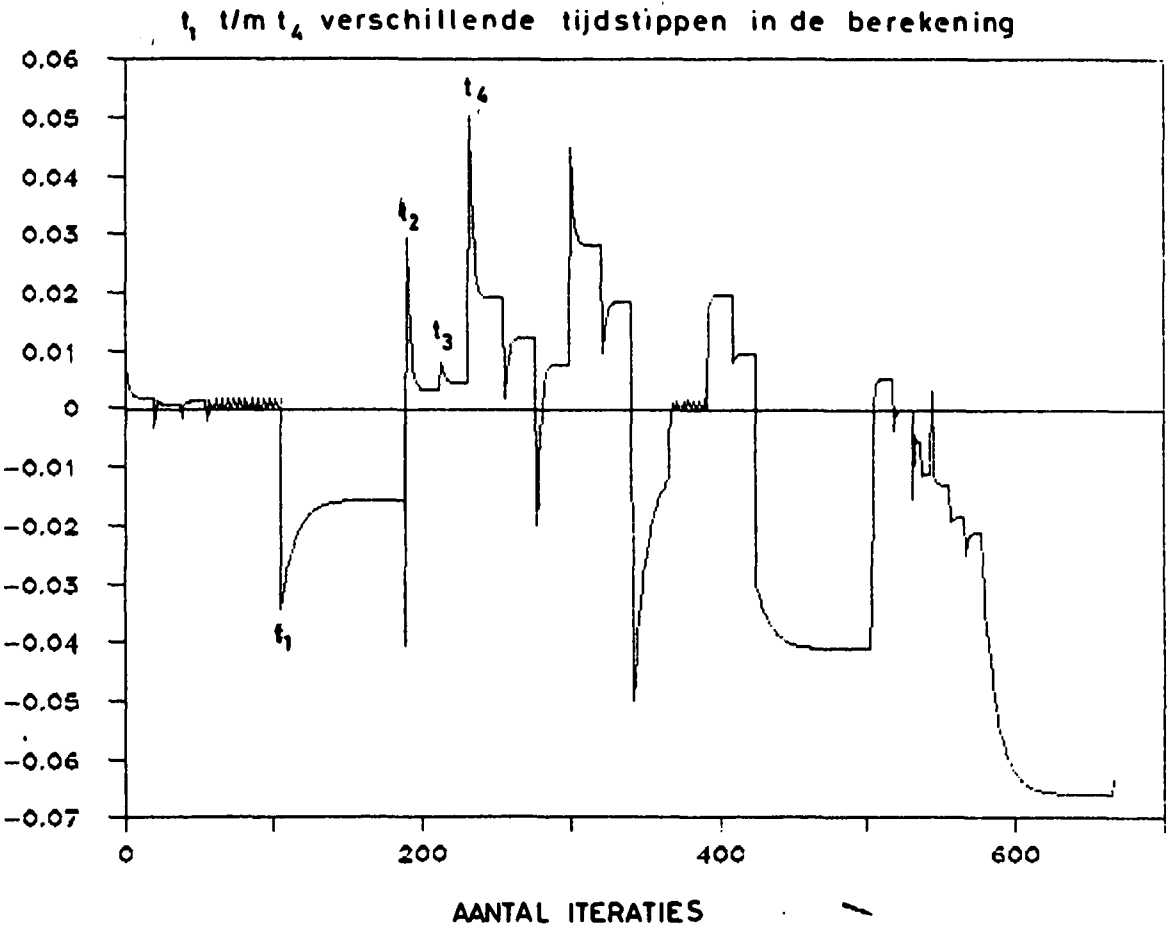
d.d  
 89-02-23

VERSCHILLENDE MANIEREN WAAROP EEN ITERATIE PROCES  
 KAN VERLOPEN. SCHEMATISCHE WEERGEGEVEN

CO- 285453

Bijl. A3

A4



GRONDMECHANICA  
DELFT

Postbus 69, 2600 AB Delft    Telefax (015) 610821  
Telefoon (015) 69 35 00    Telex 38234 soj1 n1

89-02-23<sup>d,d</sup>

BEREKENDE BLOK VERPLAATSING OP VERSCHILLENDE

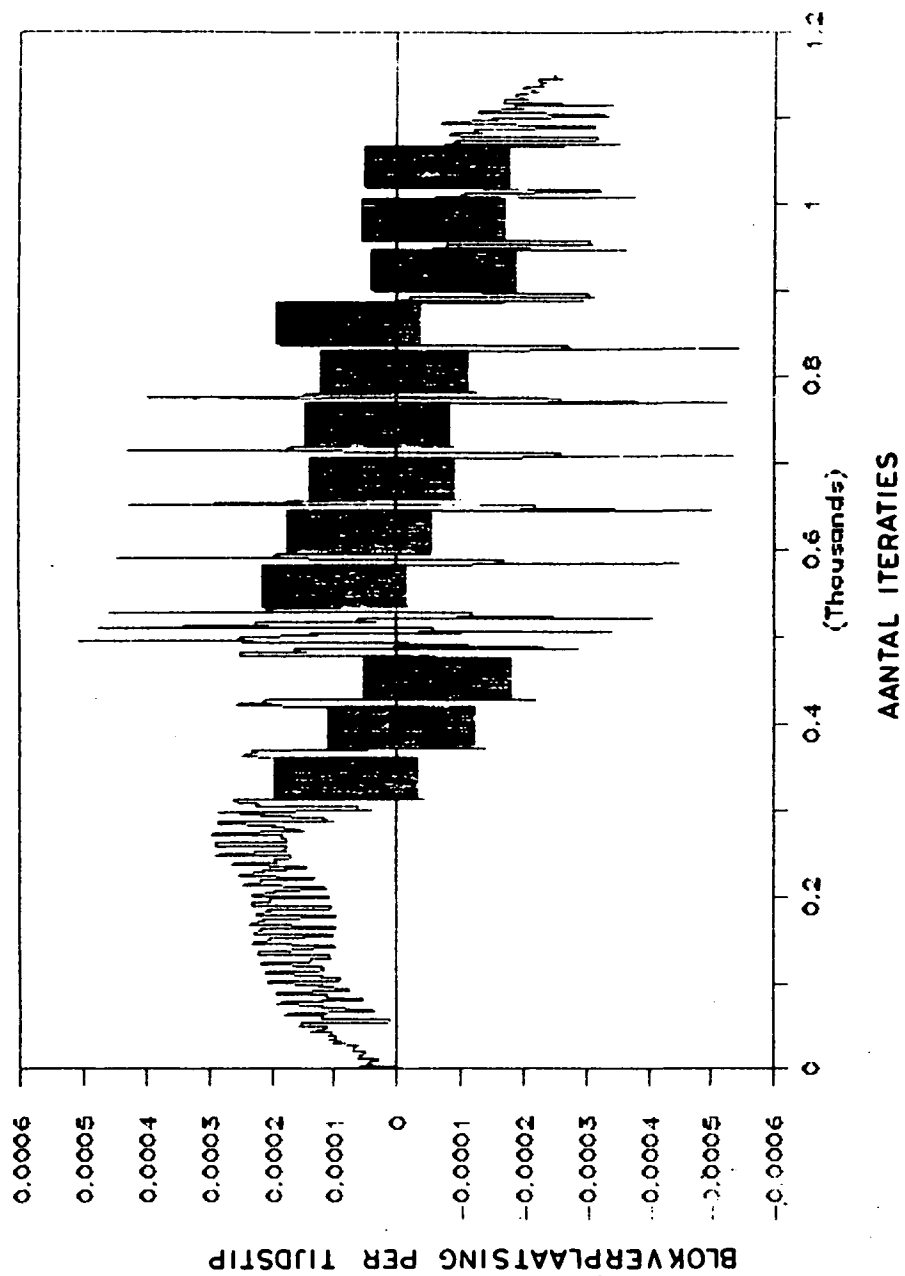
TIJDSTIPPEN. DE BEREKENING CONVERGEERT. NA EEN


AANTAL ITERATIES WORDT EEN HOR. LIJN GEVONDEN

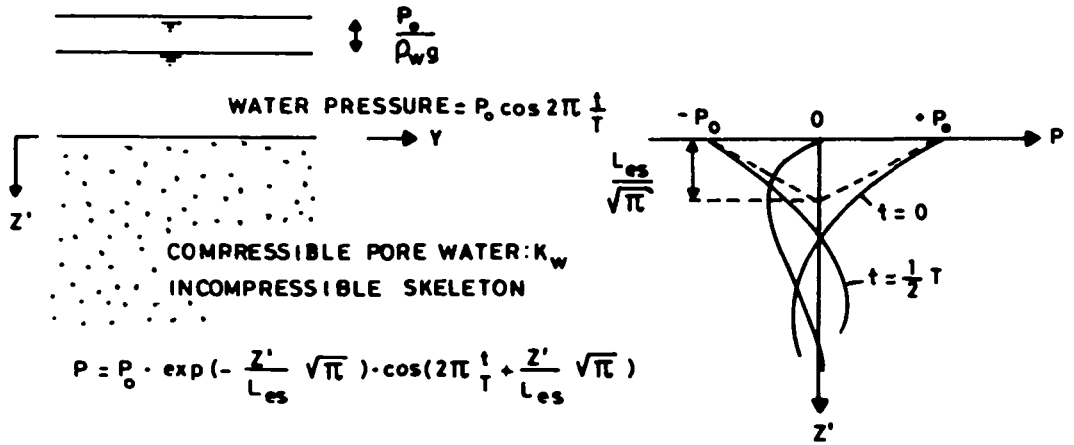
CO- 285453

Bijl. A4

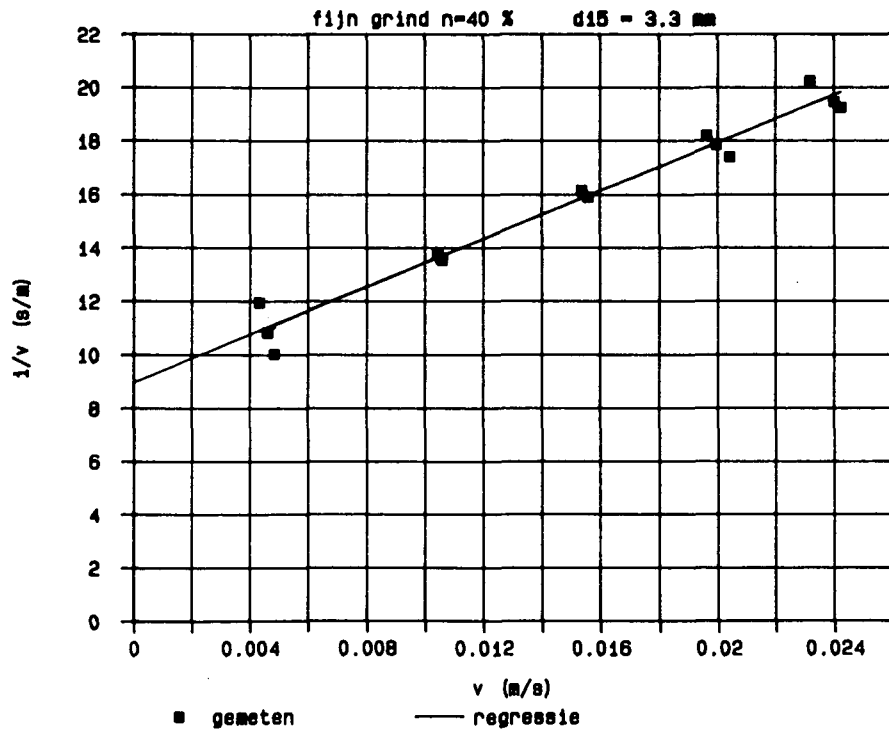
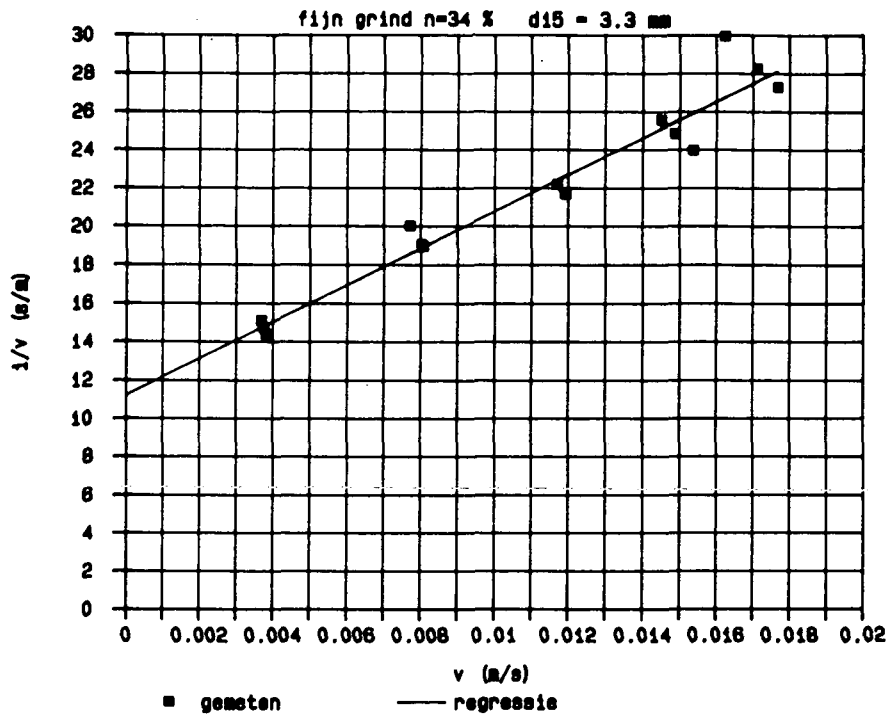
A4



 <b>GRONDMECHANICA</b> <b>DELFT</b>	Postbus 69, 2600 AB Delft Telefoon (015) 69 35 00	Telefax (015) 610821 Telex 38234 soil nl	d.d 89-02-23	
			CO- 285453	
BEREKENDE BLOKVERPLAATSING PER TIJDSTIP VOOR VERSCHILLENDE TIJDSTIPPEN. DE BEREKENING CONVERGEERT NIET			Bijl. A5	A4



### DOORLATENDHEIDSPROEF



GRONDMECHANICA    Postbus 69, 2600 AB Delft    Telefax (015) 610821  
 DELFT                      Telefoon (015) 69 35 00    Telex 38234 soil nl

d.d  
89-01-25

BEPALING FORCHHEIMER COEFFICIENTEN UIT  
DOORLATENDHEIDS PROEF

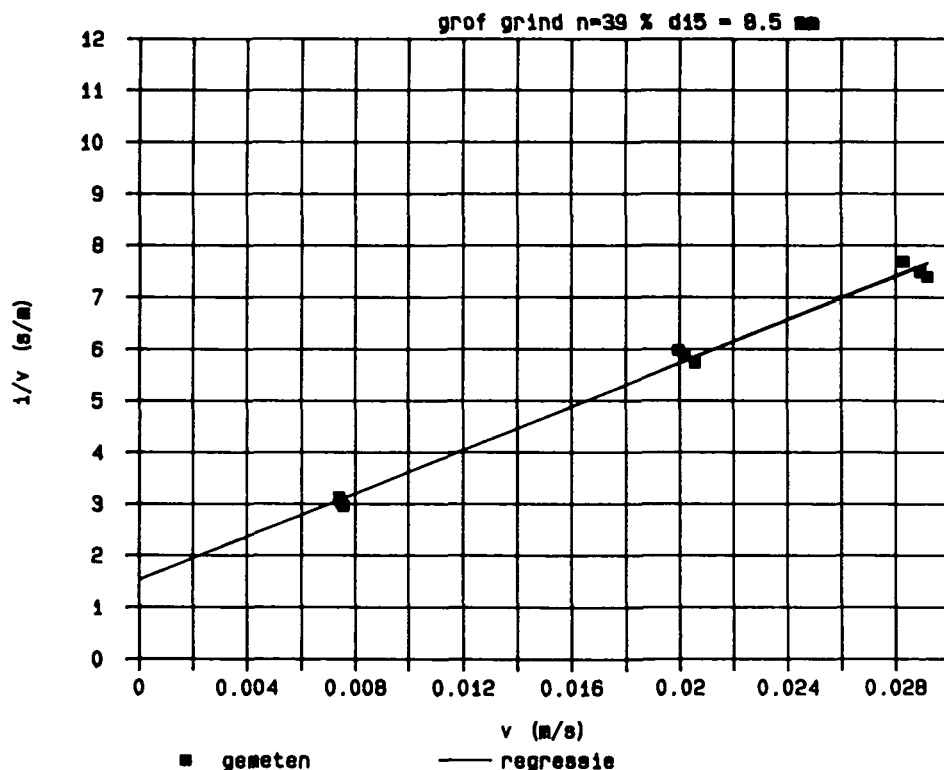
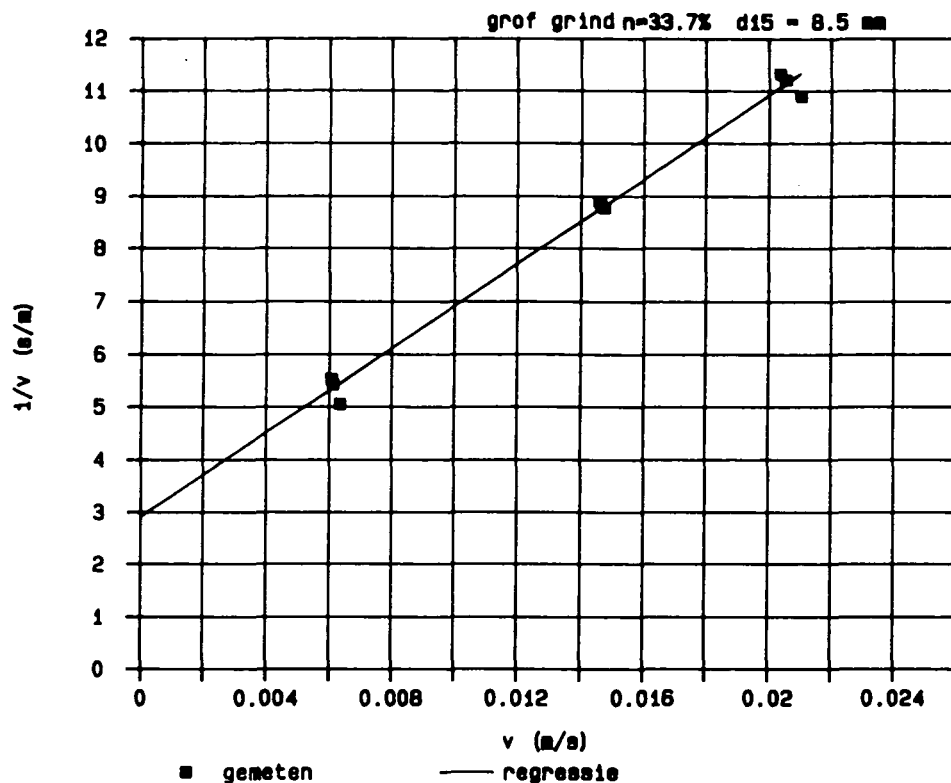
CO- 285453

Bijl. C1

A4



# DOORLATENDHEIDSPROEF



**GRONDMECHANICA  
DELFT**

Postbus 69, 2600 AB Delft  
Telefoon (015) 69 35 00

Telefax (015) 610821  
Telex 38234 soil nl

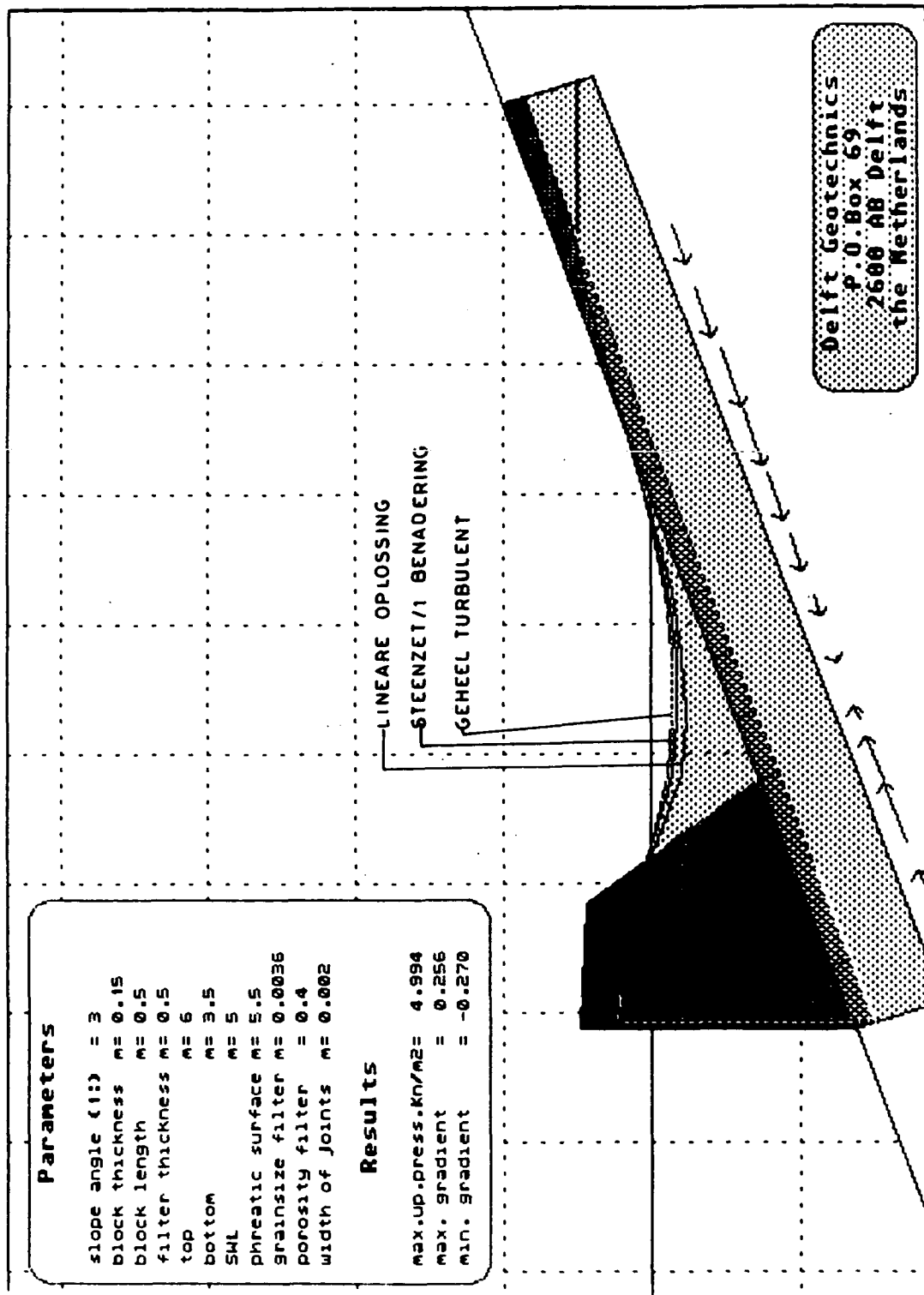
d.d  
89-01-25

BEPALING FORCHHEIMER COEFFICIENTEN UIT  
DOORLATENDHEIDS PROEF

CO- 2854 53


Bijl.C2

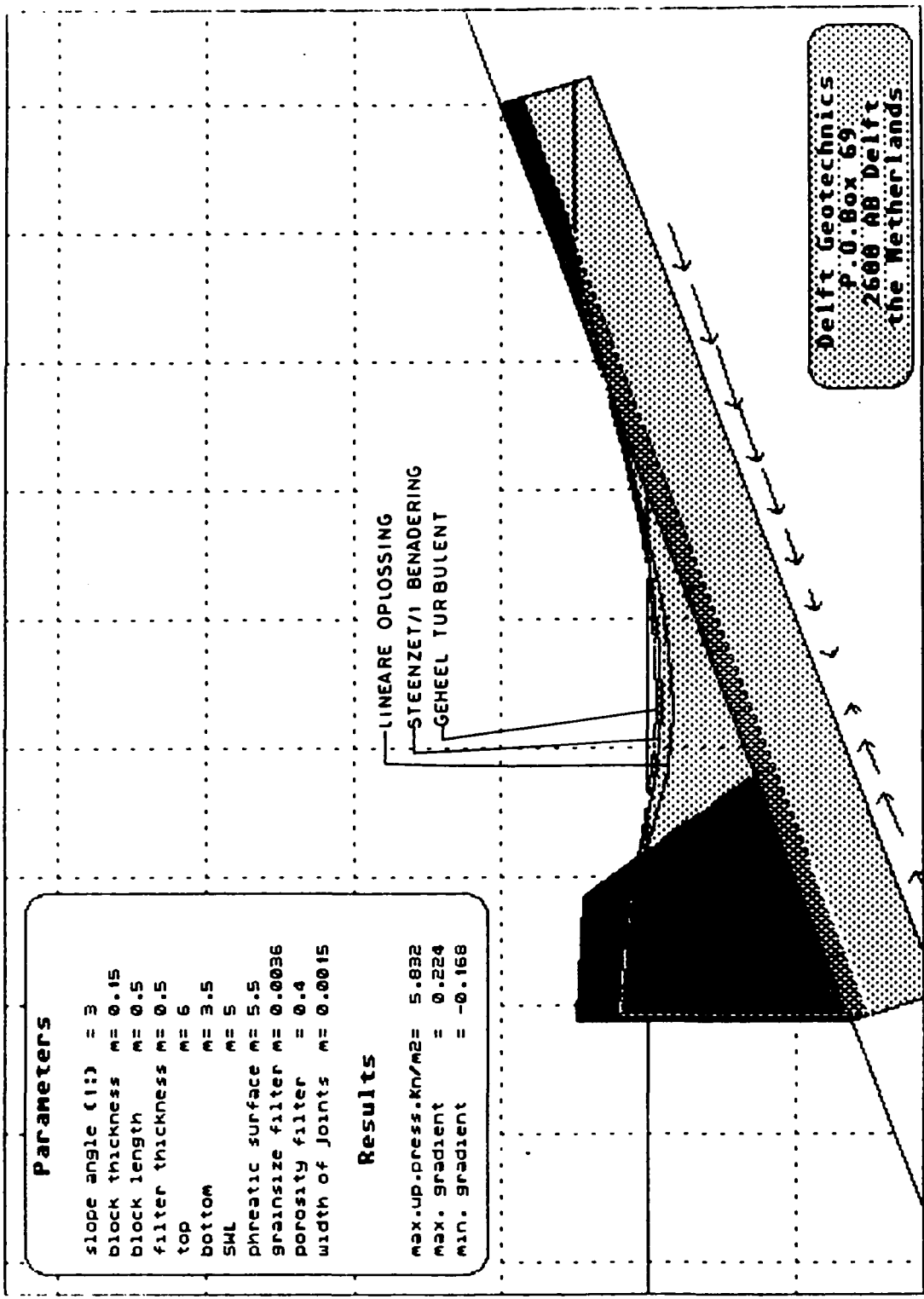
A4



Parameters	
slope angle (1:)	= 3
block thickness	m = 0.15
block length	m = 0.5
filter thickness	m = 0.5
top	m = 6
bottom	m = 3.5
SWL	m = 5
phreatic surface	m = 5.5
grain size filter	m = 0.0036
porosity filter	= 0.4
width of joints	m = 0.002
Results	
max. up. press. Kn/m <sup>2</sup>	= 4.994
max. gradient	= 0.256
min. gradient	= -0.270

Delft Geotechnics  
P.O. Box 69  
2600 AB Delft  
the Netherlands

 <b>GRONDMECHANICA DELFT</b>	Postbus 69, 2600 AB Delft Telefoon (015) 69 35 00	Telefax (015) 610821 Telex 38234 soil nl	d.d.	
			89-02-23	
BEREKENDE WATERSPANNING 'MET VERSCHILLENDE SCHEMATISATIES CONSTRUCTIE 2-OOST. GESCHATTE GOLFBELASTING MET PROEF SZ208			CO- 285453	
			Bijl. 01	A4



**GRONDMECHANICA DELFT** Postbus 69, 2600 AB Delft Telefax (015) 610821  
 Telefoon (015) 69 35 00 Telex 38234 soil nl

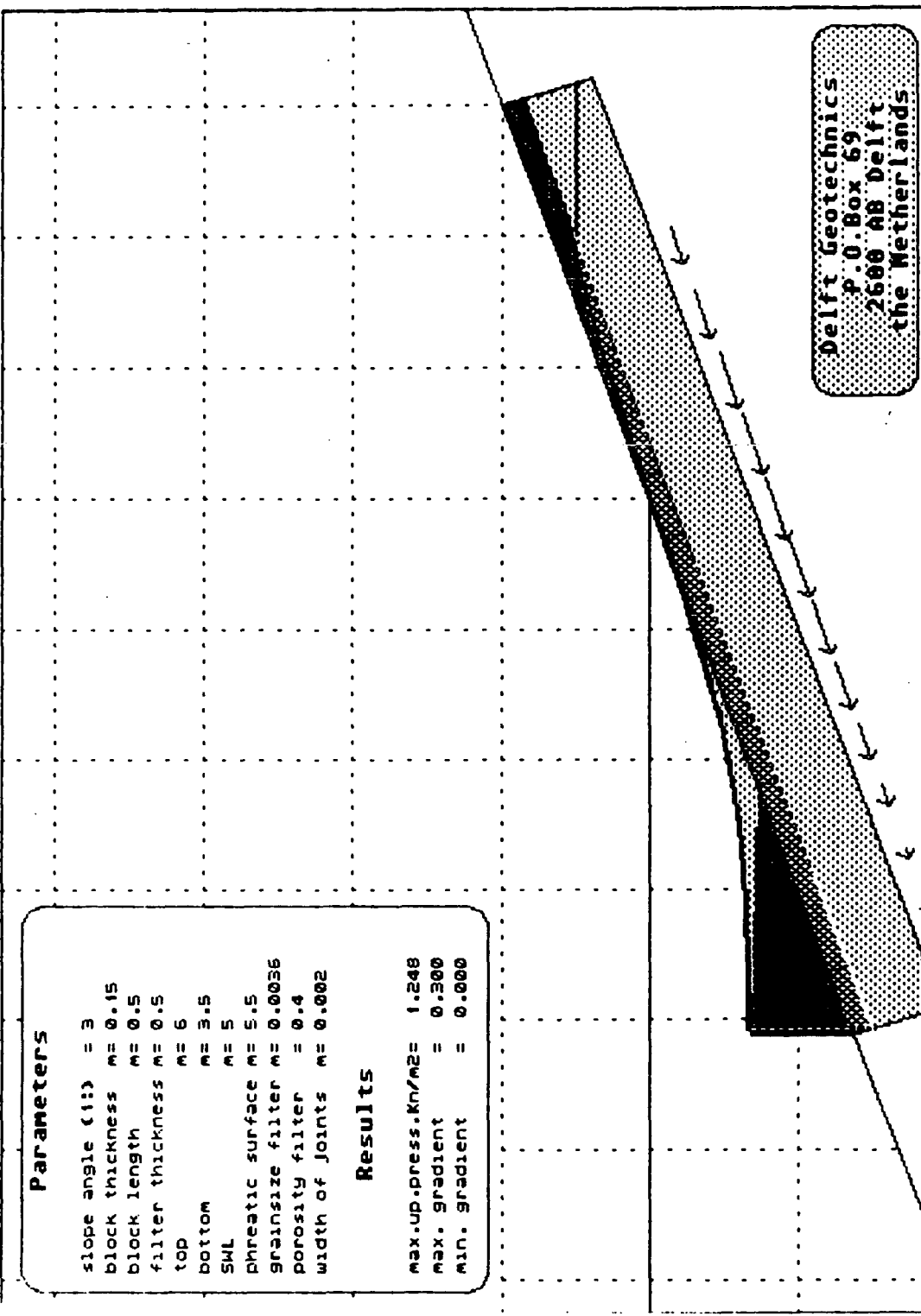
d.d  
 89-02-23

ALS D1 MAAR NU MET EEN SPLEETBREEDTE VAN 1,5  
 I.P.V. 2mm

CO- 285453

Bijl. D2

A4




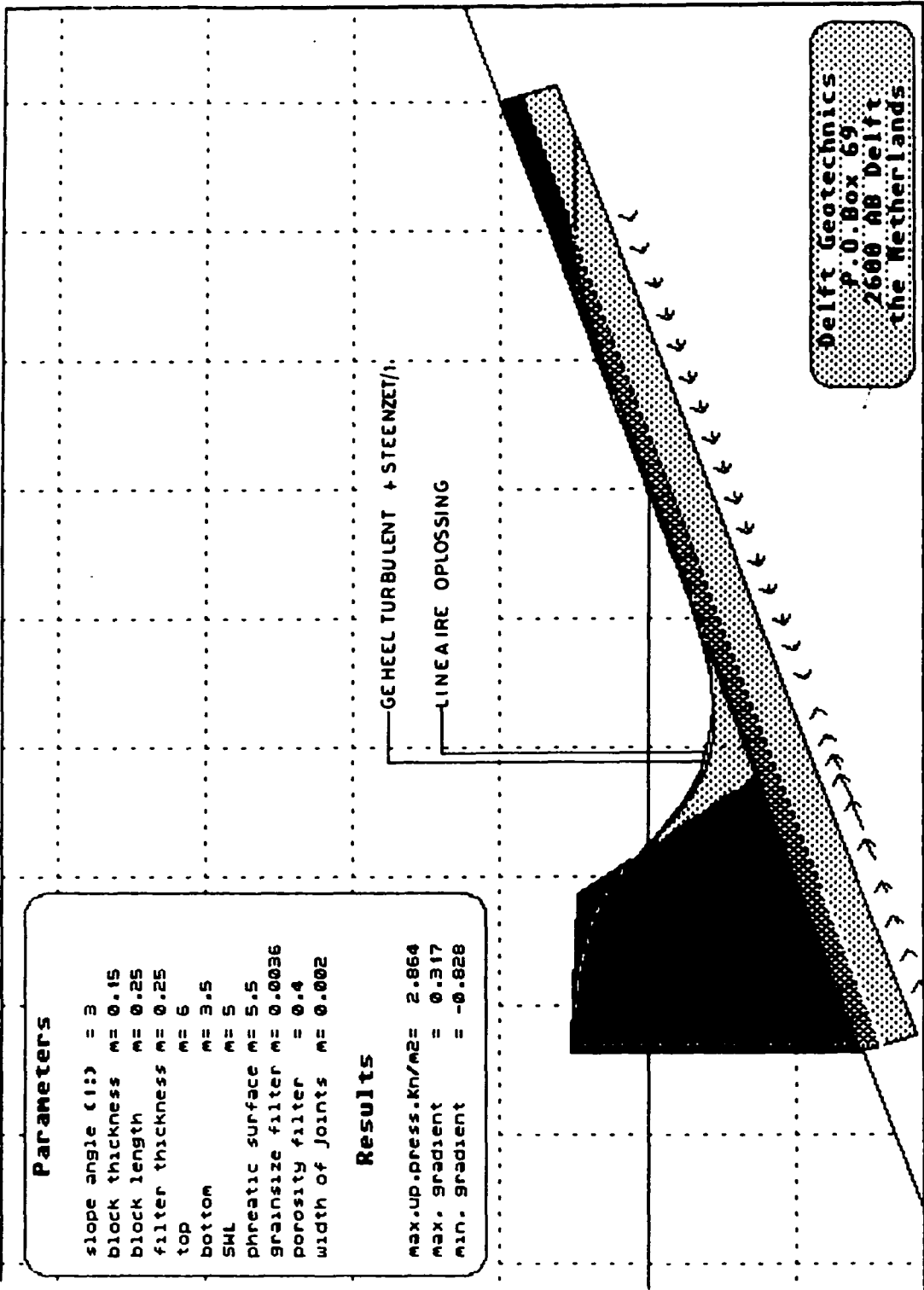
**Parameters**

slope angle (1:) = 3  
 block thickness m = 0.15  
 block length m = 0.5  
 filter thickness m = 0.5  
 top m = 6  
 bottom m = 3.5  
 SWL m = 5  
 phreatic surface m = 5.5  
 grain size filter m = 0.0036  
 porosity filter = 0.4  
 width of joints m = 0.002

**Results**

max.up.press.kn/m2 = 1.248  
 max. gradient = 0.300  
 min. gradient = 0.000

 GRONDMECHANICA DELFT	Postbus 69, 2600 AB Delft Telefoon (015) 69 35 00	Telefax (015) 610821 Telex 38234 soil nl	d.d 89-02-23	
			CO- 285453	
BEREKENDE WATERSPANNING BIJ VLAK GOLFFRONT CONSTRUCTIE 2-00ST			Bijl. D3	A4




**Parameters**

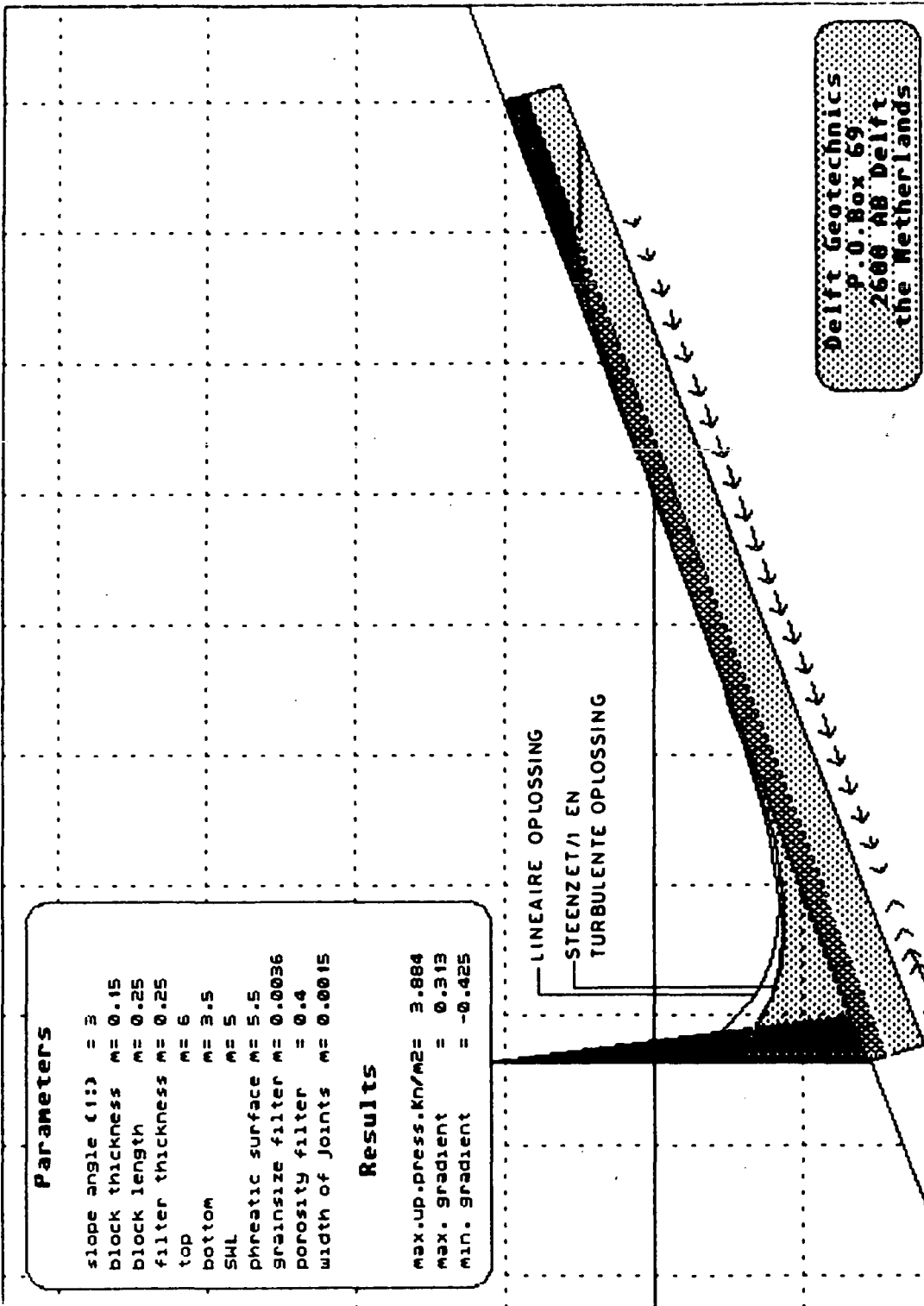
slope angle (1:) = 3  
 block thickness m = 0.15  
 block length m = 0.25  
 filter thickness m = 0.25  
 top m = 6  
 bottom m = 3.5  
 SWL m = 5  
 phreatic surface m = 5.5  
 grainsize filter m = 0.0036  
 porosity filter = 0.4  
 width of joints m = 0.002

**Results**

max.up.press.kn/m2 = 2.864  
 max. gradient = 0.317  
 min. gradient = -0.828

Delft Geotechnics  
 P.O. Box 69  
 2600 AB Delft  
 the Netherlands

 GRONDMECHANICA DELFT	Postbus 69, 2600 AB Delft Telefoon (015) 69 35 00	Telefax (015) 610821 Telex 38234 soil nl	d.d. 89-02-23	
	BEREKENDE WATERSPANNING BIJ CONSTRUCTIE MET KORTE LEKLENGTE, (CONSTRUCTIE WEST) GOLFFRONT VAB PROEF SZ208			CO- 285453
			Bijl. D4	A4




**Parameters**

slope angle (1:) = 3  
 block thickness m = 0.15  
 block length m = 0.25  
 filter thickness m = 0.25  
 top m = 6  
 bottom m = 3.5  
 SWL m = 5  
 phreatic surface m = 5.5  
 grain size filter m = 0.0036  
 porosity filter = 0.4  
 width of joints m = 0.0015

**Results**

max. up. press. kN/m<sup>2</sup> = 3.884  
 max. gradient = 0.313  
 min. gradient = -0.425

Delft Geotechnics  
 P.O. Box 59  
 2600 AB Delft  
 the Netherlands

 GRONDMECHANICA DELFT	Postbus 69, 2600 AB Delft Telefoon (015) 69 35 00	Telefax (015) 610821 Telex 38234 soil nl	d.d.	
			89-02-23	
BEREKENDE WATERSPANNING BIJ EXTREME GOLFRAND-VOORWAARDEN			CO- 285453	
			Bijl. 05	A4

SECTIE 13

Reststerkte van een steenzetting met enkele losse stenen,  
Probleemverkenning en modelvorming

## INHOUD

	blz.
1. <u>Inleiding</u> .....	1
2. <u>Definitie en doelstelling</u> .....	3
3. <u>Bezwijkverloop</u> .....	4
4. <u>Bezwijkmechanismen</u> .....	6
4.1 <u>Blokken</u> .....	6
4.2 <u>Filter</u> .....	7
5. <u>Conclusies</u> .....	12

## LITERATUURLIJST

## FIGUREN

## BIJLAGEN



## Reststerkte van een steenzetting met enkele losse blokken

Probleemverkenning en modelvorming

door: M.B. de Groot en J. Wouters

### 1. Inleiding

Een goed ontwerp kenmerkt zich o.a. door de volgende eigenschappen:

- de ontworpen constructie voldoet aan de in de doelstelling geformuleerde functie eisen,
- de last, die voortvloeit uit de kosten voor de bouw en voor het beheer van de constructie, moet minimaal zijn. (N.B. Doordat de genoemde kosten niet altijd uit dezelfde pot komen, wordt deze kosten optimalisatie in de praktijk niet altijd nagestreefd).

Om tot een optimaal ontwerp te kunnen komen is het noodzakelijk, dat er voldoende kennis bestaat over alle mechanismen, die tot het bezwijken van de constructie kunnen leiden.

De volgende ingrediënten zijn nodig om een ontwerp te kunnen maken:

- ontwerp randvoorwaarden,
- stabiliteitsmodel,
- formulering van het toelaatbare schade niveau bij de genoemde randvoorwaarden,
- kwantificering van de benodigde veiligheidsmarge.

Bij een dijkverdediging, waarbij de taludbescherming bestaat uit koud tegen elkaar geplaatste stenen, zonder interlocking, zullen altijd wel enkele stenen los zitten. Voor die losse blokken zijn de eerste twee ontwerpingredienten vrij goed te beschrijven. Voor bijvoorbeeld primaire zeekeringen in ons land, geldt dat deze volledige veiligheid tegen overstroming moeten bieden bij omstandigheden, die een overschrijdingskans hebben van  $2,5 * 10^{-4}$ /jaar. [1].

Door extrapolatie van waterstandsregistraties en gemeten golfkarakteristieken zijn de ontwerprandvoorwaarden voor kustverdedigingswerken goed te bepalen. De randvoorwaarden voor onderdelen van de constructie (bijv. een taludbescherming) zijn afgeleiden van de randvoorwaarden voor de totale constructie.

In het kader van het onderzoek "Steenzettingen" wordt een stabiliteitsmodel voor het "losse" blok ontwikkeld [2]. Dit stabiliteitsmodel houdt o.a. reke-

ning met de invloed van:

- het eigen gewicht van het blok,
- de onderlinge wrijving,
- het toestromende water als het blok beweegt,
- de traagheid van het blok.

Het houdt echter geen rekening met de invloed van de inklemming tussen de blokken onderling.

Veelal wordt het uitlichten van één blok als maatgevend schade niveau voor het ontwerp van de hele taludbekleding, gehanteerd. Deze veilige keuze wordt veelal ingegeven door de afwezigheid van kennis t.a.v. het effect van een kleine schade op het functioneren van de totale taludverdediging. De ervaring leert echter dat een kleine schade (bijv. één blok weg) zelden tot het bezwijken van de totale taludverdediging leidt. Bij de formulering van de bezwijkrandvoorwaarden (lees de veiligheidscoëfficiënt) zal deze ervaring veelal bewust [1, 3] of onbewust een rol kunnen spelen (N.B. bezwijkrandvoorwaarde=ontwerprandvoorwaarde \* veiligheidscoëfficiënt).

## 2. Definitie en doelstelling

In de voorliggende notitie zal worden ingegaan op de z.g.n. "reststerkte" van een taludbekleding met losse blokken.

Onder de reststerkte van de taludverdediging wordt de verhoging van de bezwijkbelasting verstaan, die nodig is om er voor te zorgen, dat de taludverdediging niet meer aan zijn functie eisen (het beschermen van de kern tegen erosie) voldoet als het ontwerpschade criterium (bijv. één blok weg) is bereikt. De functie eis voor de taludverdediging is veelal het beschermen van de kern van de dijk tegen erosie. Deze verhoging van de bezwijkbelasting zal veelal een functie zijn van de expositie duur.

Onder een taludverdediging bestaande uit losse blokken wordt hier een bekleding verstaan waar de blokken in principe los zijn neer gelegd; dus geen interlocking e.d. Inklemming daar en tegen is wel mogelijk en zelfs zeer aanneemelijk [4].

Onder de filterlaag wordt hier de laag loskorrelig materiaal bedoeld, dat zich tussen de taludbekleding en de kern van de dijk bevindt.

Het doel van de bureaustudie is het verkrijgen van inzicht (kwalitatief en zo mogelijk kwantitatief) in de invloed, die het verdwijnen van één blok uit de verdediging heeft op de stabiliteit van de overgebleven taludverdediging. Hiertoe zal een overzicht worden gegeven van de mechanismen, die tot het bezwijken van een taludverdediging kunnen leiden. De mogelijke invloed van het ontbreken van één blok op deze mechanismen zal worden afgeschat.

### 3. Bezwijkverloop

In Figuur 1 is schematisch het mogelijke bezwijkverloop weergegeven van een taludbescherming, nadat één blok hieruit is verdwenen. Hierbij is van de volgende twee veronderstellingen uitgegaan n.l.

- het losse blok is uit de zetting verdwenen, doordat de kritieke belasting voor het losse blok is bereikt,
- de stabiliteit van de individuele onbeschermden onderdelen van de filterlaag is kleiner dan die van het losse blok.

In het hierna volgende zal op de omstandigheden worden ingegaan, die de uiteindelijke "keuze" bij de in Figuur 1 aangegeven beslissingspunten bepalen.

1. Voor het grootste deel van de blokken geldt dat hun stabiliteit meer wordt bepaald door inklemming dan door het eigengewicht tesamen met de andere stabiliteitsfactoren ( $\gamma_a \dots \gamma_d$  uit M1881-04 [2]). Het verdwenen blok zat los en kon daardoor uit de zetting worden gelicht; de stabiliteit van de omliggende wel ingeklemde blokken is hoger.

Door de veelal geringe grootte van het ontstane gat in de toplaag wordt de filterlaag slechts in een gereduceerde mate belast; tevens is de afstand, die een korrel uit de filterlaag moet afleggen voordat deze uit de constructie verdwijnt relatief groot. Deze beide effecten kunnen ervoor zorgen, dat potentieel instabiel materiaal niet uit de constructie verdwijnt. E.e.a. zal natuurlijk sterk afhangen van de gatgrootte en van de grootte van de korrels van het filter materiaal.

2. Indien de constructie voor het merendeel uit echte losse blokken bestaat en er dus geen of amper inklemming aanwezig is, kan worden gesteld dat het eerste blok, dat bezwijkt, direkt door meerdere zal worden gevolgd. Hierdoor zal een groot deel van de filterlaag bloot komen te liggen; waardoor zeker erosie aan de filterlaag op zal treden.

3. Was het echter toch alleen het incidenteel losliggende blok, dat verdwenen is en wordt de rest van de blokken niet door de waterbeweging bedreigd dan is het zeer wel denkbaar dat de korrels van de filterlaag wel uit de constructie kunnen worden gespoeld. Dit kan een stoppend dan wel een doorgaand proces zijn. Het erosie proces kan stoppen doordat het filtermateriaal door

de erosie steeds verder van de bepalende waterbeweging af komt te liggen en de direkte belasting dus afneemt. Als het proces stopt voordat kritieke ondermijning van de rest van de constructie is opgetreden dan is e.e.a. geen aanleiding tot volledig bezwijken van de constructie. Treedt echter wel doorgaande ondermijning van de taludbescherming op dan is het nog slechts een kwestie van tijd voordat grote delen van de taludbescherming bezwijken.

4. Uit het "Grindstranden onderzoek" [5] is bekend, dat een grindtalud onder invloed van golven kan vervormen tot een vorm, waarbij de stabiliteit aanmerkelijk hoger is dan in de uitgangspositie. Het is hiervoor echter wel noodzakelijk, dat de constructie voldoende vervormingscapaciteit heeft. Het is dus aannemelijk dat het mengsel toplaag materiaal (blokken) plus filtermateriaal een grotere stabiliteit heeft dan alleen het filtermateriaal op een recht talud; indien dit hoger is dan de ontwerpstabiliteit zou dit als reststerkte kunnen worden aangemerkt.

Als dit niet het geval is zal na kortere of langere tijd de gehele filterlaag verdwijnen en komt de eventueel aanwezige kleilaag of de kern van de dijk bloot te liggen. Het eroderen van de eventuele kleilaag is een kwestie van tijd. Mogelijk lang genoeg om totaal bezwijken van de constructie te voorkomen.

Samenvattend kan worden gesteld, dat de afwezigheid van één blok uit de zetting invloed kan hebben op de stabiliteit van de rest van de steenzetting en op de stabiliteit van het filtermateriaal. In de volgende hoofdstukken zal worden ingegaan op mogelijke aspecten, die bepalend zijn in de verschillende beslissingspunten van het bovenstaande proces.

#### 4. Bezwijkmechanismen

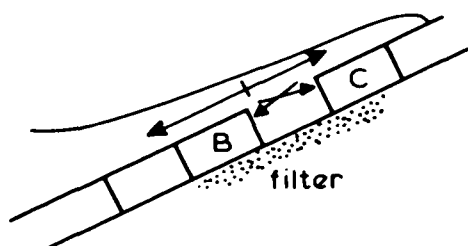
In het rapport [6] wordt ingegaan op een achttal te onderscheiden schade mechanismen voor een blok in een taludbescherming. Op een overeenkomstige wijze zal in dit hoofdstuk worden aangegeven hoe de afwezigheid van één blok de verschillende mechanismen beïnvloedt. Deze invloed zal afzonderlijk worden behandeld voor de stabiliteit van de omringende nog aanwezige blokken (paragraaf 4.1) en voor het filter t.p.v. het uitgelichte blok (paragraaf 4.2).

##### 4.1 Blokken

De benaming van de te onderscheiden bezwijkmechanismen staat in de figuren 2 en 3 weergegeven.

##### a en h: krachten t.g.v. respectievelijk terug en oplopend water

De waterbeweging op het talud zal niet of nauwelijks worden beïnvloed door de afwezigheid van één blok. Het aangestroomde oppervlak van het bovenstrooms van het gat gelegen blok is daar en tegen groter geworden, zodat de stroombelasting ook toeneemt. (dit geldt bij oplopend water voor blok C en bij teruglopend water voor blok B; zie ook bijlage 3).



De belasting op het benedenstrooms van het gat gelegen blok zal weliswaar niet toenemen, de stabiliteit daar en tegen zal wel afnemen door de aanwezigheid van het gat. De wrijvingskracht zal namelijk minder zijn.

##### b en c: opwaartse drukken t.g.v. respectievelijk het water in het filter en het steile golffront

Door de afwezigheid van één blok zal (zeker lokaal) de doorlatendheid van de toplaag toenemen. De drukopbouw onder de blokken zal hierdoor afnemen, zodat dit bezwijkmechanisme minder maatgevend zal worden voor de resterende blokken van de taludverdediging.

d: drukken t.g.v. het snel veranderende snelheidsprofiel

Deze drukken worden geheel bepaald door de waterbeweging op het talud. Er van uit gaande dat deze waterbeweging niet of nauwelijks zal veranderen door de afwezigheid van één blok zal dit bezwijkmechanisme ook niet worden beïnvloed.

e, g en f: invloed golfklap

Indien de golfklap in de buurt van het gat het talud raakt dan is de invloed van het gat positief te noemen op de stabiliteit van de constructie. Dit is een gevolg van het feit dat de toplaag doorlatendheid is toegenomen.

Komt het water daarentegen precies in het gat op het talud dan is de invloed moeilijker te voorspellen. De transmissie van de druk naar de filterlaag is in dat geval beter, zodat de belasting zich vrijwel ongedempt kan voortplanten. Dit kan mogelijk tot hogere opwaartse drukken onder de omringende blokken leiden (zie bijlage 2).

Tot zover de beschouwing over de invloed van een kleine schade op de stabiliteit van de resterende blokken van het talud. Het kwantificeren van deze invloed zal niet meevallen, maar dat is in dit kader ook niet nodig. Want m.b.t. de stabiliteit van de blokken in een steenzetting kan het volgende worden gezegd:

1. Er van uitgaande, dat de taludbekleding uitsluitend uit echte losse blokken bestaat (dus geen inklemming) is het niet verantwoord om enige waarde aan de reststerkte van de taludbekleding toe te kennen (uitgesloten het effect van een eventueel aanwezige kleilaag).
2. Is er wel inklemming aanwezig en lag nu net dat ene schade blok los in de bekleding dan is de stabiliteit van de resterende wel ingeklemde blokken veel groter dan dat van het losse blok [4]. De nadelige invloed door de afwezigheid van één blok op de belasting c.q. de stabiliteit van de rest van de blokken mag dan verwaarloosbaar worden geacht. Het bezwijken van het filter zal in zo'n geval vrijwel zeker maatgevend zijn.

#### 4.2 Filter

Door de afwezigheid van één blok ligt een deel van het filtermateriaal bloot. Er mag van worden uitgegaan, dat onbeschermd filtermateriaal niet stabiel is bij ontwerpomstandigheden. De afwezigheid van één blok echter kan niet geheel als onbeschermd worden betiteld. Ook voor het filtermateriaal zal worden nage-

gaan in hoeverre de in de figuren 2 en 3 weergegeven bezwijkmechanismen worden beïnvloed door de afwezigheid van één blok.

a en h: krachten t.g.v. oplopend en teruglopend water

In het rapport M1809 [5] wordt een uitvoerig literatuuroverzicht gegeven t.a.v. de stabiliteit van loskorrelig materiaal op een door golven aangevallen talud. De krachten, die t.g.v. de evenwijdig aan het talud lopende waterbeweging op een korrel werken zijn de volgende:

- de sleepkracht  $F_w = C_w \rho D^2 u^2$
- de traagheidskracht  $F_I = C_I \rho D^3 du/dt$
- de liftkracht  $F_L = C_L \rho D^2 u^2$

De kracht die t.g.v. het uittrekkende water op een korrel werkt is  $F_o = C_o \rho D^2 v^2$

hierin is:

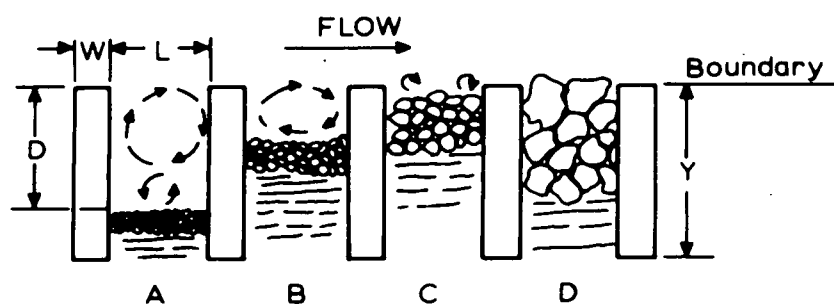
- $C_w, C_I, C_L$  en  $C_o$  = empirisch bepaalde stabiliteitscoëfficiënten
- $D$  = karakteristieke diameter van de korrel
- $u, v$  = watersnelheid
- $\rho$  = soortelijke massa van water

In de bekende stabiliteitsformules (zoals die van Hudson en Irribarren) worden één of meerdere van deze krachten expliciet meegenomen terwijl de invloed van de niet expliciet beschouwde termen in een soort van "vuilnisvatcoëfficiënt" worden weggewerkt. De omvorming van de golfparameters naar een snelheid op het talud wordt veelal aangegeven in de vorm van  $u = C_v \sqrt{gH}$  [11]; hierin is  $C_v$  een coëfficiënt en  $H$  de golfhoogte [in lit. 5, 12, 13 wordt meer of minder diepgaand op dit onderwerp ingegaan].

Bij al deze beschouwingen wordt ervan uitgegaan dat het oppervlakte groot is. In het geval dat een deel van het filter bloot komt te liggen door het verdwijnen van één blok is dit niet het geval. Vooral de belasting op de korrels zal sterk door de directe omgeving worden beïnvloed. In [7] wordt de beschermende werking van de randen van het gat als volgt ingedeeld:

1. Het "cell" mechanisme houdt de stenen op z'n plaats situatie D (de sterkte neemt dus toe).
2. De schuifspanning op het aangevallen oppervlak van het filter materiaal is door de aanwezigheid van de randen aanzienlijk gereduceerd.





ACTION OF CELL IN BANK STABILIZATION [7]

Dat de belasting kleiner wordt kan als volgt worden beredeneerd. Er van uitgaande dat de verhouding tussen de diepte van het gat en de grootte dusdanig is dat de stroom niet zal gaan aanliggen dan zal er een neer in het gat ontstaan. De snelheid hiervan is ca 1/3 van die van de hoofdstroom. Indien de verhouding D/L nog groter wordt zodat en zelfs twee neren zullen ontstaan dan is de erosie snelheid vrijwel verwaarloosbaar. In [8a] beschrijft Brown de proefresultaten, die door Page en Keats zijn verkregen bij hun onderzoek naar de stabiliteit van filtermateriaal onder open blokken. Brown geeft in zijn artikel weinig informatie over de proefopstelling en het proefverloop, wel geeft hij de volgende stabiliteitsrelatie:

$$V = C_1 (D/L)^a$$

$$C_1 = C_2 d_{50}^b$$

De in te vullen waarden voor  $C_2$ ,  $b$  en  $a$  blijken afhankelijk te zijn van de te onderscheiden bezwijkstadia.

Niet geheel duidelijk uit de presentatie van de proefresultaten is het of hier alleen de invloed van de overtrekkende stroom wordt meegenomen of ook die van het uittrekkende water. Wel is duidelijk te zien dat de D/L verhouding belangrijk is. Als éénmaal de erosie in het gat is begonnen dan wordt D groter en neemt de invloed van de D/L verhouding dus toe.

N.B. Het verdient zeker aanbeveling om meer over de onderzoeken van Brown te weten te komen. Hoewel er theoretisch discussie over zijn aanpak mogelijk is [9], is het wel een aanpak van "grote passen, snel thuis", wat, mits het toepassingsgebied goed gedefinieerd wordt, zijn charme heeft.

Nader onderzoek naar het in deze paragraaf behandelde bezwijkmechanisme zou goed inpasbaar zijn in het in [10] voorgestelde onderzoek.

#### b, c, d opwaartse drukken

In [14] wordt uitvoerig ingegaan op de "sterkte" van het blootliggende filtermateriaal, vandaar dat het hoofdstuk 2 "Samenvatting en conclusies" integraal in bijlage 1 is opgenomen. Er worden twee bezwijkstadia onderscheiden t.w.

- de korrels in de toplaag fluïdiseren,
- de korrels worden uit het gat gespoeld (NB door het uittredende water).

In werkelijkheid is er echter niet alleen het uittredende water doch ook het overstromende water (golfop- en afloop), wat de belastingcomponent erg complex maakt.

Nader onderzoek hierna zou een antwoord moeten geven op de volgende vragen:

1. Wat is de invloed van het gat op de waterbeweging in het filter?
2. Wat is de stabiliteit van de korrels m.b.t. het uittredende water?
3. Wat is de stabiliteit van de korrels m.b.t. het overtrekkende water?
4. Indien niet één van beide bezwijkmechanismen dominant is, dan moet ook gekeken worden naar de combinatie van overstromend- en uittredend water.

#### f invloed golfklap

De invloed van een golfklap op de stabiliteit van het blootliggende filtermateriaal kan als volgt worden verdeeld:

1. de golfklap komt naast het gat terecht, hierdoor ontstaat er in het filter lokaal een water overspanning (deze situatie sluit nauw aan bij het hierboven behandelde)
2. de golfklap komt in het gat terecht.

De eerst genoemde mogelijkheid kan ernstige gevolgen hebben voor de stabiliteit van het filtermateriaal. Kortstondig worden de korrels n.l. iets opgelicht door de overdruk waarna zij eenvoudig te transporteren zijn door de hoofdstroom op het talud. Vooral deze combinatie van oplichten plus overtrekkende stroom is erg gevaarlijk. Een voordeel is echter dat één en ander slechts kortstondig is en dat te verwachten is dat dit slechts enige malen gedurende een storm op één plaats op zal treden. De golfklap, die recht in het gat terecht komt zal amper schade kunnen veroorzaken.

De erosie bestendigheid van het filter materiaal kan belangrijk vergroot worden, door de aanwezigheid van een geotextiel. de invloed van een geotextiel op de reststerkte van een taludbekleding moet bij nadere studie zeker niet worden verwaarloosd.

## 5. Conclusies

De onderhavige bureaustudie is noodgedwongen nogal kwalitatief gebleven. Het bleek dat er nogal weinig bekend is over dit onderwerp. Wel kunnen uit het onderzoek de nodige afbakeningen voor vervolg onderzoek worden gedefinieerd n.l.

1. Er is alleen sprake van noemenswaardige reststerkte als er een zekere mate van inklemming tussen de blokken aanwezig is, het losse blok is dus wel maatgevend voor het ontwerp, maar tevens een incident. Indien dit niet het geval is dan kan de reststerkte alleen worden ontleend aan de eventueel aanwezige kleilaag.
2. De reststerkte als gevolg van een eventuele kleilaag is veelal maatgevend voor de gehele reststerkte [3]. Indien in een constructie dus een kleilaag aanwezig is, heeft de kwantificering van dit deel van de reststerkte prioriteit. Hiertoe is het zeer aanbevelenswaardig om de bestaande kennis over klei (deze is vooral bij R.W.S. aanwezig) beter algemeen toegankelijk te maken; mogelijk dat dit leidt tot wat gericht onderzoek.
3. Nadere studie van de reststerkte in de taludbekleding zal zich verder moeten richten op de stabiliteit van het filtermateriaal bij een gat in de bekleding en wel naar de volgende mechanismen:
  - stabiliteit filtermateriaal onderin het gat bij naderen golffront,
  - stabiliteit filtermateriaal onder in gat als de golfklap vlak naast het gat terecht komt,
  - stabiliteit filtermateriaal onder de resterende talud bekleding,
  - en de invloed van eventueel aanwezig geotextiel hierop.

Hiertoe zijn twee benaderingen denkbaar n.l.:

1. Black-box achtige benadering: bij verschillende golfomstandigheden naar het erosie proces in een gat in de bekleding kijken; variabelen zijn:  $\xi$ , gatdimensie en korrelgrootte.  
Alleen omstandigheden, waarbij een los blok instabiel is behoeven te worden bekeken.  
Het voordeel van deze benadering is dat vrij snel duidelijk is of reststerkte een belangrijk onderdeel van de totale sterkte is; nadeel is dat het kwantificeren van de reststerkte de nodige voorzichtigheid vereist.
2. De andere benadering is om alle van belang zijnde mechanismen nader te leren kennen, t.w.:

- de waterbeweging in het filter,
- de stabiliteit van de korrels t.g.v. uittredende stroom,
- de stabiliteit van de korrels t.g.v. overtrekkende stroom,
- de stabiliteit van de korrels t.g.v. een combinatie van beide.

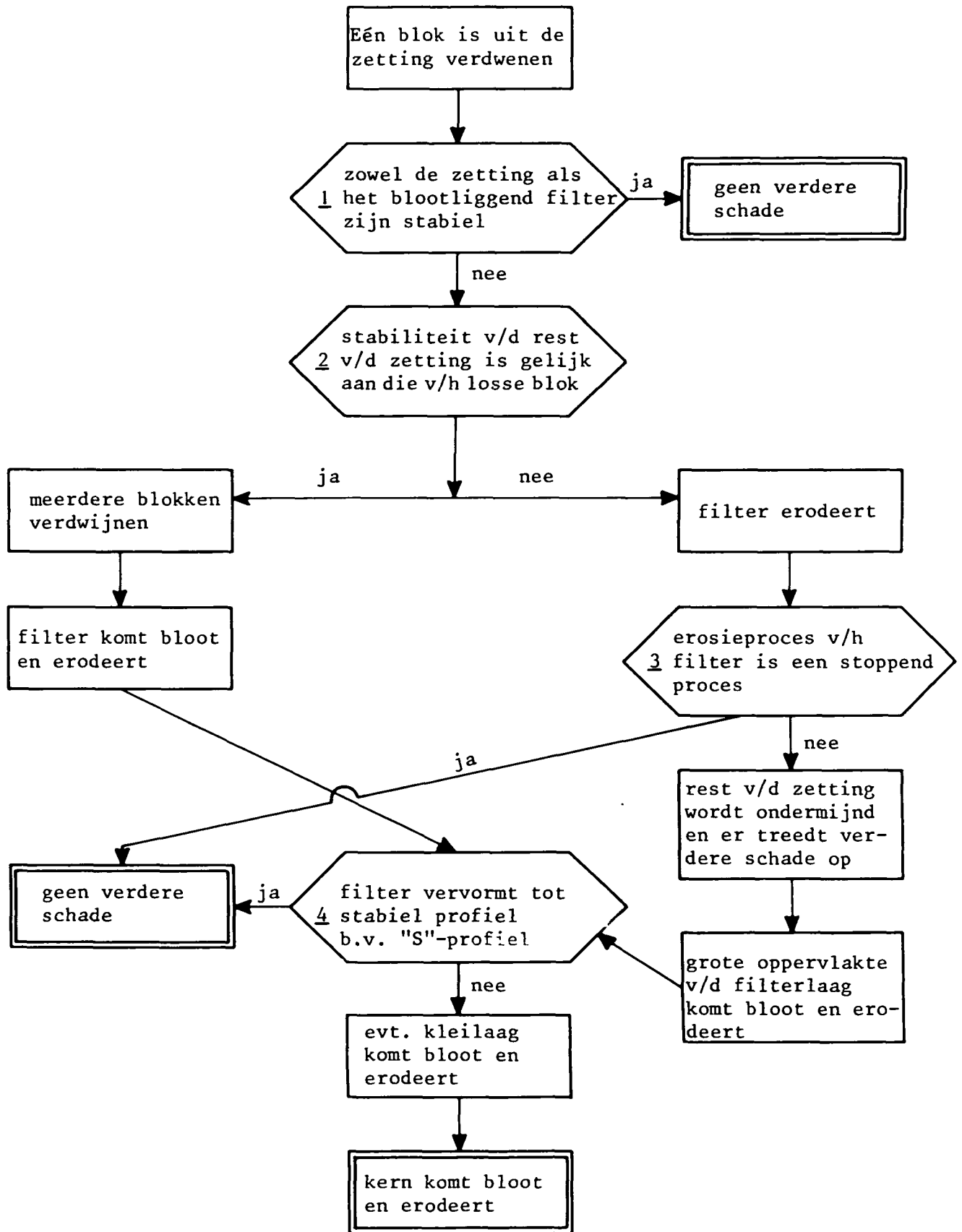
Aanbevolen wordt om in het kader van [10] en van het Deltagoot onderzoek aan deze aspecten aandacht te besteden.

## LITERATUURLIJST

- [1] Rapport Deltacommissie  
Eindverslag en interimadviezen Deel 1
  
- [2] Stabiliteit toplaag zonder inklemming of interlocking  
Verslag bureau-studie M1881-04 (WL)
  
- [3] Barcon-project  
De veiligheid van de Oosterschelde dijken in relatie tot het gebruik van  
de stormvloedkering  
Deel rapport 2
  
- [4] H. Verhagen  
Geconcentreerde golfaanval  
Veiligheid Oosterscheldedijken  
Pt/c 1985 (40) 12
  
- [5] Hydraulische aspecten van stortsteen, grind en zandtaluds onder golfaan-  
val  
Verslag literatuurstudie (WL) M1809
  
- [6] Taludbekleding van gezette stenen  
Overzicht onderzoek 1980-1984  
Samenvattend verslag M1795/M1881, deel XV  
(WL/LGM)
  
- [7] Parson, D.A. et al.  
Cellular concrete block revetment  
ASCE Journal of the Waterways and Harbour Division, May 1965
  
- [8] C.T. Brown  
  
a Flexible revetments-theory and practice  
Int. Conf. on Flexible armoured revetments incorporating geotextiles  
London 1984

LITERATUURLIJST (vervolg)

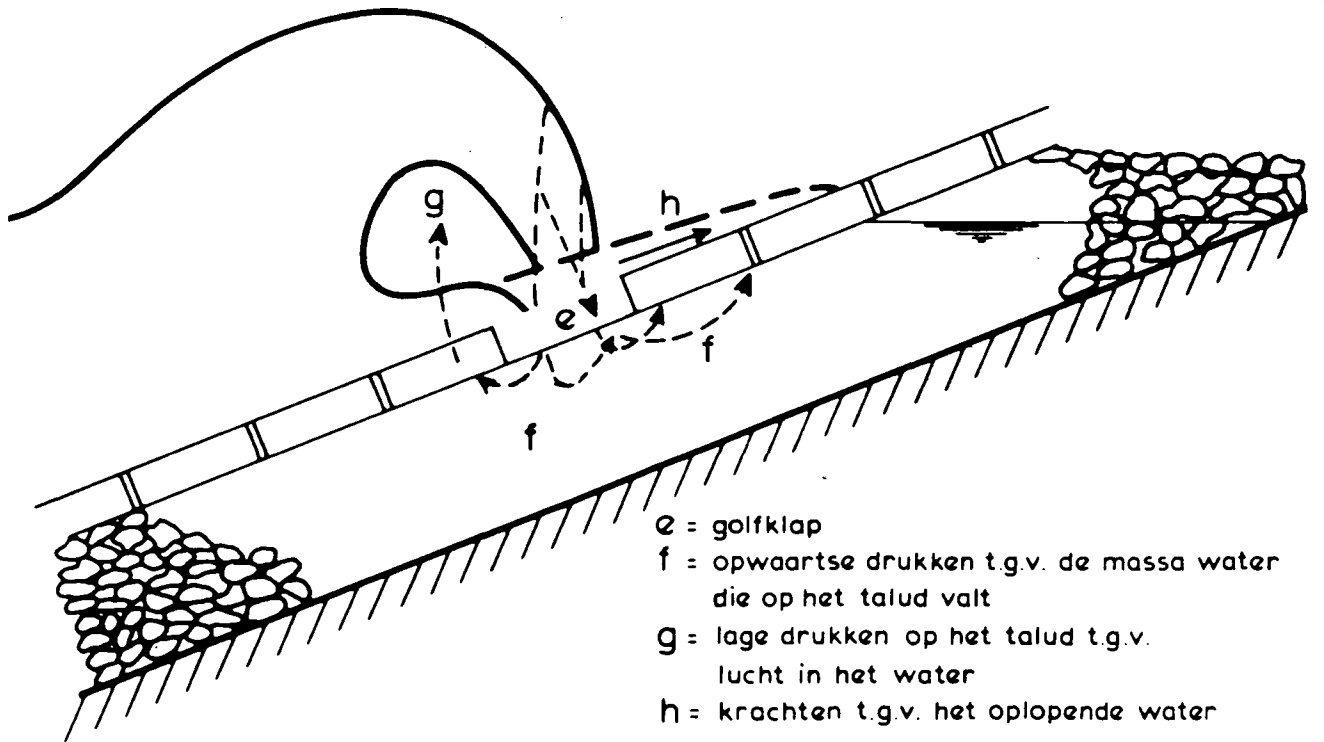
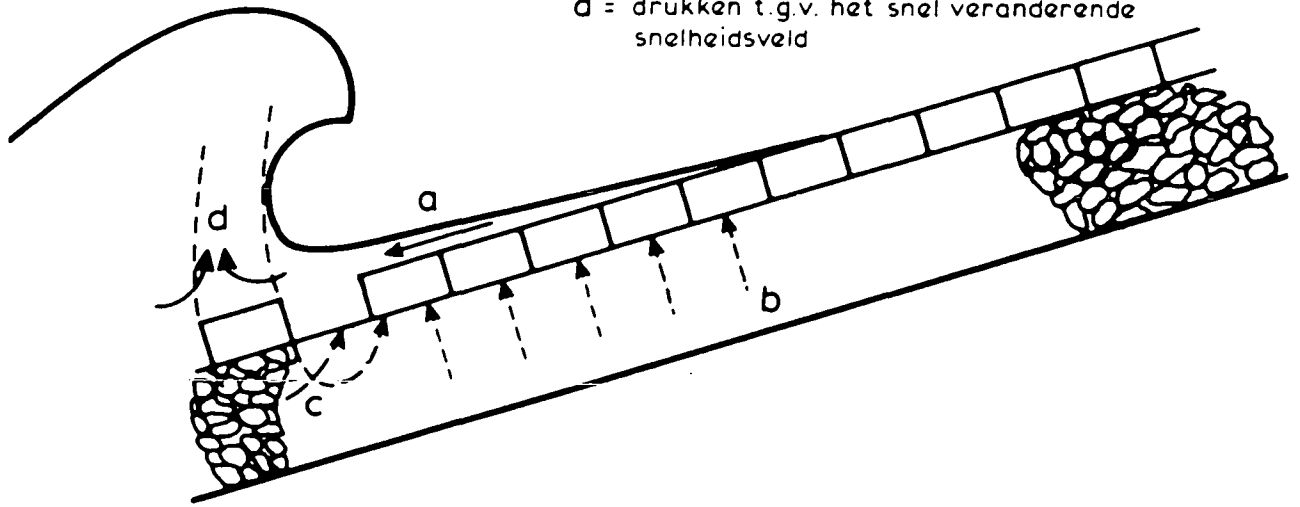
- b Blanket Theory and low cost revetments  
chap. 151, 16th ICCE, Hamburg 1978
  - c Armour-Units, random mass or disciplined array?  
ASCE Specially Conf. Coastal Structures 79  
Alexandria Virginia 1979
  - d Gabion report. The Water research Laboratory of the Un. of New South  
Wales, report 156, 1979
  - e Seabees in service  
ASCE Specially Conf. Coastal Structures '83  
Washington D.C. 1983
- [9] M. Klein Breteler  
De "Blanket Theory" van C.T. Brown, juni 1986
- [10] Voortzetting onderzoek naar uitspoeling van filter korrels door de top-  
laag
- [11] Damsgaard et al.  
Northumberland cause way. Model test on filters  
Trondheim bulletin no. 13 E 1971
- [12] Kirkgöz, M.S.  
A theoretical study of plunging breakers and their run-up  
Coastal Engineering, 5, 1981
- [13] Battjes, J.A. en Roos, A.  
Characteristics of flow in run-up of periodic waves.  
Delft University of Technology  
Report no. 75-3
- [14] Taludbekleding van gezette steen  
Uitspoelen van filterkorrels door toplaag  
Verslag bureau-studie M1881-16B (WL) 1985.



Figuur 1.



- a = krachten t.g.v. het teruglopende water
- b = opwaartse drukken t.g.v. het water in het filter
- c = opwaartse drukken t.g.v. het steile golffront
- d = drukken t.g.v. het snel veranderende snelheidsveld



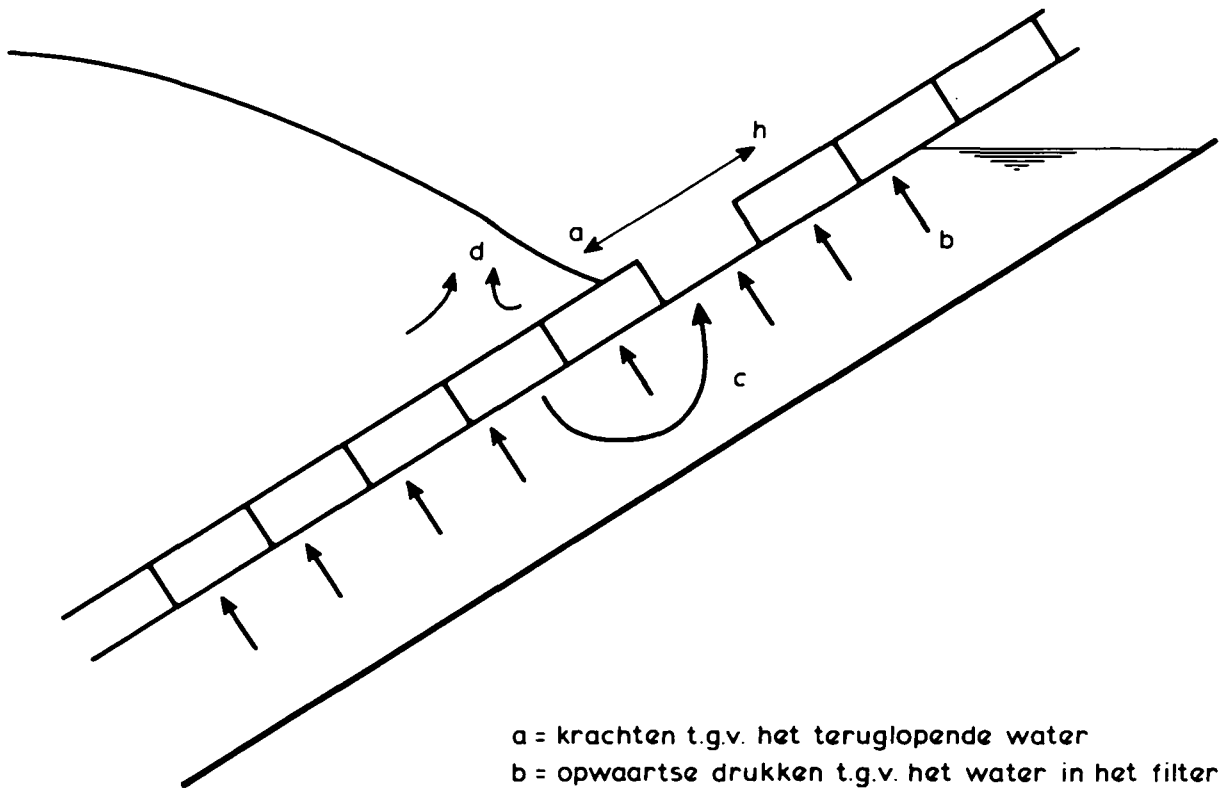
- e = golfklap
- f = opwaartse drukken t.g.v. de massa water die op het talud valt
- g = lage drukken op het talud t.g.v. lucht in het water
- h = krachten t.g.v. het olopende water

SCHEMATISCHE VOORSTELLING VAN  
SCHADEMECHANISMEN BIJ  
"PLUNGING" BREKERTYPE

WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM  
LABORATORIUM VOOR GRONDMECHANICA

H 195.05

FIG. 2



- a = krachten t.g.v. het teruglopende water
- b = opwaartse drukken t.g.v. het water in het filter
- c = opwaartse drukken t.g.v. het steile golffront
- d = drukken t.g.v. het snel veranderende snelheidsveld
- h = krachten t.g.v. het oplopende water

SCHEMATISCHE VOORSTELLING VAN  
 SCHADEMECHANISMEN BIJ NIET BREKENDE GOLVEN  
 OF BIJ "COLLAPSING" BREKERTYPE

WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM  
 LABORATORIUM VOOR GRONDMECHANICA

H 195.05

FIG. 3

**BIJLAGE 1**

Bijlage 1: Hoofdstuk 2 uit [14]

## 2. Samenvatting en konklusies

Door een taludbekleding van gezette steen, belast door golven, zal water in en uit het talud stromen. Deze stroming is in staat filterkorrels door de bekleding (toplaag) heen te voeren als de gaten in de toplaag en de belasting voldoende groot zijn.

De grootte van de belasting tijdens het begin van uitspoelen van filterkorrels is af te schatten door aan te nemen dat op moment ook de toplaag maximaal belast is. Op basis van deze veronderstelling kan afgeleid worden dat:

$$v_{gmax} = k'_g \sqrt{\gamma \Delta \cos \alpha} \quad (1)$$

$$k'_g = \left( \left( 9 \sqrt{\frac{D_g}{g}} \log \left( \frac{3D_g}{k_{nik}} \right) \right)^{-2} + \left( n \sqrt{\frac{gD_g}{0,7}} \right)^{-2} + \left( k \sqrt{\frac{24D_g}{D_g}} \right)^{-2} \right)^{-0,5} \quad (2)$$

$v_{gmax}$  = watersnelheid in gat zonder korrel op dat moment dat de toplaag wil gaan bezwijken (m/s)

$k'_g$  = totale gatdoorlatenheid (m/s)

$\gamma$  = coëfficiënt die bijzondere invloeden op de toplaagsterkte zoals wrijving, inklemming, interlocking etc. bevat (-)

$\Delta$  = relatieve soortelijke massa van steen (-)

$\alpha$  = taludhelling (°)

$D_g$  = gatdiameter (m)

$k_{nik}$  = gatruwheid volgens Nikuradse (m)

$D$  = dikte toplaag (m)

$n$  = porositeit van filter (-)

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

$k$  = doorlatendheid van filter (turbulent) (m/s)

De korrels recht onder een gat in de toplaag fluïdiseren al bij een relatief lage belasting. Daarom kan een snelle druktoename als gevolg van een golfklap de belasting niet zodanig vergroten dat een korrel zoveel impuls meekrijgt dat hij door de toplaag schiet.

Uitspoeling van een individuele korrel treedt pas op als aan de volgende twee voorwaarden wordt voldaan:

- de korrel is kleiner dan het gat
- de belasting bedraagt minimaal  $v_{g cr}$ :

$$v_{g cr} = u_{k min} + 1,14 (1-A/A_g)^{1,2} \sqrt{(\Delta g D_f \cos \alpha)} \quad (3)$$

$v_{g cr}$  = watersnelheid in gat zonder korrel waarbij de korrels gaan uitspoelen (m/s)

$u_{k min}$  = minimaal benodigde korrelsnelheid om gedurende de overbelaste situatie een afstand D af te leggen (m/s)

A = aanstroomoppervlak korrel (m<sup>2</sup>)

$A_g$  = oppervlak gatdoorsnede (m<sup>2</sup>)

$D_f$  = karakteristieke diameter filterkorrel (m)

Met bovenstaande formules voor  $v_{g max}$  en  $v_{g cr}$  kan het grensvlak toplaag/filterlaag gedimensioneerd worden. Het grensvlak is stabiel als voor een voldoende groot aantal korrels geldt:

$$A > A_g \text{ of } v_{g cr} > v_{g max}$$

Als het ontwerp aan geen van beide eisen voldoet, dan zijn er de volgende mogelijkheden ter verbetering van de situatie:

- kleiner gat of grotere filterkorrels kiezen, zodat  $A > A_g$  wordt
- groter gat kiezen, zodat  $v_{g cr}$  toeneemt en  $v_{g max}$  afneemt en  $v_{g cr} > v_{g max}$  wordt
- als  $A/A_g > 0,7$ : korrels kleiner kiezen, zodat  $v_{g cr}$  toeneemt en  $v_{g max}$  afneemt en  $v_{g cr} > v_{g max}$  wordt
- groter gat en grotere korrels kiezen, zodat  $v_{g cr}$  toeneemt en  $v_{g cr} > v_{g max}$  wordt.

Bij deze ontwerpregel is uitgegaan van de eis dat er geen korrels mogen uitspoelen. Als er meer inzicht is verkregen in het proces van voortschrijdende erosie, dan is deze eis wellicht te versoepelen.

Verwacht mag worden dat de afgeleide formules de tendenzen goed weergeven. De basis is echter te smal om in dit stadium van het onderzoek te kunnen zeggen of de absolute grootte van  $v_{g cr}$  juist is. Daarnaast is nog te weinig bekend over de gevolgen van een overschrijving van  $v_{g cr}$  en de invloed van gatblokkering door grote korrels. Modelonderzoek zou antwoord kunnen geven op de openstaande vragen.

BIJLAGE 2

Bijlage 2

In deze bijlage zal worden getracht om met een simpel rekenvoorbeeld de volgende stelling te onderbouwen:

"Bij een taludbekleding waarvoor geldt:

- \* dat er inklemming tussen de blokken onderling aanwezig is,
- \* en dat er schade is opgetreden t.g.v. het uitlichten van één losliggend blok,

is het niet te verwachten dat rond het schade punt gelegen blokken door golfklappen zullen worden uitgelicht.

Gebruikmakend van de relatie  $H/\Delta D = \text{ca. } 3,5$  (voor  $\xi = 1,1 \text{ à } 1,2$ ; zie M1795 VI) is het mogelijk om de golfomstandigheden waarbij het losliggende blok is uitgelicht te berekenen nl.:

$$H = 3,5 \Delta D \text{ voor } \Delta = 1,2 \text{ wordt dit } H = 4,2 D \quad (1)$$

Bij een  $\xi$  waarde van  $1,1 \text{ à } 1,2$  geldt dat de maximale golfdruk (quasi-statisch plus dynamisch) is:

$$\frac{p_{\max}}{H} \approx 1,5 \quad (\text{zie "Wave impact on uniform steep slopes at approximately prototype scale: R.J.H. Stive WL}).$$

Stel nu dat de golfklap precies in het gat in de taludbekleding terecht komt en dat deze druk zich gelijkmatig over de aangrenzende blokken zal verdelen; dan is de opwaartse druk onder de beide aangrenzende blokken gelijk aan:

$$1/2 p_{\max} = 1/2 \times 1,5 H \text{ tesamen met (1) is dit } p_{\max} = 3,2 D$$

(p in meter water kolom)

Uit trekproeven blijkt dat de kracht, die nodig is om een blok uit het talud te trekken wel vijftien maal groter is dan het eigen gewicht van zo'n blok. (dit geldt zowel in prototype als model).

Per eenheid van oppervlakte levert dit dus een (stabiliserende) druk van;

$$p = 15 * \frac{\rho_s}{\rho_w} D \quad (p \text{ in meter waterkolom})$$

$$p = 15 * 2,2 D = 33 D.$$

De opwaartse druk als gevolg van de golfklap is dus een factor 10 te klein om het ingeklemde blok in beweging te brengen.

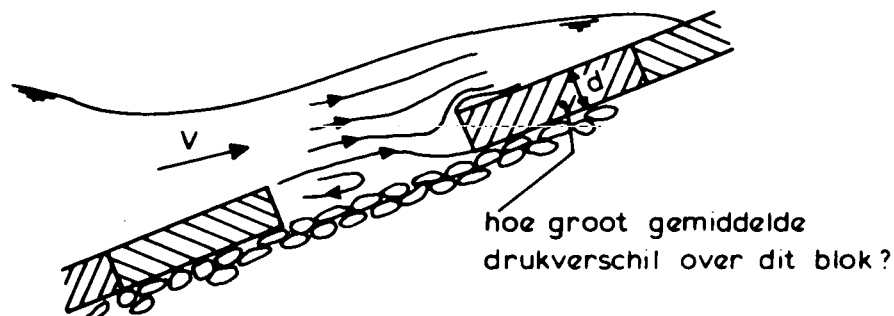


BIJLAGE 3

Bijlage 3

DRUKVERSCHIL OVER BLOK AAN RAND VAN GAT BIJ GOLFOPLOOP

1. Situatie



2. Stroomsnelheid

Volgens het "Experimenteel onderzoek naar het gedrag van tegen taluds oplopende regelmatige golven" van A. Roos. TH.D., Vloeistofmech. R/1972/6/H geldt (formules 5.9 en 5.12, figuren 17 en 18):

opwaartse of neerwaartse stroom  $\frac{v_{\max}}{\sqrt{gH}} = 0,6 \text{ à } 0,9 \xi$  (inclusief onnauwkeurigheid)

met  $0,5 < \xi < 2,2$  volgt  $\frac{v_{\max}}{\sqrt{gH}} = 0,3 \text{ à } 2,0$

3. Gemiddeld drukverschil over gat-rand

Volgens "Prediction of Mattress Stability in Turbulent Flow" van M.B. de Groot en J.L.M. konter, IAHR-symposium on Scale Effects in Modelling Hydraulic Structures, Esslinger/Stuttgart, September 1984, zal de grens van stabiliteit van een slappe, ondoorlatende matrand bij rechte doorstroming ongeveer het volgende bedragen

$$\frac{v_{\text{kritiek}}}{\sqrt{\Delta g d}} = 1,5 \text{ à } 2$$

Aangenomen dat die grens bereikt wordt als het drukverschil over de matrand (gemiddeld over bijvoorbeeld 1 à 3 d) juist gelijk is aan het eigen gewicht volgt:

$$\begin{aligned} \text{kritieke gem. drukverschil} &= \rho \Delta g d \\ &= \frac{1}{2} \text{ à } \frac{1}{1,5} \rho (v_{\text{kritiek}})^2 \end{aligned}$$

$$\text{Dus gem. drukverschil} = 0,5 \text{ à } 0,7 \rho v^2$$

Deze formule zal alleen gelden als de gatdiameter veel groter is dan de blokdikte d. Dan zal de gemiddelde druk over het hele blok echter kleiner zijn. Zie het drukverloop boven op het blok zoals geschetst in Fig. 6 van "Prediction of Mattress Stability".

Dan geldt wellicht:

$$\frac{\text{gatdiameter}}{d} > 5 \quad \text{gem. drukverschil} = 0,2 \text{ à } 0,5 \rho v^2$$

Dus, met bovenstaande relatie tussen stroomsnelheid en golfhoogte:

$$\begin{aligned} \frac{\text{gatdiameter}}{d} > 5 \quad \text{gem. drukverschil} &= 0,02 \text{ à } 2,0 \rho g H \\ 0,5 < \xi < 2,2 \end{aligned}$$

Waarschijnlijk geldt voor meer normale gatdiameter/blokdikte verhoudingen:

$$\begin{aligned} \frac{\text{gatdiameter}}{d} < 5 \quad \text{gem. drukverschil} &< 1,0 \rho g H \\ 0,5 < \xi < 2,2 \end{aligned}$$

N.B. zou stabiliteit alleen van het eigen gewicht moeten komen, dan zou als stabiliteitsgrens gelden:

$$\frac{H}{\Delta d} > 1,0$$

De ondergrens daarvan is 2 à 3 maal zo klein als die voor een los blok.

4. Conclusie

Het drukverschil over een blok aan de rand van een gat bij golfoploop (of terugloop) is aanzienlijk kleiner dan het drukverschil dat kan ontstaan als de brekende golf juist in het gat terecht komt (maximaal 2,5  $\mu\text{gH}$ ). Overigens kan het drukverschil wel 2 of 3 maal zo groot zijn als zonder gat.

SEKTIE 14

Analyse schade Oterdum

## INHOUD

	blz.
1. <u>Inleiding</u> .....	1
2. <u>Beschrijving van de constructie</u> .....	2
3. <u>Hydraulische randvoorwaarden</u> .....	2
3.1 Het waterstandsverloop tijdens de storm van 2 en 3 april 1973.....	2
3.2 De golfkondities tijdens de storm van 2 en 3 april 1973.....	3
3.3 Vergelijking van de storm van 2 en 3 april 1973 met andere stormen.....	4
4. <u>Analyse van de schade tijdens de storm van 2 en 3 april 1973</u> .....	5
4.1 Beschrijving van de schade.....	5
4.2 Verklaring van de schade.....	7
4.2.1 Via $H/\Delta D$ v.s. $\xi$ -diagram.....	7
4.2.2 Via vergelijking met drukmetingen PROVO-onderzoek.....	8
4.2.3 Via analytische stabiliteits berekeningen.....	8
5. <u>Genomen maatregelen en beoordeling van de effectiviteit</u> .....	12
6. <u>Conclusies</u> .....	13

LITERATUUR

TABELLEN

FIGUREN

BIJLAGEN

## FIGUREN

1. Situatie Eems-Dollard gebied en Oostelijke Waddenzee
2. Lay-out havenmond Delfzijl te Oterdum
3. Oostdam havenmond Oterdum
4. Dwarsdoorsnede steenzetting Oostdam, Oterdum
5. Verloop waterstand te Oterdum en Delfzijl op 3 april 1973
6. Verloop windsnelheid en windrichting voor enkele noorder-stormen
7. Verloop windsnelheid en windrichting voor enkele noorder-stormen
8. Stabiliteit steenzetting voor regelmatige en onregelmatige golven
9. Drukregistraties op en onder de Haringmanblokken en in de mijnsteen
10. Langsdoorsnede Haringmanblokken glooiing PROVO-onderzoek

## TABEL

1. Noorderstormen gecombineerd met hoge vloedstanden nabij Delfzijl sinds 1973.

## BIJLAGE

1. Uitspoeling van mijnsteen tijdens de schadeproef van het PROVO-onderzoek.

## ANALYSE SCHADE OOSTELIJKE HAVENDAM OTERDUM

### 1. Inleiding

Goed gedocumenteerde schadegevallen aan taludbekledingen zijn schaars. Eén van deze schaarse uitzonderingen is de schade die tijdens de storm van 2 en 3 april 1973 is ontstaan aan de binnenzijde van de Oostelijke havendam te Oterdum (zie figuren 1 en 2). Deze schade onderscheidt zich van de meeste van deze schaden doordat:

- de schade zich over een breed front op een bepaald damvak heeft voorgedaan, zodat gevoeglijk kan worden aangenomen dat de belasting over een breed front de sterkte heeft overschreden.
- de schade voor het grootste deel beperkt is gebleven tot het omhoog komen van blokken, terwijl maar een beperkt aantal blokken volledig uit het talud is gekomen (20 stuks van de in totaal 302 verplaatste blokken). Hierdoor is op het talud niet de gebruikelijke ravage ontstaan waardoor het bij andere schade gevallen veelal onmogelijk is om te achterhalen waar op het talud, d.w.z. op welke hoogte, de schade het eerst is ontstaan.
- de schade zich heeft voorgedaan op een splinternieuw damvak dat zich van oude damvakken onderscheidt doordat,
  - relatief goed bekend is hoe de constructie eruit ziet.
  - de glooiingstafels lang zijn, met weinig overgangskonstructies.
- er relatief veel kennis is verzameld over de opgetreden hydraulische randvoorwaarden. Dit is het gevolg van de omstandigheden dat;
  - er een gedetailleerd ooggetuigenverslag is opgesteld door dhr. F.H. Lenseling voor de periode rondom hoogwater tijdens de piek van de storm.
  - er een getijregistratie voor Oterdum aanwezig is.
  - het gebied waarbinnen de golven worden opgewekt duidelijk begrensd en goed gedefinieerd is.Hierdoor is het mogelijk om met een eenvoudige golfvoorspellingsmodel een schatting voor de golfhoogte te maken.

Op basis van bovengenoemde overwegingen is het schadegeval van Oterdum gekozen voor een nadere analyse. Hierbij zal worden getracht de schade te verklaren en de genomen maatregelen op hun effectiviteit te beoordelen.



## 2. Beschrijving van de constructie

In bovenaanzicht is de Oostdam te Oterdum weergegeven in figuur 3. Vermoedelijk betreft het hier een ontwerptekening van de havendam. De constructie die door dhr. Lenselink wordt beschreven wijkt hier op details vanaf. Waarschijnlijk is voorafgaand aan de bouw het ontwerp enigszins gemodificeerd. In figuur 4 is de constructie weergegeven zoals beschreven door Lenselink. De steenzetting is hier doorgetrokken tot NAP + 2,93 m en de kruin van de havendam ligt op ca. 4,30 m. Aangezien dhr. Lenselink zeer nauw bij de bouw betrokken is geweest en het schaderapport tamelijk kort na gereedkomen van de havendam is opgesteld wordt verondersteld dat de havendam hierin correct beschreven is. De constructie bestaat uit een kern van zand, waarop tussen NAP - 0,20 m en NAP + 2,93 m een zetting van betonblokken (0,50 x 0,50 x 0,20 m<sup>3</sup>) is aangebracht. Als onderlaag is een laag mijnsteen van 0,60 m dikte aangebracht (grootste brokafmetingen 5 à 15 cm). Hierover is als uitvullaag een laagje grind van 0,10 m dikte aangebracht. Exacte specificaties van deze materialen zijn niet voorhanden.

Aan de onderzijde wordt de constructie begrensd door een profielbalk, een damwand en een kraagstuk. Boven NAP + 2,93 m is het talud verdedigd met een een dikte variërende laag asfaltbeton.

Er moet worden opgemerkt dat de hier beschreven constructie zowel in de Zeeuwse Delta (Oosterschelde, Westerschelde) als in Friesland en Groningen langs de Waddenzee veelvuldig wordt toegepast. Het uitgevoerde onderzoek naar het ontstaan van schade is dus ook in breder verband relevant.

Ten aanzien van de bouwwijze van de constructie, die wordt beschreven in het schaderapport zijn geen bijzondere opmerkingen te maken.

## 3. Hydraulische randvoorwaarden

### 3.1 Het waterstandsverloop tijdens de storm van 2 en 3 april 1973

Het geregistreerde verloop van de waterstand te Oterdum en Delfzijl, op 3 april 1973 is weergegeven in figuur 5. De maximale waterstand is N.A.P + 2,94 m. De periode van hoogwater viel samen met het ooggetuigeverslag van dhr. Lenselink. Door de aanwezigheid van banken in het gebied waar de golven worden opgewekt, en in het gebied juist voor de havenmond, in combina-

tie met een ondiepe vóóroever voor de havendam (zie figuur 4), wordt de golfhoogte in belangrijke mate beïnvloed door de actuele waterstand. De hoogste golven zijn tijdens de storm van 1973 vrijwel zeker samengevallen met de hoogste waterstand. Daarom wordt in het vervolg van deze analyse slechts gerekend met een waterstand van N.A.P. + 2,94 m.

Op de berekening van de golfhoogte wordt in paragraaf 3.2 teruggekomen.

### 3.2 De golfkondities tijdens de storm van 2 en 3 april 1973

In de omgeving van de havendam zijn geen metingen verricht van de golfkondities. Wel is het mogelijk om aan de hand van het ooggetuige verslag over de periode van 10.00 u tot 12.00 u op 3 april 1973 een goede schatting te maken van de golfkondities (zie [1]).

#### Golfrichting en windrichting:

De dichtstbijzijnde officiële windregistratie, op Lauwersoog geeft aan (zie figuur 6) dat tijdens de periode van 10.00 u tot 12.00 u de windrichting tussen 320° en 340° was. Volgens het ooggetuige verslag was de windrichting t.p.v. de havendam 340 à 345°. Aangezien het hier een schatting betrof, en geen meting, is het verschil volkomen verklaarbaar.

Volgens het ooggetuige verslag vielen de windrichting en de golfvoortplantingsrichting samen. Gezien de zeer konstante windrichting gedurende de periode voorafgaand aan de periode van waarneming, en de beperkte afmetingen van het water, is deze waarneming voor de hand liggend. De as van de Oostdam (zie figuur 3), nabij de monding is geöriënteerd op 337,5°. Dat betekent dat dat de golfvoortplantingsrichting vrijwel, of volledig, samenviel met de as van de dam. Hierdoor konden de golven vrijwel ongehinderd de haven binnelopen.

#### Golfhoogte en golflengte

De golfhoogte bij de kop van de Oostdam wordt door de ooggetuige geschat op  $H_s = 1,0 \text{ à } 1,5 \text{ m}$ . Met behulp van een eenvoudige golfgroeiberekening is te verifiëren of deze schatting reëel is.

In figuur 1 is het deel van de Waddenzee weergegeven waar de golven die Delfzijl kunnen bereiken worden opgewekt. Wanneer wordt verondersteld dat nauwelijks golfenergie tussen de eilanden Borkum en Juist de Waddenzee binnendringt

is de strijklengte van de wind beperkt tot ca 30 km. Ook de gemiddelde waterdiepte moet worden geschat. Tijdens hoogwater (NAP + 2,50 à 3,00 m) is een reële schatting  $d = 5$  à  $7$  m. In de geul is de waterdiepte geschat op ca 10 m. De golfhoogte berekening volgens de in [9] beschreven methode van Bretschneider en Munk, levert het volgende resultaat.

Strijklengte (m)	Windsnelheid (m/s)	Diepte (m)	$H_s$ (m)	$T_p$ (sec)
30.000	17	5	1,08	4,2
30.000	17	7	1,28	4,4
30.000	17	10	1,46	4,6

Uit bovenstaande tabel volgt, dat ten gevolge van de bodemwrijving de golfgroei in belangrijke mate wordt beïnvloed door de waterdiepte. Zonder uitgebreid golfgroei en golfvoorplantingsberekeningen is geen goede keuze te maken voor de te hanteren waterdiepte. In het vervolg van deze analyse wordt daarom uitgegaan van een berekende golfhoogte  $H_s = 1,08$  à  $1,46$  m. De golfhoogte (en de golflengte) worden rondom de kop van de havendam, bij een waterdiepte  $> 7$  m, nog nauwelijks beïnvloed door "schoaling". Dat betekent dat voor de berekende golfperioden de golflengte tussen 20 en 30 meter zal bedragen. De door de ooggetuige geschatte waarde van 25 à 40 meter sluit dus heel goed aan bij de berekende golflengte.

### 3.3 Vergelijking van de storm van 2 en 3 april 1973 met andere stormen

In paragraaf 4 wordt de opgetreden schade tijdens de storm van 2 en 3 april geanalyseerd. Een dergelijke schade heeft zich nadien niet meer voorgedaan. De vraag is nu of de storm van 1973 zo uniek was, of dat de constructieve aanpassingen en veranderingen tot een hogere sterkte hebben geleid. Om hierover een uitspraak te kunnen doen zijn een aantal stormen uit noordelijke richting van na 1973 vergeleken met de schade-storm.

In de figuren 2 en 3 is zichtbaar gemaakt dat alleen golven uit richtingen tussen  $330^\circ$  en ongeveer  $345^\circ$  de havenmond van Oterdam ongehinderd kunnen bereiken. Gezien de orientatie van de geul is de meest ongunstige richting  $335^\circ$ . In tabel 1 is een overzicht gegeven van noordelijke stormen sinds 1973. Voor de stormen t/m 1978 is in de figuren 6 en 7 een overzicht gegeven van de windsnelheid en de windrichting op Lauwersoog. Tevens is het tijdstip van

hoogwater aangegeven. Dit is van belang omdat bij lagere waterstanden de golven die het beschadigde deel van de dam naderen door de ondiepe bodemligging in hoogte worden beperkt. De fasering van het getij t.o.v. de wind is dus van groot belang.

Bestudering van de 5 stormen die in de figuren 6 en 7 zijn weergegeven leert dat:

- gedurende de volledige storm van 2 en 3 april 1973 de windrichting onveranderlijk tussen  $320^\circ$  en  $340^\circ$  was (in totaal meer dan 27 uur aan één stuk).
- een dergelijke lange periode van windrichting tussen  $320^\circ$  en  $340^\circ$  zich eveneens heeft voorgedaan tijdens de storm van 3 en 4 januari 1976. (19 uur aan een stuk). Bij deze storm waren de windsnelheden voorafgaand aan het Hoogwater zelfs hoger dan bij de storm van 1973.
- ook tijdens de storm van 11 en 12 december 1974 is de windrichting gedurende een aanzienlijke periode van 6 uur voorafgaand aan hoogwater, aaneengesloten tussen  $340^\circ$  en  $320^\circ$  geweest. De windsnelheden waren slechts een fractie lager dan bij de storm van 2 en 3 april 1973.
- de andere beschouwde stormen, van november 1975 en november 1978 een meer variërende windrichting hebben, en een minder hoge windsnelheid. Het is daarom uitgesloten dat tijdens deze stormen de golven bij Oterdum een vergelijkbare hoogte hebben bereikt als in april 1973.

De conclusie kan dan ook zijn dat de stormomstandigheden op 2 en 3 april, voor zover op basis van de beschikbare gegevens valt te beoordelen, niet uniek zijn geweest. Hoewel de periode met constante windrichting tussen  $320^\circ$  en  $340^\circ$  uitzonderlijk lang is zijn er ook andere stormen voorgekomen waarbij deze periode voldoende lang was om binnen het afgebakende zeegebied een volgroeiende zeeegang op te wekken. Ook de fasering van het tijdstip van Hoogwater tijdens de storm is niet uniek voor de storm van 1973.

#### 4. Analyse van de schade tijdens de storm van 2 en 3 april 1973

##### 4.1 Beschrijving van de schade

Voor de beschrijving van de schade wordt gebruik gemaakt van het ooggetuigenverslag van dhr. Lenselink [1] en van later door hem verstrekte aanvullende informatie.

Tijdens de storm is de schade niet waargenomen, of althans niet gemeld. Dit is niet zo verwonderlijk als het wel lijkt. Het ooggetuige verslag betreft de

periode rondom hoogwater, tijdens de piek van de storm. In de schuimende massa water op het talud is het voor iemand die er niet op bedacht is niet eenvoudig om het omhoog komen van blokken waar te nemen. Volgens dhr. Lenselink (in 1985) is het zeer goed mogelijk dat na zijn bezoek van 3 april er gedurende enkele dagen niemand op de afgelegen Oostdam is geweest. Het is dus niet te achterhalen in welke fase van de storm de schade is ontstaan. Het is echter waarschijnlijk dat de schade omstreek hoogwater is ontstaan (\* 11.00 u op 3 april)

De schade laat zich als volgt beschrijven:

- Door tellingen van verplaatste blokken op foto's van de schade zone's is komen vast te staan dat ca. 300 blokken waarneembaar zijn verplaatst. Er wordt verondersteld dat verplaatsingen van meer dan 1 cm, omhoog of omlaag op de foto's kunnen worden waargenomen.
- Van bovengenoemde ca 300 blokken zijn er 20 volledig uit het talud gekomen. Al deze blokken werden na de storm, onbeschadigd op de overgang van talud naar vóóroever teruggevonden.
- In figuur 4 is het aantal verplaatste blokken uitgezet als functie van de plaats op het talud. Daarbij is geen onderscheid gemaakt tussen blokken die omhoog en blokken die omlaag zijn gekomen. Onder meer daardoor is het niet mogelijk om het aantal op zichzelf staande plaatsen van schade te bepalen en aldus onderscheid te maken tussen initiële schade en vervolgschade.
- In de omgeving van de plaatsen waar een blok volledig uit het talud was gekomen is uitspoeling van mijnsteen en grind uit de onderlagen opgetreden. In "horizontale" zin strekte zo'n gebied van uitspoeling zich uit over ca 2 à 3 m breedte in de zone tussen het gat en de overgang van de blokken glooiing en het asfalt. Op enkele plaatsen was ook het asfalt ondermijnd. Vanaf de plaats van schade het talud afgaand is geen uitspoeling opgetreden. In "vertikale" zin was de uitspoeling beperkt tot een diepte van 5 à 10 cm. In het algemeen is het ondermijnde talud verzakt, echter in enkele gevallen zijn vrije overspanningen opgetreden.

Het is opvallend hoe gedetailleerd de opgetreden vervolgschade overeenkomt met de in bijlage 1 gepresenteerde schade die is opgetreden tijdens een recent Deltagoot onderzoek bij het Waterloopkundig Laboratorium, op een gelijksoortige talud-verdedigingsconstructie onder loodrechte golfaanval.

#### 4.2 Verklaring van de schade

##### 4.2.1 Via $H/\Delta D$ v.s. $\xi$ -diagram

Op basis van modelonderzoek is het mogelijk gebleken om voor glooiingen met "losse blokken" een relatie te bepalen tussen de sterkte parameter  $H_s/\Delta D$  en de brekerparameter  $\xi$ . Vooral het gebied  $1 < \xi < 2,5$  is goed onderzocht, op grote schaal, voor constructies bestaande uit een toplaag van betonblokken op een onderlaag van grind of soortgelijk granulaair materiaal.

In figuur 8 is de gevonden schadelijn voor een talud  $i : 3$  [3] weergegeven. Al het uitgevoerde onderzoek had betrekking op loodrechte golfaanval. Voor scheve golfaanval is de belasting op het talud waarschijnlijk anders dan bij loodrechte aanval. Recent is door R. Stive [4] een bureaustudie uitgevoerd naar de invloed van scheve golfaanval op de belasting. Voor golfoploop en golfterugloop vond Stive een reductie-factor  $\cos\psi$ , waarin  $\psi$  de hoek is tussen de golfkam en de as van het talud. In de beschouwde situatie naderen de golven de dam onder een hoek  $\psi = 45^\circ$ , waardoor de reductiefactor wordt  $\cos 45^\circ = 0,71$ . Deze theorie is echter nog niet afdoende geverifieerd en is ook nog niet uitgeschreven voor de quasistatische uitwendige golfdruk. Daarom zal deze theorie hier niet zonder meer worden toegepast.

Om de invloed van het scheef invallen van de golven te verdisconteren kan ook worden aangenomen dat de golven die onder een hoek  $\psi = 45^\circ$  de beschouwde sectie van de havendam naderen volledig refracteren. Hierdoor neemt de golfhoogte af met een factor  $\frac{H_i}{H_o} = \frac{\cos \psi_o}{\cos \psi_i} = \sqrt{\cos 45^\circ} = 0,84$

Bij gebrek aan een betere oplossing wordt aangenomen dat de golfhoogte reductiefactor tussen beide waarden in zal liggen d.w.z.  $\approx 0,78$ .

Met de in het ooggetuigenverslag genoemde waarde voor de golfhoogte van  $H_s = 1,0$  à  $1,5$  m en de in paragraaf 3.2 berekende waarden van  $H_s = 1,08$  à  $1,46$  m wordt de herleide loodrechte golfbelasting op het beschouwde dijkvak:

$H_s$ (m)	$T_p$ (s)	$\frac{H_s}{\Delta D}$ (-)	$\xi_{0,1}$ (-)
0,85	4,2	3,15	1,72
1,15	4,6	4,25	1,74

Uit fig. 8 blijkt dat bij de golf  $H_s = 0,85$  m de constructie op de rand van schade zit, terwijl bij  $H_s = 1,15$  m er een duidelijke overschreiding van de schadelijn optreedt.

#### 4.2.2 Via vergelijking met drukmetingen PROVO-onderzoek

In 1984 is in de Deltagoot van het Waterloopkundig Laboratorium een onderzoek uitgevoerd op schaal 1:1 ter bepaling van de sterkte van de dijken rondom de Oosterschelde [5]. Daarbij is onder meer een glooing van betonblokken op een uitvullaagje op mijnsteen beproefd. Het talud was geïnstrumenteerd met drukopnemers ter bepaling van de belasting aan boven en onderzijde van de betonblokken.

In figuur 9 is de drukregistratie weergegeven van een proef waarvan de golfkondities sterk overeenkomen met die tijdens de schadestorm in Oterdum. (Proef P07).

Een dwarsdoorsnede van de beproefde constructie en de posities van de drukopnemers DRO 1 tm DRO 24 zijn weergegeven in figuur 10.

Uit de drukregistraties is af te leiden dat het maximale verschil in de druk van DRO 1 en DRO 7 juist voldoende is om een los blok te laten bewegen. Hetzelfde geldt voor het verschil tussen DRO 5 en DRO 11. De tussen gelegen paren drukopnemers geven aan dat ter plaatse de glooing potentiëel instabiel was, d.w.z. dat het drukverschil voldoende is om het blok in beweging te brengen. Op basis van deze meetgegevens kan worden gekonkludeerd dat in Oterdum de glooing tussen ca 1 m en ca 0,50 m onder het stilwaterniveau potentiëel instabiel is geweest.

Tijdens de maximale waterstand (NAP + 2,94 m) liggen in dit interval de rijen 3, 4 en 5 en 6 (zie figuur 4) Dit zijn exact de rijen waar de grootste schade is opgetreden. De schade die hoger op het talud, op de rijen 1 en 2 is opgetreden moet worden aangemerkt als vervolgschade. De schade op lagere niveau's, rij 7, zal zijn opgetreden bij een wat lagere waterstand.

Het is verrassend om te zien hoe exact de model metingen en de waarnemingen in Oterdum bij elkaar aansluiten.

#### 4.2.3 Via analytische stabiliteits berekeningen

Met behulp van een analytische berekeningsmethode kan voor de beschouwde situatie vrij eenvoudig de stabiliteit van de konstruktie worden geverifiëerd.

Gezien het betrekkelijk grote aantal constructie-parameters en belastings-parameters dat niet exact bekend is, en die dus alleen bij benadering bekend zijn, is het niet te verwachten dat de resultaten van een numerieke berekening met het mathematische model STEENZET tot een betrouwbaarder resultaat leidt dan de hier gepresenteerde analytische berekening.

Volgens de analytische methode van Wolsink [6] is een steenzetting in het gebied rondom het golfteruglooppunt potentieel instabiel als:

$$\left[ \frac{\lambda}{2 \cdot \operatorname{tg} \alpha \cdot \operatorname{tg} \beta} \left( -e^{\frac{(\operatorname{tg} \alpha \cdot \operatorname{tg} \beta \cdot H_b)}{\lambda}} + 1 \right) + \frac{\lambda}{2} \right] \cdot \left( -e^{\frac{(-2, z_1)}{\lambda}} + 1 \right) > \Delta \cdot d \cdot \cos \alpha \quad (1)$$

De in deze formule gebruikte parameters worden in het navolgende besproken en de waarde ervan zal worden afgeschat.

$\alpha$  = taludhelling  $\approx 16^\circ$  ( $\tan \alpha \approx 1/3,5$ )

$\beta$  = hoek tussen het front van de drukkenfiguur juist voor breken en de vertikaal.

Vanzelfsprekend wordt voor de schatting van deze hoek gebruik gemaakt van de drukregistraties van proef 07 uit het PROVO onderzoek. In figuur 9 zijn de geregistreeerde drukken gepresenteerd. In figuur 10 is voor het meest ongunstige tijdstip de drukkenfiguur getekend. Dan blijkt dat  $\beta = 45^\circ$ .

$H_b$  = het verschil tussen de maximale (quasi-statische) stijghoogte onder de brekende golf en het niveau waarop het drukfront het talud snijdt. (zie figuur 10). In dit geval geldt  $H_b = 1,0$  m.

$z_1$  = (volgens de definities van Wolsink [6]) het verschil tussen het frea-tisch niveau in het filter en het niveau waarop het drukfront het talud snijdt. In dit geval geldt  $z_1 = 0,5$  m.

$\lambda$  = lek lengte =  $\sin \alpha \cdot \sqrt{\frac{k \cdot b \cdot d}{k'}}$  waarin, (2)

$k'$  = doorlatendheid van de toplaag.

$$= \frac{s \cdot (B+L)}{B \cdot L} \cdot (k_{iu}^{-2} + k_w^{-2} + k_{TA}^{-2})^{-1/2}$$

$s$  = spleetbreedte = 0,001 m



$$B = L = 0,50 \text{ m}$$

$$k_{iu} = n \cdot \sqrt{\frac{g \cdot d}{0,725}} = 0,4 \cdot \sqrt{\frac{9,81 \cdot 0,20}{0,725}} = 0,66$$

$$k_w = 18 \log\left(\frac{6s}{k_{nik}}\right) \cdot \sqrt{1/2s} = 18 \log\left(\frac{6 \cdot 0,001}{0,5 \cdot 10^{-3}}\right) \cdot \sqrt{1/2 \cdot 0,001} = 0,43$$

$$k_{TA} = \pi \cdot \sqrt{\frac{d}{2s}} \cdot \sqrt{4 \cdot g \cdot n^5 \cdot D_{10f}}$$

$$= \pi \cdot \sqrt{\frac{0,20}{2 \cdot 0,001}} \cdot \sqrt{4 \cdot 9,81 \cdot 0,4^5 \cdot 5 \cdot 10^{-3}} = 1,41$$

de berekening, van de turbulente doorlatendheid van de toplaagte leidt hiermee tot  $k = 0,0014$

$k$  = doorlatendheid van de onderlaag. Hier doet zich het probleem voor dat de onderlaag bestaat uit mijnsteen waarover een laag grind van 0,10 m is aangebracht. Voor de doorlatendheid (en ook voor de dikte) van de onderlaag moet dus een keuze worden gemaakt tussen een beschouwing waarin alleen het grind een rol speelt en een beschouwing waarin de rol van de mijnsteen wordt betrokken.

Van de toegepaste mijnsteen is weinig bekend; daarom wordt voor de doorlatendheid aangehouden de doorlatendheid van de mijnsteen uit het PROVO onderzoek  $k_{\text{mijnsteen}} = 7 \cdot 10^{-3} \text{ m/s}$ .

De turbulente doorlatendheid van grind wordt berekend met  $k_{\text{grind}_T} = \sqrt{4 \cdot g \cdot n^5 \cdot D_{10f}} = 4,5 \cdot 10^{-2} \text{ m/s}$ . Voor de bepaling van de leklengte moet deze doorlatendheid worden gelineariseerd via  $k_{\text{lam}} = k_{\text{turb}}/\sqrt{i}$ . Voor een geschatte optredende  $i = 0,30$  wordt de gelineariseerde laminaire doorlatendheid van grind brekend als  $k_{\text{grind}_L} = 82 \cdot 10^{-3} \text{ m/s}$ .

De doorlatendheid van het grind is dus veel groter dan die van mijnsteen. De mijnsteen wordt daarom ondoorlatend verondersteld.

Dus  $k = 8,2 \cdot 10^{-2} \text{ m/s}$ .

$b$  = dikte van de onderlaag = dikte grindlaag = 0,10 m.

De leklengte  $\lambda$  wordt nu met (2) berekend als

$$\lambda = 0,30 \text{ m}$$

met  $\Delta = 1,35$  wordt nu met vergelijking (1) de stabiliteit bepaald.

linkerlid  $v_{gl} (1) = 0,46 \text{ m}$

rechterlid  $v_{gl} (1) = 0,26 \text{ m}$

Het is duidelijk dat de grens voor potentiële instabiliteit ruimschoots door de belasting wordt overschreden. Voordat, en nadat onder invloed van deze belasting een steen met een bepaalde snelheid gaat bewegen worden er krachten gemobiliseerd die deze beweging belemmeren. Door Kleiner Breteler [7] zijn voor deze tegenwerkende krachten analytische uitdrukkingen afgeleid. Voor het ontstaan van schade wordt er, enigszins arbitrair, vanuit gegaan dat het beschouwde blok in 1/2 sec over 0,2 d omhoog moet komen. De afgeleide sterkte factoren worden dan:

- voor wrijving  $\gamma_a = 1,12$
- voor toestroming  $\gamma_b = 1,40$  (Hierbij wordt de doorlatendheid van mijnsteen wél betrokken; bij alleen een grindlaagje van 0,1 m zou gelden  $\gamma_b \approx 4$ , hetgeen irreëel is).
- voor traagheid  $\gamma_c = 1,15$
- voor aanstroming  $\gamma_d = 1,0$
- voor de invloed van twee-dimensionale stroming in het filter, bij een bewegend blok  $\gamma_e = 1,0$

Door deze factoren wordt de sterkte een factor 1,67 hoger dan de sterkte door alleen eigen gewicht.

Onder de veronderstelling dat er geen klemkrachten tussen de blokken aanwezig zijn geldt dat de geschematiseerde belasting ook de berekende verhoogte sterkte overschrijdt.

Beschouwing van de verschilddruk tussen DRO 4 en DRO 7 tijdens proef 07 het PROVO onderzoek leert dat de daar gemeten belasting maximaal ca 1,5 maal de benodigde belasting voor potentiële instabiliteit bedraagt. Dit betekent dat de geschematiseerde belasting (golffront onder  $45^\circ$ ) in combinatie met de analytische berekening van de verschilddruk tot vrijwel hetzelfde resultaat leidt als de metingen uit het PROVO onderzoek.

De meest belaste blokken tijdens Hoogwater bevinden zich op de rijen 3 en 4. Dit sluit goed aan bij het waargenomen schadebeeld (figuur 4).

Opmerking

Zoals uit vergelijking (1) blijkt is de belasting van een zetting afhankelijk van de lek lengte  $\lambda$ . In het PROVO onderzoek is op een directe wijze de lek lengte van de constructie bepaald. De gemeten lek lengte varieerde tussen  $0,5 < \lambda < 1,0$ . Wanneer in vgl (1) een gemiddelde waarde van  $\lambda = 0,75$  wordt gesubstitueerd wordt de belasting volgens het linkerlid berekend op 0,58 m. Deze situatie is dus ongunstiger dan voor de eerder berekende lek lengte.

5. Genomen maatregelen en beoordeling van de effectiviteit

Om in de toekomst soortgelijke schade te voorkomen zijn na het herstel van de schade gaten  $\phi$  32 mm geboord in het hart van de blokken in de meest aangeval- len zone.

Volgens de berekeningsmethode uit [8] wordt hierdoor de doorlatendheid verhoogd tot  $k' = 0,0020$  m/s.

Zonder gaten met spleten $s = 0,001$ m	Met gaten $\phi$ 0,032 m met spleten $s = 0,001$ m
$k_w = 0,43$	$k_w = 0,53$
$k_{iu} = 0,66$	$k_{iu} = 0,66$
$k_{Ta} = 1,41$	$k_{Ta} = 1,26$
$k'_{tot} = 0,0014$	$k'_{tot} = 0,0020$
$\lambda = 0,30$	$\lambda = 0,25$
$\Delta h = 0,46$ mwk	$\Delta h = 0,41$ mwk

De lek lengte wordt hierdoor kleiner  $\lambda = 0,25$  m en de maximale belasting onder de gegeven omstandigheden loopt terug tot  $\Delta h = 0,41$  mwk.

Het is zonder meer duidelijk dat de overdrukken door het boren van gaten worden gereduceerd. De berekende reductie is echter niet spectaculair. Het boren van gaten is in de beschouwde situatie dan ook zeker geen afdoende middel ter voorkoming van schade in de toekomst.

## 6. Conclusies

In het onderstaande worden een aantal conclusies geformuleerd op basis van de uitgevoerde schade-analyse.

- 1) De geobserveerde en de berekende golfkondities stemmen goed overeen. Er kan worden aangenomen dat rond het tijdstip van hoogwater op 3 april 1973 golven met  $H_s = 1,0 \text{ à } 1,5 \text{ m}$ , uit een richting  $337,5^\circ \text{ N}$  vrijwel ongehinderd door diffractie in de haven zijn binnengedrongen.
- 2) Voor zover valt af te leiden uit de wind- en waterstandsgegevens was de storm van april 1973 niet uniek. Zeker nog éénmaal daarna is een storm opgetreden met grotere windsnelheden uit dezelfde richtingsector bij een meer extreme waterstand. Het is mogelijk dat zich tijdens deze storm dezelfde of hogere golfkondities hebben voorgedaan op het beschouwde damvak. Zeker is dit echter niet. Het binnendringen van golven in de havenmond, zonder diffractie effect van de Oostdam in combinatie met een minimaal diffractie effect van de Westdam doet zich slechts voor binnen een zeer nauw golfrichtings interval.
- 3) De oriëntatie van de havenmond, juist in de richting waaruit de grootste golven kunnen komen moet als ongelukkig worden beoordeeld.
- 4) Bij de berekende hydraulische randvoorwaarden kan de opgetreden schade zowel op basis van de gangbare  $H/\Delta d - \xi$  relaties, als op basis van metingen in grootschalig modelonderzoek, evenals op basis van een analytische stabiliteitsberekening volledig worden verklaard.  
Er is dan ook geen reden om te veronderstellen dat constructiefouten verantwoordelijk zijn geweest voor de schade. De analyse toont aan dat over een breed front de belasting de (losse blok) sterkte heeft overschreden.
- 5) Het beschouwde constructietype wordt veelvuldig in Nederland toegepast op dijken met vergelijkbare of zwaardere hydraulische randvoorwaarden. De beschreven uitgebreide schade is echter uniek. Blijkbaar onderscheid het beschouwde damvak zich van ogenschijnlijk gelijkwaardige constructies. Het ligt voor de hand om het unieke van dit schadegeval te relateren aan

het feit dat de constructie nog slechts enkele maanden oud was toen hij belast werd door extreme golfaanval. Een toename van de sterkte in de loop der tijd zou verklaren waarom in het algemeen betrekkelijk weinig schade optreedt aan dit type constructie. Een toename van de sterkte kan worden veroorzaakt door:

- Mobiliseren van klemkrachten in de toplaag.
- Verwering, of vermenging van de onderlagen waardoor de doorlatendheid daarvan afneemt.

Een onderzoek naar deze processen voor de dam te Oterdum kan hierover duidelijkheid verschaffen.

- 6) Het boren van gaten ( $\phi$  32 mm) in de betonblokken reduceert de belasting van de toplaag met ca 10 à 15%. In de beschouwde situatie is dit echter onvoldoende om de stabiliteit van de constructie te garanderen.
- 7) Het feit dat door de geboorde gaten blijkbaar geen grote hoeveelheden granulaair materiaal uit de onderlagen zijn uitgespoeld geeft een verificatiemogelijkheid voor het op dit proces gerichte onderzoek.

## LITERATUUR

1. Rapport schade aan betonblokkenglooiing  
dhr. Lenselink  
Rijkswaterstaat, Directie Groningen  
November 1973
2. Jaarboek der waterhoogten (1973 t/m 1983)  
Rijkswaterstaat, Directie Waterhuishouding en Waterbeweging.  
1973 t/m 1983
3. Taludbekleding van gezette steen  
Grootschalig Gidsonderzoek  
Waterloopkundig Laboratorium, M1795/M1881 deel IX  
December 1983
4. Scheve golfaanval op taluds bij regelmatige golven  
Waterloopkundig Laboratorium  
M1881-24  
juli 1985 (Concept)
5. Sterkte Oosterscheldedijken onder geconcentreerde golfaanval  
Waterloopkundig Laboratorium  
M2036  
maart 1985
6. Analytisch rekenmodel voor stromingen door en onder een gezette dijksbe-  
kleding  
G.M. Wolsink  
Oktober 1984  
(Opgenomen M1795/M1881 deel XI)
7. Stabiliteit topklaag zonder inklemming of interlocking  
M. Klein Breteler  
Waterloopkundig Laboratorium  
Nota M1881-05  
December 1984

LITERATUUR (vervolg)

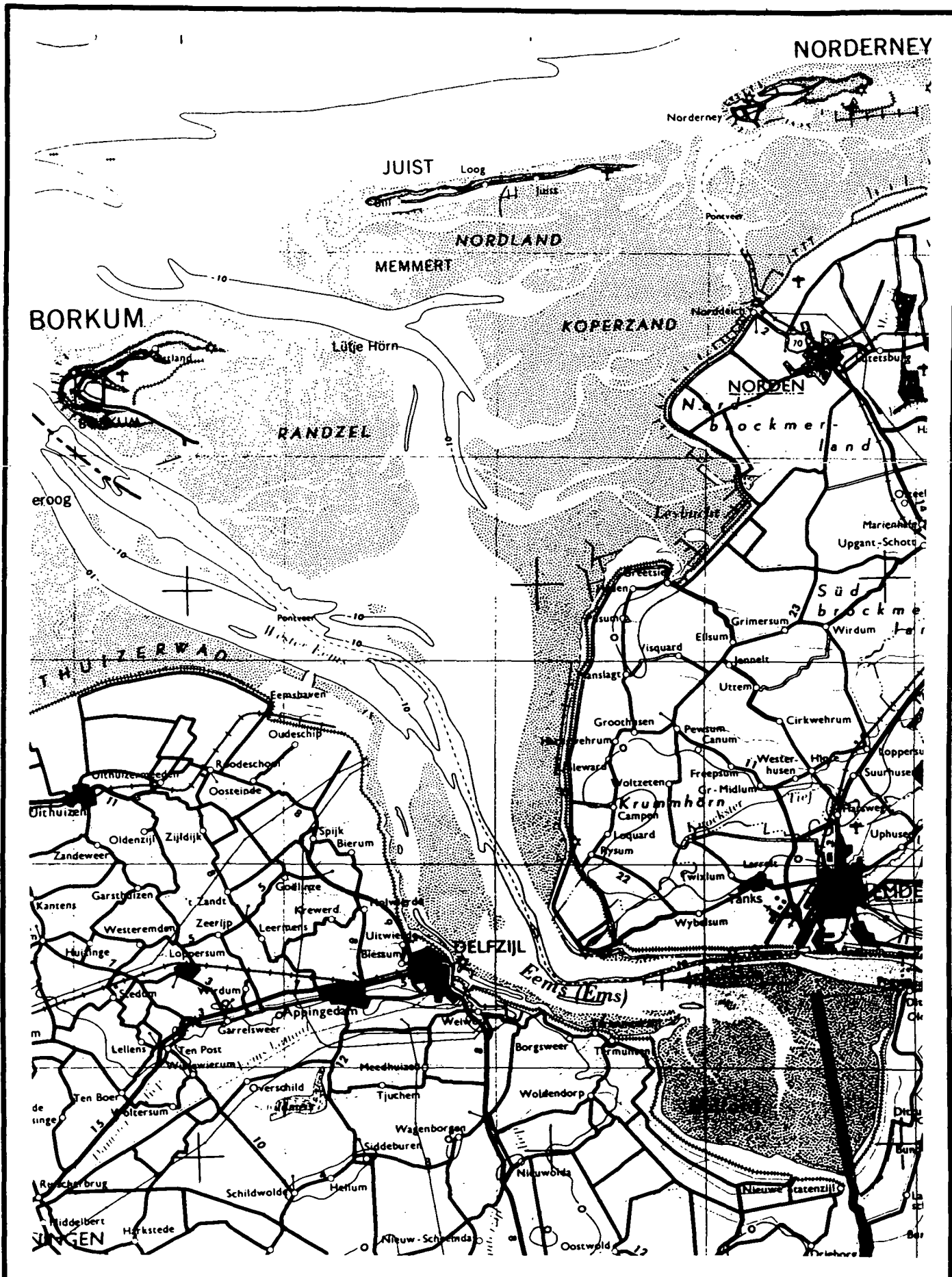
8. Taludbekleding van Gezette steen  
Overzicht onderzoek 1980-1984  
Waterloopkundig Laboratorium, Laboratorium voor Grondmechanica  
M1795/M1881 deel XV
  
9. Shore Protection Manual

Datum en tijd	windrichting (° t.o.v. Noord)	windsnelheid (m/s)	hoog-water	
			tijd	stand (cm t.o.v. NAP)
02/04/'73 18h - 3/4/'73 21h	330°	18 m/s (00 tot 13h)	00.54 10.50	+ 272 + 286
11/12/'74 13h - 21h (23h)	010° + 340° (330°)	19 + 17 m/s (15 m/s)	22.18	+ 285
21/11/'75 23h - 22/11/'75 01h	350° à 360°	14 à 16 m/s	01.07	+ 265
03/01/'76 18h - 4/1/'76 05h	320° - 330° - 340°	22 + 16 + 15 m/s	00.05	+ 435
27/11/'78 20h - 28/11/'78 08h	350° + 020°	14 - 16 m/s	22.10	+ 182
19/04/'80 10h - 19/4/'80 12h (24h)	350° - 330° (330°)	16 + 14 m/s (14 m/s)	19/4 14.30 20/4 02.55	+ 281 + 307
03/12/'80 03h - 07h	340° + 020°	15 + 17 m/s	07.50	+ 230
19/01/'83 12h - 17h	340° à 360°	18 - 17 - 16 m/s	14.42	+ 238
27/11/'83 13h - 18h	340° à 350°	15 - 17 - 16 m/s	17.39	+ 228
10/12/'83 03h - 08h	10° - 360°	16 - 17 - 14 m/s	03.34	+ 220

Bron [2]

tabel 1 Noorder-stormen gecombineerd met hoge vloedstanden nabij Delfzijl sinds 1973.



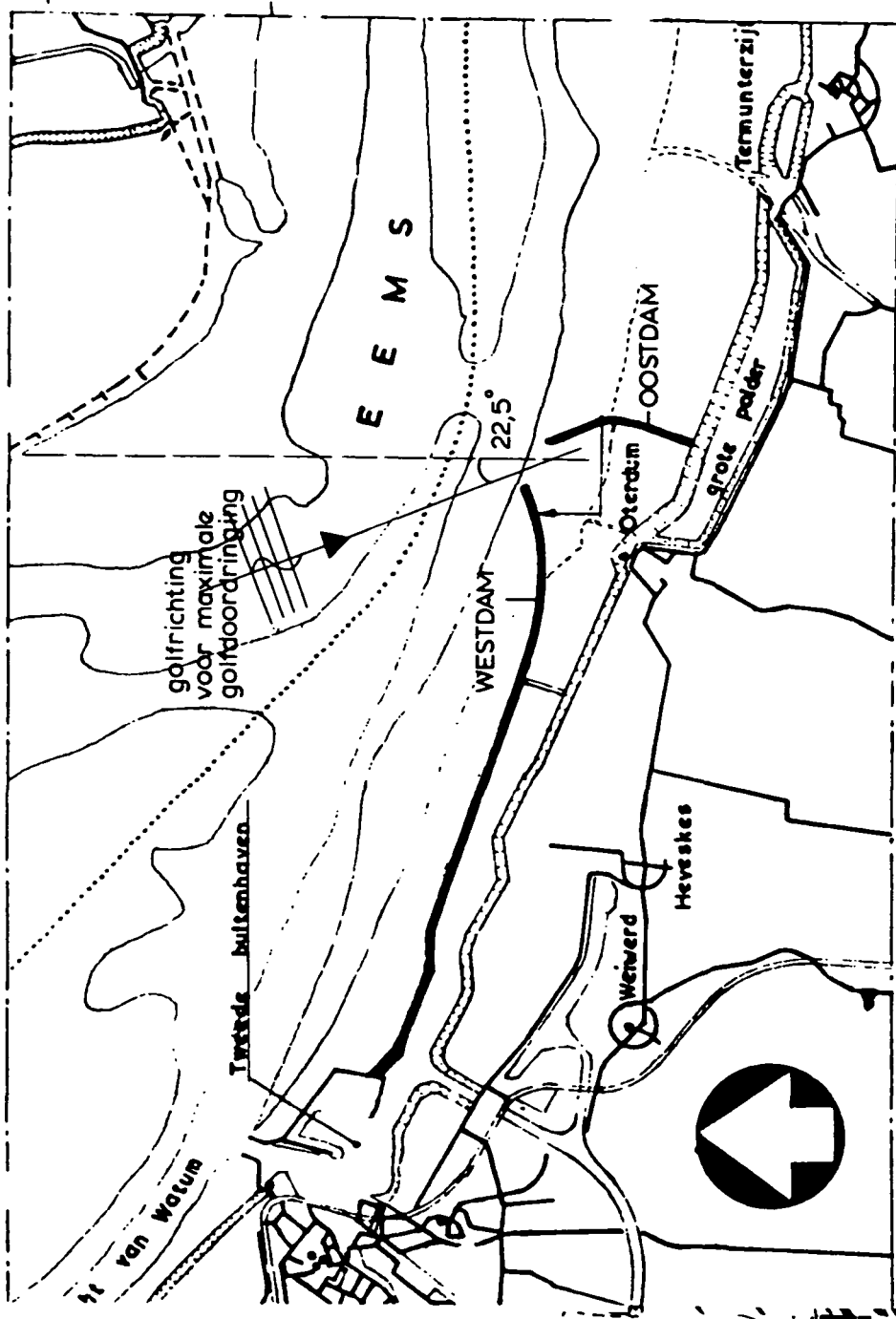


SITUATIE EEMS-DOLLARD GEBIED EN  
OOSTELIJKE WADDENZEE

SCHAAL 1:250.000

WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM

M 1881-25 FIG. 1

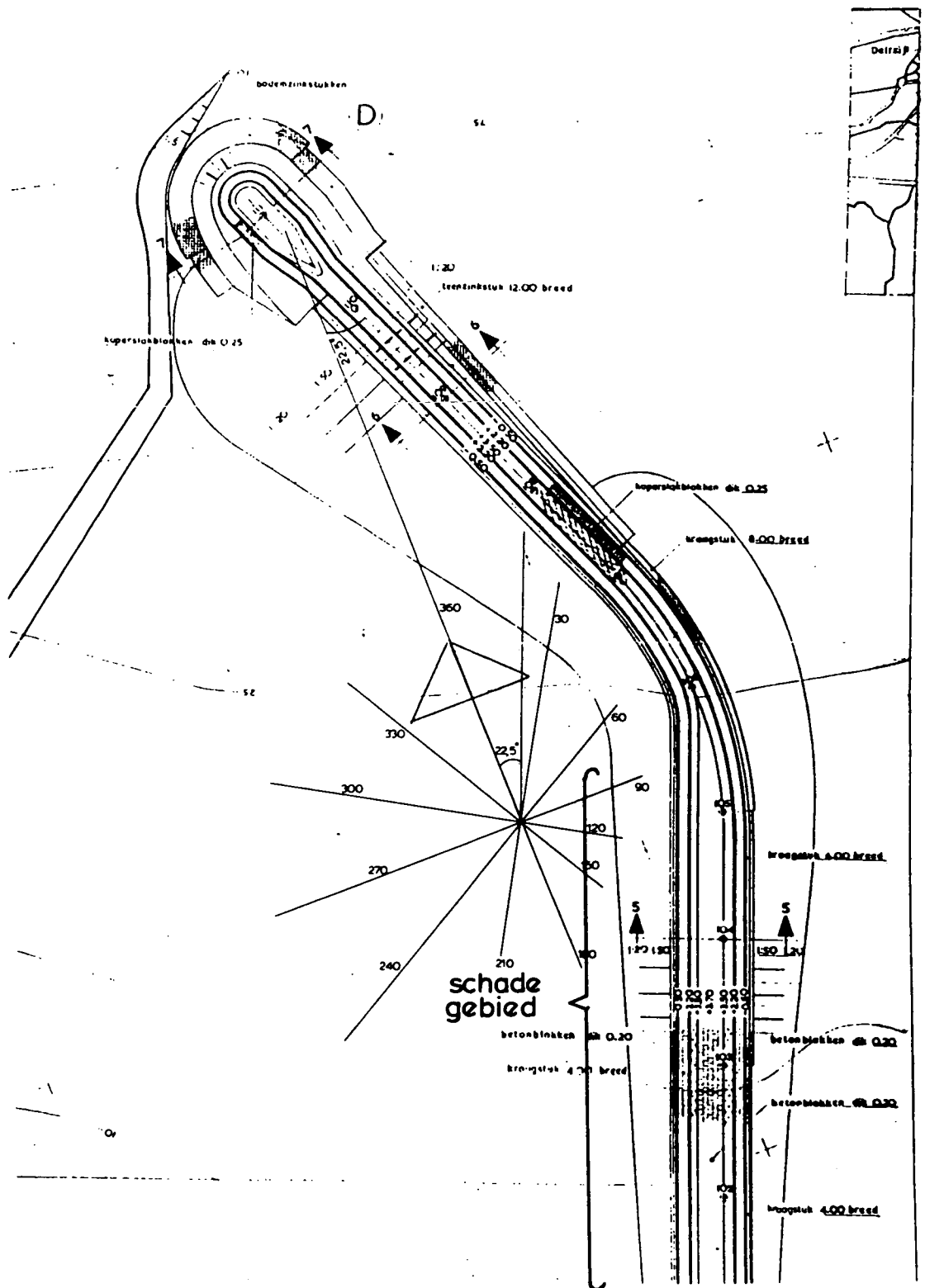


LAY-OUT HAVENMOND DELFZIJL TE OTERDUM

SCHAAL 1:50.000

WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM

M 1881-25 FIG. 2

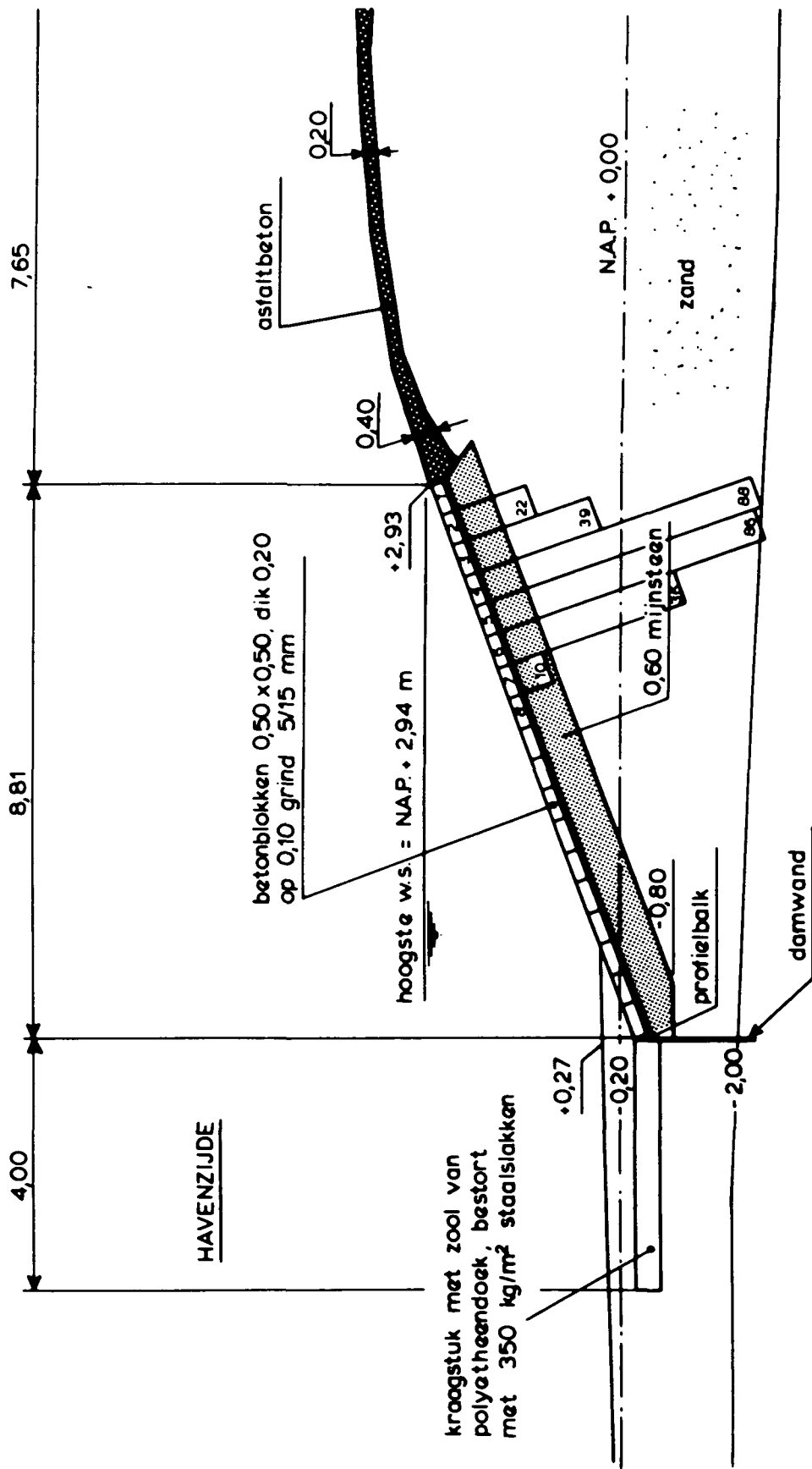


OOSTDAM HAVENMOND OTERDUM

SCHAAL 1:5000

WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM

M 1881-25 FIG. 3



maten in m.

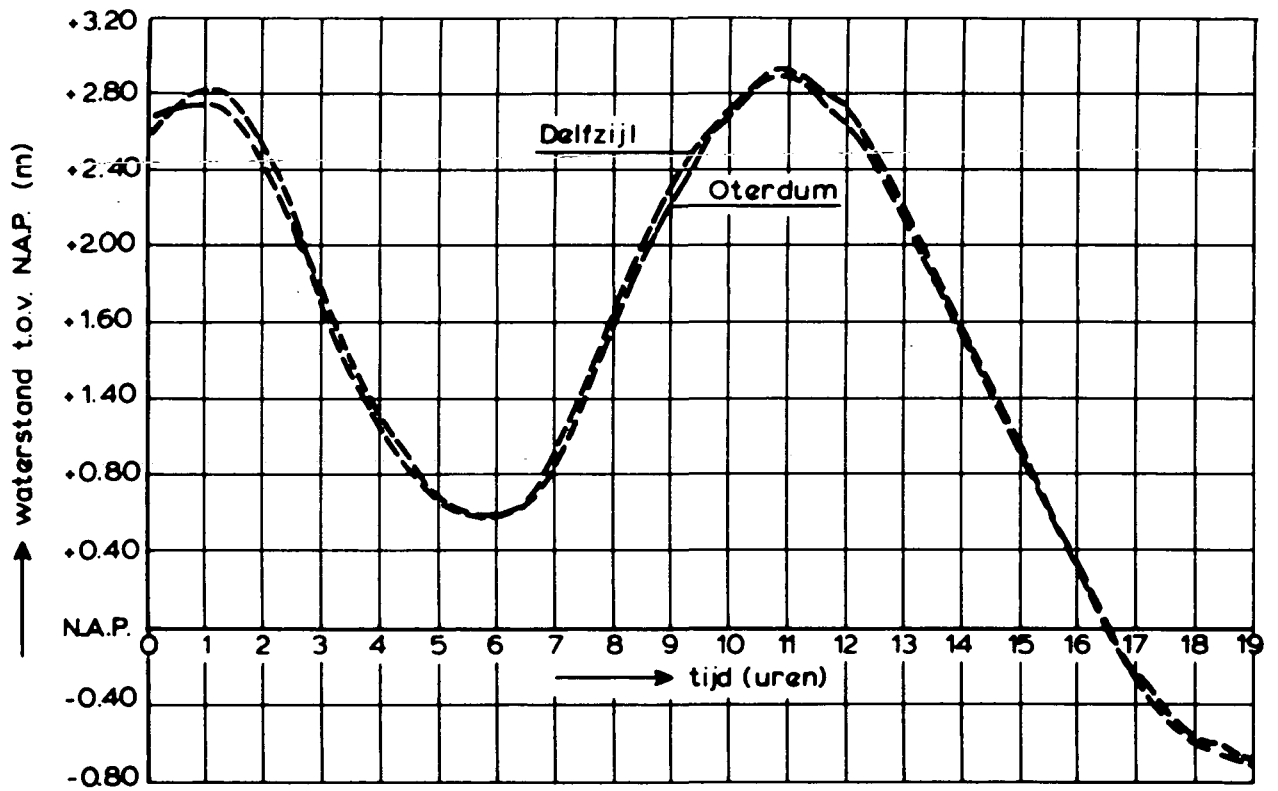
DWARSDOORSNEDE STEENZETTING OOSTDAM,  
OTTERDUM

$\cot \alpha = 3$

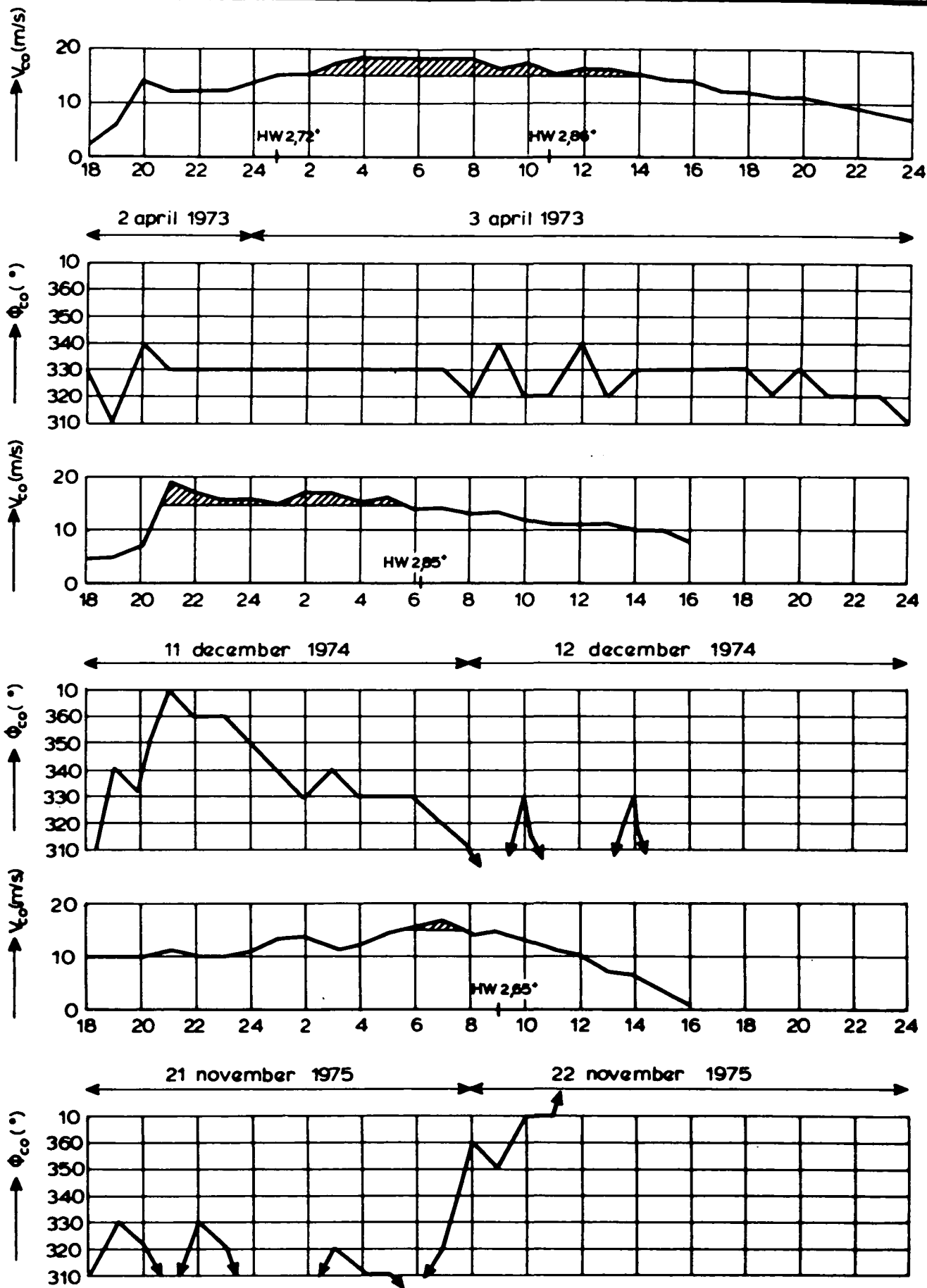
SCHAAL 1:100

WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM

M 1881-25 FIG. 4



VERLOOP WATERSTAND TE OTERDUM EN DELFZIJL  
 OP 3 APRIL 1973



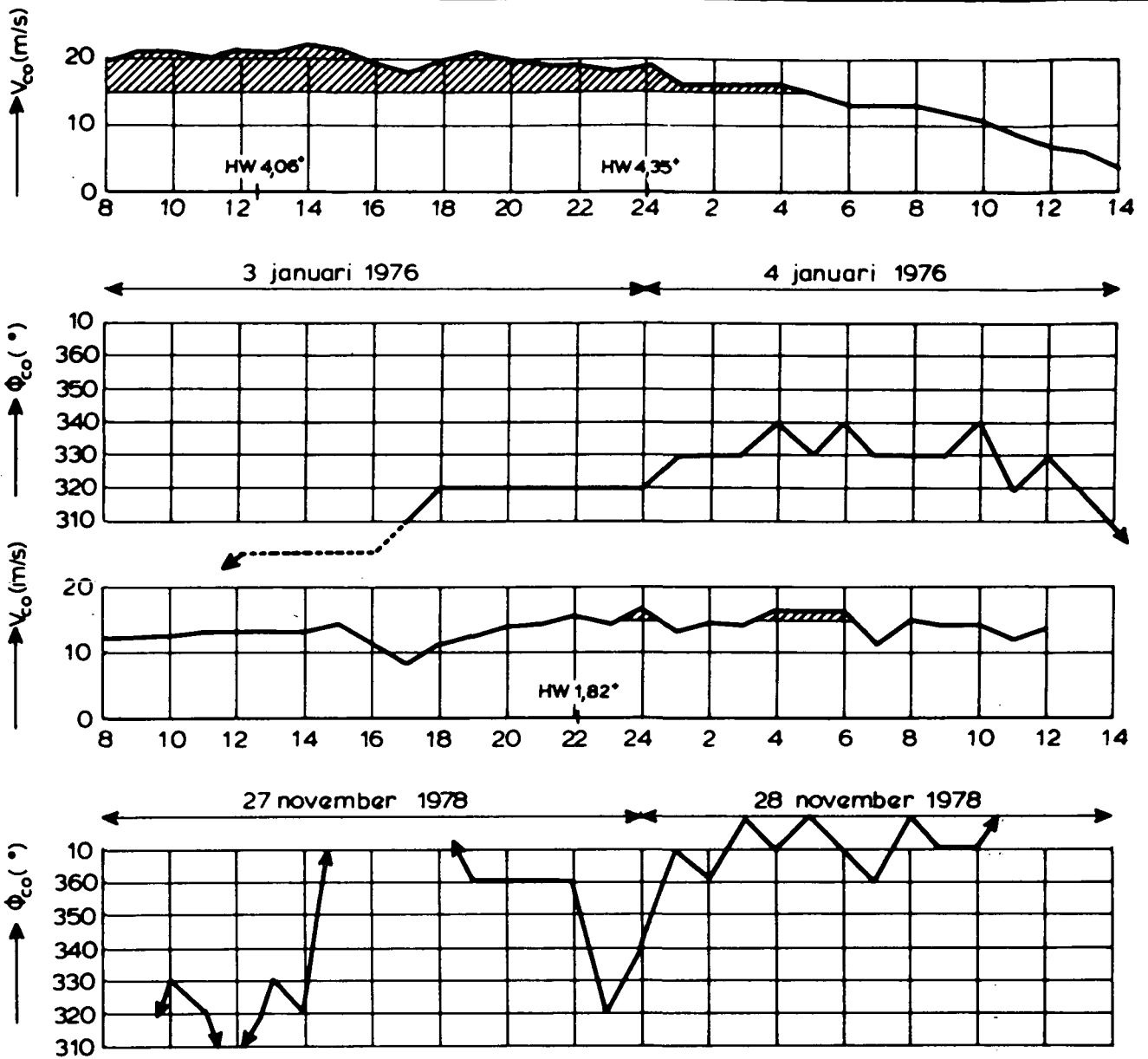
VERLOOP WINDSNELHEID EN WINDRICHTING VOOR  
ENKELE NOORDER-STORMEN

BRON [2]

METINGEN: LAUWERSOOG

WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM

M 1881-25 FIG. 6



VERLOOP WINDSNELHEID EN WINDRICHTING VOOR  
ENKELE NOORDER-STORMEN

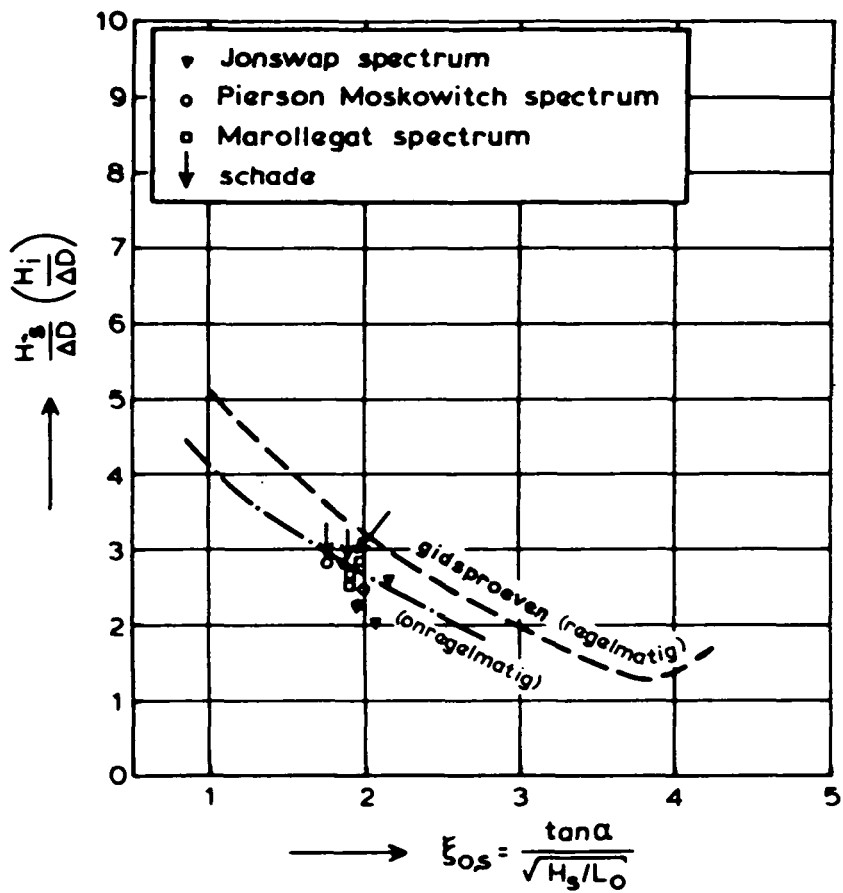
BRON [2]

METINGEN: LAUWERSOOG

WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM

M 1881-25

FIG. 7



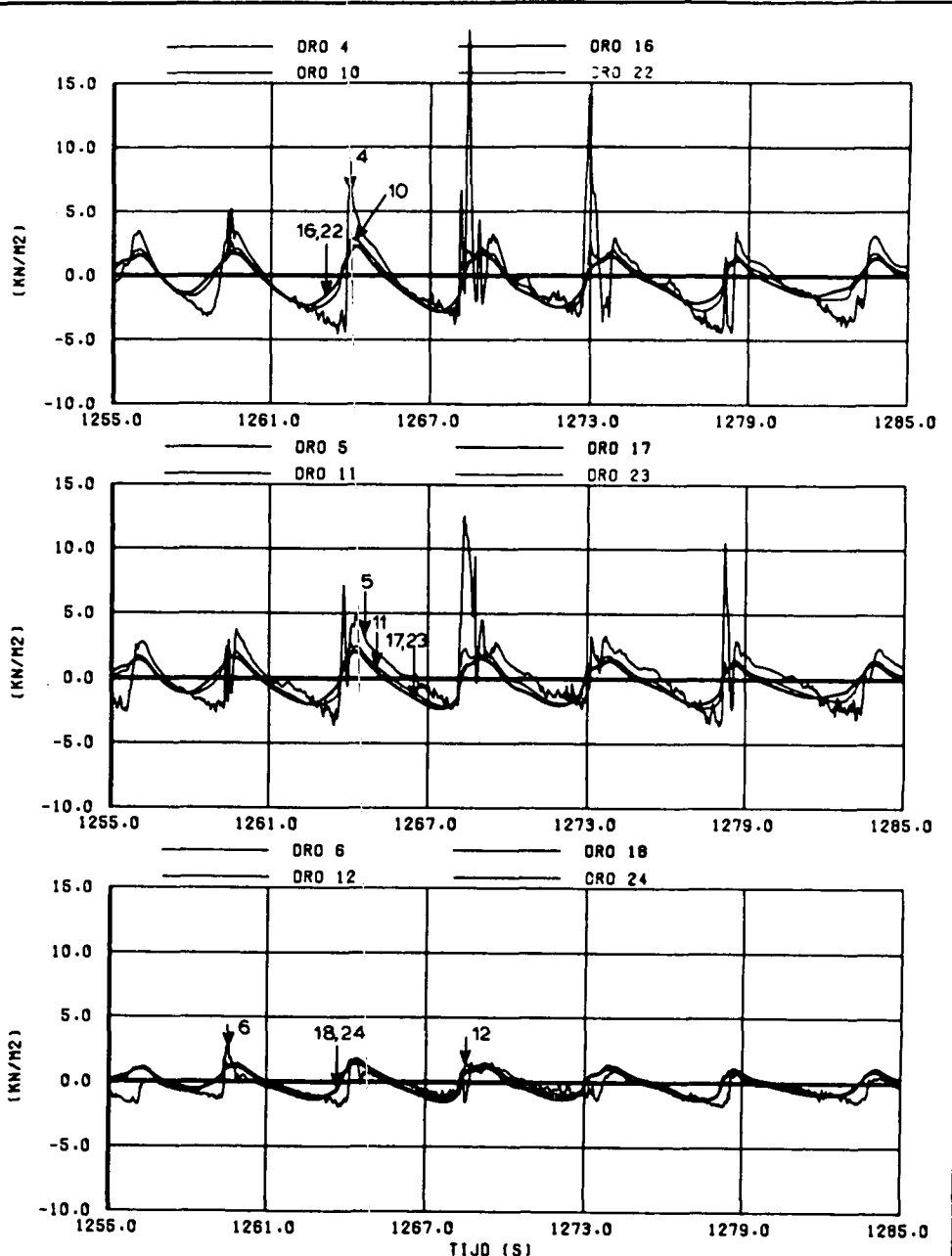
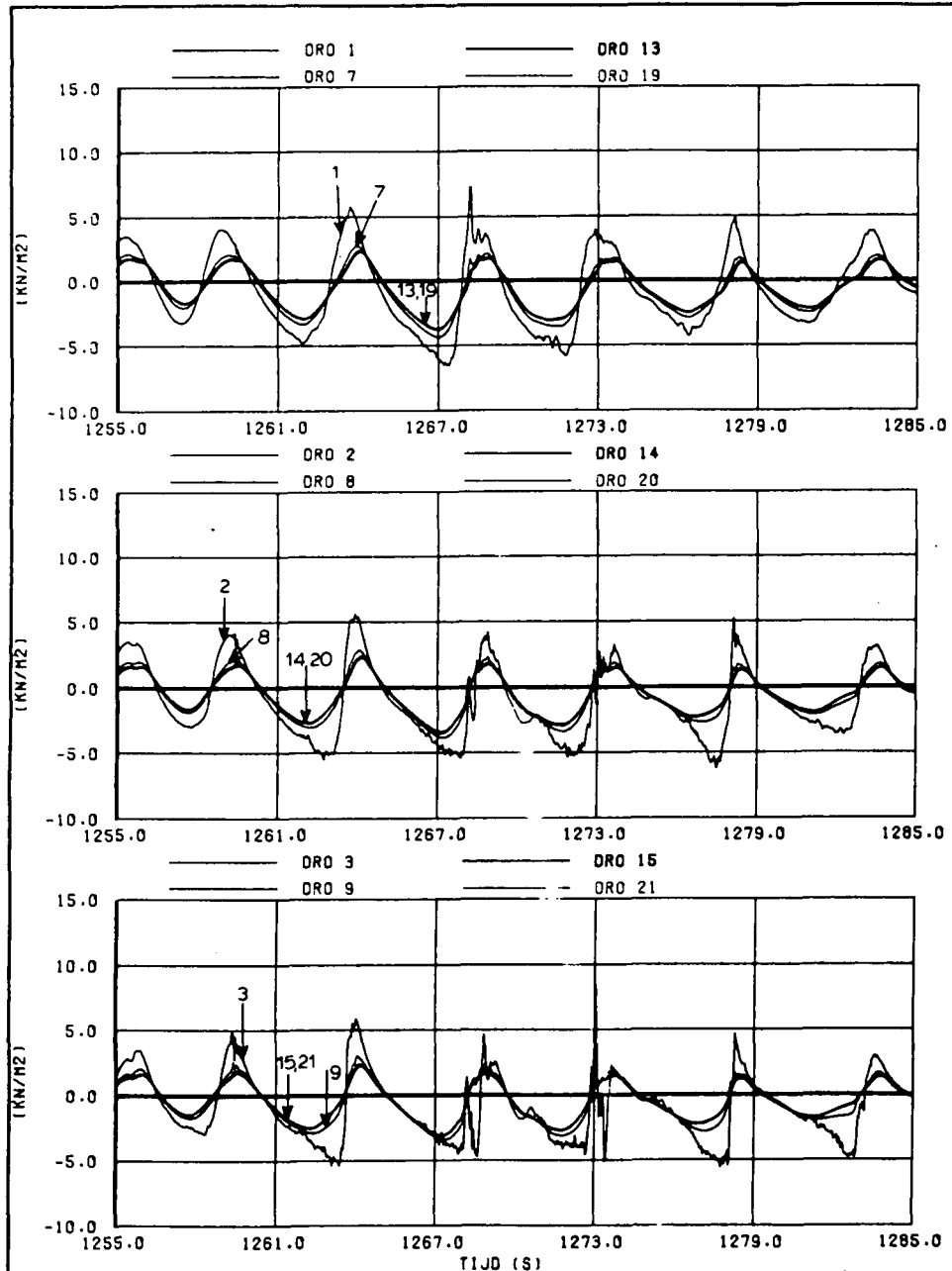
STABILITEIT STEENZETTING VOOR REGELMATIGE EN ONREGELMATIGE GOLVEN

cotg $\alpha$  = 3

WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM

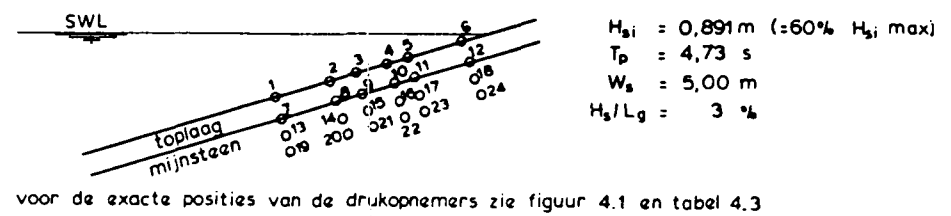
M 1881-25 FIG. 8

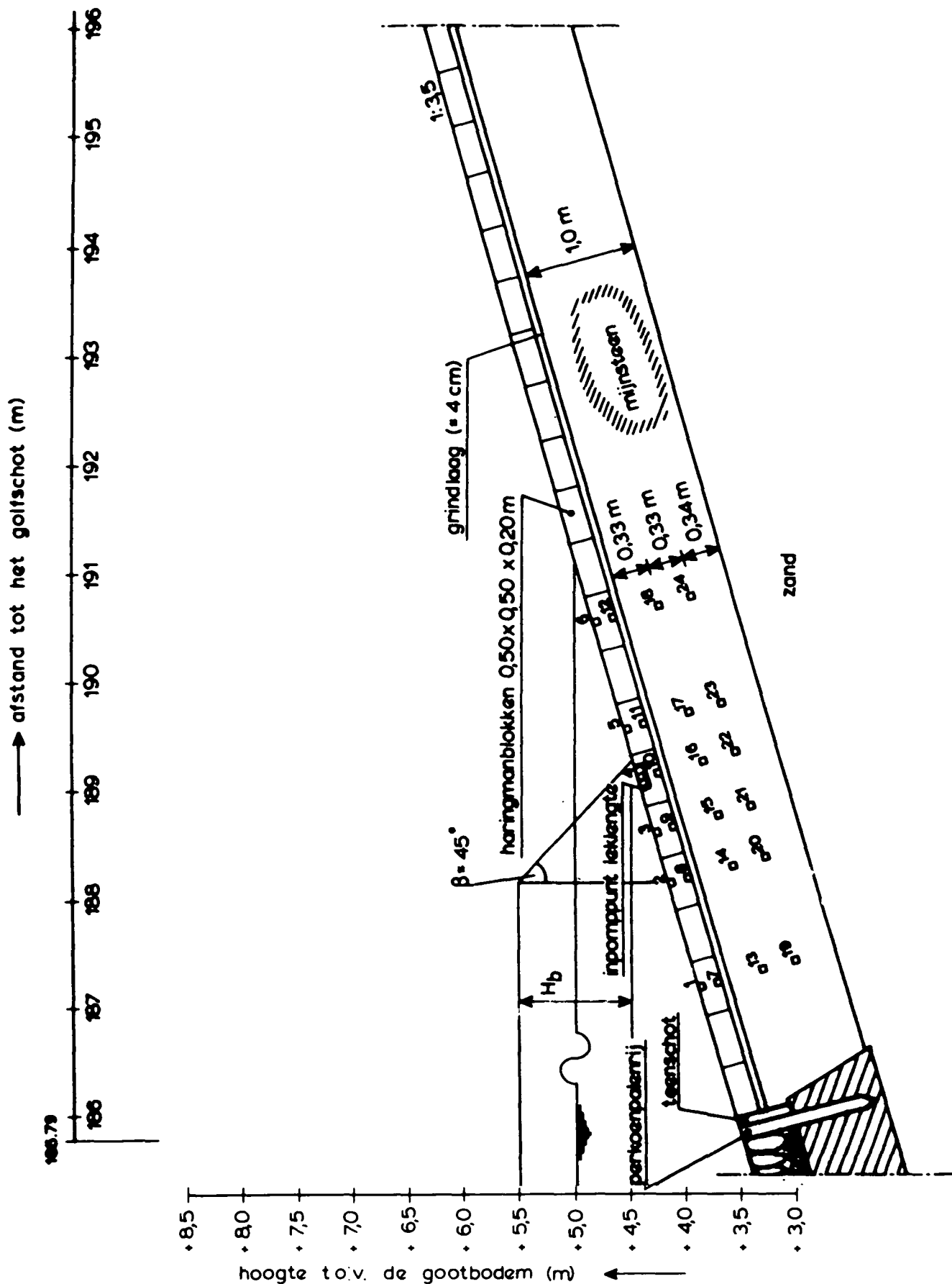




[ grootte van drukverschil voor instabiliteit toplaag = 2,52 kN/m<sup>2</sup>

DRUKREGISTRATIES OP EN ONDER DE HARINGMANBLOKKEN EN IN DE MIJNSTEEN	P 07	
	ONTLEEND AAN (5)	
WATERLOOPKUNDE LABORATORIUM	M 1881-25	FIG. 0





LANGSDOORSNEDE HARINGMANBLOKKEN  
GLOOIING PROVO-ONDERZOEK

cot  $\alpha = 3,5$

SCHAAL 1: 50

WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM

M 2036

FIG. 10

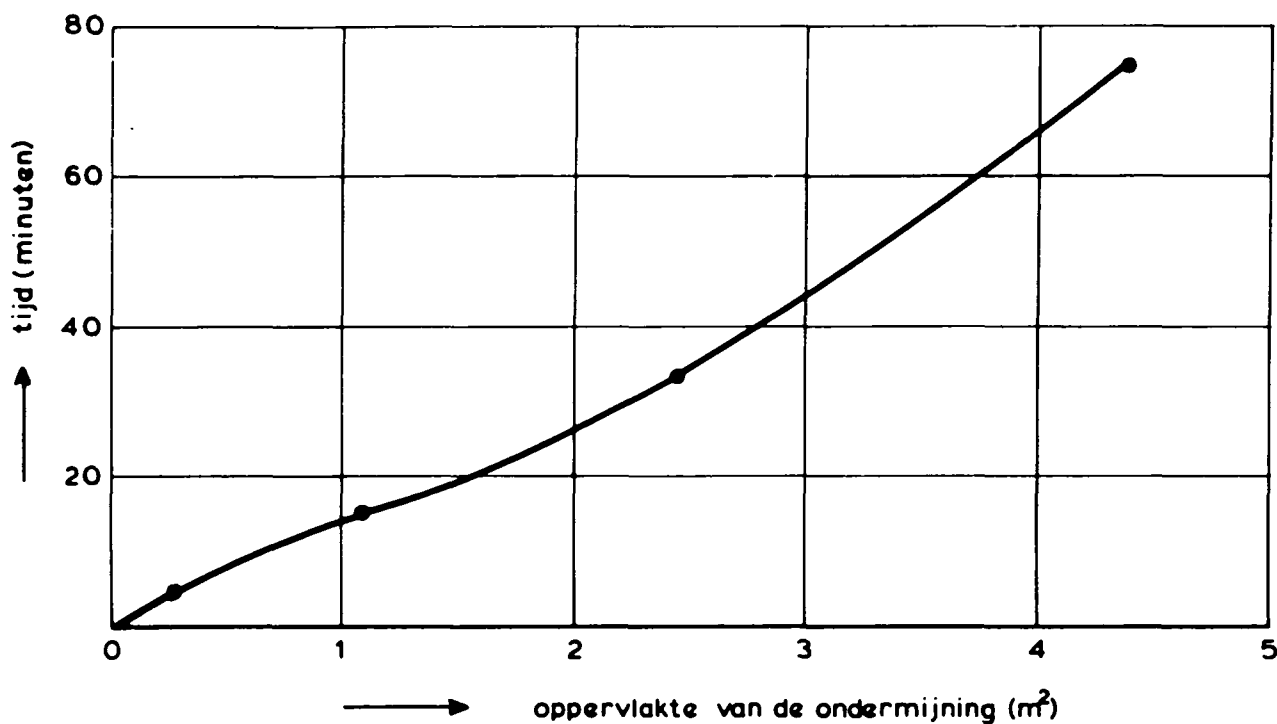


Bijlage 1 Uitspoeling van mijnsteen tijdens de schadeproef van het PROVO-  
onderzoek

Voor de uitgevoerde destructieproef is er een blok uit de zetting genomen op ca. 0,5 m onder het stil water niveau. Vervolgens is 155 minuten gegolfd met een golfhoogte van  $H_g = 1,50$  m. Door uitspoeling van mijnsteen door het gat ontstond een vrije overspanning in het talud (foto C18). Het oppervlak van het vrij hangende deel van het talud is in figuur 4.10 gepresenteerd als functie van de tijd. De vrije overspanning is na 130 minuten bezwaken.

Opvallend was de geringe hoogte van de overspanning die vrijwel nergens groter was dan ca. 0,10 m. Ten aanzien van de schade ontwikkeling bij een Haringman-blokken glooiing kan geconcludeerd worden dat:

- er steeds gerekend moet worden met voortschrijdende schade, waardoor in een tijdsbestek van één of enkele uren ernstige schade kan ontstaan. Bij een dijlichaam dat is opgebouwd uit zand is dan ook direct de stabiliteit van het dijlichaam in het geding.
- door de klemkrachten tussen de blokken is het mogelijk dat vrij ernstige ondermijning van de glooiing uitwendig niet waarneembaar is.

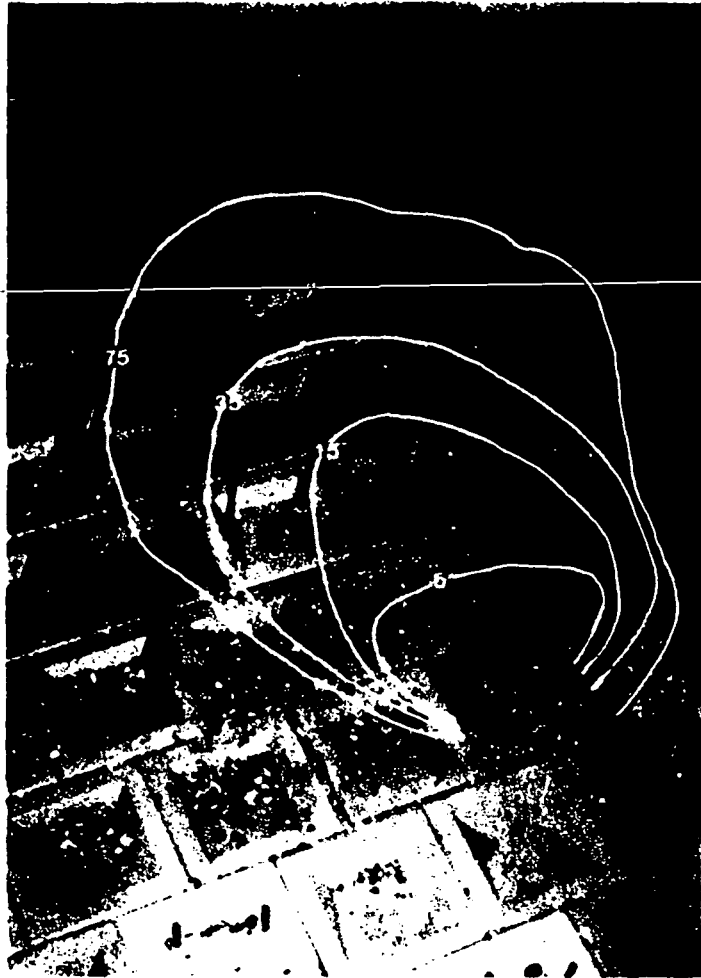


EROSIE VAN MIJNSTEEN DOOR GAT IN  
DE HARINGMANBLOKKEN GLOOIING

WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM

M 20 36

FIG. 4.10



C 18 Destructie proef; voortgang van ondermijning  
Haringmanblokken door uitspoeling van mijnsteen.  
( lijnen voor 5, 15, 35, en 75 minuten golfaanval )

SECTIE 15

Mogelijke schademechanismen aan de steenzetting van  
de havendammen in Goessche Sas

Mogelijke schademechanismen aan de  
steenzetting van de havendammen  
in Goessche Sas

kenmerk: CO-281500/4  
Datum: januari 1986  
Geschreven: ir. H. Best

In opdracht van  
Dienst Weg en Waterbouwkunde

Projectleider: ir. A. Bezuijen  
Projectbegeleider: ir. A. Hjortnaes-Pedersen  
Afdeling Waterbouwkundige constructies  
Afdelingshoofd :ir. P. Lubking



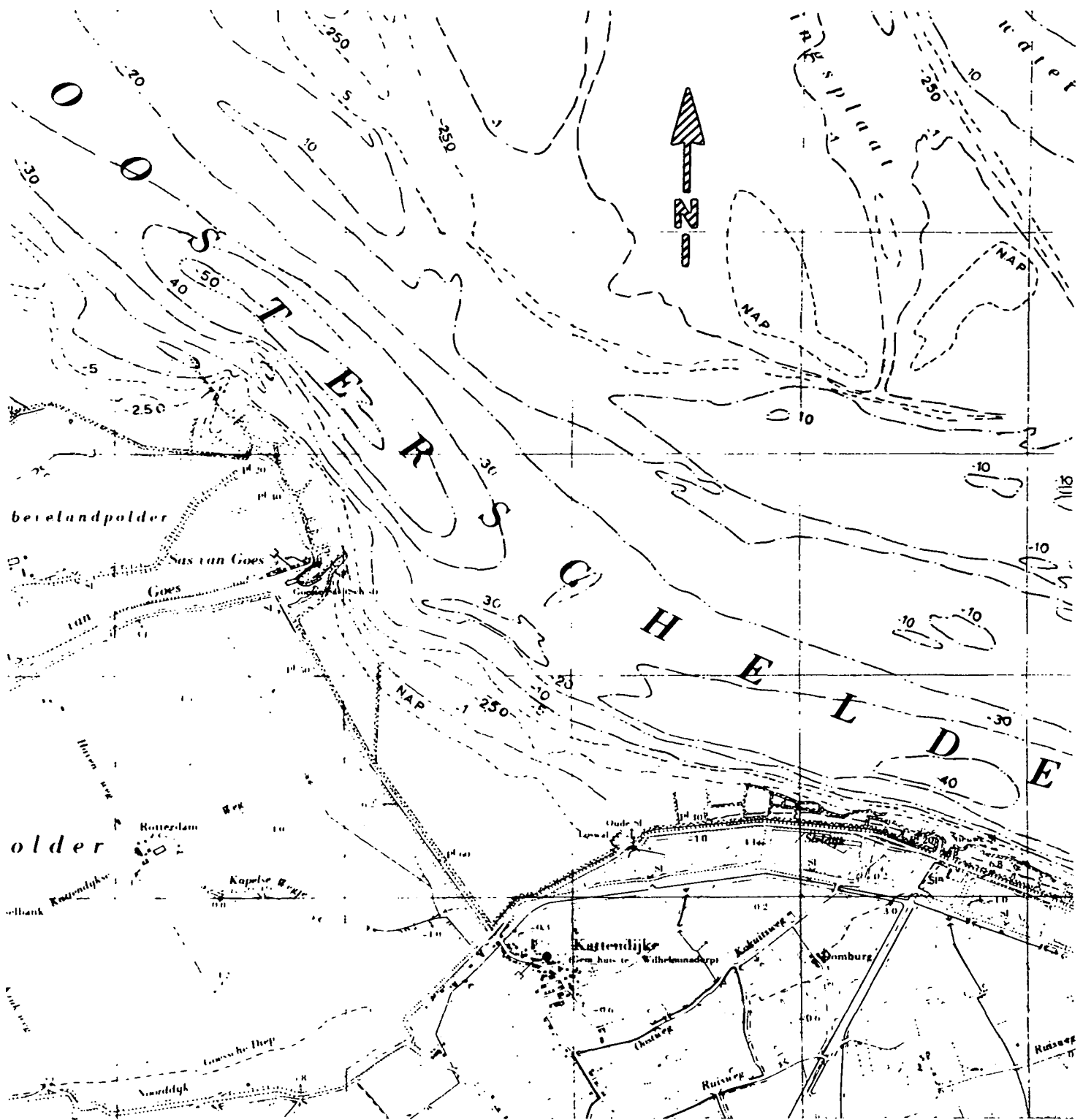


FIG. 1

SITUATIE KAART VAN GOESSCHE SAS

## Inhoud.

1. Inleiding.
2. De situatie.
  - 2.1. De dammen.
  - 2.2. De weersomstandigheden en de schade.
3. Schematisering en de randvoorwaarden.
  - 3.1. Schematisering van de dam.
  - 3.2. De doorlatendheid.
  - 3.3. De belasting.
  - 3.4. De leklengte
4. De berekening.
5. De resultaten.
6. Conclusie.

Literatuur

Tabellen

Bijlagen

## 1. Inleiding.

In de weekenden van 23-25 november 1984, 4-7 januari 1985 en 8-10 februari 1985 is er enige schade ontstaan aan de steenzetting van de havendammen bij Goessche Sas.

De schade bestond uit:

-blokken die wat omhoog gekomen waren maar overigens nog op hun plaats zaten.

-blokken die verdwenen waren.

Daar de beschadigingen in het weekend zijn opgetreden, is het tijdstip van het ontstaan van de schade niet bekend. Dit houdt in dat, hoewel waterstanden en windgegevens uit de weekenden aanwezig zijn, de waterstand, wind en golven die de schade veroorzaakt hebben onbekend zijn.

Hoogstens kunnen grenzen aangegeven worden waartussen de waterstand en de windkracht gevarieerd hebben.

De data; Laagwaters, Hoogwaters, wind(kracht + richting) en de schade is verzameld in tabel I.

De schade is ook schematisch weergegeven in bijlage 1.

Aan het LGM is de opdracht verstrekt om een doorsnede van de Havendam bij Goessche SAS door te rekenen met het eindige elementen programma Steenzet/2. Dit om mogelijke mechanismen aan te geven die de schade veroorzaakt zouden kunnen hebben en tevens te bekijken of de genomen maatregelen een gunstige uitwerking hebben.

Gezien de grote variatie van waterstanden en windkrachten, waarbij de schade kan zijn ontstaan, is afgesproken een of meer ongunstige combinaties van waterstanden en golven te kiezen.

## 2. De situatie

### 2.1 De Dammen.

De evenwijdige havendammen lopen van zuidwest naar noordoost (zie figuur 1).

Het basismateriaal van de dam is fosforslak "Tout venant".

Deze slakken zijn afgedekt door een 5-10 cm dikke filterlaag van slakken 20-40. Over deze filterlaag zijn blokken van het type Haringman gelegd (op de kop van de dammen zijn dit bazalt zuilen).

Deze blokken hebben een afmeting van 0.5 \* 0.5 \* 0.2m met een geschatte spleetbreedte van ongeveer 2mm.

De dam heeft een helling van 1:3 en een kruinbreedte van 2.5 m op 2.00 m + N.A.P. Van bodem tot 0.50 m + N.A.P. is de dam afgedekt met stortsteen 10-60. Dit is de situatie ter plaatse waar de berekeningen uitgevoerd worden.

### 2.2 De weersomstandigheden en de schade

In het weekend van 23-25 november 1984 varieerde de wind tussen kracht 4 en 8 met richtingen zuid tot west. Het hoogste hoogwater in dat weekend was 3.37 m + N.A.P. (1.37 m boven de kruin van de havendammen) terwijl het laagste laagwater 1.35 m - N.A.P. was. In dat weekend zijn op de noordpier aan de zuidzijde 3 Haringmanblokken opgetild (zie tabel 1).

In het weekend van 4-7 januari 1985 was de windkracht 0-1 uit oost-zuidoostelijke richting in het begin van het weekend overgaand in kracht 5 uit zuidelijke richting, terwijl tegen het einde van het weekend de windkracht 6 uit noordelijke richting was.

Hoogste hoogwater was 2.15 m + N.A.P., terwijl laagste laagwater 1.93 m - N.A.P. was. De schade was aanzienlijk: 8 blokken aan de noordzijde van de Noorderpier waren verdwenen, terwijl aan de noordzijde van de zuiderpier 11 blokken verwijderd waren.

In het weekend van 8-10 februari was de wind gedurende het hele weekend oost, met een kracht van 6-7.

Het hoogste hoogwater was 1.80 m + N.A.P. terwijl het laagste laagwater 2.70 m - N.A.P. was. Op de zuidhelling van de noorderpier waren 11 blokken verdwenen, terwijl eveneens 11 blokken omhoog gekomen waren. Op de Zuidpier aan de zuidzijde was 1 blok opgetild.

Als maatregel zijn de verdwenen Haringman blokken vervangen door geperforeerde betonblokken. In elk blok zitten 5 gaten met een diameter van 40 mm (zie bijlage 2).

### 3. Schematisering en randvoorwaarden

#### 3.1. Schematisering van de Dam

Ten behoeve van de berekening met het eindige elementenprogramma Steenzet/2 is een havendam met vier materiaalgebieden geschematiseerd (bijlage 3).

- I. Het basismateriaal is in de 1e laag opgenomen.
- II. De filterlaag onder de steenzetting is ook in de schematisering opgenomen.
- III. Schade aan de Haringmanblokken trad voornamelijk op in rij 3 t/m 8 (rij 1 begint boven bij de kruin). Deze rijen plus rij 1 en 2 zijn daadwerkelijk met spleten in de mesh opgenomen.
- IV. De overige afdekstenen en spleten zijn in een laag geschematiseerd.

### 3.2 De doorlatendheid

#### I. Basismateriaal.

Voor granulaire materialen is experimenteel vastgesteld dat de doorlatendheid te berekenen is uit de maatgevende korreldiameter en de porositeit.

In het algemeen is voor niet lineaire stroming de vergelijking van Forchheimer goed toepasbaar.

Deze drukt het verhang  $i$  uit in het specifieke debiet volgens:

$$i = (a + bq)q$$

met  $a = 2 \cdot 8 \cdot 10^{-5} \frac{(1-n)^2}{n^3 d^2}$  [ s/m ]  
 $b = 0.014 \frac{1}{n^5 d}$  [ s<sup>2</sup>/m<sup>2</sup> ]  
 $n$  = porositeit  
 $d$  = maatgevende korreldiameter

Van het materiaal is een zeefcurve gegeven (bijlage 5). Deze curve is bij benadering een Fullercurve.

De porositeit van het materiaal is niet bekend, maar is geschat op 0.30.

De maatgevende diameter is de gemiddelde diameter van de deeltjes van het granulair materiaal. Bij materiaal dat niet sterk gegradeerd is kan hiervoor wel de  $d_{50}$  genomen worden, maar dit blijft een benadering.

De gemiddelde diameter kan volgens [3] worden bepaald met de formule:

$$\bar{d} = \frac{5}{3} d_i \frac{1 - \left(\frac{d_i}{d_a}\right)^{3/2}}{1 - \left(\frac{d_i}{d_a}\right)^{5/2}}$$

Deze formule is geldig voor fullercurves

met  $\bar{d}$  = gemiddelde diameter  
 $d_i$  = minimale diameter  
 $d_a$  = maximale diameter

de  $\frac{d_i}{d_a}$  is eveneens volgens [3] te bepalen uit de  $p$  ( $= D_{90}/D_{10}$ ):

$$\sqrt{d_i/d_a} = (0.1\sqrt{p} - 0.9) / (0.1 - 0.9\sqrt{p}) \quad (\text{Lit.3})$$

Uit de gegeven zeefband zijn de waarden voor  $d_e$ ,  $D_{10}$  en de  $D_{90}$  geschat

$$d_{10} = 12 \text{ mm}$$

$$d_{90} = 220 \text{ mm.}$$

Dit geeft een  $d_{90} / d_{10} = p = 18$

dan is:

$$\frac{d_i}{d_a} = 0.01637$$

Indien  $d_a = 355$  wordt  $d_i = 5.8 \text{ mm.}$

$$\bar{d} = \frac{5}{3} * 5.8 \left\{ \frac{1 - 0.01637^{3/2}}{1 - 0.01637^{5/3}} \right\} = 9.65 \text{ mm.}$$

Dit geeft de volgende waarden voor  $a$  en  $b$

$$a = 2.8 * 10^{-5} \frac{(1 - n)^2}{n^3 d^2} \approx 5 \quad (\text{s/m})$$

$$b = 0.014 \frac{1}{n^5 d} \approx 600 \quad (\text{s}^2/\text{m}^2)$$

$$n = 0.3 \quad (-)$$

$$d = 0.00965 \quad (\text{m})$$

## II. Het filtermateriaal

Het filtermateriaal bestaat uit materiaal van 20 mm - 40 mm. Hierbij wordt voor de zeefkromme een min of meer rechte lijn op logaritmisch papier aangenomen.

Bij zo'n kromme is de ondergrens van de porositeit te bepalen als de  $d_{10}$  en  $d_{90}$  bekend zijn. Dit verband tussen  $d_{90}/d_{10}$  en de porositeit staat weergegeven in bijlage 4 en is afkomstig uit lit. 2.

Bij dit filtermateriaal is de  $d_{10}$  geschat op 21.8, terwijl de  $d_{90}$  op 38 geschat is.

Dit geeft een  $p = \frac{D90}{D10} = \frac{38}{21.8} = 1.74$ .

Uit figuur 4 blijkt dat de minimaal mogelijke porositeit 0.33 is. Met niet al te goede verdichting zal de porositeit wat hoger zijn. De porositeit is geschat op 0.40.

Voor dit soort zeefkrommen geldt volgens den Adel [3] een iets andere benadering van de gemiddelde diameter:

$$\bar{d} = \frac{3}{2} * d_i \frac{1 - (d_i/d_a)^2}{1 - (d_i/d_a)^3}$$

De resultaten zijn verzameld in tabel II.

## III. Doorlatendheden toplaat

De doorlatendheid van een steenzetting blijkt bepaald te worden door de volgende factoren:

- de wrijvingsweerstand in de spleten van de zetting
- de in en uitstroom weerstand die ontstaat omdat water in de spleet moet versnellen en buiten de spleet weer moet vertragen.
- De aanstroomweerstand.

Een methode (die hier toegepast wordt) om de doorlatendheid van een steenzetting te berekenen is:



De doorlatendheid wordt volgens de bovengenoemde mechanismen afzonderlijk bepaald.

Indien een van deze doorlatendheden veel kleiner is dan de andere, wordt deze als maatgevend beschouwd.

Indien de doorlatendheden vergelijkbaar zijn, wordt een combinatie van de doorlatendheden genomen.

-De aanstroomweerstand blijkt verwaarloosbaar.

-De wrijvingsweerstand is afhankelijk van het stromingstype hetgeen bij zettingen met spleten groter dan 1 mm nagenoeg altijd turbulent is.

Dan geldt volgens [5]

$$k_w = 18 \sqrt{27s} \log \left( \frac{6s}{K_{nik}} \right) \text{ met:}$$

$k_w$  = doorlatendheid t.g.v. de wrijvingsweerstand  
in de spleet (m/s)

18 = Coefficient ( $\sqrt{\text{m/s}}$ )

$K_{nik}$  = nikuradse ruwheid (m)

s = spleet breedte (m)

Voor beton is een redelijke aanname voor de  $K_{nik}$  een waarde van  $0.5 * 10^{-3}$  [m].

De spleetbreedte is geschat op 2 mm.

Dit geeft een waarde van  $K_w$  van 0.785 m/s.

-De in- en uitstroom weerstand.

Deze weerstand is alleen een functie van de dikte van de zetting en de porositeit van de onder de zetting gelegen laag (als tenminste het spleetoppervlak kleiner is dan 25% van de zetting).

De weerstand wordt dan:

$$K_{iu} = n \left( \frac{gD}{0.725} \right)^{0.5}$$

$K_{iu}$  = de doorlatendheid t.g.v. de in- en uitstroom weerstand

$g$  = de versnelling van de zwaartekracht

$D$  = de dikte van de zetting

$n$  = de porositeit van de filterlaag onder de zetting

Invullen geeft:

$$K_{iu} = 0.4 \left( \frac{9.81 * 0.2}{0.725} \right)^{0.5} = 0.658$$

De totale turbulentie weerstand wordt gevonden door:

$$K_{stot} = \frac{1}{\sqrt{\frac{1}{kw^2} + \frac{1}{k_{iu}^2}}}$$
$$= \frac{1}{\sqrt{\frac{1}{0.785^2} + \frac{1}{0.658^2}}} \approx 0.50$$

$$1 = b * 0.50^2$$

$$b = \frac{1}{0.5^2} = 4.00$$

Er is hierbij aangenomen dat de stroming volledig turbulent is.

#### IV. Combinatie afdeklaag en spleten.

Gebied IV bestaat uit een laag waarbij spleten en stenen in een homogene laag zijn geschematiseerd.

Als eis voor zo'n laag kan gesteld worden dat bij een bepaald verhang, door de geschematiseerde laag een even groot debiet gaat als door de werkelijke spleten het geval zou zijn geweest.

$$\text{Dus } \phi_{\text{schema}} = \phi_{\text{spleet}}$$

$\phi$  = specifieke debiet \* breedte

$$\phi_{\text{schema}} = q_{\text{schema}} * 0.5$$

$$\phi_{\text{spleet}} = q_{\text{spleet}} * 0.002$$

$$q_{\text{schema}} = \frac{2}{500} q_{\text{spleet}}$$

Uit  $i = (a + bq)q$  volgt nu

$$a_{\text{schema}} = 250 * a_{\text{spleet}}$$

$$b_{\text{schema}} = 250^2 * b_{\text{spleet}}$$

-Om de invloed van de spleetbreedte te schatten zijn er een aantal berekeningen gemaakt, waarbij de doorlatendheid van de spleten 4 keer vergroot is. Indien gesteld wordt dat de doorlatendheid 4 keer zo groot is, betekent dit dat het debiet (bij eenzelfde verhang) 4 keer zo groot wordt, de a zal nu 4 keer zo klein en de b 16 keer zo klein worden.

-Als maatregel zijn Haringmanblokken die verdwenen zijn, vervangen door blokken met gaten (fig.2). Deze gaten kunnen gesimuleerd worden door de doorlatendheid van de spleten van de blokken met gaten te vergroten. Eerst wordt de doorlatendheid van de gaten bepaald. De gaten hebben een diameter van 4 cm. De steendikte is 12 cm bij 2 van de gaten, 16.5 cm bij 1 gat en 18.5 cm bij de overige 2 gaten. In gaten van dergelijke afmetingen zal de wrijvingsweerstand verwaarloosbaar zijn. Dat betekent dat alleen de in- en uitstroomweerstand de doorlatendheid bepalen.

Met behulp van  $K_{iu} = n \left( \frac{g * D}{0.725} \right)^{0.5}$  wordt gevonden:

$$k_{iu} = 0.4 \left( \frac{9.8 * 0.14}{0.725} \right)^{0.5}$$

$$= 0.55$$

bij twee gaten

$$\begin{aligned}k_{iu} &= 0.4 \left( \frac{9.81 * 0.1.65}{0.725} \right)^{0.5} \\ &= 0.60 \quad \text{bij een gat} \\ k_{iu} &= 0.4 \left( \frac{9.81 * 0.183}{0.725} \right)^{0.5} \\ &= 0.63 \quad \text{bij twee gaten}\end{aligned}$$

Met de relatie voor turbulente stroming van  $q = k_{iu} \sqrt{i}$  zal bij een verhang van  $i = 1$  door de gaten een debiet stromen van:

$$\begin{aligned}\phi &= \pi * (0.02)^2 \{ 2 * 0.55 + 1 * 0.60 + 2 * 0.63 \} \sqrt{1} \\ &= 12.6 * 10^{-4} \{ 2.96 \} \sqrt{1} \quad [\text{m}^3/\text{s}]\end{aligned}$$

per  $\text{m}^2$  steen wordt dit

$$\begin{aligned}q &= \frac{\phi}{0.5 * 0.5} = \frac{12.6 * 10^{-4}}{0.5 * 0.5} \{ 2.96 \} \\ &= 0.0149 \quad [\text{m/s}]\end{aligned}$$

Indien twee naast elkaar gelegen Haringmanblokken vervangen zouden worden door 2 blokken met gaten dan is de aangepaste spleet doorlatendheid als volgt te berekenen:

Nieuwe debiet = oude debiet door 3 spleten + debiet door gaten

$$\begin{aligned}\phi &= 3 * 0.002 * 0.5 \sqrt{1} + 2 * 0.5 * 0.0149 \sqrt{1} \\ &= 0.003 + 0.015 = 0.018.\end{aligned}$$

Het nieuwe debiet wordt geacht alleen door de spleten te gaan.

Dus  $\phi = 3 * 0.002 * K_{\text{nieuw}} \sqrt{1}$

$$K_{\text{nieuw}} = \frac{0.018}{3 * 0.002} = 3$$

dit geeft  $b = \frac{1}{K_{\text{nieuw}}} = 0.33.$

### 3.3. De belasting

Tijdens de stormen zijn er geen golfmetingen gedaan. Het is dus nodig om voor de bezwijkgolven een aanname te doen en deze golven vervolgens te schematiseren. De steenzet/2 berekening wordt met behulp van de bepaalde doorlatendheden en de geschematiseerde golf uitgevoerd. Eventueel worden meerdere golven bekeken.

De geschematiseerde golf:

De gedachte achter golfschematisatie is deze.

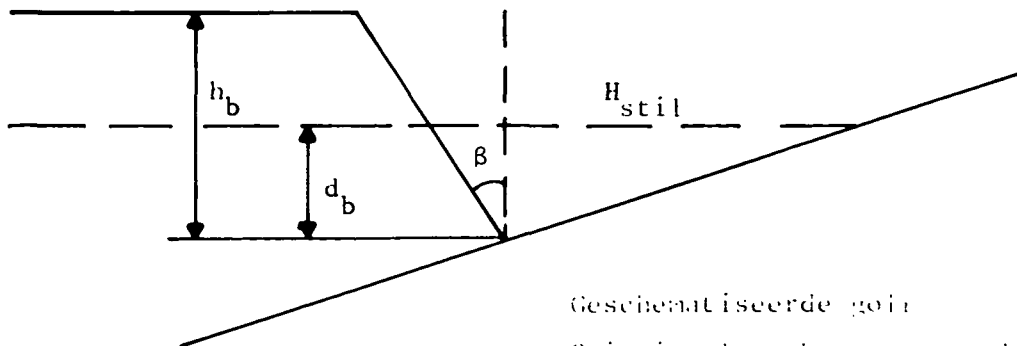
Indien de maatgevende belastingsgevallen die tijdens het breken van een golf optreden bepaald kunnen worden, dan kan met dit belastingsgeval de taludbekleding doorgerekend worden. Voldoet de sterkte van de bekledingen dit stationaire geval, dan zal hij ook tijdens een berekening in de tijd, waarbij het volledige brekingsproces meegenomen wordt, voldoen.

De uitgangspunten voor zo'n schematisatie zijn dan:

- Er wordt een onder een hoek  $\beta$  invallende brekende golf beschouwd.
- Deze golf geeft een maatgevende belastingssituatie weer.
- De berekening die gedaan wordt is stationair, d.w.z. dat de golf als het ware stilstaat.

De keuze die gemaakt moet worden betreft het gemiddeld waterniveau, de golfhogte in diep water en de golfperiode  $T$ .

Heeft men een keuze gemaakt, dan is het mogelijk de brekerdiepte  $d_b$ , de brekerhoogte  $h_b$  en de steilheid van de golf, weergegeven door een hoek  $\beta$  te bepalen.



Geschematiseerde golf

$\beta$  is invalshoek van het golffront

$d_b$  is brekerdiepte

$h_b$  is brekerhoogte

Een belangrijke waarde voor de golfschematisering is de golfbrekingsparameter  $\xi$ .

$$\xi = \frac{\text{tg}\alpha}{\sqrt{H_0/L_0}}$$

$\alpha$  = taludhelling

$H_0$  = golfhoogte in diep water

$L_0$  = golflengte in diep water

$$= 1.56 T^2.$$

De brekerdiepte  $d_b$ , de brekerhoogte  $h_b$ , de steilheid van de brekende golf  $\beta$  en de golfoploop hebben een grootte die onder andere van  $\xi$  afhankelijk is.

De brekerdiepte  $d_b$ .

Voor de verhouding van brekerdiepte en diep watergolf is een empirische formule bekend:

$$\frac{d_b}{H_0} = 0.63 \xi \text{ (Pilarczyk)}$$

dus  $d_b = 0.63 \xi H_0$

De brekerhoogte  $h_b$

Experimenteel zijn waarden gevonden voor de verhouding brekerhoogte-brekerdiepte, afhankelijk van de taludhelling (Ayyar).

Voor een taludhelling van 1:3 is deze waarde 1.27 dus

$$h_b = 0.63 * \xi * H_0 * 1.27.$$

De steilheid van de Golf  $\beta$ .

$\beta$  is de hoek die de brekende golf maakt met de vertikaal.

Bij een golfbrekingsparameter  $\xi$  die tussen de 1 en de 3 is, zal de hoek  $\beta$  50 à 60 graden zijn, terwijl voor  $\xi > 3$  deze  $\beta$  80 à 90 graden is [6].

Een fenomeen dat buiten de schematisering van de golf valt, maar toch invloed kan hebben bij het bepalen van de randvoorwaarde, is de golfoploop. Indien namelijk golfoploop tot over de kruin plaatsvindt, dan lijkt het redelijk te veronderstellen dat de dam vol water zit.

Ook de golfoploop kan als een functie van  $\xi$  geschreven worden, nl.:

$$\frac{R_u}{H_i} = \xi \text{ indien } \xi < 2.6$$

$$\frac{R_u}{H_i} = -1.5 \xi + 6.5 \text{ indien } 2.6 < \xi < 3$$

$$\frac{R_u}{H_i} = 2.0 \quad \text{voor } \xi > 3$$

Hierin is

$R_u$  = golfoploop

$H_i$  = golfhoogte inkomende golf (voor de inkomende golf is de golf in diep water ( $H_o$ ) gekozen).

#### 3.4. De lek lengte.

Een parameter die bij afdekklagen met eenzelfde gewicht enig inzicht geeft in de kwaliteit van constructies is de lek lengte. De lek lengte is goed gedefinieerd in het geval van een doorlatende laag tussen een ondoorlatende bodem en een slecht doorlatende afdeklaag.

De lek lengte is dan  $\lambda = \sqrt{\frac{kHD}{k'}}$  en heeft de dimensie van lengte

$k$  = doorlatendheid laag

$H$  = dikte laag

$k'$  = doorlatendheid afdeklaag

$D$  = dikte afdeklaag.

De fysische betekenis van de lek lengte is dat de druk over de lek lengte met een factor  $\frac{1}{e}$  afneemt.

In het geval van een steenzetting met een doorlatende filterlaag wordt voor de lek lengte wel

$$\lambda = \sin \alpha \sqrt{\frac{kHD}{k'}} \text{ genomen, waarbij } \alpha \text{ de taludhelling is.}$$

Bij Goessche Sas is de exacte lek lengte wat lastig te bepalen, omdat de grond onder de filterlaag zeker niet ondoorlatend is. Wel kan de minimale lek lengte bepaald worden; hierbij wordt de kern toch als ondoorlatend beschouwd.

$$H = 0.075 \text{ m}$$

$$D = 0.2 \text{ m}$$

$$\text{Toplaag } i = 250 \cdot 10^3 q^2 \text{ turbulent}$$

$$\text{Filter} = 0.25 q \text{ hoofdzakelijk laminair} \\ \text{(kleine } q)$$

$$\lambda = 0.31623 \sqrt{\frac{4 \cdot 0.075 \cdot 0.2}{2 \cdot 10^{-3}}} = 1.73 \text{ m.}$$

Wanneer alle stenen van gaten voorzien zouden zijn, dan wordt de lek lengte 0.93 m.

Indien bij de berekening van de lek lengte nog 25 cm van het basismateriaal in de berekening wordt meegenomen, dan wordt de lek lengte bij benadering

$$\lambda = 0.31623 \sqrt{\frac{(4 \cdot 0.075 + 0.2 \cdot 0.25) \cdot 0.2}{6.975 \cdot 10^{-3}}} = 1.00 \text{ m.}$$

Een lek lengte van ca. 0.25 m wordt bij een helling van 1:3 als goed beschouwd, terwijl een lek lengte van ca. 2 m als slecht aangemerkt kan worden, maar nogmaals de lek lengte is geen absoluut criterium voor de sterkte van een constructie.



#### 4. De berekening.

##### Berekening 1.

Bij de eerste berekening is er uitgegaan van een stilwaterlijn op 1.50 + NAP en een golfhoogte  $H_0$  van 1m. Dit betekent dat de top van de golf in diep water dezelfde hoogte heeft als de havendam en een periode van 3.18 sec. De golflengte is dan  $1.56 T^2 = 15.8$  m (in diep water).

Aangezien het talud een helling van 1:3 heeft, is de golfbrekeningsparameter  $\xi = \frac{tg\alpha}{\sqrt{H_0/L_0}}$

$$= \frac{3}{\sqrt{\frac{1}{15.8}}} = 1.325$$

De brekerdiepte  $d_b = 0.63 \xi = 0.835$  m

De brekerhoogte  $h_b = 0.834 * 1.27 = 1.06$  m.

En de golfoploop  $R_u = 1 * 1.325 = 1.35$  m

Bij een gemiddeld waterniveau van 1.50 m + NAP zal het water dus zeker over de kruin van de dam op 2.0 m+ komen. Er is dan ook aangenomen dat de dam vol water zit. Dit hoge niveau zal gedurende enige tijd in stand gehouden kunnen worden door plassen op de kruin. Aan de lijszijde wordt een waterhoogte aangenomen die overeenkomt met het gemiddeld water niveau. De potentiaal op het talud en de berekende potentiaal onder de steenzetting is weergegeven in bijlage 6 (de stippellijn is de berekende potentiaal).

In bijlage 7 is dezelfde figuur nog een keer uitgezet alleen is hier het (onder water) gewicht van de stenen bij de belasting opgeteld. Het gebied waar de stippellijn boven de getrokken lijn komt duidt op potentiële instabiliteit. De maximale grootte van deze overdruk  $\approx 0.50$  cm. (De belasting en drukken zijn uitgedrukt in potentialen).

#### Berekening 2.

Een tweede berekening is gedaan waarbij de spleten 4 keer zo doorlatend zijn aangenomen. De overdruk blijkt dan te zakken van 50 cm water naar 42 cm water. Dus zelfs indien de spleten veel meer doorlatend zijn, ontstaat er een aanzienlijke potentiële instabiliteit (bijlage 8 en 9).

#### Berekening 3.

Een derde berekening is gedaan met een golf van 1m hoogte ( $H_0$ ) gemiddeld waterniveau 2.00m + NAP en een  $\xi$  van 3; dit is de maximale  $\xi$  waarbij de hoek  $\beta$  nog 50 à 60° kan zijn.

De golfbrekerdiepte  $d_b = 0.63 \times 3 = 1.89\text{m}$ .

De golfbrekerhoogte  $h_b = 1.27 \times 1.89 = 2.5\text{m}$ .

De golfoploop is hier niet relevant, want bij een gemiddeld waterniveau dat overeenkomt met de kruin van de havendam, zal de dam zeker vol water staan. Ook bij deze derde berekening is potentiële instabiliteit gevonden met een maximumoverdruk van 80cm (bijlage 10 en 11).

#### Berekening 4.

Eenzelfde berekening, waarbij de doorlatendheid van de spleten wederom vier keer zo groot is, leverde een overdruk van 72cm op (bijlage 12 en 13).

#### Berekening 5.

Naar aanleiding van het ontstaan van schade aan de lijzijde is er een vijfde berekening uitgevoerd.

Hierbij is de kant waar de spleten gesimuleerd zijn de lijzijde.

Op de lijzijde staat eenzelfde golf als v.b. 1.

$$d_b = 0.83\text{m}$$

$$h_b = 1.06\text{m}$$

Gemiddeld waterniveau is nu 2.83m, hetgeen betekent dat de golf breekt ter plaatse van de overgang van het talud naar de kruin.

Aan de lijzijde is door reflectie tegen de andere dam, of door andere waterbewegingen om de kop van de dam, het water teruggetrokken tot 1m + NAP, oplopend tot 2m +NAP. Dit is een aangenomen situatie waarvan niet bekend is of hij bestaat. Bij deze berekening blijkt de overdruk het grootst, namelijk 84cm (bijlage 14 en 15).

#### Berekening 6.

Het effect van een 4 keer zo grote doorlatendheid is nu wel vrij groot. De overdruk daalt van 84 naar 58cm (bijl. 16 en 17).

#### Berekening 7.

Verder zijn in de onderste twee rijen stenen gaten gesimuleerd.

Dit zijn de rijen 7 en 8.

De belasting is dezelfde als de belasting in berekening 5. De maximum overdruk is nu 67cm (bijlage 18 en 19).

#### Berekening 8.

Een laatste som is gedaan, waarbij de doorlatendheid van de gaten 2.5 maal zo groot is (bijlage 20 en 21).

Nu blijkt de maximale overdruk te dalen tot 54cm.

## 5. De resultaten.

De resultaten van de berekeningen zijn verzameld in tabel III.

Hieruit blijkt dat een vierkeer zo grote doorlatendheid slechts geringe daling van de overdruk laat zien (20% bij berekening 1 en 10% bij berekening 2). Indien ook een golf aan de andere zijde van de havendam meebeschouwd wordt, dan kan de invloed van die golf afgeschat worden door de uitkomsten te vergelijken met de golf uit de eerste twee berekeningen.

Het blijkt nu dat bij een normale doorlatendheid de extra overdruk ongeveer 30cm is. Bij vier keer zo grote doorlatendheid van de spleten is dit nog maar de helft (ca. 15cm) o.a. veroorzaakt door de snelle drukafname bij de kruin.

Het aanbrengen van gaten heeft ook een duidelijke invloed op de maximale overdruk.

Bij normale gaten vermindert de maximale overdruk met 17cm (van 84 naar 67 cm, bijlage 22). Indien de gaten nog 2.5 keer zo doorlatend zouden zijn, is de vermindering zelfs 30cm (bijlage 23).

## 6. Conclusie.

Zodra er sprake is van overdruk ten opzichte van de belastingdruk (inclusief het steengewicht), is er ook sprake van potentiële instabiliteit. Of de steen ook daadwerkelijk omhoog zal komen zal afhangen van de wrijving tussen de stenen.

Bij alle uitgevoerde berekeningen bleek deze potentiële instabiliteit op te treden. Ook belastingen aan de andere kant van de havendam hebben zij het in mindere mate, invloed op de maximale overdruk.

De genomen maatregel heeft, voorwat de wateroverspanning betreft, een gunstige zij het beperkte uitwerking.

De potentiële instabiliteit wordt minder, maar blijft bestaan (bijlage 22 en 23).

Verwacht mag worden dat de wrijving in de spleten tussen de stenen groter zal worden, of al groter geworden is, ten gevolgen van het nazakken van de zetting. Het nazakken van een zetting ontstaat bij hoge verschildrukken. Op zo'n moment komt de steen nagenoeg los van de ondergrond. De steen drukt dan tegen een lager gelegen steen aan [7]. Op deze manier worden als het ware voorspankrachten geïntroduceerd. De krachten zorgen voor meer wrijving. Bij de hoger gelegen stenen zal deze voorspanning gering of zelfs afwezig zijn, maar als regel is op deze plaatsen geen of geringe potentiële instabiliteit te verwachten.

7. Literatuur.

1. K. den Boer, A. Bezuijen  
Taludbekleding van gezette steen overzicht onderzoek 1980-1984  
Samenvattend verslag  
M1795/M1881 deel XV WL  
CO272500/7 LGM  
oktober 1984.
2. G.P. Korfiatis, C.N. Manikopoulos  
Maximum dry density for a continuous grain size distribution  
Civil Engineering for practising and design  
engineers Vol. 3 pp 1139-1158, 1984.
3. H. den Adel  
Literatuurstudie filters  
CO-258901/88, LGM-rapport
4. M.A. Koenders  
Hydraulic criteria for filters  
Estuary Physics, july 1985 London
5. Kenter, C.J et al  
Doorlatendheid van steenzetting en filterlaag uit Oesterdam onder-  
zoek, Basalton-onderzoek, Armorflex-onderzoek en Gids-onderzoek.  
M 1795/m 1881 deel VII, WL;  
CO-258901/118 LGM mei 1984.  
Verslag onderzoek.
6. Te Duits  
Mondeling overleg.
7. Hoogeveen, R.  
Notitie over de afschuiving van een toplaag door een golfaanval  
CO-416641/17

Datum	Getij		Wind		Schade Noorderdam			Schade Zuiderdam				
Datum	LW	HW	kracht	richting	rij	afst.	zijde	opm	rij	afst.	zijde	opm.
23-11-84		+0.70	7	z.w.	8	13.0	Z	T	8	17.0	Z	T
	-2.30											
tot		+1.37	5	W	7	17.0	Z	T	7	16.0	N	N
	-2.70											
26-11-84		+0.65	7	W	8	19.0	Z	T	8	28.0	N	N
	-3.35											
		+0.50	4	z.w.	7	17.0	Z	T	7	17.0	Z	T
	-0.30											
4-1-85		-0.30	1	ZO	7	15.0	N	N	7	13.0	N	N
	-3.55											
tot		-0.40	5	Z	7	22.0	N	N	7	19.0	N	N
	-3.60											
8-1-85		+0.15	6	NO	8	28.0	N	N	9	25.0	N	N
	-3.93											
		-0.60	6		8	47.0	N	N	6	35.0	N	N
			6	0	3-7	0.0	Z	T	5	12.0	Z	T
8-2-85		-4.30										
		-0.20	6	0	5	9.0	Z	T	6	11.0	Z	T
tot		-4.55										
			7	0	8	10.0	Z	T	6	11.0	Z	T
11-2-85		-0.20										
			7	0	8	4.0	Z	T	7	13.0	Z	T
		-4.78										
			7	0	7	17.0	Z	T	7	17.0	Z	T
		-0.65										
			7	0	4	20.0	Z	T	6	25.0	Z	T
			6		6	28.0	Z	T	6	28.0	Z	T
			6		6	37.0	Z	T	6	37.0	Z	T
			7		7	39.0	Z	T	7	39.0	Z	T
			6		6	50.0	Z	T	6	50.0	Z	T
			4		4	58.0	Z	T	4	58.0	Z	T

Tabel I.

De Getijden zijn t.o.v. de kruin van de dam. (2m + NAP).

De rijen worden geteld vanaf de kruin van de dam.

Afstand geeft de afstand tot de kop van de dam aan.

T betekent dat de steen opgetild is. In de overige gevallen is de steen eruit.

Materiaal	porositeit	a	b
Basis materiaal	0.30	5	600
Filter materiaal	0.40	0.25	55
Spleten	1.0	-	4.0
Gesimuleerde homogene laag steenzettingen	0.4	-	$250 \times 10^3$
Spleten 4 keer zo doorlatend	1.0	-	0.25
Doorlatendheid van de gaten meegenomen	1.0	-	0.33
2.5 maal de doorlatendheid van gaten meegenomen	1.0	-	0.13

Tabel II.

De doorlatendheid van de materialen.



Berek.	gemiddeld niveau	breker diepte	breker <sup>5</sup> hoogte	doorlatendheid	max. overdruk	opm.
1	1.50	0.83	1.05	n	0.50	
2	1.50	0.83	1.06	v	0.42	
3	2.00	1.89	2.40	n	0.80	
4	2.00	1.89	2.40	v	0.72	
5	2.83	0.83	1.06	n	0.84	Golf aan andere kant
6	2.83	0.83	1.06	v	0.58	Golf aan andere kant
7	2.83	0.83	1.06	n + G	0.67	Golf aan andere kant
8	2.83	0.83	1.06	n + 25G	0.54	Golf aan andere kant

n = berekende doorlatendheid

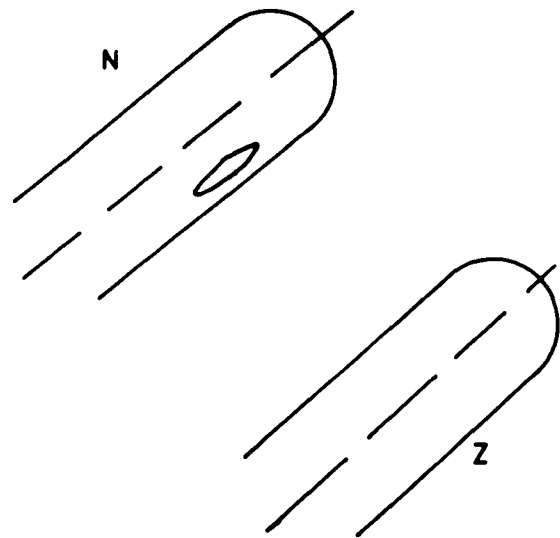
v = De spleten vierkeer zo doorlatend als n

G = Gaten als opgegeven zijn mee geschematiseerd

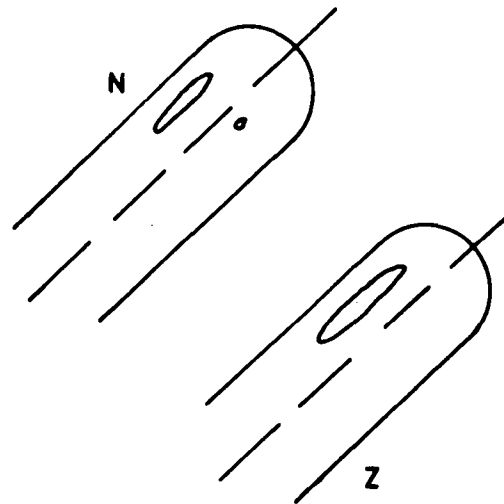
Tabel III.



WEEKEND VAN 23-25 NOV 1984

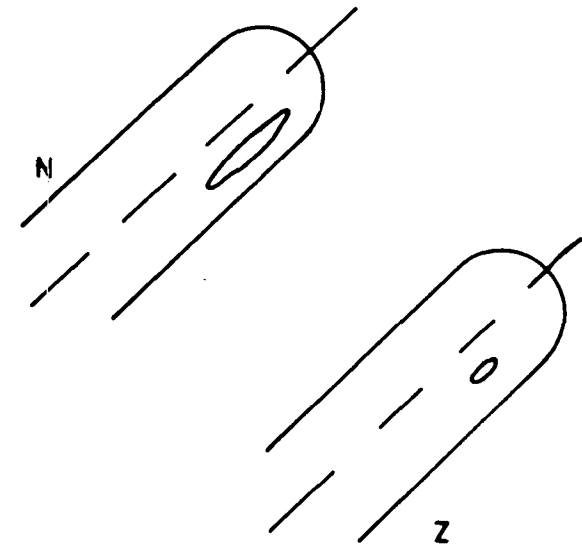


WEEKEND VAN 4-7 JAN 1985



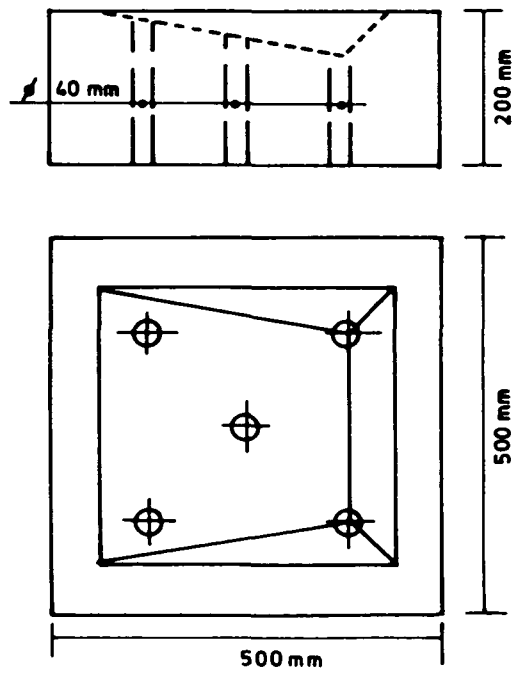
BIJLAGE 1

WEEKEND VAN 8-10 FEB 1985



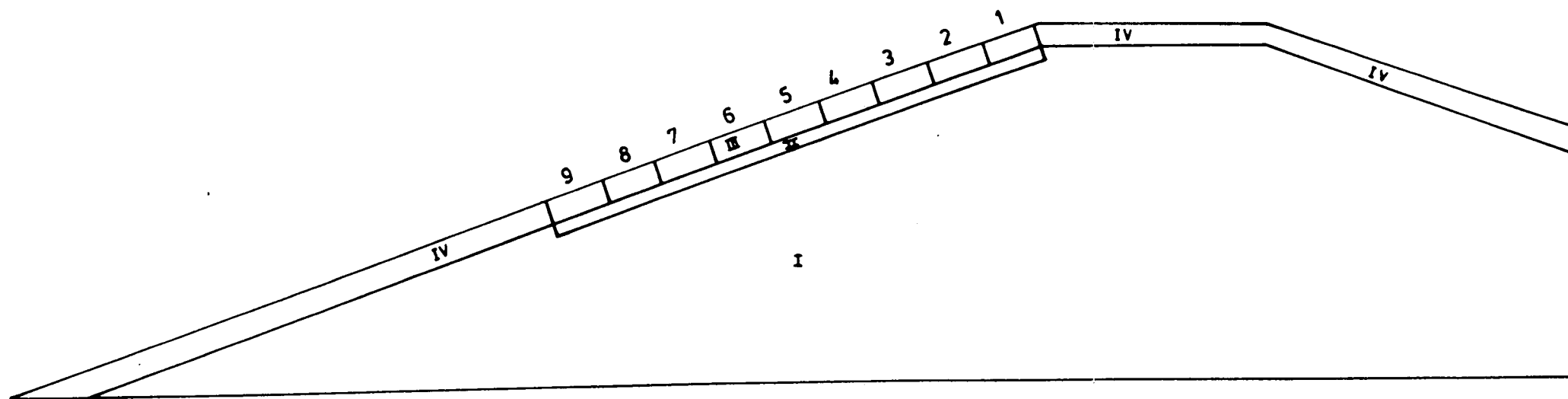
SAMENVATTING SCHADE

Geperforeerde  
betonblokken



BIJLAGE 2

schematisering Havendam Goessche SAS





laboratorium voor grondmechanica delft 88-01-03

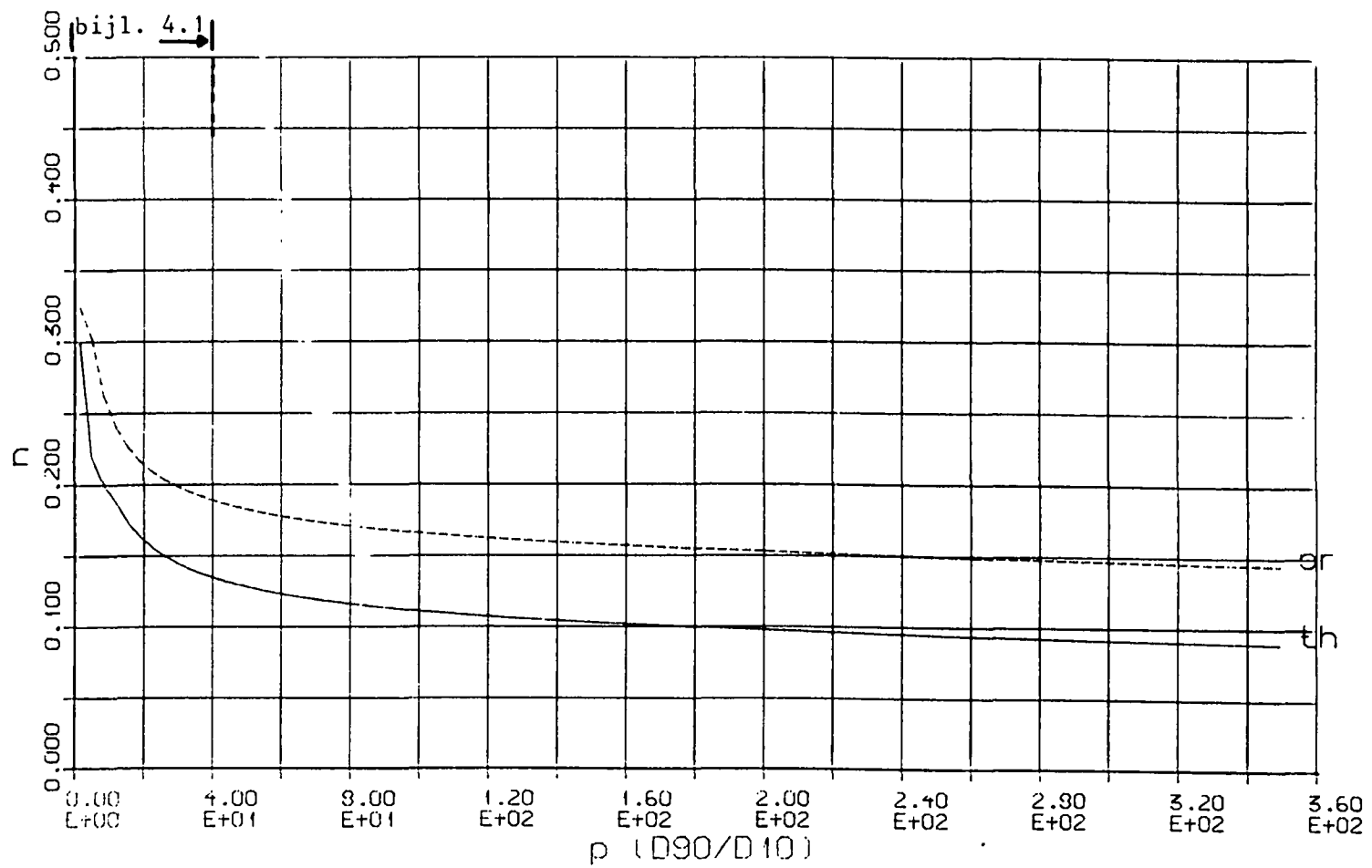
Verbond tussen granulaat en porosititeit

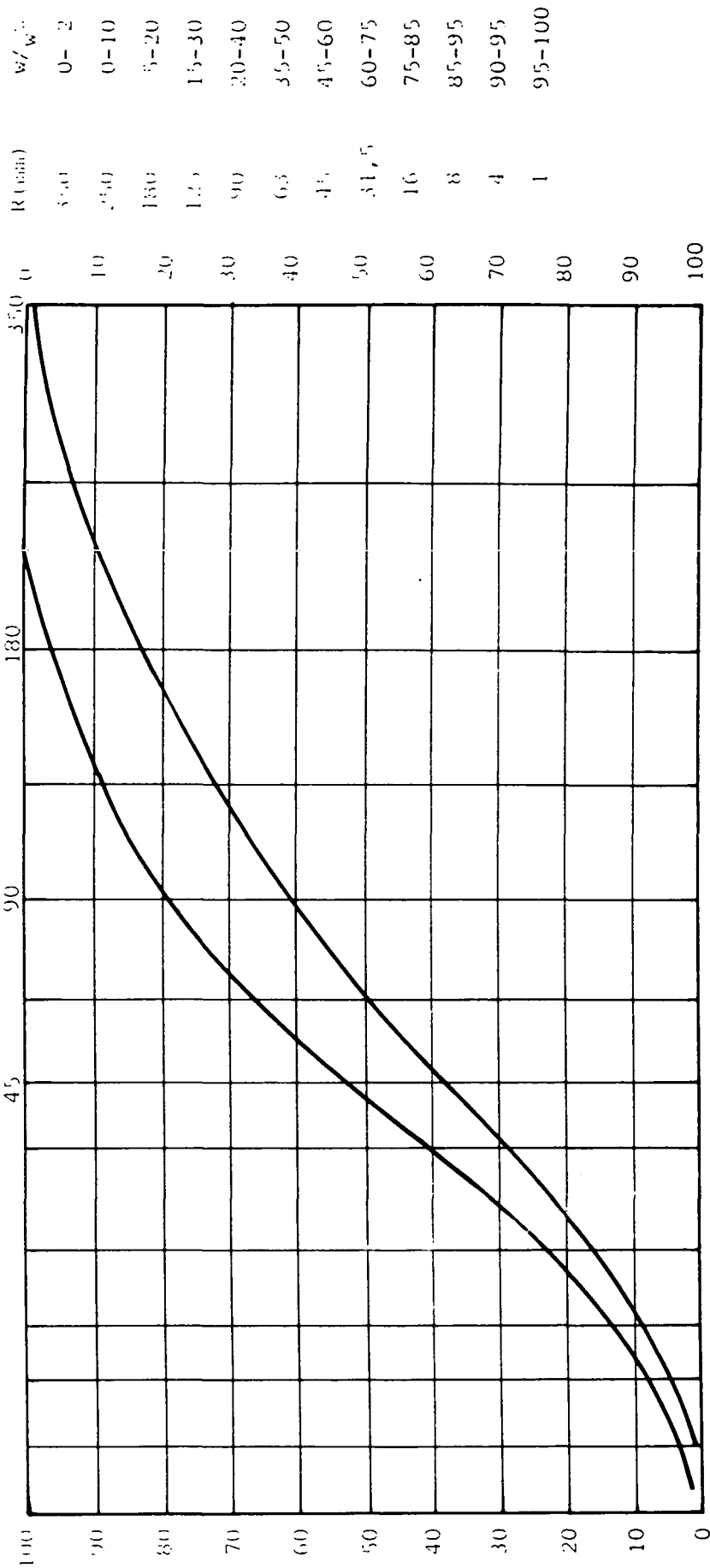
07-281500 HAN

BIJL. 4.2

Th= theoretische curve, deze is berekend

Pr= praktische curve verkregen door curvefitting van experimenteel gevonden waarden





**laboratorium voor grondmechanica delft**  
 telefoon: (015) 569223      telex: 38234 soil nl

86-01-06

get  
Q

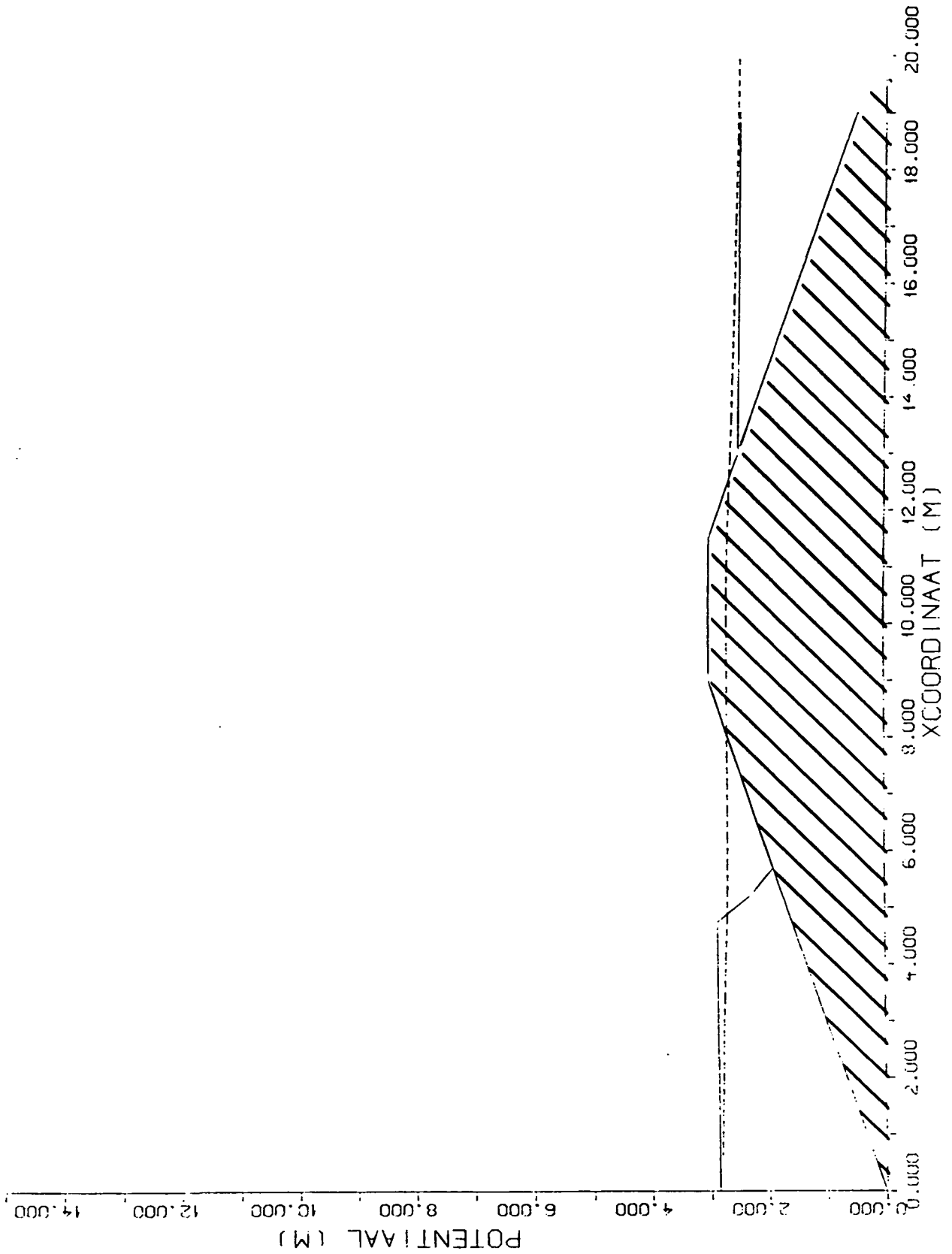
ZEEFCURVE VAN HET BASIS MATERIAAL

CO-281500

gec.

BIJL. 5

form  
A4



Geotechnisch Instituut, Delft

86-01-06

Potentiaal op de steenzetting en berekende potentiaal ---- (Ber 1)

CO-28 1500 HAN

BIJL.

6

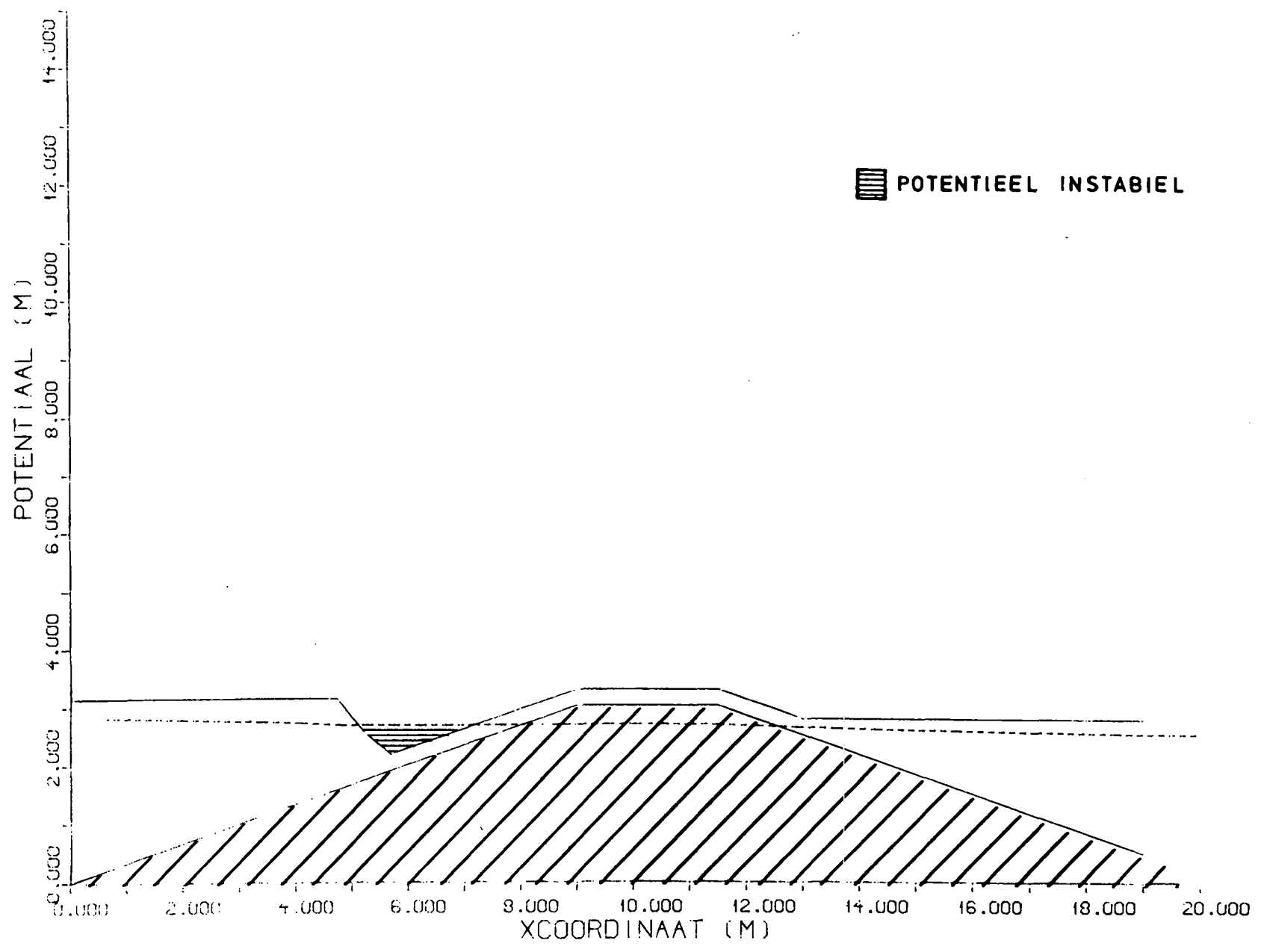


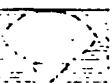
Potentiaal op de slijpzetting en  
berekende potentiaal ---- (Ber 1)

85-01-03

CO-29 1500 HAN

BIJL. 7



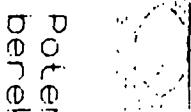
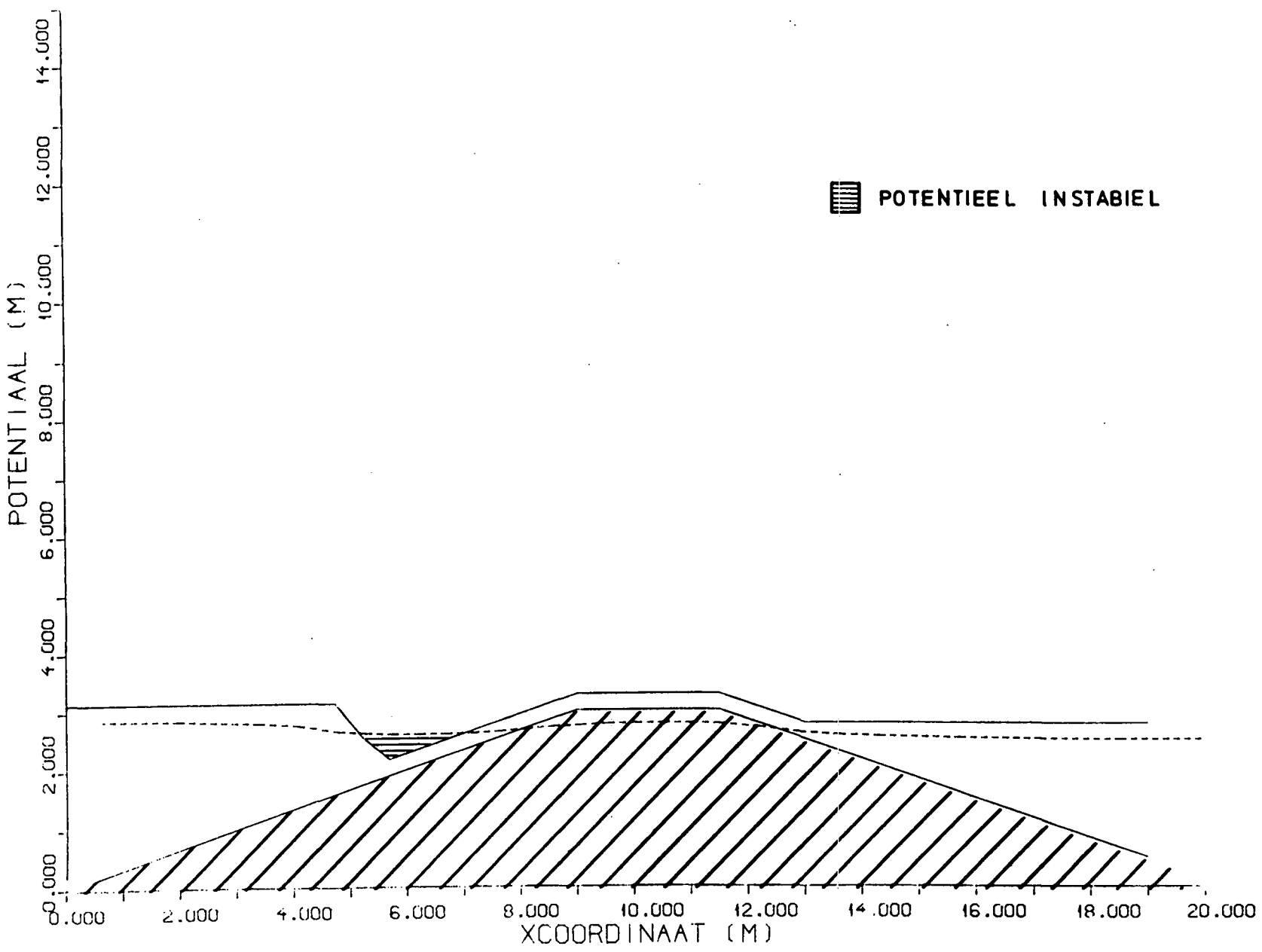


Potentiaal op de steenzetting en  
 berekende potentiaal. --- (Ber 2)

86-01-08

CO-281500 HAN

BIJL. 8

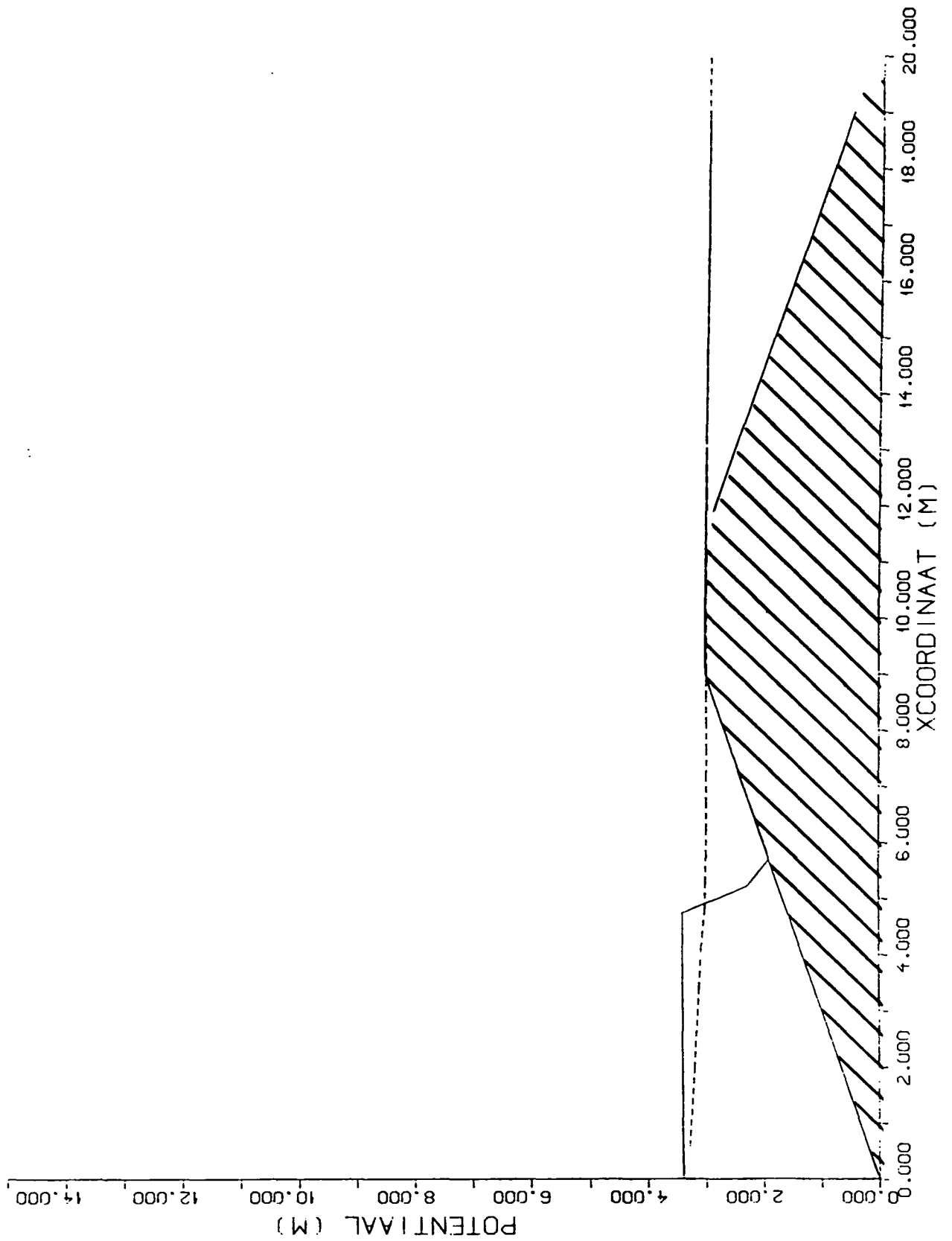


Laboratorium voor grondmechanica delft 86-01-08

Potentiaal op de steenzetting en berekende potentiaal ---- (Ber 2)

CO-281500 HAN

BIJL. 9



Landbouwkundig onderzoeksinstituut Wageningen

90-10-98

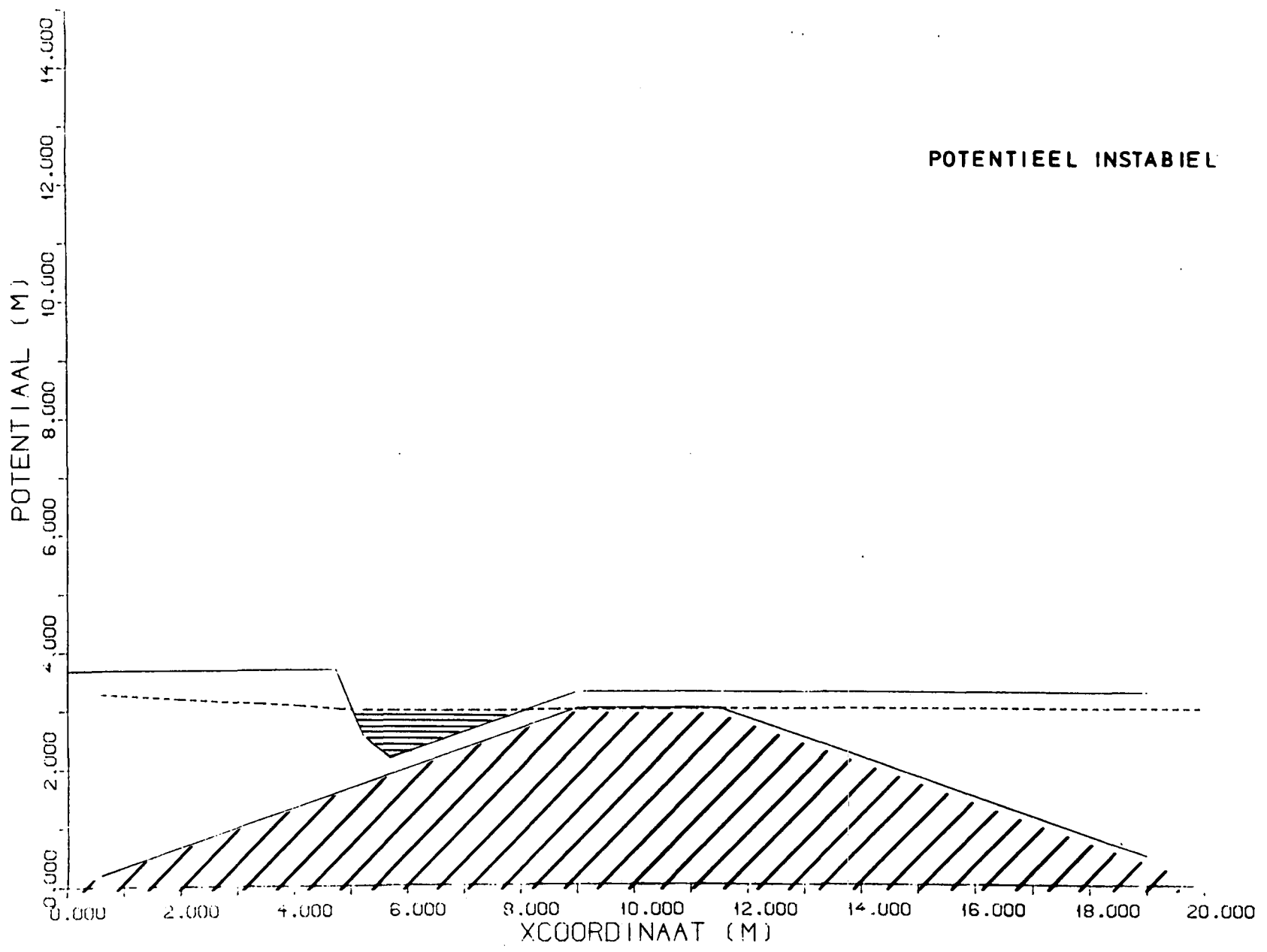
Potentiaal op de steenzetting en berekende potentiaal ---- (Ber 3)

CO-281500 HAN

BIJL.

10

POTENTIEEL INSTABIEL

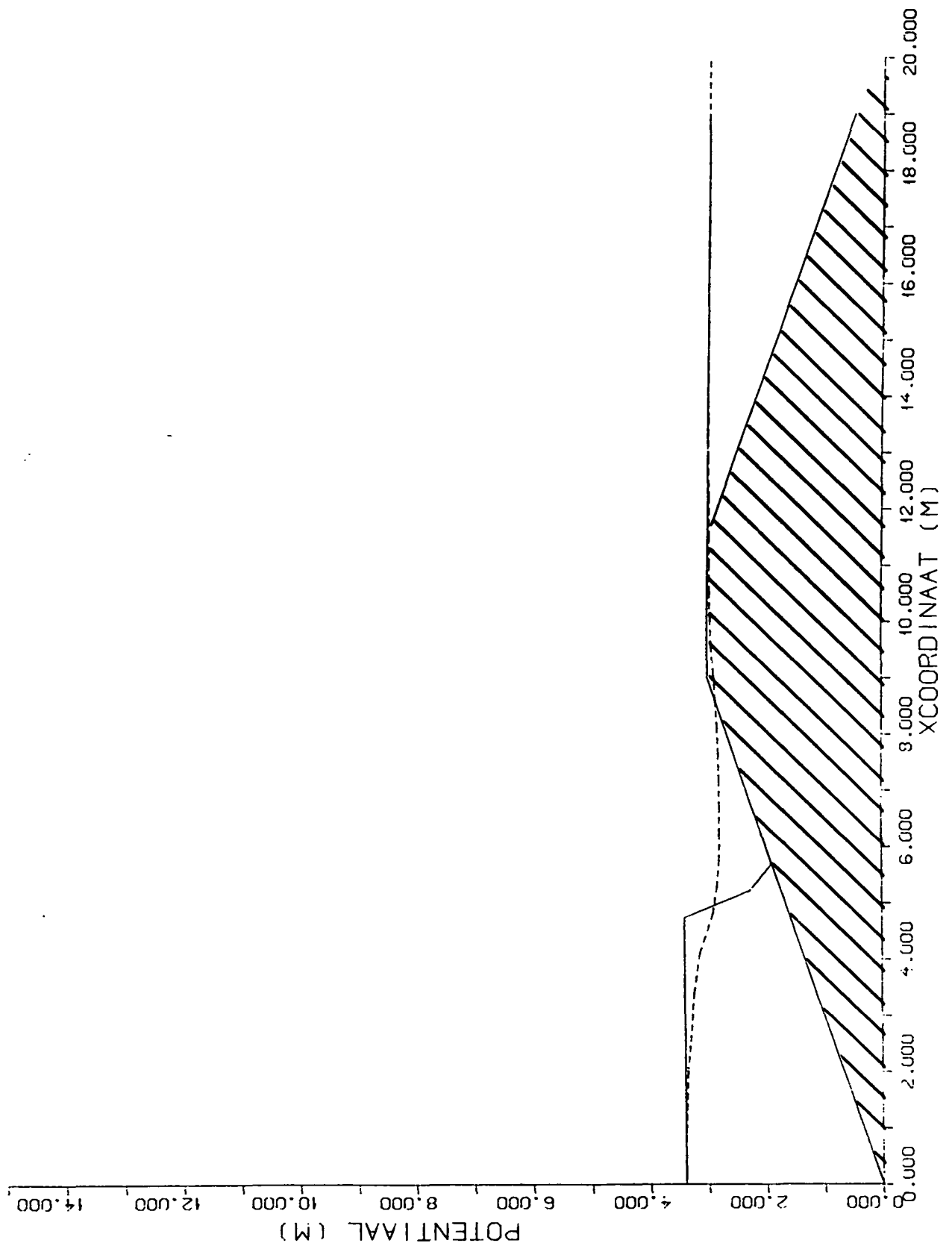


Laboratorium voor Grondmechanica delft 36-01-03

Potentiaal op de steenzetting en berekende potentiaal ---- (Ber 3)

CO-231500 HAN

BIJL. 11



Leopold-Universität Wien, Institut für Wasserbau und Gewässerbau

86-01-06

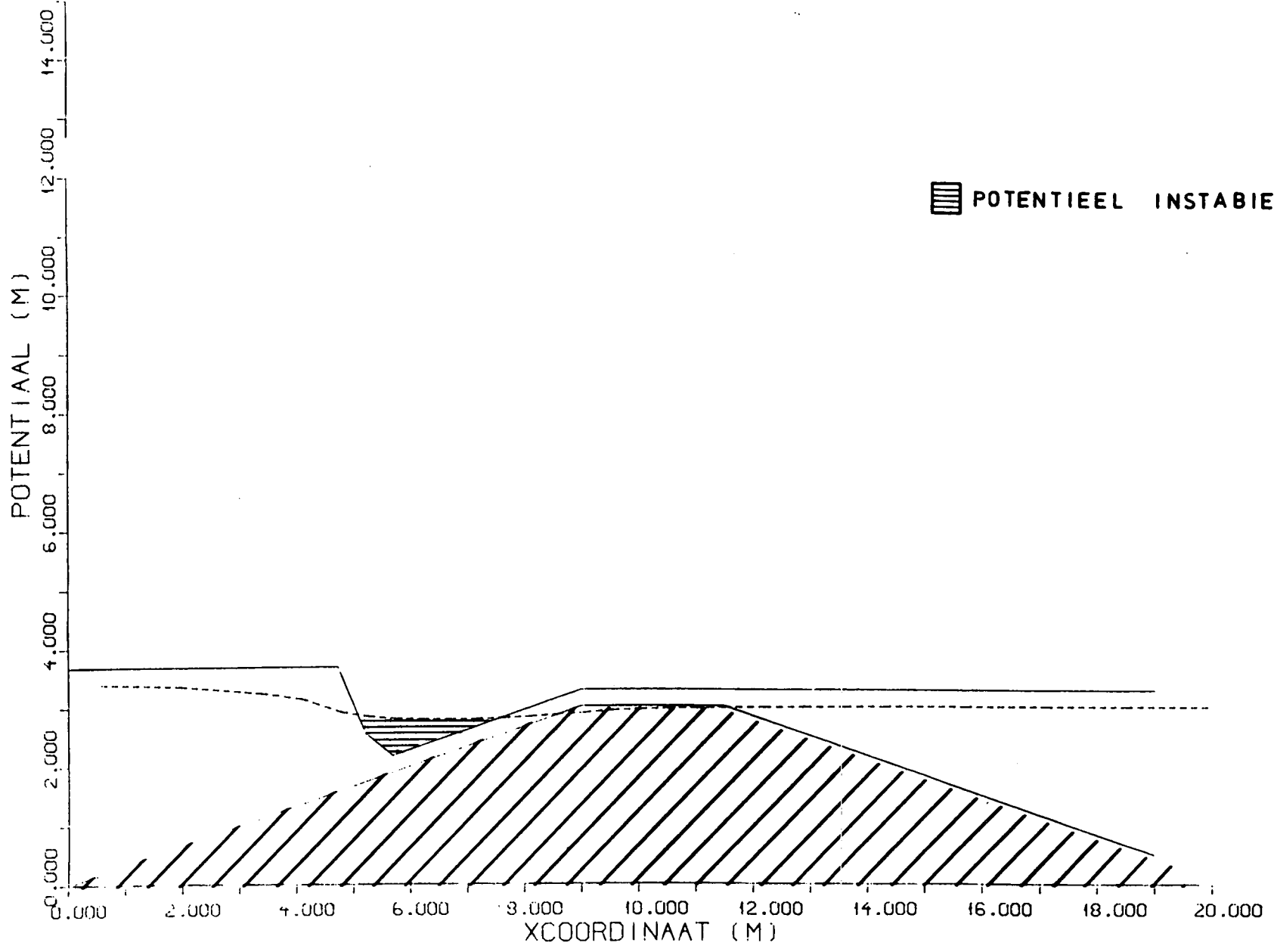
Potentiaal op de steenzetting en berekende potentiaal ---- (Ber 4)

CO-28 1500 HAN

BIJL.

12

 POTENTIEEL INSTABIEL

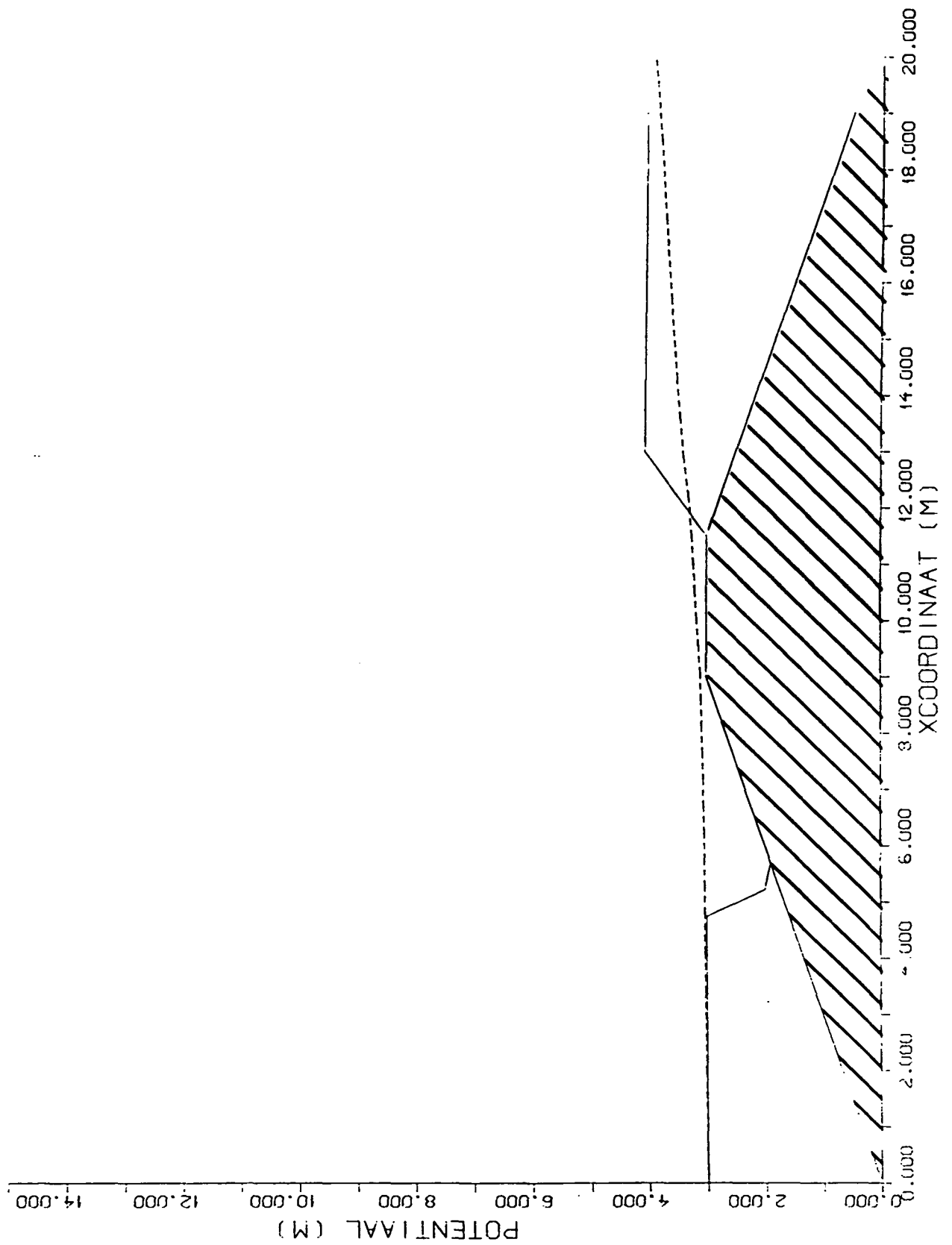


Laboratorium voor grondmechanica delft 86-01-08

Potentiaal op de steenzetting en  
berekende potentiaal. ---- (Ber 4)

CO-281500 HAN

BIJL. 13



Laboratorium voor geotechnische metingen

86-01-06

Potentiaal op de steenzetting en berekende potentiaal ---- (Ber 5)

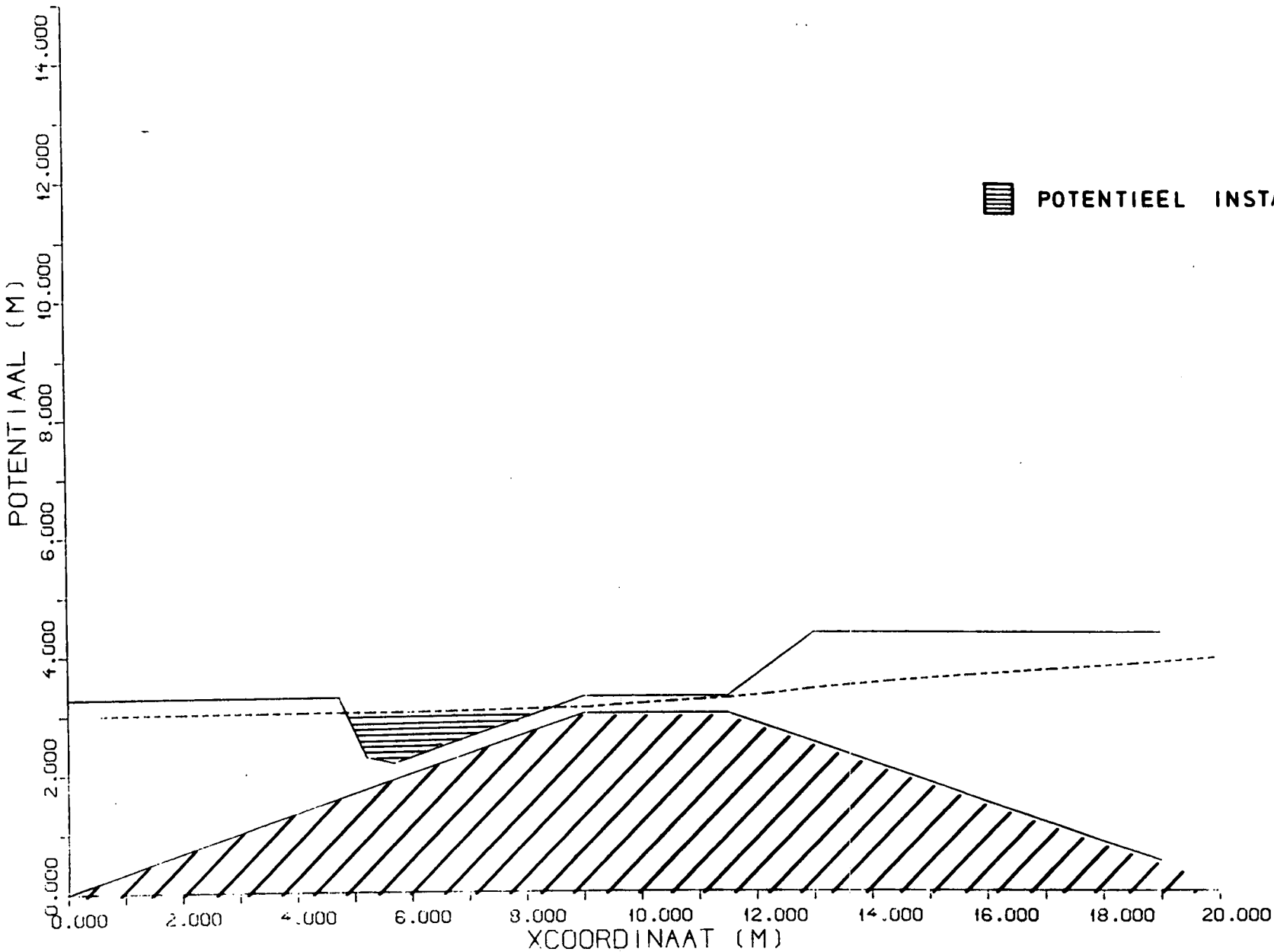
CO-281500 HAN

BIJL.

14



▨ POTENTIEEL INSTABIEL

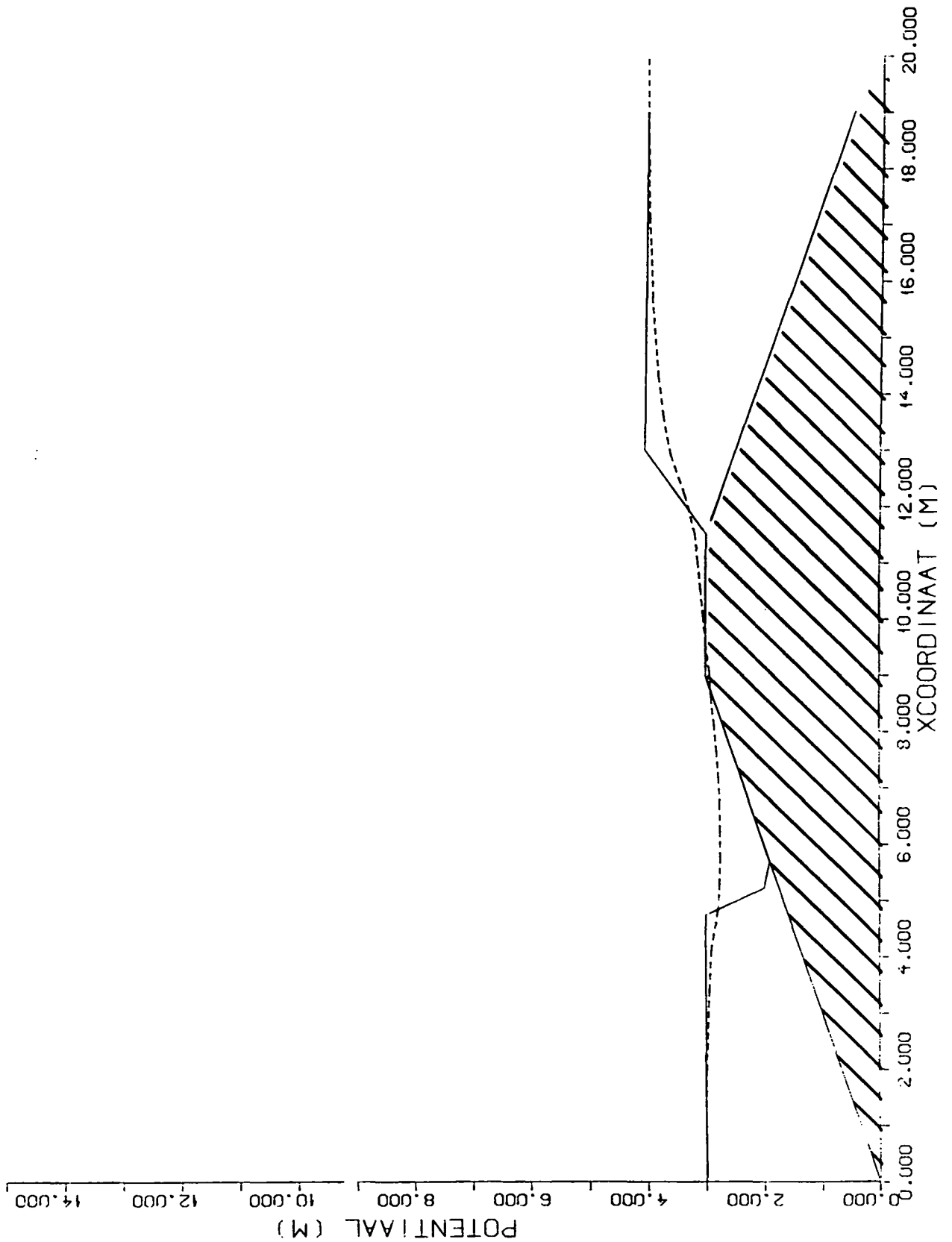


Laboratorium voor grondmechanica deelft 86-01-08

Potentiaal op de steenzetting en berekende potentiaal ---- (Ber 5)

CO-28/500 HAN

B.I.J.L. 15



Leeswijzer voor de afbeelding op deze pagina

86-01-06

CO-28 1500 HAN

Potentiaal op de steenzetting en berekende potentiaal (Ber 6)

BIJL.

16



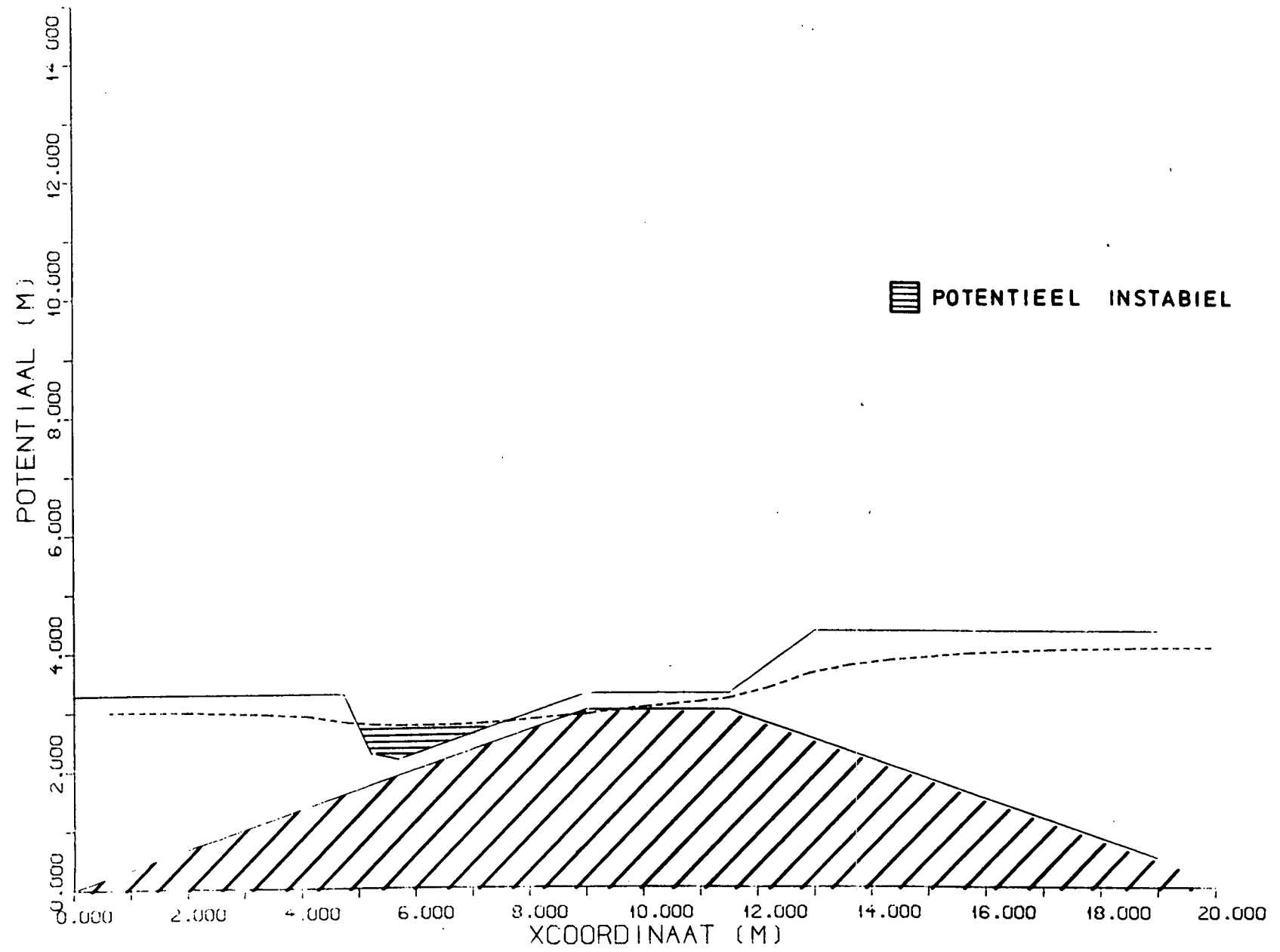
Laboratorium voor geomechanica deurt 86-01-02

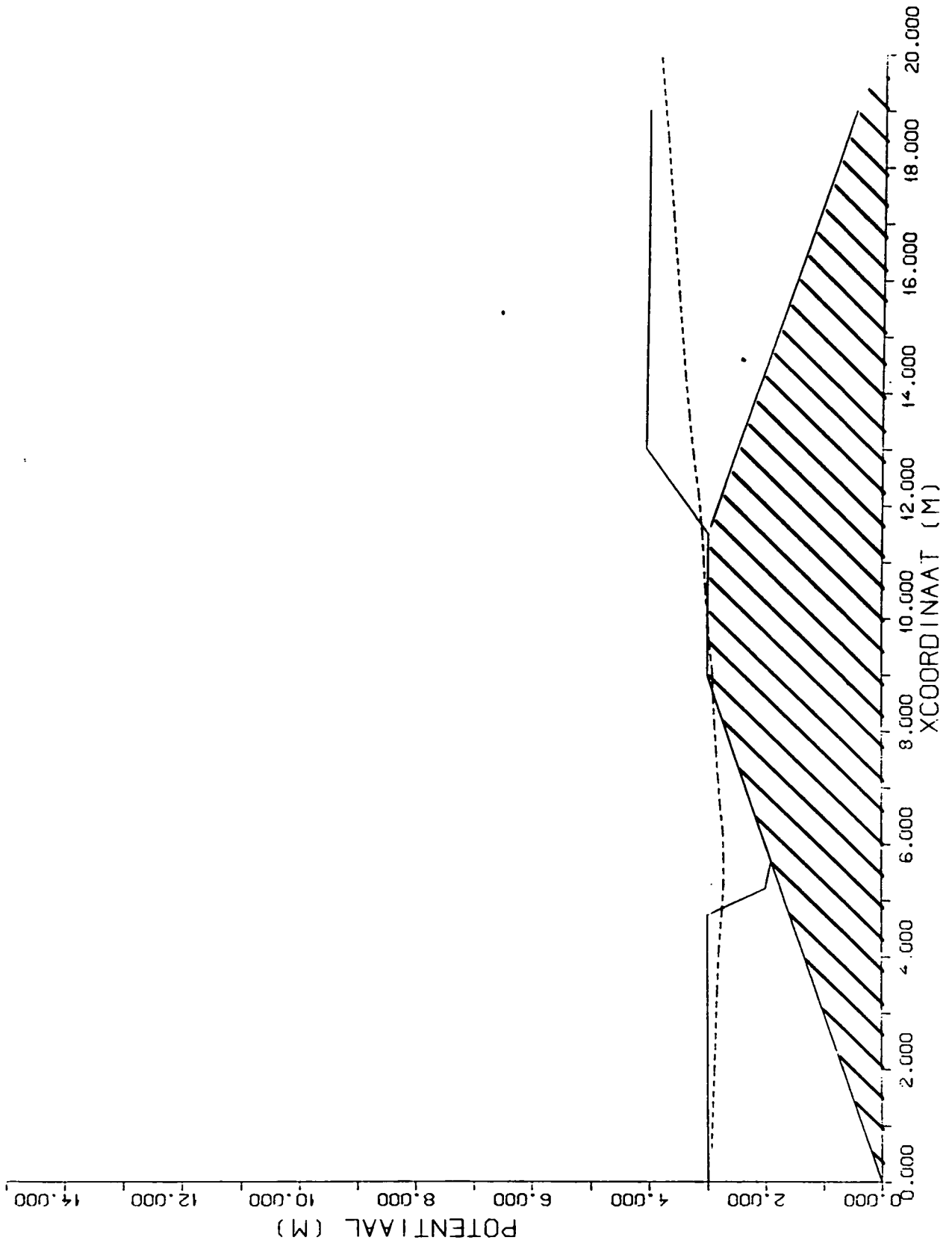
Potentiaal op de steenzetting en berekende potentiaal ---- (Ber 6)

CO-281500 HAN

BIJL.

17





...mechanica delict.

86-01-06

Potentiaal op de steenzetting en berekende potentiaal ---- (Ber 7)

CO-28 1500 HAN

BIJL.

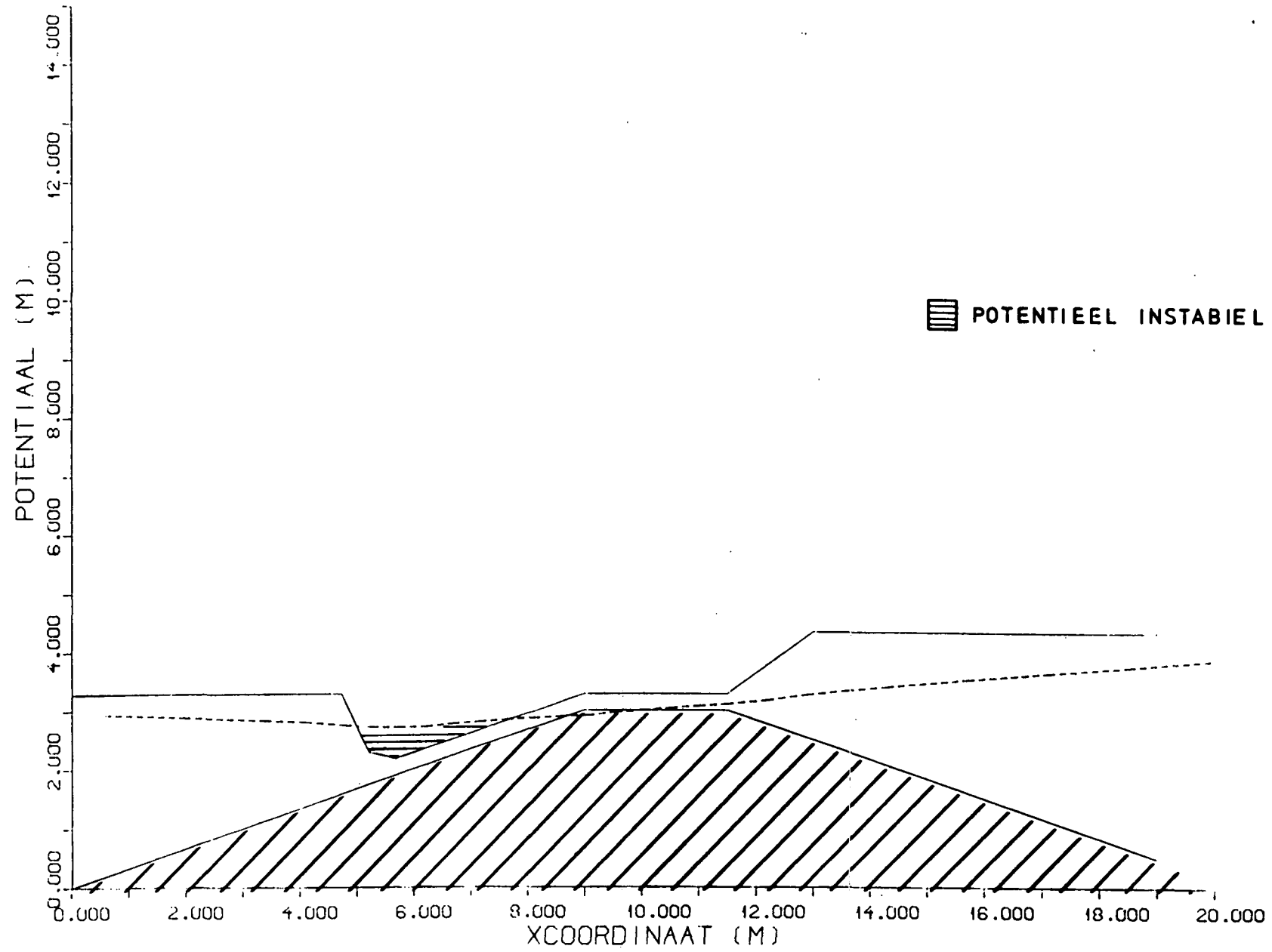
18

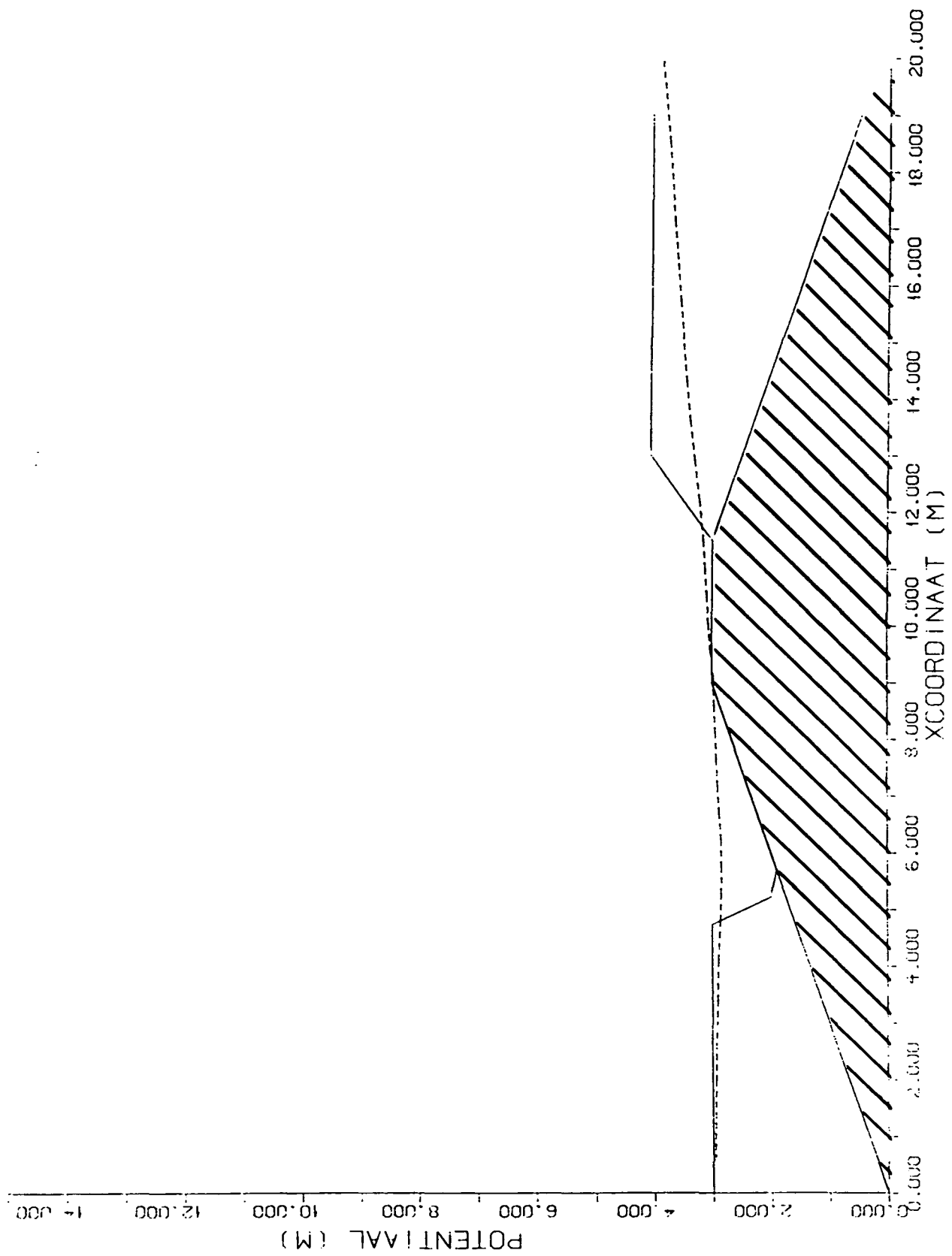
Potentiaal op de steenzetting en berekende potentiaal ---- (Ber 7)

86-01-08

CO-281500 HAN

BIJL. 19





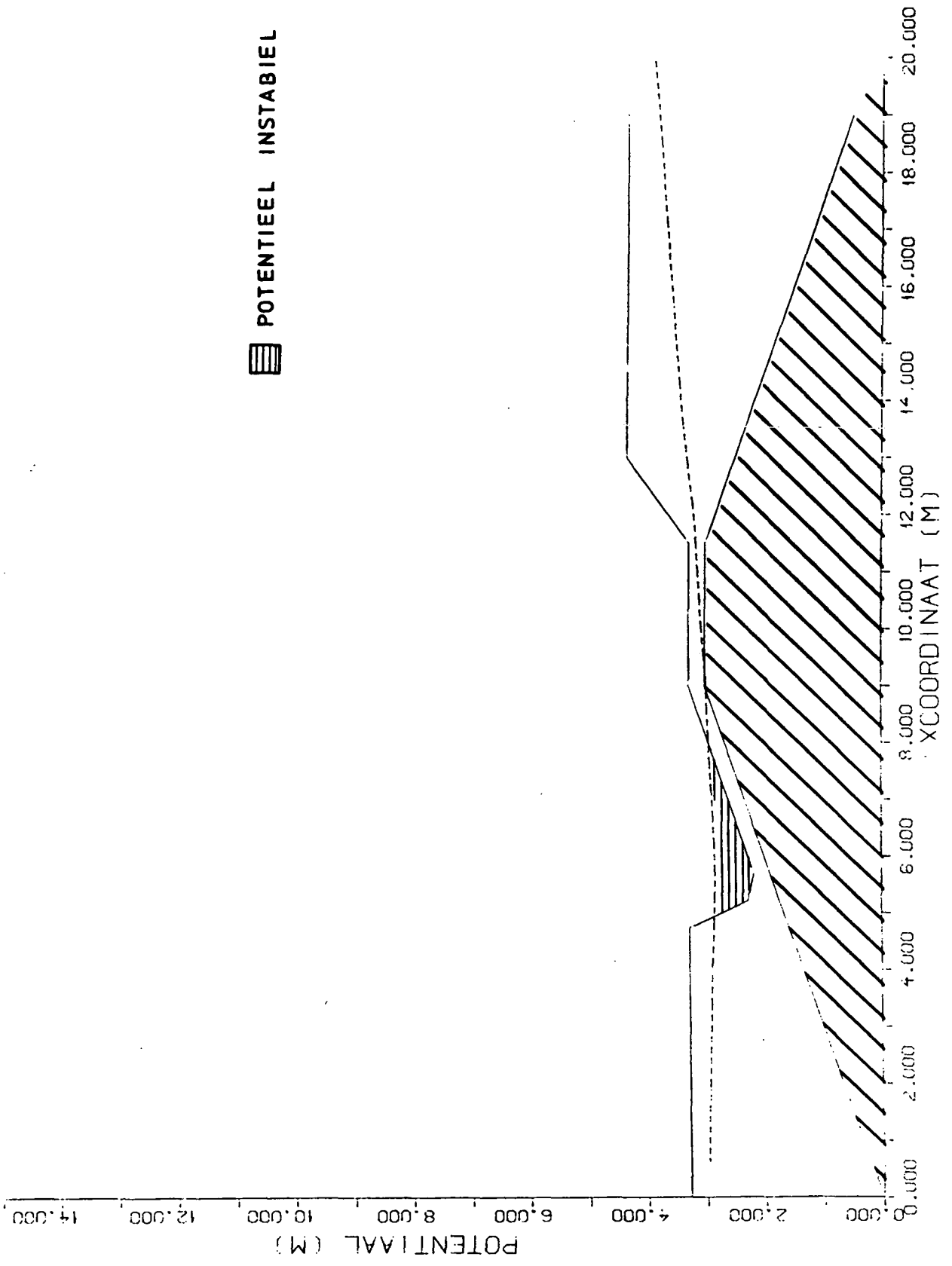
Laboratorium voor grondmechanica delft

86-01-09

Potentiaal op de steenzetting en  
 berekende potentiaal ---- (Ber. 7,1)

CO-281500 HAN

BIJL. 20



Laboratorium voor grondmechanica deelt.

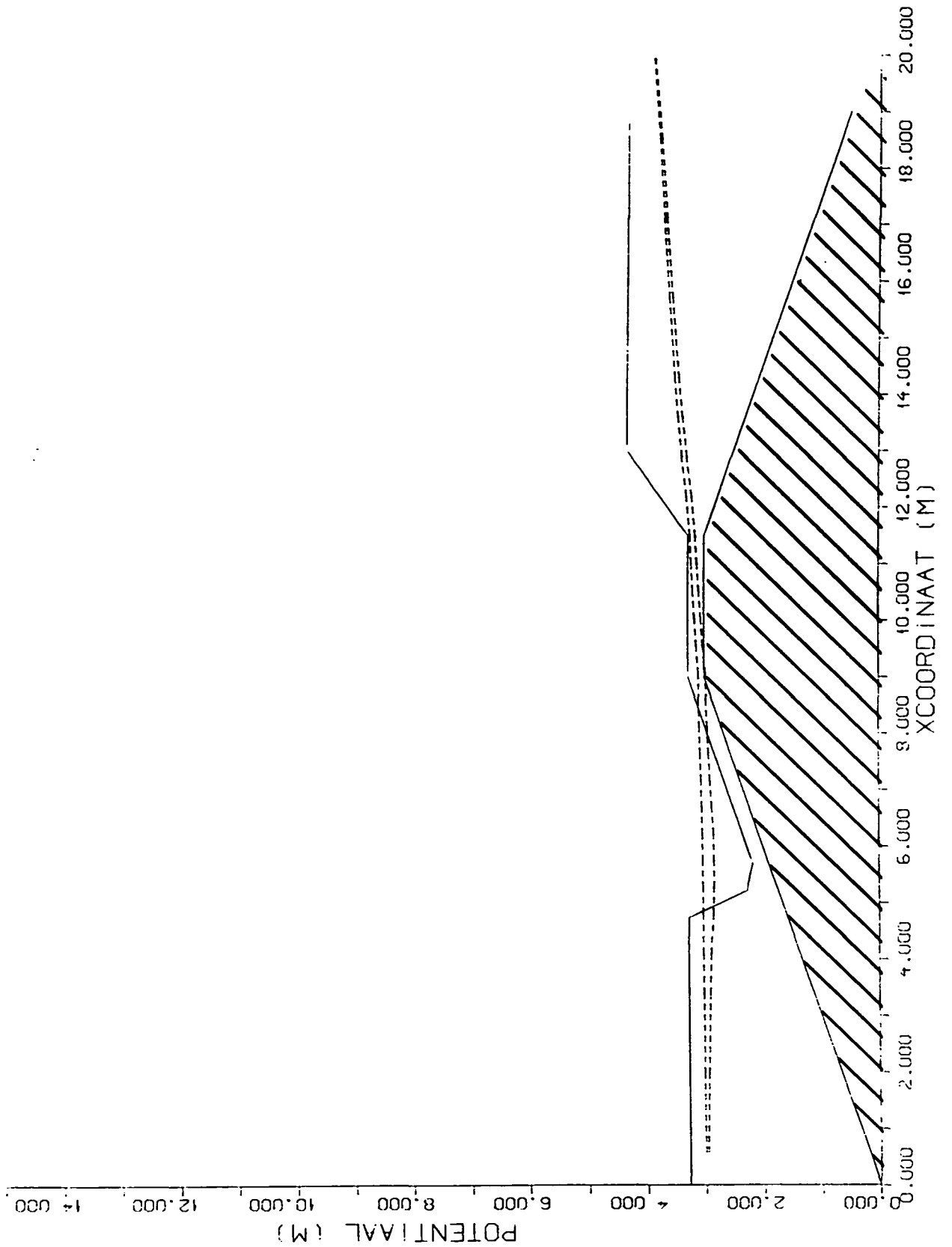
86-01-09

Potentiaal op de steenzetting en berekende potentiaal ---- (Ber 7.1)

CO-28 1500 HAN

BIJL.

21



Leopold-Vereniging voor de Nederlandse Landbouw

86-01-09

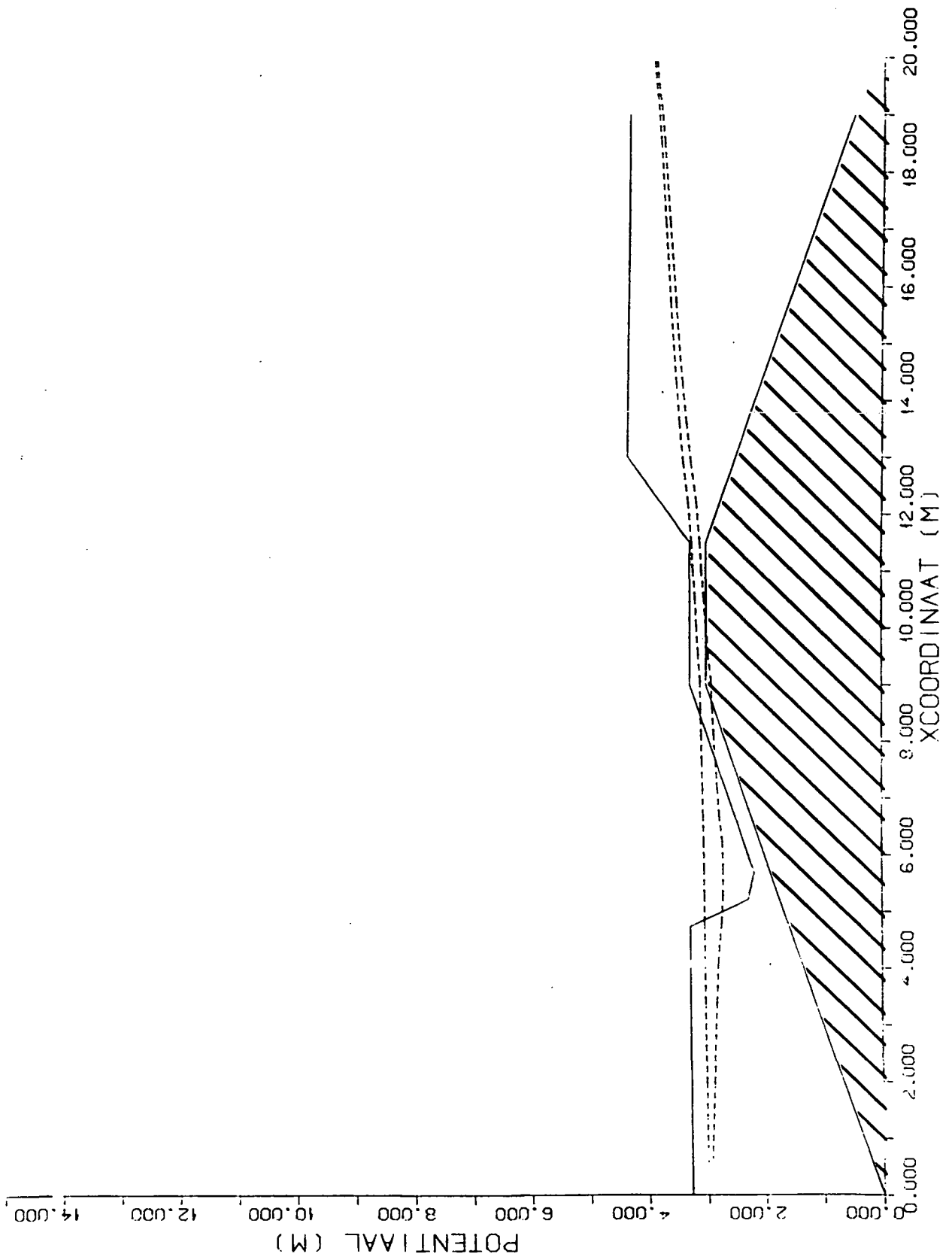
Vergelijking van de potentiaal berekend met en zonder gaten

CO-28 1500 HAN

BIJL.

22





Laboratorium voor grondmechanica delft

86-01-08

Vergelijking van de potentiaal berekend met en zonder gaten

CO-281500 HAN

BIJL.

23

SECTIE 16

Praktijkervaring betreffende taludbekledingen op zeedijken,  
Intern verslag werkbezoeken in de maanden mei, juni en juli 1984

Praktijkervaringen betreffende  
taludbekledingen zeedijken

Intern verslag:

Werkbezoeken in de maanden  
mei, juni en juli 1984.

B-84.028

1 november 1984

Bezoeken door: ir E.H Ebbens

J.C.P Johanson

P.I Papilaja

- Inhoud -

Bezoeken:

- Stroe-Normerven, d.d 30 mei 1984 . . . . .	blz.	1
- Waterschap Hulster Ambacht, d.d juni 1984 . . . . .	blz.	3
- Waterschap Walcheren: Zuidwatering, d.d 17 juli 1984 . . . . .	blz.	8
- Waterschap Noord-en Zuid Beveland, d.d 10 juli 1984 . . . . .	blz.	10
- Waterschap Schouwen Duiveland, d.d 3 juli 1984 . . . . .	blz.	17
- Provinciale Waterstaat Zeeland: district Goes, d.d 3 juli 1984	blz.	20

Bijlage:

- Foto-lijst . . . . .	blz.	23
------------------------	------	----

Bezoek aan Stroe-Normerven (noordzijde Wieringen) d.d. 30 mei 1984

door: dhr. ir. E.H. Ebbens

dhr. J.C.P. Johanson

dhr. P.I. Papilaja

Gesproken met: dhr.ing. J.C. v. Beek (voorbereiding en uitvoering natte werken, directie Noord-Holland, RWS).

Ervaring met Basalton.

Het gebruik van basaltzuilen is te prefereren boven het gebruik van basalton. Door het gebruik van basaltonzuilen die nog niet zijn uitgehard als ze worden verwerkt, ontstaat het gevaar van kapot vriezen. Het mechanisch zetten van lange basaltonzuilen is problematisch, de pakketten kunnen uit de grijper vallen.

Bovendien is de tijdwinst nihil vanwege het feit dat in verband met de aanvoer extra voorzieningen moeten worden getroffen. Er dient een rijbaan van platen te worden aangelegd en de pallets waarop de pakketten worden aangevoerd moeten weer worden verzameld.

Als gevolg van bovenstaande moeilijkheden is men weer overgegaan tot het zetten met de hand, waarbij overigens veel bredere spleten werden toegestaan. Vierkante blokken zijn niet toegepast omdat deze niet in de gevraagde dikte (0,35 m) verkrijgbaar waren.

Tijdens het bezoek aan de dijk viel de wijze van zetten van basalt op. De basalt werd aangebracht op een filterlaag van zandasfalt. Om de basalt op hoogte te stellen werd gebruik gemaakt van puin. Het puin, dat uit vrij grote brokken bestond, werd gestapeld waarbij grote openingen in deze puinlaag ontstonden. Naderhand werd de glooiing nagewassen met steenslag waarbij het de bedoeling was dat ook steenslag langs de zuilen tot tussen de puinstapelingen zou doordringen.

Aanvullingen betreffende deze basaltonglooiing d.d. 11 oktober 1984 tijdens het symposium "cementbetonnen dijkbekledingen".

De heer Van Viegen (firma de Hoorn):

Het mechanisch zetten van lange zuilen was inderdaad een moeilijkheid. Door de tapse vorm van de blokken en het hoge aangrijpingspunt van de klem vielen de blokken uit de klem. Nadat het aangrijpingspunt was verlaagd van 5 tot 7 cm van de bovenzijde van het blok bleek het wel mogelijk mechanisch te zetten.

De heer A. Roos (RWS Noord-Holland) tijdens zijn voordracht:

In verband met de extra voorzieningen, nodig t.b.v. het transport bleek mechanisch zetten slechts enige procenten goedkoper te zijn dan het zetten met de hand.

Als een aannemer, die de betonzuilen per gewicht koopt, de blokken met de hand verwerkt en deze blokken worden met wijdere spleten gezet, zal dit snel voordeliger zijn dan het mechanisch zetten.

De hoeveelheid spleetvulling bij het met de hand gezette glooiing gedeelte is merkbaar meer dan die bij het gedeelte dat mechanisch is gezet.

Een voordeel van met de hand gezette basalt is het volgende: kapotte blokken kunnen direct worden verwijderd.

Bezoek aan Waterschap Hulster Ambacht d.d.

door: dhr.ir. E.H. Ebbens

dhr. J.C.P. Johanson

dhr. P.I. Papilaja

Gesproken met: dhr. Kroon (Waterschap Hulster Ambacht)

dhr. Kameraad (PW Zeeland)

- I Gesprek met de heer Kroon Waterschap Hulster Ambacht.
- II Bezoek met de heer Kroon, aan diverse dijkvakken.
- III Gesprek met de heer Kameraad PW Zeeland in het plaatsje "Paal".
- IV Bezoek aan dijkverbetering; in Paal en Emmadorp (dijk langs het verdronken land van Saeftinge).
- V Bezoek aan dijk Molenpolder.

I. Gesprek met de heer Kroon (+ 9.30 uur).

#### Overzichten

- Overzicht van dijkbekledingen vastgelegd op glooiingskaarten (archief zeewaterkeringen).
- M.b.v. de glooiingskaart wordt een planning opgesteld voor de komende jaren.
- Daardoor kan een regelmatig onderhoud worden gepleegd.

#### a. Toepassing materiaal

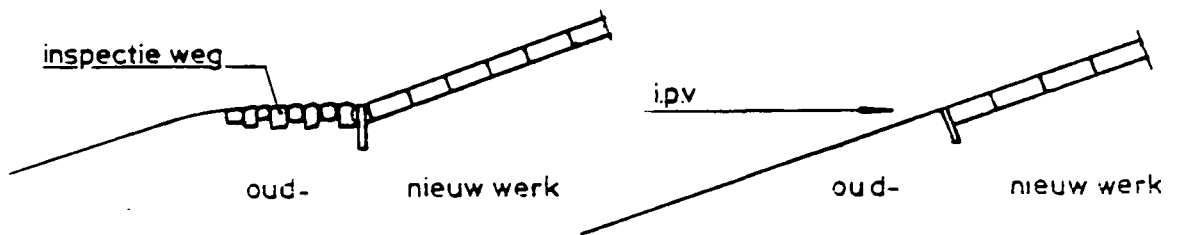
- Werkt veel met zetsteen afkomstig uit andere werken. In 1985 is de voorraad pools graniet op, in plaats hiervan is men van plan basalt te gaan gebruiken.
- Toepassing van basalt bermen op gem. HW niveau (om uitlichten tegen te gaan).
- Toepassing van asfalt boven de NAP + 3,00 m (voorkeur)
- Toepassing van basalt beneden de NAP + 3,00 m (voorkeur)

Indien basaltglooiingen niet gestopt worden, worden ze op de volgende wijze vastgelegd.

- Steenslag van Doornikse steen bovenaan de glooiing strooien, de steenslag m.b.v. water inwassen (gebruikmakend van eb en vloed). Doornikse steenslag is beter dan Nederlandse.

Indien een basaltglooiing op ronde steenslag niet stabiel is, kan het grind naar beneden rollen waardoor zuilen kunnen verzakken.

Glooiingen van vlakke betonblokken zijn moeilijk te inspecteren, door alggroei worden ze bijzonder glad en gevaarlijk. Bij dijkverbeteringen zijn de glooiingen altijd vlak gemaakt, voor de begaanbaarheid zou het beter zijn geweest de nieuwe glooiing tegen de oude aan te sluiten.



Vroeger werden overgangsconstructies ingegoten met een teersteenslagmengsel. De duurzaamheid was echter beperkt. Tegenwoordig wordt gietasfalt gebruikt (zie II b)

Het star maken van een overgangsconstructie heeft het volgende nadeel: Indien uit de betonglooiing enige blokken worden uitgelicht kan de betonband niet meer naar beneden worden geduwd om de blokken weer op hun plaats te leggen. Het gevolg is dat een gedeelte van de overgangsconstructie moet worden gesloopt om de schade te herstellen.

#### b. Schaden

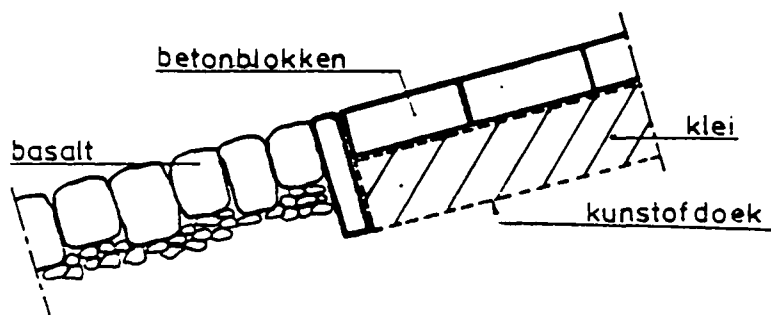
- Schade bestaat uit uitstromen van klei vanachter de betonband met als gevolg zakking van de betonblokken.

Zo is laatst schade ontstaan aan de dijk van de Perkpolder ten westen van de veerhaven. Het uitspoelen van de klei geschiedt langzaam, vaak door haalgolven en kan dan tijdens een betrekkelijk lichte storm, zoals op 3 maart 1984 openbaar worden. Het is eigenlijk onterecht dit soort schade als "stormschade" aan te merken.

Herstel van dergelijke schade met nieuwe klei is gedoemd tot mislukken, evenals het gebruik van mijnsteen. De reparatie kan het best worden uitgevoerd met Doornikse steenslag.

Om dit soort schade te voorkomen is de gedachte geopperd, het kleipakket van een filterdoek te voorzien.





Indien de betonband op puin staat zal de kans op uitspoeling aanzienlijk toenemen.

Uitvoering herstelwerkzaamheden door het Waterschap, door een aannemer.

Waterschap - Maakt gebruik van eigen steenzetters; maken geen grote gaten tijdens reparaties ("stenen worden uitgepeuterd").

- Steenzetters zijn autochtonen, grotere betrokkenheid, bekend met de omgeving (vnl. zeedijken).

Aannemer - Werkt grover; grote oude stukken bekleding worden weggehaald om nieuwe bekleding aan te kunnen brengen.

- Kwaliteit minder (voorop staat: productie maken).

### Algemeen

Aan het eind van het gesprek is samen met de beheerders een pakket met overgangsconstructies doorgenomen.

Bekeken zijn overgangsconstructies uit de provincies:

- Groningen met name - Dollard dijk, Emmapolder, Ommelanderzeedijk.
- Friesland met name - Holwerder polder
- Noord Holland met name - Helderse Zeewering, Wieringer Zeewering, Texel.
- Zeeland met name - Waterschap Noord- en Zuid Beveland, Waterschap Hulster Ambacht.

Het commentaar van de beheerders op deze overgangsconstructies wordt los van deze rapportage verwerkt.

De gegevens hierover worden bewaard in het archief van het COW onder nr. S-84.002.

## II. Bezoek aan stukken dijk met de heer Kroon

Bezochte plaatsen (aangehouden dijkpaalnummers Hulster Ambacht).

- a. gemaal Kampen; ter hoogte van dijkpaal 351-352
- b. ter hoogte van dijkpaal 330.
- c. ter hoogte van dijkpaal 274.

### a. Gemaal Kampen ter hoogte van dijkpaal 351-352

Plaats van een oude schade.

(De schade is al gerepareerd).

### b. Ter hoogte van dijkpaal 330

De overgangsconstructie betontegels-diaboolglooiing is ter plaatse van de perkoenen rij ingegoten met bitumen.

De uitvoering: m.b.v. een glijgoot door het Waterschap ontwikkeld. Voordeel van een glijgoot: materieel, waarmee de asfalt wordt aangevoerd, blijft op de buitenberm staan waardoor geen schade kan ontstaan aan het talud.

### c. Ter hoogte van dijkpaal 274

Hier werd de plek bezocht waar kortgeleden schade aan de betonblokken is opgetreden (zie I b).

## III. Gesprek met de heer Kameraad: uitleg over de werkzaamheden

Opbouw - taludbekleding blokken op "klei" (machinaal gezet)  
50x50x15 cm.

- over de verdichte klei wordt een laag korrelige klei aangebracht waar de blokken in worden gezet.

Deze werkwijze geeft de glooiing een strak uiterlijk.

De klei die is gebruikt als taludbekleding is afkomstig van het verdronken land. Deze ongerijpte klei is in twee lagen aangebracht met een wachttijd van 3 maanden. Op deze wijze is een klei ontstaan die goed bewerkbaar is.

## IV. Bezoek aan dijkverbetering met de heer Kameraad

Bezochte plaatsen: (aangehouden hectometering top-kaart)

- plaatsje Paal, ter hoogte van hectometerpaal 0.
- plaatsje Emmadorp, ter hoogte van hectometerpaal 30.

V. Bezoek aan dijk Molenpolder

De dijk is aangelegd op een zandondergrond, bestaande uit jong zeezand. Om welvorming te voorkomen heeft men de teensloot bij aanleg voorzien van een bekleding van terrafixblokken op filterdoek. De bodem van de teensloot is over een lengte van  $\pm 25$  m aanzienlijk omhoog gekomen. Echte wellen konden niet ontstaan dankzij de bekleding.

Bezoek aan Zuid Watering (Waterschap Walcheren) d.d. 17 juli 1984

door: dhr. J.C.P. Johanson

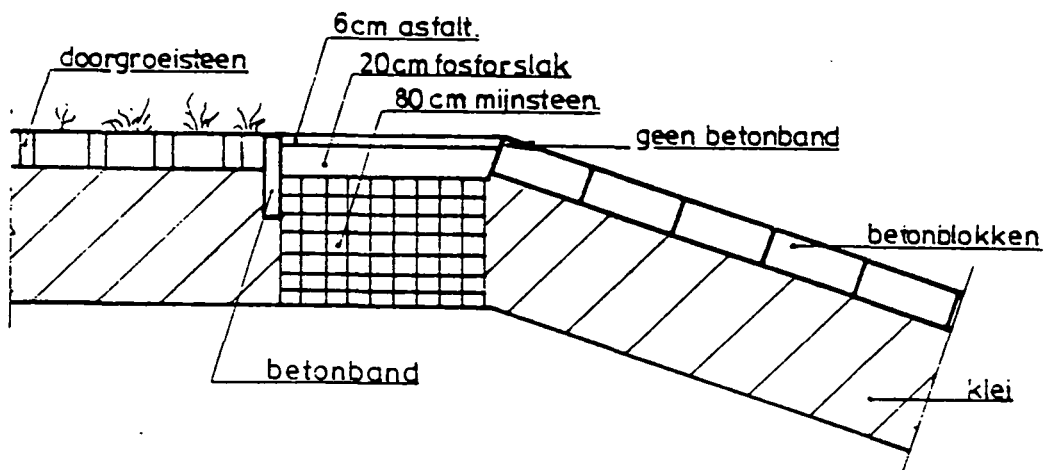
dhr. R.P. v.d. Laag

Gesproken met: dhr. Roelse

Betonblokken kleven zodanig op klei dat ze niet zijn op te lichten, bij mijnsteen is dit niet het geval, ook niet indien ze reeds enige jaren liggen.

Bij de Zuidwatering wordt een buitenberm aangelegd met een toplaag van 6 cm asfalt, hieronder is 20 cm bestaande uit fosforslakken en slakkenzand. Dit geheel ligt op 80 cm mijnsteen. Beneden deze berm liggen blokken op klei. Sinds 1976 is er ervaring met deze constructie, schade is niet opgetreden. Vroeger was de buitenberm bekleed met betonblokken op klei. De berm werd kapot gereden door vrachtwagens bij herstel van schades aan buitentalud en vooroever (diep water).

De huidige constructie bevalt prima. De fosforslakken vormen een koek (hydraulische werking).



Tussen doorgroeisteen en asfalt is een betonband geplaatst.

Deze dient om: 1. wortelgroei tegen te gaan

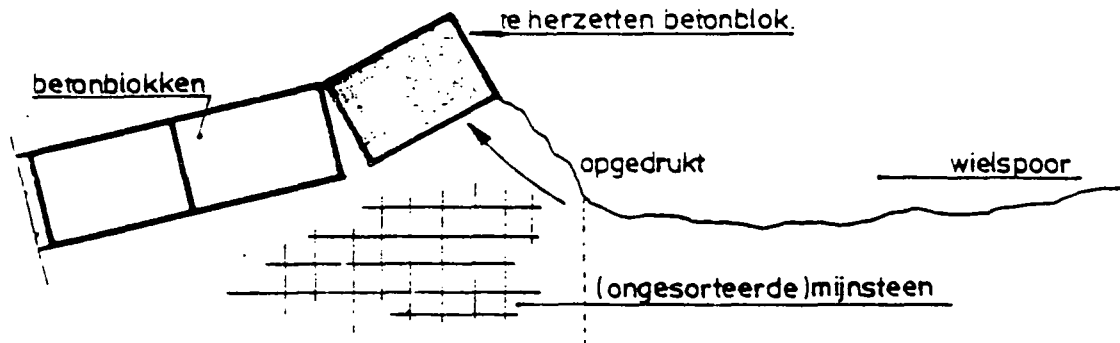
2. zorgen dat schade aan gras niet onder asfalt komt.

3. zorgen dat er geen water en verontreiniging onder het asfalt komt.

Bij de Zuidwatering wordt ongesorteerde Belgische mijnsteen toegepast, hetgeen inhoudt dat nogal veel fijn materiaal aanwezig is, hetgeen de verwerkbaarheid niet ten goede komt.

Indien het materiaal wordt bereiden wordt het nogal snel papperig.

Van de haringmanglooiing beneden de berm, die ter plaatse nog niet met fosfor-slakken en asfalt was afgewerkt moet de bovenste rij worden hersteld omdat ze omhoog waren gedrukt.



Blokken op klei:

1. klei aanbrengen met overhoogte
2. verdichten met bulldozer
3. afschrappen met bak
4. afwerken met rij, onderzijde op betonband, bovenzijde op stalen geleider.
5. eventueel aanvullen met klei
6. blokken leggen.

Het gevolg van deze werkwijze is dat het nieuwe werk er iets hobbeliger uitziet, dan bij toepassing van een laag strooigrond.

De reden om toch deze werkwijze toe te passen is de volgende:

De kleefkracht tussen blokken en klei is groter dan die tussen blokken en strooigrond.

Bezoek aan Waterschap Noord en Zuid Beveland d.d. 10 juli 1984

door: dhr.ir. E.H. Ebbens

dhr. J.C.P. Johanson

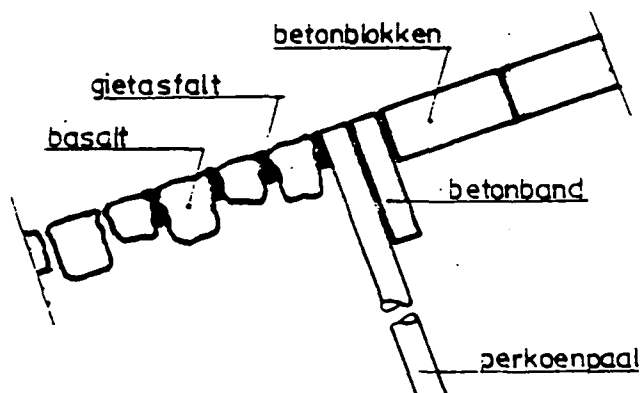
dhr. P.I. Papilaja

Gesproken met: dhr.ing. P.v.d. Maas

dhr. v.d. Leijs

Reparatie van een glooiing van betonblokken die in elkaar grijpen (Streefkerk) kost veel geld omdat een groot stuk van de glooiing moet worden opengebrouwen.

Bij de overgang tussen een glooiing van natuursteen, basalt met betonblokken wordt een betonband toegepast om de betonblokken tegen te plaatsen. Om deze betonband te stellen worden perkoenpalen gebruikt. Deze dienen bij schade aan de natuursteenglooiing om de betonbekleding op te vangen.



Als de basalt enigszins zakt, zal de benodigde verklemming t.p.v. de overgangsconstructie afnemen. Het is dan nuttig het bovenste gedeelte van de glooiing (+ 1 m) met asfalt in te gieten.

Vroeger werd ook wel beton toegepast, het nadeel hiervan was dat de beton één massa vormde met palen en betonband, waardoor zettingen van het dijklichaam niet meer konden worden gevolgd. Gietafalt blijft plastisch en voldoet derhalve beter.

Het onderhouden van groene dijken (op hoogte die regelmatig wordt aangevallen) kost veel tijd. Jaarlijks moeten gaten gevuld worden, zwakke jonge zoden met krammatten, eventueel jute, worden beschermd.

Door relatieve zeespiegelrijzing wordt het steeds moeilijker.

Op plaatsen waar eenmaal begonnen is met de aanleg van harde bekledingen ontstaat bij reparatie van schade aan die bekleding veel schade aan de bovenliggende grastaluds, omdat tegenwoordig schade wordt hersteld met groot materieel.

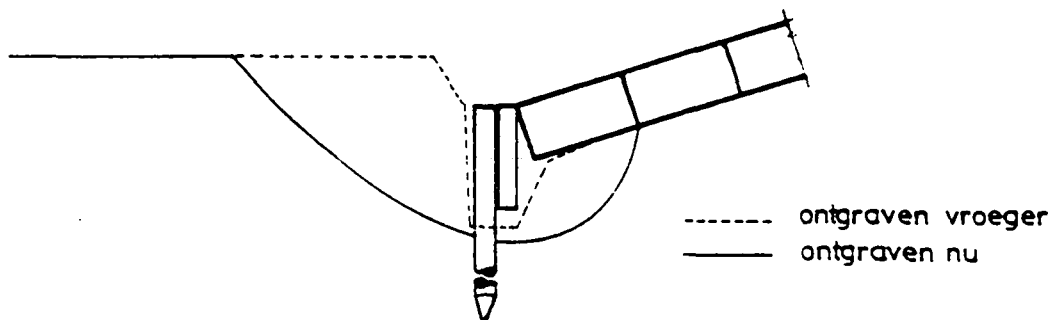
Vers werk is zwakker dan oud werk.

1. het moet zich nog zetten.
2. begroeiing is nog niet tot stand gekomen (klappers, schelpjes e.d.)

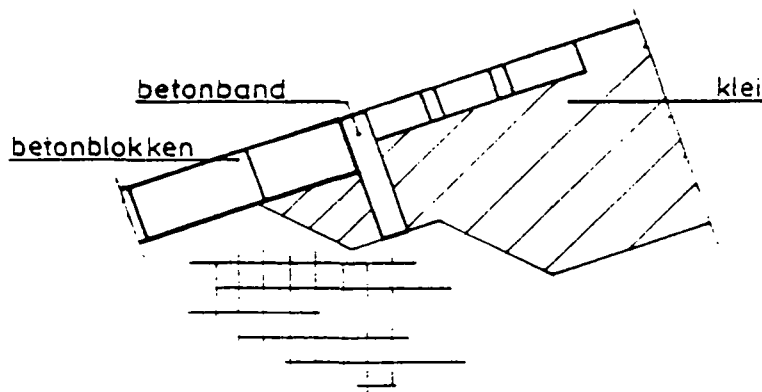
Een teenconstructie dient zo laag mogelijk te worden aangelegd. Het is echter niet mogelijk de bovenzijde van de teen lager aan te leggen dan  $\pm 1/2$  m boven laagwaterstand.

Vroeger werd bij de aanleg van een teenconstructie getracht het schor zoveel mogelijk in tact te laten. Men groef een sleuf waarin het teenschot kon worden geplaatst. Deze wijze van werken is met het gebruik van draglines niet mogelijk, hetgeen grote verstoringen van het schor meebrengt.

Aanbevolen wordt om ook funderingsmateriaal (mijnsteen) in de opening zeewaarts van de teen te deponeren.



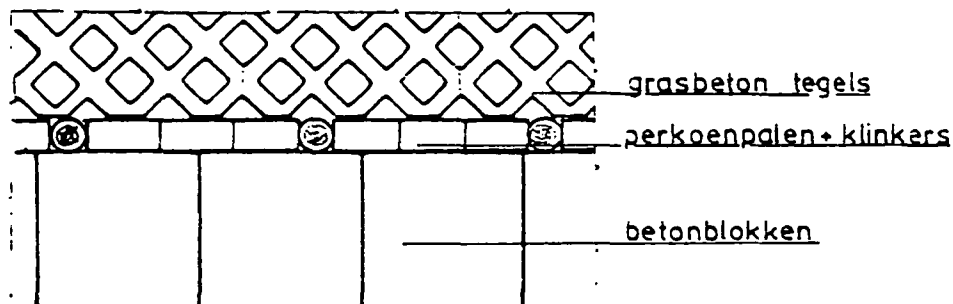
Bij de overgang tussen betonblokken op mijnsteen en doorgroeisteen kan het zetten van de betonband worden vereenvoudigd door de mijnsteen die blijft wegrollen, zodat holle ruimten kunnen ontstaan, te vervangen door klei, deze goed te verdichten en vervolgens af te steken, zodat de band tegen de klei komt te rusten.



Indien deze overgang zodanig hoog is aangebracht dat geen ontgrondingen kunnen worden verwacht is de betonband niet noodzakelijk.

Indien wel voor ontgraving van betekenis gevreesd wordt, kan de betonband met perkoenen worden opgesloten.

Als deze perkoenpaaltjes tot de bovenzijde van de glooiing worden geslagen kunnen de doorgroeistenen niet aansluiten tegen de betonband. Tussen de perkoenen dienen dan betonklinkers te worden aangebracht.



Een andere mogelijkheid is de volgende; men slaat de perkoenpaaltjes zo diep weg dat de doorgroeistenen hierop komen te liggen. Een nadeel van deze variant is dat door verschil in zakking holle ruimten kunnen ontstaan onder de doorgroeistenen.

Beter is het echter de glooiing op te trekken tot een hoogte waarbij geen schade kan worden verwacht.

Na uitgebreide stormschade,  $\pm 15$  jaar geleden, is men begonnen met het ingieten van overgangsconstructies.

In plaats van palenrijen die dienen om schade te beperken giet men hoh  $\pm 20$  m stroken natuursteenglooiing in met asfalt. Tegenwoordig worden natuursteenglooiingen waaraan schade wordt verwacht, ingegoten met gietasfalt, waarbij het onderste gedeelte open gehouden wordt om het uittreden van water te bevorderen, beneden NAP of NAP - 0,5 m.

In vroeger jaren werden basaltglooiingen jaarlijks gestopt.

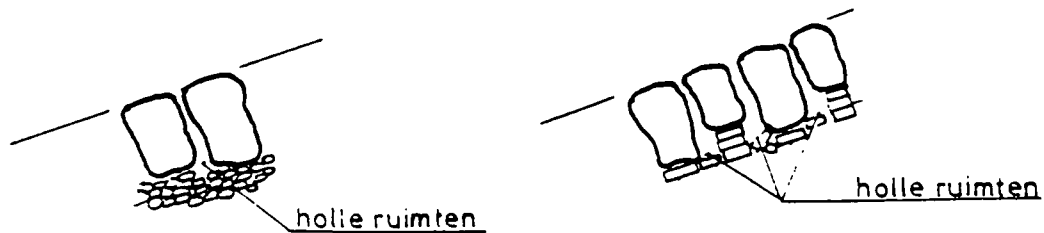
"Snorders" zochten de losgewerkte stopstenen beneden aan het talud en brachten ze in "puinmanden" terug op het talud.

Grind tussen betonblokken en mijnsteen moet slechts dienen om een vlakke ondergrond te verkrijgen. Bij het gebruik van grove mijnsteen zal de grindlaag snel te dik worden.

Vroeger werden betonblokken ook op puin gezet, deze bekleding was moeilijk vlak af te werken.

Nadeel van basalt op steenslag: de steenslag rolt weg waardoor holle ruimten kunnen ontstaan.





Nadeel puin: bij aanleg worden torentjes puin gebouwd.

Vroeger werden deze holle ruimten gestopt met puin.

Ervaring beter basalt op puin (zonder doek).

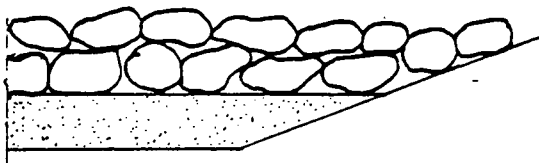
Tijdens herzetwerkzaamheden is het volgende aan het licht gekomen:

Ter plaatse van verzakkingen (zuigers) bevond zich in de puinlaag een groot stuk natuursteen.

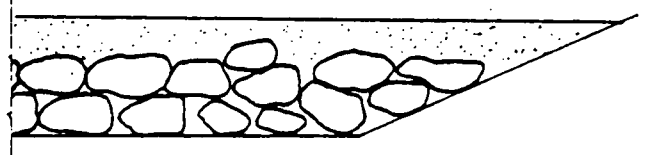
Hellingen van glooiingen kunnen beter niet steiler dan 1:3 worden aangelegd.

Bij het doorbladeren van de tekeningen blijkt dat in noord-Nederland de stortsteen vaak onder het zand wordt verwerkt, terwijl in het zuiden de stortsteen op het zand wordt gestort.

zuid-Nederland



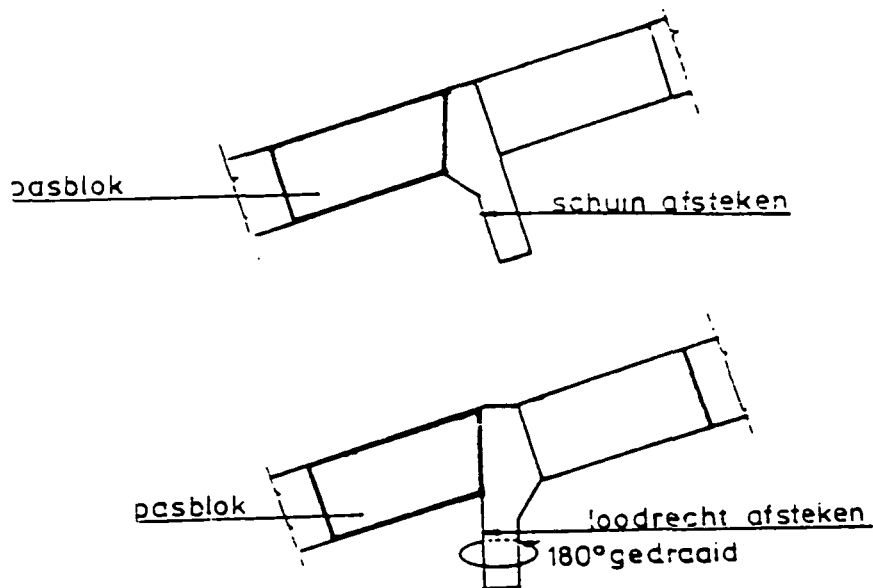
noord-Nederland



Mijnsteen en klei dient met overhoogte te worden aangebracht, te worden verdicht met bulldozer of bak, afgeschraapt, afgewerkt met de rij.

Indien klei onbegaanbaar is, wordt een werkvloer van 25 cm mijnsteen aangebracht. Een zo dunne laag kan niet met de bulldozer worden verdicht, verdichten met de bak.

Bij de Reigersbergsche polder en de Emmanuel polder was het de bedoeling de oude bekleding te gebruiken inclusief de pasblokken t.p.v. de vroegere berm. Er was een opsluitband geconstrueerd waartegen de nieuwe haringmanglooiing kon worden geplaatst op onderstaande wijze.



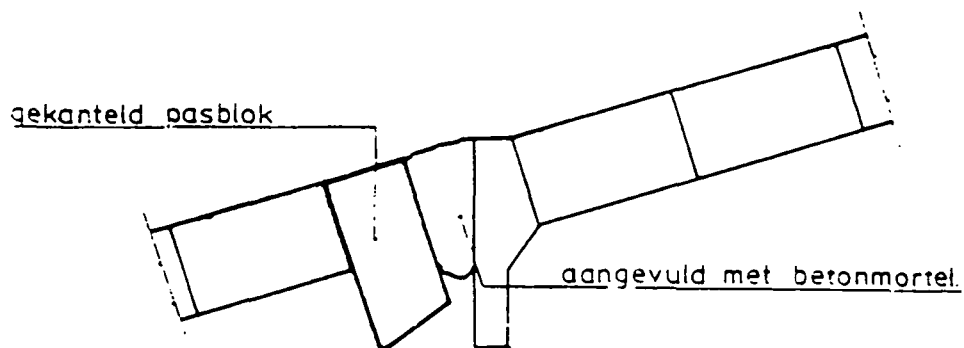
In de praktijk bleek het echter niet mogelijk de onderliggende kleilaag zodanig af te werken dat de band naar behoren kon worden geplaatst.

Om dit probleem op te lossen is men overgegaan tot de volgende constructie waarbij de band andersom werd aangebracht.

(Bij het afwerken van de klei konden brokken klei onder het pasblok wegvallen, waardoor holle ruimte kon ontstaan, dhr. Buijs: zie schade 53<sub>10</sub>).

Omdat aan deze overgangsconstructie schade ontstond is de constructie veranderd. Het pasblok is op zijn kant geplaatst en de ontstane sleuf is aangevuld met betonmortel.

Mijnsteen wordt soms gebruikt als aanvul materiaal op klei bij dijkverzwaring. Men heeft het idee dat de blokken kleven op mijnsteen. Goede klei kan beter toegepast worden als ondergrond, maar niet beneden gemiddeld hoogwater. Omdat er vaak moeilijk te werken is op klei (en de klei zelf ook moeilijk te verwerken is) wordt er b.v. volgend jaar voor Baarland gekozen voor blokken op gesorteerde mijnsteen.



### Algemeen

Aan het eind van het gesprek is samen met de beheerders een pakket met overgangconstructies doorgenomen.

Bekeken zijn overgangconstructies in de provincies:

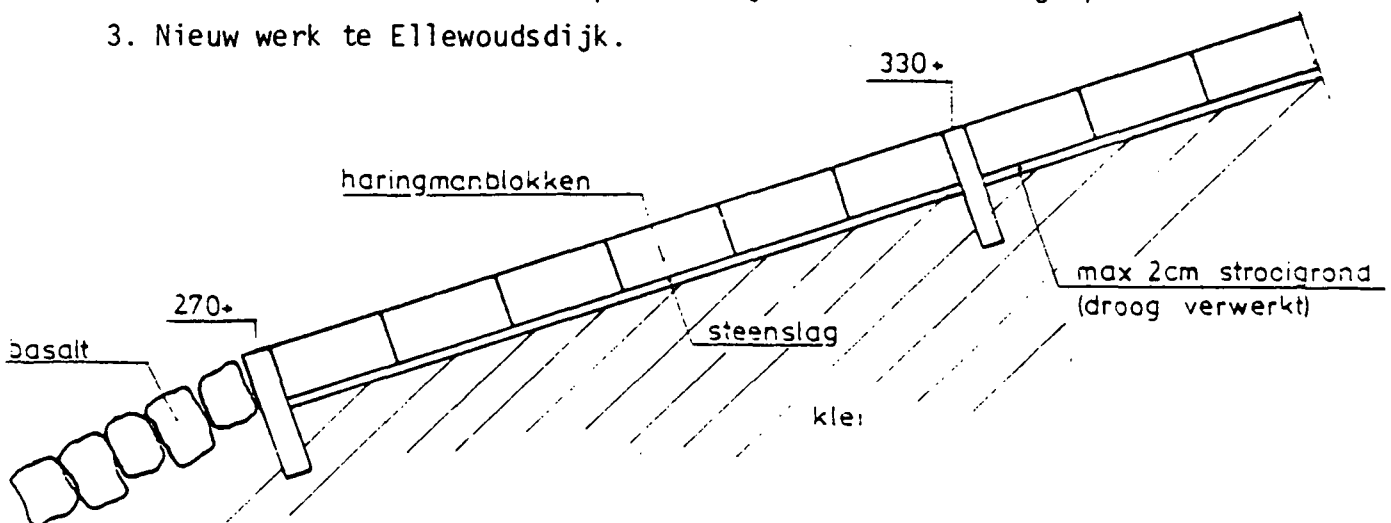
- Groningen : Dollard dijk, Emmapolder, Ommelanderzeedijk  
Friesland : Holwerder polder, Fryslân  
Noord-Holland : Wieringer zeewering, Helderse zeewering, Pettemer zeewering.  
Zeeland (Noord-Beveland) : Jacoba polder, Anna polder, Maria polder, Thoorn polder.  
(Zuid-Beveland) : Kruiningen polder, Waardepolder, Emanuela polder, Calamiteuze Zimmerman polder, Reigersbergsche polder.

Het commentaar van de beheerders, op deze overgangconstructies wordt los van deze rapportage verwerkt.

Een map met gegevens hierover wordt bewaard in het archief van het COW onder nr. S-84.002.

### Bezochte locaties

1. De locatie die is beschreven in notitie nr. 83-9 punt E (zie schadegeval nr. 33).  
Het betreft Haringmanblokken op 25 cm mijnsteen, aangelegd  $\pm$  1975.
2. Locatie ten noorden van de haven van Hoedekenskerke.  
Haringman op klei, aangelegd in 1962.  
Het vermoeden bestaat dat plaatselijk de klei is uitgespoeld.
3. Nieuw werk te Ellewoudsdijk.



In een bocht i.p.v. Haringmanblokken:

Basalton op 10 cm steenslag op 25 cm mijnsteen op klei.

De mijnsteen was tamelijk verontreinigd met klei.

Bezoek aan Waterschap Schouwen-Duiveland d.d. 3 juli 1984

door: dhr.ir. E.H. Ebbens

dhr. J.C.P. Johanson

dhr. P.I. Papilaja

Gesproken met: dhr. ing. Scheele

dhr. de Witte

Bij de rapportage zal aandacht moeten worden besteed aan de overgang tussen natuursteen en basalt. Over grote lengten komt deze constructie (met een rij perkoenpalen) voor. Vaak is de verklemming t.p.v. de overgang minder dan in het midden van een glooiing.

Overgangsconstructies dienen kwalitatief beter te worden vastgelegd, om een evengrote sterkte te verkrijgen ter plaatse van de overgang en in het midden van een vak.

Het vastleggen kan geschieden met beton, dit kan bij gezeten werk, bij nieuw werk is de kans op holle ruimte groter.

Bitumen houdt langer (Westkapelle v.a. '44-'46).

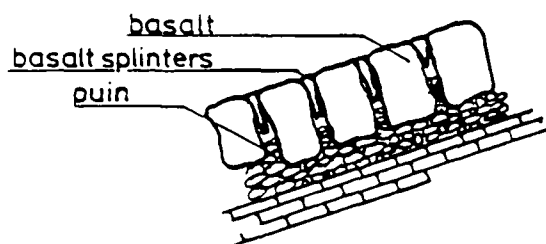
Ook bij de schade in nov. 1983 was veel schade aan overgangsconstructies.

Oude paalrijen worden niet verwijderd om kans op schade niet te vergroten.

Er worden geen nieuwe paalrijen meer aangebracht.

De overgang tussen betonblokken en natuursteen moet worden uitgevoerd met een betonband.

Een basaltglooiing van goede kwaliteit werd vroeger aangelegd op een stortlaag van geklopt puin, op 2 vlijlagen op klei. De zuilen werden afgestopt, aan de onderzijde met puin, aan de bovenzijde met basaltsplinters. Natuurlijk vulmateriaal als zand, schelpen, zeepokken e.d. is zeer gunstig voor de stabiliteit.

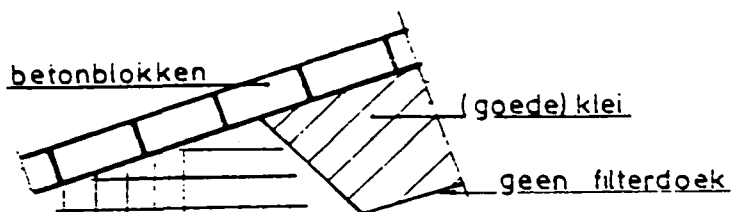


Tegenwoordig wordt basalt aangebracht op gebroken steenslag, soms staalslakken, soms op mijnsteen + silex.

Ook schelpen kunnen gebruikt worden om een goede constructie te verkrijgen.

Indien bij een overgangsconstructie een naad of iets dergelijks ontstaat, die men wil dichten met asfalt of betonmortel, moet men ervoor zorgen, deze naad breed te houden, smalle naden zijn niet goed te vullen.

De keuze van de overgangsconstructie is afhankelijk van de wijze van aanleg, de constructiehoogte, de aanwezigheid van bestaande bekleding, de strijklengte en de hoogte voorland.



Indien goede klei aangewend, is het mogelijk deze constructie uit te voeren zonder filterdoek toe te passen.

Hoe lager op het buitenbeloop klei wordt toegepast, des ter hogere eisen moeten aan de kwaliteit van de klei worden gesteld.

In oude kleidijken en schorgronden is klei te vinden, meer dan 40% afslibbaar.

Indien een teenschot wordt geplaatst, is de kans aanwezig dat water gaat uit-treden uit de glooing, een rij perkoenen verdient de voorkeur.

Op Zuid-Beveland komen aan de bovenzijde van de bekleding vaak rijen perkoenen voor.

#### Algemeen:

Aan het eind van het gesprek is samen met de beheerder een pakket met overgangsconstructies doorgenomen.

Bekeken zijn overgangsconstructies in de provincies:

Groningen : Dollard dijk, Emmapolder, Ommelanderzeedijk

Friesland : Holwerder polder, Fryslân

Noord Holland : Wieringer zeewering, Helderse zeewering, Pettemer zeewering

Zeeland (Noord Beveland): Jacoba polder, Anna polder, Maria polder, Thoorn polder,  
(Zuid-Beveland), Calamiteuze Zimmermanpolder, Reigersbergsche polder.

Het commentaar van de beheerder, op deze overgangsconstructies, wordt los van deze rapportage verwerkt.

Een map met gegevens wordt bij het COW in het archief bewaard onder nr. S-84.002.

Na het gesprek zijn enige dijken bezocht.

Getoond wordt: 1. schade aan natuursteenglooiingen  
2. schade aan asfaltglooiing

Bij de overgang tussen oude natuursteenglooiingen ontbraken hier en daar één of enige perkoenpalen of een stuk natuursteen. Hier kan schade ontstaan indien geen onderhoud wordt gepleegd. Ontbrekende perkoenpalen dienen te worden geplaatst en ontbrekende stenen herzet en vastgelegd m.b.v. beton.

Ter plaatse van de vluchthaven aan de Flauwersinlaag werd een asfaltbekleding getoond.

Deze bekleding bestaat uit 2 lagen. De bovenste laag schuift af t.o.v. de onderste (door verschillend holle-ruimte-percentages).

Regelmatig wordt dit talud met zulke slappe asfalt afgewerkt, dat bij warm weer de naden weer dichtvloeien.

Bezoek aan Provinciale Waterstaat Zeeland, district Goes d.d. 3 juli 1984

door: dhr.ir. E.H. Ebbens

dhr. J.C.P. Johanson

dhr. P.I. Papilaja

Gesproken met: dhr. ing. T.J. Leenknecht

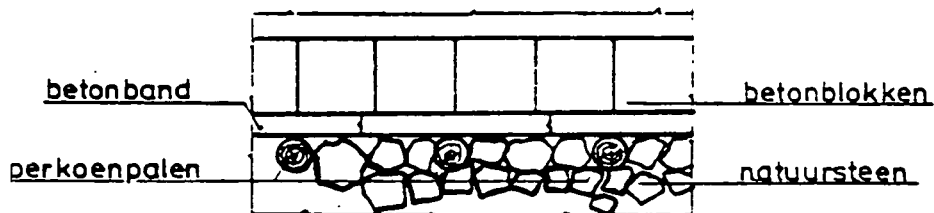
De oorzaak van schade kan inderdaad liggen bij een overgangsconstructie. Het is ook mogelijk dat schade bij een overgangsconstructie wordt gestopt. Zo worden op de Oesterdam plaatselijk de betonblokken tot stroken aan elkaar gestort, waardoor schade beperkt wordt. Bij basalt kan men een strook ingieten met beton of asfalt.

Overgangsconstructie natuursteen-betonblokken.

Natuursteen is alleen goed aan te sluiten tegen een rij perkoenpalen (6/m'). Eerst worden de palen geslagen, vervolgens de natuursteen ingeklemd. Betonblokken dienen tegen een rechte band te worden verwerkt.

De constructie zal het meest succesvol zijn indien hij uit beide onderdelen wordt opgebouwd.

Het vastleggen van overgangsconstructies met beton, of beter nog met asfalt dat plastisch blijft, wordt zinvol geacht.



Foto's van bekledingen/overgangen zijn aanwezig in archief PW Zeeland, bij dhr. Kotvis (dir. secr. PW Zeeland), evt. dhr. Koelmans (advies Oosterscheldewerken) en bij Documentatiecentrum Zeeland (dhr. M.P. de Bruin).

De Atlas van Hoogerwaard betr. Zuid-Beveland wordt getoond waarin situatie, lengte en dwarsprofielen van zeedijken voorkomen, en de wijzigingen die in de loop van de tijd zijn aangebracht.

Mijnsteen, vooral ongesorteerde waar grote brokken in voorkomen, is niet uit te vlakken met de rij. Daarom wordt na verdichten met de bulldozer een laagje steenslag toegepast.

Zonder dit laagje steenslag liggen de blokken beter aan op de mijnsteen, terwijl de verdichte mijnsteen een lagere wateroverspanning aan de onderzijde van de blokken tot gevolg zal hebben dan een steenslaglaagje.



Om de hoeveelheid steenslag te beperken wordt het in de bestekken vaak als volgt omschreven:

De aannemer mag bij het afwerken van een mijnsteenlaag Nederlandse steenslag gebruiken met een maximale dikte van 5 cm en voor eigen rekening.

Bij de overgang tussen betonblokken en doorgroeistenen dient een band en een rij perkoenpalen te worden verwerkt (hoh 0,3/0,4 m). Indien de kwetsbare doorgroeisteen schade oploopt zal deze zich dan niet kunnen uitbreiden tot in de betonblokken.

De perkoenen kunnen tot de bovenzijde van de glooiing worden weggeslagen. De opening tussen betonband en doorgroeistenen dient met klinkerstenen te worden gevuld.

De palen kunnen ook, met meer moeite, verder worden weggedrukt, zodat de doorgroeistenen tegen de betonband kunnen worden gelegd, met het risico dat de constructie wordt aangetast door ongelijke zettingen.

Volgens Van Goor is de palenrij overbodig.

Als alternatief kan gedacht worden aan het plaatsen van de perkoenpaaltjes aan de bovenzijde van de doorgroei-tegels.

Een teenconstructie moet zo stevig zijn dat hij niet verzakt ondanks het gewicht van de glooiing die er tegenaan rust.

Zodra de glooiing verzakt, komt er ruimte in de naden, waar klei e.d. kan uit-treden.

Men kan denken aan een damwandconstructie of een band met perkoenpalen.

Bij hoge teen: betonband

Bij lage teen: houten rib.

Houten ribben zijn in grotere lengten aan te brengen dan betonbanden.

Schade in mijnsteen wordt hersteld met (fosfor)slakken.

Indien klei uitspoelt onder basaltglooiing (op puin) dient de klei met een doek te worden bedekt.

Indien bij oude natuursteenglooiingen de hoeveelheid blaasjeswier afneemt, ontstaat sneller schade aan de glooiing.

Open steenasfalt is goed aan te sluiten aan een natuursteenglooiing.

Open steenasfalt is een goedkoop materiaal dat gemakkelijk op hoogte is te brengen.

Bij overgangen is het moeilijk te verdichten.

Indien op de glooiing wordt gebarbecued ontstaat schade ("belgisch barbecuen").

Bij een oude bekleding van basalt op vlijlagen liggen onder de vlijlagen grote blokken vette schorklei (Kloetelingen).

Na de ramp kwamen deze blokken te voorschijn.

Om wateroverspanning tegen te gaan kan men, naast het gebruik van basalt, betonblokken toepassen met vellingkanten (Colijnsplaat, west Zeeuws-Vlaanderen) of blokken met gaten (onrustpolder).

Bij een overgangsconstructie waarbij verschillende materialen in de onderlagen zijn verwerkt, moet de constructie zo diep in het talud worden verwerkt dat uitwisseling van die materialen wordt voorkomen.

Bij betonblokken op klei wordt de klei boven HW afgestrooid met rulle klei, beneden HW wordt ook wel steenslag angewend.

Tekeningen Oosterscheldewerken bij

1. bureau dijkversterkingen
2. districten PW Zeeland
3. waterschappen.

Inventarisatie glooiingen bij PW Zeeland (afdeling nat, ir. Hengst).

### Algemeen

Aan het eind van het gesprek is gezamenlijk een pakket met overgangsconstructies doorgenomen.

Bekeken zijn overgangsconstructies in de provincies:

Groningen	: Dollarddijk, Emmapolder, Ommelanderzeedijk.
Friesland	: Holwerder polder, Fryslân.
Noord-Holland	: Wieringer zeewering, Helderse zeewering, Pettemer zeewering.
Zeeland	: Jacoba polder, Anna polder, Maria polder, Thoorn polder, Calamiteuze Zimmermanpolder, Reigersbergsche polder.

Het commentaar van de beheerders op deze overgangsconstructies wordt los van deze rapportage verwerkt.

Een map met gegevens wordt bij het COW in het archief bewaard onder nr. S-84.002.

- Foto lijst -

- Bezoek Stroe-Normerven d.d 30 mei 1984;  
foto nummers 336-22 t/m 336-37.
  
- Bezoek Waterschap Hulster Ambacht d.d juni 1984;  
foto nummers 337-2 t/m 337-19.
  
- Bezoek Provinciale Waterstaat van Zeeland Goes d.d 3 juli 1984;  
geen foto's gemaakt
  
- Bezoek Waterschap Noord en Zuid Beveland d.d 10 juli 1984;  
foto nummers 340-17 t/m 340-36.
  
- Bezoek Waterschap Walcheren: Zuid Watering d.d 17 juli 1984;  
foto nummers 342-1 t/m 342-10.

Bovenvermelde foto's zijn opgeborgen in het werknummer-archief onder nummer B-84.028 en in het foto archief, van het C.O.W in Den Haag.

SECTIE 17

Notitie over bezoek aan proefvakken met steenzettingen  
op kribben aan de Waal nabij Opijnen

NOTITIE WB-N 86.044

Aan : Werkgroep steenzettingen, Ir. M.B. de Groot, Ir. R. Hoogeveen  
Van : K.J. Bakker  
Datum : 25 april 1986  
Onderwerp : Bezoek aan proefvakken met verschillende typen steenzettingen op  
kribben aan de Waal nabij Opijnen

### 1. Aanleiding.

Naar aanleiding van een discussie gevoerd tijdens Pato-cursus Dever en Dijkbekledingen inhakend op de voordracht van Ir. M.B. de Groot van het L.G.M. over blokkenmatten, is een bezoek gebracht aan een aantal proefvakken met blokkenmatten langs de Waal.

Tijdens deze eerder genoemde discussie werd door Ing. Ploegmakers, van dir. Boven-rivieren een opmerking gemaakt over deze proefvakken, welke de strekking had, dat gezien de ervaring met, en de kosten van, blokkenmatten bij toepassing op de rivier niet concurrerend zouden zijn met de "klassieke" bouwwijze van een gezette steenkap, (vroeger van basalt, en tegenwoordig van beton (Basalton)).

### 2. Inleiding.

Voordat op de betreffende uitvoering met blokkenmatten wordt ingegaan, eerst iets over de meer klassieke bouwwijze van kribben op de Waal. We gaan hierbij uit van een gedesintegreerde krib, welke door achterstallig onderhoud opnieuw opgebouwd moet worden. In deze situatie zal zich ter plaatse van de krib een verondieping hebben voorgedaan, waarmee in die zin rekening dient te worden gehouden, dat de taludbescherming dient te worden doorgetrokken op de bodem van de rivier tot op een niveau dat overeenkomt met een diepte van ca 3.5 m - MRS. dus een diepte van 3.5 meter beneden de middelbare rivierstand.

Dit kan inhouden, dat ter plaatse van de te maken bekleding eerst een uitsparing in de rivierbodem dient te worden gemaakt. De taluds worden opgetrokken onder een helling van 1:3.5 doorlopend tot aan de bovenkant van de krib, met die uitzondering, dat op een niveau overeenkomend met de de middelbare rivierstand een tussenberm van ca 1.0 m breed wordt aangelegd, welke tevens als steun moet fungeren voor de daarboven gelegen steenzetting.

Het onderwaterbeloop wordt hierbij uitgevoerd met een kraagstuk bestaande uit geotextiel 500 gr/m<sup>2</sup> met daarop stro wiepen # 1.0 m, dit om deze mat drijvend te kunnen aanvoeren. De mat wordt daarna afgezonken, door ze af te storten met

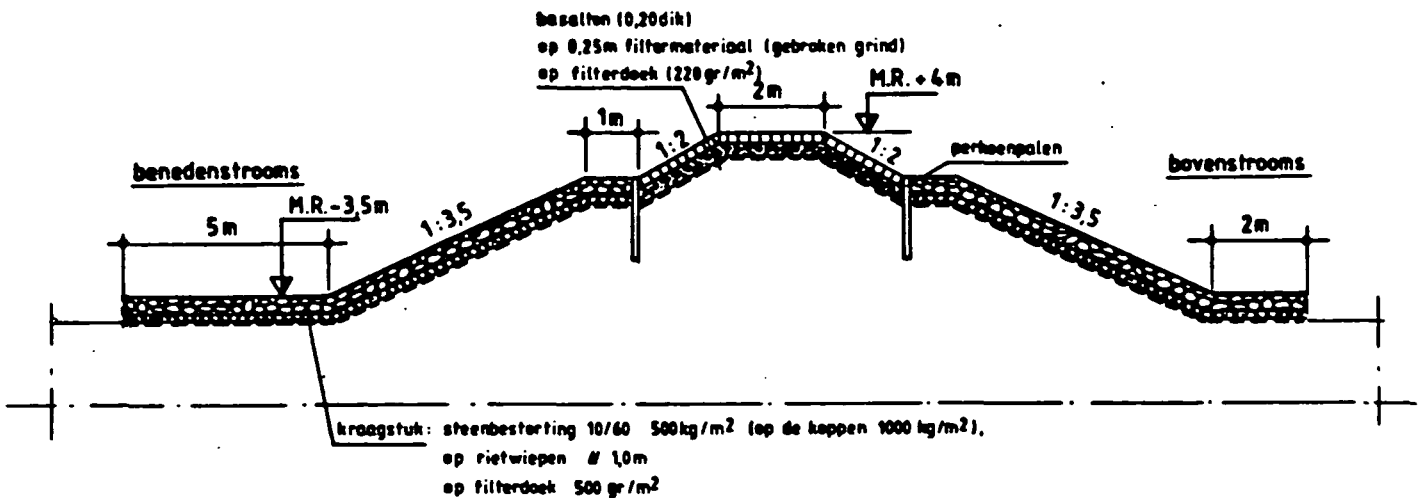


fig.1 Normale opbouw van een krib

stenen 10/60, tot een totaal gewicht van 500 kg/m<sup>2</sup> gemiddeld, waarbij een dusdanige verdeling wordt gekozen, dat op de kop, waar de meeste stroombelasting zal optreden 1000 kg/m<sup>2</sup> terecht komt, terwijl op de minder aangevallen flanken misschien 400 kg/m<sup>2</sup>.

Teneinde dit kraagstuk te kunnen aanbrengen, wordt ter plaatse van de tussenberm (zie fig 1) een rij perkoenen geplaatst. Zo spoedig mogelijk daarna worden de kraagstukken afgezonken, vanwege het feit, dat dit het cruciale tijdstip voor het talud is.

Er wordt hierbij zo mogelijk in den droge gewerkt, d.w.z. dat het talud met een dragline wordt afgewerkt. Daarna wordt zo spoedig mogelijk het talud beschermd, omdat in dit stadium het talud erg weinig hydraulische belasting kan verdragen. Zijn eenmaal de kraagstukken geplaatst, dan is er meestal voldoende tijd om de kap van de krib in gezette steen af te werken. Soms als er weinig tijd is, in verband met het opkomen van de rivier, werkt men het zetwerk in lagen omhoog, zodat men het rijzende water voor blijft. Is dit minder van belang dan wordt het zetwerk gewoon van voor naar achteren afgewerkt.

Bij het maken van de kap van de krib wordt eerst een geotextiel aangebracht van polypropyleen 225 gr/m<sup>2</sup>, waarna een filterlaag van 25 cm gebroken materiaal wordt aangebracht en in profiel afgewerkt. Als deze filterlaag van gebroken materiaal is aangebracht is al enige weerstand tegen het water aanwezig.

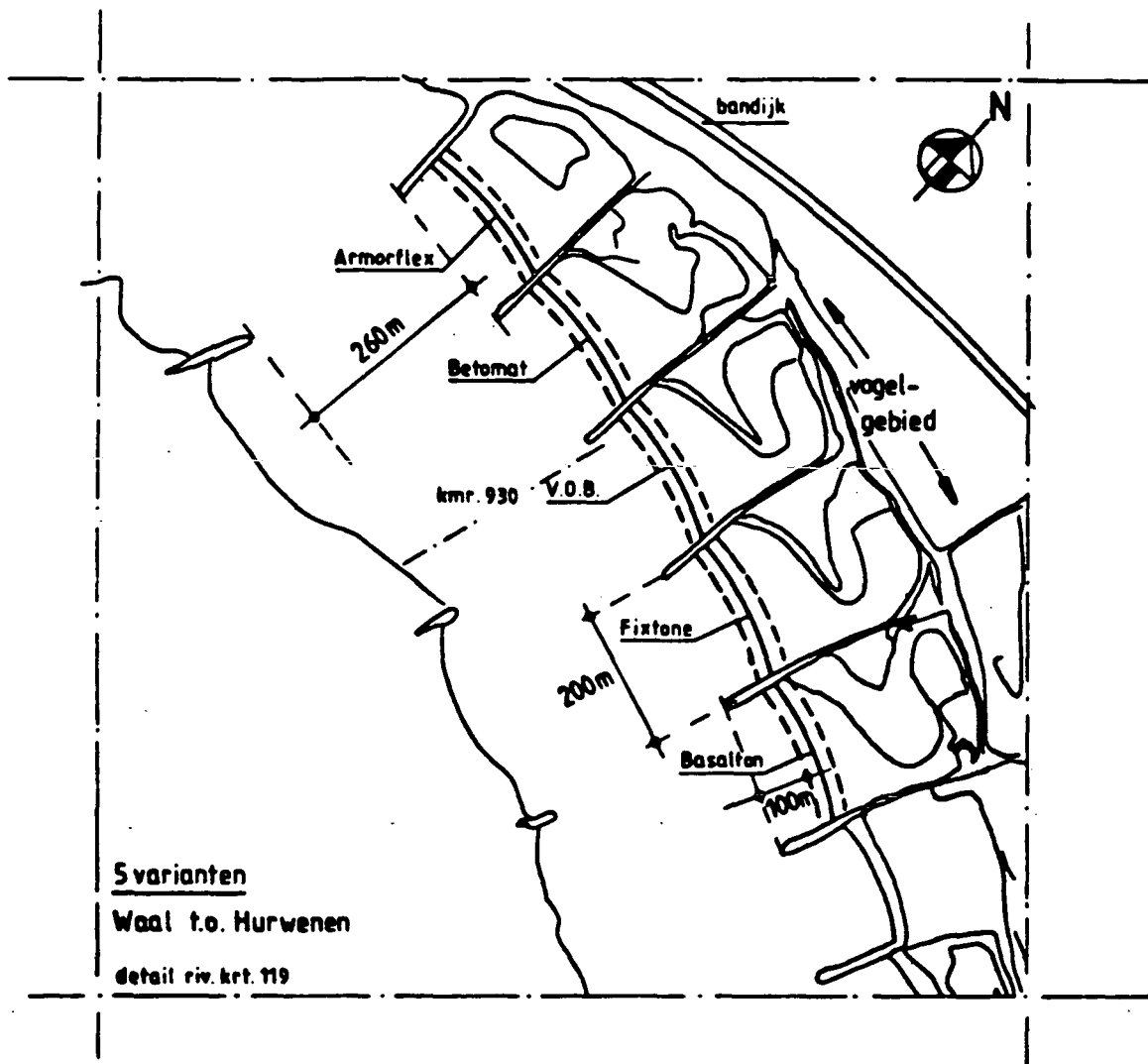


Fig 2. Situatie ter plaatse van de proefvakken.

### 3. Situatie ter plaatse van de proefvakken

Vervolgens enige algemene informatie over de wijze waarop de kribben op de rivier worden ontworpen.

Op de rivier de Waal wordt ernaar gestreefd een bevaarbare breedte van 260 m. te handhaven. Hierbij behoort een "optimale kribafstand van 200 a 225 m. met een kribdiepte van 100 m. Maak je de afstand tussen de kribben groter, dan functioneert de krib niet optimaal, terwijl als je de diepte van de krib groter maakt, het water tussen de kribben gaat rondraaien, met als gevolg een verondieping midden tussen de kribben, zie o.a. fig. 2 en fig. 3.

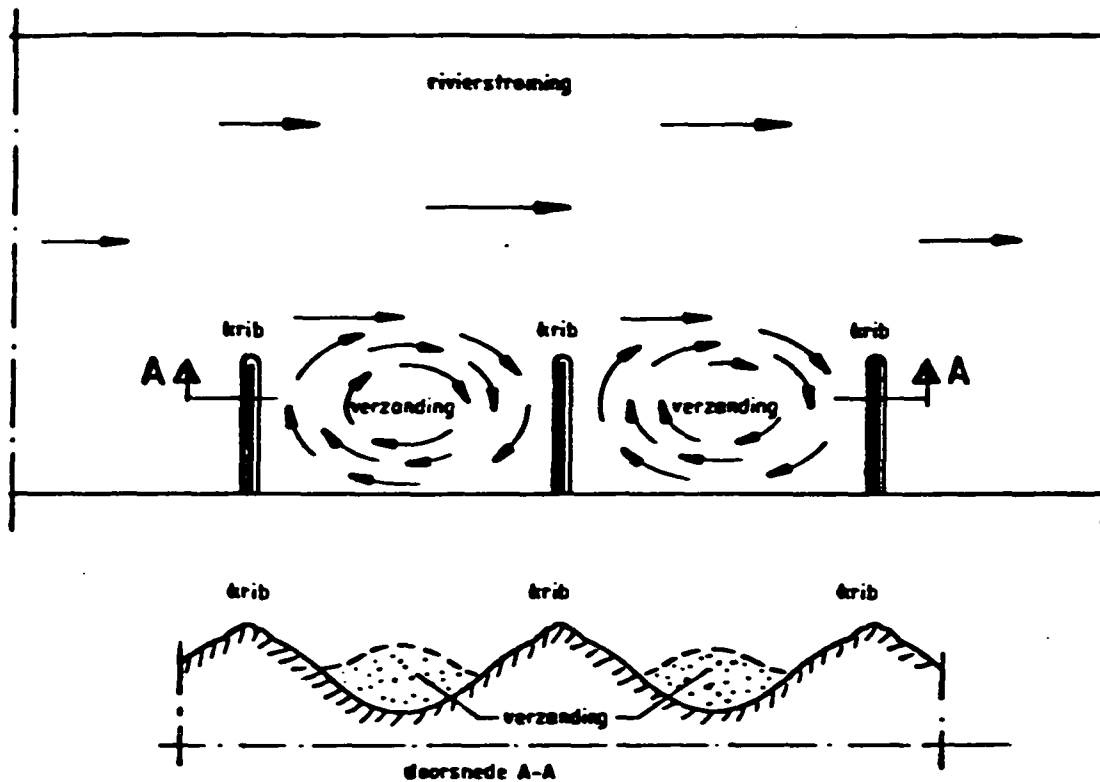


Fig 3. Verondieping bij een ongunstige verhouding tussen kribafstand, en kriblengte.

Bijkomstige werd opgemerkt, dat voor het beheer en onderhoud, een rechte oever het meest ideaal zou zijn, echter met de kanttekening, dat dit landschappelijk niet aanvaardbaar werd geacht. Hierbij moet opgemerkt worden, dat bij een trapezium profiel van 260 m breed, de berging van de rivier ontzettend terugloopt, zodat de hoogwatergolven welke nu al ontzettend snel over de rivier komen, dan nog sneller, en hoger kunnen komen. Uit oogpunt van berging is dat dus zeker niet aan te bevelen.

De proefvakken liggen op een strekdam evenwijdig aan de rivier, en dienen ter bescherming van de uiterwaard. Ter plaatse bevindt zich een natuurgebied, dat o.a. dient als vogelbroedgebied, dat tijdens de lagere rivierstanden tegen het water dient te worden beschermd.

Men is ook tot deze oplossing gekomen, ter vermindering van het onderhoud van de kribben. In het geval er geen strekdam zou zijn geweest, dan zouden veel langere kribben moeten worden gemaakt en onderhouden. De keuze om de proefvakken niet op de kribben zelf te maken, doch op de strekdam evenwijdig aan de rivier, komt voort uit het feit, dat de hydraulische aanval op deze plaats minder groot zal zijn; het is dus een minder kwetsbare plaats. Tijdens het passeren van een hoogwatergolf over de rivier verdwijnen zowel kribben, als



strekdam onder water. In dat geval kan de waterstand wel rijzen, tot twee meter boven de kruin van deze dammen.

Bij deze proefvakken, zijn een vijftal verschillende typen bekledingen gemaakt, te weten.

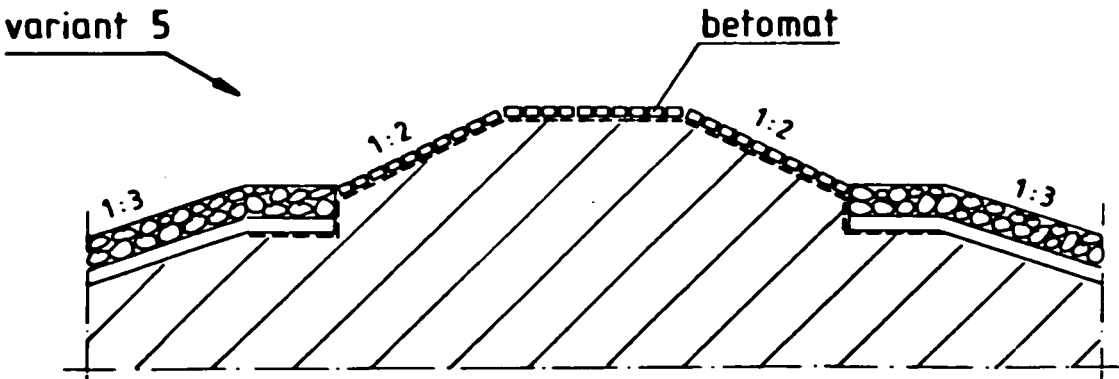
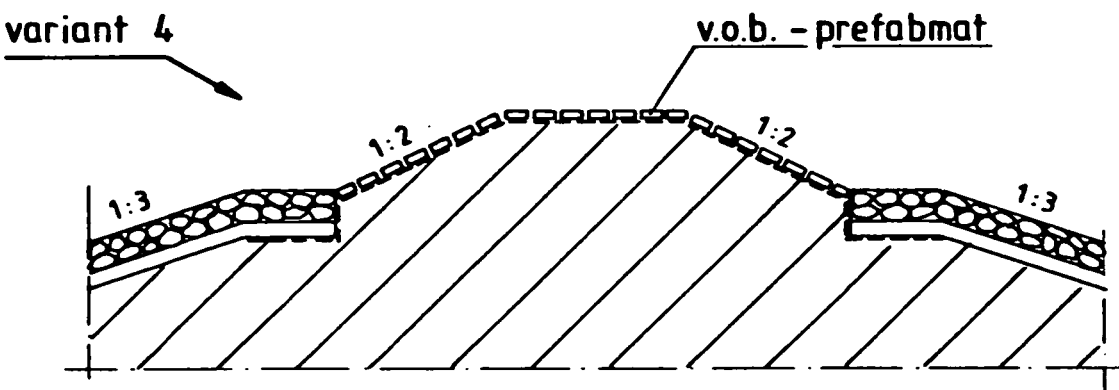
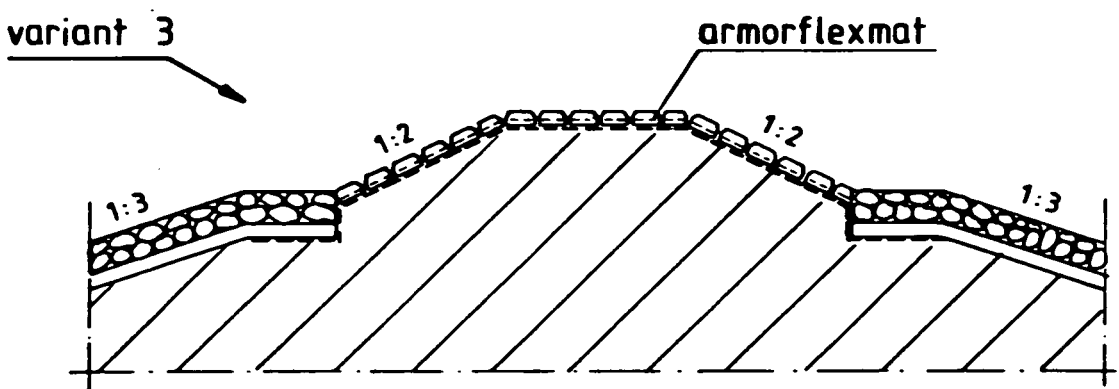
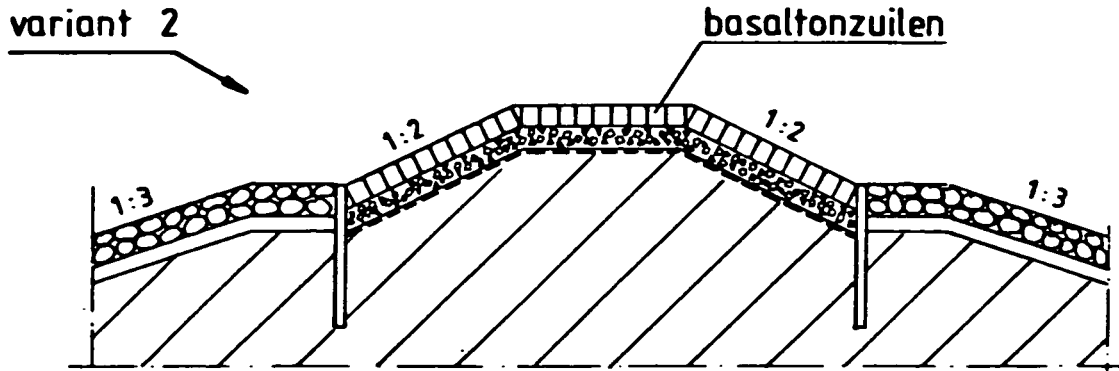
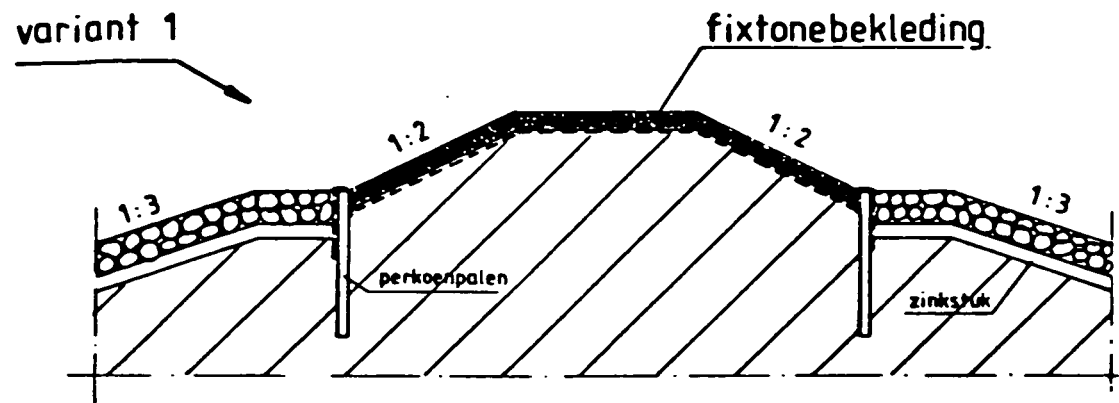
- Betonzuilen (Basalton)
- Armorflex (zowel open als gesloten type)
- Betomat
- V.O.B. blokkenmat
- Fixtone

Voor de uitvoering zie figuur 4.

#### 4. Waarnemingen ter plaatse

De proefvakken zijn op dit moment ongeveer twee jaar oud. Op een aantal plaatsen is lichte schade opgetreden welke wel zou kunnen worden aangeduid als S-profielen. In het verslag van Ir. M.B. de Groot in appendix A over het bezoek te Opijnen geeft hij een eventuele verklaring voor het ontstaan van deze schade. In Appendix B zijn afdrukken van een aantal foto's gegeven, welke een indruk geven van de lokaties.

De foto's nr. 34 en nr. 35 geven een indruk van deze S-profiel vormige schade. De gegeven verklaring waarbij van een verhang evenwijdig aan het talud wordt uitgegaan, lijkt heel aannemelijk. Bij een onverdedigd talud, kan in een dergelijk geval een stabiel talud worden verkregen, met een helling globaal overeenkomend met de helft van de hoek van inwendige wrijving van het basis materiaal. In dat geval, zou een helling van 1:3 dus net stabiel geweest zijn. Het verschijnsel, dat in dit geval bij een blokkenmat wel schade optreedt en bij Basalton niet, kan misschien worden geweten, aan het feit dat in het laatste geval een dikkere steen is gebruikt, 0.15 m. dik i.p.v. 0.11 m. bij de Betomat en bij de V.O.B. blokkenmat, en 0.12 m bij Armorflex. In het geval van een dikkere steen, verhoogt dat het niveau van de gemiddelde korrelspanning, en kan een grotere schuifspanning worden opgenomen. De praktijksituatie spreekt deze filosofie niet tegen, want zoals misschien uit foto 34 en foto 35 is te zien, treedt het fenomeen het sterkst op bij de Beto-mat en de V.O.B. proefmat. Een tweede vorm van schade betreft het feit dat op de aansluiting tussen blokkenmat en kraagstuk, de breuksteen gedeeltelijk weggeslagen was, zoals is te zien op de foto's 30, 32 en 33. Op zich was deze schade niet ernstig, omdat bij de aansluiting van het geotextiel van het kraagstuk, en dat onder de blokkenmatten voldoende overlap was genomen, zodat in dit geval, geen uitspoelen van het zand uit de ondergrond had plaatsgevonden.



- schaal :
- 0 1m
- verklaring :
- polypropeen weefsel
  - stortsteen 500 kg/m<sup>2</sup>
  - gebroken natuursteen
  - zinkstuk
  - zand, tamelijk grof

figuur 4

Deze constatering onderstreept echter wel het belang om al deze oeversbescher-  
mingen minstens jaarlijks te laten inspecteren, en dergelijke schade te  
laten herstellen, zoals volgens dhr Ploegmakers ook gebruikelijk is.

Een derde schade welke ik nog wil noemen, betreft breuk in blokken. Op foto 31  
is te zien, dat een aantal blokken hierbij schade door breuk heeft. Het is in  
dit geval niet na te gaan, door welke oorzaak deze schade is ontstaan. Mis-  
schien was deze schade er al bij aanleg, en betreft het transport schade. Als  
dit niet het geval is, dan moet toch ook onderstreept worden, dat het belang-  
rijk is, om garanties te zoeken voor de betonkwaliteit van de blokken zelf. Het  
zou een betontechnologische zaak kunnen zijn. Bij breuk van blokken zou ook  
draadbreek van de kabels in het geding kunnen komen.

Aan de Fixtone bekleding was geen schade te constateren. Hierbij wil ik opmer-  
ken, dat Fixtone toch als een relatief starre bekleding moet worden beschouwd,  
en dat eventuele erosie onder de bekleding niet direct geconstateerd wordt. Dit  
vanwege de mogelijkheid van het materiaal, om eventuele holten te overbruggen.  
Hierbij wil ik ook de ervaring van dhr Ploegmakers betreffende kribben uitge-  
voerd in asfalt vermelden. Het is voorgekomen, dat een krib in asfalt, welke  
voor een hoogwater geen schade vertoonde na een hoogwatergolf geheel verdwenen  
was. Het blijft bij een dergelijke zaken riskant om starre constructies te  
maken.

Een laatste opmerking wil ik nog maken ten aanzien van geotextiel direct onder  
de blokken. Op een tweetal plaatsen was vermoedelijk door een plaatselijke boer  
een provisorisch hek geplaatst over de kop van de strekdam. Dit ter voorkoming,  
dat zijn vee over de dijk zou gaan dwalen. Hij had dit gedaan, door enkele  
paaltjes tussen de blokken in de grond te slaan. In een dergelijk geval moet  
sterk gevreesd worden voor schade aan het geotextiel. Het is de vraag of een  
dergelijk gedrag, als men geen begrip heeft over de functie van dat geotextiel  
te voorkomen is. Men beseft dan niet wat een dergelijke beschadiging tot gevolg  
kan hebben. Ook vissers die hengelsteunen tussen de stenen klemmen kunnen op  
die manier schade initiëren.

Uitgaande van deze constatering moet de vraag gesteld worden, of constructief  
geotextiel direct onder de toplaag gewenst is. Misschien moet toch overwogen  
worden om in dergelijke gevallen ook een vorm van granulair filter te plaatsen.

## 5. Conclusie

In het geval van hydraulische belastingen tegen en over een dam of dijk moet rekening worden gehouden met grondwaterstromingen evenwijdig aan de helling van het talud. In dat geval moet men heel voorzichtig zijn om taludhellingen te kiezen welke steiler zijn, dan de helft van de hoek van inwendige wrijving. Met name, als men bekledingsdikten gaat toepassen welke dunner zijn dan gebruikelijk is.

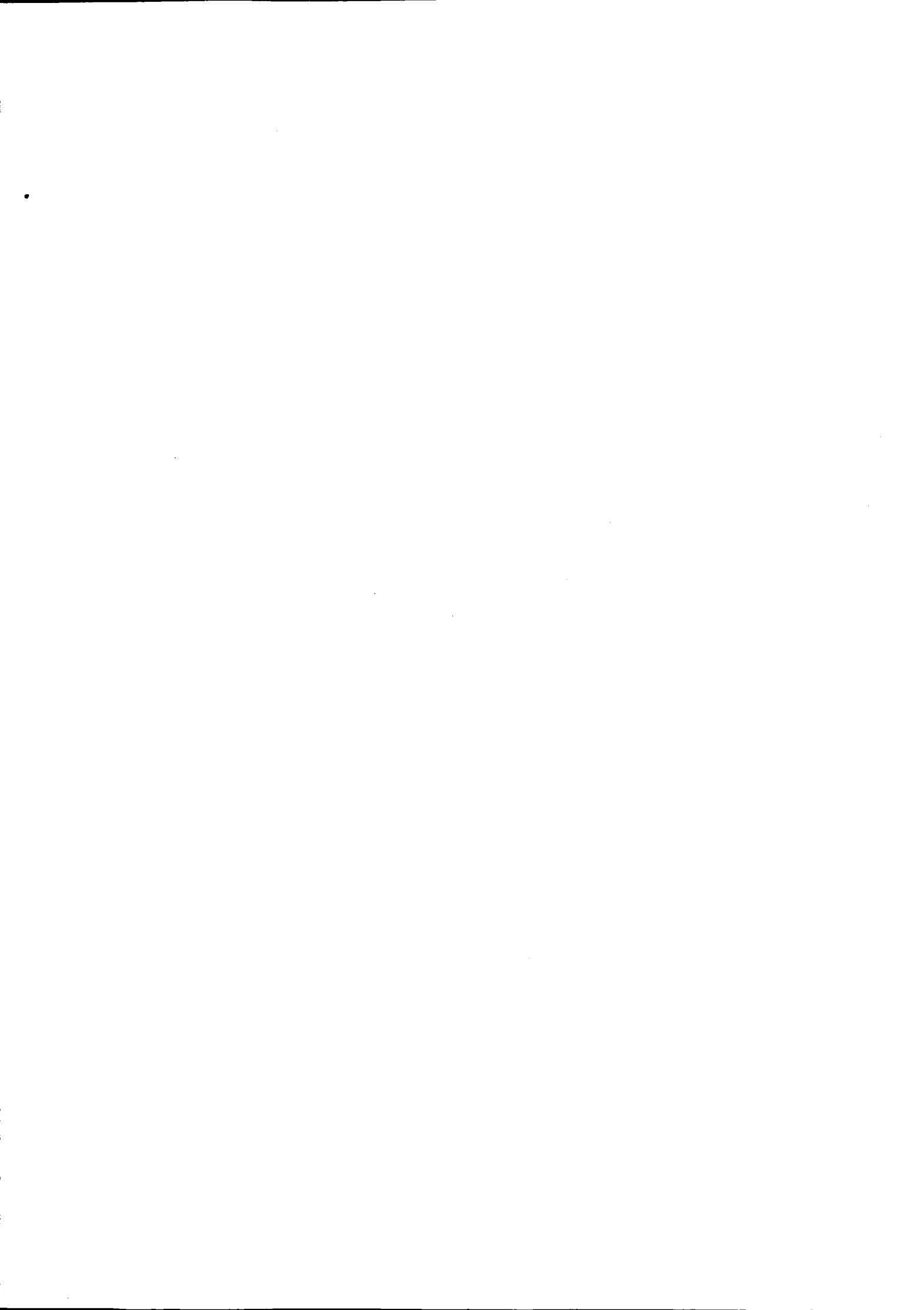
Extra aandacht moet worden gegeven aan de overgang tussen kraagstuk en blokkenbekleding. Zorg voor een voldoende overlap, zodat de kans op uitspoelen van het basismateriaal klein is. In het onderhavige geval was hier voldoende naar gekeken.

Zorg voor periodieke inspectie en daarop volgend periodiek onderhoud, zodat aanvang van schade tijdig hersteld, kan worden.

In het geval van betonblokken, moet ook breuk van de blokken zelf in beschouwing worden genomen.

Appendix A. Rapportage Ir. M.B. de Groot LGM

Appendix B. Foto's



# Appendix A

## TOEPASBAARHEID BETONBLOKKENMATTEN CONCLUSIES BEZOEK PROEFVAKKEN BIJ OPIJNEN

M.B. de Groot,  
1986-03-07

---

### Inleiding

Tijdens de discussie over de lezing over betonblokkenmatten, OD 18 van de PATO-cursus Oever- en Dijkbekledingen, werden door ing. P.H. Ploegmakers (RWS, directie Bovenrivieren) een aantal belangrijke opmerkingen gemaakt over de bruikbaarheid van betonblokken matten. Zijns inziens zijn bij kribben en strekdammen in rivieren blokkenmatten niet beter dan meer traditionele constructies. Hij baseert zijn mening, behalve op jarenlange ervaring, op de voorlopige resultaten van proefvakken langs de Waal bij Opijnen.

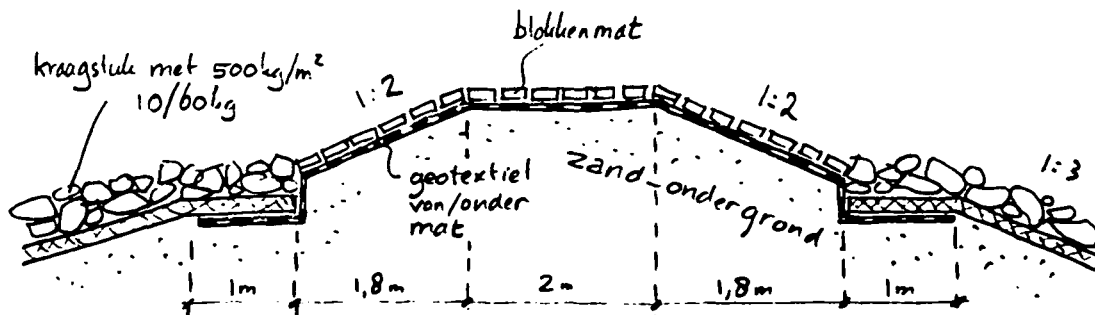
Naar aanleiding hiervan brachten K.J. Bakker (RWS-DWW), A. Bezuijen (LGM) en M.B. de Groot (LGM) op uitnodiging van de heer Ploegmakers een bezoek aan de proefvakken op 1986-03-04.

Hier volgen enige opmerkingen over de proefvakken en over de toepasbaarheid van betonblokkenmatten onder omstandigheden met zware golfaanval in het algemeen.

### Proefvakken Opijnen

De proefvakken liggen op een strekdam. De strekdam ligt ca. 70 m oeverwaarts van de koppen van de kribben ter plaatse. De waterstand kan variëren van meters onder de kruim tot meters er boven. Onder bepaalde omstandigheden kan er een waterstandsverschil over de strekdam staan van zeker 1 meter. Het gaat om proefvakken van gesloten en open Armorflex, van Betomat, van VOB-mat, van Fixtone en van Basalton (laatste constructie kan als "traditioneel" beschouwd worden).

De constructies met blokkenmatten zien er globaal als volgt uit:



De proefvakken liggen er nu twee jaar. Er is hier en daar lichte schade zichtbaar in de vorm van vervormingen van het talud: S-vormig profiel met amplitudes van orde 0,1 m.

Deze vervormingen treden vooral op aan het binnentalud. Deze schade treedt wellicht op bij de hieronder geschetste hydraulische belasting:



Deze zorgt voor een hydraulisch verhang op en in het talud dat gelijk is aan de taludhelling. En aangezien deze tamelijk steil is, kan het zand vrij gemakkelijk zijn grondmechanische stabiliteit verliezen, als er niet voldoende bovenbelasting in de vorm van blokken en steenslag op ligt. Misschien worden mat en geotextiel ook iets opgelicht, waardoor erosie van zand kan optreden.

Een tweede vorm van lichte schade betreft niet de blokkenmatten zelf, doch de aansluiting met de kraagstukken. Hier en daar wordt het geotextiel van de blokkenmat niet meer bedekt door breuksteen. Dank zij de grote overlap van de geotextielen van blokkenmat en kraagstuk is geen zandverlies te vrezen, zeker gezien de verwachting dat die schade binnenkort hersteld zal worden.

#### Diverse nadelen

Behalve genoemde schade, kunnen de volgende nadelen genoemd worden van de toepassing van blokkenmatten voor strekdammen of kribben langs rivieren:

- Geen aanmerkelijk prijsvoordeel, ondanks afwezigheid rij perkoenen, afwezigheid gebroken natuursteen onder de toplaag en ondanks de besparing op beton. Oorzaak mede het zware materieel dat nodig is om deze, toch niet geweldig grote matten aan te brengen.
- Risico van vernielingen door sportvissers en anderen.
- Problemen bij herstel van schade (bv. door aanvaring).



Toepassing blokkenmatten in het algemeen

1. Zodra de externe hydraulische belasting redelijk zwaar is, treden al gauw situaties op waarbij het hydraulische verhang in en op het talud gelijk is aan de taludhelling. Bij taludhellingen steeper dan 1:3 à 1:4 kan zand alleen stabiel blijven

- als het goed verdicht is;

- als het voldoende bovenbelasting heeft in de vorm van breuksteen en blokken.

Blokkenmatten kunnen juist dan voordelig zijn als bespaard kan worden op beton en/of breuksteen. Bij steile hellingen zal dat om deze reden veelal niet mogelijk zijn.

2. Aan de aansluiting met andere constructie-onderdelen moet grote zorg worden besteed. De grote overlap van de geotextielen zoals bij de proefvakken toegepast, is daar beslist niet overbodig. Vanwege aanleg en inspectie kan zo'n aansluiting moeilijk aangebracht worden op een zo laag niveau dat de aansluiting permanent onder water ligt. Dat blokkenmatten ook onder water aangebracht kunnen worden, zal dus meestal alleen daar een voordeel zijn waar ook de constructie onder water geheel uit blokkenmatten bestaat.



neg.nr. 34 omschr. Beto-mat, S-profiel

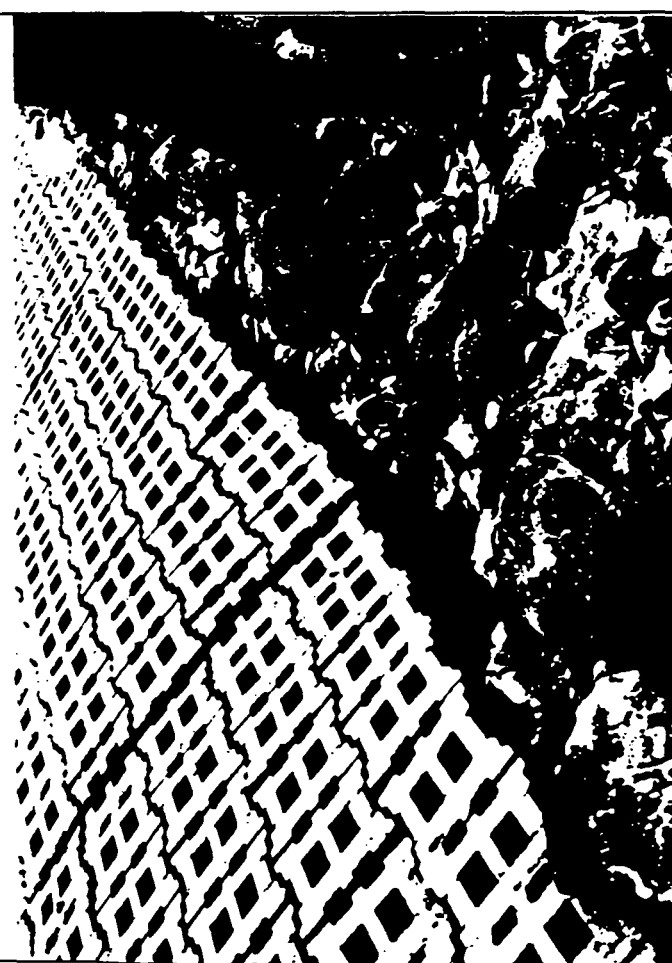
neg.nr. omschr.



DIENT WEG- EN WATERBOUWKUNDE  
hoofdafdeling waterbouw

filmnr. 384A datum: 040386  
onderwerp: Proefvakken blokkenmatten  
Waal, Opijnen-Waardenburg

foto/dia archief



neg.nr. 33 omschr. Armorflex, onverdedigde teen

neg.nr. 35 omschr. V.O.B. prefabmat





neg.nr. 37 omschr. Krib in basaltton

neg.nr. omschr.



DIENST WEG- EN WATERBOUWKUNDE  
hoofdafdeling waterbouw

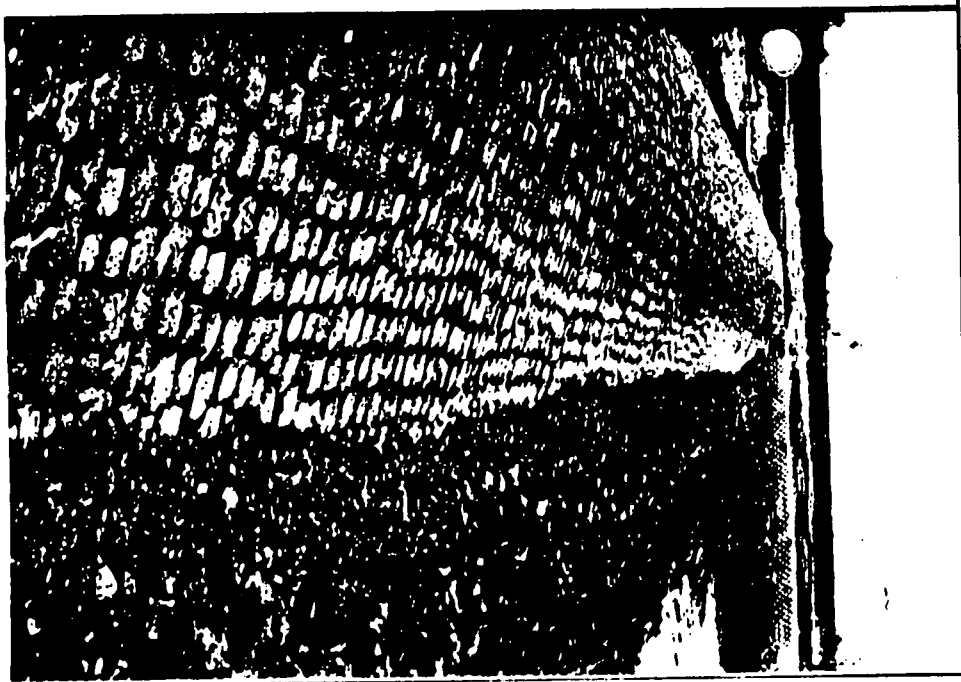
foto/dia archief

filmnr. 384A datum: 040386  
onderwerp: Proefvakken blokkenmatten  
Waal, Opijnen-Waardenburg



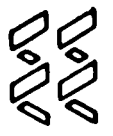
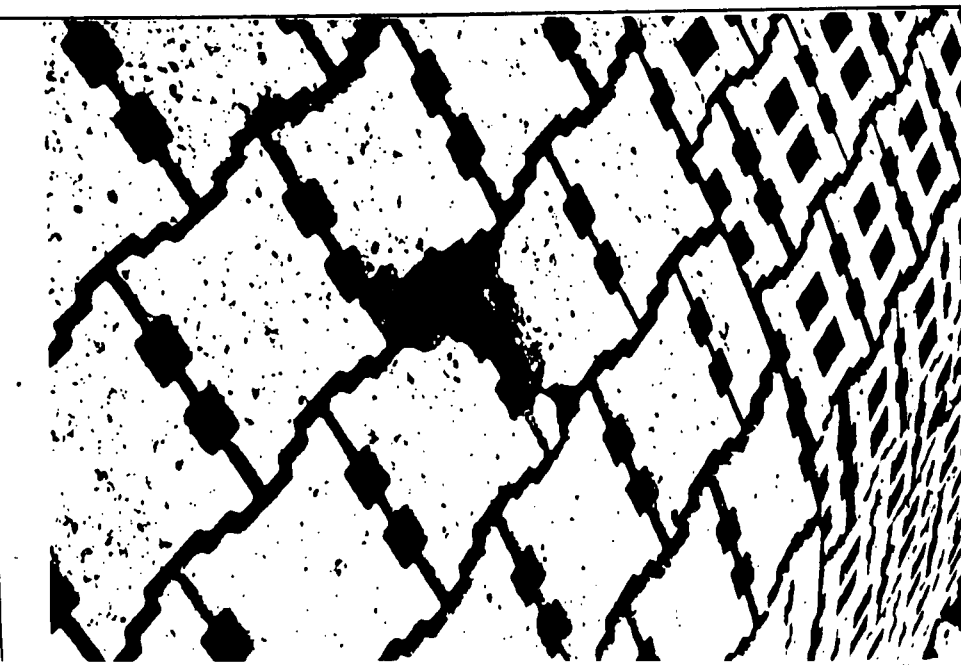
neg.nr. 36 omschr. Krib in basaltton

neg.nr. omschr.



neg.nr. 29 omschr. Basalton losse blokken

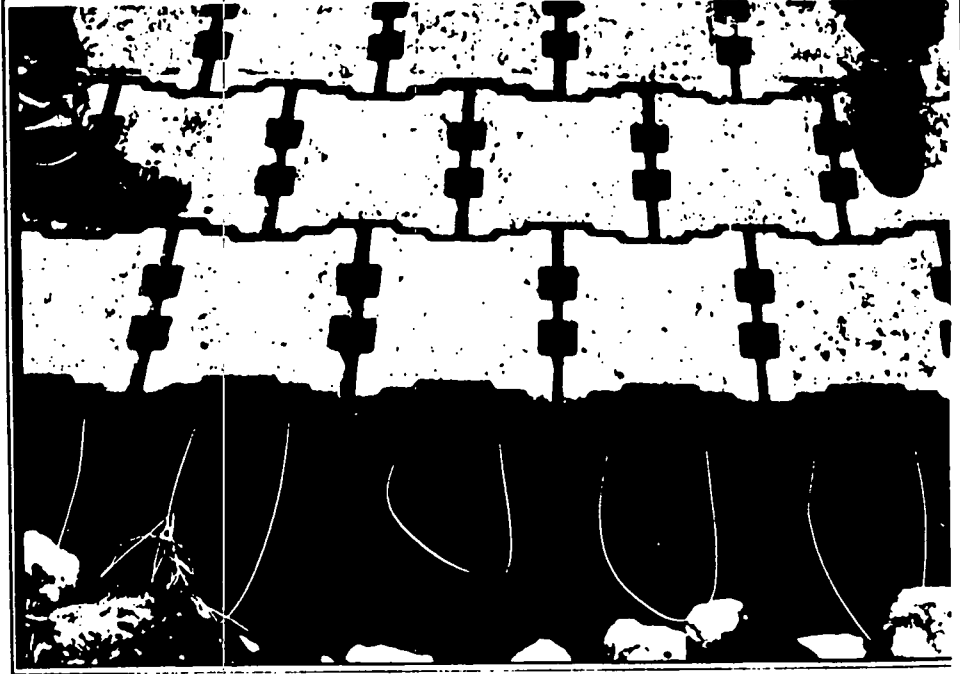
neg.nr. 31 omschr. Armorflex, gebroken blokken



DIENT WEG- EN WATERBOUWKUNDE  
hoofdafdeling waterbouw

foto/dia archief

filmnr. 384A datum: 040386  
onderwerp: Proefvakken blokkenmatten  
Waal, Opijnen-Waardenburg



neg.nr. 30 omschr. Armorflex

neg.nr. 32 omschr. Armorflex, beschadigde- en  
weggeslagen teenverdediging



SECTIE 18

Zuidwal (Maasvlakte), analyse schade en ontwerp taludbekleding

## Voorwoord

In deze sectie is de schade aan de Zuidwal (Maasvlakte) nader geanalyseerd. Deze analyse is uitgevoerd met de in 1988 beschikbare kennis. Met name op het gebied van de belasting op het talud zijn er inmiddels nieuwe inzichten, die aangeven dat de belasting tijdens de storm in 1988 minder zwaar is geweest dan is weergegeven in deze sectie. Onderstaand is dit toegelicht.

In bijgaande figuur is de bodemgeometrie voor de Zuidwal weergegeven, kijkend in de voortplantingsrichting van de maatgevende golven. Vlak vóór de constructie neemt het bodemniveau snel toe van NAP-6,5 m tot NAP+0,0 m.

In de figuur is tevens de golfhoogte gegeven, zoals die is berekend met ENDEC. Het is duidelijk te zien dat de significante golfhoogte vlak vóór de constructie snel afneemt van ca. 3,6 m tot ca. 2,0 m. De hoogste golven breken derhalve al vóór zij de constructie kunnen bereiken.

Hieruit kan geconcludeerd worden dat de constructie tijdens de top van de storm is belast met golven met  $H_s = 2,0$  à  $2,5$  m.

Dezelfde conclusie kan getrokken worden op basis van een beschouwing over de plaats waar de maximale belasting op het talud aangrijpt. Deze moet niet dieper dan 2,0 à 2,2 m onder SWL aangrijpen, gezien de waterstand van NAP+2,22 m en het niveau van de onderzijde van de zetting (NAP+0,00 m).

Uit recente metingen van de druk op het talud bij onregelmatige golven en een berm onder de stilwaterlijn blijkt:

$$\frac{d_s}{\sqrt{(H_s L_{op})}} = 0,1 \text{ à } 0,15 \quad (1)$$

met:  $d_s$  = diepte onder SWL waar maximale belasting van de steenzetting plaatsvindt (m)

$H_s$  = significante golfhoogte bij de teen van de constructie (m)

$L_{op}$  = diep water golflengte (hier:  $L_{op} = 1,56 \cdot 11^2 = 189$  m)

Met  $d_s = 2,0$  à  $2,2$  m en  $d_s/\sqrt{(H_s L_{op})} = 0,10$  volgt uit formule (1) de grootste significante golfhoogte die nog net een grote belasting op de steenzetting geeft:

$$H_s = 2,1 \text{ à } 2,5 \text{ m.}$$

Op basis van bovenstaande beschouwing over de optredende golfhoogte volgens ENDEC en de golfhoogte die nog net een grote belasting op het talud geeft, volgt dat de maatgevende significante golfhoogte tijdens de storm ongeveer 2,0 à 2,5 m is geweest, in plaats van 3,8 m.

$$\frac{H}{\Delta D} = \frac{2 \text{ à } 2,5}{1,3 \cdot 0,35} = 4,4 \text{ à } 5,5$$

$$T = 11 \text{ sec}$$

$$c_d a = 8$$

$$\xi = \frac{1}{8 \sqrt{H_s}} = \frac{1}{8 \cdot \frac{2,5 \cdot 2,5}{1,56 \cdot 11^2}} = \frac{1}{8 \cdot \frac{2,5 \cdot 2,5}{18,7175}}$$

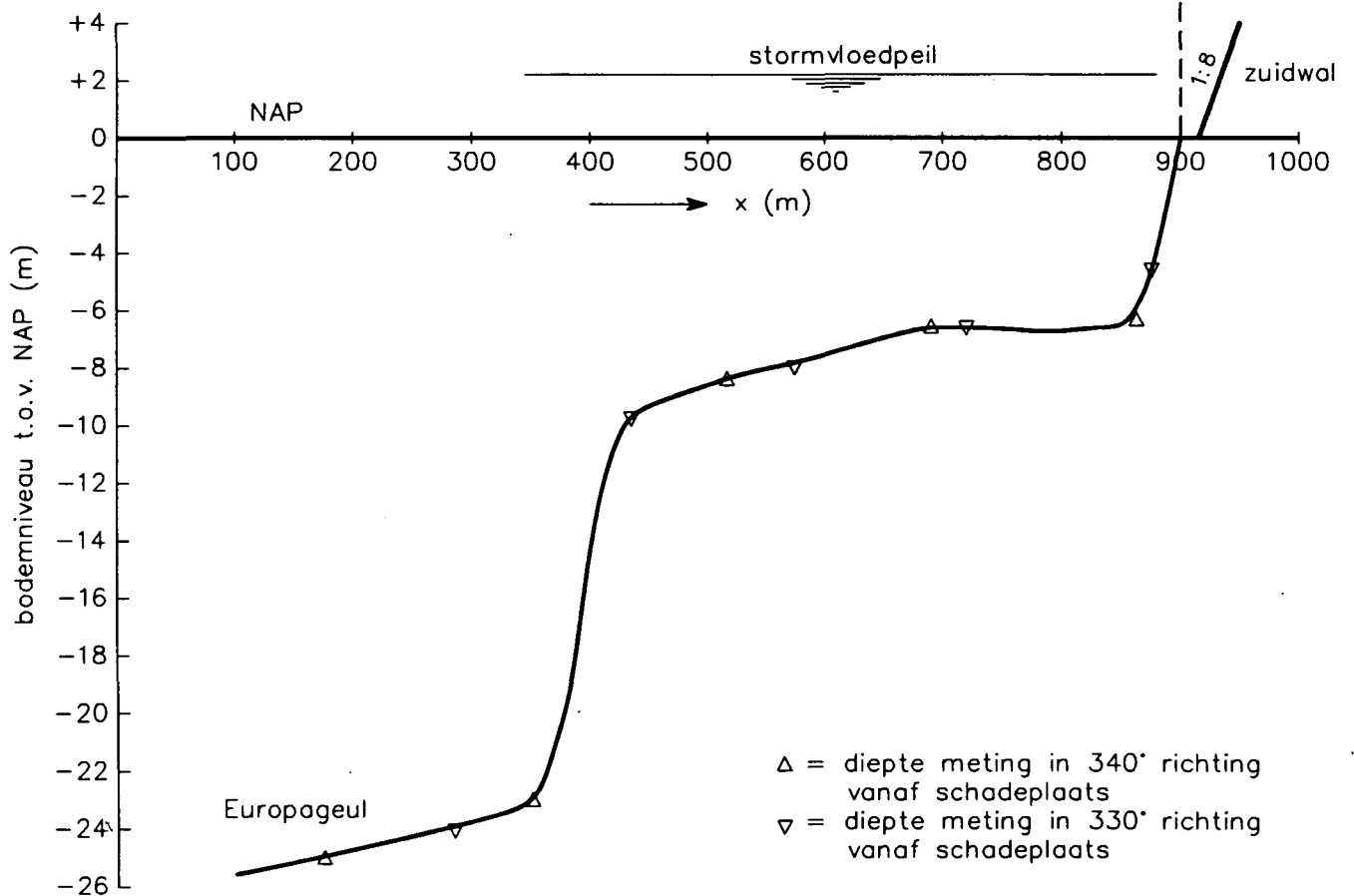
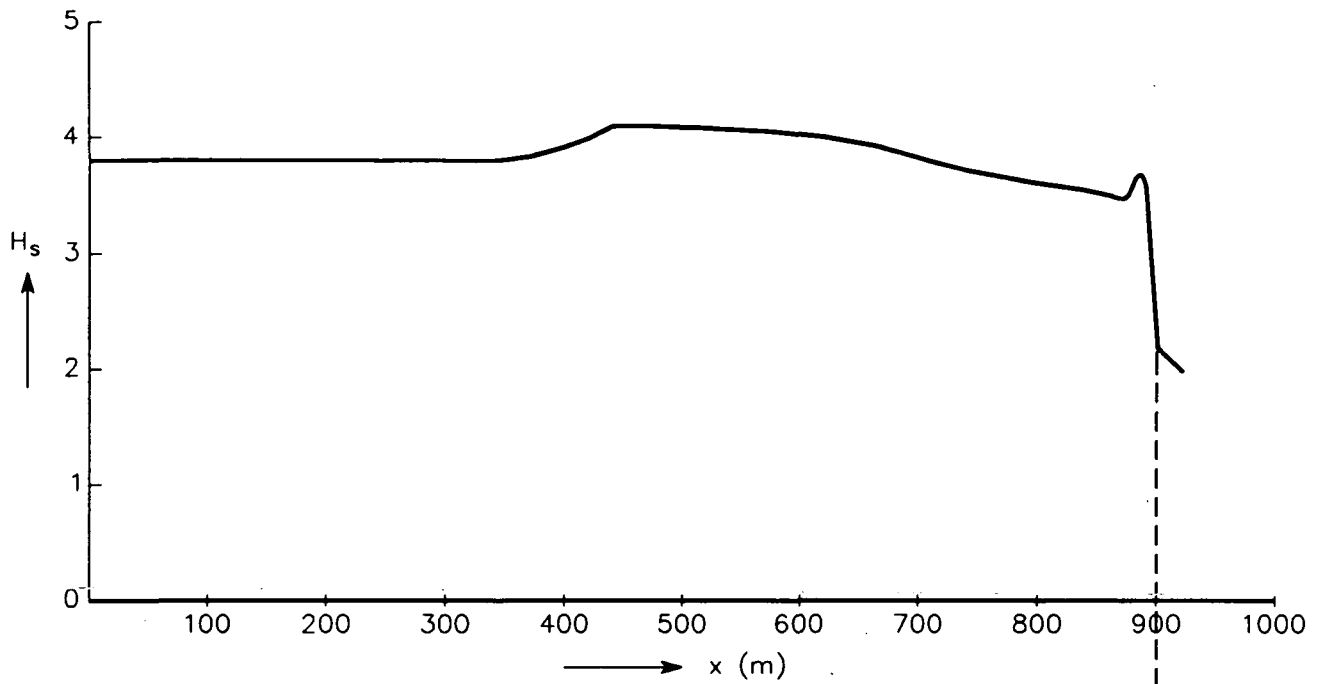
$$= \frac{1}{8 \sqrt{0,0106 \text{ à } 0,0132}} = \frac{1}{8 (0,103 \text{ à } 0,1151)}$$

$$= 1,214 \text{ à } 1,085$$

- geen schade als  $H_s/\Delta D < 3.2$

- zwaar schade als  $H_s/\Delta D > 6.3$

) bij  $\xi = 1.3$



BODEMGEOMETRIE EN SIGNIFICANTE GOLFHOOGTE  
VOLGENS ENDEC

WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM

H 195

FIG. 1



notanr : WBA-N-88.053.

ZUIDWAL (Maasvlakte).  
Analyse schade en ont-  
werp taludbekleding.

projectnr : 88.06/02.

Dienst Weg- en Waterbouwkunde.  
Hoofdafdeling Waterbouw.

ir. J. A. Hernandez.

J. C. P. Johanson.

ing. J. C. van der Burg (hoofdst 7.6).

datum : 20 april 1988.

Inhoud.pagina.

1.	Samenvatting.	1.
2.	Inleiding.	3.
3.	Probleemstelling.	4.
4.	Omschrijving van de huidige constructie.	5.
4.1.	Ter plaatse van de schade.	5.
4.2.	Ter plaatse van het naastliggende vak.	6.
5.	Stormcondities ten tijde van het ontstaan van de schade.	7.
6.	Omschrijving van het schadebeeld.	8.
7.	Analyse van het schadegeval.	9.
7.1.	Inleiding.	9.
7.2.	Hydraulische randvoorwaarden.	11.
7.3.	Toplaagonderzoek door Waterloopkundig Laboratorium.	11.
7.4.	Praktijkonderzoek.	14.
7.5.	Materiaaltechnisch onderzoek.	15.
7.6.	Wateroverdrukken.	15.
7.7.	Analyse.	19.
7.8.	Conclusies betreffende de opgetreden schade.	21.
8.	Nieuw ontwerp van de bekleding.	23.
8.1.	Inleiding.	23.
8.2.	Hydraulische randvoorwaarden.	23.
8.3.	Keuze constructie.	25.
8.4.	Ontwerp van de nieuwe constructie.	25.
8.5.	Constructieve aspecten van de nieuwe constructie.	30.
8.6.	Kostenaspecten.	36.
8.7.	Conclusies betreffende nieuw ontwerp.	38.
9.	Literatuur.	40.

Bijlagen.form/ teknr.

1. Situatie.	A4 / 88.138.
2. Dwarsprofiel ter plaatse van de schade.	A3 / 88.139.
3. Dwarsprofiel naastliggende bekleding.	A3 / 88.140.
4.1 Overzicht schadeplek, locaties proefnemingen.	42 / 88.141.
4.2 Doorlatendheden taludbekleding op schadelocatie.	A4 / 88.142.
5. Overzicht waterstanden, golfhoogten en en golfperioden.	A4 / 88.143.
6. Modelafmetingen voor overdrukkenonderzoek.	A4 / 88.144.
7. Berekeningsresultaat 1 (K. perkoenen = $1 \times 10^{-5}$ m/s).	A4 / 88.145.
8. Berekeningsresultaat 2 (K. perkoenen = $4 \times 10^{-6}$ m/s).	A4 / 88.146.
9. Overzicht berekeningsresultaten (MSEEP en Analogon).	A4 / 88.147.
10. Ontwerp met mijnsteen als filterlaag.	A4 / 88.148.
11. Ontwerp met zandasfalt als filterlaag.	A4 / 88.149.
12. Zeefcurve van basismateriaal Zuidwal (grind + zand).	A4 / 88.150.
13. Zeefcurves van grof granulair filtermateriaal.	A4 / 88.151.
14. Ontwerp met grof granulair materiaal als filterlaag.	A4 / 88.152.
15. Bepaling indicatie aanlegkosten.	
16.1 Fotobijlage.	A4 / 88.153.
16.2 Fotobijlage.	A4 / 88.154.

## 1. Samenvatting.

Tijdens de stormperiode op 28 en 29 februari en 1 maart is een schade van ongeveer 10.000 m<sup>2</sup> ontstaan aan de glooiing van Basaltonzuilen aan de noordzijde van de Maasvlakte. Ten aanzien van een schade met een dergelijke omvang dringen zich twee vragen op, namelijk :

- Hoe kon deze schade bij de opgetreden golfaanval ontstaan?
- Hoe zwaar moet de nieuw aan te leggen glooiing worden gedimensioneerd indien pas onder zwaardere omstandigheden schade wordt getolereerd.

De eerste vraag is van belang in het kader van het onderzoek ten behoeve van de Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen (TAW).

Betreffende de tweede vraag is aan de beheerder, dienstkring "Nieuwe Waterweg", medewerking toegezegd bij het maken van een nieuw ontwerp.

Om de eerste vraag te beantwoorden is het noodzakelijk om de golf- randvoorwaarden en de werkelijke sterkte van de glooiing zo goed mogelijk te achterhalen.

Om de tweede vraag te beantwoorden is het noodzakelijk om de golf- randvoorwaarden te bepalen en om een zo goed mogelijke schatting te maken van de van belang zijnde parameters van de glooiing.

Uit het uitgevoerd onderzoek naar de oorzaak van de schade blijkt dat de bekleding die op dit gedeelte van de waterkering lag, volgens de huidige inzichten, niet voldoende zwaar was gedimensioneerd. Verder blijkt de doorlatendheid van de toplaag zeer gering te zijn. Dit resulteert in combinatie met een vrij doorlatende filterlaag van silex in een bekleding die onder de opgetreden omstandigheden niet stabiel bleek te zijn.

Daarom wordt voorgesteld om de nieuw aan te leggen bekleding zwaarder te maken en om zorg te dragen voor een zodanige verhouding in doorlatendheden dat de stabiliteit van de bekleding wordt gewaarborgd.

## 2. Inleiding.

Tijdens de stormperiode van eind februari tot 1 maart 1988 is tijdens een noord-noordwester storm schade ontstaan aan de glooiing van de Zuidwal. Deze bevindt zich aan de noordzijde van de Maasvlakte (zie bijlage 1). Gedurende wind uit het noord-noordwesten is het mogelijk dat golven tussen de pieren tot aan deze glooiing komen. De schade, die voornamelijk is ontstaan aan de gezette glooiing van Basaltonzuilen, is door de beheerder van de waterkering, de dienstkring "Nieuwe Waterweg", gemeld ten behoeve van de inventarisatie van stormschade aan taludbekledingen die bij de Dienst Weg- en Waterbouwkunde wordt uitgevoerd. Om een tweetal redenen is besloten om een nader onderzoek in te stellen naar het functioneren van deze bekleding. In de eerste plaats is het nuttig om te trachten te achterhalen door welke oorzaken of mechanismen de schade is opgetreden. In het kader van het onderzoek ten behoeve van de TAW worden schadegevallen aan bekledingen zoveel mogelijk geanalyseerd. Verder is het zinvol om een zodanige bekleding te ontwerpen dat schade minder frequent zal optreden. Gezien de ontwikkelingen ten aanzien van de kennis van het dimensioneren van gezette bekledingen is door de hoofdafdeling Waterbouw toegezegd om behulpzaam te zijn bij het ontwerpen van een nieuwe bekleding.

### 3. Probleemstelling.

Het doel dat voor ogen staat bij het schrijven van deze nota is tweeledig, zoals ook reeds in de inleiding is vermeld, namelijk :

1. Het achterhalen van de meest voor de hand liggende schademechanismen ten gevolge waarvan de schade aan de bekleding van de Zuidwal is ontstaan.

2. Het ontwerpen van een constructie waarvan de sterkte zodanig is dat eerst onder zwaardere omstandigheden schade zal optreden.

Om de oorzaak van de opgetreden schade te achterhalen is eerst een beeld gevormd van de mogelijke mechanismen die de schade kunnen hebben ingeluid.

- De grootte van de golfaanval.
- De zwaarte van de bekleding.
- De verhouding van de doorlatendheden van de toplaag en de onderliggende lagen.
- Verlies van samenhang van de toplaag.
- Aantasting door over het talud rollend breuksteen.
- Verlies van grondmechanische stabiliteit.
- Verhoging van de grondwaterstand ten gevolge van hoog achterland.

Om de invloed van enige van de bovengenoemde mechanismen na te gaan is praktijkonderzoek verricht. Naast datgene wat in hoofdstuk 6 wordt vermeld wordt verwezen naar een aparte nota die handelt over de door de onderafdeling "Praktijkonderzoek" verrichte werkzaamheden [1].

Verder is getracht om de hydraulische randvoorwaarden ter plaatse van het talud zo nauwkeurig mogelijk te bepalen, zowel tijdens de afgelopen stormperiode als wel onder zwaardere omstandigheden. Met behulp van de op bovenstaande wijze verkregen gegevens kan worden bepaald in hoeverre de glooiing tijdens de afgelopen stormperiode stabiel was en kan een bekleding worden ontworpen die onder zwaardere omstandigheden intact blijft.

#### 4. Omschrijving van de huidige constructie.

Oorspronkelijk lag het in de bedoeling de noordzijde van de Maasvlakte te beschermen met een dynamische bekleding. Er werd een grindstrand aangelegd. Door overmatig transport van dit materiaal evenwijdig aan de kust bleek dit echter niet haalbaar. Ook het plaatsen van houten damwanden loodrecht op de kust loste de problemen niet doeltreffend op. Door de schurende werking van het grind werden de damwanden vrij snel aangetast en het verlies van materiaal werd niet afdoende beperkt. Aan het einde van de jaren zeventig werd besloten om de glooiing gedeeltelijk te voorzien van een harde bekleding. De dimensionering van deze bekleding wordt beschreven in hoofdstuk 4.2. (zie bijlage 3). In 1983 werd aan de westzijde een uitbreiding gerealiseerd. De schade waarover deze nota handelt heeft in dit vak plaatsgevonden. Deze glooiing wordt beschreven in hoofdstuk 4.1. (zie bijlage 2). Van nog later datum is de uitbreiding die aan de oostzijde van de reeds genoemde bekleding is aangebracht.

##### 4.1. Ter plaatse van de schade.

De bekleding van de waterkering bestaat uit betonzuilen van het merk Basalton. Er zijn zuilen toegepast met een volumegewicht van  $2300 \text{ kg/m}^3$ . De lengte van de zuilen bedraagt 0,35 m. Deze bekleding is aanwezig tussen NAP en NAP + 6,24 m. Zowel aan de teen als aan de bovenzijde wordt de bekleding begrensd door een rij perkopalen. De taludhelling is over het algemeen 1 op 8, plaatselijk 1 op 6. Onder de toplaag van Basaltonzuilen is een filter aangebracht van silex (30 - 90 mm). De dikte van deze filterlaag is ongeveer 0,3 m. Onder de filterlaag ligt de oorspronkelijke grondslag. Deze bestaat uit grof zeezand, gemengd met het grind dat nog resteerde van het grindstrand. De toplaag van Basaltonzuilen is ingewassen met staalslakken (16 - 32 mm). Aan de bovenzijde van deze bekleding ligt een pakket basalt breuksteen (30 - 300 mm) onder een helling van 1 op 10. De laagdikte bedraagt 0,5 m. Het pakket is 5,0 m breed. Aan de teenzijde ligt een kreukelberm van



basalt breuksteen (4000 tot 6000 kg per stuk). Dit pakket ligt op een filterlaag van basalt breuksteen (30 - 300 mm) met een dikte van 0,5 m.

#### 4.2. Ter plaatse van het naastliggende vak.

De bekleding van dit dijkvak bestaat eveneens uit betonzuilen van het merk Basalton. Bij dit gedeelte is het volumegewicht niet over de gehele breedte van de glooiing constant. Ter plaatse waar de grootste golfaanval verwacht wordt is een volumegewicht aangehouden van  $2900 \text{ kg/m}^3$ . Dit volumegewicht wordt bereikt door het toevoegen van metaalslakken. In de hoger- en lager gelegen zone is een volumegewicht toegepast van  $2600 \text{ kg/m}^3$ . Dit is bereikt door toevoeging van basaltsplit aan het betonmengsel. In de laagstgelegen zone, waar de golfaanval niet maximaal is en in de hoogstgelegen zone, waar de golfoploop plaatsvindt is gewone beton toegepast met een volumegewicht van  $2300 \text{ kg/m}^3$ . De hoogte van de betonzuilen is aangehouden op 0,40 à 0,42 m. De bekleding is aangebracht tussen NAP en NAP + 8,0 m. Ook hier wordt de bekleding aan boven- en onderzijde begrensd door een rij perkoenen en is de taludhelling van de bekleding 1 op 8. Onder de toplaag is een vergelijkbaar pakket aanwezig als bij het dijkvak waar de schade heeft plaatsgevonden. De toplaag van Basalton is ingewassen met loodslakken. Aan de teen van de bekleding is een kreukelberm van breuksteen aanwezig (4000 tot 6000 kg per stuk) op een filterlaag van metaalslakken.

## 5. Stormcondities ten tijde van het ontstaan van de schade.

Tijdens de stormperiode op 28 en 29 februari en op 1 maart is schade opgetreden aan de bekleding van Basaltonzuilen, zoals beschreven in hoofdstuk 4.1. In dit hoofdstuk worden de stormcondities weergegeven zoals ze zijn waargenomen op de Noordzee.

De windsnelheden die zijn opgetreden gedurende het tijdvak dat aan de storm voorafging zijn niet extreem hoog geweest. Op het licht-eiland Goeree is slechts een gering aantal waarnemingen gedaan waarbij 20 m/s werd overschreden. Wel opmerkelijk is dat gedurende een zeer lange periode een windsnelheid van 15 à 16 m/s heeft plaatsgevonden. De windrichting was 330 à 340 graden.

De hoogste waterstand is opgetreden op 29 februari om 12.40 uur. Deze bedroeg NAP + 2,22 m. Tijdens het daaropvolgende laagwater kwam de waterstand niet lager dan NAP + 0,55 m. Tijdens de vloed in de nacht van 29 februari op 1 maart werd een waterstand bereikt van NAP + 1,42 m.

De grootste golfhoogten zijn waargenomen door een waverider in de geul (euro 13). Hier zijn golven gemeten met een significante hoogte van 5,5 m, met uitschieters tot ongeveer 6,0 m. Golfmeetpalen, die dichterbij in de buurt van de schade aanwezig zijn, functioneerden niet ten tijde van de bewuste stormperiode.

Op bijlage 5 zijn 2-uur gemiddelden weergegeven van de waterstanden, de golfhoogten en de golfperioden.

In hoeverre de omstandigheden, die hebben geleid tot de huidige schade, reeds eerder zijn opgetreden gedurende de periode dat de bekleding ligt, is niet eenvoudig te achterhalen. Deze recente gegevens zijn nog niet zodanig verwerkt dat een toegankelijk bestand is verkregen.

## 6. Omschrijving van het schadebeeld.

Tijdens de in hoofdstuk 5 omschreven stormperiode is schade ontstaan aan het westelijke gedeelte van de bekleding van Basaltonzuilen. De locatie van de schade is weergegeven op bijlage 4.1. Op bijlage 16 zijn enige foto's toegevoegd. Gedurende de hoogwaterperiode in de middag van 29 februari hebben zich de meest ongunstige omstandigheden voorgedaan. Na deze hoogwaterperiode is in de namiddag een controle uitgevoerd door de beheerder van de waterkering. Er is toen geen schade waargenomen. Opgemerkt wordt dat de laagwaterstand boven NAP + 0,5 m is gebleven waardoor het laagste gedeelte van de glooiing vaak aan het oog werd onttrokken. Ondanks het gegeven dat bij deze controle geen schade is geconstateerd, kan de mogelijkheid zeker niet worden uitgesloten dat het begin van schade reeds gedurende de voorgaande hoogwaterperiode is opgetreden. Tijdens de waarneming die in de ochtend van 1 maart werd verricht bleek omvangrijke schade te zijn ontstaan. De bekleding was over een groot oppervlak verdwenen. Over een afstand van ongeveer 20 meter werd de schade begrensd door de perkoenrijen aan de teen en aan de bovenzijde van de bekleding. Zowel in oostelijke als in westelijke richting breidde de schade zich uit zodanig dat de grootste breedte ongeveer 200 meter bedroeg. Zo ontstond een schade die ongeveer de vorm had van een ellips. De Basaltonzuilen zijn tot enige honderden meters in oostelijke richting verspreid terwijl de silex zich nog verder oostwaarts had verplaatst. Kort na de storm was het profiel van de glooiing nog vrijwel intact. Na enige dagen werd een S-profiel waargenomen zoals dat ook voorkomt bij kusten die op dynamische stabiliteit zijn ontworpen. Dit S-profiel is ontstaan nadat nogmaals een harde noordwesten wind was opgetreden.

Naast de schade aan de gezette bekleding is enige schade ontstaan aan de kreukelberm. Breuksteenblokken met een geschat gewicht van 2000 à 3000 kg zijn over grote afstanden verplaatst. Sommige van deze blokken lagen op ongeveer NAP + 5 m.

## 7. Analyse van het schadegeval.

### 7.1. Inleiding.

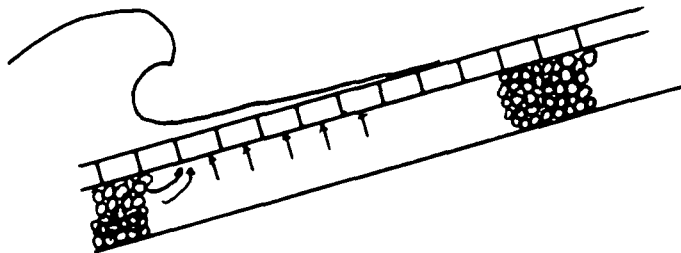
In de tijd dat deze bekleding werd gedimensioneerd beschikte men over minder toegesneden hulpmiddelen om een dergelijke taludbekleding te ontwerpen. Daarom is destijds min of meer op het gevoel beslist om de westelijke uitbreiding van de gezette glooiing van de Zuidwal te voorzien van een lichtere bekleding, vergeleken met het eerst aangelegde stuk. In opdracht van de Dienst Weg- en Waterbouwkunde, Hoofdafdeling Waterbouw, wordt momenteel ten behoeve van de TAW het fundamenteel onderzoek naar het gedrag van gezette bekledingen uitgevoerd. Bij dit onderzoek wordt een groot aantal bezwijkmechanismen onderscheiden die worden veroorzaakt door een brekende golf. Dit wordt onder andere op overzichtelijke wijze omschreven in [5]. Bij enige van deze bezwijkmechanismen speelt de doorlatendheid van het filter een belangrijke rol.

- Het water in de filterlaag kan het op het talud afstromende water niet onmiddellijk volgen, waardoor de drukken tegen de onderzijde van de bekleding groter worden dan die tegen de bovenzijde.

- Een golf die het talud nadert zal de drukken op het talud ter plaatse opvoeren. Deze hoge drukken planten zich voort in het met water verzadigde filter onder de bekleding, ook tot de plaats waar het golf front nog niet aanwezig is.

Bij beide mechanismen ontstaan overdrukken aan de onderzijde van de toplaag die verantwoordelijk kunnen zijn voor het uitlichten van een of meer elementen. Het spreekt vanzelf dat deze overdrukken bij een goed doorlatende toplaag niet of in mindere mate kunnen optreden.

Op onderstaande principeschets zijn de hier beschreven mechanismen eveneens weergegeven.



#### **enige bezwijkmechanismen ten gevolge van golfaanval**

De resultaten van dit onderzoek kunnen voor dit geval uitstekend gebruikt worden. Met een analyse van dit schadegeval kan worden getoetst of de omstandigheden waaronder deze schade is opgetreden zodanig waren dat het verklaarbaar is dat de bekleding is bezweken.

Om bovengenoemde toetsingsberekeningen te kunnen uitvoeren is getracht de randvoorwaarden zo nauwkeurig mogelijk te bepalen. Hierbij is aandacht besteed aan de volgende punten.

- Het verkrijgen van de hydraulische randvoorwaarden ter plaatse van de glooiing (zie 7.2.).
- Het verkrijgen van gegevens omtrent de doorlatendheden van de toplaag en van de onderliggende lagen (zie 7.3. en 7.4).
- Het onderzoeken van mogelijke wateroverdrukken ten gevolge van grondwater (zie 7.6.).

De grondmechanische stabiliteit van het buitentalud is niet als aandachtspunt behandeld, gezien de grondmechanische eigenschappen van de aanwezige onderliggende lagen van zand en de zeer flauwe taludhelling.

## 7.2. Hydraulische randvoorwaarden.

In hoofdstuk 5 wordt verwoord welke golfomstandigheden zich op de Noordzee hebben voorgedaan. Er zijn golven waargenomen met een significante hoogte van 5,5 à 6,0 m. De significante periode bedroeg 10 à 12 seconden. Met het programma Endec van de Dienst Getijdewateren en deze golfhoogte en periode is de golfhoogte bepaald die ter plaatse van het talud optreedt. Uit deze berekeningen volgt dat ter plaatse van de constructie golven zijn opgetreden met een significante golfhoogte van ~~3,8~~ m. Een nadere uitwerking hiervan vindt plaats in hoofdstuk 7.7. bij de analyse van het schadegeval.

$$2 \bar{a} = 2,5 \text{ m}$$

$$\frac{H}{\Delta D} = \frac{2 \bar{a} \cdot 2,5}{1,3 \cdot 0,35} = 4,4 \approx 5,5$$

## 7.3 Onderzoek naar doorlatendheden bij het Waterloopkundig Laboratorium.

Naar aanleiding van het schadegeval is bij het Waterloopkundig Laboratorium een aantal proeven uitgevoerd om de doorlatendheden van top- en filterlagen te bepalen. Hiertoe zijn drie constructies gebouwd en beproefd. Zowel de Basalton als de silex zijn van de schade-locatie afkomstig. De mijnsteen is van elders aangevoerd.

Proef	Toplaag	Filterlaag	Voegvulling
1	Basalton	silex	steenslag 5/40 mm
2	Basalton	silex + zand	steenslag 5/40 mm
3	Basalton	mijnsteen	steenslag 5/40 mm

onderzochte constructies.

Proef 1 komt overeen met de constructie die schade heeft opgelopen tijdens de storm. Bij proef 2 wordt de invloed van een minder doorlatende filterlaag op de topplaatdoorlatendheid onderzocht. Ook bij proef 3 wordt deze invloed onderzocht, zij het met een nog minder doorlatende filterlaag.

In de volgende tabel worden de resultaten van het onderzoek gepresenteerd in de vorm van filter- en toplaagdoorlatendheden.

Proef	K <sub>filter</sub> [mm/s]	K <sub>toplaag</sub> [mm/s]
1	125	11
2	30	11
3	0,6	5

filter en toplaagdoorlatendheden.

Deze resultaten kunnen vervolgens gebruikt worden om uitgaande van een zekere constructie de lek lengte te berekenen. Met behulp van deze lek lengte kan een indruk verkregen worden van de sterkte van de constructie. Kwalitatief gesproken kan gesteld worden dat een kleine lek lengte overeenkomt met (gunstige) lage overdrukken over de toplaag en een grote lek lengte met (ongunstige) hoge overdrukken.

De lek lengte ( $\lambda$ ) kan als volgt bepaald worden;

$$\lambda = \sin \alpha \sqrt{\frac{K_f \times B \times D}{K_t}}$$

waarbij :

- $\alpha$  : taludhelling [°]
- $K_f$  : filterdoorlatendheid [m/s]
- $B$  : filterdikte [m]
- $D$  : hoogte van de zuilen [m]
- $K_t$  : toplaagdoorlatendheid [m/s]

Uitgaande van de volgende constructie wordt de lek lengte per proef bepaald;

taludhelling ( 1 : 8 ) :  $\alpha = 7,12^\circ$   
 hoogte van de zuilen :  $D = 0,45 \text{ m}$   
 dikte van de filterlaag :  $B = 0,40 \text{ m}$

Proef	$K_{\text{filter}}$ [mm/s]	$K_{\text{toplaag}}$ [mm/s]	Lambda [m]
1	125	11	0,177
2	30	11	0,087
3	0,6	5	0,018

**bepaling lek lengte lambda.**

Toch moeten nog enige kanttekeningen bij deze proeven geplaatst worden. Bij proef 2 (silex ingewassen met zand) werd gedurende de proef transport van materiaal (zand) uit de filterlaag geconstateerd. Dit houdt in dat bij langdurige belasting van het filter een groot deel van het zand weg zal spoelen, waardoor de doorlatendheid van het filter weer toe zal nemen. Deze omstandigheden kunnen eveneens naar prototype omstandigheden (verhangen als gevolg van golfwerking) worden vertaald.

Verder kan gesteld worden dat het bij de drie beproefde constructies om jong werk gaat. De toplaagdoorlatendheid zal met de tijd afnemen. Als de hier bepaalde toplaagdoorlatendheden vergeleken worden met de op locatie gemeten doorlatendheden (zie bijlage 4.2) kan gesteld worden dat zij minstens een factor 100 hoger zijn. Omgerekend in lek lengte komt dit met een factor 10 overeen.

Uit bovenstaande kan geconcludeerd worden dat de constructie met de mijnsteen, voor wat betreft de doorlatendheidsverhouding van de toplaag en de filterlaag, veruit de voorkeur verdient, zowel onder laboratorium omstandigheden als in de praktijk bij een dichtgeslagen, ondoorlatende toplaag.



#### 7.4. Praktijkonderzoek.

Om een juist inzicht te verkrijgen naar de mate van doorlatendheid van zowel de top laag als van de filter laag was het noodzakelijk om in-situ onderzoek te verrichten. Dit onderzoek is uitgevoerd door de onderafdeling Praktijkonderzoek (WBOP), een onderdeel binnen de hoofdafdeling Waterbouw. Aangezien een groot aantal infiltratieproeven is verricht en de documentatie hiervan nogal uitgebreid is, wordt hier slechts een samenvatting van het gehouden onderzoek gegeven. Voor de meer uitgebreide rapportage wordt verwezen naar een nota die door de onderafdeling praktijkonderzoek is opgesteld [1]. Naast dit infiltratieonderzoek zijn door deze afdeling diverse monsters verzameld (zie 7.5.). Tenslotte zijn nog enige peilbuizen geplaatst om een indruk te krijgen van de grondwaterstand ter plaatse van de bekleding (zie 7.6.).

Uit het onderzoek blijkt dat de doorlatendheid van de top laag ter plaatse van het onderste gedeelte van de beschadigde glooiing zeer gering is terwijl de doorlatendheid van het hoger gelegen gedeelte aanzienlijk beter is. De doorlatendheid van de top laag van de naastliggende glooiing is, over het algemeen zeer gering.

In onderstaande tabel wordt een overzicht gegeven van de doorlatendheid van de top laag op de verschillende locaties.

locatie	doorlatendheid [m/s]
A	$3,04 \times 10^{-6}$
B	$7,95 \times 10^{-5}$
C	$8,07 \times 10^{-6}$
D	$3,92 \times 10^{-6}$
E	$8,52 \times 10^{-6}$
F	$5,56 \times 10^{-5}$
G	$1,63 \times 10^{-5}$
H	$2,81 \times 10^{-5}$
I	$6,23 \times 10^{-5}$
J	$1,92 \times 10^{-6}$
K	0,00

overzicht doorlatendheden top laag

### 7.5. Materiaaltechnisch onderzoek.

Door de afdeling Materialen is onderzoek verricht naar de korrelverdelingen van de diverse materialen. De resultaten van dit onderzoek zijn weergegeven in de nota van de onderafdeling praktijkonderzoek [1].

### 7.6. Wateroverdrukken.

#### **Aannamen.**

Omdat bij in-situ doorlatendheidsmetingen (zie hoofdstuk 7.4.) geconstateerd is dat het onderste deel van de bekleding een kleinere doorlatendheid heeft (de minimale  $k = 2,5 \times 10^{-6}$  m/s) dan het bovenste deel van de bekleding (de maximale  $k = 7,7 \times 10^{-5}$  m/s) bestaat de mogelijkheid dat onder het dichte deel van de bekleding overdrukken ten gevolge van grondwaterstroming zijn opgetreden. Hoge grondwaterstanden ter plaatse van het achtergelegen duin en infiltratie van (golf)water op het open bovenste gedeelte van de bekleding als gevolg van langdurige golfoploop versterken hierbij de gedachte aan quasie-statische overdrukken tegen de onderkant van de dichtere bekleding.

Over de mate waarin overdrukken opgetreden kunnen zijn is een analyse uitgevoerd. Hiervoor zijn grondwaterstromingsberekeningen uitgevoerd met behulp van zowel een numeriek model MSEP als een elektrisch analogiemodel (zie bijlage 6).

De berekeningen zijn uitgevoerd onder stationaire omstandigheden op een tijdstip dat dit het ongunstigste ten aanzien van overdrukken is. De buitenwaterstand is na de hoogwaterperiode juist gedaald tot aan het niveau van de teen van de bekleding (NAP), terwijl in het zandlichaam ten gevolge van waterinfiltratie en een hoge duinwaterstand de dijk nog maximaal met grondwater is gevuld tot NAP + 2 à 3 m op enige afstand achter de teen van de bekleding. Aan de teen van de bekleding bevindt zich een 3 m diepe

perkoenenrij waardoorheen het grondwater via spleten (mogelijk met zand en slib gevuld) moet afstromen. De waterdoorlatendheid van deze perkoenenrij is in de berekeningen gevarieerd met een factor 1/50 en 1/20 maal de doorlatendheid van het zandpakket.

Van de ondergrond als watervoerend zandpakket zijn geen exacte gegevens bekend. Wel is bekend dat onder de silexlaag grof en doorlatend zand is aangetroffen. In de berekeningen is een waterdoorlatendheid geschat ( $k = 2 \times 10^{-4}$  m/s), terwijl een ondergrens voor het watervoerend pakket op NAP - 15 m is aangenomen. Bekend is dat een diepere ondergrens voor het zandpakket nauwelijks nog invloed op de grootte van de overdrukken uitoefent. Aan de achterkant van de bekleding is het grondwatermodel verticaal begrensd op 100 m achter de teen, dat is ongeveer de plaats waar het duin begint. Op die plaats werd een vaste duinwaterstand van NAP + 1 m ingevoerd. Dit komt ongeveer overeen met een gemiddeld geconstateerde grondwaterstand in de peilbuizen 2 en 3, die enige dagen na het ontstaan van de schade zijn geplaatst en waargenomen. Deze peilbuizen bevinden zich op respectievelijk 80 en 123 m achter de teen. In het gebied tussen de teen en de achtergrens van het model is plaatselijk een infiltratie van golfwater in het model ingevoerd. In de meeste berekeningen werd dit gedaan bij een strook met een breedte van 18 m, op een afstand tussen 18 en 36 m uit de teen. De mate van infiltratie is onbekend. Deze is daarom afgeschat. Als infiltratiesnelheid is  $N = 1,5 \times 10^{-5}$  m/s aangenomen. Dit komt ongeveer overeen met de infiltratiesnelheid van een aantal doorlatendheidsproeven met de bak van 0,60 x 0,60 m, die door de onderafdeling WBOP enkele dagen na de schade werden uitgevoerd. Hierbij is namelijk een doorstroming gemeten van circa 20 liter per uur per 0,36 m<sup>2</sup>.

In enkele berekeningen is de infiltratie een factor 2 à 3 kleiner genomen en het infiltratiegebied naar voren en naar achteren uitgebreid tot een totale breedte van circa 50 m. Dit leverde ongeveer dezelfde overdrukresultaten op.

Als maatgevend worden hier alleen de resultaten met een infiltratiegebied van 18 à 20 m breedte aangehouden. Voor het onderste deel van de bekleding is een k-waarde van  $2 \times 10^{-6}$  m/s ingevoerd (een factor 100 kleiner dan de k-waarde voor zand). Met behulp van elektrische analogie-modelberekeningen is geconstateerd dat bij deze k-waarde van het onderste bekledingsgedeelte nauwelijks verschil met het geval van een volledig waterdichte bekleding bestaat in de maat voor de overdrukken.

Voor het bovenste deel van de bekleding (boven ca. NAP + 2 à 3 m) werd een grotere doorlatendheid zowel van de bekleding als de silexlaag aangehouden. Hier is een doorlatendheid aangehouden van  $k = 2 \times 10^{-5}$  m/s (een factor 10 ten opzichte van de doorlatendheid van zand), of  $k = 2 \times 10^{-4}$  m/s (de zelfde doorlatendheid als bij zand). Dit is meestal het gebied waar water ten gevolge van golfoploop het zandlichaam infiltreert.

Het 15 m brede breuksteengebied dat zich voor de perkoenenrij bevindt is als waterdoorlatend beschouwd.

De modelafmetingen zijn aangegeven op bijlage 6.

#### **Berekeningsresultaten.**

Er zijn veel parametervarianten doorgerekend. In dit verslag worden alleen de meest relevante resultaten gegeven.

Dit betreft de berekeningen zonder perkoenenweerstand waarbij nauwelijks of geen overdrukken optreden (zie bijlage 9) en de berekeningen met een perkoenenrij met een vervangende k-waarde ter grootte van 1/50 en 1/20 van k-zand, waarbij infiltratie over een breedte van 18 m taludbreedte is aangenomen met een N-waarde (infiltratiesnelheid) van  $1,5 \times 10^{-5}$  m/s. De maximale overdrukken, delta-h, aan de teën bedragen dan respectievelijk ongeveer 0,40 en 0,55 m ten opzichte van de bovenkant van de bekleding. De berekeningsresultaten zijn getekend op de bijlagen 7,8 en 9.

Omdat de overdrukken ten opzichte van de bovenkant van de bekleding staan uitgedrukt ( $\Delta h$ 's) moet het volumegewicht van de bekleding onder water worden genomen om na te gaan of overdrukken van de toplaag mogelijk is. Bij een dikte van de Basaltonbekleding van 0,35 m en een volumegewicht van 2,0 t/m<sup>3</sup> (betonzuilen en voegen) ontstaat dus opdrukgevaar bij een overdruk ( $\Delta h$ ) van 0,35 m. In de gevallen waarbij  $\Delta h = 0,40$  en 0,55 m is overdrukken van een gedeelte van de bekleding mogelijk. Wanneer in de berekeningen de infiltratie van golfwater buiten beschouwing wordt gelaten, zijn de overdrukken aan de teen van de bekleding slechts zeer miniem en bedragen 0,05 à 0,07 m. Hierdoor kan de bekleding niet worden opgedrukt.

De resultaten van de uitgevoerde berekeningen zijn op de bijlage 9 in dwarsdoorsnede over de bekleding in grafiek aangegeven, waaruit de grootte van het gebied waarover overdrukken optreden blijkt.

Opgemerkt kan nog worden dat de grondwaterstanden zijn berekend bij de hoogst opgetreden buitenwaterstand. Er is geen rekening gehouden met de voortplanting van de variatie van de buitenwaterstand via het zandpakket onder de teen en de onderste helft van de bekleding. Dit zou extra tijdrovende berekeningen hebben gevraagd. In principe zouden dergelijke berekeningen hogere grondwaterstanden kunnen geven in de fase na hoogwaterstand.

#### **Conclusies en aanbevelingen.**

In het geval van de veronderstelde weerstanden (1/20 à 1/50 van  $k$ -zand) ter plaatse van de perkoenenrij kunnen in het geval van infiltratie van golfwater op het bovendeel van de bekleding te grote overdrukken op het "dichtere" benedendeel van de bekleding ontstaan zijn tijdens de dagen dat schade aan de bekleding aan de Zuidwal op de Maasvlakte is opgetreden. Eventueel kunnen deze overdrukken (met de golfaanval als primaire oorzaak voor de schade) tot het loskomen van de zuilen hebben bijgedragen.

Bij het herstel van de schade wordt aanbevolen om zo mogelijk een dusdanig open toplaag te ontwerpen dat geen of te verwaarlozen overdrukken aan de onderkant hiervan kunnen ontstaan. Als minimale eis voor de doorlatendheid van de toplaag (met voegvulling) ten aanzien van overdrukken zou dan een k-waarde van 1 à 0,1 x k-zand moeten worden aangehouden. Indien de doorlatendheid van de toplaag geringer is, dient een teendrainage te worden toegepast. Voorkomen moet dan echter worden dat deze inzandt of dichtslibt.

### 7.7. Analyse.

De toestand bij de constructie die gedurende de stormperiode van 29 februari tot 1 maart schade heeft opgelopen kan als volgt beschreven worden;

#### TOPLAAG VAN BASALTON

de hoogte van de Basalton zuilen :  $D = 0,35 \text{ m}$ .

soortelijk gewicht Basalton :  $2300 \text{ kg / m}^3$ .

doorlatendheid :

het merendeel van de toplaagdoorlatendheidsmetingen is door de onderafdeling WBOP ter plaatse uitgevoerd, er is een duidelijk verschil in doorlatendheid geconstateerd als functie van de hoogteligging op het talud, de volgende doorlatendheden kunnen verwacht worden (zie bijlage 4.2)

beneden NAP + 3,0 m :  $k_{\text{toplaag}} = 5 \text{ à } 10 \times 10^{-6} \text{ m/s}$ .

boven NAP +3,0 m :  $k_{\text{toplaag}} = 5 \text{ à } 10 \times 10^{-3} \text{ m/s}$ .

## SILEX FILTERLAAG

dikte :  $b = 0,30 \text{ à } 0,40 \text{ m.}$

Karakteristieke filterdiameter :  $D_{f.15} = 5,6 \text{ mm.}$

doorlatendheid :

$k_{filter} = 0,08 \text{ m/s (laminair)}$

$k_{filter} = 0,03 \text{ m/s (turbulent)}$

## HYDRAULISCHE RANDVOORWAARDEN

De storm van 29 feb. / 1 maart is voor het tijdsinterval :  
10.00 uur (29/2) t/m 04.00 uur (1/3) op bijlage 5 weergegeven.

In deze figuur staan de volgende grootheden weergegeven;

waterstanden ten opzichte van NAP.  
significante golfhoogte buitengaats  
significante golfhoogte bij constructie  
significante golfperiode

Verder is ook gebruik gemaakt van een DGW notitie [2]. Hierin staat vermeld dat bij een bepaald windrichting de diep water golven vrij ongehinderd tot bij de constructie kunnen komen. Alleen de voorliggende plaat (op NAP - 6,0 m) zorgt voor enige golfdemping.

De volgende conclusies kunnen getrokken worden;

de storm heeft zich met name op het niveau tussen NAP + 1,0  
en NAP + 2,0 m afgespeeld.

de golfhoogte bij de constructie is vrij constant geweest,  
aan het begin (12.00 uur) zijn de grootste significante  
golfhoogten (3,9 m) opgetreden, daarna langdurig golven rond  
3,8 m.

de golfoploop heeft gedurende langere tijd het niveau van NAP + 6,0 m overschreden, op dit niveau bevindt zich de bovenbeëindiging van de Basalton bekleding.

uit de waarnemingen ter plaatse van het licht-eiland Goede Reede en de Eurogeul is gebleken dat de golfperiode ook gedurende lange tijd constant is geweest ( $T_s = 10$  à  $11$  s).

### 7.8. Conclusies betreffende de opgetreden schade.

Zoals uit het bovenstaande blijkt zijn er ten tijde van de storm golfhoogten tot ongeveer 3,8 m opgetreden. Om deze golfhoogte te kunnen weerstaan moet de constructie een vrij hoge mate van sterkte hebben. Deze sterkte kan worden uitgedrukt in een  $H_s / \delta * D$  verhouding, waarbij :

$H_s$  = significante golfhoogte.

$$\delta = \frac{\gamma_{\text{steen}} - \gamma_{\text{water}}}{\gamma_{\text{water}}}$$

$\gamma_{\text{steen}}$  = soortelijk gewicht steen.

$\gamma_{\text{water}}$  = soortelijk gewicht water.

D = dikte toplaag.

Uitgaande van :  $H_s = 3,8$  m,

$\gamma_{\text{steen}} = 2300$  kg/m<sup>3</sup>,

$\gamma_{\text{water}} = 1023$  kg/m<sup>3</sup>,

D = 0,35 m,

volgt een benodigde  $H_s / \delta * D$  verhouding van

$$3,8 / (1,25 * 0,35) = 8,7.$$



Dit is niet haalbaar gezien de opbouw van de constructie met een vrij dichte toplaag op een relatief open filterlaag. Verwacht wordt dat deze constructie een verhoudingsgetal van 4 à 5 kan halen, dus :

$$H_s / \delta * D = 4 \text{ à } 5 \quad \Rightarrow \quad H_{s, \max} = 1,8 \text{ à } 2,2 \text{ m.}$$

De significante golhoogte waarbij een begin van schade verwacht kan worden bedraagt dan 1,8 à 2,2 m. Overigens is het ontstaan van begin van schade een proces met een sterk stochastisch karakter waarbij nooit exact voorspeld kan worden bij welke belasting schade zal ontstaan.

Eerder genoemde gaat op voor die delen waar de toplaagdoorlatendheid relatief laag is, dit is echter ook de zône die continu overspoeld wordt en waar ook de storm zich heeft afgespeeld. Het is zeer waarschijnlijk dat als gevolg van de slechte toplaagdoorlatendheid (met als gevolg hoge overdrukken) er een of meerdere zuilen zijn uitgelicht. Het feit dat de gehele storm zich rond het niveau van NAP + 1,5 m heeft afgespeeld kan mede verantwoordelijk zijn geweest voor de grote uitbreiding van het schade-oppervlak.

## 8. Nieuw ontwerp van de bekleding.

### 8.1. Inleiding.

Ten behoeve van het nieuwe ontwerp dienen golfhoogten en perioden te worden bepaald die onder zwaardere omstandigheden gelden (zie 8.2.). De taludbekleding van de Zuidwal beschermt de Maasvlakte, een terrein dat op ongeveer NAP + 5 m is aangebracht. Gevaar voor inundatie van achterliggend gebied is dan ook niet aanwezig. Uit economische overwegingen dient echter de kans op schade aan de glooiing beperkt te zijn. De beheerder acht een begin van schade bij waterstanden van NAP + 3,0 à NAP + 3,5 m aanvaardbaar. In deze nota wordt uitgegaan van een kans op schade van 1/100 maal per jaar, hetgeen ongeveer overeenkomt met omstandigheden bij een waterstand van NAP + 3,5 m.

De berekeningen die zijn uitgevoerd, dienen om te bezien of onder extremere omstandigheden op deze geëxposeerde ligging een bekleding van gezette Basaltonzuilen kan voldoen, rekening houdend met de beperkte zwaarte en zuillengte van het product.

### 8.2. Hydraulische randvoorwaarden.

Met behulp van [3] en bovengenoemde waterstand van NAP + 3,5 m is een windsnelheid bepaald die onder deze omstandigheden voorkomt. Deze windsnelheid is aangehouden op 25 m/s.

In hoofdstuk 5 is omschreven welke golfhoogten en-perioden op de Noordzee zijn waargenomen gedurende de stormperiode van 28 februari tot 1 maart. Met behulp van deze gegevens en met een programma dat gebaseerd is op de formule's van Bretschneider is bepaald welke golfrandvoorwaarden op de Noordzee gelden bij een windsnelheid van 25 m/s.

Voor deze berekeningen zijn de volgende aannamen gedaan :

strijklengte : 900 km.  
diepte : NAP - 42,5 m.  
windsnelheid : 20 m/s.  
De golfhoogte  $H_s$  is dan 5,48 m.

De benodigde lengte van het vak is tamelijk lang. Deze combinatie is aangehouden om de windsnelheid en de diepte binnen redelijke grenzen te houden.

Ter bepaling van de periode zijn de volgende gegevens ingevoerd :

strijklengte : 500 km.  
diepte : 100 m.  
windsnelheid : 26 m/s.  
De periode  $T_s$  bedraagt dan 11,05 s.

Bij de bepaling van de periode wordt uitgegaan van een gebied in het noorden van de Noordzee waar een hardere wind waait. Aangehouden is een windsnelheid van 26 m/s. De strijklengte die nodig is om de periode op te wekken is aangehouden op 500 km. Het gaat hier om het eerste gedeelte van de strijklengte, zoals die bij de golfhoogteberekening is toegepast. Als de golven eenmaal de hier opgewekte periode bezitten zal deze zich in het zuidelijk gedeelte van de Noordzee niet snel meer aanpassen.

Met behulp van de hierboven genoemde strijklengten en waterdiepten is de golfhoogte bepaald bij een windsnelheid van 25 m/s. Analooq aan het voorgaande is de periode bepaald bij een windsnelheid van 31 m/s.

Met behulp van deze golfrandvoorwaarden op de Noordzee en het programma Endec is de golfhoogte ter plaatse van de taludbekleding vastgesteld. In navolgende tabel zijn de resultaten van de berekeningen weergegeven.

windsnelheid [m/s]	waterstand [m]	Bretschneider		Endec
		golfhoogte [m]	periode [s]	golfhoogte [m]
20	2,20	5,48	11,05	3,76
25	3,50	6,68	12,12	4,50

resultaat berekeningen golfhoogte ter plaatse van de constructie.

### 8.3. Keuze constructie.

De keuze van materiaal is beperkt. Naast een gezette bekleding kan een glooiing van breuksteen worden aangelegd. Hierbij kan gekozen worden voor een bekleding die statisch of dynamisch stabiel is. Een nadeel van een statisch bepaalde constructie is gelegen in het onderhoud. De afmetingen van breuksteen-elementen en de breedte van het talud zijn zodanig dat transport over de bekleding niet mogelijk is. Herstel van schade zal met uiterst kostbaar materieel moeten plaatsvinden. Daarom gaat de voorkeur van de beheerder uit naar een gezette glooiing.

### 8.4. Ontwerp van de nieuwe constructie.

Uit de doorlatendheidsmetingen in het prototype is gebleken dat de doorlatendheid van de bestaande Basalton bekleding niet zo hoog is als algemeen wordt verondersteld. Bij een pas aangelegde bekleding gaat de stelling dat Basalton een zeer grote doorlatendheid heeft zeer goed op. Echter na enige tijd te zijn ingewassen door golven gaat, in ieder geval op de onderhavige locatie, de doorlatendheid van de toplaag sterk achteruit. In welke mate dit gebeurt kan afhankelijk zijn van het voegvullingsmateriaal en het aanbod van fijn materiaal in het water. De beschadigde glooiing is ingestrooid met staalslakken. Hiervan is bekend dat zij in een nat milieu kunnen verkitten, met als gevolg dat de doorlatendheid wellicht extra afneemt, zeker als er fijn zand of slib tussen de slakken zit.

Het naastliggend dijkvak is ingestrooid met loodslakken. Deze verkitten echter niet. Nu zijn echter bij de doorlatendheidsproeven ook twee locaties van het naastgelegen vak doorgemeten (de punten C en E van bijlage 4) waar loodslakken als voegvullingsmateriaal is toegepast. Het resultaat is zeer opmerkelijk, daar beide locaties als zeer ondoorlatend bestempeld kunnen worden, onafhankelijk van de hoogteligging op het talud. Hiermee zou gesteld kunnen worden dat de achteruitgang in topplaagdoorlatendheid niet het gevolg is van een slecht voegvullingsmateriaal maar toegeschreven kan worden aan zand en/of slib dat gedurende de tijd die verstreken is tussen de aanleg en het moment van beproeving is ingewassen.

Vanuit de filosofie dat de topplaagdoorlatendheid een grootheid is die op de betreffende locatie moeilijk beheerst kan worden, zal onderzocht worden bij welke topplaagdoorlatendheid de constructie kritiek wordt bij een zekere golfhoogte, dit uitgaande van een gegeven filterdoorlatendheid. Deze filterdoorlatendheid kan beter beheerst worden en is afhankelijk van het materiaal dat als filter wordt toegepast. In de volgende tabel staan een aantal mogelijke filtermaterialen vermeld, tevens wordt de bijbehorende doorlatendheid gegeven. Deze filterdoorlatendheden zijn voor een deel onder laboratorium omstandigheden beproefd, andere vloeien voort uit opgedane ervaringen.

FILTERMATERIAAL	$K_{filter}$ [m/s]	OPMERKINGEN
Silex (Df,15 = 5,6 mm)	0,08	gemeten, turb. doorl.
Silex (Df,15 = 5,6 mm)	0,03	gemeten, lam. doorl.
Silex vermengd met zand	0,015	gemeten,
Gesorteerde mijnsteen	0,0035	ervaringsgetal
Ongesoorteerde mijnsteen	0,00035	ervaringsgetal
Zandasfalt	0,0001	ervaringsgetal

Doorlatendheden van diverse filtermaterialen.

Met als uitgangspunt de filterdoorlatendheid kan vervolgens de kritieke topplaagdoorlatendheid berekend worden bij de maatgevende golfhoogte. Een lagere topplaagdoorlatendheid dan de kritieke top-

laagdoorlatendheid leidt tot situaties waarbij de bekleding potentieel instabiel is.

Als ontwerpgolf voor de nieuwe constructie wordt  $H_s = 4,5$  m aangehouden bij een waterstand op ongeveer NAP + 3,5 m. De kans van optreden van deze hydraulische belasting bedraagt 1/100 per jaar (zie 8.2.).

In de volgende tabel zijn naast elkaar uitgezet; de doorlatendheid van het filter en de minimaal benodigde doorlatendheid van de toplaag, uitgaande van een ontwerpgolfhoogte van 4,5 m.

Bij het ontwerp van de nieuwe constructie is in eerste instantie een type toplaag gekozen, te weten;

type	Basalton.
zetting	met de hand.
dikte	0,45 m.
soortelijk gewicht	2900 kg / m <sup>3</sup> .

Deze keuze is mede ingegeven door de grootte van de hydraulische belasting (ontwerpgolfhoogte 4,5 m) en de goede ervaringen in het naastgelegen vak. Opgemerkt dient te worden dat het naastgelegen vak minder zwaar wordt belast, dit bevindt zich al voor een deel in het schaduwgebied van de Noorderdam.

FILTERMATERIAAL	Dikte filter [m]	Lek lengte [m]	$K_{filter}$ [m/s]	$K_{toplaag}$ [m/s]
Silex (turbulente K)	0,40	0,398	$8,0 \times 10^{-2}$	$1,6 \times 10^{-3}$
Silex (laminaire K)	0,40	0,447	$3,0 \times 10^{-2}$	$7,4 \times 10^{-4}$
Silex vermengd met zand	0,40	0,446	$1,5 \times 10^{-2}$	$3,6 \times 10^{-4}$
Gesorteerde mijnsteen	0,75	0,453	$3,5 \times 10^{-3}$	$1,6 \times 10^{-4}$
Ongesorteerde mijnsteen	0,75	0,458	$3,5 \times 10^{-4}$	$1,8 \times 10^{-5}$
Zandasfalt	0,25	0,442	$1,0 \times 10^{-4}$	$2,1 \times 10^{-6}$

**Kritieke toplaagdoorlatendheden bij verschillende filterlagen.**

In deze tabel is de kritieke toplaagdoorlatendheid bepaald uitgaande van een ontwerpgolfhoogte van 4,5 m. Dit is gedaan met behulp van de Wolsink-methode [4] voor de bepaling van overdrukken over de toplaag van gezette steen. Uit vergelijking tussen de hier gevonden kritieke toplaagdoorlatendheden en de waarden die in-situ zijn gemeten, blijkt dat moet worden gestreefd naar een filtermateriaal waarvan de doorlatendheid gering is.

In het nuvolgende wordt, uitgaande van een te verwachten toplaagdoorlatendheid, de verschildruk over de steenzetting bepaald. Voor de toplaagdoorlatendheid worden de volgende waarden aangenomen;

$$K_{\text{toplaag}} = 10^{-4} \text{ resp. } 10^{-5} \text{ m/s}$$

Deze waarden kunnen worden verwacht naar aanleiding van het verrichte praktijkonderzoek (hoofdstuk 7.4.).

Filter	$K_{\text{filter}}$ [m/s]	Dikte filter [m]	Vershil druk bij $K_t=10^{-4} \text{ m/s}$ [m]	Vershil druk bij $K_t=10^{-5} \text{ m/s}$ [m]
Silex (turb.)	0.08	0.40	2.83	4.25
Silex (lam.)	0.03	0.40	2.42	3.89
Grind + zand	0.015	0.40	1.97	3.37
Mijnsteen (gesort.)	0.0035	0.75	1.36	2.84
Mijnsteen (onges.)	0.00035	0.75	0.65	1.62
Zandasfalt	0.0001	0.25	nihil	0.67

verschildrukken over de steenzetting bij aangenomen toplaagdoorlatendheden.

Deze verschildrukken moeten vervolgens vergeleken worden met de druk waarbij de blokken worden opgelicht, ( $\delta * D$ ). Deze is voor alle varianten gelijk namelijk;

$$\delta = 1.83$$

$$D = 0.45 \text{ m}$$

$$\delta * D = 0.82 \text{ m}$$

Voor de stabiliteitsberekening wordt dit getal ( $\delta * D$ ) vervolgens nog vermenigvuldigd met een aantal toeslagfactoren die de invloed weergeven van ;

- \* het tweedimensionale karakter van de stroming in het filter
- \* traagheid van het blok
- \* de toestroming naar een bewegend blok
- \* de wrijving tussen de blokken

Deze toeslagfactoren kunnen onderling enigszins verschillen (onder deze omstandigheden 1,5 à 1,6). De toplaag is stabiel te noemen als de verschildruk over de toplaag kleiner is dan  $1,5 \text{ à } 1,6 * 0,82 = 1,23 \text{ à } 1,31$ . De zo bepaalde sterkte van de constructie is een ondergrens daar de verklemming tussen de zuilen niet in de berekening is meegenomen.

Ter verdere aanvulling wordt ook de ( $\delta * D$ ) waarde van de oude constructie bepaald;

$$\delta = 1.25$$

$$D = 0.35 \text{ m}$$

$$\delta * D = 0.44 \text{ m}$$

Ten aanzien van de sterkte van deze constructie zijn bovenstaande opmerkingen van toepassing. Met behulp van de voorgaande tabel en deze opmerkingen wordt zichtbaar gemaakt wat de gevolgen zijn van een toplaag, die in de loop van de tijd ondoorlatender wordt, op de optredende verschildrukken over de bekleding (dit is per variant uitgesplitst). Afhankelijk van de toplaagdoorlatendheid blijkt, dat de verschildruk alleen door ongesorteerde mijnsteen of door zandasfalt kan worden opgenomen. Bij toepassing van andere filtermaterialen is de toplaag mogelijk potentieel instabiel.

#### **Aandachtspunten.**

Bij een vergelijking van de kritieke toplaagdoorlatendheden met de gemeten doorlatendheden kan gesteld worden dat om een voldoende sterke constructie te realiseren er gestreefd moet worden naar een zo ondoorlatend mogelijk filter.



Als gekozen wordt voor een filterlaag bestaande uit ongesorteerde mijnsteen of uit zandasfalt kan gesteld worden dat de constructie voldoende sterk is onder voorwaarde dat ook een goed voegvullingsmateriaal wordt toegepast ( $H / \delta * D > 5 \text{ à } 6$ ).

Loodslakken als voegvullingsmateriaal wordt, gezien de geringe topplaatdoorlatendheid van het naastgelegen vak die mogelijk voortvloeit uit het relatief grote eigen gewicht, afgeraden. Verder worden loodslakken in verband met milieu-technische aspecten niet toelaatbaar geacht. Als instrooiingsmateriaal dient een brede sortering gebroken grind worden toegepast (orde grootte 5/50 mm). De bovengrens van het voegvullingsmateriaal is afhankelijk van de sortering van de zuilen en de wijze waarop deze worden geplaatst.

#### 8.5. Constructieve aspecten van de nieuwe constructie.

In het voorgaande is nogmaals aangetoond dat de doorlatendheid van de onderliggende "filter"laag van wezenlijk belang is voor de sterkte van de totale bekleding. Reeds uit onderzoek is gebleken dat een ondoorlatend materiaal in de onderlaag een gunstige uitwerking heeft op de stabiliteit van de glooiing. Daarom is een bekleding van betonblokken op een onderlaag van klei, wat stabiliteit betreft een ideale bekleding. Indien uit constructieve overwegingen wordt gekozen voor een grover filter dient de topplaat zwaarder te worden ontworpen. Aangezien de hydraulische randvoorwaarden ter plaatse van de Zuidwal zeer ongunstig zijn dient hier de zwaarste sortering Basaltonzuilen te worden aangebracht, zelfs indien een fijnkorrelig filter onder de zuilen wordt aangebracht.

In hoofdstuk 8.4 wordt aangetoond dat er slechts een gering aantal varianten in aanmerking komt. Deze varianten zijn qua topplaat identiek, het verschil zit met name in de filterlaag waarbij onderscheid naar doorlatendheid wordt gemaakt.

De volgende varianten worden behandeld. De laatste variant is op verzoek van de Dienstkring in de nota opgenomen.

Basalton op een filterlaag van mijnsteen.

Basalton op een filterlaag van zandasfalt.

Basalton op een filterlaag van grof granulair materiaal.

Na een beschrijving van de dimensionering van de toplaag worden de drie varianten besproken, tevens worden de kosten voor de verschillende varianten globaal bepaald (hoofdstuk 8.6.).

### Toplaag.

Voor de toplaag is, in overleg met de Dienstkring een verloop van zuilhoogte en soortelijk gewicht langs het talud vastgesteld.

Hierbij hebben de volgende overwegingen een rol gespeeld:

Aangezien deze constructie geen deel uitmaakt van een hoogwaterkering behoeft niet op superstorm-omstandigheden gedimensioneerd te worden. In overleg met de Dienstkring is besloten om uit te gaan van een waterstand van NAP + 3,5 m. Hierbij behoort een windsnelheid van 25 m/s uit de richting NW-NNW. De hierbij behorende significante golfhoogte bedraagt 4,5 m (zie hoofdstuk 8.2.). Om een geleidelijk verloop te verkrijgen tussen de zware lange zuilen en de lichtere kortere zuilen die worden hergebruikt bij het doortrekken van het talud tot NAP + 8,0 m, is besloten om een deel van de bekleding met de grote hoogte en lichter materiaal uit te voeren. In het bovenste gedeelte van de golfoploopzone worden, voor zover nog aanwezig, de oude zuilen toegepast. Mocht de hoeveelheid ontoereikend zijn dan zullen nieuwe bijgemaakt worden.

Niveau [m tov. NAP]	Zuilhoogte [m]	Soortelijk gew. [kg/m <sup>3</sup> ]
0,0 - +5,0	0,45	2900
+5,0 - +5,5	0,45	2600
+5,5 - +6,0	0,45	2300
+6,0 - +8,0	0,35	2300

Zuilhoogten en soortelijk gewicht tov. NAP.

### Mijnsteen als filterlaag.

Op bijlage 10 staat deze variant getekend. De filteropbouw is niet over de gehele lengte gelijk, dit is om de volgende redenen zo gekozen;

In de zwaarst aangevallen zône moet de doorlatendheid van het filtermateriaal zo laag mogelijk zijn.

Op verzoek van de dienstkring zijn mogelijkheden onderzocht om de nog aanwezige silex op verantwoorde wijze in de constructie op te nemen. De overgang van mijnsteen op silex moet zich in een zône bevinden waar de belastingen bij ontwerpomstandigheden laag zijn.

Als nadeel van toepassing van mijnsteen in de getijzône kan verweering worden genoemd. Verwacht wordt echter dat dit niet tot onoverkomelijke problemen zal leiden mits tijdens de aanleg aandacht wordt besteed aan het verkrijgen van een homogeen mengsel en de laag zorgvuldig wordt aangebracht.

Bij de teen dient een voorziening aangebracht te worden om drangwater (bij een hoge stand van het freatisch vlak) kwijt te raken. Uit het uitgevoerd onderzoek naar de wateroverdrukken (zie hoofdstuk 7.6.) blijkt dat ter plaatse van de teen overdrukken zijn te verwachten in de orde 0,4 à 0,55 m.

Statisch bezien kan de nieuwe constructie deze overdruk weerstaan, echter de interactie met de waterdrukken als gevolg van golfwerking is onbekend. Daarom wordt gekozen voor een oplossing waarbij de wateroverdrukken geen rol meer spelen. Dit kan verkregen worden door ter plaatse van de maximale overdrukken een filter toe te passen. Dit wordt middels een aantal gabions onder de zuilen gerealiseerd. De keuze van het vulmateriaal dient zorgvuldig te gebeuren. Het materiaal moet zodanig gekozen worden dat aan de filtereisen voldaan wordt.

### **Zandasfalt als filterlaag.**

Voor deze variant geldt grotendeels het hiervoor gestelde ten aanzien van de toplaag en de filterende teenconstructie.

Een ander bijkomend voordeel van deze variant vormt de uitvoering. Na aanbrengen is zandasfalt op vrij eenvoudige wijze vlak af te werken, zodanig dat de zuilen direct op de filterlaag kunnen. Bij mijnstee is dit niet het geval, hier moet een uitvullaag toegepast worden. Deze variant staat op bijlage 11 getekend.

### **Grof granulair materiaal als filterlaag.**

In het voorgaande is beargumenteerd dat de toplaagstabiliteit beschouwd kan worden als functie van de verhouding tussen filter- en toplaagdoorlatendheden. Aangetoond is dat een filter van grof granulair materiaal problemen op kan leveren voor de stabiliteit van de toplaag. Om uitvoerings-technische redenen en vanwege aanelegkosten geeft de beheerder de voorkeur aan een grof granulair filter. Daarom wordt in deze paragraaf op verzoek van de Dienstkring deze principe variant verder uitgewerkt. Met als gegeven een grof granulair filter onder de Basalton zal een en ander nader uitgewerkt worden. Op bijlage 14 wordt het ontwerp geschetst.

Eerst volgen enige overwegingen waarmee rekening moet worden gehouden bij het toepassen van een grof granulair filter.

Met een grof granulair materiaal als filterlaag moet rekening worden gehouden met de filtereisen (stabiliteit van het grensvlak tussen ondergrond van zand, vermengd met grind en filterlaag). Dit houdt in dat het toe te passen materiaal niet te grof mag zijn.

Gezien de schade die aan de oude constructie (Basalton op si-lex) is ontstaan, moet gestreefd worden naar een filtermateriaal dat minder grof is.

Het aanwezige basis materiaal is niet geschikt als filtermateriaal, uit de zeefcurve kan geconcludeerd worden dat het materiaal niet intern stabiel is (zie bijlage 12).

Uitgaande van bovenstaande overwegingen zijn de volgende materialen onderzocht (zie bijlage 13) die wel voldoen aan de eisen die gesteld om een intern stabiel materiaal te verkrijgen. Als karakteristieke diameter voor de filterdoorlatendheid wordt de  $D_{15}$  genomen;

Materiaal	$D_{15}$ filter
2 / 8 mm	2,0 à 3,1 mm
2 / 11 mm	2,2 à 4,0 mm
4 / 16 mm	3,4 à 5,2 mm
4 / 32 mm	4,2 à 8,0 mm
6 / 16 mm	6,0 à 7,3 mm
6 / 22 mm	5,6 à 8,7 mm

karakteristieke diameter.

Met behulp van deze karakteristieke diameter kan de filterdoorlatendheid bepaald worden. Voor het verhang wordt 0.5 aangehouden, dit komt overeen met de gevonden resultaten uit de berekeningen bij de andere varianten. Uitgaande van deze filterdoorlatendheid kan de kritieke toplaagdoorlatendheid berekend worden. Ook nu weer wordt een golfhoogte van 4,5 m als uitgangspunt genomen.

Materiaal [mm]	Doorlatendheid filter [m/s]	Kritieke toplaag- doorlatendheid [m/s]
2 / 8	1,23 à 2,46 x 10 <sup>-2</sup>	3,2 à 6,3 x 10 <sup>-4</sup>
2 / 11	1,44 à 3,43 x 10 <sup>-2</sup>	3,7 à 8,7 x 10 <sup>-4</sup>
4 / 16	2,79 à 4,57 x 10 <sup>-2</sup>	7,1 à 11,6 x 10 <sup>-4</sup>
4 / 32	3,63 à 6,66 x 10 <sup>-2</sup>	9,2 à 16,7 x 10 <sup>-4</sup>
6 / 16	5,24 à 6,20 x 10 <sup>-2</sup>	13,2 à 15,6 x 10 <sup>-4</sup>
6 / 22	4,91 à 7,10 x 10 <sup>-2</sup>	12,4 à 17,8 x 10 <sup>-4</sup>

doorlatendheid van granulair materiaal en kritieke toplaagdoorlatendheid bij granulair filter.

Als bovenstaande resultaten vergeleken worden met de gemeten doorlatendheden van de aanwezige toplaag dan zijn zij ten opzichte van de meest doorlatende locaties toch nog een factor 10 doorlatender, ten opzichte van de locaties rondom de getij zône zelfs een factor 100 of hoger. Gedurende de periode die volgt op de aanleg van de glooiing zal de toplaagdoorlatendheid wel voldoen aan deze grote doorlatendheid zodat de stabiliteit van de toplaag voldoende groot is. In de loop van de tijd zal de toplaagdoorlatendheid echter zodanig afnemen, dat wederom voor instabiliteit van de bekleding moet worden gevreesd, waardoor de kans op schade zal toenemen.

Indien desondanks op andere dan technisch-constructieve gronden door de beheerder wordt gekozen voor een bekleding van Basaltonzuilen op een grof granulair materiaal, dient bij de dimensionering van de bekleding met de navolgende punten rekening te worden gehouden.

Kies een zo fijn mogelijk filtermateriaal (2/8 of 2/11 mm). De kritieke doorlatendheid van de toplaag wordt ongunstiger bij grover materiaal.

Aangezien het filtermateriaal zo fijn is moet een uitvullaag aangebracht worden om te voorkomen dat het filtermateriaal tussen de voegen van de toplaag verdwijnt. Hiervoor kan een grind in de orde 16/32 mm worden aangehouden. Deze laag dient niet dikker dan 5 cm te worden aangehouden daar deze uitvullaag een negatieve invloed heeft op de toplaagdoorlatendheid.

De bekleding kan het beste met de hand gezet worden. De holle ruimte tussen de zuilen is bij een handmatig gezette bekleding groter dan bij een machinaal gezette bekleding.

Als voegvullingsmateriaal dient een brede sortering gebroken grind te worden toegepast (orde grootte 5/50 mm).

Opgemerkt dient te worden dat ondanks bovengenoemde maatregelen deze constructie eigenlijk hetzelfde bezwaar heeft als de oude

constructie, namelijk een mogelijk vrij ondoorlatende toplaag op een goed doorlatend filter. Een gevolg hiervan is dat de overdrukken de sterkte kunnen overtreffen. De mate waarin wordt in hoofdstuk 8.4. gekwantificeerd als functie van de filterdoorlatendheid.

### 8.6. Kostenaspecten.

Om tot een goede afweging te kunnen komen tussen de verschillende varianten moeten ook de kosten per variant in deze beschouwing betrokken worden.

In principe moeten per variant de volgende kosten onderzocht worden;

- aanlegkosten
- onderhoudskosten
- eventuele kosten bij opruiming van de constructie

In deze paragraaf worden echter alleen de aanlegkosten per variant nader uitgewerkt, de onderhoudskosten en de kosten bij opruiming blijven buiten beschouwing.

Voor de bepaling van de aanlegkosten is het ontwerp uiteengerafeld in verschillende onderdelen waarvan de kosten zijn bepaald.

Vervolgens zijn de kosten per onderdeel gesommeerd en met een aantal toeslagfactoren vermenigvuldigd, te weten;

- een post voor onvoorziene zaken. deze bedraagt 20 % van de gesommeerde kosten

- een post overhead (winst / directie voering / etc., dus kosten die terug zijn te voeren op de uitvoering) deze bedraagt 10 % van de gesommeerde kosten

Vervolgens wordt over dit totaal bedrag nog 20 % B.T.W. genomen. De zo bepaalde aanlegkosten zijn per strekkende meter. Om te komen

tot de totale aanlegkosten moet dit met de lengte van het werk vermenigvuldigd worden, deze bedraagt circa 200 m. In bijlage 15 wordt bovenstaande kostenbepaling nader uitgewerkt.

In onderstaande tabel wordt een overzicht gegeven van de totale aanlegkosten per variant waarbij de volgende varianten zijn onderscheiden;

Variant	Filtermateriaal	Totale aanlegkosten
1	grof granulair	f 3.476.000,-
2	mijnsteen	f 3.373.000,-
3	zandasfalt	f 3.703.000,-

**indicatie aanlegkosten per variant**

#### 8.7. Conclusies betreffende nieuw ontwerp.

Op voorstel van de Dienstkring Nieuwe Waterweg is een ontwerpwaterstand van NAP + 3,5 m aangehouden. Dit komt overeen met een overschrijdingsfrequentie van de hydraulische belasting van 1/100 per jaar. Hierbij kan een golfhoogte van 4,5 m worden bepaald. De nieuwe constructie moet hierop gedimensioneerd worden, met eventueel nog enige reserve om een hogere hydraulische belasting zonder veel bijkomende schade te kunnen opnemen.

Als mogelijke principe oplossingen voor het herstel van de schade komen de volgende constructies in aanmerking;

een constructie met een gezette steen bekleding

een constructie bestaande uit breuksteen (al dan niet dynamisch ontworpen)

Vanuit een beheersstandpunt wordt veruit de voorkeur gegeven aan een constructie met gezette steen.



Gezien de vroegere ervaringen ten aanzien van de topplaagdoorlatendheden kan gesteld worden dat deze als gevolg van aanzanding en/of vervuiling zeer extreem lage waarden aan kunnen nemen. Als gevolg hiervan worden eisen gesteld aan de verhouding tussen de doorlatendheden van top- en filterlaag. Voor een nadere onderbouwing van deze eisen wordt verwezen naar hoofdstuk 8.4.

Op grond van bovenstaande eisen ten aanzien van de verhouding tussen top- en filterlaagdoorlatendheid en uitgaande van een vrij ondoorlatende topplaag (zoals dit in de praktijk kan voorkomen) kan gesteld worden dat een zo ondoorlatend mogelijke filterlaag veruit de voorkeur verdient.

Uitgaande van de keuze voor een topplaag van gezette betonzuilen en gebruik makend van eerder genoemde doorlatendheidseisen is een drietal varianten nader uitgewerkt, zie hoofdstuk 8.5. Het verschil tussen de varianten wordt gevormd door een verschillende keuze voor het filtermateriaal.

De volgende materialen als filterlaag zijn onderzocht;

- \* grof granulair materiaal (gebroken grind in de sortering 2/11 mm)
- \* fijn granulair materiaal (ongesorteerde mijnsteen)
- \* zandasfalt

Een grof granulair materiaal als filterlaag heeft een dusdanig grote doorlatendheid dat deze in combinatie met een lage topplaagdoorlatendheid een schadegevoelige constructie onder ontwerpomstandigheden oplevert.

Fijn granulair materiaal en zandasfalt hebben een zodanig geringe doorlatendheid dat ze in combinatie met een slecht doorlatende topplaag wel in staat zijn om de ontwerpbelasting op te nemen.

In hoofdstuk 8.6. is een globale uitwerking gegeven van de aanlegkosten van deze drie varianten. Hieruit blijkt dat ten opzichte van de keuze van een filter van grof granulaair materiaal de variant met mijnsteen ongeveer 3 % goedkoper uitvalt en de keuze van een filter van zandasfalt 6,5 % duurder.

Gezien de geringe spreiding in de aanlegkosten en de onnauwkeurigheid van de kostenbepaling kan gesteld worden dat geen van de opgestelde varianten de voorkeur verdient als aanlegkosten als criterium gehanteerd wordt.

Bovenstaande argumenten in overweging nemende kan gesteld worden dat uitgaande van de drie opgestelde varianten eigenlijk gekozen moet worden tussen de variant met een filterlaag bestaande uit mijnsteen en de variant met een filterlaag van zandasfalt.

## 9. Literatuur.

- [1] Rapport WBO-R-88.028.  
Prototype-onderzoek naar de doorlatendheid van de  
dijkbekleding op het dijkvak Zuidwal (Maasvlakte).  
Dienst Weg- en Waterbouwkunde.
  
- [2] Nota GWWS-88.122.  
Golfrandvoorwaarden Zuidwal-Maasvlakte.  
Dienst Getijdewateren.
  
- [3] Nota GWAO-86.005.  
Windrichting afhankelijke waterstand- en windsnel-  
heidstatistiek Hoek van Holland.  
Dienst Getijdewateren.
  
- [4] Nota M 1795 / M 1881 deel XV CO 272500 / 7.  
Taludbekleding van gezette steen.  
Overzicht onderzoek 1980-1984.  
Samenvattend verslag.  
WL / LGM / RWS.  
Verkrijgbaar bij de Dienst Weg- en Waterbouwkunde.
  
- [5] Betonnen dijk- en oeverbekledingen.  
Overdruk van een serie artikelen uit CEMENT 1986  
nr 2,3,6,8,10 en 11, alsmede uit 1987 nr 2 en 3.  
Vereniging Nederlandse Cementindustrie.

Bijlagen.form/ teknr.

1. Situatie.	A4 / 88.138.
2. Dwarsprofiel ter plaatse van de schade.	A3 / 88.139.
3. Dwarsprofiel naastliggende bekleding.	A3 / 88.140.
4.1 Overzicht schadeplek, locaties proefnemingen.	4Z / 88.141.
4.2 Doorlatendheden taludbekleding op schadelocatie.	A4 / 88.142.
5. Overzicht waterstanden, golfhoogten en en golfperioden.	A4 / 88.143.
6. Modelafmetingen voor overdrukkenonderzoek.	A4 / 88.144.
7. Berekeningsresultaat 1 (K.perkoenen = $1 \times 10^{-5}$ m/s).	A4 / 88.145.
8. Berekeningsresultaat 2 (K.perkoenen = $4 \times 10^{-6}$ m/s).	A4 / 88.146.
9. Overzicht berekeningsresultaten (MSEEP en Analogon).	A4 / 88.147.
10. Ontwerp met mijnsteen als filterlaag.	A4 / 88.148.
11. Ontwerp met zandasfalt als filterlaag.	A4 / 88.149.
12. Zeefcurve van basismateriaal Zuidwal (grind + zand).	A4 / 88.150.
13. Zeefcurves van grof granulair filtermateriaal.	A4 / 88.151.
14. Ontwerp met grof granulair materiaal als filterlaag.	A4 / 88.152.
15. Bepaling indicatie aanlegkosten.	
16.1 Fotobijlage.	A4 / 88.153.
16.2 Fotobijlage.	A4 / 88.154.

Inhoud.pagina.

1.	Samenvatting.	1.
2.	Inleiding.	3.
3.	Probleemstelling.	4.
4.	Omschrijving van de huidige constructie.	5.
4.1.	Ter plaatse van de schade.	5.
4.2.	Ter plaatse van het naastliggende vak.	6.
5.	Stormcondities ten tijde van het ontstaan van de schade.	7.
6.	Omschrijving van het schadebeeld.	8.
7.	Analyse van het schadegeval.	9.
7.1.	Inleiding.	9.
7.2.	Hydraulische randvoorwaarden.	11.
7.3.	Toplaagonderzoek door Waterloopkundig Laboratorium.	11.
7.4.	Praktijkonderzoek.	14.
7.5.	Materiaaltechnisch onderzoek.	15.
7.6.	Wateroverdrukken.	15.
7.7.	Analyse.	19.
7.8.	Conclusies betreffende de opgetreden schade.	21.
8.	Nieuw ontwerp van de bekleding.	23.
8.1.	Inleiding.	23.
8.2.	Hydraulische randvoorwaarden.	23.
8.3.	Keuze constructie.	25.
8.4.	Ontwerp van de nieuwe constructie.	25.
8.5.	Constructieve aspecten van de nieuwe constructie.	30.
8.6.	Kostenaspecten.	36.
8.7.	Conclusies betreffende nieuw ontwerp.	38.
9.	Literatuur.	40.

notanr : WBA-N-88.053.

ZUIDWAL (Maasvlakte).

Analyse schade en ont-  
werp taludbekleding.

projectnr : 88.06/02.

Dienst Weg- en Waterbouwkunde.

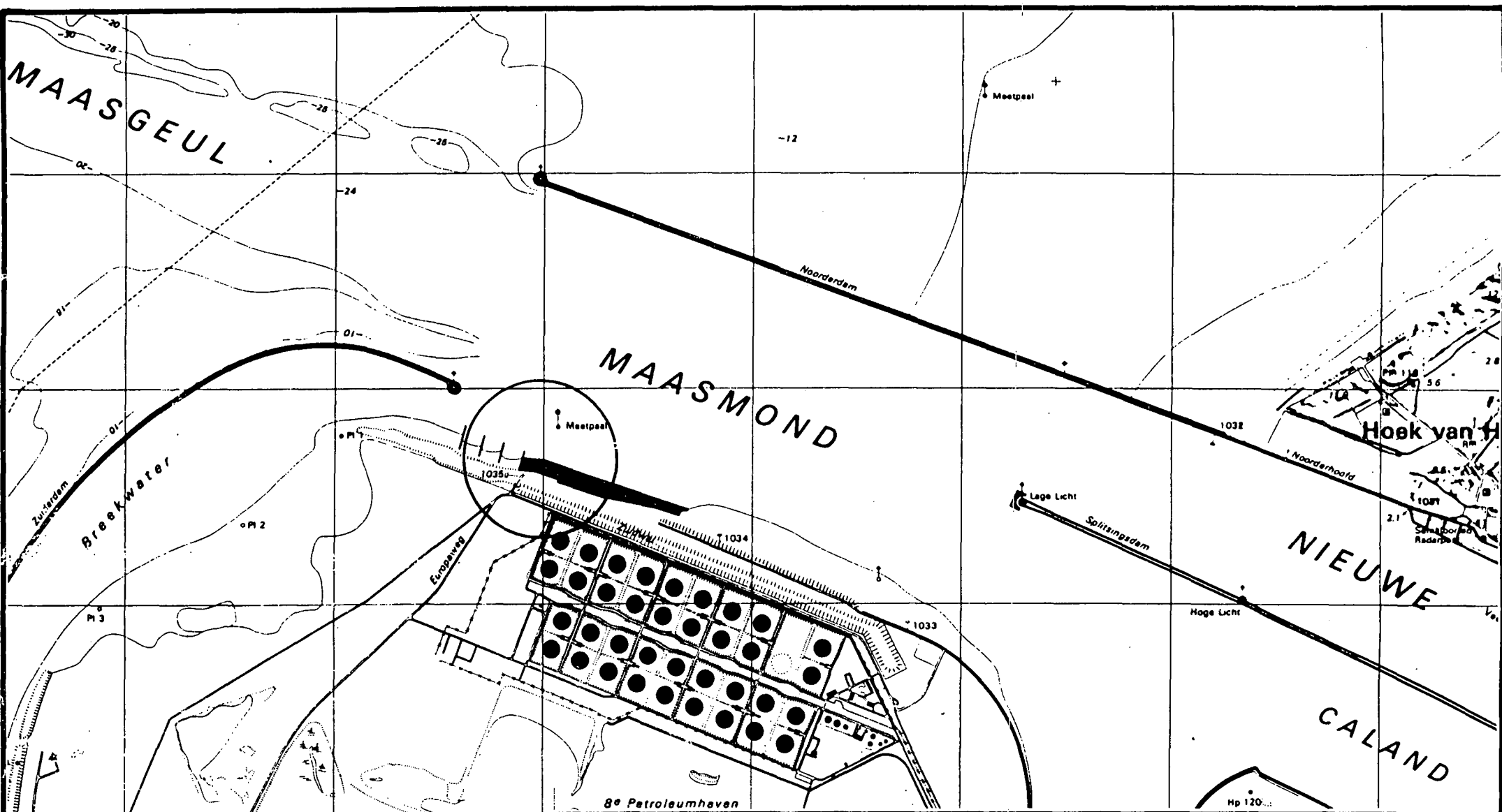
Hoofdafdeling Waterbouw.

ir. J. A. Hernandez.

J. C. P. Johanson.

ing. J. C. van der Burg (hoofdst 7.6).

datum : 20 april 1988.

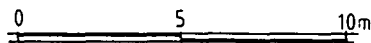
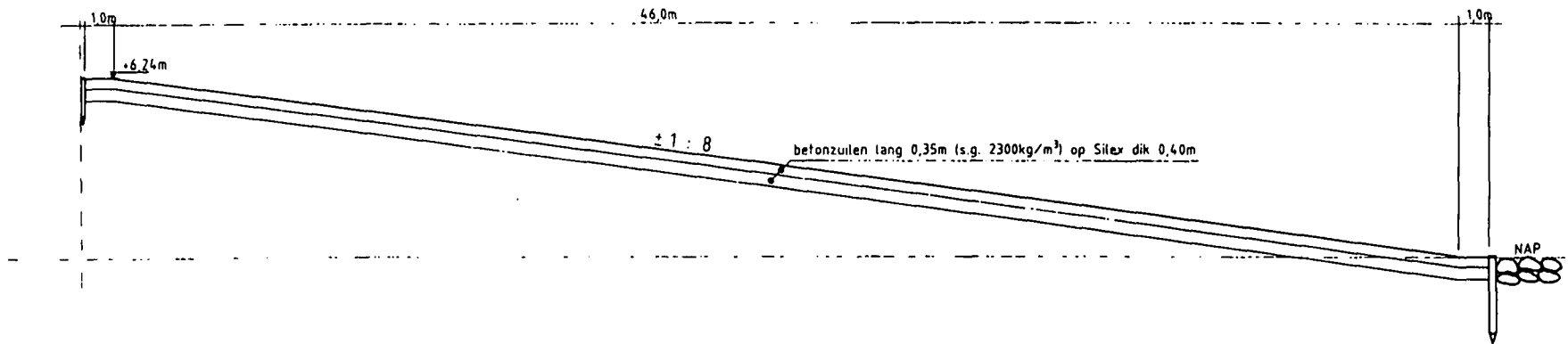



SITUATIE  
Zuidwal

DIENST WEG- EN WATERBOUWKUNDE  
hoofdafdeling waterbouw

get	gew	gez
11/15		

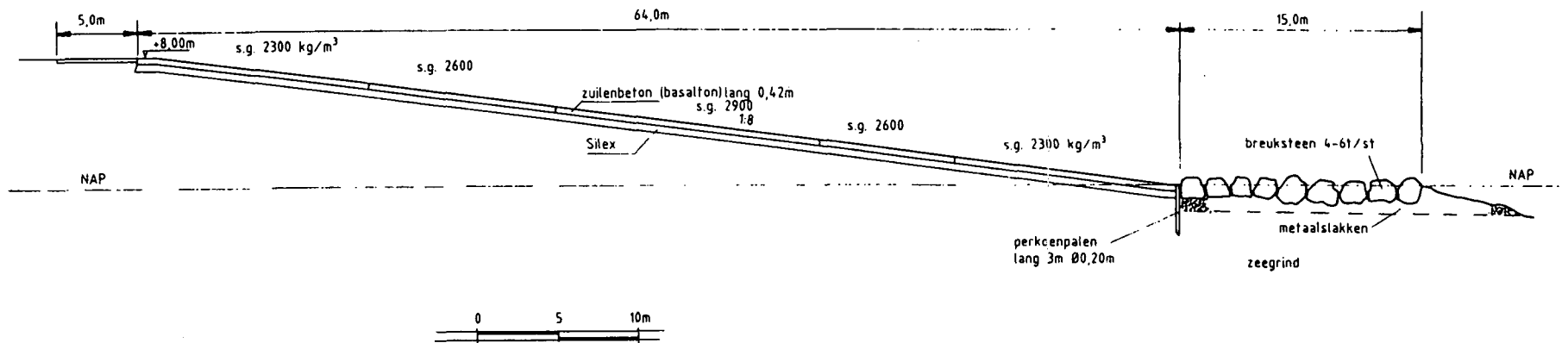
bijlage 1  
 schaal 1:25.000  
 formaat A4  
 werknr.  
 tek. nr 88.138



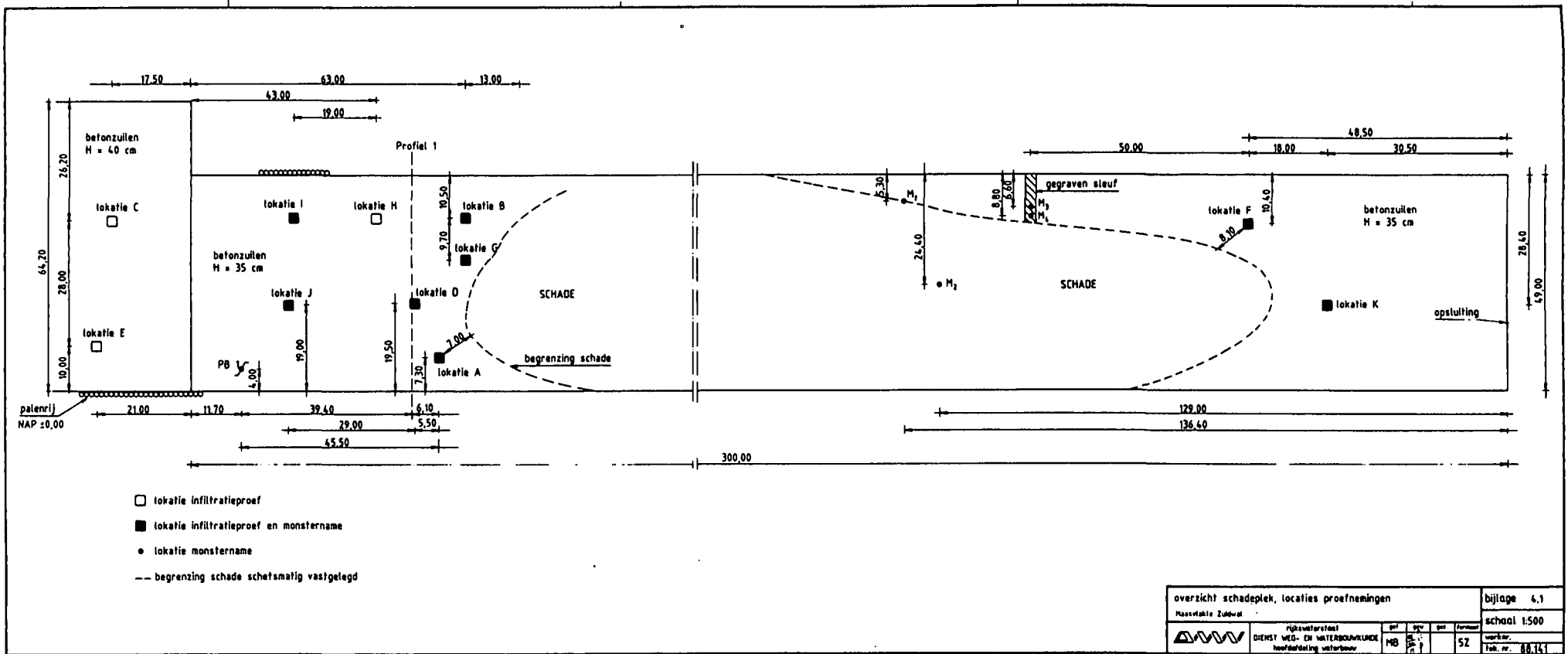
dwarsprofiel ter plaatse van de schade					bijlage 2	
Maasvlakte Zuidwal					schaal -	
	rijkswaterstaat		get.	gew	gez	formaat
	DIENST WEG- EN WATERBOUWKUNDE		get.			A3
hoofdafdeling waterbouw						werknr.
						tek. nr. 88.139



N.B. DE GRENZEN TUSSEN DE VERSCHILLENDE SOORTELIJKE GEWICHTEN  
ZIJN BIJ BENADERING WEERGEGEVEN

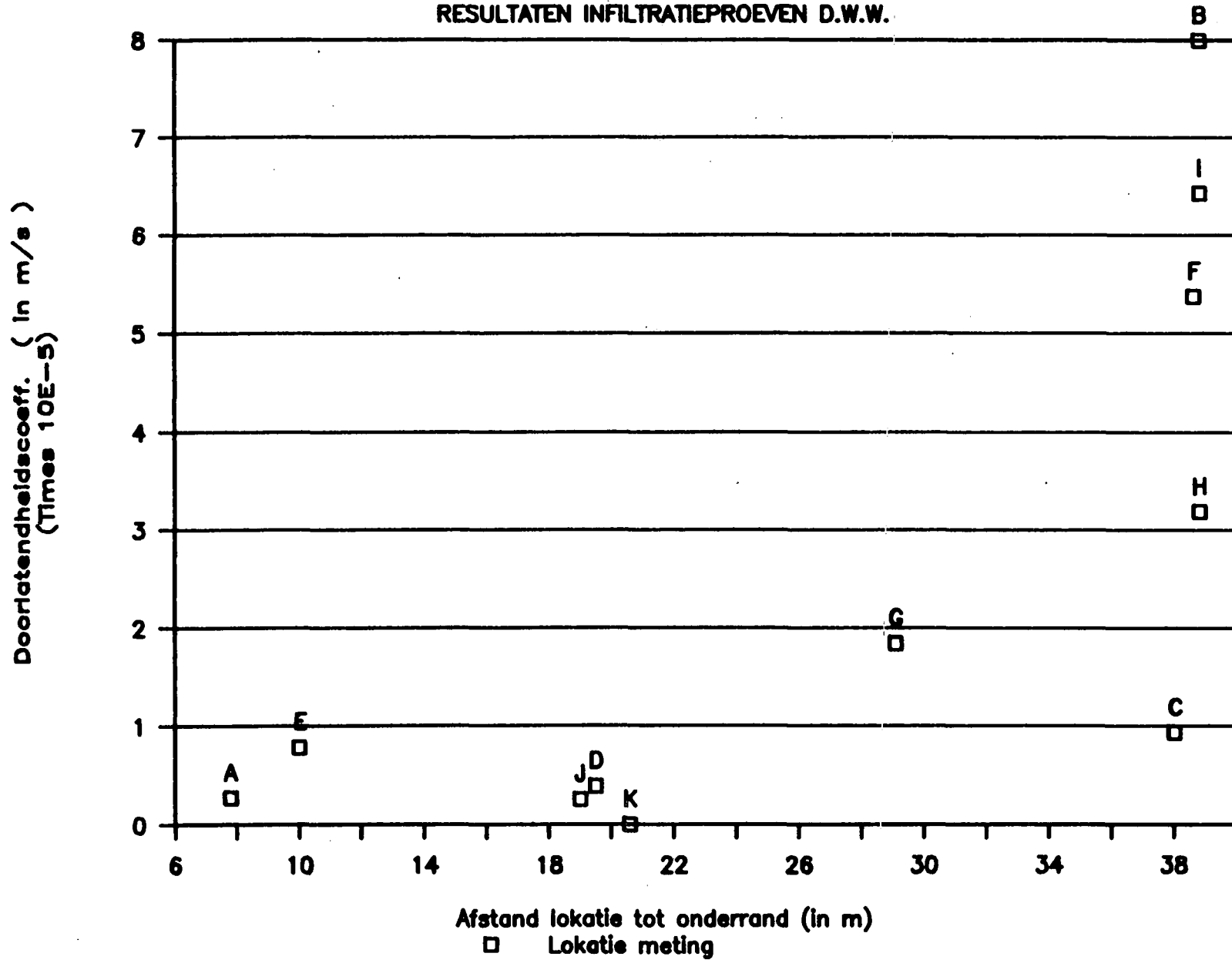


dwarsprofiel naastliggende bekleding				bijlage 3	
Maasvlakte Zuidwal				schaal -	
	rijkswaterstaat	get.	gew.	gez.	formaat
	DIENST WEG- EN WATERBOUWKUNDE hoofdafdeling waterbouw				A3
				werknr.	
				tek. nr. 88.14	

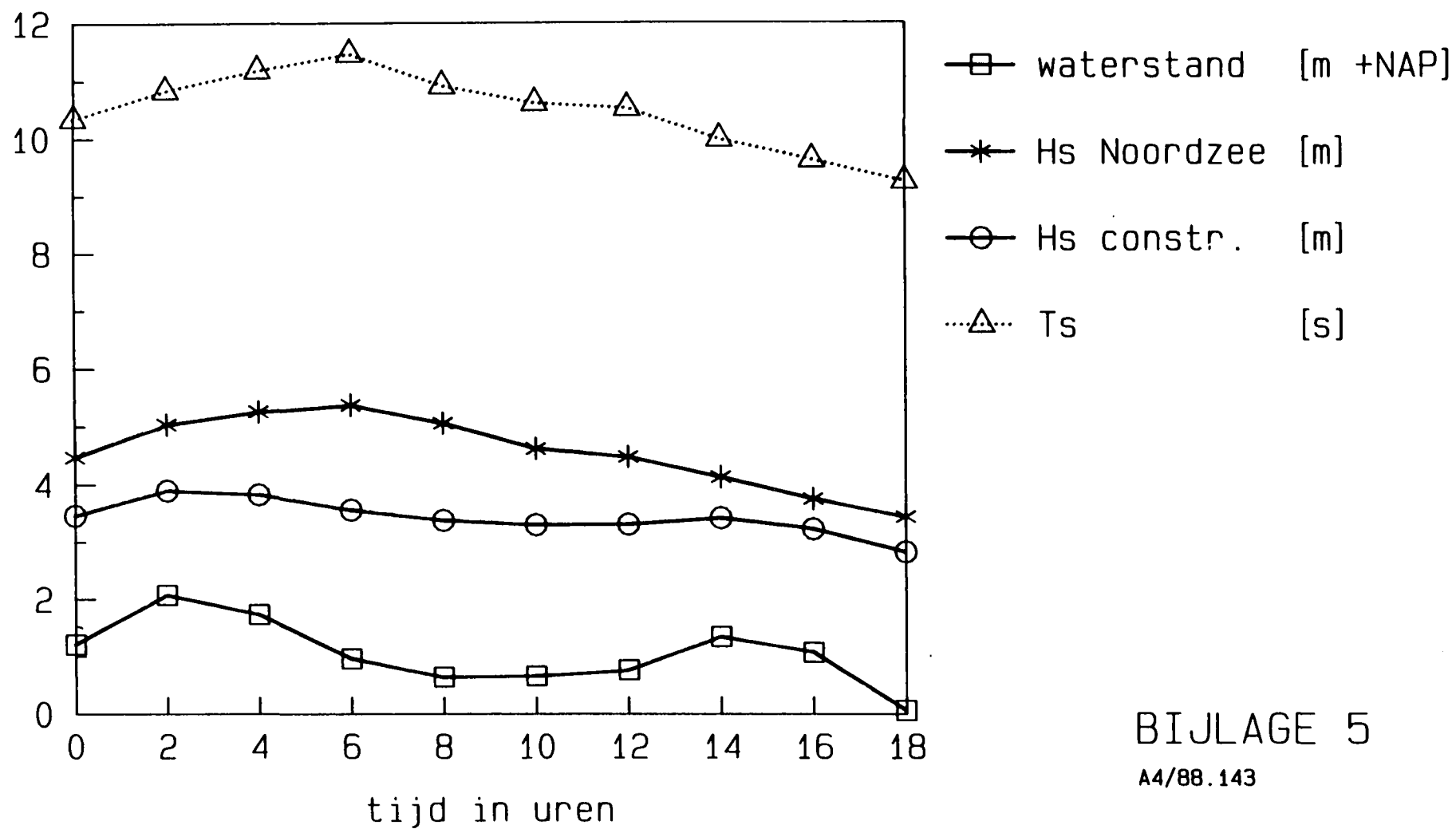


# ZUIDWAL: DOORLATENDHEDEN TALJDBEKLEDING

RESULTATEN INFILTRATIEPROEVEN D.W.W.



waterstanden, golfhoogten en golfperiode  
locatie Zuidwal



BIJLAGE 5

A4/88.143

BIJLAGE 15

## EENHEIDSPRIJZEN

Basalton : leveren+verwerken(45/2900)	f 157 per m <sup>2</sup>
Basalton : leveren+verwerken(45/2600)	f 140 per m <sup>2</sup>
Basalton : leveren+verwerken(45/2300)	f 112 per m <sup>2</sup>
Basalton : verwerken (35/2300)	f 30 per m <sup>2</sup>
Mijnsteen : Leveren + verwerken	f 13 per ton
Zandasfalt : Leveren + verwerken	f 80 per ton
Grind : Leveren + verwerken	f 35 per ton
Silex : Verwerken (hergebruik)	f 10 per ton
Gabion : Leveren + aanbrengen	f 50 per m <sup>1</sup>
Geotextiel : Leveren + aanbrengen	f 5 per m <sup>2</sup>
Profileren talud	f 1 per m <sup>2</sup>

## ALGEMENE GEGEVENS

Taludhelling	1 : 8
Porositeit : n	0.4
S.G. Zandasfalt	1700 kg/m <sup>3</sup>
Laagdikte per ton per m <sup>2</sup> :	0.59 m
S.G. Mijnsteen (korrels)	2200 kg/m <sup>3</sup>
S.G. Mijnsteen pakket	1320 kg/m <sup>3</sup>
Laagdikte per ton per m <sup>2</sup> :	0.76 m
S.G. Grind (korrels)	2650 kg/m <sup>3</sup>
S.G. Grindpakket	1590 kg/m <sup>3</sup>
Laagdikte per ton per m <sup>2</sup> :	0.63 m
Lengte bekleding van NAP tot +5	40 m
Lengte bekleding van +5 tot +5.5	4 m
Lengte bekleding van +5.5 tot +6	4 m
Lengte bekleding van +6 tot +8	16 m
Totale Lengte te bekleden talud	64 m
Totale breedte vak	250 m

VARIANT 1 : GROF GRANULAIR MATERIAAL ALS FILTERLAAG

Specifieke gegevens

Dikte filterlaag van Grind	0.4 m
Dikte filterlaag van Silex	0.6 m

		Lengte	Dikte	Prijs
Basalton : leveren+verwerken(45/2900)	f 157 per m <sup>2</sup>	40		6280
Basalton : leveren+verwerken(45/2600)	f 140 per m <sup>2</sup>	4		560
Basalton : leveren+verwerken(45/2300)	f 112 per m <sup>2</sup>	4		448
Basalton : verwerken (35/2300)	f 30 per m <sup>2</sup>	16		480
Grind : Leveren + verwerken	f 35 per ton	40	0.4	890.4
Silex : Verwerken (hergebruik)	f 10 per ton	20	0.6	190.8
Profileren talud	f 1 per m <sup>2</sup>	64		64
				----- +
				8913.2
Onvoorzien (20 %)				1782.64
Winst / Risico / Etc. (10 %)				891.32
				----- +
Gesommeerde kosten per m <sup>1</sup>				11587.16
B.T.W. (20%)				2317.43
				----- +
Aanlegkosten per m <sup>1</sup> constructie				13904.59
Totale kosten constructie				f 3476148.-

VARIANT 2 : MIJNSTEEN ALS FILTERLAAG

Specifieke gegevens

Dikte filterlaag van MijNSTEEN	0.75 m
Dikte filterlaag van Silex	0.6 m
Lengte Gabion	1 m
Hoogte Gabion	0.75 m
Lengte Geotextiel	4 m

		Lengte	Dikte	Prijs
Basalton : leveren+verwerken(45/2900)	f 157 per m <sup>2</sup>	40		6280
Basalton : leveren+verwerken(45/2600)	f 140 per m <sup>2</sup>	4		560
Basalton : leveren+verwerken(45/2300)	f 112 per m <sup>2</sup>	4		448
Basalton : verwerken (35/2300)	f 30 per m <sup>2</sup>	16		480
MijNSTEEN : Leveren + verwerken	f 13 per ton	40	0.75	514.8
Silex : Verwerken (hergebruik)	f 10 per ton	20	0.6	190.8
Geotextiel : Leveren + aanbrengen	f 5 per m <sup>2</sup>	4		20
Gabion : Leveren + aanbrengen	f 50 per m <sup>1</sup>	1		50
Grind : Leveren + verwerken	f 35 per ton	1	0.75	41.74
Profileren talud	f 1 per m <sup>2</sup>	64		64
				----- +
				8649.34
Onvoorzien (20 %)				1729.87
Winst / Risico / Etc. (10 %)				864.93
				----- +
Gesommeerde kosten per m <sup>1</sup>				11244.13
B.T.W. (20%)				2248.83
				----- +
Aanlegkosten per m <sup>1</sup> constructie				13492.96
Totale kosten constructie				f 3373241.-

VARIANT 3 : ZANDASFALT ALS FILTERLAAG

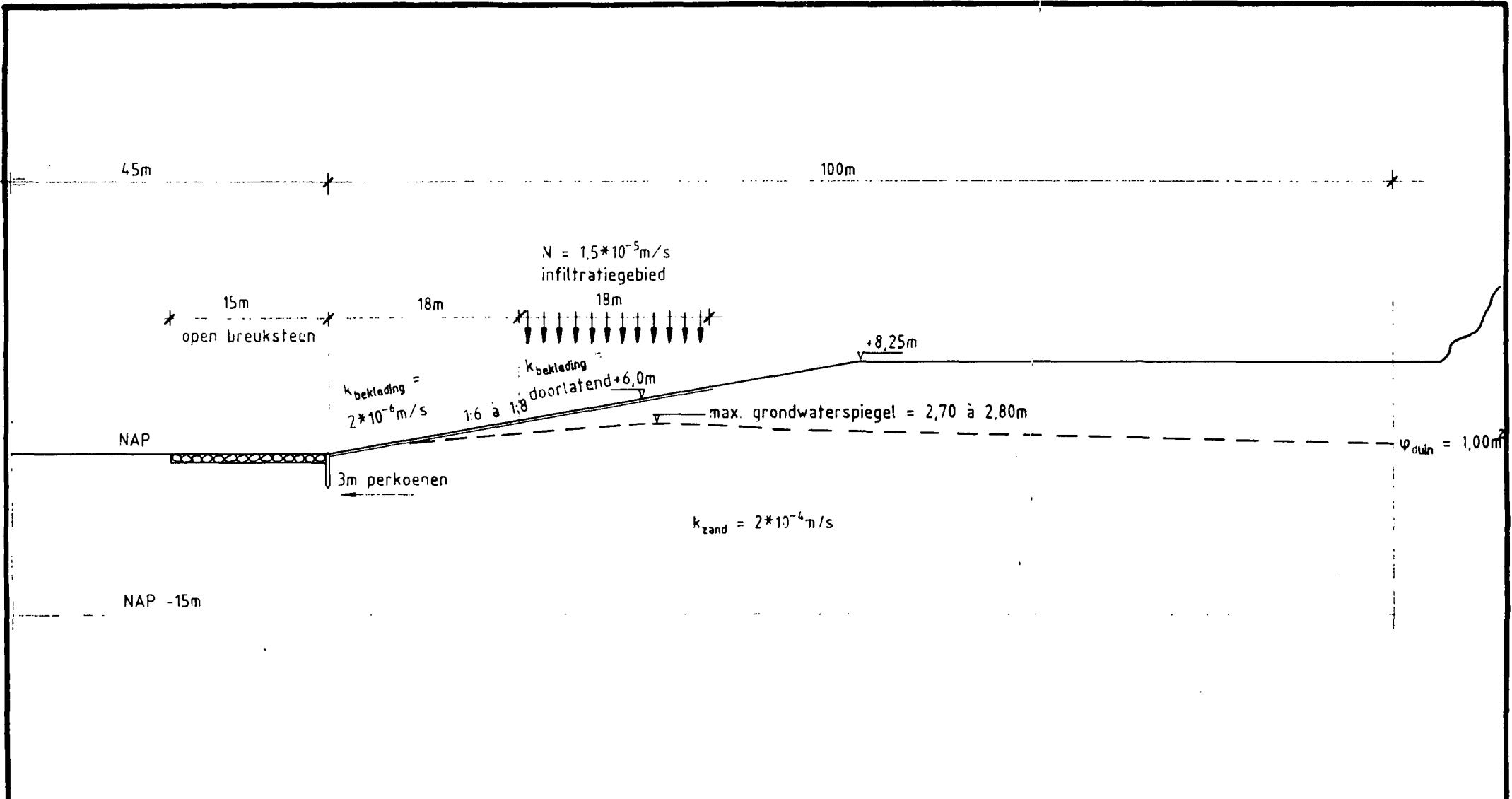
VERVOLG BIJLAGE 15

Specifieke gegevens

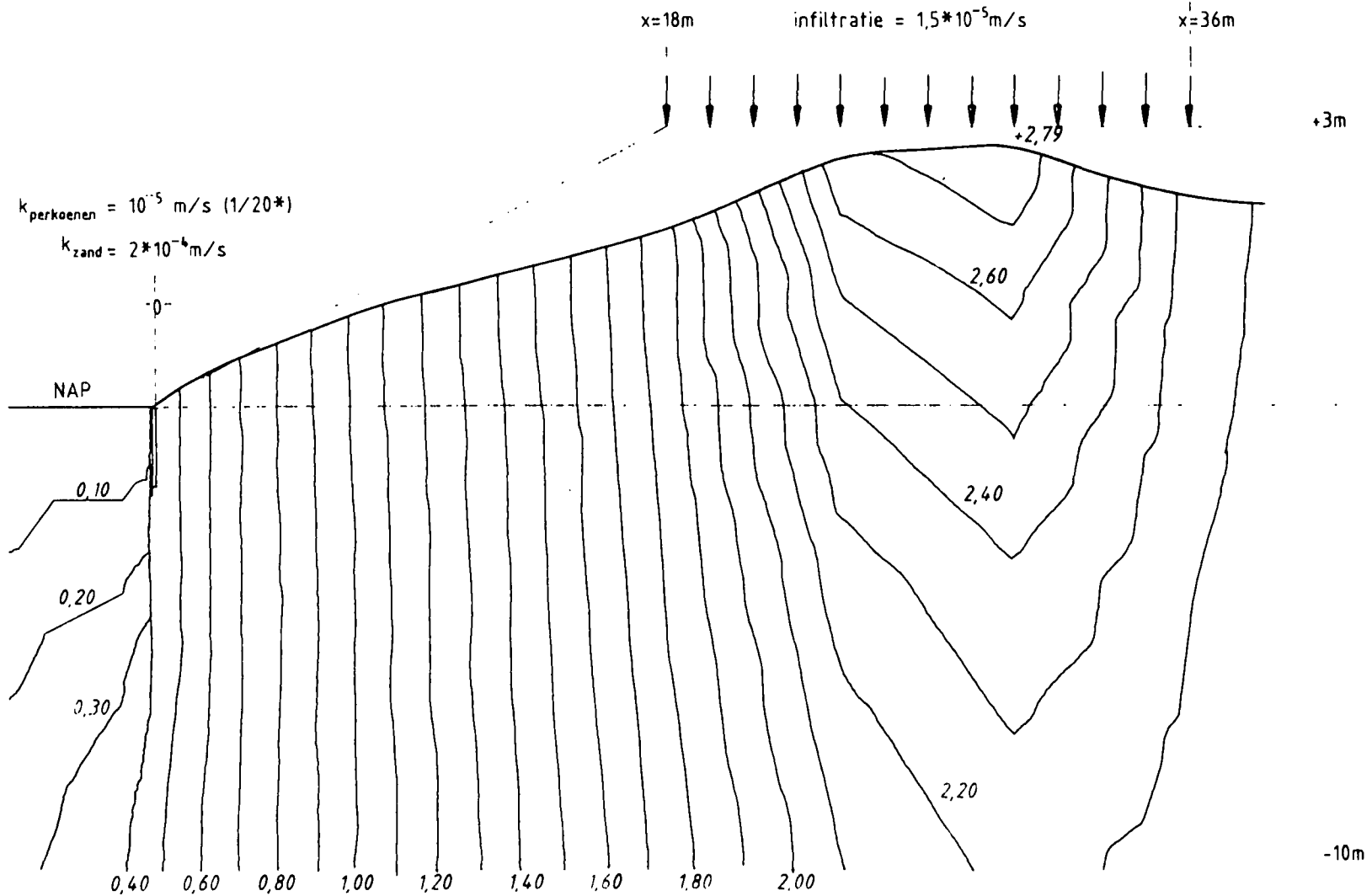
Dikte filterlaag van Zandasfalt	0.25 m
Dikte filterlaag van Silex	0.6 m
Lengte Gabion	1 m
Hoogte Gabion	0.75 m
Lengte Geotextiel	4 m


		Lengte	Dikte	Prijs
Basalton : leveren+verwerken(45/2900)	f 157 per m <sup>2</sup>	40		6280
Basalton : leveren+verwerken(45/2600)	f 140 per m <sup>2</sup>	4		560
Basalton : leveren+verwerken(45/2300)	f 112 per m <sup>2</sup>	4		448
Basalton : verwerken (35/2300)	f 30 per m <sup>2</sup>	16		480
Zandasfalt : Leveren + verwerken	f 80 per ton	40	0.25	1360
Silex : Verwerken (hergebruik)	f 10 per ton	20	0.6	190.8
Gabion : Leveren + aanbrengen	f 50 per m <sup>1</sup>	1		50
Grind : Leveren + verwerken	f 35 per ton	1	0.75	41.74
Geotextiel : Leveren + aanbrengen	f 5 per m <sup>2</sup>	4		20
Profileren talud	f 1 per m <sup>2</sup>	64		64
				----- +
				9494.54
Onvoorzien (20 %)				1898.91
Winst / Risico / Etc. (10 %)				949.45
				----- +
Gesommeerde kosten per m <sup>1</sup>				12342.89
B.T.W. (20%)				2468.58
				----- +
Aanlegkosten per m <sup>1</sup> constructie				14811.47
Totale kosten constructie				f 3702869.-

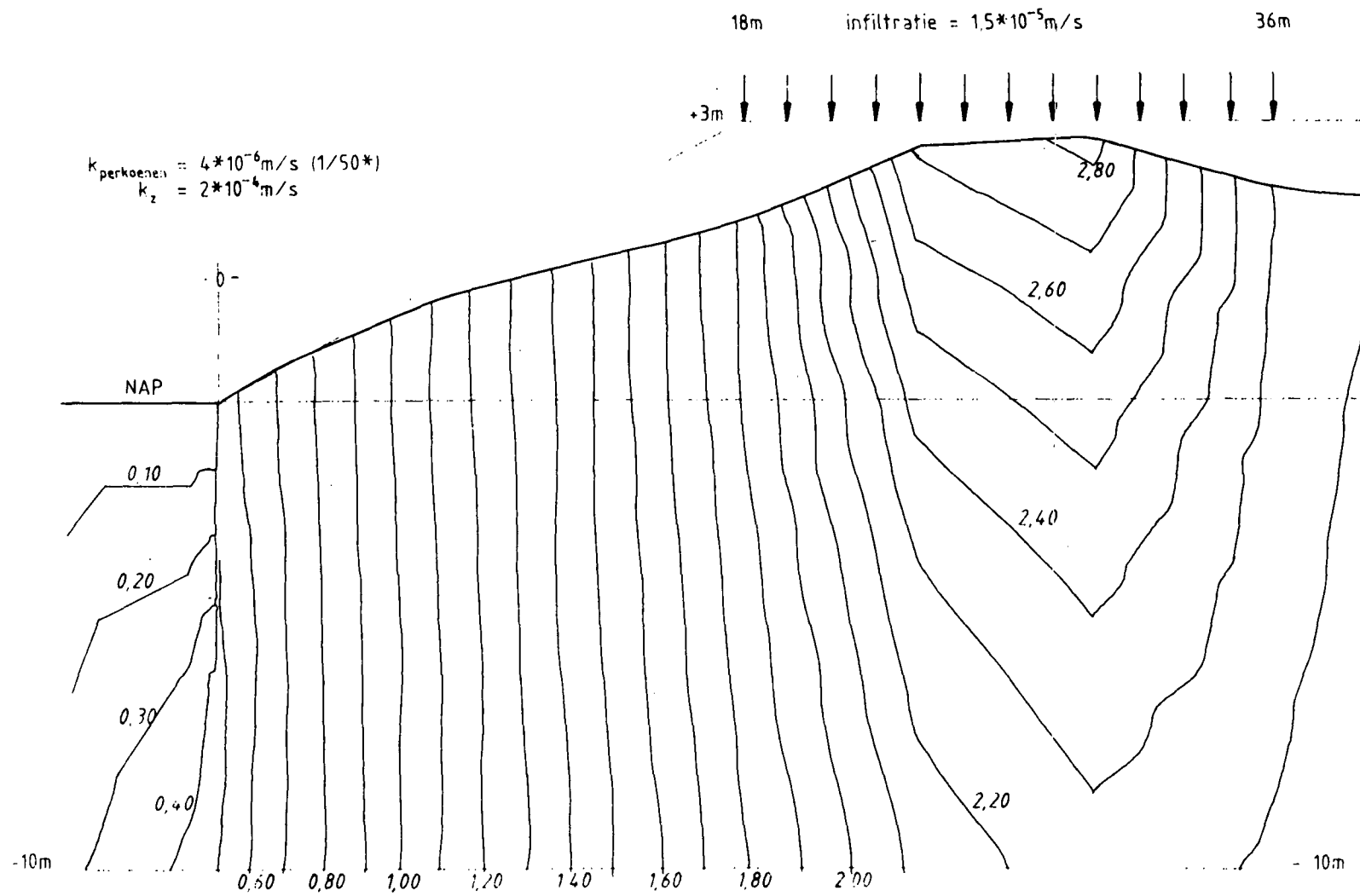





Modelafmetingen voor overdrukkenonderzoek					bijlage 6	
Maasvlakte Zuidwal					schaal -	
	rijkswaterstaat		get.	gew.	gez.	formaat
	DIENST WEG- EN WATERBOUWKUNDE		1			A4
hoofdafdeling waterbouw						tek. nr. 88.144



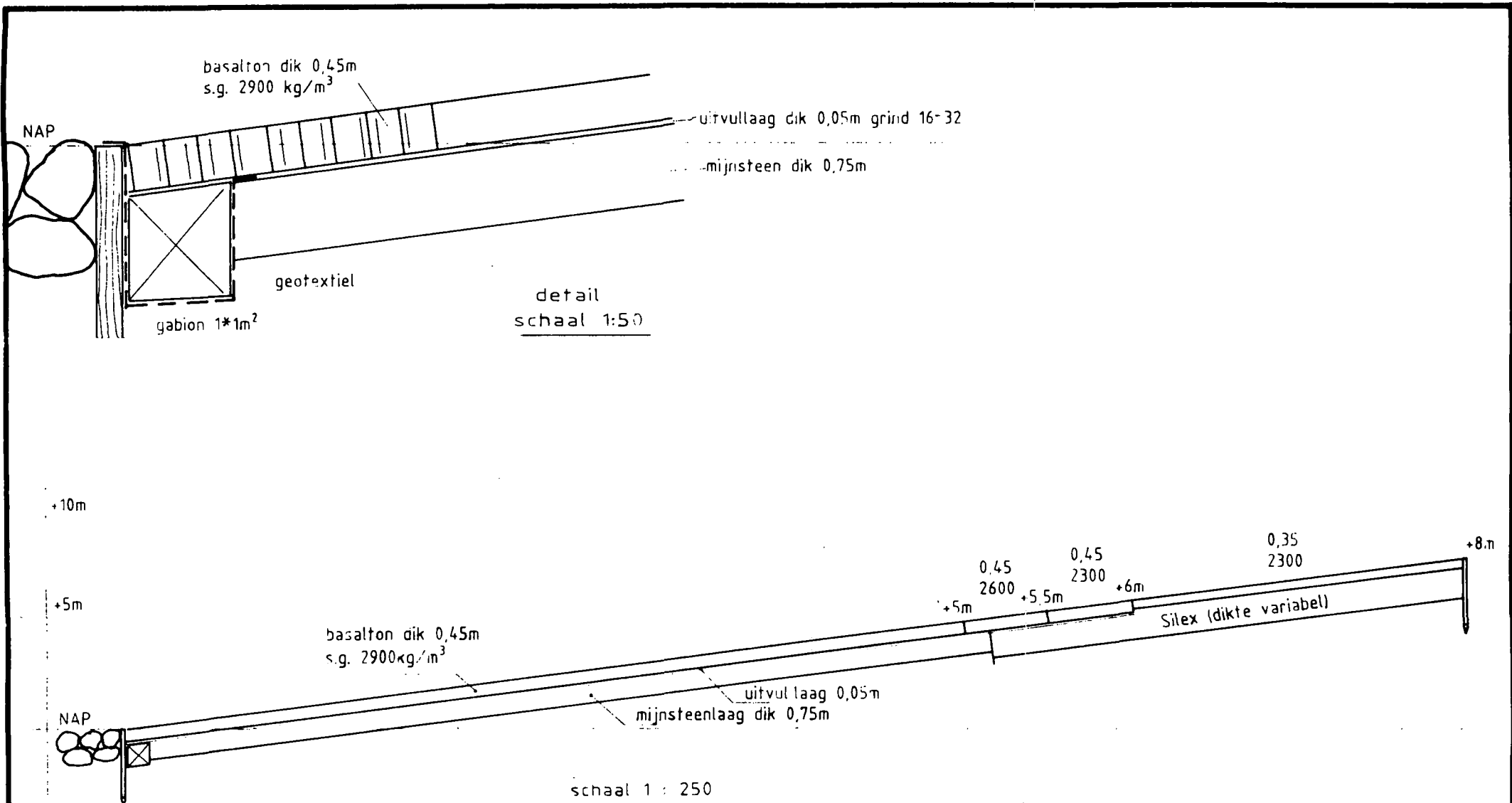
Berekeningsresultaat 1 ( $k_{\text{perkoenen}} = 1 \cdot 10^{-5} \text{ m/s}$ )					bijlage 7	
Maasvlakte Zuidwal					schaal -	
	rijkswaterstaat DIENST WEG- EN WATERBOUWKUNDE hoofdafdeling waterbouw			get.	gew.	gez.
				formaat	A4	
					werknr. tek. nr. 88.145	



$k_{\text{perkoenen}} = 4 \cdot 10^{-6}$  m/s (1/50\*)  
 $k_z = 2 \cdot 10^{-6}$  m/s

Berekeningsresultaat 2 ( $k_{\text{perkoenen}} = 4 \cdot 10^{-6}$ m/s)					bijlage 8	
Maasvlakte Zuidwal					schaal -	
	rijkswaterstaat		gef.	gew.	gez.	formaat
	DIENST WEG- EN WATERBOUWKUNDE		51			A4
hoofdafdeling waterbouw						tek. nr. 88146





Ontwerp met mijnsteen als filterlaag

Maasvlakte Zuidwal

bijlage 10

schaal -

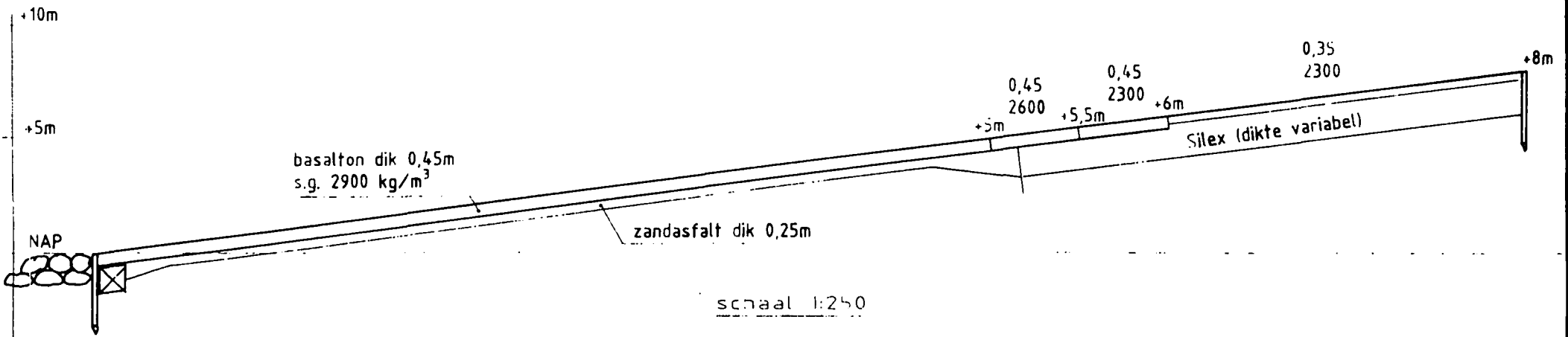
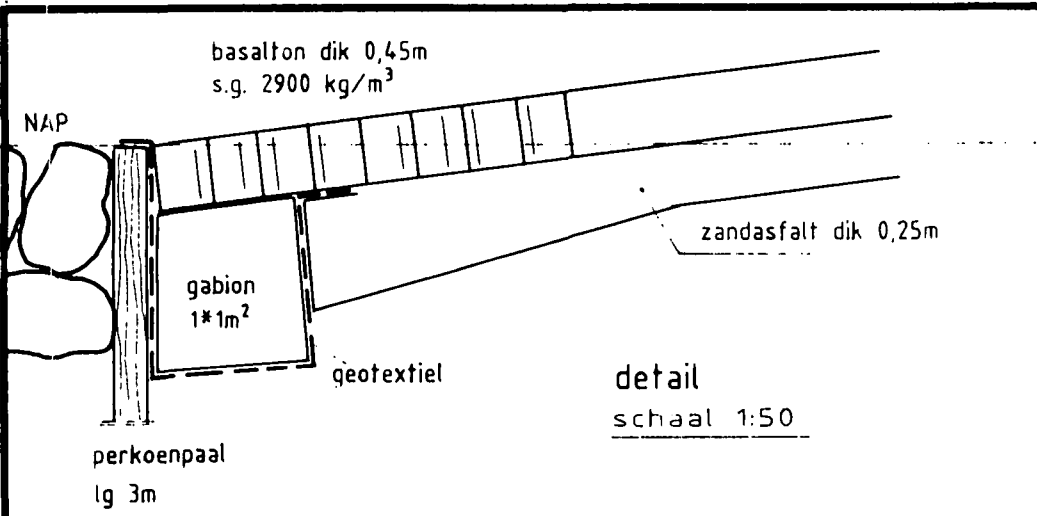


rijkswaterstaat  
DIENST WEG- EN WATERBOUWKUNDE  
hoofdafdeling waterbouw

get.	gew.	gez.	formaat
83			A4

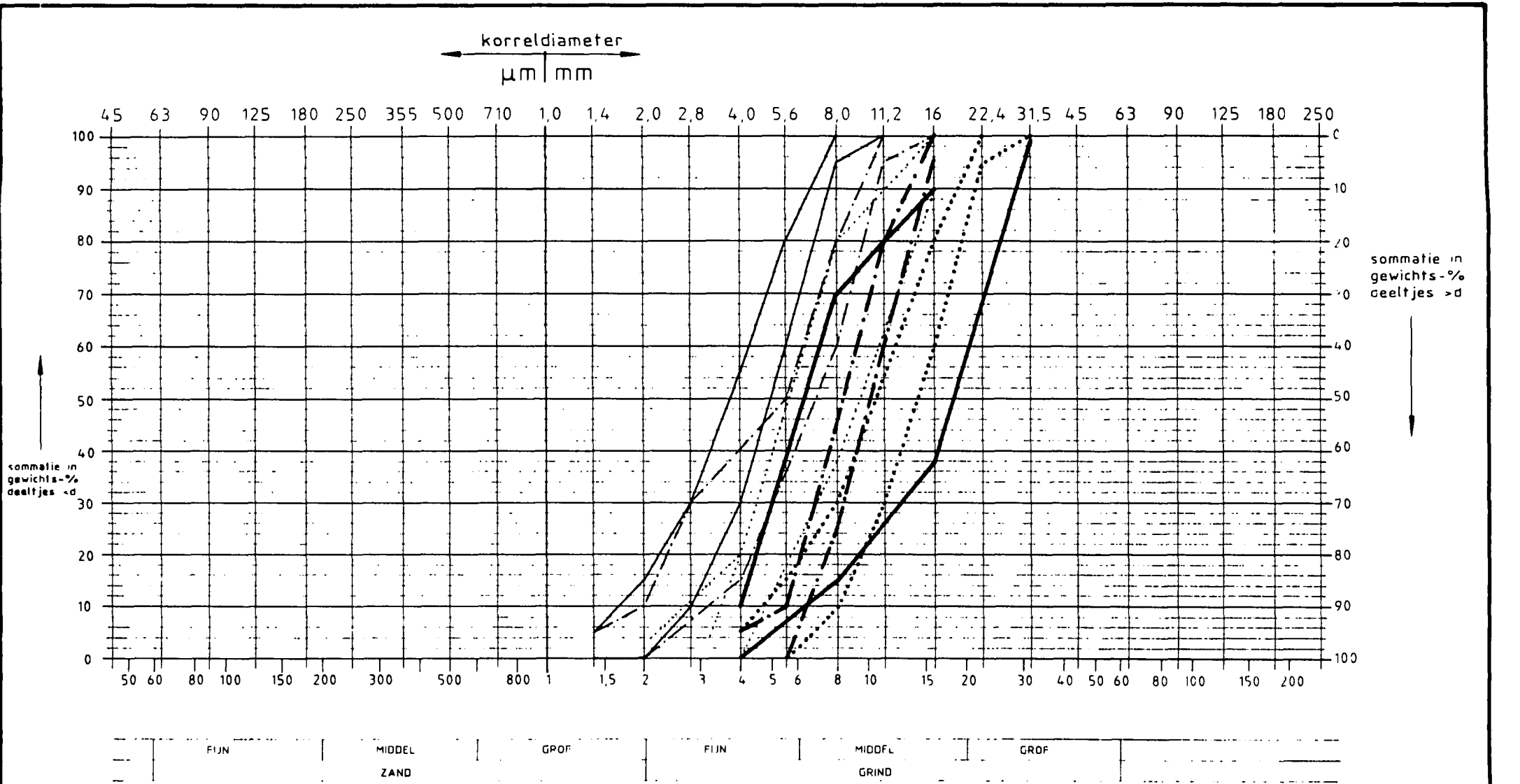
werknr.

tek. nr. 88.148



Ontwerp met zandasfalt als filterlaag					bijlage 11	
Maasvlakte Zuidwal					schaal -	
	rijkswaterstaat		get.	gew.	gez.	formaat
	DIENST WEG- EN WATERBOUWKUNDE					A4
hoofdafdeling waterbouw					tek. nr. 88.149	





- 2/8mm
- 2/11mm
- ..... 4/16mm
- 4/32mm
- · — 6/16mm
- ..... 6/22mm

<b>korrelverdelingsdiagram van grof granulair filtermateriaal</b>				Maasvlakte Zuidwal		bijlage 13	
rijkswaterstaat <b>DIENT WEG- EN WATERBOUWKUNDE</b> hoofdafdeling waterbouw				get	gew	gez	formaat
							A4
						schaal -	
						tek. nr 88.151	



basalton d:0,45 s.g.:2900kg/m<sup>3</sup>

NAP

uitvullaag d-0,05m grind 16-32 mm

grof granulair materiaal d<sub>15</sub> = 0,3 à 0,4mm

schaal 1:50

+10.m

+5.m

NAP

basalton dik:0,45m  
s.g. 2900 kg/m<sup>3</sup>

uitvullaag d 0,05m

grof granulair materiaal  
dik 0,3 à 0,35m

schaal 1 : 250

0,45  
2600

0,45  
2300

+5,5m

+6m

0,35  
2300

silex (dikte variabel)

+8m

NAP

Ontwerp met grof granulair materiaal als filterlaag

Maasvlakte Zuidwal

bijlage 14

schaal -



rijkswaterstaat  
DIENST WEG- EN WATERBOUWKUNDE  
hoofdafdeling waterbouw

get.	gew.	gez.	formaat
			A4

werknr.  
tek. nr. 88.152



foto 1



foto 2



foto 3



foto 4

SECTIE 19

Blokkenmatten Houtribdijk, analyse schadegeval

Blokkenmatten Houtribdijk :

Analyse schadegeval

Project nr. : C 8609 / 05

Not. nr. : WBA-N-89005

De nota WB-NO-87083 : Voorlopige  
analyse schade aan proefvakken  
op de dijk Enkhuizen - Lelystad  
komt hierbij te vervallen

Dienst Weg- en Waterbouwkunde

Hoofdafdeling Waterbouw

Afdeling Advies

ir. J.A. Hernandez

januari 1989

## INHOUD

	blz.	
1	Probleemstelling	1
2	Hydraulische randvoorwaarden	2
3	Schematisatie constructie	4
4	Oplichten van de bekleding	6
	4.1 Inleiding	6
	4.2 Uitgevoerde berekeningen	6
	4.3 Evaluatie resultaten	7
5	Afschuiven van de bekleding	8
	5.1 Inleiding	8
	5.2 Invoergrootheden	8
	5.3 Resultaten uitgevoerde berekeningen	9
	5.4 Analyse	10
6	Verweking van het zand	12
7	Samenvatting en conclusies	13

Figuren

Bijlagen

## 1 Probleemstelling

In het najaar van 1986 is vrij spoedig na aanleg van de proefvakken op de dijk Enkhuizen - Lelystad nabij de Houtribsluizen schade aan de oeverbeschermingsconstructies (in de vorm van verschillende typen blokkenmatten) ontstaan. De storm van 20 okt. overtrof de ontwerp uitgangspunten enigszins en daar het hier om een studie object / project gaat, was de constructie niet naar extreme ontwerp omstandigheden gedimensioneerd. Een ander bijkomend aspect is dat ten tijde van bovengenoemde storm de geïnstalleerde registratie apparatuur ter plaatse niet werkte zodat er geen exacte gegevens van golven en waterstanden bekend zijn. Dit zal in het verdere verloop van deze nota opgevangen worden door niet met een waarde te rekenen maar met reeks mogelijke waarden.

Van al de mogelijke bezwijkmechanismen zullen er slechts een drietal in deze nota behandeld worden, te weten;

- \* het oplichten van de bekleding
- \* het afschuiven van de bekleding
- \* grondmechanische stabiliteit (verweking van de ondergrond)

Beziijkmechanismen als filterstabiliteit, randstabiliteit matten, stabiliteit teenbestorting, etc. blijven verder buiten beschouwing.

## 2 Hydraulische randvoorwaarden

Voor de hierna uit te voeren analyse dienen vantevoren de hydraulische randvoorwaarden bepaald te worden. Doordat ten tijde van de storm de geïnstalleerde apparatuur niet functioneerde ontbreekt er informatie omtrent de ter plaatse opgetreden hydraulische belasting. Met behulp van registraties uit de omgeving (meetplaats Urker hoek) kan afgeleid worden dat;

- \* de golfhoogte ca. 1.6 m bedroeg
- \* de golven loodrecht op het talud inkwamen
- \* de windopzet ca. 1 m bedroeg

Met behulp van bovenstaande gegevens zal getracht worden om e.e.a. met betrekking tot de opgetreden storm te reconstrueren.

Het peil in het IJsselmeer is vrij constant en varieert tussen  $\pm 0.4$  m en N.A.P., hier zal van de waterstand op N.A.P. worden uitgegaan.

Uit het gegeven dat de golven loodrecht op het talud zijn ingekomen kan de heersende windrichting afgeleid worden, deze was min of meer 'West'.

Uit de windopzet kan, bij benadering de windsnelheid bepaald worden volgens de relatie;

$$S = c_2 \frac{V_w^2}{g \times d} F$$

waarbij

S windopzet (1 m)  
c<sub>2</sub> constante ( 2 à 4 x 10<sup>-6</sup> )  
V<sub>w</sub> windsnelheid (in m/s)  
d gemiddelde waterdiepte (4 à 5 m)  
F strijklengte (24000 m)

In deze relatie is de windsnelheid de enige onbekende en kan dus opgelost worden. In onderstaande tabel worden de resultaten weergegeven.

c <sub>2</sub> (-)	d (m)	V <sub>w</sub> (m/s)
2 x 10 <sup>-6</sup>	4	28.6
	5	32.0
4 x 10 <sup>-6</sup>	4	20.2
	5	22.6

cabel 1



Vervolgens wordt met behulp van de Bretschneider golfgroeiformules ( zie [ 1 ] ) en een bodemschematisatie de ter plaatse opgetreden golfhoogte en golfperiode bepaald. Als bodemschamatisatie wordt een 'bak' genomen met een constante diepte ( 4 of 5 m) en een lengte van 24 km, de windsnelheid varieert tussen 20 en 30 m/s.

RESULTAAT GOLFGROEIBEREKENINGEN

$V_w$ (m/s)	d (m)	$H_s$ (m)	$T_p$ (s)
20	4	1.17	4.35
	5	1.30	4.47
25	4	1.36	4.76
	5	1.51	4.91
30	4	1.51	5.11
	5	1.70	5.28

tabel 2

In deze nota zal gerekend worden met een significante golfhoogte tussen 1 en 2 m en een golfperiode van 5 s.

### 3 Schematisatie constructies

De te onderzoeken constructie bestaat eigenlijk uit een proefvak waarin 4 verschillende typen betonblokkenmatten zijn toegepast op twee verschillende onder/filterlagen, te weten zand en mijnsteen (zie ook fig. 1).

De toplaag bestaat uit een viertal verschillende type blokkenmatten, te weten;

V.O.B. / ASAM / ARMORFLEX / BETO

Al deze matten zijn onderling verschillend, zowel qua blokafmetingen als qua spleetgrootte tussen de blokken onderling. Met name de spleetgrootte tussen de blokken is moeilijk definiëerbaar gezien de vorm van de blokken en de wijze waarop ze in elkaar grijpen. Voor de berekeningen worden de volgende aannamen gedaan t.a.v. spleetgrootte (S), breedte (B), lengte (L) en dikte (D) van de blokken. Het soortelijk gewicht van het toegepaste beton bedraagt in alle gevallen 2200 kg/m<sup>3</sup>

	S mm	B mm	L mm	D mm
V.O.B.	25	375	310	150
ARMORFLEX	20	300	340	150
BETO	20	400	320	170
ASAM	15	300	380	170

tabel 3

Zoals uit figuur 1 blijkt zijn de blokkenmatten (m.u.v. de ARMORFLEX mat) gelegd op een filterlaag die zowel uit zand als uit mijnsteen kan bestaan, de filterlaag bij de ARMORFLEX mat bestaat altijd uit mijnsteen.

Gezien het feit dat het hier om een gesorteerde mijnsteen gaat (mijnsteen 0/125 mm) kan gesteld worden dat de doorlatendheid hiervan groter is dan van zand. Dit houdt in dat de verschillendrukken over de toplaag groter zijn in die gebieden waar mijnsteen als filterlaag is toegepast. Aangezien deze situatie zich in alle gevallen over minstens de helft van de constructiebreedte voor doet, zal in deze nota verder alleen de constructie met mijnsteen als filterlaag beschouwd worden.

Wat de mijnsteen zelf betreft kan het volgende gesteld worden;

daar het hier om een sterk gegradeerd materiaal gaat waarin nogal wat spreiding mogelijk is (afhankelijk van o.a. de plaats van herkomst) is voor de karakteristieke filter diameter ( $D_{f15}$ , dit de karakteristieke diameter die door 85 % (gewicht) wordt overschreden) een vrij ruime marge aangenomen waarbij de minimale en maximale waarden als een onder- resp. bovengrens gezien kunnen worden, deze grenzen luiden als volgt;  $8 \text{ mm} < D_{f15} < 20 \text{ mm}$

de dikte van pakket mijnsteen bedraagt 0.50 m

A.g.v. de grootte van het te beschermen oppervlak (is niet als één mat uit te voeren) is de matconstructie bij alle verschillende typen als volgt uitgevoerd;

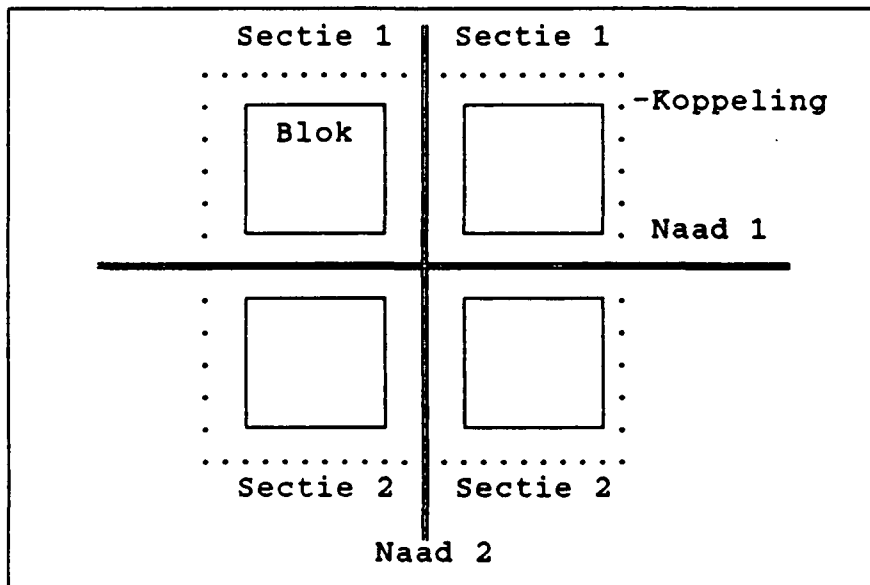
het totaal te beschermen oppervlak bedraagt 18 m<sup>2</sup>/m' en is opgedeeld in drie secties met variërende lengte (4, 6 en 8 m), de taludhelling bedraagt 1 : 4

sectie nr.	lengte m	gelegen tussen m N.A.P.	
1	4	+2.5	+1.5
2	6	+1.5	N.A.P.
3	8	N.A.P.	+2.0

tabel 4

de koppeling van de verschillende secties gebeurt door de matten 'koud' tegen elkaar te leggen en in de hoekpunten de blokken op de hoek middels een voor te spannen draad met elkaar te verbinden

DETAIL KOPPELING



## 4 Oplichten van de bekleding

### 4.1 Inleiding

In deze paragraaf zal het bezwijkmechanisme "Oplichten van de bekleding" nader uitgewerkt worden. De toetsing of de bekleding al dan niet potentieel instabiel is zal gedaan worden m.b.v. het analytisch rekenmodel gebaseerd op de formules van Wolsink voor de berekening van de verschilddruk over de bekleding (zie voor meer informatie over dit model [ 2 ]). Bij de uit te voeren berekeningen wordt met de volgende aspecten rekening gehouden;

#### Hydraulische randvoorwaarden

- \* significante golfhoogte
- \* golfperiode
- \* waterstand

#### Geometrie constructie

- \* taludhelling
- \* waterdiepte voor constructie

#### Toplaag

- \* blokafmetingen (dikte, lengte breedte)
- \* relatief gewicht bekleding
- \* aanwezige spleet tussen de blokken
- \* wrijving tussen de blokken
- \* eventueel toelaatbare verplaatsing blokken

#### Filterlaag

- \* dikte filterlaag
- \* karakteristieke diameter filtermateriaal
- \* porositeit filtermateriaal
- \* eventueel aanwezige uitvullaag

### 4.2 Uitgevoerde berekeningen

Met behulp van eerder genoemd model en conform de in paragraaf 2 bepaalde hydraulische randvoorwaarden en de in paragraaf 3 geformuleerde constructie schematisaties zijn de vier verschillende blokkenmatten doorgerekend. Uitgangspunten voor de berekeningen zijn;

- \* Er wordt gerekend met twee verschillende waarden voor de  $D_{r1s}$  van de mijnsteen, te weten ; 8 en 20 mm.
- \* De inkomende significante golfhoogte wordt gevarieerd tussen 1 en 2 m en stapsgewijs verhoogd met 10 cm, de golfperiode wordt op 5 s gesteld.

In bijlage 1 worden de resultaten van de uitgevoerde berekeningen gepresenteerd.

#### 4.3 Evaluatie resultaten

De berekende verschilddruk over de bekleding wordt vervolgens vergeleken met de top laagsterkte. Deze wordt verkregen door het eigen gewicht van het blok (op een helling) te vermenigvuldigen met toeslagfactoren die de aspecten blokwrijving, traagheid en toestroming naar het bewegend blok in rekening brengen. De hierbij te hanteren stabiliteitsfactor wordt als volgt gedefinieerd;

$$r = \frac{\text{Sterkte}}{\text{Belasting}}$$

Waarbij 'sterkte' en 'belasting' overeen komen met de in bijlage 1 verkregen waarden, op deze wijze wordt een maximum / minimum stabiliteits factor verkregen als functie van de golfhoogte en de korrelgrootte van het onderliggend filtermateriaal. Deze stabiliteitsfactor wordt in de figuren 2 (maximum stab. factor) en 3 (minimum stab. factor) weergegeven.

Uit deze figuren blijkt dat in principe bij een golf van maximaal 1.4 m alle matten potentieel instabiel zijn als de filterlaag uit de wat grovere mijnsteen bestaat (fig. 3).

Bij een filterlaag bestaande uit de fijnere mijnsteen (fig. 2) ontstaat het volgende beeld. De V.O.B. en BETO mat zijn stabiel binnen het beschouwde golfhoogte interval, de ARMORFLEX mat kan een golfhoogte weerstaan van ca. 1.9 m, de ASAM mat een golfhoogte van ca. 1.6 m.

Gegeven de grote problemen die optreden bij de schematisatie van de blokkenmatten, met name de aanname van een uniforme spleet tussen de blokken, kan gesteld worden dat de uitgevoerde berekeningen als een algemene indicatie gezien moeten worden. Uit de berekeningen volgt echter wel dat bij golfhoogtes van rond 1.4 m voor alle typen blokkenmatten in principe oplichten van de bekleding kan optreden. In welke mate kan sterk van de filterlaag afhangen.

## 5 Afschuiven van de bekleding

### 5.1 Inleiding

Visuele inspectie nadat schade was opgetreden lijkt erop te wijzen dat een deel van de bekleding is afgegleden. Met name mat sectie nr. 2 was enkele decimeters omlaag gegleden, zodat het geotextiel bij de overgangs tuseen sectie 1 en 2 zichtbaar was. Bij de overgang van sectie 2 naar 3 was de mat op de overgang zwaar beschadigd (omgeklapt en opgerold).

Hoewel het talud ( 1:4 ) volgens vuistregels in principe als voldoende flauw bestempeld kan worden, is het toch zinvol om ook dit aspect nader te analyseren.

In het kader van het "Steenzettingen" onderzoek is er een rekenmodel ontwikkeld om de resulterende krachten op teen- of verankeringsconstructies te bepalen. Voor een meer gedetailleerde informatie over dit rekenmodel wordt naar [ 3 ] verwezen.

### 5.2 Invoergrootheden

Bij de beoordeling van dit mechanisme komen een aantal groot-heden zoals o.a. blokafmetingen, golfhoogte, taludhelling en de relatieve dichtheid aan de orde die al eerder (bij het oplichten van de bekleding) zijn behandeld, de waarden hiervoor zullen overgenomen worden.

Er is echter ook een aantal nieuwe grootheden, zoals de hoogte van de freatische lijn, de Run-down (golf teruglooppunt), de teendiepte en de bovenbeëindiging van de bekleding (golfoploop punt), de helling van het golffront, de leklengte en de wrijvingshoek met de ondergrond. Voor zover het mogelijk was is voor de bepaling van deze grootheden rekening gehouden bij de berekeningen voor het oplichten van de toplaag en kan hiervoor naar bijlage 1 verwezen worden.

Echter voor de bepaling van de wrijvingshoek tussen toplaag en filtermateriaal is nog niets bekend. Hiertoe zal gebruik gemaakt worden van de in [ 4 ] gepresenteerde theorie:

#### Adhesie Geotextiel - Grond

$$E_a = \tan \delta / \tan \phi$$

waarbij

$E_a$     verhoudingsgetal  
 $\delta$      wrijvingshoek Geotextiel - Grond  
 $\phi$      wrijvingshoek Grond

Voor het verhoudingsgetal  $E_a$  worden de volgende (praktijk) waarden aangehouden:

$E_a$	Omschrijving
0.58	Glad P.E. weefsel op ondergrond
0.88	PVC weefsel met ruw oppervlak

Voor de wrijvingshoek van de ondergrond wordt gesteld dat deze zich tussen 30° en 35° zal bevinden.

$\phi$	$E_a$	$\delta$
30	0.58	18.5
	0.88	26.9
35	0.58	22.1
	0.88	31.6

Het toegepaste geotextiel (van het merk Nicolon) wordt als glad aangenomen. Dit leidt tot de conclusie dat de wrijvingshoek tussen geotextiel en grond tussen 18° en 22° zal liggen.

De volgende onder- resp. bovengrenzen worden voor de verschillende grootheden aangehouden;

1	$\leq$ golfhoogte (Hs)	$\leq$ 2 m
0.15	$\leq$ blokdikte (D)	$\leq$ 0.17 m
0.10	$\leq$ leklengte ( $\lambda$ )	$\leq$ 0.13 m
40	$\leq$ helling front ( $\beta$ )	$\leq$ 46°
18	$\leq$ wrijvingshoek ( $\delta$ )	$\leq$ 22°

### 5.3 Resultaten uitgevoerde berekeningen

De weerstand tegen afschuiven wordt tot uitdrukking gebracht middels de coëfficiënt  $f_m$  die de verhouding weergeeft tussen 'reserve' en 'belasting'.

De 'reserve' is bij blokkenmatten gelegen in de hoog gelegen zones waar de door de belasting geïnduceerde schuifkracht kleiner is dan de door de ondergrond maximaal leverbare schuifkracht. Doordat blokkenmatten trek kunnen opnemen kan deze reserve gemobiliseerd worden. De grootte van de reserve is dus ook afhankelijk van de lengte van de mat.

Met behulp van het rekenmodel is de weerstand tegen afschuiven voor de verschillende blokkenmatten bepaald. Hiervoor zijn twee verschillende soorten berekeningen gemaakt, te weten;

- \* onderzoek naar de stabiliteit van de gehele mat (dus alsof deze in één stuk is uitgevoerd, dus tussen N.A.P.  $\pm$  2 m en +1.5 m)
- \* onderzoek naar de stabiliteit van de aangevallen sectie (in dit geval sectie nr. 2, tussen N.A.P. en +1.5 m)

De resultaten van de berekeningen met een hele mat worden in figuur 4 weergegeven, waar de stabiliteitsfactor  $f_m$  wordt weergegeven als functie van golfhoogte (H), leklengte (l) en wrijvingshoek geotextiel-grond.

De resultaten van de berekeningen waarbij slechts naar de aangevallen sectie wordt gekeken worden in onderstaande tabellen gegeven. In beide tabellen wordt de golfhoogte tot maximaal 1.5 meegenomen. Dit houdt verband met de schematisatie, waarbij de belasting op N.A.P. aangrijpt (het Run-down punt). Golfhoogten die boven de de beeindiging uitkomen (N.A.P. +1.5 m) kunnen niet zondermeer meegenomen worden. Als de resultaten van dusdanige aard zijn dat het nodig blijkt te zijn om ook golfhoogten tot 2 m te beschouwen, dan zal dit alsnog middels een aantal handmatige berekeningen gedaan worden.

Golfh. m	Lekl. m	$\delta$ °	$r_m$ -
1 1.5	0.10	18	0.41 0.04
1 1.5	0.13	18	0.36 0.04
1 1.5	0.10	22	1.34 0.14
1 1.5	0.13	22	1.06 0.12

tabel 5

Tabel 5 gaat eigenlijk uit van de berekende waarden voor de leklengte, in tabel 6 wordt een gevoeligheidsonderzoek gedaan naar de invloed van de leklengte op de stabiliteitsfactor.

Lekl.	$r_m$	Golfh. = 1.5 m $\delta$ = 20 °
0.05	0.10	tabel 6
0.10	0.08	
0.20	0.05	

#### 5.4 Analyse

Uit figuur 4 blijkt duidelijk dat de invloed van de wrijvingshoek op de stabiliteitsfactor vrij groot is. Echter bij golfhoogten van ca. 2 m is het duidelijk dat voor alle gevallen de stabiliteitsfactor ruim onder de 1 komt. In dit geval is er, als er geen verankering aanwezig is, in lengterichting van het talud geen evenwicht meer mogelijk en zal de mat gaan afglijden. Als er wel een verankering aanwezig is dan moet deze bestand zijn tegen de optredende belasting.

Verder is het hier van belang dat de mat als zodanig een geheel vormt. Ter plaatse van de zwaarst belaste zone (Run-down punt) overteft de belasting veruit de sterkte. Dit houdt in



dat 'globaal' evenwicht (de stabiliteit van de mat als geheel bezien) alleen mogelijk is als de mat op die zwaarst belaste plaats a.h.w. gaat hangen aan het bovengelegen deel dat veel minder zwaar belast wordt en waar dus nog enige reserve aanwezig is. Dit houdt voor de blokkenmat in dat er een resulterende trekkracht in de mat zelf ontstaat.

Met behulp van de tweede serie berekeningen (alleen de aangevallen sectie tussen N.A.P. en +1.5 m wordt op 'globale' stabiliteit bekeken) kan duidelijk aangetoond worden dat de sectie niet stabiel is bij golfhoogten van ca. 1.5 m ongeacht de grootte van de wrijvingshoek tussen geotextiel en ondergrond. In het geval van golfhoogten van 1 m hangt dit af van de grootte van de lek lengte en de wrijvingshoek.

Uit bovenstaande kunnen de volgende conclusies getrokken worden;

aangezien er geen verankering aanwezig is kunnen golfhoogten in de orde van ca. 2 m niet door de constructie opgenomen worden

als de mat in secties bezien wordt (alleen de zwaarst belaste sectie) dan blijkt dat een dergelijke sectie niet stabiel is bij golfhoogten van ca. 1.5 m, golfhoogten van ca. 1 m kunnen onder bepaalde condities wel door een sectie opgenomen worden

een golfhoogte van ca. 1.5 m kan onder bepaalde condities door de constructie opgenomen worden, deze condities zijn; de wrijvingshoek tussen geotextiel en ondergrond bedraagt meer dan 20° en de mat moet als een geheel werken ( de koppeling tussen de verschillende secties moet voldoende sterk zijn)

## 6 Verweking van het zand

Voor de uitwerking en beoordeling van dit mechanisme wordt naar bijlage 2 verwezen waarin het door G.D. verricht onderzoek in zijn geheel is opgenomen. Hier zal alleen de eindconclusie vermeld worden:

"Indien als ondergrens  $R_d = 80 \%$  (relatieve dichtheid) wordt verondersteld en tevens aangenomen wordt dat de hoogste significante golfhoogte tijdens de stormen van 1985 niet groter dan 2 m is geweest dan moet worden geconcludeerd dat het vrij onwaarschijnlijk is dat de opgetreden taludschade ontstaan is door verweking van het zand"

## 7 Samenvatting en conclusies

In deze nota is de schade die ontstaan is aan het proefvak uitvoerig geanalyseerd op een drietal bezwijkmechanismen, te weten;

- \* het oplichten van de bekleding
- \* het afschuiven van de bekleding
- \* verweking van het zand onder de bekleding

Een probleem hierbij is geweest dat de grootte van de hydraulische belasting ten tijde van de storm niet exact bekend was en bij benadering (middels het aangeven van een range) bepaald moest worden. De opgetreden hydraulische belasting kan, wat de constructie betreft, gezien worden als een inkomende significante golfhoogte van ongeveer 1.5 à 1.7 m met een golfperiode van gemiddeld 5 s.

### Oplichten van de bekleding

Ten aanzien van het mechanisme oplichten van de bekleding kan gesteld worden dat, afhankelijk van de mate van grofheid van het filtermateriaal, de opgetreden belasting voor een mogelijk potentieel instabiele toplaagconstructie heeft gezorgd. Door het feit dat de blokken onderling zijn gekoppeld en gezien de absolute grootte van de overbelasting in relatie tot de sterkte wordt het niet waarschijnlijk geacht dat dit mechanisme alléén de oorzaak is geweest van de schade.

### Afschuiven van de bekleding

Bij de beoordeling van het mechanisme afschuiven is duidelijk aangetoond dat een matsectie op zich niet stabiel is onder golfbelasting van ca. 1.5 m en zelf problemen op kan leveren bij een golfbelasting van ca. 1 m. Bij een gehele mat (alle secties functioneren alsof sprake zou zijn van één mat) is deze, bij een golfhoogte van ca. 1.5 m wel stabiel (zij het onder bepaalde condities). Hierbij is het echter van essentieel belang dat de mat, wat de krachtoverdracht betreft, als een geheel werkt. Een heel belangrijk aspect in deze blijkt dus de uitvoering van de mat te zijn. Deze is gezien de benodigde afmetingen in drie secties onderverdeeld. De koppeling tussen de secties onderling en de naast gelegen mat is alleen in de hoekpunten gerealiseerd middels een soort van voorgespannen draad die aan de blokken werd bevestigd. Dit houdt in dat de volledige belasting alleen maar in de hoekpunten overgebracht kan worden. Deze oplossing bleek onder de optredende belasting echter onvoldoende sterk te zijn.

### Verweking van het zand

Wat het mechanisme verweking betreft kan voorzichtig geconcludeerd worden dat het vrij onwaarschijnlijk is dat de opgetreden schade veroorzaakt is door verweking van het ondergelegen zand.

### Conclusies

Resumerend kan gesteld worden dat naar alle waarschijnlijkheid de schade aan de bekleding is ontstaan doordat;

- \* de mat te licht was onder de optredende belasting
- \* deze hierdoor lokaal (op de zwaarst belaste zone) onvoldoende schuifweerstand kon opbrengen
- \* om een vorm van evenwicht te vinden aan het bovengelegen deel van de mat ging 'hangen'
- \* hierdoor een trekkracht in de mat introduceerde
- \* door de wijze van uitvoering (matsecties alleen in de hoekpunten gekoppeld) kon deze kracht alleen op bepaalde punten opgenomen worden
- \* deze koppeling te zwak bleek te zijn onder de optredende belasting
- \* met als gevolg dat er geen evenwicht meer mogelijk was en een deel van de mat afgleed

## LITERATUUR

- [ 1 ]      Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen  
Leidraad voor het ontwerpen van rivierdijken, deel 1  
bovenrivierengebied
  
- [ 2 ]      M. Klein Breteler  
Stabiliteit van toplaag zonder inklemming of inter-  
locking  
Waterloopkundig Laboratorium, verslag H195.04  
WL / GD / RWS M 1795 / M 1881 deel XX, juni 1987
  
- [ 3 ]      K.J. Bakker  
Lokale afschuiving van een steenbekleding onder  
golfaanval  
Rijkswaterstaat, Dienst Weg- en waterbouwkunde,  
Hoofdafdeling Waterbouw, WBO-M-88007, januari 1988
  
- [ 4 ]      H.J. v.d. Graaf, M.B. de Groot  
Grondmechanische stabiliteit van taludbekledingen  
onder golfbelasting  
Grondmechanice Delft, CO-290730/14, november 1988

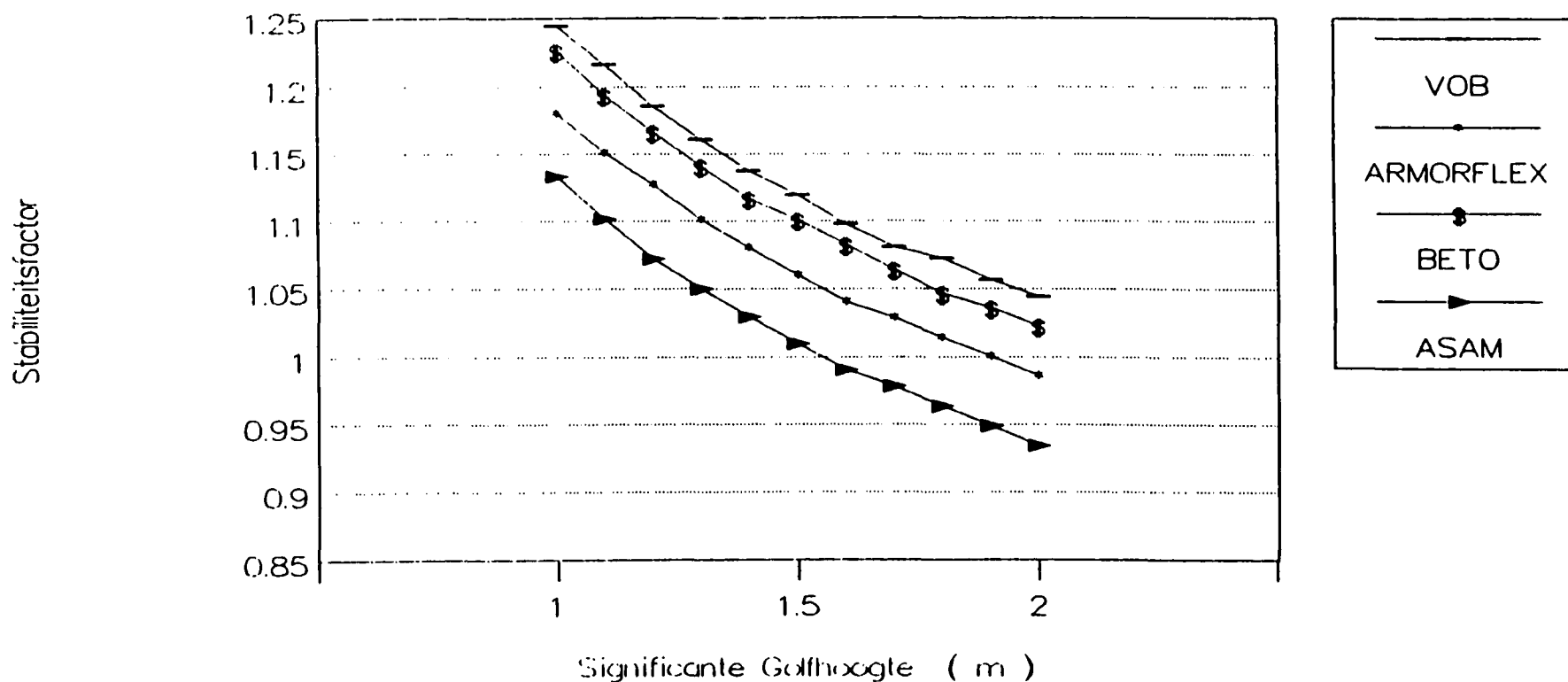
## OVERZICHT FIGUREN

<b>Figuur nr.</b>	<b>Omschrijving</b>
1	Overzicht gerealiseerde constructie
2	Stabiliteitsfactor blokkenmatten voor een karakteristieke filterdiameter van 8 mm
3	Stabiliteitsfactor blokkenmatten voor een karakteristieke filterdiameter van 20 mm
4	Stabiliteitsfactor tegen afglijden, als functie van golfhoogte en lek lengte



# STABILITEITSFACTOR BLOKKENMATTEN

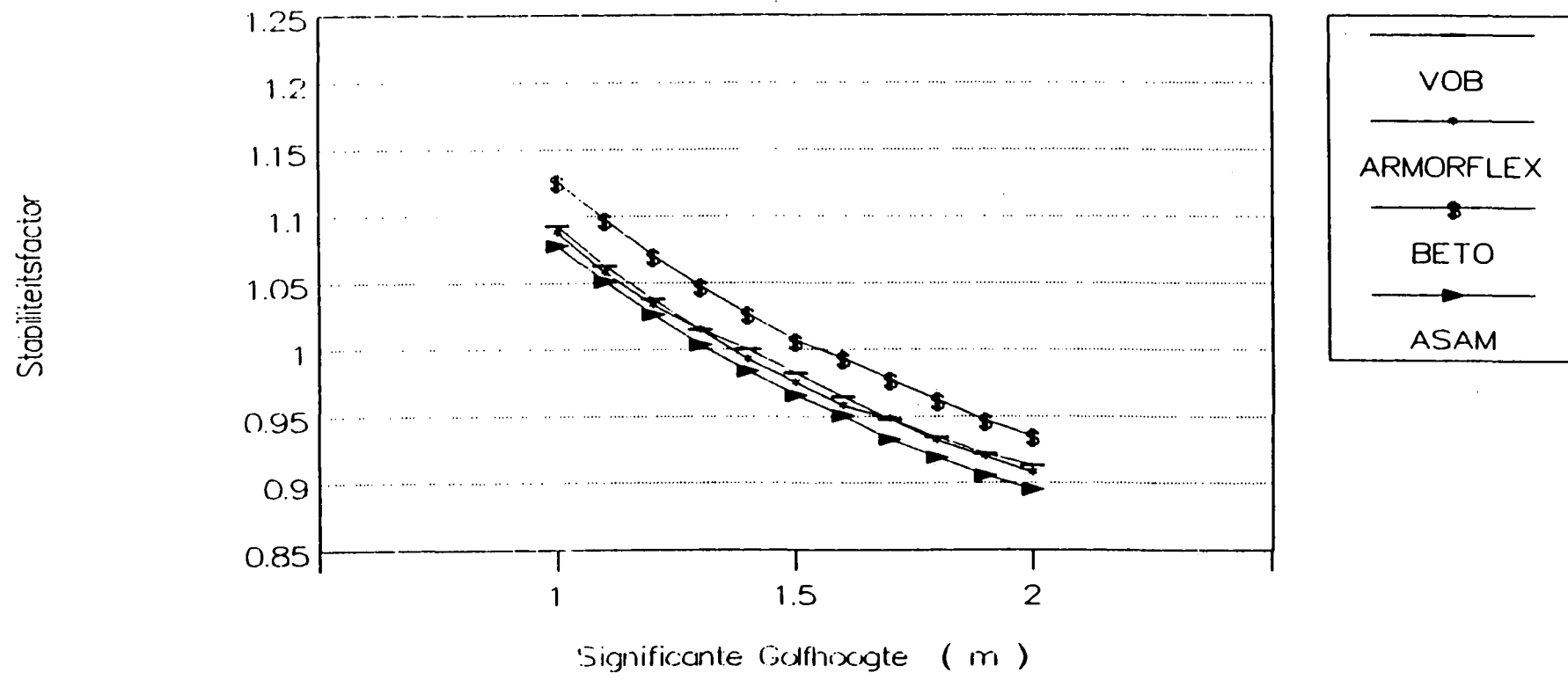
VOOR EEN KARAK. FILTERDIAM. VAN 8 mm



FIGUUR 2

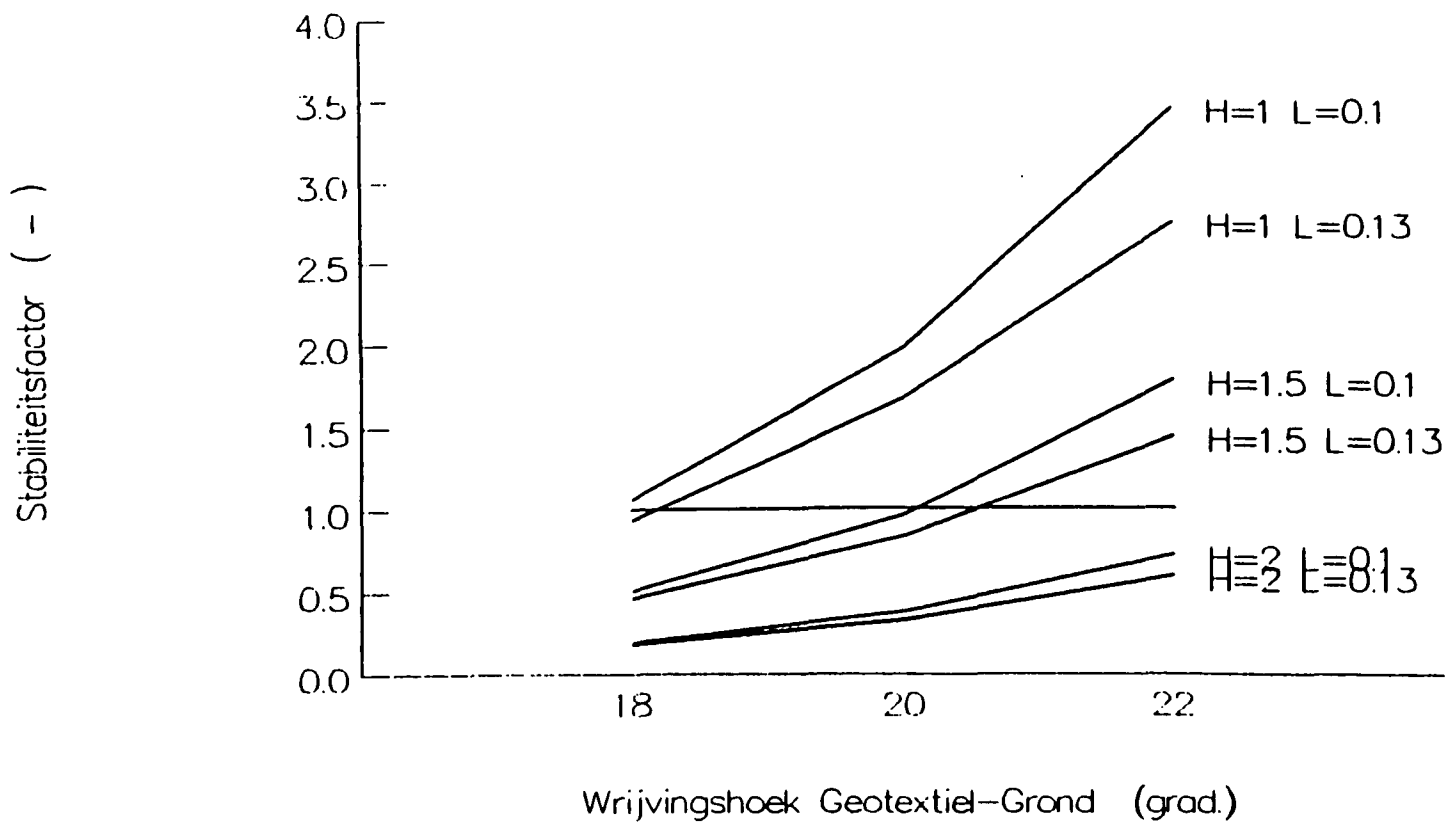


# STABILITEITSFACTOR BLOKKENMATTEN VOOR EEN KARAK. FILTERDIAM. VAN 20 mm



FIGUUR 3

# Stabiliteitsfactor tegen Afglijden als functie van golfhoogte en leklengte





## OVERZICHT BIJLAGEN

Bijlage nr.	Omschrijving
1	Resultaten uitgevoerde berekeningen top- laagstabiliteit blokkenmatten
2	Onderzoek van G.D. naar de verweking van het zand

VOB mat Df15 = 8 mm

Hb	Labda	Sterkt.	Belast.	S / B	Kfilt	Ktopl	Gam., t	Ksi	Beta	Hb/`D
1	0.097	0.28	0.225	1.24	0.1047	0.0491	1.61	1.56	45.71	5.56
1.1	0.097	0.281	0.231	1.22	0.103	0.0485	1.61	1.49	44.87	6.11
1.2	0.097	0.281	0.237	1.19	0.1015	0.0479	1.61	1.43	44.11	6.67
1.3	0.097	0.281	0.242	1.16	0.1002	0.0474	1.61	1.37	43.43	7.22
1.4	0.096	0.281	0.247	1.14	0.099	0.0469	1.61	1.32	42.81	7.78
1.5	0.096	0.281	0.251	1.12	0.0979	0.0465	1.61	1.27	42.23	8.33
1.6	0.096	0.281	0.256	1.10	0.0969	0.0462	1.61	1.23	41.71	8.89
1.7	0.096	0.281	0.26	1.08	0.096	0.0458	1.61	1.2	41.22	9.44
1.8	0.096	0.282	0.263	1.07	0.0952	0.0455	1.61	1.16	40.76	10
1.9	0.096	0.282	0.267	1.06	0.0944	0.0452	1.61	1.13	40.33	10.56
2	0.096	0.282	0.27	1.04	0.0937	0.0449	1.61	1.1	39.93	11.11

VOB - mat Df15 = 20 mm

Hb	Labda	Sterkt.	Belast.	S / B	Kfilt	Ktopl	Gam., t	Ksi	Beta	Hb/`D
1	0.109	0.271	0.248	1.09	0.178	0.0662	1.55	1.56	45.71	5.56
1.1	0.109	0.271	0.255	1.06	0.1748	0.0653	1.55	1.49	44.87	6.11
1.2	0.108	0.271	0.261	1.04	0.172	0.0645	1.55	1.43	44.11	6.67
1.3	0.108	0.271	0.267	1.01	0.1695	0.0638	1.55	1.37	43.43	7.22
1.4	0.108	0.272	0.272	1.00	0.1673	0.0632	1.56	1.32	42.81	7.78
1.5	0.108	0.272	0.277	0.98	0.1653	0.0626	1.56	1.27	42.23	8.33
1.6	0.108	0.272	0.282	0.96	0.1634	0.0621	1.56	1.23	41.71	8.89
1.7	0.108	0.272	0.287	0.95	0.1618	0.0616	1.56	1.2	41.22	9.44
1.8	0.108	0.272	0.291	0.93	0.1602	0.0612	1.56	1.16	40.76	10
1.9	0.107	0.272	0.295	0.92	0.1588	0.0607	1.56	1.13	40.33	10.56
2	0.107	0.273	0.299	0.91	0.1575	0.0603	1.56	1.1	39.93	11.11

Armorflex mat Df15 = 8 mm

Hb	Labda	Sterkt.	Belast.	S / B	Kfilt	Ktopl	Gam.,t	Ksi	Beta	Hb/`D
1	0.104	0.282	0.239	1.18	0.1053	0.0431	1.61	1.56	45.71	5.56
1.1	0.104	0.282	0.245	1.15	0.1036	0.0425	1.62	1.49	44.87	6.11
1.2	0.104	0.283	0.251	1.13	0.102	0.042	1.62	1.43	44.11	6.67
1.3	0.103	0.283	0.257	1.10	0.1007	0.0415	1.62	1.37	43.43	7.22
1.4	0.103	0.283	0.262	1.08	0.0995	0.0411	1.62	1.32	42.81	7.78
1.5	0.103	0.283	0.267	1.06	0.0984	0.0406	1.62	1.27	42.23	8.33
1.6	0.103	0.283	0.272	1.04	0.0974	0.0403	1.62	1.23	41.71	8.89
1.7	0.103	0.284	0.276	1.03	0.0965	0.04	1.62	1.2	41.22	9.44
1.8	0.103	0.284	0.28	1.01	0.0956	0.0397	1.62	1.16	40.76	10
1.9	0.103	0.284	0.284	1.00	0.0948	0.0394	1.63	1.13	40.33	10.56
2	0.103	0.284	0.288	0.99	0.0941	0.0392	1.63	1.1	39.93	11.11

Armorflex mat Df15 = 20 mm

Hb	Labda	Sterkt.	Belast.	S / B	Kfilt	Ktopl	Gam.,t	Ksi	Beta	Hb/`D
1	0.111	0.273	0.251	1.09	0.1783	0.0644	1.56	1.56	45.71	5.56
1.1	0.11	0.273	0.258	1.06	0.1751	0.0635	1.57	1.49	44.87	6.11
1.2	0.11	0.274	0.265	1.03	0.1723	0.0627	1.57	1.43	44.11	6.67
1.3	0.11	0.274	0.27	1.01	0.1698	0.0621	1.57	1.37	43.43	7.22
1.4	0.11	0.274	0.276	0.99	0.1675	0.0614	1.57	1.32	42.81	7.78
1.5	0.11	0.274	0.281	0.98	0.1655	0.0609	1.57	1.27	42.23	8.33
1.6	0.109	0.274	0.286	0.96	0.1636	0.0604	1.57	1.23	41.71	8.89
1.7	0.109	0.275	0.29	0.95	0.162	0.0599	1.57	1.2	41.22	9.44
1.8	0.109	0.275	0.295	0.93	0.1604	0.0594	1.57	1.16	40.76	10
1.9	0.109	0.275	0.299	0.92	0.159	0.059	1.57	1.13	40.33	10.56
2	0.109	0.275	0.303	0.91	0.1576	0.0586	1.58	1.1	39.93	11.11

BETO mat

Df15 = 8 mm

Hb	Labda	Sterkt.	Belast.	S / B	Kfilt	Ktopl	Gam.,t	Ksi	Beta	Hb/`D
1	0.113	0.314	0.256	1.23	0.1063	0.0414	1.59	1.56	45.71	4.9
1.1	0.113	0.314	0.263	1.19	0.1045	0.0409	1.59	1.49	44.87	5.39
1.2	0.113	0.315	0.27	1.17	0.1029	0.0404	1.59	1.43	44.11	5.88
1.3	0.113	0.315	0.276	1.14	0.1015	0.0399	1.59	1.37	43.43	6.37
1.4	0.113	0.315	0.282	1.12	0.1002	0.0395	1.59	1.32	42.81	6.86
1.5	0.112	0.316	0.287	1.10	0.099	0.0392	1.59	1.27	42.23	7.35
1.6	0.112	0.316	0.292	1.08	0.098	0.0388	1.6	1.23	41.71	7.84
1.7	0.112	0.316	0.297	1.06	0.097	0.0385	1.6	1.2	41.22	8.33
1.8	0.112	0.316	0.302	1.05	0.0962	0.0382	1.6	1.16	40.76	8.82
1.9	0.112	0.317	0.306	1.04	0.0953	0.038	1.6	1.13	40.33	9.31
2	0.112	0.317	0.31	1.02	0.0946	0.0377	1.6	1.1	39.93	9.8

BETO mat

Df15 = 20 mm

Hb	Labda	Sterkt.	Belast.	S / B	Kfilt	Ktopl	Gam.,t	Ksi	Beta	Hb/`D
1	0.12	0.303	0.269	1.13	0.1801	0.0623	1.53	1.56	45.71	4.9
1.1	0.12	0.303	0.276	1.10	0.1767	0.0615	1.53	1.49	44.87	5.39
1.2	0.12	0.304	0.284	1.07	0.1739	0.0605	1.53	1.43	44.11	5.88
1.3	0.12	0.304	0.29	1.05	0.1713	0.0598	1.54	1.37	43.43	6.37
1.4	0.119	0.304	0.296	1.03	0.169	0.0592	1.54	1.32	42.81	6.86
1.5	0.119	0.304	0.302	1.01	0.1669	0.0587	1.54	1.27	42.23	7.35
1.6	0.119	0.305	0.307	0.99	0.165	0.0582	1.54	1.23	41.71	7.84
1.7	0.119	0.305	0.312	0.98	0.1632	0.0577	1.54	1.2	41.22	8.33
1.8	0.119	0.305	0.317	0.96	0.1616	0.0572	1.54	1.16	40.76	8.82
1.9	0.119	0.305	0.322	0.95	0.1601	0.0568	1.54	1.13	40.33	9.31
2	0.119	0.305	0.326	0.94	0.1587	0.0565	1.54	1.1	39.93	9.8

ASAM mat

Df15 = 8 mm

Hb	Labda	Sterkt.	Belast.	S / B	Kfilt	Ktopl	Gam.,t	Ksi	Beta	Hb/`D
1	0.125	0.314	0.277	1.13	0.1075	0.0345	1.58	1.56	45.71	4.9
1.1	0.125	0.314	0.285	1.10	0.1058	0.0339	1.59	1.49	44.87	5.39
1.2	0.125	0.314	0.293	1.07	0.1041	0.0335	1.59	1.43	44.11	5.88
1.3	0.124	0.315	0.3	1.05	0.1026	0.0331	1.59	1.37	43.43	6.37
1.4	0.124	0.315	0.306	1.03	0.1013	0.0328	1.59	1.32	42.81	6.86
1.5	0.124	0.315	0.312	1.01	0.1001	0.0324	1.59	1.27	42.23	7.35
1.6	0.124	0.315	0.318	0.99	0.099	0.0322	1.59	1.23	41.71	7.84
1.7	0.124	0.316	0.323	0.98	0.0979	0.0319	1.59	1.2	41.22	8.33
1.8	0.124	0.316	0.328	0.96	0.097	0.0316	1.6	1.16	40.76	8.82
1.9	0.124	0.316	0.333	0.95	0.0962	0.0314	1.6	1.13	40.33	9.31
2	0.124	0.316	0.338	0.93	0.0954	0.0312	1.6	1.1	39.93	9.8

ASAM mat

Df15 = 20 mm

Hb	Labda	Sterkt.	Belast.	S / B	Kfilt	Ktopl	Gam.,t	Ksi	Beta	Hb/`D
1	0.128	0.305	0.283	1.08	0.1818	0.0553	1.54	1.56	45.71	4.9
1.1	0.128	0.306	0.291	1.05	0.1784	0.0545	1.54	1.49	44.87	5.39
1.2	0.128	0.306	0.298	1.03	0.1753	0.0539	1.55	1.43	44.11	5.88
1.3	0.127	0.306	0.305	1.00	0.1726	0.0532	1.55	1.37	43.43	6.37
1.4	0.127	0.306	0.311	0.98	0.1702	0.0527	1.55	1.32	42.81	6.86
1.5	0.127	0.307	0.318	0.97	0.168	0.0522	1.55	1.27	42.23	7.35
1.6	0.127	0.307	0.323	0.95	0.166	0.0517	1.55	1.23	41.71	7.84
1.7	0.127	0.307	0.329	0.93	0.1642	0.0513	1.55	1.2	41.22	8.33
1.8	0.126	0.307	0.334	0.92	0.1626	0.0509	1.55	1.16	40.76	8.82
1.9	0.126	0.307	0.339	0.91	0.161	0.0505	1.55	1.13	40.33	9.31
2	0.126	0.308	0.344	0.90	0.1596	0.0502	1.55	1.1	39.93	9.8







Rijkswaterstaat  
Dienst Weg en Waterbouwkunde  
Postbus 5044  
2600 GA DELFT  
T.a.v. ir. K.W. Pilarczyk  
ir. K.J. Bakker  
dhr. K.A. van den Hoek

Bijlagen:

Uw kenmerk:

Ons kenmerk:  
CO-272561/10  
Dict/type:  
Ldb/Hkn  
Datum:  
1987-07-08

Onderwerp:

Op verzoek van Dhr. K.A. van den Hoek van Rijkswaterstaat Dienst Weg- en Waterbouwkunde is een beoordeling uitgevoerd van de beschikbare informatie met betrekking tot de eigenschappen van het zand als fundatielaag onder de talusbekleding van een gedeelte van de Houtribdijk. Aanleiding voor de analyse was de omvangrijke schade die plaatselijk is opgetreden in het buitentalud tijdens enkele stormen in het najaar van 1986. De analyse is uitgevoerd in het kader van het fundamenteel onderzoek steenzettingen voor Rijkswaterstaat.

Tijdens de uitvoering van de ophefging van de dijkvakken/proefvakken zijn de volgende gegevens van de zandfundatie bepaald en verstrekt aan Grondmechanica Delft:

- korrelverdelingsdiagram 2 zandmonsters.  
Het zand kan worden gekarakteriseerd als een matig fijn tot middelgrof zand ( $d_{50}$  resp. 230  $\mu\text{m}$  en 250  $\mu\text{m}$ ) met slechts zeer weinig slib. Het zand is goed gegradeerd ( $\frac{d_{60}}{d_{10}} = 2,2$ )
- de maximale proctordichtheid (M.P) van één zandmonster. Deze maximale proctordichtheid (M.P) bedroeg 17,34 kN/m<sup>3</sup> hetgeen op basis van een aangecomen volumiek gewicht van het zand van 26,50 kN/m<sup>3</sup>, overeenkomt met een poriëgehalte van 34,6%.

bladnummer : - 2 -  
cns kenmerk: CO-272561/10  
datum : 1987-07-08

- de zanddichtheid van 4 in het werk genomen steekringmonsters na verdichting van het zand. De resultaten waren als volgt:

nr. monster	droge dichtheid [kN/m <sup>3</sup> ]	in situ poriën- gehalte [%]	verdichtings- graad in % van M.P	vochtgehalte [%]
I	15,9	39,8	92	7
II	16,9	36,1	98	4,5
III	18,4	30,8	106	5,4
IV	17,3	34,6	100	6,3

Gebaseerd op deze gegevens kan worden geconcludeerd dat de gemiddelde bereikte verdichtingsgraad te weten 99%, goed is.

De spreiding is echter vrij groot waardoor een "harde" conclusie voor het gehele dijkvlak niet te trekken is.

Met name de laagste gevonden verdichtingsgraad van 92% is niet erg overtuigend.

De hoogste waarde 106% lijkt daarentegen een zeer goed resultaat, doch moet toch ook als vrij onwaarschijnlijk worden opgevat.

De volgende mogelijke oorzaken voor de spreiding kunnen worden genoemd.

- de verdichtingsgraad verschilt van plaats tot plaats vanwege een niet uniforme verdeling van de totale ingezette verdichtingsenergie.
- de effectiviteit van de verdichting is van plaats tot plaats verschillend als gevolg van bijv.
  - variaties in watergehalte, d.w.z. meer of mindere afwijking van het optimum watergehalte (het bij de proctorproef gevonden optimum watergehalte is de schrijver niet bekend)
  - het feit dat het resultaat van de proctorproef niet geldig is voor al het in het dijkvak aangebrachte zand.

Met betrekking tot het laatste punt wordt opgemerkt dat slechts één proctorproef is uitgevoerd. Uit ervaring is bekend dat de maximale proctordichtheid belangrijk kan afwijken bij ogenschijnlijk kleine verschillen in zandsamenstelling.

Ook wat betreft het aantal controlemetingen moet worden vastgesteld dat het wat aan de lage kant is geweest. De controlemethode m.b.v. steekringmonsters is enerzijds een snelle en goedkope methode doch anderzijds moet rekening gehouden worden met een onnauwkeurigheid en een mogelijk aanzienlijke spreiding.

Het aantal bepalingen moet daarom in het algemeen niet te laag worden gekozen.

De volgende conclusies m.b.t. de in het werk bereikte verdichtingsgraad kunnen worden getrokken:

- de gemiddelde gevonden verdichtingsgraad van 99% is goed.
- de gevonden spreiding in verdichtingsgraad is groot waardoor een harde conclusie niet te geven is
- Het aantal uitgevoerde metingen (zowel proctcrproeven als steekringcontroles) is te klein geweest.

Verdichtingscontrole in relatie tot de verwekingsgevoeligheid van zand vereist in aanvulling op de hiervoor beschreven gegevens tevens informatie over de relatieve dichtheid van het zand in de dijk ten tijde van de golfbelasting op het talud. Dit betekent dat van het zand de zogenaamde maximum en minimum dichtheid bekend moet zijn. Deze extreme dichtheidswaarden zijn recentelijk in Grondmechanica Delft vastgesteld van 3 uit het talud genomen zandmonsters.

De resultaten waren als volgt:

nr. monster	maximum dichtheid/ minimum poriëngehalte		minimum dichtheid/ maximum poriëngehalte	
	$\gamma_{max}$ in $kN/m^3$	$n_{min}$ in %	$\gamma_{min}$ in $kN/m^3$ (drccg)	$n_{max}$ in %
1	16,4	38,1	13,0	51,1
2	16,9	36,3	13,2	50,0
3	17,1	35,4	13,7	48,3

bladnummer : - 5 -  
cns kenmerk: CO-272561/10  
datum : 1987-07-08

De relatieve dichtheid is gedefinieerd als

$$R_d = \frac{n_{\max} - n_{\text{situ}}}{n_{\max} - n_{\min}} \times 100 \quad [\%]$$

waarbij  $n_{\text{situ}}$  het poriëngehalte van het zand bij de verdichtingscontrole voorstelt.

Combinatie van de maximum en minimum poriëngehaltes met de 4 hiervoor gegeven waarden van  $n_{\text{situ}}$  levert:

$$R_{d \max} = 156\%$$

$$R_{d \min} = 66\%$$

$R_d$  gemiddeld = 110% met standaardafwijking 27% (totaal 12 waarnemingen).

De definitie van relatieve dichtheid  $R_d$  suggereert dat alleen waarden tussen 0 en 100% mogelijk zijn.

Opgemerkt moet worden dat dit niet het geval is. De waarden van  $n_{\max}$  en vooral  $n_{\min}$  moeten veeleer als een soort referentiewaarden worden opgevat dan als werkelijk uiterste grenzen. Beide extreme poriëngehaltes worden bepaald volgens internationaal gebruikelijke procedures. Met name is bekend dat andere verdichtingsmethoden, dan die gebruikt wordt voor de bepaling van  $n_{\min}$ , aanzienlijk lagere poriëngehaltes kunnen opleveren. Hoewel daarmee een waarde voor  $R_d$  groter dan 100% niet direct als verrassend of zelfs onbestaanbaar kan worden bestempeld moet toch worden geconcludeerd dat de  $R_{d \max} = 156\%$  waarschijnlijk niet van toepassing is.

Dit betekent dat de koppeling van  $n_{\min}$  en  $n_{\max}$  van monster 1 (resp. 38,1% en 51,1%) aan het in situ poriëngehalte van 30,8% van controlemonster III als niet relevant moet worden beschouwd.

Lcs van bovenstaande en andere overwegingen moet worden vastgesteld dat de beschikbare gegevens wijzen op een zeer hoge, bereikte, relatieve dichtheid van het zand.

bladnummer : - 6 -  
ons kenmerk: CO-272561/10  
datum : 1987-07-08

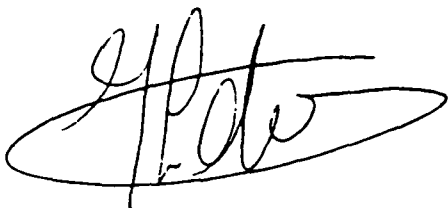
Indien als ondergrens  $R_d = 80\%$  wordt verondersteld en tevens aangenomen wordt dat de hoogste significante golfhoogte tijdens de stormen van 1985 niet groter dan 2.0 m is geweest dan moet worden geconcludeerd dat het vrij onwaarschijnlijk is dat de opgetreden taludschade ontstaan is door verweking van het zand.

Deze conclusie lijkt mede op zijn plaats gezien de vrij hoge waarde die voor de consolidatiecoëfficiënt van het zand moet worden ingeschat op basis van de verstrekte informatie over de korrelverdeling van het zand ( $d_{50}$  ongeveer 240  $\mu\text{m}$ , en zeer weinig slibdelen).

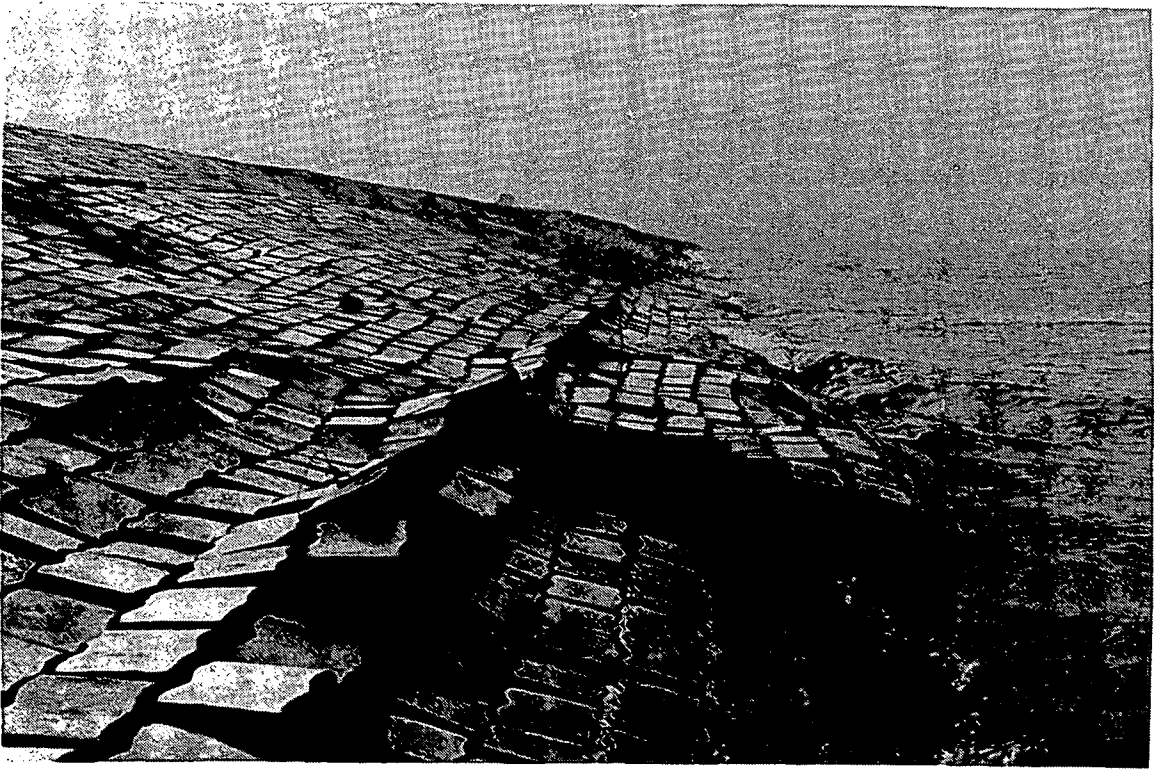
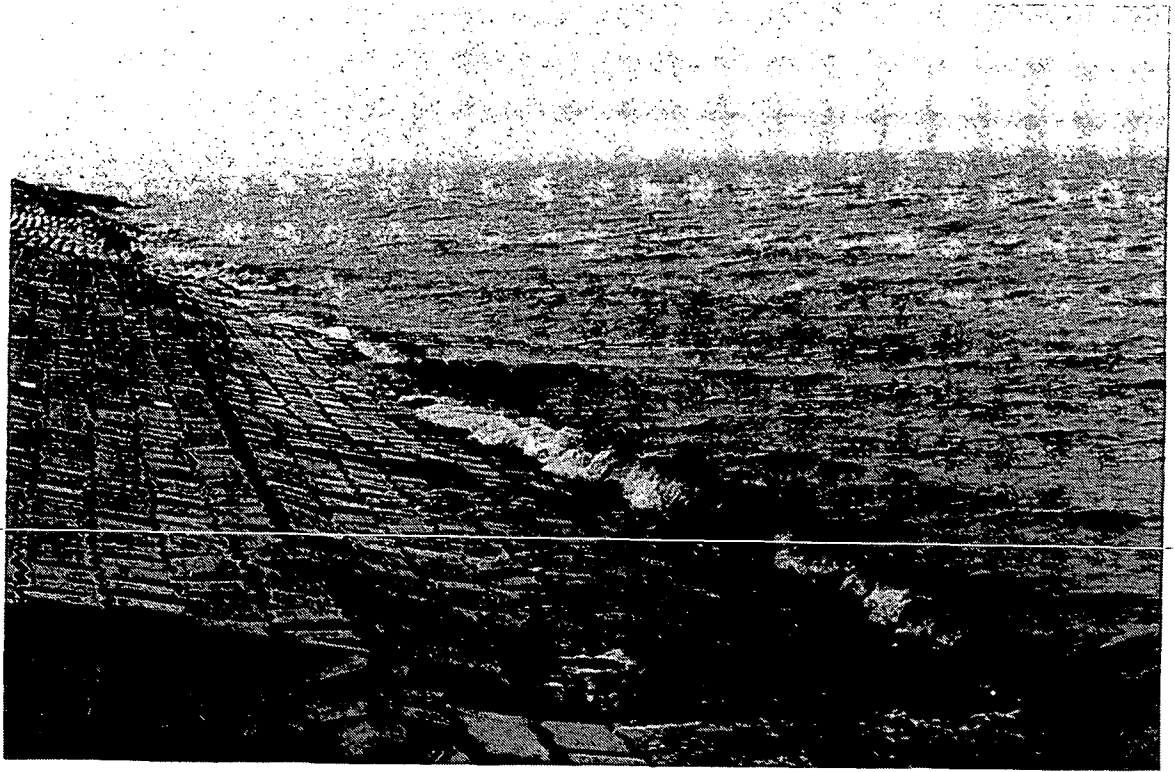
Evenals bij de discussie over de bereikte verdichtingsgraad kan ook de voornoemde conclusie m.b.t. verweking niet echt "hard" worden gemaakt. Enerzijds speelt ook hierbij de beperkte hoeveelheid informatie en de gevonden spreiding een rol. Anderzijds moet een voorbehoud worden gemaakt in de richting van de invloed van het voorgeschiedeniseffect op het verwekingsgedrag van zand. Tot nu toe is steeds een belangrijke, gunstige invloed geïntroduceerd in de verwekingsanalyses, ervan uitgaande dat er sprake zal zijn van een geleidelijke opbouw van de stormbelasting in de tijd. Omdat de stormbelastingen die de belangrijke schade aan de Houtribdijk hebben veroorzaakt opgetreden zijn zeer kort na voltooiing van het dijkvak en bovendien van een sterkte waren gelijk aan (of zelfs sterker dan ?) de ontwerpbelasting is het niet onmogelijk dat een gunstig voorgeschiedeniseffect vrijwel volledig achterwege is gebleven.

In de verwachting u hiermee voldoende te hebben geïnformeerd,  
hoogachtend

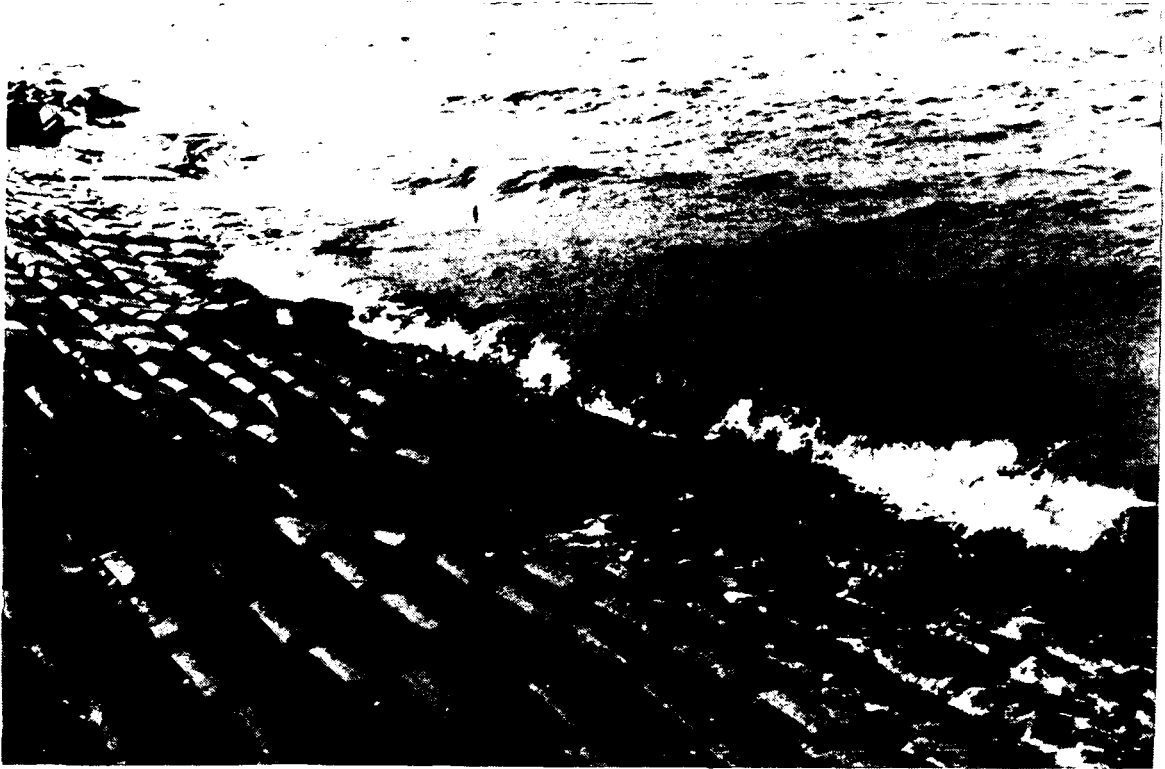
LABORATORIUM VOOR GRONDMECHANICA



Ir. J. Lindenberg







SECTIE 20

Stormschade aan taludbekledingen, winter 1984 - 1985

# centrum voor onderzoek waterkeringen

---

Notitie nr.: 85-23

datum: 11 juni 1985

Aan : ir. E.H. Ebbens en ir. J.J.W. Seijffert

Van : J.C.P. Johanson

Inzake : Stormschade aan talubekledingen, winter 1984-1985.

Bijlage :

Afschrift : Beheerders zeewaterkeringen

---

Deze notitie geeft een overzicht van de stormschade aan talubekledingen die in het winterseizoen 1984-1985 is ontstaan.

De schade is voornamelijk ontstaan tijdens de stormperiode rond 24 november 1984, de enige storm in de beschouwde periode waarvan een stormvloedverslag is opgesteld door de operationele afdeling van de directie Waterhuishouding en Waterbeweging (SR 59).

De schade tijdens bovengenoemde storm heeft zich beperkt tot de provincie Zeeland.

Op het eiland Tholen is enige schade ontstaan aan betonblokkenglooingen (Haringman) van de Noordpolder en de Nieuw Strijenpolder.

Verder zijn van de Willempolder op St. Philipsland en de Oude polder basaltzuilen uit de glooiing geraakt. Ook een basaltonzuil van de bekleding van de Margarethapolder is uit de glooiing gelicht (schadegeval nr. 64).

De schade bij het waterschap Noord- en Zuid Beveland was uiterst gering. Nabij Ellewoudsdijk werd een Haringmanblok  $\pm$  10 cm opgelicht terwijl op de kop van Bath nieuw aangebrachte koperslakken zijn verdwenen uit de bovenste helft van de spleten van de basaltonglooiing (schadegeval nr. 63).

De schade aan de havendammen te Goessche Sas is ontstaan gedurende drie verschillende perioden.

Tijdens de stormperiode van 23-25 november 1984 zijn drie blokken gedeeltelijk omhooggekomen.

Tussen 4 en 7 januari 1985 is op 19 plaatsen een enkel blok uit de glooiing gelicht terwijl in de periode 8-10 februari 1985 11 blokken zijn uitgelicht en 12 blokken gedeeltelijk omhoog gedrukt (schadegeval nr. 66).

De laatste stormschade die vermeld dient te worden is die aan de boulevard de Ruyter te Vlissingen. Deze melding betrof een glooiing van gepenetreerde stortsteen (schadegeval nr. 62).

Naast stormschade is gedurende de afgelopen winter schade ontstaan door kruierend ijs. Volledigheidshalve is deze schade in de inventarisatie opgenomen.

Het betreft hier schade aan drentse zwerfkeien bij het waterschap Fryslân, schade aan stortsteen en basalt op het eiland Marken en Vilvoordse en Lessinese steen op Zuid Beveland (resp. schadegeval nr. 67, 68 en 65).

Door medewerkers van het COW is een bezoek gebracht aan de schade aan de boulevard de Ruyter en aan de havendam te Goessche Sas.

SECTIE 21

Schade aan de Westkapelse Zeedijk

## Schade aan de Westkapelse Zeedijk

Omstreeks 8 november 1985 is schade ontstaan aan de glooiing van de Westkapelse Zeedijk.

Oorspronkelijk bestond de glooiing tussen NAP en NAP+3,35 m uit betonblokken (1,0x1,0x0,5 m<sup>3</sup>). Deze zijn gelegen op rietspreidseel op klei. Aan de benedenzijde wordt deze glooiing begrensd door een stalen damwand ter lengte van 2,0 m. Tussen NAP en NAP-1,60 m ligt een basaltglooiing 50/60 op filtermateriaal. De glooiing is aangelegd in 1946. De glooiing van betonblokken heeft in het verleden meer schade gekend, waardoor plaatselijk discontinuïteiten in de bekleding voorkomen. Zo ook ter plaatse van de huidige schade. Bij een vroegere schade waren betonblokken verdwenen, de reparatie heeft plaatsgevonden met basalt. De oppervlakte van deze basalt was ongeveer 20 x 2 à 3 m<sup>2</sup>. Als de totaal oppervlakte voldoende was om een lading asfalt aan te schaffen werden deze schadeplekken gepenetreerd.

Bij deze schadeplek is dit niet gedaan omdat de voegen inmiddels met zand waren gevuld. De ervaring heeft inmiddels geleerd dat op plekken die wel zijn gepenetreerd geen nieuwe schade optreedt.

Bij de huidige stormschade is de basalt uitgespoeld. Hierna werd de klei onder de blokken geërodeerd, waarna de blokken kantelden. De oppervlakte van de schade bedroeg 23 x 10 m<sup>2</sup>. De plek is beperkt gehouden door tijdens de laagwaterperioden het nog aanwezige materiaal opnieuw te schikken.

Op 13 november 1985 is de schade hersteld. Scheefgezakte betonblokken en basalt werden verwijderd, klei aangebracht en afgedekt met een laag asfalt.



e) Zijn er detailtekeningen van de bekleding. Zo ja, welke tekeningnummers. zie bijlage

f) Wanneer is de beschadigde glooiing aangebracht. betonblokken 1946, reparatie met ongepenetreerd basalt is niet te achterhalen.

\* Ook grasmat als bekleding te beschouwen. nee

7. a) Waaruit bestaat de schade.  $230\text{m}^2$  verzakite/weggespoelde basalt/betonblokken glooiing

b) Wat zijn de afmetingen.  $10,0 \times 23,0\text{m}^2$   
h x b

c) Wat is de hoogteligging van de schade in het talud. onderkant op NAP = 0000

d) Zijn er foto's beschikbaar. evt. dia's

e) Is er eerder schade aan het beschadigde dijkvak voorgekomen. Zo ja, wanneer.

diverse malen (moeilijk te achterhalen)

8. Is het verloop van het ontstaan van de schade bekend. Beschrijf zo mogelijk:

ongepenetreerde basalt is op NAP uitgespaeld.  $b \times h = 20 \times 2 \text{ à } 3\text{m}^2$ . Hierboven werd de fundering van klei vanonder de blokken gespaeld, waar de blokken rij voor rij zijn verzakt en weggespoeld.

a) Gedrag van de bekleding voor het ontstaan van de schade.

b) Tijdstip waarop eerste schade optrad. vermoedelijk 7 à 8 november 1985

c) Plaats en hoogte in het talud van de eerste beschadiging. N.A.P. (boven het damwand zie op dwarsprofiel (B))

d) Is de uiteindelijke schade snel ontstaan. ja.

Hoe lang was deze periode ongeveer. 1 à 2 dagen.



e) Eventuele overige opmerkingen over het ontstaan van de schade.

schade was niet opgetreden mits basalt was geïmpregneerd. Echter asfalt in kleine hoeveelheden is niet leverbaar, en helaas ontbreekt een eigen bescheiden asfaltmolen (voor kleine hoeveelheden).

9. Omstandigheden:

a) Hoe was het waterstandsverloop op de dichtstbijzijnde peilschaal of - station.

liep op tot NAP 3,10<sup>+</sup> (zaen zo genio november 1985)

b) Wat was de golfhoogte.

ca 2 à 3 meter

c) Wat was de golfrichting t.o.v. de dijk.

ca haaks

d) Wat was de golfoploop (veekrandwaarneming).

ongeveer 25 m'

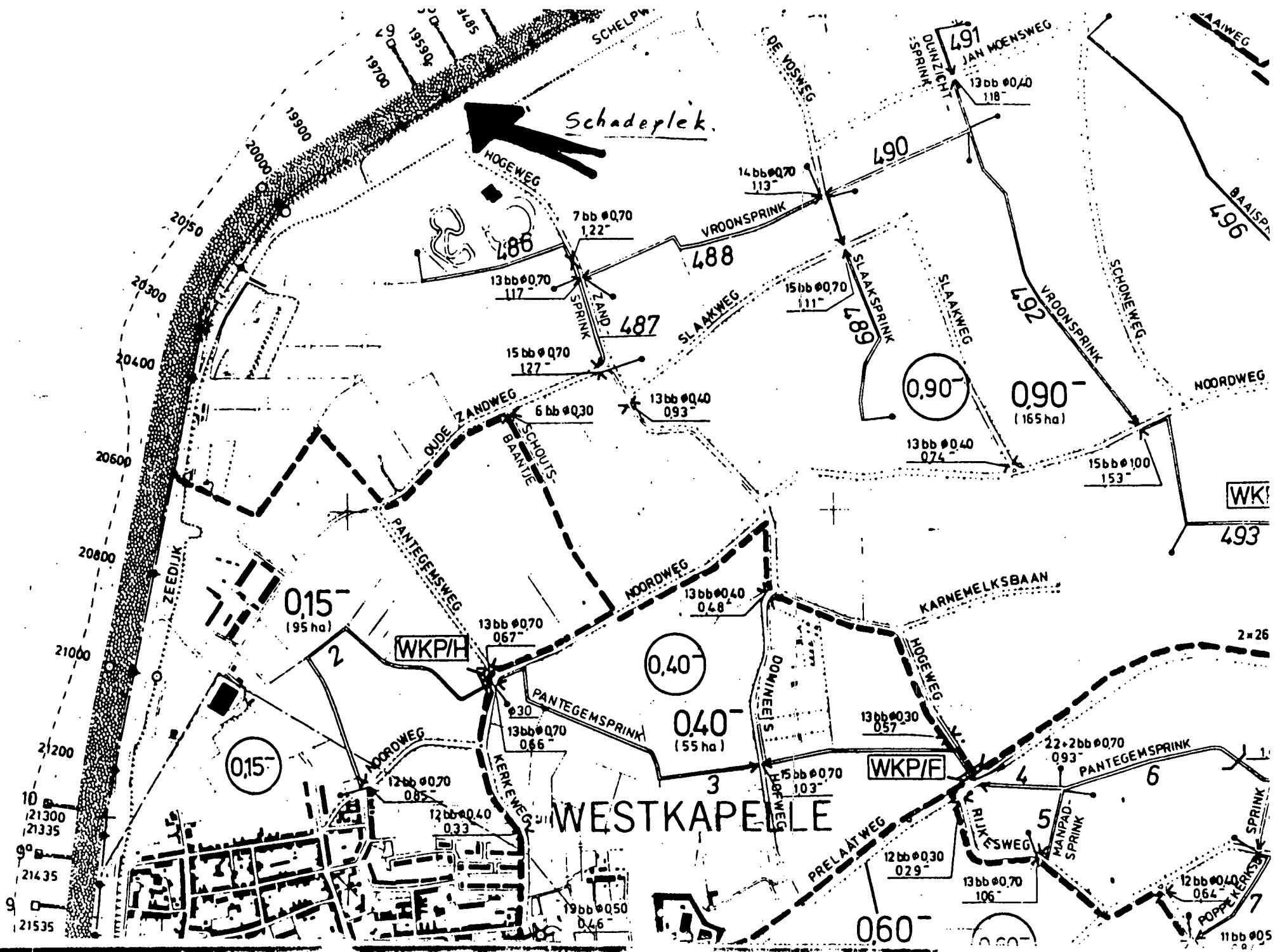
Eventuele bijzondere omstandigheden.

Opmerkingen.

Door het telkenmale (bij ieder laagwater) terugbrengen van de blokken 1,0 x 1,0 x 0,5 m<sup>3</sup> in het "gat" samen met het vuilen van ruimten en spietten, tussen en onder de nog aan elkaar hangende rijen blokken werd het verder uitspelen van blokken en dus de glooiing geminimaliseerd gedurende 4 dagen Hw. storm.

met basalt en puin

Op 13 november 1985 is de schade hersteld: scheefstaande betonblokken en losse rest verwijderd, klei aangebracht, afgedekt met asfalt.



Schadeplek.

WESTKAPELLE

1970  
1950  
1950  
1970  
1990  
2000  
2050  
2030  
2040  
2060  
2080  
21000  
21200  
10  
21300  
21335  
9  
21435  
9  
21535

0,15<sup>-</sup>  
(195 ha)

0,15<sup>-</sup>

0,40<sup>-</sup>

0,40<sup>-</sup>  
(55 ha)

0,60<sup>-</sup>

0,90<sup>-</sup>

0,90<sup>-</sup>  
(165 ha)

WKP/H

WKP/F

WK



486

487

488

490

967

493

2

3

4

5

6

7

HOGEWEG

SHELPHW.

DE VOSWEG

JAN MOENSWEG

BAAIWEG

VROONSPRINK

SLAKWEG

SLAKSPRINK

SLAKWEG

VROONSPRINK

SCHONWEG

NOORDWEG

OUDE ZANDWEG

SCHOUIS-  
BANTE

PANTEGEMSWEG

NOORDWEG

KARNEVELKSBAAN

HOGEWEG

DOMINEIS-  
WEG

NOORDWEG

PANTEGEMSPRINK

KERKEWEG

PRELAATWEG

RIJKSWEG

MANPAD-  
SPRINK

SPRINK

POPPELKERWEG

ZAND

ZEEDIJK

KRINKSPRINK

OUERIKSPRINK

SCHOUIS-  
BANTE

SCHOUIS-  
BANTE

KERKEWEG

KERKEWEG

HOGEWEG

HOGEWEG

HOGEWEG

HOGEWEG

HOGEWEG

HOGEWEG

HOGEWEG

HOGEWEG

HOGEWEG

HOGEWEG

HOGEWEG

HOGEWEG

HOGEWEG

HOGEWEG

HOGEWEG

HOGEWEG

HOGEWEG

HOGEWEG

HOGEWEG

HOGEWEG

HOGEWEG

HOGEWEG

HOGEWEG

HOGEWEG

HOGEWEG

HOGEWEG

HOGEWEG

HOGEWEG

HOGEWEG

HOGEWEG

HOGEWEG

HOGEWEG

HOGEWEG

HOGEWEG

HOGEWEG

HOGEWEG

HOGEWEG

HOGEWEG

HOGEWEG

HOGEWEG

HOGEWEG

HOGEWEG

HOGEWEG

HOGEWEG

HOGEWEG

HOGEWEG

HOGEWEG

HOGEWEG

HOGEWEG

HOGEWEG

HOGEWEG

HOGEWEG

HOGEWEG

HOGEWEG

HOGEWEG

HOGEWEG

HOGEWEG

HOGEWEG

HOGEWEG

HOGEWEG

HOGEWEG

HOGEWEG

HOGEWEG

HOGEWEG

HOGEWEG

HOGEWEG

HOGEWEG

HOGEWEG

HOGEWEG

HOGEWEG

HOGEWEG

HOGEWEG

HOGEWEG

HOGEWEG

HOGEWEG

HOGEWEG

HOGEWEG

HOGEWEG

HOGEWEG

HOGEWEG

HOGEWEG

HOGEWEG

HOGEWEG

HOGEWEG

HOGEWEG

HOGEWEG

HOGEWEG

HOGEWEG

HOGEWEG

HOGEWEG

HOGEWEG

HOGEWEG

HOGEWEG

HOGEWEG

HOGEWEG

HOGEWEG

HOGEWEG

HOGEWEG

HOGEWEG

HOGEWEG

HOGEWEG

HOGEWEG

HOGEWEG

HOGEWEG

HOGEWEG

HOGEWEG

HOGEWEG

HOGEWEG

HOGEWEG

HOGEWEG

HOGEWEG

HOGEWEG

HOGEWEG

HOGEWEG

HOGEWEG

HOGEWEG

HOGEWEG

HOGEWEG

HOGEWEG

HOGEWEG

HOGEWEG

HOGEWEG

HOGEWEG

HOGEWEG

HOGEWEG

HOGEWEG

HOGEWEG

HOGEWEG

HOGEWEG

HOGEWEG

HOGEWEG

HOGEWEG

HOGEWEG

HOGEWEG

HOGEWEG

HOGEWEG

HOGEWEG

HOGEWEG

HOGEWEG

HOGEWEG

HOGEWEG

HOGEWEG

HOGEWEG

HOGEWEG

HOGEWEG

HOGEWEG

HOGEWEG

HOGEWEG

HOGEWEG

HOGEWEG

HOGEWEG

HOGEWEG

HOGEWEG

HOGEWEG

HOGEWEG

HOGEWEG

HOGEWEG

HOGEWEG

HOGEWEG

HOGEWEG

HOGEWEG

HOGEWEG

HOGEWEG

HOGEWEG

HOGEWEG

HOGEWEG

HOGEWEG

HOGEWEG

HOGEWEG

HOGEWEG

HOGEWEG

HOGEWEG

HOGEWEG

HOGEWEG

HOGEWEG

HOGEWEG

HOGEWEG

HOGEWEG

HOGEWEG

HOGEWEG

HOGEWEG

HOGEWEG

HOGEWEG

HOGEWEG

HOGEWEG

HOGEWEG

HOGEWEG

HOGEWEG

HOGEWEG

HOGEWEG

HOGEWEG

HOGEWEG

HOGEWEG

HOGEWEG

HOGEWEG

HOGEWEG

HOGEWEG

HOGEWEG

HOGEWEG

HOGEWEG

HOGEWEG

HOGEWEG

HOGEWEG

HOGEWEG

HOGEWEG

HOGEWEG

HOGEWEG

HOGEWEG

HOGEWEG

HOGEWEG

HOGEWEG

HOGEWEG

HOGEWEG

HOGEWEG

HOGEWEG

HOGEWEG

HOGEWEG

HOGEWEG

HOGEWEG

HOGEWEG

HOGEWEG

HOGEWEG

HOGEWEG

HOGEWEG

HOGEWEG

HOGEWEG

HOGEWEG

HOGEWEG

HOGEWEG

HOGEWEG

HOGEWEG

HOGEWEG

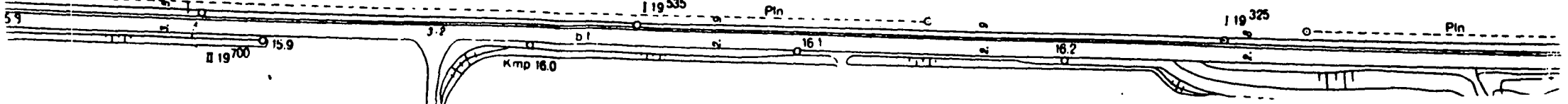
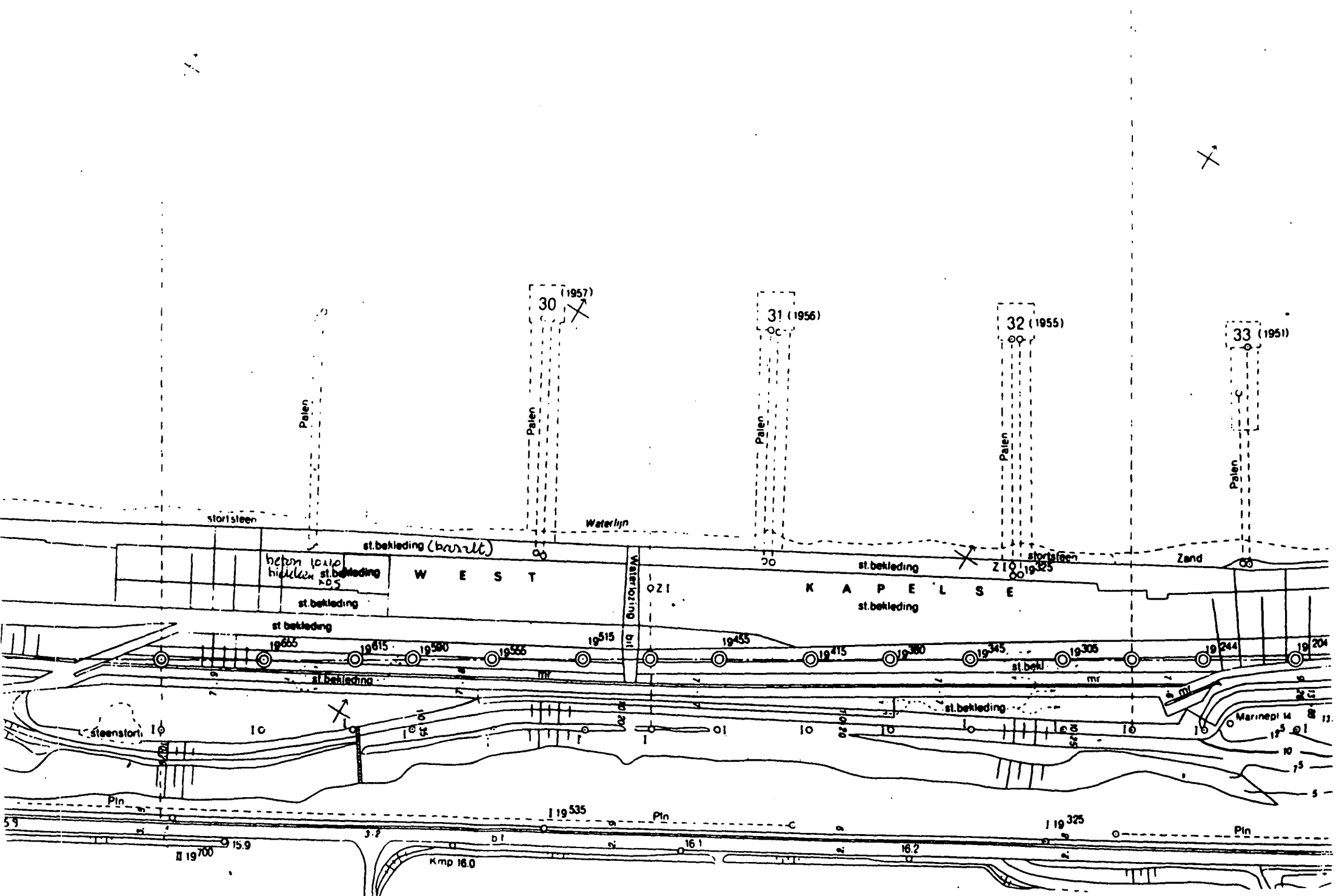
HOGEWEG

HOGEWEG

HOGEWEG

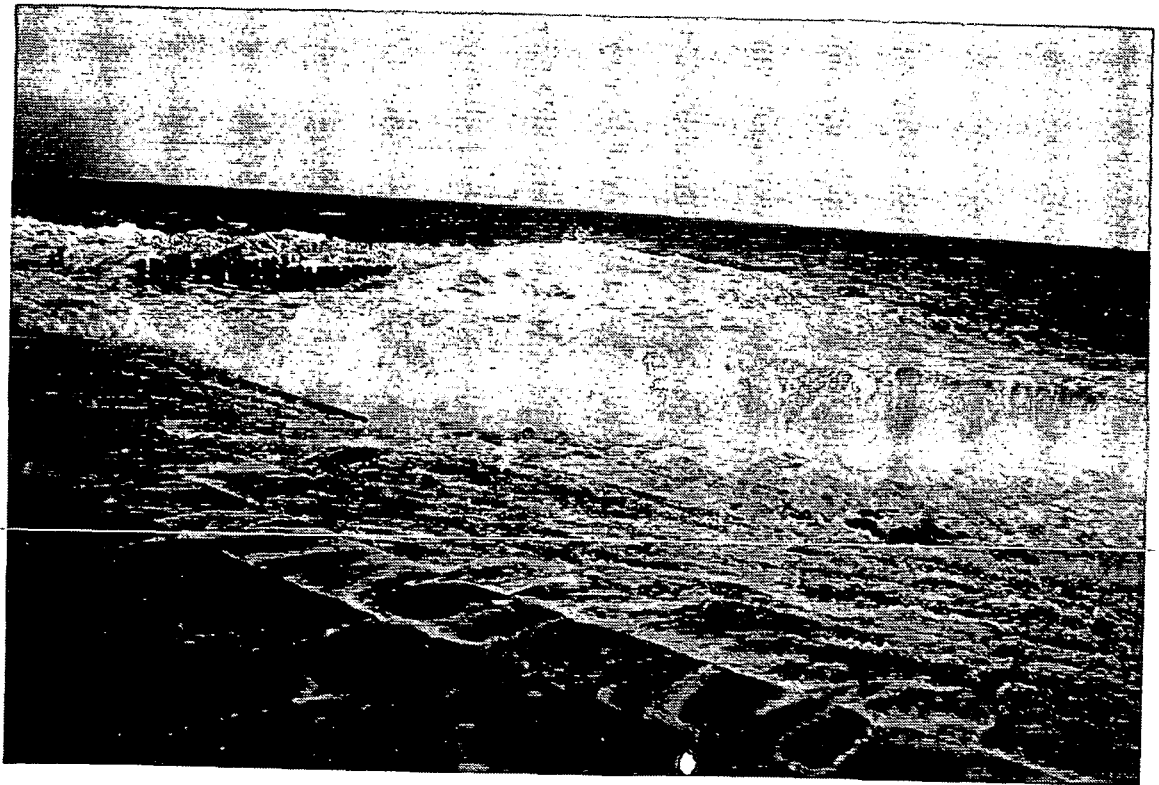
HOGEWEG

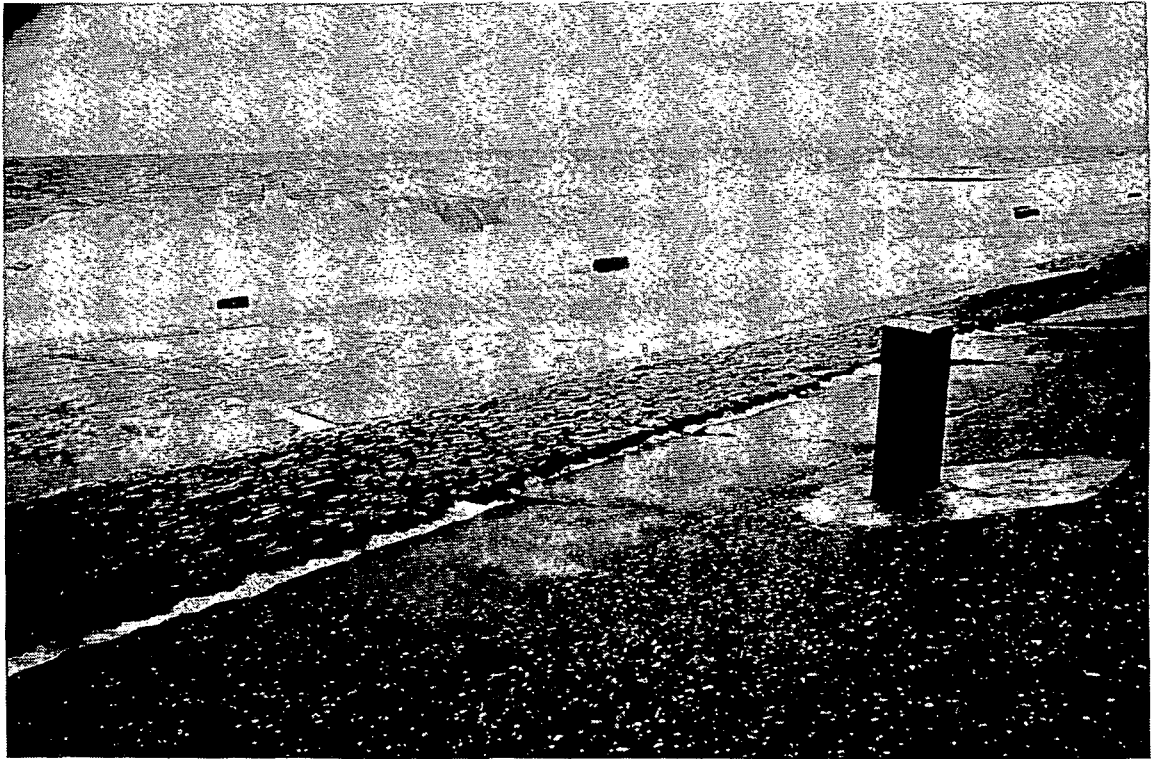
HOGEWEG





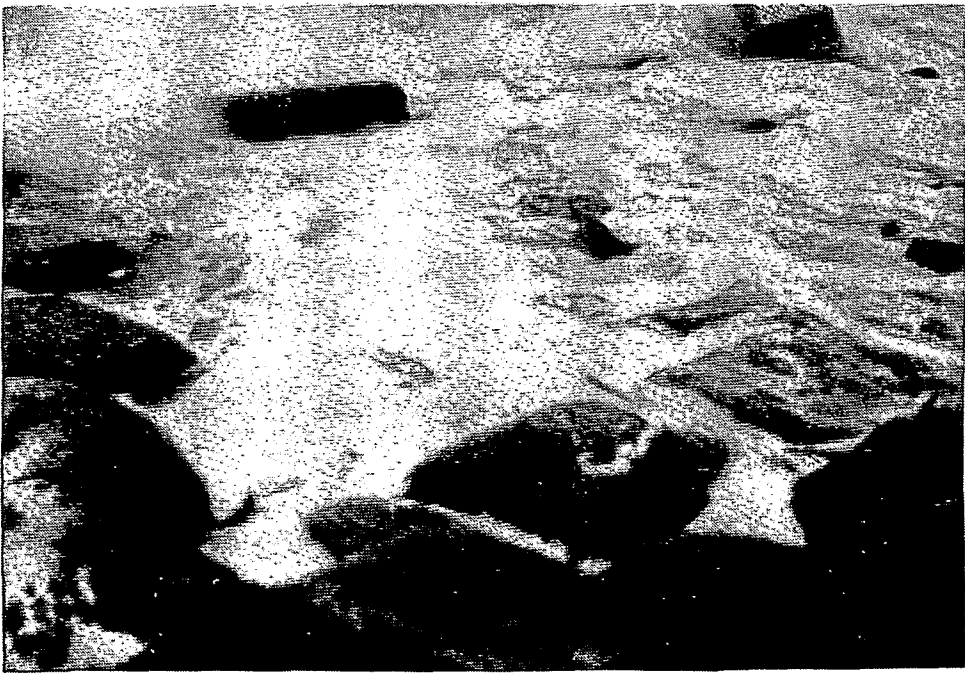
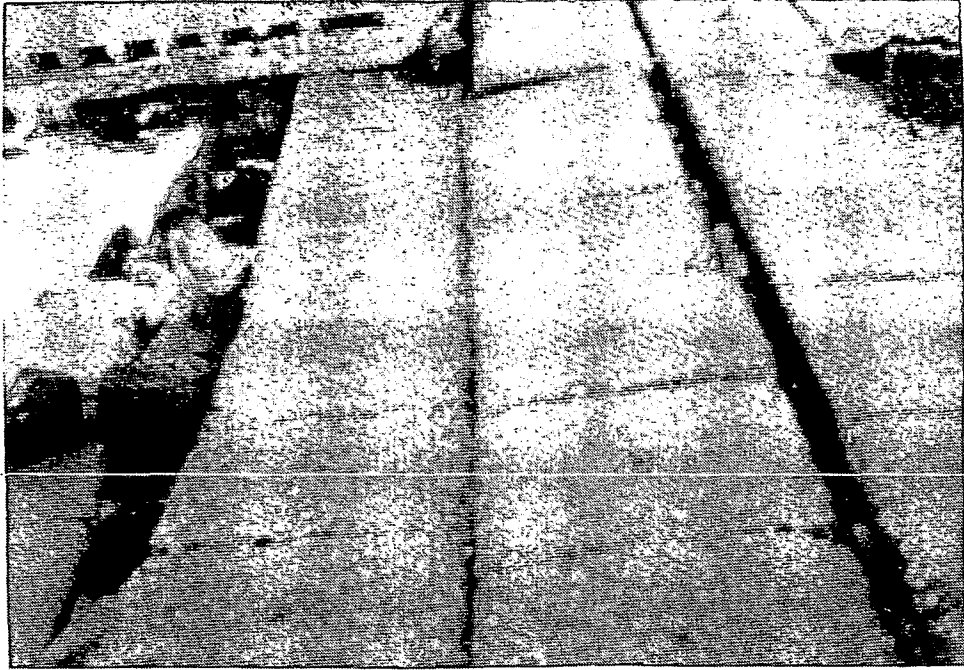












SECTIE 22

Schade aan taludbekledingen, winterseizoen 1986 - 1987

---

notitiernr. : WBA-M-87.044.  
aan : ir. E.H. Ebbens.  
van : J.C.P. Johanson.  
inzake : schade aan taludbekledingen, winterseizoen 1986-1987.  
projectnr. : W.86.03/00.  
datum : 7 oktober 1987.  
afschrift : beheerders zeewaterkeringen.

---

Deze notitie geeft een overzicht van de schademeldingen die gedurende het winterseizoen 1986-1987 bij de afdeling Advies van de Hoofdafdeling Waterbouw bij de Weg- en Waterbouwkundige Dienst (DWW) zijn ontvangen. Evenals gedurende de voorgaande periode heeft tijdens dit seizoen geen stormvloed plaatsgevonden, daarom zijn er geen stormvloedverslagen opgesteld door de Dienst Getijdewateren (DGW). Een der meldingen had betrekking op schade die was ontstaan tengevolge van tegen de dijk opkruidend ijs. Twee schademeldingen hadden betrekking op scheurvorming die was ontstaan in bekledingen van asfaltbeton.

In het navolgende worden de schademeldingen in chronologische volgorde kort beschreven.

Tijdens de stormperiode van 20 en 21 oktober 1986 is schade opgetreden aan de waterkeringen van Hulster Ambacht, Zuid-Beveland en Tholen. Bij het waterschap Hulster Ambacht is erosie-schade ontstaan aan betonblokken op klei in de Perkpolder (schadegeval nr. 83). Reeds eerder is melding gemaakt van soortgelijke schade. Bij de Waardepolder, behorende bij het waterschap Noord- en Zuid Beveland is soortgelijke schade geconstateerd. Bij het zelfde waterschap is schade ontstaan aan de glooiing van Vilvoordse steen bij de Westveerpolder (schadegeval nr. 84).

Bij het waterschap Tholen is schade ontstaan aan de bekleding van Vilvoordse steen en aan een bekleding van basalt (schadegeval nr. 86). Deze schade is opgetreden aan de glooiing van de Oud Kempershofstede polder.

Tijdens de storm van 3 november 1986 is bij het waterschap Noord- en Zuid Beveland schade ontstaan aan de bekleding van Vilvoordse steen bij de Nieuw Noordbevelandpolder (schadegeval nr. 85).

Op 19 december is wederom melding gemaakt van schade aan de glooiing van Vilvoordse steen van de Waardepolder bij het waterschap Noord- en Zuid Beveland (schadegeval nr. 87) en aan de bekleding van de Oud Kempershofstedepolder op het eiland Tholen. Bij het laatste waterschap ontstond tevens schade aan natuursteenglooiingen van de Margarethapolder en de Stavenissepolder (schadegeval nr. 86).

De storm van 6 februari 1987 heeft schade aangericht aan de dijk tussen Enkhuizen en Lelystad (schadegeval nr. 88). In dit geval werd de schade niet door water, maar door ijs aangericht. Breuksteen van de kreukelberm werd omhoog geschoven en plaatselijk werd de bekleding van zandasfalt beschadigd.

Tijdens de stormperiode van 2 tot 6 maart 1987 is schade ontstaan aan een glooiing van met beton ingegoten Vilvoordse steen van de Oost Bevelandpolder. Deze polder behoort bij het waterschap Noord- en Zuid Beveland (schadegeval nr. 89).

Schademeldingen werden ontvangen van het waterschap Tholen en het waterschap Noord- en Zuid Beveland naar aanleiding van schade tengevolge van de storm op 27 maart 1987.

Bij eerst genoemd waterschap ontstond schade aan de glooiing van Vilvoordse steen bij de Schakerloopolder, de Klaas van Steenlandpolder, de Scherpenissepolder, de Oud Kempershofstedepolder en de Margarethapolder. Bij de laatste polder ontstond ook geringe schade aan een glooiing van Doornikse steen (schadegeval nr. 90).

Op Zuid Beveland ontstond schade aan de bekledingen van de Westveerpolder en de Waardepolder. In beide gevallen ging het om Vilvoordse

steen waaraan reeds eerder in dit seizoen schade was opgetreden (schadegeval nr. 91).

Op 3 mei is bij het waterschap Noord- en Zuid Beveland schade ontstaan aan de oude bekledingen van natuursteen van de Oud Noordbevelandpolder en de Nieuw Noordbevelandpolder ( schadegeval nr. 92).

Ten slotte zijn van de dienstkring Noordzeekust twee meldingen binnengekomen die betrekking hebben op scheurvorming in een asfaltbekleding. In hoeverre deze schade tijdens een stormperiode is ontstaan is niet bekend. De schade bevindt zich op de Pettemer Zeewering en op de Helderse Zeewering (resp. schadegeval nr 93 en 94).

• 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**

