

waterloopkundig laboratorium



laboratorium voor grondmechanica



rijkswaterstaat

RWS

na de oekening van gezette steen

overzicht oekening 1923-1924

oervaderen verslag

V. 1925 / V. 1926 see Xv W.

OO 212500 / 1 / 1 CV

oktober 1924

Errata bij WL/LGM/RWS-verslag "Taludbekledingen van gezette steen;
overzicht onderzoek 1980-1984. samenvattend verslag" nr. M1795/M1881 deel XV;
CO 272500/7; Oktober 1984.

In deze errata-bladen staat, tenzij anders vermeld, de onjuiste tekst vóór de pijl (=>) en de daarvoor in de plaats komende verbeterde tekst achter de pijl.

Aan symbolenlijst toevoegen:

- a plaats van de schade t.o.v. SWL (m)
- z' verticale koördinaat t.o.v. laagste waterstand op talud (m)
- β reductie-faktor die de invloed van taludhelling weergeeft

blz 20, alles boven par. 2.6 vervangen door:

Voor dichte steenzettingen kunnen de relaties voor gladde taluds worden aangehouden. In figuur 2.9 zijn de golfoploop en golfterugloopgegevens uit het kleinschalig onderzoek (M1881-deel XIV) weergegeven. Bij deze proeven was de doorlatendheid van de filterlaag relatief zeer hoog, hetgeen de oploop verkleint en de terugloop vergroot. De gegevens uit figuur 2.9 zijn op te vatten als uitersten die van toepassing zijn op zeer open konstrukties.

Praktisch gezien kunnen voor relatief open steenzettingen de gegevens uit figuur 2.8 enigszins gekorrigeerd worden in de richting van de gegevens uit figuur 2.9.

blz 21, formule 2.5 wordt:

$$q = C_1 \frac{(1-n)^2}{nd} \left(\sqrt{1 + C_2 \frac{d^3 i n^4}{(1-n)^4}} - 1 \right)$$

blz 21, halverwege:

$$C_2 = 3,6 \cdot 10^{-9} \Rightarrow C_2 = 3,6 \cdot 10^9$$

blz 22, 3^e alinea, 3^e regel:

Veel => Van veel

blz 23, 5^e regel

(zie hoofdstuk 4) => (zie hoofdstuk 3)

blz 25, 2^e regel van onderen

te 0,1 sec. => te 0,2 sec.

blz. 29, toevoegen tussen 6^e en 5^e regel van onderen

De formule uit [10] sluit echter beter aan bij de metingen:

$$t < 13 H^2/T^3$$

blz 45, 5^e alinea 2^e regel:

in 4.1 => in 3.3

blz 49, 4^e regel van onderen

$$M = b K(1) \Rightarrow M = b K \quad (1)$$

blz 49, 2^e regel van onderen wordt:

$$M_p = \sigma_b a_1 D^2 (1 - a_1 - a_2) B \quad (2)$$

blz 50, 3^e alinea 1^e regel

[10] => [35]

blz 51, formule 4 wordt:

$$a_2 D = D - \sqrt{D^2 + L^2 - (L + \Delta L)^2}$$

blz 53, formule 6 wordt:

$$p = \frac{16 m_p}{a^2} \left(\frac{B_p + 0,76}{B_p - 0,36} \right)$$

blz 59, formule 4.1 wordt:

$$\beta = \frac{\sin(\phi - \alpha)}{\sin \phi}$$

β = reductie-faktor die de invloed van taludhelling weergeeft (-)

ϕ = interne wrijvingshoek (°)

α = hoek van talud met horizontaal (°)

blz 61, 2^e alinea, 5^e regel

4.2.4.3 => 4.3.4.3

blz 63, 3^e regel van par. 4.3.4.2

[13] => [33]

blz 65, 2^e tekstregel

bezwijkbepaling (q_z) => bezwijkbelasting (q_z)

Blz 73, 5^e tekstregel:

[25] => [24]

blz 78, 1^e regel

$$\xi_z = \operatorname{tg} \alpha / H_s / 1,56 T_z^2 \Rightarrow \xi_z = \operatorname{tg} \alpha / \sqrt{H_s / (1,56 T_z^2)}$$

blz 78, 4^e alinea, 2^e en 3^e regel

$$T_p = 1,1 T_z = 5,6 \text{ s} \Rightarrow T_p = 1,1 \cdot T_z = 5,6 \text{ s}$$

blz 78, 4 onderste tekstregels:

Indien rekening figuur 2.9. => De golfoploop en golfterugloop op het asfaltbeton kunnen bepaald worden met figuur 2.8.

blz 78, 2 laatste regels van onderen worden:

$$R_{u2\%} = 3,4 \text{ m}$$

$$\text{niveau} = \text{NAP} + 9,0 \text{ m}$$

$$R_{u2\%} = 4,3 \text{ m}$$

$$\text{niveau} = \text{NAP} + 9,9 \text{ m}$$

blz 79, 6^e t/m 8^e regel worden:

$$R_{u2\%} = 2,7 \text{ m}$$

$$\text{voor } 1 : 4$$

$$\text{niveau} = \text{NAP} + 8,3 \text{ m}$$

$$R_{u2\%} = 3,5 \text{ m}$$

$$\text{voor } 1 : 3$$

$$\text{niveau} = \text{NAP} + 9,1 \text{ m}$$

blz 80, onderste regel:

$$\rho_a D \cos \alpha = 3,3 \Rightarrow \rho_a g D \cos \alpha = 3,3$$

blz 84, regel boven formule 4.1

coëfficiënt α : => coëfficiënt β :

blz 84, formule 4.1 wordt:

$$\beta = \frac{\sin(\phi - \alpha)}{\sin \phi}$$

blz 84, 2^e regel onder formule 4.1

$$\beta \Rightarrow \alpha$$

blz 84, 6^e regel van onderen

$$\alpha = 0,6 \Rightarrow \beta = 0,6$$

blz 89 formule A.8 wordt:

$$k_{Ta} = \pi k_{grind} \sqrt{\frac{D}{2s}}$$

blz 89, 12^e regel:

$$k_{Ta} = 1 \text{ m/s} \Rightarrow k_{Ta} = 0,6 \text{ m/s}$$

blz 90, halverwege:

$$k_w = 0,88 \text{ m/s} \Rightarrow k_w = 0,7 \text{ m/s}$$

blz 90, 9^e regel van onderen

$$k_{Ta} = 4 \text{ m/s} \Rightarrow k_{Ta} = 1,5 \text{ m/s}$$

blz 94, 9^e regel

van 0,4 berekend. $\Rightarrow$ van 0,3 berekend.

blz 94, 7^e regel van onderen:

over de zetting sterk toe $\Rightarrow$ over de zetting toe

blz 94, 2^e regel van onderen:

ongeveer 3x $\Rightarrow$ ruim 2x

blz 95, laatste 2 regels van par. 6.5 worden:

De maximale verschilddruk is veel kleiner en in beide gevallen lager dan het eigen gewicht van de blokken.

blz 95, laatste alinea wordt:

Uit deze figuur blijkt dat de verschilddruk bij het maximum (in deze figuren

dus het minimum) een scherp gepiekte kromme is en blijkt dat in beide gevallen het eigen gewicht maar gedurende korte tijd overschreden wordt; 0,25 sec voor polygoonvormige zuilen en 0,29 sec voor vierkante betonblokken. Vooralsnog is niet bekend of een overschrijding van het eigen gewicht gedurende deze tijd aanleiding kan geven tot schade. Bij een deugdelijke klemming of wrijving zal zeker geen schade optreden.

blz 96, 7^e regel:

tot 3x => tot ruim 2x

blz 96, 4^e regel van onderen:

[37] => [38]

Toevoegen aan referenties:

[38] Waterloopkundig Laboratorium

Taludbekleding van gezette steen, fase 2

Evaluatie Oesterdamonderzoek-hydraulische aspecten.

Verslag bureaustudie, maart 1984

figuur 2.7, langs vertikale as:

$$R_d/H_i \Rightarrow R_u/H_i$$

$$R_u/H_i \Rightarrow R_d/H_i$$

figuur 2.8, toevoegen:

Bron: Ahrens (zie [4])

figuur 2.9, toevoegen bij horizontale as:

$$\xi_{1z}$$

figuur 2.9, langs vertikale as omlaag:

$$R_{u2\%}/H_{s1} \Rightarrow R_{d2\%}/H_{s1}$$

figuur 2.11:

volgens [4] => volgens [24]

figuur 5.16, 3^e regel in inzet:

onregelmatig => regelmatig

figuur 5.16, langs verticale as:

$$a/H(s) \Rightarrow a/H$$

figuur 5.16, toevoegen bij getrokken lijn:

golfterugloop (regelmatige golven)

figuur 5.17, langs verticale as:

$$x/H_{si} \Rightarrow a/H_{si}$$

figuur 5.17, inzet toevoegen:

Kleinschalig modelonderzoek M1881 deel XIV

◇ talud 1:3, blokken van $37 \times 37 \times 20 \text{ mm}^3$ op grof grind

▽ talud 1:3, blokken van $40 \times 40 \times 20 \text{ mm}^3$ op fijn grind

x talud 1:3, blokken met gaten $4 \times 4 \text{ mm}^2$ op grof grind

● talud 1:6, blokken van $40 \times 40 \times 20 \text{ mm}^3$ op fijn grind

figuur 5.17, toevoegen bij getrokken lijn:

golfterugloop (onregelmatige golven)

figuur 6.6, 6.7 en 6.8: vervangen door bijgevoegde figuur.

blz 2.1 (appendix 2), formule A1 wordt:

$$k_w = 18 \sqrt{(s/2)} \cdot \log \left(\frac{6s}{k_{nik}} \right)$$

blz 2.3, formule A6 wordt:

$$k_{La} = 4 k_o \frac{D}{s}$$

blz 2.3, formule A8 wordt:

$$k_{Ta} = \pi k_o \sqrt{\frac{D}{2s}}$$

blz 2.3, formule A9 wordt:

$$k_{Ta} = k_o \sqrt{\frac{24D}{s}}$$

blz 2.4, formule A 13 wordt:

$$k_{s \text{ tot}} = 0,5 \frac{k_T^2}{k_L} \left(\sqrt{1 + 4 \frac{k_L^2}{k_T^2}} - 1 \right)$$

figuur A 2-1, vervangen door bijgevoegde figuur

blz 3.2, formule (10) wordt:

$$h_b - d_b + Ae^{-d_b/\lambda} = -d_b + Ce^{-d_b/\lambda} + Ee^{d_b/\lambda}$$

blz 3.2, formule (11) wordt:

$$Ae^{-d_b/\lambda} = \lambda + Ce^{-d_b/\lambda} - Ee^{d_b/\lambda}$$

blz 3.3, 4^e regel wordt:

$$A = -\frac{1}{2} h_b (e^{-d_b/\lambda} + e^{d_b/\lambda}) - \frac{1}{2} \lambda (e^{-d_b/\lambda} - e^{d_b/\lambda})$$

Onderste regel van blz 3.3 en formule (17) op blz 3.4 vervangen door:

Het verhang in het filter langs het talud omhoog is maximaal als $y = y_w$:

$$i(y_w) = \sin \alpha \left(1 - \frac{h_b + \lambda}{2\lambda} (1 + e^{-2d_b/\lambda}) \right)$$

Het verhang in het filter langs het talud omlaag is maximaal als $y=0$:

$$i(0) = \sin \alpha \left(1 - \frac{h_b + \lambda}{\lambda} e^{-d_b/\lambda} \right) \quad (17)$$

blz 3.4, formule 18 wordt:

$$Ae^{-z_b/\lambda} - Be^{z_b/\lambda} = 0$$

blz 3.5, 2^e regel wordt:

$$B = \frac{1}{2} \lambda \frac{e^{-2z_b/d}}{1 + e^{-2z_b/\lambda}} (e^{d_b/\lambda} - e^{-d_b/\lambda})$$

blz 3.5, formule 22 wordt:

$$\frac{\Delta \phi_{tmax}}{\Delta \phi_{omax}} = \frac{1 + e^{2(d_b/\lambda - z_b/\lambda)}}{1 + e^{-2z_b/\lambda}}$$

blz 3.5, formule 23 wordt:

$$\Delta P_{tmax} = \left(\frac{1+e^{\frac{2(d_b/\lambda - z_b/\lambda)}{-2z_b/\lambda}} + D \cos \alpha}{1+e^{\frac{-2z_b/\lambda}{-2z_b/\lambda}} + D \cos \alpha} \right) \Delta P_{omax}$$

blz 3.5, formule 24 wordt:

$$\frac{i_{tmax}}{i_{omax}} = \frac{1-e^{\frac{(d_b/\lambda - 2z_b/\lambda)}{-2z_b/\lambda}}}{1+e^{\frac{-2z_b/\lambda}{-2z_b/\lambda}}}$$

blz 3.6, formule 27 wordt:

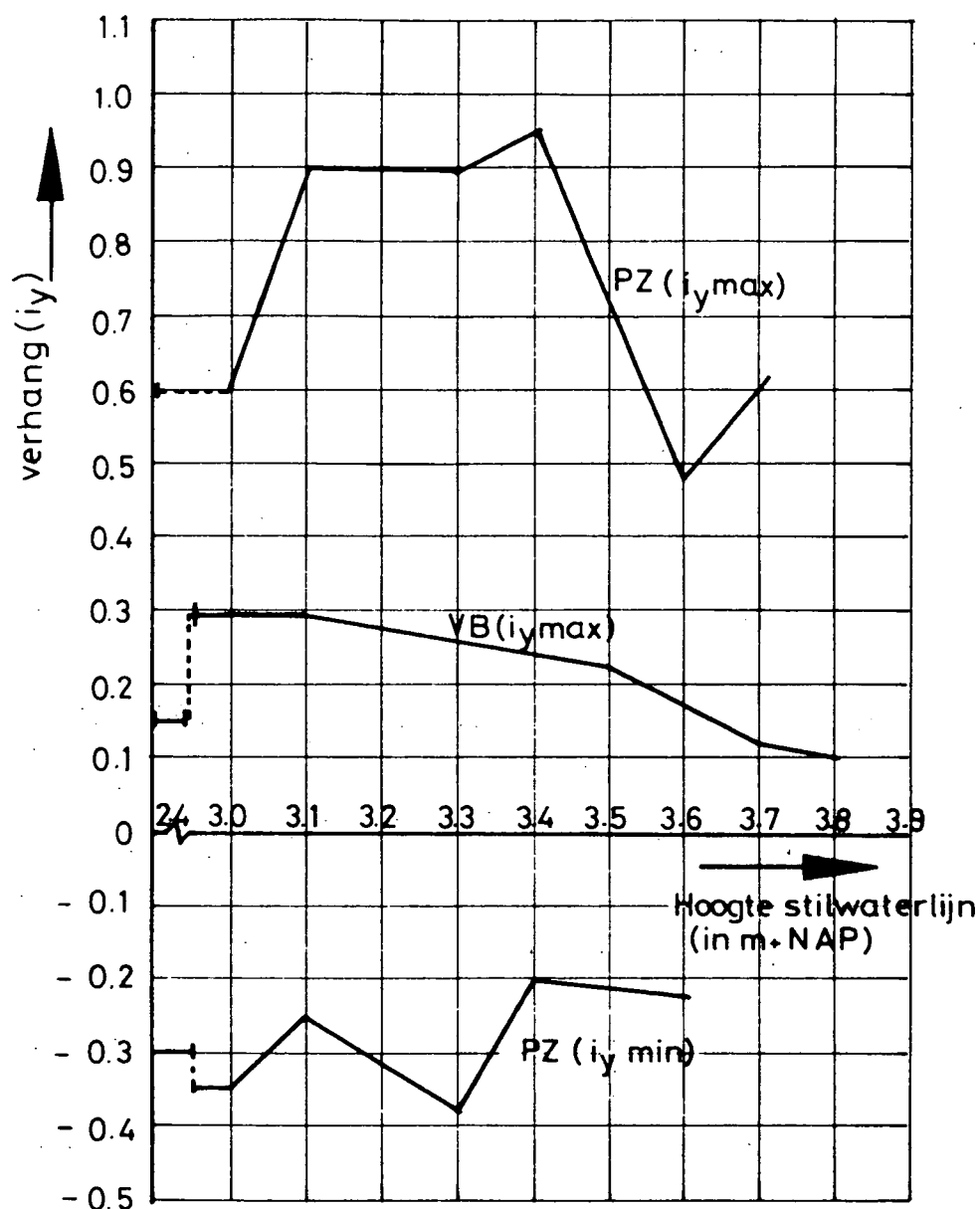
$$Ae^{-z_a/\lambda} = \lambda + Ce^{-z_a/\lambda} - Ee^{z_a/\lambda}$$

blz 3.7, formule 30 wordt:

$$h_b > \lambda e^{\frac{z_a/\lambda}{-2z_b/\lambda}} - \lambda$$

VB = vierkante betonblokken ($k' = 0.0034$ m/s)

PZ = polygoonvormige zuilen ($k' = 0.025$ m/s)



$k = 0.1$ m/s

$D = 0.15$ m resp. 0.2 m

$b = 0.35$ m

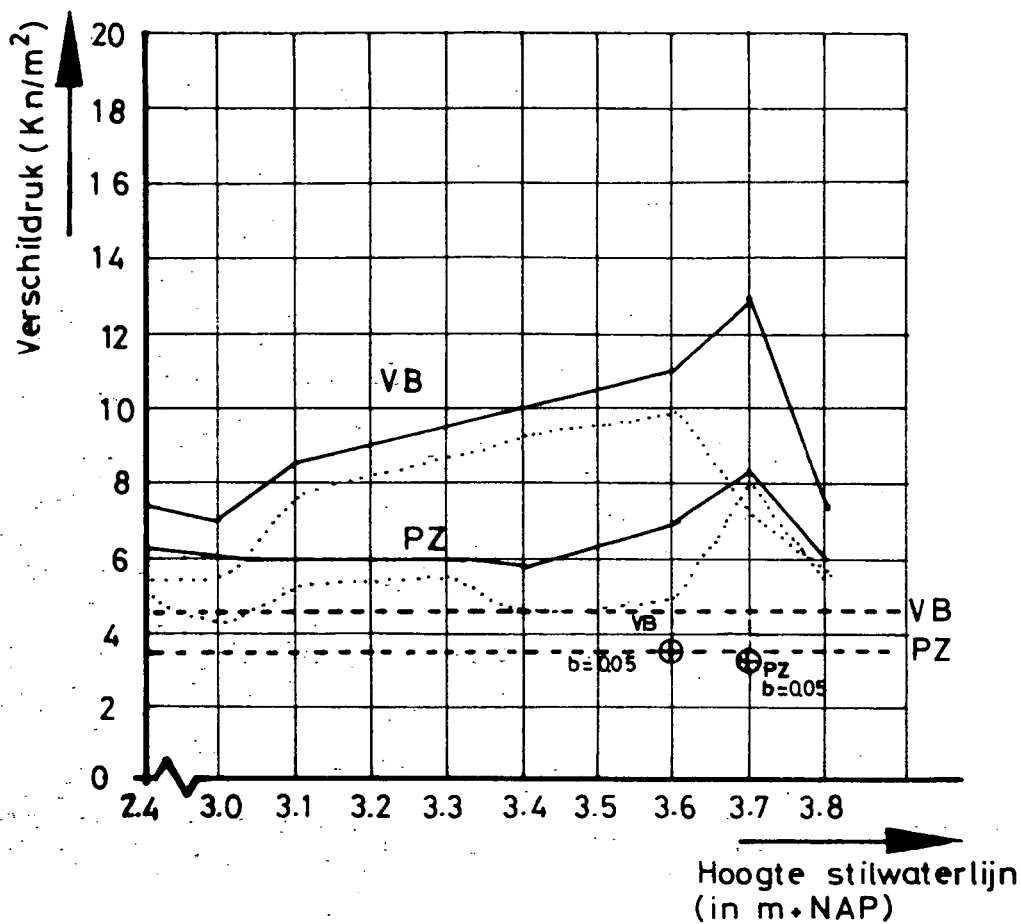
helling = 1 : 3

**MAXIMALE EN MINIMALE VERHANG IN DE
FILTERLAAG BIJ MAXIMALE VERSCHILDRUK
ALS FUNCTIE VAN DE WATERSTAND**

WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM
LABORATORIUM VOOR GRONDMECHANICA

M.1881

FIG.6.6



VB = vierkante blokken ($k' = 0.0034$ m/s)

PZ = polygoonvormige zuilen ($k' = 0.025$ m/s)

— = maximale verschildruk op één punt van de zetting berekend.

..... = maximale verschildruk gemiddeld over een blok.

----- = verschildruk corresponderend met het eigen gewicht

⊕ = maximale verschildruk gemiddeld over een blok. voor $b = 0.05$ m.

$k = 0.1$ m/s

$D = 0.15$ m resp. 0.2 m

$b = 0.35$ m

helling = 1:3

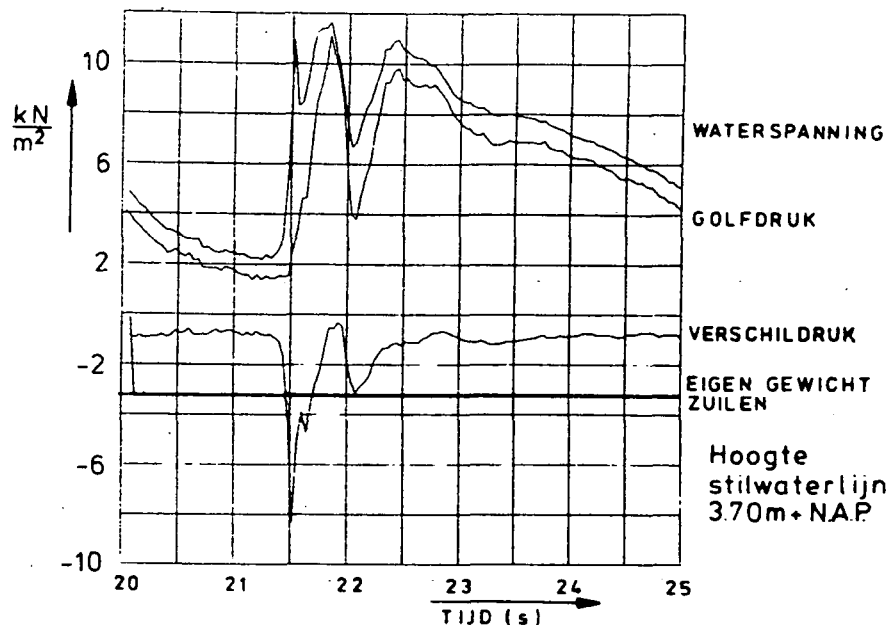
MAXIMALE VERSCHILDRIK OVER DE STEEN-
ZETTING ALS FUNCTIE VAN DE WATERSTAND

WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM
LABORATORIUM VOOR GRONDMECHANICA

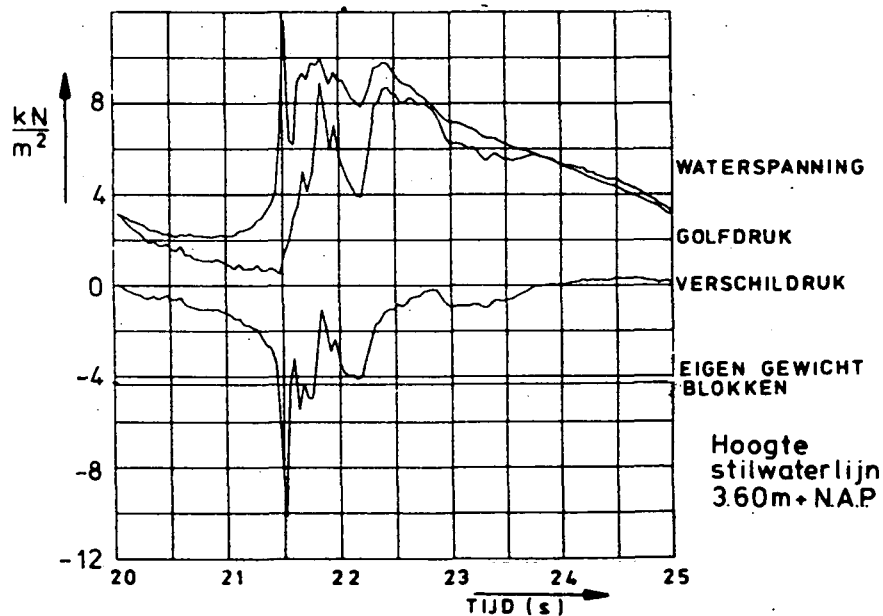
M.1881

FIG.6.7

Polygoonvormige zuilen ($k'=0.025 \text{ m/s}$)



Vierkante betonblokken ($k'=0.0034 \text{ m/s}$)



$k = 0.1 \text{ m/s}$
 $D = 0.15 \text{ m}$ resp. 0.2 m
 $b = 0.35 \text{ m}$
 helling = 1:3

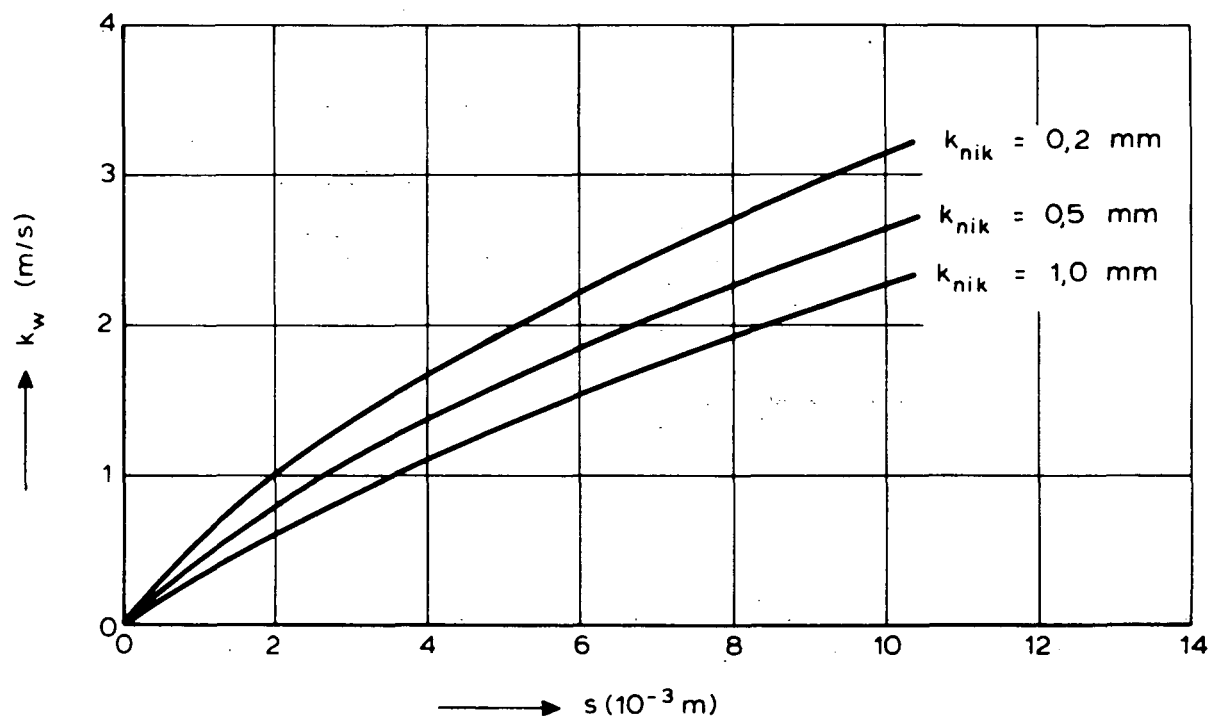
$H = 1.2 \text{ m}$ (voor elke waterstand)
 $\xi = 1.6$

GOLFDruk, WATERSpanNING EN VERSCHILDruk
 OVER DE BOVENSTE STEEN

WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM
 LABORATORIUM VOOR GRONDMECHANICA

M 1881

FIG. 6.8



k_{nik} is de nikuradse ruwheid die de grootte van de oneffenheden in de bodem aangeeft

DOORLATENDHEID VAN DE SPLEET T.G.V. WRIJVINGS-
VERLIEZEN IN DE SPLEET (TURBULENTIE) ALS
FUNKTIE VAN DE SPLEETBREEDTE

WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM
LABORATORIUM VOOR GRONDMECHANICA

M 1881

FIG. A.2-1

waterloopkundig laboratorium



laboratorium voor grondmechanica



rijkswaterstaat

RWS

taludbekleding van gezette steen

overzicht onderzoek 1980-1984

samenvattend verslag

M 1795 / M 1881 deel XV WL
CO 272500 / 7 LGM

oktober 1984

INHOUD

	blz.
1. <u>Inleiding</u>	1
1.1 Probleemstelling.....	1
1.2 Doel van het onderzoek.....	2
1.3 Opzet van het onderzoek.....	3
1.4 Integraal ontwerpsysteem.....	5
1.5 Indeling verslag.....	6
2. <u>Randvoorwaarden</u>	8
2.1 Regelmatige golven.....	8
2.2 Onregelmatige golven.....	12
2.3 Relatie tussen regelmatige en onregelmatige golven.....	15
2.4 Reflectie.....	16
2.5 Golfoploop en golfterugloop.....	17
2.6 Doorlatendheid van de verschillende constructiematerialen.....	20
2.6.1 Doorlatendheid van onderlagen.....	20
2.6.2 Doorlatendheid toplagen.....	22
2.6.3 Doorlatendheid van geotextielen.....	23
3. <u>Belastingen</u>	24
3.1 Kwalitatieve beschrijving.....	25
3.2 Druk op het talud.....	27
3.3 Waterbeweging en drukken onder de steenzetting.....	31
3.3.1 Inleiding.....	31
3.3.2 Steenzetting op een filterlaag.....	31
3.3.2.1 Beschrijving van de waterbeweging in de filterlaag.....	31
3.3.2.2 Analyse van drukcomponenten.....	32
3.3.2.3 Verhangen in de filterlaag.....	33
3.3.2.4 Analytische berekening van drukken en verhangen in een filterlaag.....	35
3.3.2.5 De fysische betekenis van de lek lengte.....	37
3.3.2.6 Numerieke berekening van drukken en verhangen in een filterlaag.....	38
3.3.2.7 Overschakelingsconstructies.....	41
3.3.2.8 Vergelijking tussen gemeten en berekende drukken onder een steenzetting.....	42

INHOUD (vervolg)

3.3.3	Steenzetting rechtstreeks geplaatst op een slecht doorlatende ondergrond.....	44
3.3.3.1	Beschrijving van de waterbeweging.....	44
3.3.3.2	Waterbeweging in de spleten van de zetting.....	46
4.	<u>Sterkte</u>	47
4.1	Sterkte van een steenzetting.....	47
4.2	Overgangsconstructies.....	53
4.3	Sterkte van onderlagen.....	57
4.3.1	Probleemstelling.....	57
4.3.2	Korreltransport.....	57
4.3.3	Vervorming zonder korreltransport.....	61
4.3.4	Klei onder steenzettingen.....	61
4.3.4.1	Belang van constructie en onzekerheden in sterkte.....	61
4.3.4.2	Uitspoelen van klei door de spleten van de toplaag.....	63
4.3.4.3	Blijvende vervorming van een kleitalud door plastische vervorming.....	64
5.	<u>Stabiliteitsbeschouwing van steenzettingen</u>	66
5.1	Schadecriteria voor steenzettingen.....	66
5.2	Vergelijken van belastingen en sterkte.....	68
5.3	Stabiliteit van onderlagen.....	72
5.3.1	Stabiliteit van granulair materiaal.....	72
5.3.2	Stabiliteit van klei.....	74
6.	<u>Case-studie</u>	76
6.1	Probleemstelling.....	76
6.2	Hydraulische aspecten en geschematiseerde belastingen.....	77
6.2.1	Hydraulische aspecten.....	77
6.2.2	Geschematiseerde belastingen.....	80
6.3	Beoordeling stabiliteit onderlagen.....	83
6.3.1	Stabiliteit laagscheiding zand-mijnsteen.....	83
6.3.2	Interne stabiliteit mijnsteen.....	85
6.3.3	Stabiliteit laagscheiding mijnsteen-grind.....	86
6.3.4	Konklusie stabiliteit onderlagen.....	87

INHOUD (vervolg)

6.4	Doorlatendheid.....	87
6.4.1	Doorlatendheid onderlagen.....	87
6.4.2	Doorlatendheid toplagen.....	88
6.4.2.1	Polygoonvormige zuilen.....	88
6.4.2.2	Vierkante betonblokken.....	89
6.4.3	Doorlatendheid en laagdikte als invoerparameters voor STEENZET.....	91
6.5	STEENZET-berekeningen.....	92
6.6	Beoordeling stabiliteit toplaag.....	95
6.7	Konklusies en adviezen.....	96

REFERENTIES

LITERATUUR

Lijst van symbolen

a	afmeting plaat	(m)
A_1	oppervlak onderkant steen	(m ²)
a_1	factor	(-)
a_2	factor	(-)
A_2	oppervlak waarover wrijvingsdruk werkt	(m ²)
b	dikte filterlaag	(m)
b	momentarm	(m)
B	breedte waarover de maximale druk moet aangrijpen om de gehele golfbelasting te representeren	(m)
B	breedte van de steenrij	(m)
B_p	verhouding tussen de lengte en de breedte van een plaat	
c	golfsnelheid	(m/s)
c_o	golfsnelheid op diep water	(m/s)
c	ongedraineerde schuifsterkte van grond	
d	maatgevende diameter	(m)
D	dikte steen	(m)
d_b	brekerdiepte	(m)
D_x	diameter van korrels waarvoor geldt dat x gewichtsprocenten van de korrels kleiner is	(m)
D_f	diameter van korrels in het filter	(m)
D_b	diameter van korrels in het basismateriaal	(m)
f	golffrequentie = $1/T$	(1/s)
f_p	piekfrequentie = $1/T_p$	(1/s)
f	wrijvingsdruk tussen stenen	(N/m ²)
F_i	druk in het filter in punt i	(m)
H	golfhoogte	(m)
H_b	brekerhoogte	(m)
H_o	golfhoogte op diep water	(m)
H_s	significante golfhoogte	(m)
H	gemiddelde golfhoogte	(m)
$H_{2\%}$	2% van de golven zijn hoger dan $H_{2\%}$	(m)
$H_{1\%}$	1% van de golven is hoger dan $H_{1\%}$	(m)
H_i	inkomende golfhoogte	(m)
H_r	gereflecteerde golfhoogte	(m)
H_{si}	inkomende significante golfhoogte	(m)
H_{sr}	gereflecteerde significante golfhoogte	(m)

Lijst van symbolen (vervolg)

h_b	afstand van top van brekende golf tot talud	(m)
h	afstand van steen tot erboven gelegen opsluitband	(m)
i	verhang	(-)
i_y	verhang in de filterlaag evenwijdig aan het talud	(-)
i_z	verhang in de ondergrond loodrecht op het talud	(-)
$i_{\max}$	maximum verhang	(-)
i_s	verhang over de spleet	(-)
$i_{s,\text{aan}}$	verhang over de spleet t.g.v. de aanstroomweerstand	(-)
$i_{s,\text{tot}}$	totale verhang over de spleet	(-)
$i_{s,\text{in}}$	verhang over de spleet t.g.v. in- en uitstroomweerstand	(-)
$i_{s,w}$	verhang over de spleet t.g.v. wrijvingsweerstand	(-)
k	doorlatendheid	(m/s)
k	golftetal = $2 \pi/L$	(1/m)
k	doorlatendheid filterlaag	(m/s)
k'	doorlatendheid steenzetting	(m/s)
k_w	doorlatendheid t.g.v. wrijvingsweerstand in de spleet	(m/s)
k_{nik}	Nikuradse ruwheid	(m)
$k_{i,u}$	doorlatendheid t.g.v. in- en uitstroomweerstand	(m/s)
k_{la}	spleetdoorlatendheid t.g.v. de aanstroomweerstand vanuit de onderlaag (laminaire stroming)	(m/s)
k_o	doorlatendheid van de onderlaag	(m/s)
k_{lo}	doorlatendheid van de onderlaag (laminair)	(m/s)
k_{To}	doorlatendheid van de onderlaag (turbulent)	(m/s)
k_{Ta}	als k_{la} maar nu voor turbulente stroming	(m/s)
$k_{s,\text{tot}}$	totale spleetdoorlatendheid	(m/s)
$k_{i,u}$	spleetdoorlatendheid t.g.v. in- en uitstroomweerstand	(m/s)
k_w	wrijving	(m/s)
k_t	doorlatendheid van de zetting	(m/s)
k_l	laminaire bijdrage aan de doorlatendheid van een spleet	(m/s)
k_T	turbulente bijdrage aan de doorlatendheid van een spleet	(m/s)
K	drukkracht	(N)
L	golflengte	(m)
L_o	golflengte op diep water	(m)
L	lengte van een aantal blokken	(m)
m_o	oppervlak energiespectrum	(m ²)

Lijst van symbolen (vervolg)

m_{oi}	oppervlakte inkomend golfspectrum	(m^2)
m_{or}	oppervlakte gereflecteerd golfspectrum	(m^2)
M	moment	(Nm)
M_p	bezwijkmoment	(Nm)
m_p	bezwijkmoment per meter plaatbreedte	(Nm/m)
n	porositeit	(-)
n_f	porositeit filtermateriaal	(-)
O_p	percentage van het blokkoppervlak dat niet rechtstreeks aansluit op de ondergrond	(%)
O_{98}	opening in geotextiel waarvoor geldt dat 98% van de openingen kleiner is	(m)
p	druk	(N/ m^2)
P	grootte golfklap	(N/m)
p_i	druk op steenzetting in punt i	(m)
p	nettobelasting	(N/ m^2)
p_f	druk in het filter	(N/ m^2)
p_b	druk op de stenen	(N/ m^2)
p	verhouding tussen d_{90} en d_{10}	(-)
q	specifieke debiet	($m^3/s/m^2$)
q	factor bij beschrijving maximale drukstoot	(-)
q_z	de belasting waarbij plastische vervorming van klei optreedt	(kN/ m^2)
r	reflectiecoëfficiënt	(-)
R_u	golfoploop	(m)
R_d	golfterugloop	(m)
$R_{u2\%}$	2% van golfoplopen zijn groter dan $R_{u2\%}$	(m)
$R_{d2\%}$	2% van golfteruglopen zijn groter dan $R_{d2\%}$	(m)
R_{us}	significante waarde van golfoplopen	(m)
R_{ds}	significante waarde van golfteruglopen	(m)
R	halve afstand tussen de spleten	(m)
s	spleetbreedte	(m)
t	tijd	(s)
T	golfperiode	(s)
T_z	gemiddelde golfperiode	(s)
T_p	topperiode	(s)
T	trekkracht	(N)

Lijst van symbolen (vervolg)

U	verhouding tussen d_{60} en d_{10}	(-)
x	ruimtecoördinaat	(-)
y	afstand vanaf filterwaterstand langs talud gemeten	(m)
y_w	afstand langs talud van SWL tot filterwaterstand	(m)
z_b	diepte van teenconstructie onder SWL	(m)
α	hoek van het talud	(°)
α	macht van i	(-)
Δ	relatieve massadichtheid = $(\rho_a - \rho_w)/\rho_w$	(-)
Δx	lengte van de stenen	(m)
ΔL	totale lengte van een aantal blokken	(m)
$\Delta p_{\max}$	maximale verschildruk bij verticaal golffront	(N/m ²)
$\Delta p_{\max}$	maximale verschildruk bij verticaal golffront met betonband	(N/m ²)
$\Delta p_{\max}$	maximale verschildruk bij horizontale buitenwaterstand	(N/m ²)
$\Delta p_{\max}$	maximale verschildruk onder invloed van teenconstructie	(N/m ²)
η	uitwijking wateroppervlak	(m)
λ	lek lengte = $\sin \alpha / \sqrt{b D k/k'}$	(m)
ξ	surf similarity parameter = $\tan \alpha / \sqrt{H/L_o}$	(-)
ξ_o	surf similarity parameter op diep water = $\tan \alpha / \sqrt{H_o/L_o}$	(-)
ξ_z	$\tan \alpha / \sqrt{2\pi H_{si}/g T_z^2}$	(-)
ξ_p	$\tan \alpha / \sqrt{2\pi H_{si}/g T_p^2}$	(-)
ρ_a	massadichtheid van de stenen	(kg/m ³)
σ_H	standaardafwijking golfhoogte	(m)
σ_b	betondruksterkte	(N/m ²)
ϕ	stijghoogte	(m)
ϕ_f	stijghoogte in de filterlaag	(m)
ϕ_b	stijghoogte boven de stenen	(m)
$\Delta \phi$	verschil in stijghoogte	(m)
$\Delta \phi_{\max}$	maximaal verschil in stijghoogte bij verticaal golffront	(m)
$\Delta \phi_{\max}$	maximaal verschil in stijghoogte bij verticaal golffront met betonrand	(m)
$\Delta \phi_{\max}$	maximaal verschil in stijghoogte bij horizontale buitenwaterstand	(m)
$\Delta \phi_{\max}$	maximaal verschil in stijghoogte bij teenconstructie	(m)
ω	hoekfrequentie golf	(1/s)

1. Inleiding

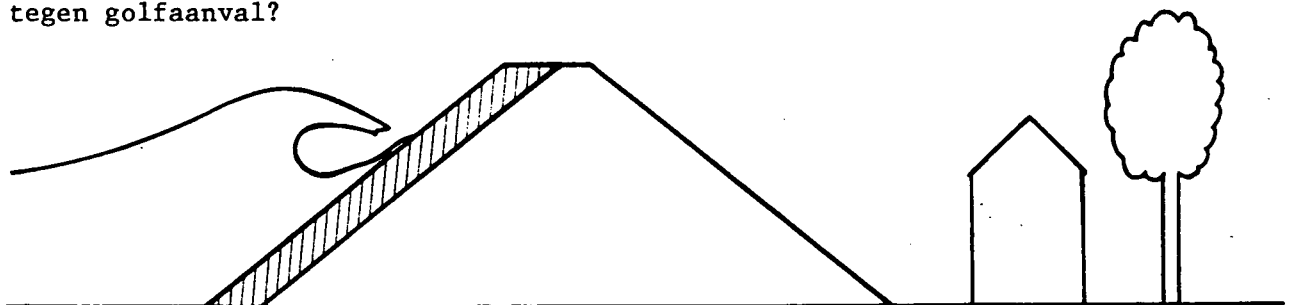
1.1 Probleemstelling

In Nederland zijn veel laaggelegen gebieden beschermd tegen overstroming d.m.v. dijken.

De opdracht van de Deltacommissie betreffende de veiligheid luidt dijken te bouwen die nog volledige zekerheid bieden bij een waterstand en golfaanval, die ver uitgaan buiten het ervaringsgebied. Voor het ontwerpen van dijken die bestand zijn tegen deze extreme omstandigheden bestaan echter geen ervaringsregels.

Van de extreme waterstanden is een schatting gemaakt en daarop zijn kruinhoogten afgestemd.

In het vervolg wordt de probleemstelling afgebakend tot de bescherming van het buitentalud van een dijk onder golfaanval. De probleemstelling kan als volgt worden geformuleerd: Hoe moet het buitentalud van een dijk worden beschermd tegen golfaanval?



HOE MOET HET BUITENTALUD VAN EEN DIJK WORDEN BESCHERMD TEGEN GOLFAANVAL ?

Hierbij kunnen van de probleemstelling enkele deelproblemen worden afgeleid.

1. Hoe moet het buitentalud in het oploopegebied worden beschermd?
2. Hoe moet het buitentalud in het gebied met de meest intensieve golfaanval worden beschermd?
3. Hoe moet het buitentalud worden beschermd onder het gebied met de meest intensieve golfaanval?

Dit kan weer verder worden gesplitst in:

Hoe moet de taludbescherming zijn opgebouwd? Uit welke lagen? Hoe moeten de verschillende lagen worden gedimensioneerd?

Wanneer het probleemgebied wordt beperkt tot toplagen van gezette steen dan rijst de vraag:

Welke regels bestaan er voor het ontwerpen van de steenzetting en de onderlagen? Tot op heden zijn dat voornamelijk ervaringsregels.

Gegevens komen voornamelijk uit de praktijk na het optreden van stormen. Maar dit geldt uiteraard niet voor omstandigheden die ver uitgaan buiten het ervaringsgebied. Gegevens voor deze omstandigheden kunnen worden verkregen met behulp van onderzoek.

Onderzoek kan ook bijdragen tot het reduceren van onderhoudskosten van bestaande constructies doordat tijdig voorzorgsmaatregelen genomen kunnen worden.

Weliswaar zijn de laatste 25 jaar de kosten van typische stormschaden aan taludbekledingen betrekkelijk gering, maar daar staat tegenover dat er wel regelmatig vrij kostbaar preventief onderhoud wordt gepleegd in de vorm van het herzetten en vernieuwen van taludbekledingen, die visueel achteruitgaan. (Ver-
tonen van verzakkingen, verlies van goede samenhang).

Uit de schademeldingen blijkt overigens wel dat het hierbij niet alleen om steenzettingen van verouderde typen of mindere kwaliteit gaat, maar ook om typen zoals die veelvuldig in nieuwe bekledingen worden toegepast, zoals de gladde vierkante betonblokken, en dat de schade is ontstaan bij omstandigheden die minder zwaar zijn dan de door de Deltacommissie genoemde extreme omstandigheden.

1.2 Doel van het onderzoek

Uitgaande van de in paragraaf 1.1 geschetste probleemstelling, kan het doel van het onderzoek als volgt worden geformuleerd:

Op lange termijn:

- komen tot kwantitatieve ontwerpcriteria voor steenzettingen in het algemeen, gebaseerd op betere kennis van de wetmatigheden en hiervoor afgeleide rekenmodellen, eventueel ondersteund door modelonderzoek.

Op korte termijn:

- komen tot een veilige ontwerpformule voor een aantal geschematiseerde constructies, gebaseerd op gecompileerde ervaring uit model en prototype, aanvullend met eenvoudige berekeningen.
- komen tot richtlijnen voor opzet van modelonderzoek ten behoeve van het kwantitatief ontwerp van meer gecompliceerde constructies met losse steenzettingen inclusief de ondergrond.

1.3 Opzet van het onderzoek

In het verslag M 1795 deel I van juli 1982 is de opzet van het onderzoek beschreven. Daarin is het onderzoek onderscheiden in een aantal fasen. Zie figuur 1.1.

Fase 0 omvatte vooronderzoek en oriënterende studies, als voorbereiding op het praktijkgerichte modelonderzoek van de Oesterdam in fase 1. De studies in deze fase zijn gerapporteerd in de verslagen M 1795 deel II...V (zie ook overzicht van verslagen van M 1795/M 1881). De inhoud van deze verslagen is hieronder kort aangegeven.

deel II : Inventarisatie van in het verleden uitgevoerd modelonderzoek. Literatuurstudie naar schaafeffecten.

Inventarisatie van de beschikbare wiskundige beschrijvingen van verschijnselen die bij steenzettingen van belang zijn.

deel III : Inventarisatie van de literatuur met betrekking tot vervormingen van de ondergrond ten gevolge van belastingen en met betrekking tot waterdrukken in een filterlaag onder een steenzetting.

deel IV : Studie naar schaafeffecten die kunnen optreden bij de stroming van water in een filterlaag en tussen de stenen en bij de vervormingen van de ondergrond ten gevolge van dynamische belastingen.

Oriënterende berekeningen van vervormingen van de ondergrond en van drukken in een filterlaag onder een steenzetting.

deel V : Modelonderzoek op schaal 1:10 van een sectie van de Oesterdam als voorbereiding op het modelonderzoek op schaal 1:2.

Fase 1 omvatte het praktijkgerichte modelonderzoek van de Oesterdam. Dit onderzoek is beschreven in deel VI:

deel VI: Meetverslag van het modelonderzoek op schaal 1:2 van de Oesterdam.

Fase 2 omvatte een evaluatie van het Oesterdamonderzoek. De studies van deze

fase zijn gerapporteerd in de verslagen M 1795/M 1881 deel VII...X. De inhoud van deze verslagen is hieronder kort weergegeven:

deel VII : Beschrijving van enkele eigenschappen van het Oesterdammodel, o.a. doorlatendheid van de steenzetting en van de filterlaag, trekkrachten nodig om een steen uit de zetting te trekken.

deel VIII : Analyse van de omstandigheden waarbij in het Oesterdamonderzoek schade optrad.

Analyse van de golfoploop-, de golfterugloopmetingen en van golfklappen.

Gedetailleerde analyse van het optreden van schade.

Kwalitatieve beschrijving van de belastingen op steenzettingen/ onderlagen met diverse doorlatendheden.

deel IX : Onderzoek naar de invloed van onderlinge wrijving tussen blokken op de stabiliteit van een steenzetting.

deel X : Beschrijving van het wiskundige model waarmee waterdrukken in een filterlaag onder een steenzetting kunnen worden berekend.

Toetsing van berekende waterdrukken met gemeten waterdrukken.

Bepaling van de invloed van toestroming van water door de filterlaag op de overdruk, als een blok uit de zetting verwijderd wordt.

Afschatting of in bepaalde omstandigheden, dynamica een belangrijk mechanisme is voor het ontstaan van schade aan zettingen.

Nagaan wat de invloed is van de filterlaag op de doorlatendheid van een steenzetting.

Nagaan hoe de schaling van de doorlatendheid van prototype naar Deltagootmodel en naar Scheldegootmodel van de Oesterdam moet worden uitgevoerd voor een representatief model.

Het hiervoor beschreven onderzoek is onderverdeeld in de fasen 0, 1 en 2 en is gerapporteerd in de verslagen M 1795 deel I tot en met X.

Dit onderzoek was direct of indirect gekoppeld aan het praktijkgerichte Oesterdamonderzoek. Het vervolg-onderzoek heeft een meer fundamenteel karakter.

Daardoor is de in deel I gepresenteerde indeling in fasen niet meer geschikt.

De resultaten van dit vervolgonderzoek zijn gerapporteerd in de (op dit moment nog concept-) verslagen M 1795 deel XI tot en met XIV en een aantal notities. Een overzicht hiervan is gegeven in appendix 1.

Het onderhavige verslag deel XV bevat een samenvatting van de belangrijkste resultaten van de diverse studies die zijn uitgevoerd in het kader van het steenzettingenonderzoek in de periode 1980-1984. Deze studies zijn uitgevoerd door het Waterloopkundig Laboratorium en het Laboratorium voor Grondmechanica in opdracht van Rijkswaterstaat (Deltadienst en Centrum voor Onderzoek Waterkeringen/TAW). Daarnaast zijn enkele resultaten opgenomen van studies naar specifieke producten die als steenzetting worden toegepast. Dit verslag is geschreven door ir. K. den Boer van het Waterloopkundig Laboratorium en ir. A. Bezuijen van het Laboratorium voor Grondmechanica. De auteurs danken hun collega's ir. J.W. van der Meer, ir. F.C.M. van der Knaap, ir. C.J. Kenter en ir. J.B. Sellmeyer voor hun bijdrage aan dit verslag, alsmede hun collega-leden van de Begeleidingsgroep Steenzettingen die het steenzettingenonderzoek hebben begeleid. Aan deze Begeleidingsgroep hebben deelgenomen:

ir. K.W. Pilarczyk (voorzitter)

ir. K. den Boer (secretaris)

ir. A. Bezuijen

ir. A.M. Burger

ing. J.C. van der Burg

ir. M.B. de Groot

ir. C.J. Kenter

ir. J. Lindenberg

ing. L.A. Philipse

ir. J.J.W. Seyffert

ing. R. Termaat

ir. J. van der Weide

ir. G.M. Wolsink

1.4 Integraal ontwerpsysteem

De in paragraaf 1.2 beschreven doelstellingen van het onderzoek kunnen worden bereikt met een integraal ontwerpsysteem dat het gedrag van een taludbekleding onder golfaanval beschrijft of simuleert.

Zo'n systeem moet verschillende elementen of modulen bevatten die in figuur 1.2 zijn aangegeven.

De belastingen op een steenzetting worden bepaald door de drukken op het talud en onder de stenen. De volgende modulen van het ontwerpsysteem van figuur 1.2 bevatten beschrijvingen of formuleringen van de sterkte van de steenzetting en

van de onderlagen. Eventueel kan het systeem nog worden uitgebreid met modules die de vervormingen van de steenzetting of de onderlagen beschrijven. In dit integrale ontwerpsysteem kunnen de randvoorwaarden (golfgegevens, waterstand) en gegevens betreffende de constructie worden ingevoerd. Het systeem bepaalt dan het gedrag van de constructie.

Voor het bepalen van de invoergegevens wordt ook onderzoek uitgevoerd. Hierbij kunnen de volgende punten genoemd worden:

- de doorlatendheid van een steenzetting
- de doorlatendheid van een filterlaag
- de karakterisering van onregelmatige golven door een bepaalde hoogte en periode.

Het onderzoek dat volgt op de eerder uitgevoerde fasen 0, 1 en 2 is erop gericht de verschillende modules van het ontwerpsysteem van figuur 1.2 "in te vullen". De aandacht is daarbij vooral gericht op de modules betreffende de belastingen en de sterkte. De modules betreffende de vervormingen krijgen voorlopig minder aandacht. Daarnaast wordt onderzoek gedaan naar de invoergegevens.

Naast de hiervoor beschreven benadering waarbij de verschillende modules worden "ingevuld" is een andere benadering mogelijk, namelijk modelonderzoek, zie figuur 1.2. Het gedrag van een constructie kan worden bestudeerd door die constructie in een model te bouwen en bloot te stellen aan de gewenste golfaanval. Bij deze "black-box" benadering worden niet de verschillende aspecten zoals belasting en sterkte beschouwd.

1.5 Indeling verslag

Het in de vorige paragraaf beschreven integrale ontwerpsysteem van figuur 1.2 vormt de basis voor de indeling van dit verslag. In hoofdstuk 2 wordt de "invoer" beschreven. Deze is onderverdeeld in de golf randvoorwaarden en de gegevens betreffende de constructie.

De belasting op een steenzetting wordt bepaald door de drukken op het talud en onder de stenen.

De belasting op een onderlaag wordt bepaald door de drukken en verhangen in deze onderlaag.

Deze modules die de belasting beschrijven, worden behandeld in hoofdstuk 3.

Hieruit blijkt dat de beschrijving van de drukken onder de stenen en in het filter veel aandacht heeft gekregen. Relatief weinig aandacht is gegeven aan de beschrijving van de drukken op het talud.

In hoofdstuk 4 worden de volgende 2 modules behandeld. In de eerste plaats de sterkte van een steenzetting. Het onderzoek tot nu toe is vooral gericht geweest op losse blokken. Hierbij wordt de sterkte bepaald door het eigen gewicht. De beschrijving van de sterkte voor gevallen waarbij wrijving een rol speelt of waarbij overgangsconstructies de sterkte beïnvloeden, is nog maar in beperkte mate bestudeerd. In de tweede plaats wordt in hoofdstuk 4 aandacht gegeven aan de sterkte van onderlagen. Ook dit module is slechts in beperkte mate bestudeerd. Met de sterkte van onderlagen kunnen verschillende aspecten bedoeld worden, bijvoorbeeld weerstand tegen erosie, weerstand tegen vervorming door golfklappen, weerstand tegen afschuiving.

Wanneer een kritische grens (de sterkte) wordt overschreden kan vervorming optreden. Wanneer bijvoorbeeld de belasting op een los liggend blok groter is dan het gewicht van dat blok, kan dat blok opgelicht worden. Of wanneer het verhang in een filterlaag het kritieke verhang (de sterkte) overschrijdt, kan erosie (materiaaltransport) plaatsvinden. De beschrijving van vervormingen vormen de laatste 2 modules van het integrale ontwerpsysteem van figuur 1.2. Deze modules zijn nog maar in zeer beperkte mate bestudeerd. Daarom wordt daaraan geen aandacht gegeven in dit verslag.

In hoofdstuk 5 wordt aandacht gegeven aan het gedrag van de constructie, dat is de "uitvoer" van het integrale ontwerpsysteem van figuur 1.2. In de eerste plaats wordt het gedrag van de steenzetting beschreven door middel van het wel of niet optreden van schade. Dit gedrag is bestudeerd in modelonderzoek waarin de zogenaamde "black box" benadering werd toegepast. Daarbij werd alleen het gedrag in relatie tot de invoer bestudeerd zonder op de modules (belasting, sterkte) in te gaan. In paragraaf 5.2 wordt het gedrag van de constructie beschouwd vanuit de modules belasting en sterkte.

In hoofdstuk 6 wordt getracht om door middel van een case study aan te geven hoe de in het verslag gepresenteerde inzichten en resultaten gebruikt kunnen worden in praktijkgevallen.

2. Randvoorwaarden

2.1 Regelmatige golven

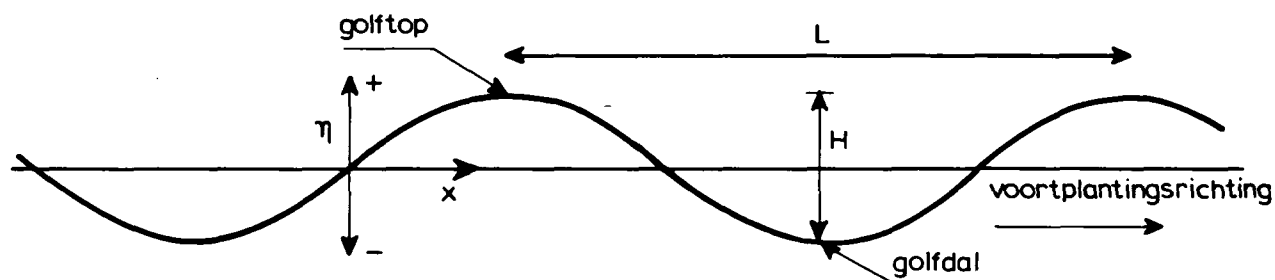
De golfbeweging wordt door een aantal grootheden beschreven, waarvan de belangrijkste zijn:

H = golfhoogte. Het hoogteverschil tussen top en dal van een golf.

T = golfperiode. De tijd tussen het passeren van twee golftoppen.

L = golflengte. De afstand tussen twee golftoppen.

c = golfsnelheid. De snelheid waarmee de golf (dus niet de waterdeeltjes) zich voortplant.



Een regelmatige golf kan op zijn eenvoudigst door een sinus-vormige beweging worden weergegeven:

$$\eta = H/2 \sin (\omega t - kx) \quad (1)$$

waarin:

$$\omega = 2\pi/T$$

$$k = 2\pi/L$$

η en x zijn de vertikale en horizontale as.

Het verband tussen golflengte, -periode en -snelheid is:

$$c = L/T \quad (2)$$

Voor diep water, waarbij de verhouding $d/L > 0,25$ (d = waterdiepte) gelden de volgende relaties:

Voor de golflengte:

$$L_o = \frac{gT^2}{2\pi} = 1,56 T^2 \quad (3)$$

Voor de golfsnelheid:

$$c_o = \frac{gT}{2\pi} = 1,56 T \quad (4)$$

Voor ondieper water waarvoor geldt $0,05 < d/L < 0,25$, heeft de bodem invloed op de golfbeweging en kunnen voor (3) en (4) de volgende formules worden afgeleid:

$$L = L_o \tanh kd \quad (5)$$

$$c = c_o \tanh kd \quad (6)$$

Hierin is L_o de diepwatergolflengte (3) en L de golflengte op ondiep water.

Wanneer een golf de kust bereikt of een constructie, treden er een aantal hydraulische processen op waarbij de golf wordt vervormd en golfenergie wordt gedissipeerd. De belangrijkste van deze processen zijn golfbreking, golfoploop, golfterugloop en reflectie.

Deze processen hangen nauw samen met de wijze waarop een golf op een talud breekt. De surf similarity parameter ξ (ksi) geeft een duidelijk beeld van het brekertype op het talud. Deze ξ wordt gedefiniëerd door:

$$\xi = \frac{\tan \alpha}{\sqrt{H/L_o}} = \frac{\tan \alpha}{\sqrt{H/\frac{g}{2\pi} T^2}} = \frac{\tan \alpha}{\sqrt{H/1,56 T^2}} = \tan \alpha \frac{1,25 T}{\sqrt{H}} \quad (7)$$

waarin:

α = de taludhelling. Voor hellingen 1:3 en 1:6 is op figuur 2.1 ξ getekend als functie van H en T .

Ruwweg kunnen er vier typen van brekende golven worden onderscheiden (zie figuur 2.2):

- spilling
- plunging

- collapsing
- surging

Günbak [2] heeft een aantal onderzoeken betreffende ξ bijeengebracht. Voor verschillende taluds vindt hij samengevat:

gladde taluds 1:5 - 1:20

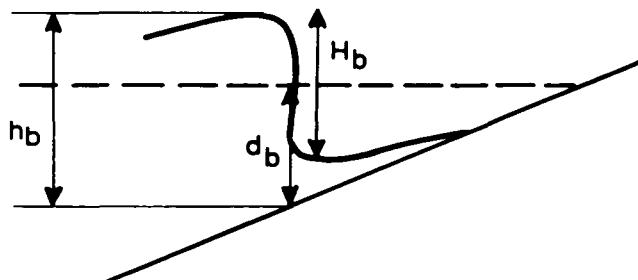
- spilling - $\xi < 0,5$
- plunging - $0,5 < \xi < 3,3$
- collapsing/surging - $\xi > 3,3$

gladde taluds 1:1,5 - 1:2 - 1:3

- spilling -
- plunging - $\xi < 2,5$
- plunging/collapsing - $2,0 < \xi < 3,4$
- surging - $\xi > 3,4$

Deze waarden zijn ook aangegeven in figuur 2.1.

De plaats waar de golf breekt kan worden aangegeven met d_b dat is de diepte waar het golffront verticaal is.



Pilarczyk [5] geeft de volgende empirische formules (zie ook figuur 2.7 met $H_o = H_i$ waarbij H_i de inkomende golfhoogte is):

$$\begin{aligned} \frac{d_b}{H_o} &= 0,21 \left(\frac{H_o}{L_o} \right)^{-0,50} \text{ voor } \cot \alpha = 3 \text{ of } \frac{d_b}{H_o} = 0,63 \xi_o \\ \frac{d_b}{H_o} &= 0,32 \left(\frac{H_o}{L_o} \right)^{-0,33} \text{ voor } \cot \alpha = 5 \text{ of } \frac{d_b}{H_o} = 0,94 \xi_o^{0,67} \\ \frac{d_b}{H_o} &= 0,29 \left(\frac{H_o}{L_o} \right)^{-0,33} \text{ voor } \cot \alpha = 7 \text{ of } \frac{d_b}{H_o} = 1,06 \xi_o^{0,67} \end{aligned}$$

In [11] is de volgende empirische formule gegeven voor H_b

$$\frac{H_b}{d_b} = 1,16 \xi^{0,22}$$

In [37] zijn voor h_b de volgende waarden gegeven:

$\frac{h_b}{d_b}$	taludhelling
1,22	1:2
1,27	1:3
1,36	1:4
1,46	1:5
1,51	1:6

2.2 Onregelmatige golven

Tot nu toe zijn regelmatige golven beschouwd. In werkelijkheid zijn golven echter onregelmatig. De uitwijking van het wateroppervlak η is een stochastische variabele, d.w.z. dat de waarde van η niet kan worden voorspeld. Door middel van het doen van metingen kan η op een bepaalde plaats wel worden geregistreerd, zie figuur 2.3. Op deze wijze is de hoeveelheid gegevens echter erg groot. Daarom wordt de hoeveelheid gegevens gereduceerd met behulp van de statistiek. Het onregelmatige golfsignaal wordt onderscheiden in een reeks individuele golven elk met een bepaalde hoogte H en periode T . Een golf is het gedeelte tussen twee nuldoorgangen (zie figuur 2.3). Door de waarden van H en T van al deze golven in een vlak aan te geven ontstaat een zogenaamd "scatter diagram" (figuur 2.3). Van al deze waarden van H en T kunnen gemiddelden worden bepaald. Op deze wijze ontstaan de statistische grootheden $\bar{H}$ en T_z (z van "zero-crossing"). Voor de golfhoogte is het gebruikelijk niet alle waarden van H te beschouwen maar alleen de hoogste 33% (1/3 deel). Van deze golven wordt het gemiddelde genomen; dat is de significante golfhoogte, H_s . Deze grootheid H_s is bovendien voldoende om de verdelingsfunctie van alle H -waarden te beschrijven. Deze verdeling blijkt namelijk beschreven te kunnen worden door een Rayleigh-verdeling:

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

$P(H)$ is de kans dat H wordt overschreden; dat is dus het deel van de golven groter dan H .

Op grond van deze Rayleigh verdeling bestaan er de volgende relaties

$$\bar{H} = 0,627 H_s$$

$$\sigma_H = 0,327 H_s \quad (\sigma_H \text{ is de standaardafwijking}).$$

Een ander belangrijk begrip bij het beschrijven van onregelmatige golven is het energiedichtheidsspectrum (figuur 2.3). Dat is een grafiek van de relatie tussen de energiedichtheid en de frekwentie $f = 1/T$. Het valt buiten het kader van dit verslag uitvoerig hierop in te gaan. In het kort kan gezegd worden, dat de energiedichtheid (ook wel variantiedichtheid genoemd) voorstelt de bij-

drage per eenheid van frekwentie aan de gemiddelde golfenergie. Dat betekent dus dat het oppervlak onder het spectrum (m_0) gelijk is aan de gemiddelde golfenergie. Bij een Rayleigh verdeling geldt dat $H_s = 4 \sqrt{m_0}$ zodat H_s ook kan worden afgeleid indien het spectrum bekend is. De frekwentie waarbij de energiedichtheid maximaal is wordt de top- of piekfrekwentie genoemd, f_p . De topperiode T_p is gelijk aan $1/f_p$.

Uit de vorm van het spectrum kan een indruk worden gekregen over de "regelmatigheid" van de golven. In figuur 2.3 zijn twee voorbeelden gegeven. Bij een smal spectrum zijn de golven minder "grillig" dan bij een breed spectrum.

Bij regelmatige golven is de definitie van $\xi = \tan \alpha / \sqrt{2\pi H/gT^2}$ geen enkel probleem. Bij een onregelmatig golfveld rijst de vraag welke statistische grootheden moeten worden gebruikt i.p.v. H en T .

Voor de beantwoording van deze vraag worden drie onregelmatige golfvelden met elkaar vergeleken. In figuur 2.4 zijn de H-T scatter diagrammen en de spectra gegeven. De waarden van H_s en $\bar{T}_z$ waren ongeveer gelijk. Het verschil in piekperiode T_p is duidelijk. Hoe breder het spectrum des te groter het verschil tussen $\bar{T}_z$ en T_p .

In de H-T diagrammen zijn enkele karakteristieke waarden uitgezet: een verticale lijn voor H_s en twee horizontale lijnen voor $\bar{T}_z$ en T_p . Het diagram wordt gekarakteriseerd door de twee snijpunten. Door welke ξ -waarde wordt het diagram nu het beste gekarakteriseerd? Om hier antwoord op te krijgen worden twee aannamen gedaan:

- In eerste instantie wordt aangehouden dat H_s een goede waarde voor de aan te houden golfhoogte is.
- Bij stabiliteit spelen voornamelijk de hoogste golven een rol. Gesteld kan worden dat alleen wordt gekeken naar golven die groter zijn dan H_s (de punten rechts van de verticale lijn).

In de H-T diagrammen van figuur 2.4 zijn de ξ -waarden uitgezet, berekend met H_s , $\bar{T}_z$ en T_p . Uit de ligging van deze lijnen t.o.v. de punten rechts van de H_s -lijn kunnen de volgende conclusies worden getrokken:

- Bij smalle spectra worden de punten met $H > H_s$ gekarakteriseerd door een ξ -lijn die onder de ξ_z of ξ_p -lijn ligt. Het gehele golfbeeld wordt wel goed weergegeven.
- Bij het iets bredere Pierson-Moskowitz-spectrum (PM) ligt de ξ_p -lijn te hoog voor de hoogste golven. Het gehele golfbeeld wordt goed door ξ_p weergegeven. De ξ_z is een redelijke parameter voor de hogere golven en geeft een te lage waarde voor het gehele golfveld.
- Bij brede spectra geeft de ξ_p een te hoge waarde, zowel voor de hoogste golven als voor het gehele golfbeeld. De ξ_z geeft een iets te lage waarde voor de hoogste golven en een duidelijk te lage waarde voor het gehele golfveld.

Voor karakterisering van de hoogste golven geeft ξ_p altijd een te hoge waarde. Voor stabiliteit kan daarom beter de ξ_z worden aangehouden, alhoewel deze nog niet optimaal is. Voor karakterisering van het gehele golfbeeld lijkt de ξ_p beter. Wordt de aanname verlaten dat voor karakterisering van de hoogste golven de H_s moet worden aangehouden, dan is een betere ξ -waarde te vinden voor het hoogste deel van de golven. Hierbij moet dan een hogere waarde voor de golfhoogte worden aangehouden. Bijvoorbeeld: $H_{2\%}$ ($H_{2\%}$ betekent dat 2% van de golven hoger zijn dan deze waarde) met de piekperiode T_p . In de H-T-diagrammen is deze ξ -waarde met een streeplijn aangegeven. Voor het smalle spectrum is deze ξ veel beter dan ξ_p en ξ_z . Bij het PM spectrum komen deze ξ en de ξ_z vrijwel overeen. Voor een breed spectrum wordt een waarde tussen ξ_p en ξ_z gevonden, wat inderdaad beter is.

Conclusies

- Als stabiliteit in het geding is en de hogere golven belangrijk zijn, dan is $\xi_z = \tan\alpha / \sqrt{2\pi H_s / g T_z^2}$ een goede parameter. Met name voor smalle spectra is nog beter: $\xi_p = \tan\alpha / \sqrt{2\pi H_s / g T_p^2}$. Deze kan (waarschijnlijk) het beste worden gebruikt bij reflectie.
- Het gehele golfbeeld wordt goed gekarakteriseerd door $\xi_p = \tan\alpha / \sqrt{2\pi H_s / g T_p^2}$.
- Analyse van metingen heeft aangetoond dat voor golfoploop en terugloop ξ_z kan worden gebruikt.

Opmerking: Langs de Nederlandse kust ligt de waarde van ξ_z in de meeste gevallen tussen 1 en 2 met $\cot\alpha = 3$ à 4.

2.3 Relatie tussen regelmatige en onregelmatige golven

Voor het leggen van een relatie tussen regelmatige en onregelmatige golven kunnen twee methoden worden gebruikt. Bij de eerste methode wordt uitgegaan van het gedrag van de constructie (de "uitvoer" in figuur 1.2). Wanneer het gedrag van de constructie (bijv. het optreden van schade) voor twee golfomstandigheden gelijk is kunnen die twee golfomstandigheden worden vergeleken. Deze methode wordt toegepast in paragraaf 5.1. Daaruit volgt de conclusie dat wanneer alleen voor regelmatige golven een schadecriterium bekend is voor een bepaalde steenzetting dit als benadering kan worden gebruikt voor onregelmatige golven door de onregelmatige golven te karakteriseren door

$H_{1\%}$ ($\approx 1,5 H_s$) en T_z . Deze statistische grootheden kunnen worden ingevuld in het schadecriterium voor regelmatige golven.

Dat betekent dat uit het schadecriterium voor regelmatige golven een bepaalde waarde (bijv. a) volgt van $H/\Delta D = a$. Voor onregelmatige golven kan dan worden genomen $H_{1\%}/\Delta D = 1,5 H_s/\Delta D = a$.

Bij de tweede methode worden de golven zelf beschouwd (de "invoer" in figuur 1.2). Deze methode wordt toegelicht aan de hand van belastingen op de steenzetting.

Bij regelmatige golven hebben de belastingen op een steenzetting een regelmatig cyclisch verloop. Bij onregelmatige golven zijn ook de optredende belastingen onregelmatig. Wat zijn nu die onregelmatige belastingen en wat is de kansdichtheids- of de verdelingsfunctie?

Een manier om de kansdichtheids- of de verdelingsfunctie van belastingen onder onregelmatige golfaanval te schatten is de zogenaamde "equivalentiemethode". Bij deze methode wordt elke golf uit het onregelmatige golfveld afzonderlijk beschouwd. De H en T waarden kunnen worden weergegeven in H - T diagrammen (bijv. figuur 2-3). Door deze H en T waarden in te vullen in de relaties voor de belastingen bij regelmatige golven kunnen voor al de afzonderlijk beschouwde golven uit het onregelmatige golfveld de belastingen worden bepaald. Op deze wijze wordt dus een reeks waarden van de belastingen samengesteld. Van deze reeks kunnen kansdichtheidsfuncties en verdelingsfuncties (overschrijdingsfuncties) worden samengesteld. Doordat bij deze methode alle golven in het onregelmatige golfveld afzonderlijk worden beschouwd, worden onderlinge invloeden tussen golven verwaarloosd. Op dit moment is er geen methode die wel reke-

ning houdt met onderlinge invloeden tussen golven in een onregelmatig golfveld.

Verder onderzoek naar de nauwkeurigheid van de equivalentiemethode is nodig, omdat in bepaalde gevallen misschien de opeenvolging van golven van belang kan zijn of ook 3-dimensionale verschijnselen.

2.4 Reflectie

Wanneer golven een constructie bereiken wordt een deel van de golfenergie gereflecteerd. Dat heeft tot gevolg dat het golfveld voor een constructie bestaat uit de inkomende golven (aangegeven met index i) en de gereflecteerde golven (aangegeven met index r). Het kan daarom van belang zijn te weten wat de reflectiecoëfficiënt van een bepaalde constructie is. In veel gevallen worden golven gemeten in het gebied waar zowel inkomende als gereflecteerde golven voorkomen. Er zijn methoden ontwikkeld om uit de gemeten golven de inkomende en gereflecteerde componenten af te leiden. Dit geldt zowel voor regelmatige als voor onregelmatige golven. Deze methoden zijn beschreven in [1]. De reflectiecoëfficiënt is afhankelijk van de golfhoogte, de golflengte, de taludhelling en het materiaal waaruit het talud bestaat. De reflectiecoëfficiënt bij regelmatige golven is als volgt gedefiniëerd:

$$r = \frac{H_r}{H_i}$$

Voor regelmatige golven en gladde taluds geeft Battjes [3] de volgende relatie:

$$r = 0,1 \xi^2 \text{ voor } \xi < 2,5 \text{ en } \cot \alpha > 3.$$

Voor $\xi > 2,5$ begint de reflectiecoëfficiënt af te wijken en loopt naar een limietwaarde die per taludhelling verschillend is (zie figuur 2.5).

Omdat bij steenzettingen de taluds ruwer zijn dan bij "gladde" taluds, wordt een deel van de golfenergie "gedissipeerd". Daardoor wordt minder energie gereflecteerd en is r kleiner dan bij gladde taluds. Dit blijkt ook uit metingen (zie figuur 2.5). Voor de beschouwde steenzettingen voldoet de reflectiecoëfficiënt voor regelmatige golven aan de volgende relatie:

$$r = 0,06 \xi^2 \text{ voor } \xi < 3,4$$

$$r = 0,07 \text{ voor } \xi > 3,4 \text{ en } \cot \alpha = 3.$$

Bij onregelmatige golven is de reflectiecoëfficiënt als volgt gedefiniëerd:

$$r = \left(\frac{m_{or}}{m_{oi}} \right)^{\frac{1}{2}} \approx \frac{H_{sr}}{H_{si}}$$

Hierin is:

H_{sr} = significante hoogte van de onregelmatige gereflecteerde golven

H_{si} = significante hoogte van de onregelmatige inkomende golven

m_{or} = oppervlak van het energiedichtheidsspectrum van de gereflecteerde golven

m_{oi} = oppervlak van het energiedichtheidsspectrum van de inkomende golven.

De reflectiecoëfficiënt bij onregelmatige golven is gegeven op figuur 2.6.

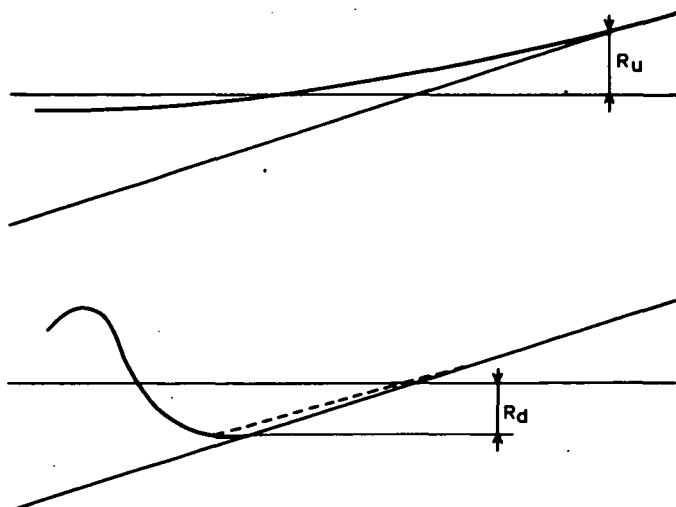
Deze is afhankelijk van de type steenzetting. Hoe meer open de steenzetting is, hoe lager de reflectiecoëfficiënt.

2.5 Golfoploop en golfterugloop

Golfoploop R_u is de verticale afstand tussen het gemiddelde waterniveau en het punt op het talud tot waar een golf oploopt.

Golfterugloop R_d is de verticale afstand tussen het gemiddelde waterniveau en het punt op het talud tot waar een golf terugloopt.

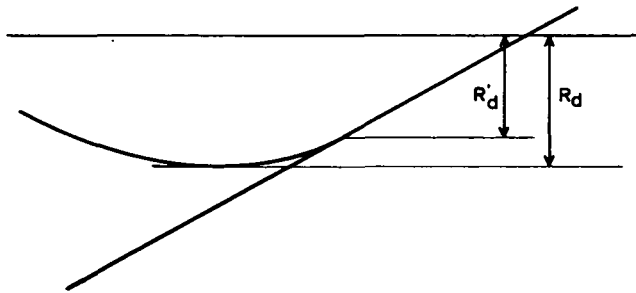
De definitie van golfterugloop kan onduidelijkheid geven indien op het talud een laagje water aanwezig is tijdens het teruglopen van de golf, zoals in de volgende figuur is aangegeven.



Bij steenzettingen is dit in het algemeen het geval, doordat water uit de filterlaag door de spleten naar buiten stroomt. Met name bij het meten van golfterugloop met een instrument dat bepaalt of het talud op een bepaalde plaats nat of droog is, kan dit leiden tot het onderschatten van de golfterugloop (R_d). Het niveau tot waar de golf zich terugtrekt, wordt dus te hoog geschat.

Daarom wordt de definitie van de golfterugloop gewijzigd in:

Golfterugloop is de verticale afstand tussen het gemiddelde waterniveau en het laagste niveau boven het talud tot waar een golf terugloopt.



In bepaalde gevallen (zie bijvoorbeeld bovenstaande figuur) kan de golfterugloop volgens deze definitie R_d groter zijn dan die volgens de eerdere definitie R'_d , ook als er geen waterlaagje op het talud aanwezig is.

In figuur 2.7 zijn voor regelmatige golven de golfoploop en golfterugloop op een dichte steenzetting van betonblokken grafisch weergegeven. Op de verticale as is de dimensieloze golfoploop en golfterugloop R_u/H_1 , respectievelijk R_d/H_1 uitgezet tegen de breker parameter ξ op de horizontale as. Voor de golfoploop kan worden aangehouden:

$$R_u/H_1 = \xi_0 \text{ voor } \xi_0 < 2,6 \quad (2.1)$$

$$R_u/H_1 = -1,5 \xi_0 + 6,5 \text{ voor } 2,6 < \xi_0 < 3,0 \quad (2.2)$$

$$R_u/H_1 = 2,0 \text{ voor } \xi_0 > 3,0 \quad (2.3)$$

Relatie (2.1) komt overeen met de welbekende formule van Hunt, die geldt voor regelmatige golven, gladde taluds en kleinere ξ -waarden. Tussen $\xi = 2,6 - 3,0$ treedt een abrupte afname op door de overgang van collapsing naar surging brekers. Voor deze surging brekers ($\xi > 3$) wordt een vrijwel constante R_u/H_1 -

waarde gevonden.

Voor de golfsterugloop wordt gevonden:

$$\begin{aligned} R_d/H_1 &= 0,6 \xi_0 \text{ voor } \xi_0 < 3,3 \\ R_d/H_1 &= 2,0 \xi_0 \text{ voor } \xi_0 > 3,3 \end{aligned} \quad (2.4)$$

In figuur 2.7 is ook de dimensieloze brekerdiepte d_b/H_1 uitgezet. Voor $\cot \alpha = 3$ komt deze vrijwel overeen met R_d/H_1 .

Voor minder dichte steenzettingen kan voor $\xi < 3$ worden gerekend op minder hoge golfoploop. Bij 20% open ruimte bedraagt deze reductie 10% van de golfoploop bij een dichte steenzetting.

De golfsterugloop wordt bij open steenzettingen ook kleiner. Gebleken is dat bij 20% open ruimte een reductie van 10% kan worden toegepast.

In het geval van onregelmatige golven is ook de golfbeweging op het talud onregelmatig. De ene golf loopt hoger het talud op dan de andere. Ook in dit geval moet gewerkt worden met statistische grootheden om de hoeveelheid gegevens te verminderen. Uit een registratie van de beweging van het wateroppervlak langs het talud kunnen alle toppen en dalen tussen nuldoorgangen worden bepaald als zijnde de waarden van de golfoploop resp. van de golfsterugloop.

Van deze reeks van waarden kunnen statistische grootheden worden bepaald. De meest gebruikte grootheden zijn:

$R_{u2\%}$ resp. $R_{d2\%}$: de 2% overschrijdingswaarde. Dat betekent dat 2% van het aantal oplopen resp. teruglopen groter is dan deze waarde.
 R_{us} resp. R_{ds} : de significante golfoploop resp. golfsterugloop. Dat betekent het gemiddelde van het hoogste 1/3 deel van de oplopen. resp. teruglopen (dat is ongeveer de 13% overschrijdingswaarde).

Zoals in paragraaf 2.2 uiteengezet worden deze grootheden gerelateerd aan ξ_z . Voor gladde taluds zijn deze relaties weergegeven in figuur 2.8. Deze relaties zijn overgenomen uit [4].

Voor dichte steenzettingen kunnen de relaties van gladde taluds worden aangehouden. Voor steenzettingen met 5 tot 20% open oppervlak voldoen metingen bij benadering aan de volgende relaties (zie ook figuur 2.9):

$$\frac{R_{u2\%}}{H_{si}} = 1,1 \xi_z \text{ voor } \xi_z < 2,75$$

$$\frac{R_{u2\%}}{H_{si}} = 3 \text{ voor } \xi_z > 2,75$$

$$\frac{R_{d2\%}}{H_{si}} = 0,6 \xi_z - 0,2$$

2.6 Doorlatendheid van de verschillende constructiematerialen

De belasting op een taludbekleding wordt niet alleen bepaald door de golfaanval, maar ook door het type constructie en de eigenschappen daarvan. De belasting onder de toplaag, de drukken en verhangen in de filterlaag* of ondergrond, blijkt in hoge mate bepaald te worden door de doorlatendheid van toplaag en onderlagen.

Voordat de belasting op een taludbekleding bepaald kan worden, is dus kennis over de doorlatendheid van de verschillende constructiematerialen noodzakelijk. In de volgende paragrafen zal worden aangegeven hoe deze doorlatendheid bepaald kan worden.

2.6.1 Doorlatendheid van onderlagen

De onderlagen onder een steenzetting zullen veelal opgebouwd zijn uit granulair materiaal. Slechts voor twee soorten materialen is dit niet het geval:

- klei, maar de doorlatendheid hiervan is zo klein ten opzichte van alle andere gebruikelijke constructiematerialen dat dit als ondoorlatend te beschouwen is

Het in taludbeschermingsconstructies vaak toegepaste mijnsteen wordt hier beschouwd als granulair materiaal. Dit materiaal is echter vaak sterk

*) In dit rapport wordt met het woord filterlaag bedoeld een granulaire laag waarop de toplaag van de bescherming wordt aangebracht. Wanneer deze filterlaag ook nog een constructiefunctie vervult, dan wordt deze ook wel uitvullaag genoemd. De onder oude basalt- en bloksteenglooingen wel voorkomende vlijlagen vallen hier ook onder.

gegradeerd. Als een grote fraktie zeer fijnkorrelig materiaal aanwezig is, kan, zeker als er ook sprake is van "veroudering", dit materiaal ook cohesieve eigenschappen krijgen.

- vlijlagen van baksteen. Deze komen voor onder oudere natuursteenglooingen. De doorlatendheid hiervan is moeilijk te bepalen, maar die van het tussen de vlijlaag en toplaag liggende puin zal belangrijker zijn.

Voor granulaire materialen geldt dat door de vele experimenten die op dit type materiaal zijn uitgevoerd de doorlatendheid te berekenen is uit de maatgevende korreldiameter en de porositeit.

In de literatuurstudie filters [24] is een algemene empirische formule afgeleid die het specifiek debiet geeft als functie van het verhang en de bovengenoemde materiaalparameters. Voor water geldt:

$$q = C_1 \frac{(1 - n)}{nd} \left(\sqrt{1 + C_2 \frac{d^3 i n^4}{(1 - n)^4}} - 1 \right) \quad (2.5)$$

met:

$$C_1 = 2,2 * 10^{-5} \quad (m^2/s)$$

$$C_2 = 3,6 * 10^{-9} \quad (1/m^3)$$

$$q = \text{het specifiek debiet} \quad (m/s)$$

$$n = \text{de porositeit} \quad ()$$

$$d = \text{de maatgevende diameter (m)}$$

$$i = \text{het verhang} \quad ()$$

De doorlatendheid k is gedefinieerd als het specifiek debiet voor $i = 1$. Voor dit geval is formule (2.5) grafisch weergegeven in figuur 2.10.

Voor kleine diameters of kleine verhangen blijkt q evenredig te zijn met i en geldt dus:

$$q = k i \quad (2.6)$$

en is de stroming laminair.

Voor grote diameters of grote verhangen blijkt q evenredig met $\sqrt{i}$ dus geldt in dat geval:

$$q = k \sqrt{i} \quad (2.7)$$

en is de stroming turbulent.

In het overgangsg gebied geldt een relatie:

$$q = k i^{\alpha} \quad 0,5 < \alpha < 1 \quad (2.8)$$

De doorlatendheid is met deze relaties te berekenen als de maatgevende diameter bekend is. In sommige publicaties wordt hiervoor wel de d_{50} gekozen, de korreldiameter waarbij de helft van de massa van het materiaal is uitgezeefd, maar dit geeft bij sterk gegradeerde materialen een overschatting van de doorlatendheid. Dit omdat bij deze materialen de kleine korrels de ruimte tussen de poriën van de korrels opvullen.

Een betere schatting wordt verkregen door uit te gaan van de gemiddelde diameter van de deeltjes van het granulaire materiaal. Omdat veelal massa zeefkrommen gegeven worden, is deze echter niet direct bekend. Veel voorkomende natuurlijke zeefkrommen (maar niet als twee materialen met verschillende d_{50} gemengd worden) is met behulp van de gegevens van [24] de gemiddelde diameter van de deeltjes te bepalen als de d_{50} en de verhouding d_{90}/d_{10} gegeven zijn. Het resultaat is gegeven in figuur 2.11. Voor weinig gegradeerde materialen blijkt de gemiddelde diameter van de deeltjes ongeveer gelijk aan de d_{50} . Voor meer gegradeerde materialen blijkt de gemiddelde diameter veel kleiner dan de d_{50} . Met de op deze wijze gevonden diameter kan de doorlatendheid k bepaald worden met figuur 2.10, of formule (2.5).

2.6.2 Doorlatendheid toplagen

De doorlatendheid van een steenzetting is veel minder uitgebreid onderzocht dan de doorlatendheid van granulair materiaal. De betrouwbaarheid van de in dit hoofdstuk te geven relaties voor de doorlatendheid van steenzettingen is dan ook minder dan die voor de doorlatendheid van granulair materiaal.

De doorlatendheid van een steenzetting blijkt bepaald te worden door de volgende factoren:

- de wrijvingsweerstand in de spleten van de zetting
- de in- en uitstroomweerstand diep ontstaat omdat water in de spleet moet versnellen en buiten de spleet weer moet vertragen
- de aanstroomweerstand. Dit is een stromingsweerstand die niet een direct

gevolg is van de steenzetting maar van de onderlaag onder de steenzetting. Omdat ter plaatse van de steenzetting alleen door de spleten water kan stromen, zal onder de steenzetting in de onderlaag het stroomlijnenpatroon zich concentreren tot de spleten, wat een extra weerstand veroorzaakt. Omdat in de tot nu toe ontwikkelde rekenmodellen (zie hoofdstuk 4) alleen stroming in een filterlaag evenwijdig aan die filterlaag beschouwd is, moet deze weerstand bij de totale stromingsweerstand van de toplaag in rekening gebracht worden.

De doorlatendheid van een steenzetting is nu als volgt te berekenen:

Eerst wordt de doorlatendheid volgens de afzonderlijke hierboven genoemde mechanismen bepaald. Als één doorlatendheid veel kleiner is dan de beide andere, kan deze als maatgevend beschouwd worden en is geen verdere berekening meer nodig. Als de verschillende gevonden doorlatendheden vergelijkbaar zijn dan moet de doorlatendheid van de zetting bepaald worden door combinatie van deze.

In Appendix 2 wordt deze procedure uitvoerig behandeld.

2.6.3 Doorlatendheid van geotextielen

Steeds vaker worden in taludbeschermingsconstructies geotextielen toegepast. Ook deze zullen een invloed hebben op de doorlatendheid. Uit zowel prototype proeven in het Hartelkanaal [34] als metingen in de Deltagoot [35] is gebleken dat in een constructie blokken op doek op zand de waterbeweging beïnvloed wordt door het geotextiel. De resultaten van bovengenoemde proeven waren overigens niet geheel vergelijkbaar. Hoe het geotextiel in deze constructie de waterbeweging beïnvloedt, wordt nog verder onderzocht. Voor de op dit moment beschikbare kennis zie Ogink [36].

Bij die constructies waarbij een steenzetting is verbonden met een geotextiel en in één handeling over meerdere vierkante meters wordt gelegd (sommige blokkenmatten), ligt het geotextiel vaak op een redelijk tot goed doorlatende toplaag (bijvoorbeeld steenslag) met $10^{-3} < k < 10^{-1}$ m/s.

In dit geval kan de doorlatendheid van de toplaag met vergelijking (A.2.) geschat worden, als het percentage open ruimte bekend is.

Om de invloed van het geotextiel onder de toplaag op de doorlatendheid van de toplaag te bepalen, moet dan in vergelijking (A.2.) voor D niet de dikte van het geotextiel, maar de dikte van de toplaag worden ingevuld.

Het is overigens niet zeker of vergelijking (A.2.) ook opgaat voor geotextielen en als dat het geval is hoe dan het percentage open ruimte moet worden bepaald. Vervolgonderzoek zal op deze punten meer duidelijkheid moeten geven.

3. Belastingen

Dit hoofdstuk beschrijft de belastingen zoals genoemd in de eerste twee modulen van het integrale ontwerpsysteem (zie figuur 1.2). In paragraaf 3.2 worden de drukken op het talud beschouwd en in 3.3 de drukken onder de steenzetting en in de filterlaag. Hieraan vooraf gaat een kwalitatieve beschrijving van de belastingen op een steenzetting.

3.1 Kwalitatieve beschrijving

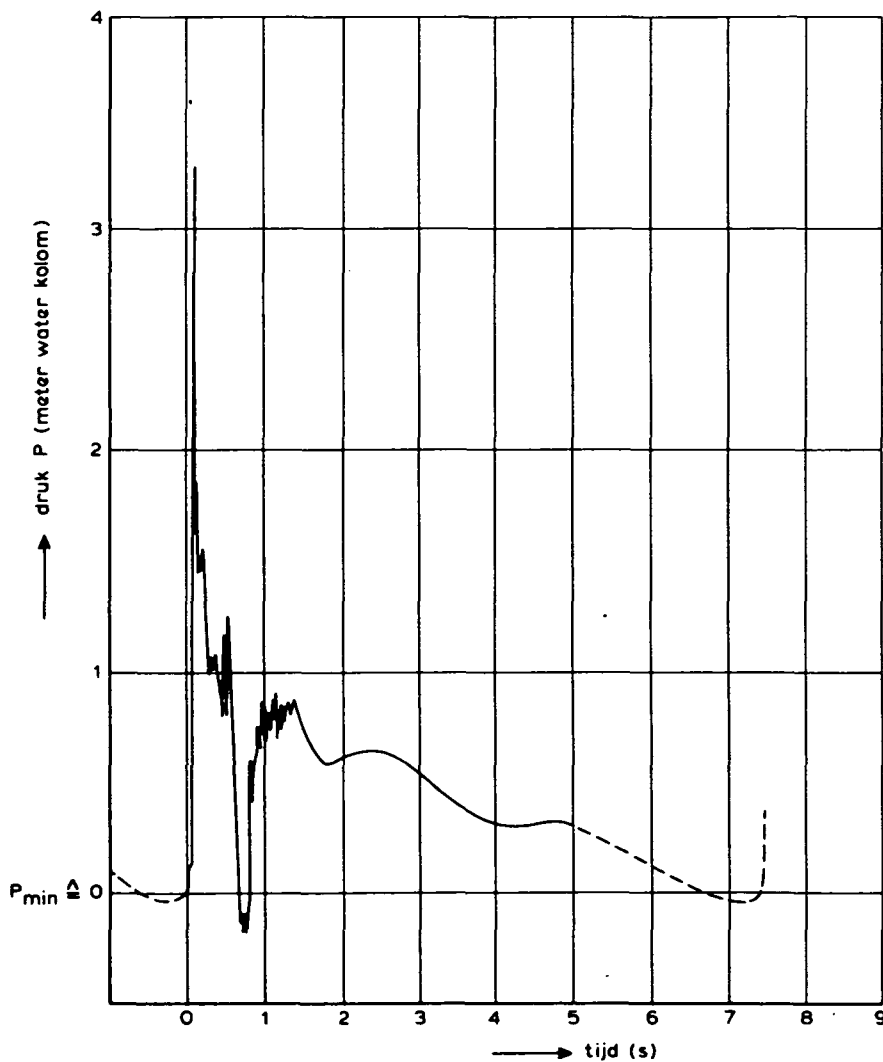
Wanneer de golfoploop zijn maximum waarde heeft bereikt, begint het water op het talud terug te stromen ten gevolge van de zwaartekracht. In deze fase stroomt water door de spleten tussen de blokken in het filter, waardoor het waterstandsniveau in de filterlaag kan toenemen. Dit toenemen is onder andere afhankelijk van de doorlatendheid van de bekleding k' en van de filterlaag k . Tijdens het terugstromen van water langs het talud neemt de druk op het talud af. Dit terugstromende water kan sleepkrachten, traagheidskrachten en liftkrachten op de blokken uitoefenen (mechanisme a, figuur 3.1). Afhankelijk van k' , k en de geometrie kan het water in het filter niet onmiddellijk het op het talud terugstromende water volgen, waardoor drukken tegen de onderzijde van de blokken groter zijn dan de drukken tegen de bovenzijde. Deze overdrukken kunnen een blok uit de bekleding drukken (mechanisme b, figuur 3.1).

Doordat de volgende golf het talud nadert en oploopt, nemen de drukken onder deze golf op het talud toe. In veel gevallen, met name bij 'plunging breakers', is het front van de aankomende golf erg steil. Daardoor ontstaat op het talud een grote drukgradiënt. De hoge drukken op het talud planten zich voort in de met water verzadigde filterlaag onder de bekleding naar de plaats waar de drukken op het talud laag zijn, dat is voor het front van de aankomende golf. De druk op het talud is voor het front laag. Dit resulteert in verschildrukken die het blok uit de bekleding willen drukken (mechanisme c, figuur 3.1).

Tijdens deze fase waarin de volgende golf aankomt, kunnen grote veranderingen in het snelheidsveld ontstaan, doordat de aankomende golf en het teruglopende water van de voorafgaande golf elkaar ontmoeten (mechanisme d, figuur 3.1).

Afhankelijk van de waarde van $\xi = \text{tg } \alpha / \sqrt{H/L_0}$ zullen golven breken. Een 'plunging breaker' kan een golfklap op de bekleding veroorzaken. Hierdoor nemen de drukken op het talud snel toe en weer af in een periode van orde grootte 0,1 s. Deze drukken op het talud kunnen zich voortplanten onder de taludbekleding (mechanisme e, figuur 3.1).

Na dit verschijnsel met een korte duur waarbij het front van de golftong het talud raakt valt de massa water van de 'plunging breaker' op het talud, waardoor hoge drukken op het talud ontstaan. Het onderscheid tussen het korte duur verschijnsel en het neervallen van de massa water kan worden geïllustreerd met het verloop van de druk op de plaats waar de golf neerkomt, dat hieronder is weergegeven.



Juist boven de plaats waar deze golftong neervalt is de druk op het talud relatief laag. Ook beneden de plaats waar de golftong neervalt, is de druk op het talud relatief laag, door de luchtinsluiting in de 'plunging breaker'. De grote drukgradiënten op het talud kunnen resulteren in drukverschillen op en onder de bekleding die een blok uit de bekleding kunnen drukken (mechanisme f, figuur 3.1). In principe is dit mechanisme vergelijkbaar met mechanisme c. Wanneer de golftong van een 'plunging breaker' op het talud valt, wordt een

hoeveelheid lucht ingesloten. Onder deze luchtinsluiting zijn sterke drukverlagingen waargenomen met een duur in de orde van 0,1 s. (Zelfs kleiner dan de atmosferische druk). Dit verschijnsel is wel eens verklaard als het gevolg van trillingen van de ingesloten luchtcylinder. Dit verschijnsel kan niet optreden als de luchtcylinder niet volledig opgesloten wordt, zoals in de werkelijkheid het geval is.

Afgezien van deze snelle trillingen van de luchtcylinder is de druk op het talud onder de luchtcylinder relatief laag. Deze relatief lage druk op het talud veroorzaakt verschildrukken die een blok eruit kunnen drukken (mechanisme g, figuur 3.1). Belangrijk hierbij is ook dat de druk iets hoger op het talud op dit moment juist erg hoog is, zoals beschreven bij mechanisme f. Nadat de golf gebroken is, loopt de golf het talud op. Gedurende deze fase nemen de drukken op het talud toe. Deze oplopende golf kan sleep-, traagheids- en liftkrachten op de blokken uitoefenen (mechanisme h, figuur 3.1). Bovengenoemde mechanismen treden in het algemeen niet geïsoleerd op. In veel gevallen zal schade juist ontstaan door een combinatie van mechanismen. Indien er een "collapsing" brekertype optreedt of de golf in het geheel niet breekt, kunnen een aantal mechanismen die in figuur 3.1 zijn genoemd niet optreden, zie figuur 3.2.

3.2 Druk op het talud

Voor het bepalen van de drukken op het talud kan gebruik worden gemaakt van een databestand waarin gemeten drukken zijn verzameld. Voor gevallen die niet overeenkomen met gevallen waarvoor drukmetingen zijn uitgevoerd, kunnen de drukken worden bepaald door middel van modelonderzoek. Met de ontwikkeling van een wiskundig model waarmee de drukken op een talud kunnen worden berekend is begonnen. Uit een uitgevoerde literatuurstudie zijn de volgende conclusies getrokken:

- 1 Het model van Vinje en Brevig [6] lijkt een goede basis voor een compleet waterbewegingsmodel voor taluds. Voor de golfoploop en golfterugloop na het breken moet een apart model worden ontwikkeld, waarbij de gegevens uit het model van Vinje en Brevig op het moment van breken als input moeten dienen. Het model van Vinje en Brevig is onlangs op het WL geïmplementeerd en bevindt zich momenteel in de testfase.
- 2 Het model van Harlow [7] lijkt erg goed. Nagegaan moet worden of er intus-

sen nieuwe ontwikkeling zijn waardoor de computerefficiëncy verbeterd is en het model economisch aantrekkelijk is geworden of is te maken. Als dit inderdaad zo is, dan heeft dit model voorkeur boven het model van Vinje en Brevig.

Voor een eerste zeer eenvoudige schatting van de drukken op het talud kan een brekende golf worden geschematiseerd tot een verticaal golffront en een teruggetrokken golf door een horizontale waterlijn die als statisch worden beschouwd. De bij deze schematisaties optredende drukken zijn geformuleerd in appendix 3.

In de TAW leidraad voor de toepassing van asfalt in de waterbouw is voor golfklappen de onderstaande beschrijving van de belasting opgenomen.

Deze beschrijving is afgeleid uit de resultaten van onder andere het steenzettingenonderzoek [10].

"De golfklap is in feite een drukstoot die over een zekere breedte werkt. Ten behoeve van de dimensionering wordt hij geschematiseerd als een lijnlast.

$$P = p \cdot B$$

hierin is:

P = grootte van de golfklap (N/m^1)

p = grootte van de maximale drukstoot (N/m^2)

B = breedte waarover de maximale druk moet aangrijpen om de gehele golfbelasting te representeren (m)

De golfbelasting is afhankelijk van een groot aantal factoren zoals onder meer golfhoogte en -steilheid en taludhelling. Bij voorkeur dient ze dan ook voor een bepaalde situatie uit waarnemingen en onderzoek bepaald te worden. Indien hiervan afgezien wordt kan gebruik worden gemaakt van de hierna gegeven waarden. Deze zijn in overleg met werkgroep 1 van de Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen, afgeleid uit de resultaten van een onderzoek verricht door het Waterloopkundig Laboratorium. In dit onderzoek naar de drukstoothoogte, -breedte en -duur en de plaats van neerkomen op het talud van golfklappen, zijn alleen de taludhellingen 1:3 en 1:4 bekeken. Met behulp van waarden genoemd in onder andere het Voorlopig Rapport 1961 van de Werkgroep gesloten dijkbekledingen is naar andere taludhellingen geëxtrapoleerd. De nieuwe golf-

klapwaarden kunnen afwijken van de in het verleden veel gebruikte uit het Voorlopig Rapport. De waarden zijn:

- De maximale drukstoot

$$p = \rho_w \cdot g \cdot q \cdot H$$

hierin is:

ρ_w = dichtheid van water (kg/m^3)

g = versnelling van de zwaartekracht (m/s^2)

H = golfhoogte (m)

q = factor afhankelijk van de taludhelling (zie onderstaande tabel)

taludhelling	q
1:2	2,3
1:3	2,7
1:4	2,3
1:6	2

- De geschematiseerde breedte waarover de maximale drukstoot werkt:

$$b = 0,4 \cdot H$$

- De duur van de drukstoot t (sec) wordt, ten behoeve van het model gesteld op:
taludhelling $< 1:3$; $t = 0,06 H^{\frac{1}{2}}$
taludhelling $> 1:4$; $t = 0,18 H^{\frac{1}{2}}$
- De lengte van de golfklap is afhankelijk van de hoek waaronder de golf het talud treft en van de voortplantingssnelheid van de golf. Naarmate deze groter zijn, is de lengte kleiner.
- De brekende golf treft het talud op een afstand Δh onder de stilwaterspiegel (SWL). Het gebied waarin Δh ligt is aangegeven in de volgende figuur

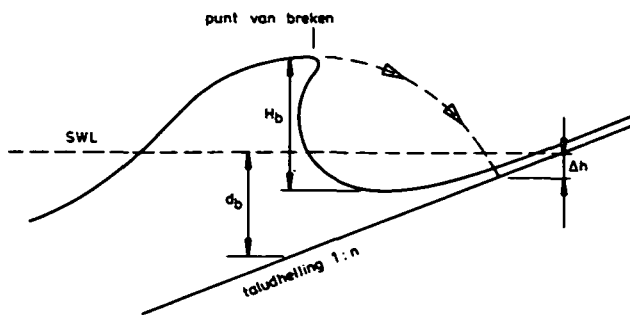
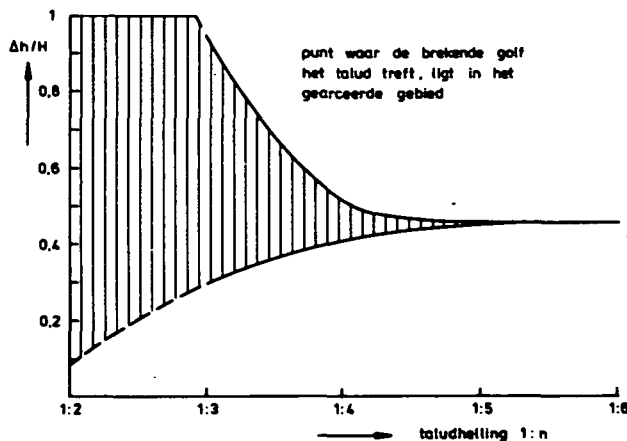


Fig. 20.6. De brekende golf.



In het voorafgaande stelt de parameter H de hoogte van een enkelvoudige golf voor. In werkelijkheid zal een dijkbekleding belast worden door een onregelmatig golfveld bestaande uit een groot aantal golven met verschillende hoogten en aantallen van voorkomen. Als golfhoogte voor de bepaling van de golfklapwaarden kan de significante golf H_s worden gebruikt die het beschouwde golfveld karakteriseert. Het aantal keren dat deze voorkomt wordt dan zodanig gekozen dat dezelfde "vermoeiingsbelasting" wordt bereikt als veroorzaakt door het golfveld. Hierbij moet rekening worden gehouden met het feit dat slechts een klein aantal van de golven die op de bekleding terecht komen ook een klap veroorzaakt."

3.3. Waterbeweging en drukken onder de steenzetting

3.3.1. Inleiding

De in het vorige hoofdstuk beschreven waterbeweging op een steenzetting zal ook tussen de blokken van de zetting en onder de zetting waterbeweging veroorzaken. De waterbeweging onder een steenzetting en de daarbij behorende drukverdeling in relatie met de waterbeweging en drukken op die zetting blijken bepalend te zijn voor de stabiliteit van deze.

In het vorige hoofdstuk bleek de waterbeweging op het talud een gegeven dat slechts door de ruwheid van de toplaag en de taludhelling enigszins te beïnvloeden is. De belangrijkste parameter, de golfhoogte, was echter (uiteraard) onafhankelijk van de constructie. De interne waterbeweging zal blijken voor een groot gedeelte bepaald te worden door de constructie. Met name de doorlatendheden van de verschillende onderdelen zullen blijken van belang te zijn. Kennis van de waterbeweging onder een steenzetting en wat de invloed daarvan is op de stabiliteit biedt mogelijkheden meer stabiele constructies te ontwerpen.

Voor de beschrijving van de waterbeweging onder een steenzetting is een onderverdeling gemaakt in twee verschillende constructietypen:

- een steenzetting geplaatst op een relatief doorlatende filterlaag met daaronder materialen veel ondoorlatender als die filterlaag;
- een steenzetting rechtstreeks geplaatst op een ondergrond van zand of klei, of hier slechts van gescheiden door een geotextiel.

De waterbeweging onder de steenzetting is bij beide typen verschillend, zoals in de volgende paragrafen zal worden toegelicht.

3.3.2. Steenzetting op een filterlaag

3.3.2.1. Beschrijving van de waterbeweging in de filterlaag

Voor een constructie bestaande uit een steenzetting op een filterlaag is de waterbeweging in die filterlaag in hoofdzaak bepalend voor de stabiliteit van de constructie.

De stabiliteit van de ondergrond zal, als de korreldiameter van de ondergrond kleiner is dan de gemiddelde diameter van de openingen tussen de korrels van de filterlaag behalve van de waterbeweging in de filterlaag, ook afhangen van de waterbeweging in de ondergrond.

Omdat hieraan in het onderzoek nog weinig aandacht is besteed, beperken we ons hier tot de waterbeweging in de filterlaag.

Tijdens golfaanval zal de waterstand op de steenzetting sterk fluctueren. Ook in de filterlaag zal dit waterstandsfluctuaties tot gevolg hebben.

Bij golfoploop zal het talud tot ver boven de stilwaterlijn onder water staan en zal water door de spleten van de zetting in de filterlaag stromen, waardoor het waterniveau in de filterlaag zal stijgen.

Op het moment van maximale golfterugloop zal de waterstand op het talud lager zijn dan stil-waterlijn en ook lager dan de waterstand in de filterlaag. Nu zal dus water uit de filterlaag stromen en de waterstand in de filterlaag zal zakken. Hoewel de waterstand in de filterlaag dus varieert, blijkt deze variatie voor gebruikelijke steenzettingsconstructies slechts een fractie te zijn van de variatie van de buitenwaterstand.

Ook zal uit nog te behandelen berekeningsresultaten blijken dat de gemiddelde waterstand in de filterlaag bij golfaanval hoger is dan de stil-waterlijn.

Met deze gegevens kan een kwalitatieve analyse gemaakt worden van drukken en verhangen in de filterlaag; verderop zal met behulp van berekeningsresultaten een kwantitatieve analyse mogelijk zijn. Zowel in de nu volgende kwalitatieve analyse als in de daarop volgende paragrafen gepresenteerde berekeningsresultaten is de invloed van dynamische belastingen niet beschouwd. Dit omdat deze moeilijk te bepalen is en de invloed van deze op de stabiliteit van de toplaag gering bleek te zijn. De invloed van dynamische belastingen op de stabiliteit van de ondergrond is alleen onderzocht voor een ondergrond van klei en daarom voor andere materialen tot nu toe nog onbekend.

3.3.2.2. Analyse van drukcomponenten

Als de golf zich terugtrekt zal, zo bleek uit de vorige paragraaf, de waterstand in de filterlaag de waterstandsverlaging op het talud niet onmiddellijk volgen. Bij een lage waterstand is bij dit type steenzettingconstructie dan ook een situatie te verwachten als bij fig. 3.3.a.

Doordat de waterstand in de filterlaag hoger is dan op de steenzetting is de waterdruk in de filterlaag ook hoger. Hoeveel hoger zal uit berekeningen moeten blijken.

Hierbij moet niet de fout gemaakt worden te veronderstellen dat het drukverschil op het niveau van het buitenwater gelijk is aan het hoogteverschil tussen de waterstand in het filter en die van het buitenwater. Het water dat uit de filterlaag door de spleten stroomt, zal tot gevolg hebben dat ook het water in de filterlaag stroomt (zie ook figuur 3.3.a.).

Om deze stroming door de filterlaag in stand te houden, is een stijghoogteverschil nodig. De grootte van dit verschil zal bepaald worden door de doorlatendheid van de filterlaag en de hoeveelheid water die door de spleten stroomt, maar altijd zal een verschil aanwezig zijn, tenzij er helemaal geen water door de spleten stroomt.

Dit betekent dus dat de druk in de filterlaag op het moment van maximale golfte-rugloop ter plaatse van de buitenwaterstand lager zal zijn dan de druk die correspondeert met het hoogteverschil van de waterstand boven en onder de steenzetting.

De drukken in de filterlaag worden niet alleen door bovengenoemd mechanisme bepaald. De (geschematiseerde) vorm van de golf op het moment van maximale golfte-rugloop geeft aan dat de drukken op het talud links van het golffront van fig. 3.3.b veel hoger zullen zijn dan de drukken rechts van het golffront. De hoge drukken op het talud zullen door de wisselwerking via de spleten van de zetting ook hoge drukken veroorzaken in de filterlaag. Aan de bovenkant van het talud verandert echter plotseling de druk bij passage van het golffront. In de filterlaag zal deze overgang echter veel geleidelijker gaan en zal dus voor het golffront uit de druk in de filterlaag al verhoogd zijn, terwijl achter het golffront de druk in de filterlaag nog lager zal zijn dan behorend bij dat golffront. De afstand waarover de drukken in de filterlaag variëren en het drukverschil over de steenzetting worden in sterke mate bepaald door de verhouding tussen de hydraulische weerstand van de steenzetting en die van de filterlaag. Die afstand en dat drukverschil zijn groot bij relatief grote hydraulische weerstand van de zetting: smalle spleten, dikke zetting, dikke filterlaag van doorlatend materiaal. Genoemde verhouding wordt goed weergegeven door wat genoemd is de lek lengte-parameter, die in het hierna volgende nog verder zal worden toegelicht.

3.3.2.3. Verhangen in de filterlaag

Is voor de belasting van de toplaag kennis van de drukverdeling in de filterlaag van belang (natuurlijk in relatie met de waterbeweging op het talud), voor de belasting van de onderlagen is vooral het verhang in de filterlaag of de filterstroomsnelheid de maatgevende parameter.

Grote drukverschillen over een steenzetting zullen aanleiding geven tot schade aan die steenzetting. Dit wordt in hoofdstuk 4 nog uitgebreid behandeld. Zo zal ook, uitgaande van een gegeven filterlaag en ondergrond, de kans op schade aan die ondergrond toenemen als het verhang toeneemt.

Nu blijkt het principieel niet mogelijk een steenzettingsconstructie te ontwerpen, die lage drukverschillen combineert met kleine verhangen.

Altijd zal een ontwerper op dit punt een compromis moeten zoeken.

Voor een hoogteverschil tussen de waterstand in de filterlaag en het buitenwater is in par. 3.3.2.1. aangetoond dat de drukverschillen over een steenzetting het grootst zijn als er geen water in de filterlaag stroomt en dus het verhang in de filterlaag gelijk is aan nul.

Bij aanwezigheid van een golffront bleek uit de beschrijving van het verloop van de druk in de filterlaag dat de kleinste drukverschillen te verwachten zijn als de druk in de filterlaag zich snel aanpast aan de drukverdeling op het talud.

Bij de aanwezigheid van een golffront varieert de druk op het talud echter binnen een korte afstand. Als dit ook in de filterlaag het geval is, moeten ook daar grote variaties in druk over een korte afstand voorkomen. Dit kan niets anders betekenen dan dat ter plaatse van het golffront grote verhangen in de filterlaag aanwezig zijn. Strekken de drukvariaties in de filterlaag zich over een veel grotere afstand uit, dan zijn de verschildrukken hoger, maar de verhangen kleiner.

Behalve het verhang in de filterlaag evenwijdig aan het talud (i_y in figuur 3.3) blijkt voor de stabiliteit van de ondergrond ook het verhang in de ondergrond loodrecht op het talud (i_z in figuur 3.3) van belang.

Dit verhang is tot nu toe in modelonderzoek in de Deltagoot slechts zeer beperkt gemeten. Uit die metingen waren geen speciale conclusies te trekken. Met de huidige voor het steenzettingenonderzoek ontwikkelde rekenmethoden kan dit verhang ook niet berekend worden, omdat altijd is uitgegaan van een doorlatende filterlaag op een geheel ondoorlatende ondergrond. Tijdens prototype-metingen in het Hartelkanaal is dit verhang wel gemeten. De gevonden waarden voor i_z lagen in de orde van 0,1.

3.3.2.4. Analytische berekening van drukken en verhangen in een filterlaag

Om de waterbeweging in het filter ook kwantitatief te kunnen beschrijven als functie van de doorlatendheid van toplaag en filterlaag en de hydraulische randvoorwaarde (de drukken op het talud) zijn deze drukken berekend door een analytische oplossing van de stromings-vergelijking.

Om een analytische oplossing mogelijk te maken, was het noodzakelijk de werkelijkheid wat te schematiseren. Met name de beschrijving van de hydraulische randvoorwaarde blijkt heel ruw te zijn. Toch zal blijken dat het resultaat van deze analytische berekening heel nuttig is om in één opslag te beoordelen hoe de relatie is tussen enerzijds verschildruk over de zetting, het verhang langs het talud en anderzijds doorlatendheid en afmetingen van toplaag en filterlaag en de golfhoogte.

Voor meer gedetailleerde berekeningen zal het in een volgende paragraaf te behandelen computermodel gebruikt moeten worden.

De analytische oplossing voor de waterbeweging onder een steenzetting gaat uit van een schematisatie als gegeven in figuur 3.4.

Een steenzetting met een zeer lang talud en een dikte D is geplaatst op een filterlaag met een dikte b , die is aangebracht op een dijklichaam.

Het dijklichaam wordt als ondoorlatend beschouwd. De steenzetting wordt belast met een regelmatige golf, die geschematiseerd is tot een in de tijd sinusvormig op en neer bewegende horizontale waterstand (zie ook fig. 3.4). Het verschil tussen de maximale en minimale waterstand is H . De vrije waterlijn in de filterlaag, in het vervolg de freatische lijn genoemd, wordt geacht vrijwel horizontaal te zijn op een constante hoogte h boven de stilwaterlijn. De grootte van h moet dan gegeven worden door de oplossing.

Voor die oplossing wordt de doorlatendheid van de zetting gelijkmatig verspreid over het oppervlak aangenomen en wordt de stroming door zowel de spleten als in de filterlaag laminair verondersteld.

Verder wordt aangenomen dat de golf zo snel fluctueert dat de spleten tussen de steenzetting onder het hoogste punt van de golf altijd gevuld zijn met water, dat gedurende de gehele golfperiode door de spleten van de stenen kan insijpelen, ook als de buitenwaterstand lager is dan de hoogte van de betreffende spleet.

Voor in de werkelijkheid optredende golven zal deze relatie niet gelden, maar ook dan is het gezien deze oplossing niet waarschijnlijk dat de overdruk lineair toeneemt met de golfhoogte. Dit moet men bedenken bij het interpreteren van bijvoorbeeld $\frac{H}{\Delta D} - \xi$ grafieken. Halvering van de blokdikte hoeft niet een halvering van de toegestane golfhoogte te betekenen. Afhankelijk van de waarde voor H/λ in figuur 3.5 voor die zetting en golfcondities zal de toegestane golfhoogte altijd kleiner en soms zelfs veel kleiner zijn dan de halve golfhoogte.

De plaats waar het verhang i_y maximaal is, blijkt niet dezelfde te zijn als de plaats waar de maximale overdruk optreedt, maar deze blijkt hoger op het talud te liggen.

In figuur 3.5 ligt de plaats waar de overdruk maximaal is in alle gevallen op $z'/H = 0$. De plaats met maximaal verhang i_y blijkt daar in enkele gevallen meer dan een halve golfhoogte boven te liggen. Dit betekent dat in die gevallen de plaats met maximaal verhang i_y zich boven de stilwaterlijn bevindt.

Uit par. 3.3.2.2. bleek dat bij een andere golfvorm op hetzelfde talud ook de maximale verschildruk zal veranderen. Voor het maximale verhang naar de teen van het talud zal dit veel minder het geval zijn, omdat de plaats waar dit maximale verhang optreedt, veel hoger op het talud ligt en dus veel minder dan de verschildruk beïnvloed zal worden door de golfvorm.

De resultaten van figuur 3.6 zijn dus in meer gevallen bruikbaar dan die van figuur 3.5. Alleen gedurende de golfklap zijn ter plaatse van die klap mogelijk grotere verhangen in de richting van de teen van het talud te verwachten.

Overigens komen bij meer reële golfrandvoorwaarden ook aanzienlijke verhangen in omgekeerde richting voor. De orde van grootte van deze verhangen kan geschat worden met behulp van de formules van appendix 3. Voor twee concrete gevallen zijn numerieke berekeningen uitgevoerd, zie hoofdstuk 6.

Bij deze hydraulische randvoorwaarde zijn opwaarts gerichte verhangen echter afwezig. Ook is gebleken dat de stabiliteit van de filterlagen voor verhangen in de richting van de bovenkant van het talud veel groter is dan voor verhangen naar de teen van het talud. Dit wordt veroorzaakt door de invloed van de zwaartekracht (zie par. 4.3.2.).

3.3.2.5. De fysische betekenis van de lek lengte

In bovenstaande is de lek lengte ingevoerd als resultaat van het oplossen van de stromingsvergelijking.

Het belang van deze parameter voor de stabiliteit van steenzettingen kan echter ook duidelijk gemaakt worden door voor een eenvoudig geval aan te geven wat de fysische betekenis is van de leklengte parameter λ in een taludbeschermingsconstructie van gezette steen.

Dit kan gedaan worden met behulp van fig. 3.7.

In deze figuur is een taludbekleding weergegeven en het waterniveau in de filterlaag en daarbuiten. De buitenwaterstand is in dit geval horizontaal en de freatische lijn in het filter staat hoger dan de buitenwaterstand.

In deze situatie zal er een verschildruk over de stenen aanwezig zijn. Deze overdruk is het grootst ter hoogte van de buitenwaterstand. Hoger op het talud en verder onder het buitenwaterniveau zal de verschildruk lager zijn. De afname van de druk hoger op het talud is afhankelijk van de ligging van de freatische lijn, de dikte van de blokken en de leklengte. Uit de oplossing van de stromingsvergelijking volgt echter dat, bij voldoende lang talud, de afname van de drukken onder het buitenwaterniveau alleen maar bepaald wordt door de leklengteparameter λ . In dit eenvoudige geval is de fysische betekenis van λ al heel eenvoudig.

λ lengte-eenheden onder het niveau van het buitenwater is de verschildruk nog $1/e = 0,37$ maal de verschildruk op het niveau van het buitenwater. Weer λ eenheden verder is die druk nog slechts $1/e^2 = 0,135$ maal de oorspronkelijke. Een kleine waarde voor λ wil dus zeggen dat de op het niveau van het buitenwater gemeten verschildrukken even onder dat niveau snel afnemen. Dit is dus het geval bij een relatief doorlatende zetting of ondoorlatende filterlaag.

3.3.2.6. Numerieke berekening van drukken en verhangen in een filterlaag

De analytische berekening van de verschildrukken en verhangen in een filterlaag is een goed hulpmiddel gebleken om inzicht te krijgen in het probleem en de gevoeligheid van verschillende parameters af te schatten.

Voor de precieze berekening van met name de verschildruk en het verloop daarvan in de tijd bleek deze aanpak toch onvoldoende mogelijkheden te hebben. Ook in een analytische oplossing kan een meer realistische waterbeweging dan een sinusvormig variërende horizontale waterstand ingebracht worden, maar het verloop van de drukken op het talud ten gevolge van windgolven bleek zo moeilijk te schematiseren dat een numerieke benadering toch meer voor de hand lag.

Daarom is besloten tot de ontwikkeling van een numeriek programma, gebaseerd op eindige differenties voor de bepaling van de drukken en verhangen in de filterlaag.

Als hydraulische randvoorwaarde kunnen dan op eenvoudige wijze gemeten drukken op het talud worden gebruikt.

In het hiervoor ontwikkelde programma zijn enkele aannamen van de analytische berekening overgenomen.

Zo is ook nu de stroming in de filterlaag evenwijdig aan het talud verondersteld en wordt aangenomen dat onder de maximale golfoploop gedurende de gehele golfperiode water insijpelt tussen de spleten van de zetting.

Werd echter in de analytische oplossing uitgegaan van een continue doorlatendheid van steenzetting en filterlaag, nu is de doorlatendheid van de steenzetting geconcentreerd gedacht in de spleten.

Met bovenstaande aannamen kan de druk F_i op een punt in de filterlaag onder een spleet afgeleid worden uit de Darcy vergelijking en uit de continuïteitsvoorwaarde:

van boven	+	van onder	= door spleet uit-
instromend water		instromend water	stromend water
(1)		(2)	(3)

of in formule:

$$\begin{aligned}
 & kb \frac{F_{i-1} + \Delta x \sin \alpha - F_i}{\Delta x} - kb \frac{F_i - (F_{i+1} - \Delta x \sin \alpha)}{\Delta x} = \\
 & = k' \Delta x \frac{F_i - (p_i + D \cos \alpha)}{D} \quad (3.2.)
 \end{aligned}$$

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)
- Δx de lengte van de stenen (m)
- D de dikte van de stenen (m)
- b de dikte van de filterlaag (m)
- α de hoek van het talud met de horizontaal
- k de doorlatendheid van het filter (m/s)
- k' de doorlatendheid van de steenzetting (m/s)

In figuur 3.8 is de schematisatie voor de numerieke berekening weergegeven met in de inzet hoe (3.2.) is opgebouwd uit de verschillende stromingscomponenten. In het numerieke programma is de doorlatendheid van de filterlaag (k) konstant verondersteld, zodat de stroming in de filterlaag alleen laminair kan zijn.

De stroming door de steenzetting kan echter een functie zijn van het verhang, zodat ook turbulente stroming tussen de spleten te simuleren is.

Voor elk punt onder een spleet geldt de bovenstaande formule^{*}.

Als de drukverdeling aan de buitenkant van het talud gegeven is, vormen deze vergelijkingen een oplosbaar stelsel als de ligging van de freatische lijn in het filter gegeven is, op die plaats is $F_1 = 0$, of bekend is dat het filter volledig verzadigd is, dan moet gelden dat de hoeveelheid water in het filter gelijk blijft en dus dat al het water dat op een plaats in het filter stroomt er elders weer uitstroomt.

De bepaling van de freatische lijn in het filter gaat als volgt:

Als de berekening begint, wordt aangenomen dat de freatische lijn zich bevindt op de stilwaterlijn. Voor de drukverdeling op het talud van dat moment wordt de drukverdeling in de filterlaag berekend. Als nu de totale drukverdeling bekend is kan worden berekend hoe de freatische lijn verandert met die gegeven drukverdeling, gedurende de tijd die ligt tussen twee metingen van de druk op het talud (meestal was dit 0,04 sec.).

Voor een volgend tijdstip wordt dezelfde berekening herhaald, maar nu met de freatische lijn op de plaats die bij het vorige tijdstip berekend is enz.

Als gedurende de berekening de filterlaag tot de bovenbegrenzing met water wordt verzadigd, zodat daarin geen freatische lijn meer voorkomt, wordt overgegaan op de andere randvoorwaarde dat de hoeveelheid water in de filterlaag constant blijft. Als met deze randvoorwaarde verderop in de berekening de berekende waterdruk boven in de filterlaag negatief wordt, dan wordt weer een freatische lijn in de filterlaag geïntroduceerd, zodat geen drukken lager dan nul voorkomen.

De resultaten van het programma zijn eerst voor vergelijkbare omstandigheden vergeleken met de resultaten van de analytische oplossing. Toen bleek dat deze resultaten goed overeenkwamen zijn enkele modelonderzoeken waarin een steenzetting was geplaatst, op een relatief doorlatende filterlaag gesimuleerd. De resultaten van deze simulaties worden in paragraaf 3.3.2.8. behandeld.

^{*}) voor de hoogste en laagste spleet in de zetting en bij de freatische lijn gelden iets andere formules. Hiervoor wordt echter verwezen naar [21].

3.3.2.7. Overgangsconstructies

In de voorgaande hoofdstukken is de waterbeweging in een taludbeschermingsconstructie behandeld. Hierbij is er echter van uitgegaan, dat het gehele talud met één type constructie wordt verdedigd. In de praktijk blijkt dit echter niet het geval. Zowel in langs- als in dwarsrichting komen veelvuldig overgangen voor van de ene naar het andere type bekleding. De waterbeweging bij die overgangen is anders dan op andere plaatsen op het talud, zodat ook verschildrukken en verhangen verschillend zijn. Daarom dienen deze constructies afzonderlijk beschouwd te worden. De belasting op de constructie zal het sterkst veranderen als de doorlatendheid van toplaag en/of onderlagen in de ene constructie sterk afwijkt van die van de andere, of nog meer, als de filterlaag onderbroken wordt met een verticale ondoorlatende constructie (een betonband is gebruikelijk). In het laatste geval kan de drukverdeling aan weerszijden van de overgangsconstructie afzonderlijk beschouwd worden.

Om in meer algemene zin te kunnen aangeven hoe de belasting verandert bij een overgangsconstructie is momenteel een onderzoek gaande. Op dit moment is nog niet meer beschikbaar dan een voorbeeldberekening voor een overgangsconstructie waarbij de filterlaag onderbroken is, belast met onregelmatige golven met een steilheid van 5%. In de beschouwde golftrein is voor verschillende plaatsen van de overgangsconstructie de maximale verschildruk en het maximale verhang bepaald. Het resultaat is weergegeven in figuur 3.9.

Het blijkt dat de hoogste verschildrukken gemeten worden als de stilwater-lijn zich juist boven de overgangsconstructie bevindt. De verhangen in de filterlaag blijken dan juist af te nemen (zie ook hoofdstuk 6).

Of door een overgangsconstructie verschildrukken over de toplaag hoger of lager worden, is kwalitatief eenvoudig te bepalen als de stroming in de filterlaag zonder overgang bekend is.

Als de waterbeweging in de filterlaag naar de overgang toe is gericht en de doorlatendheid van de filterlaag wordt bij de overgang kleiner, of zelfs nul door een ondoorlatende wand, dan zullen de verschildrukken in de buurt van de overgang groter worden. Dit blijkt ook uit berekeningsresultaten van Wolsink [27]. Voor verschillende geschematiseerde golfrandvoorwaarden heeft hij de verschildrukken bij een overgangsconstructie berekend en de situatie zonder overgangsconstructie. Het resultaat van deze berekeningen blijkt uit figuur 3.10.

Bij een van de overgangsconstructie af gerichte waterbeweging worden de verschillendrukken juist lager.

Wordt bij de overgang de doorlatendheid van de filterlaag juist groter dan geldt uiteraard het omgekeerde.

3.3.2.8. Vergelijking tussen gemeten en berekende drukken onder een steenzetting

Ter toetsing aan het ontwikkelde rekenprogramma zijn enkele proeven uit twee modelonderzoeken gesimuleerd.

Hiervoor zijn de volgende modelonderzoeken gebruikt:

- het schaal 1 : 2 (Deltagoot) onderzoek ten behoeve van de Oesterdam (M1795-X)
- het fundamenteel kleinschalig onderzoek dat in 1983 is uitgevoerd in de Scheldegoot (M1795-XII)

In beide onderzoeken was een steenzetting geplaatst op een doorlatende filterlaag met daaronder een veel minder doorlatende ondergrond.

De gemeten drukken op het talud zijn daarbij gebruikt als invoer voor het computerprogramma.

Uit formule (3.2.) blijkt dat behalve de drukken op het talud ook de geometrie van de constructie en de doorlatendheid van de steenzetting en filterlaag van belang zijn.

De geometrie is uiteraard eenvoudig op te meten. De bepaling van de doorlatendheid van de filterlaag bleek ook niet al te moeilijk.

Deze kon eenvoudig experimenteel bepaald worden. De gevonden waarden komen overeen met de doorlatendheid zoals die op grond van de korrelverdeling verwacht mocht worden (zie par. 2.6.). De bepaling van de doorlatendheid van de steenzetting is volgens par. 2.6. problematischer. De doorlatendheid van een steenzetting bleek sterk afhankelijk van de spleetbreedte, maar de spleetbreedte bleek moeilijk te bepalen. Ook bleek dat de doorlatendheid van de steenzetting mede wordt bepaald door de ondergrond. Dit om twee redenen: materiaal van de ondergrond dekt een gedeelte van de spleten af; en water kan alleen bij de spleten door de steenzetting stromen, het moet dus door de ondergrond naar de spleten toestromen.

Voor grote blokken met relatief weinig spleten en ondoorlatende filterlaag bleek, naar verwachting, deze "aanstroomweerstand" groter dan bij kleine blokken en een meer doorlatende filterlaag (zie ook par. 2.6.).

Verder is volgens par. 2.6. door de aard van de stroming de doorlatendheid niet onafhankelijk van de dikte van de blokken, maar evenredig met de wortel van de blokdikte, behalve bij zeer kleine spleten. Door deze omstandigheden bleek het moeilijk de doorlatendheid van de toplaag nauwkeurig te bepalen.

Voor de simulatie van de modelproeven is dan ook altijd eerst de doorlatendheid van de toplaag op grond van de dan bekende gegevens geschat. Daarna werden de berekende en gemeten waterdrukken vergeleken en werd de doorlatendheid van de toplaag zover aangepast dat de berekende en gemeten curve zo dicht mogelijk over elkaar lagen. Uit deze laatste vergelijking blijkt dan of het gebruikte rekenmodel de realiteit beschrijft of dat bepaalde mechanismen niet onderkend zijn en niet gemodelleerd zijn. Als numerieke simulatie en modelproef goed met elkaar overeenstemmen, dan blijkt uit de eerste vergelijking hoe nauwkeurig de doorlatendheden bepaald zijn.

De figuren 3.11 en 3.12 geven resultaten van het schaal 1 : 2 Deltagoot onderzoek dat is uitgevoerd t.b.v. de Oesterdam. Uit metingen is de spleetbreedte tussen de blokken bepaald op 0,7 mm. Toen daarmee de doorlatendheid van de zetting werd bepaald en met het computerprogramma de drukken werden berekend, bleken de berekende drukken niet helemaal in overeenstemming te zijn met de metingen. Het bleek dat de metingen en berekeningen goed met elkaar in overeenstemming te brengen zijn door een spleetbreedte van 1 mm tussen de blokken aan te nemen.

Figuur 3.11 geeft de opbouw van het model, de plaatsen waar metingen en berekeningen met elkaar vergeleken zijn en de vergelijking tussen metingen en berekening voor een golf met een korte periode ($\xi = 0,95$) en een spleetbreedte van 1 mm tussen de blokken. In figuur 3.12 zijn voor een andere waterstand en golf ($\xi = 2,45$) zowel de gemeten waterspanningen als de berekende bij spleetbreedtes van 0,7 en 1 mm weergegeven als ook de verschildrukken.

In de figuren 3.13 en 3.14 zijn resultaten van de simulatie van het fundamenteel kleinschalig modelonderzoek weergegeven. Hier is alleen de beste "fit" met de meetresultaten getoond.

Het verschil tussen de bij die fit ingevoerde doorlatendheid van de toplaag en de doorlatendheid van de toplaag zoals die uit een eerste schatting naar voren kwam, is gegeven in de beide figuren.

Uit de resultaten blijkt dat het ontwikkelde rekenmodel heel goed de verschildrukken onder een steenzetting geplaatst op een filterlaag t.g.v. golfaanval kan berekenen. De berekende en gemeten verhangen kunnen niet vergeleken worden, omdat geen verhangen gemeten zijn. Maar als gemeten en berekende verschildrukken overeenkomen, dan moet dit ook voor de verhangen gelden.

Gemeten en berekende drukken blijken zo goed met elkaar in overeenstemming te brengen dat het onwaarschijnlijk is te veronderstellen dat in het numerieke model een belangrijk mechanisme, dat mede de drukken in de filterlaag bepaalt, vergeten is. Ook blijkt dat de onzekerheid in de bepaling van de doorlatendheid van de top laag het nog niet mogelijk maakt de gemeten en berekende resultaten direct met elkaar in overeenstemming te brengen.

3.3.3. Steenzetting rechtstreeks geplaatst op een slecht doorlatende ondergrond

3.3.3.1. Beschrijving van de waterbeweging

Voor de beschrijving van de waterbeweging achter een steenzetting die rechtstreeks geplaatst is op een slecht doorlatende ondergrond dienen twee soorten ondergrond onderscheiden te worden:

- een ondergrond bestaande uit klei met een doorlatendheid van 10^{-8} m/s
- een ondergrond bestaande uit zand met een doorlatendheid tussen 10^{-5} en $5 \cdot 10^{-4}$ m/s (hier zal om uitspoeling te voorkomen tussen de zetting en de ondergrond vaak een geotextiel worden toegepast).

Voor een ondergrond bestaande uit klei kan opgemerkt worden dat de doorlatendheid hiervan zo klein is dat de waterbeweging in de klei geen invloed heeft op de verschildrukken over de steenzetting. Eventuele verschildrukken kunnen alleen ontstaan als onder de blokken in de klei ruimte is.

Uit een beschouwing over de stabiliteit van blokken rechtstreeks geplaatst op klei voor de Oesterdam [22] blijkt dat de verschildrukken over de zetting zeker kleiner zullen blijven als het eigen gewicht van de blokken als het percentage holle ruimte voldoet aan de volgende relatie:

$$O_p < 200 \frac{\Delta D}{H} \cos \alpha \quad (4.7.)$$

met:

O_p het percentage van het blokkoppervlak dat niet rechtstreeks aansluit op de ondergrond (%)

H de golfhoogte (m)

$\Delta = (\rho_a - \rho_w) / \rho_w$ (-)

ρ_a soortelijk gewicht steen (kg/m³)

ρ_w soortelijk gewicht water (kg/m³)

D de dikte van de steenzetting (m).

Deze formule die alleen te bepalen was door het probleem zeer sterk te schematiseren geeft, bij een uniforme verdeling van de holle ruimte onder de klei, een percentage holle ruimte waarbij stabiliteit tegen overdruk zeker is gewaarborgd. Dit omdat in de schematisatie van de ongunstigste veronderstellingen is uitgegaan. Wel moet het dan zeker zijn dat het percentage holle ruimte door erosie niet groter wordt. Ook zal deze formule zijn geldigheid verliezen voor zeer grote waarden van $H/\Delta D$. Andere schademechanismen zullen dan belangrijk worden. Voor "goede" klei is op grond van uitgevoerd onderzoek deze formule waarschijnlijk geldig tot $H/\Delta D = 10$.

In een ondergrond bestaande uit zand is de waterbeweging in de ondergrond wel van belang voor de verschildrukken over een steenzetting. Een in de Deltagoot uitgevoerd onderzoek gaf aan dat een steenzetting, die geplaatst was op een geotextiel en dan op zand een grotere stabiliteit heeft dan een steenzetting geplaatst op een filterlaag, maar een kleinere stabiliteit dan een steenzetting rechtstreeks geplaatst op klei.

Om misverstanden te voorkomen is het goed hier op te merken dat bij deze onderzoeken alleen gekeken is naar bezwijken van de steenzetting ten gevolge van een kortdurende belasting. Constructies die hier genoemd worden met een hoge stabiliteit zijn als geheel alleen bestand tegen een hoge belasting indien ook de ondergrond bij deze belastingen stabiel is.

Daarom moeten ook andere schademechanismen in beschouwing worden genomen en blijken daaruit mogelijk aanvullende maatregelen noodzakelijk. Wat hierover bekend is, zal in een volgend hoofdstuk behandeld worden.

Voor de constructie steenzetting geplaatst op een geotextiel op zand kon de waterbeweging in de ondergrond niet met de in 4.1. behandelde rekenmethoden worden berekend, omdat nu de waterbeweging in de gehele ondergrond berekend moet worden. De stroming in die ondergrond kan in dat geval niet overal evenwijdig aan het talud worden verondersteld.

Uit de eerder genoemde Deltagootproef bleek verder dat de waterbeweging in de ondergrond alleen goed beschreven kan worden als zowel elastische berging als ook de stroming rondom de spleten goed berekend worden. Op het moment van schrijven wordt een computerprogramma ontwikkeld om deze waterbeweging te berekenen.

Uit prototypeproeven uitgevoerd in het Hartelkanaal [29] met scheepsgolven is gebleken dat de verhangen evenwijdig aan het talud direct onder de zetting (i_y) bij de constructieblokken op geotextiel op zand veel hoger kunnen zijn dan bij toepassing van een filterlaag.

Uit figuur 3.6. bleek dat bij toepassing van een filterlaag het maximale verhang evenwijdig aan het talud in de richting van de teen niet groter kan zijn dan $\sin \alpha$, met α de taludhelling. Voor blokken rechtstreeks geplaatst op zand waarbij geen filterlaag is toegepast zijn in bovengenoemd onderzoek in het Hartelkanaal bij een talud van 1 : 4 ($\sin \alpha = 0,24$) verhangen van 0,5 gemeten.

3.3.3.2. Waterbeweging in de spleten van de zetting

Bij steenzettingen geplaatst op een slecht doorlatende ondergrond kan ook de waterbeweging in de spleten van de zetting van belang zijn.

Met name geldt dit voor een steenzetting rechtstreeks geplaatst op een ondergrond van klei. Bij afwezigheid van holle ruimten tussen de blokken en de klei is de waterbeweging in de spleten de enige belasting op de klei.

De schuifspanning op de overgang water-klei blijkt hier een belangrijke parameter.

In een studie [22] uitgevoerd voor de bepaling van de belasting op de klei van de Oesterdam door de waterbeweging in de spleten is op grond van algemene formules uit de vloeistofmechanica een schatting gemaakt van de schuifspanningen op de klei.

De resultaten hiervan zijn voor verschillende waarden van i gegeven in de figuur 3.15.

Het verhang i moet in deze figuren gelezen worden als $\frac{d\phi}{dx}$ met ϕ de stijghoogte in de spleten. Hoe groot deze waarde in de spleten kan worden is niet vastgesteld. Boven op het talud van de Oesterdam is bij modelonderzoek de stijghoogte gemeten, daaruit is tijdens de golfklap maximaal $i = 6$ bepaald. Buiten de golfklap werd op het talud een maximaal verhang $i = 1 \text{ à } 2$ bepaald.

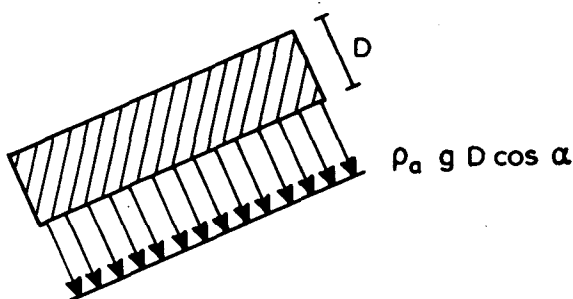
4. Sterkte

Na de beschouwing van de belasting in het vorige hoofdstuk is het van belang aandacht te geven aan de sterkte van een taludbekleding. De sterkte van een taludbekleding wordt bepaald door het gewicht van een steen, de wrijvings- of klemkracht tussen stenen en de erosiegevoeligheid van de onderlaag. De onderlaag wordt beschouwd in paragraaf 4.3. Eerst wordt in de volgende paragraaf de steenzetting zelf beschouwd zonder daarbij aandacht te geven aan de onderlaag.

4.1 Sterkte van een steenzetting

Losliggend blok

De minimale sterkte van een steenzetting is gelijk aan het eigen gewicht van de stenen per eenheid van oppervlakte.



Wanneer in een steenzetting de stenen los liggen dan komt de sterkte overeen met deze minimale sterkte.

Enkel blok met wrijving

In de modelonderzoeken waarbij blokken om en om vast zijn gezet ondervinden de tussenliggende blokken toch nog wel wat wrijving van omringende blokken. Dit komt doordat een "los" blok tegen het onderliggende blok aan ligt en doordat een blok bij bewegen niet precies loodrecht op het talud beweegt.

In de praktijk ontnemen steenzettingen een deel van hun sterkte aan onderlinge wrijving tussen de stenen. In [8] zijn proeven beschreven waarin de kracht werd gemeten die nodig is om een steen uit een steenzetting te trekken. Van belang hierbij is dat omringende blokken werden "gestut" zodat slechts één blok uit het talud werd getrokken. De trekkrachten hebben dus betrekking op deze vorm van bezwijken, die in figuur 4.1.a is aangegeven, beschreven. Uit modelonderzoek is gebleken dat schade kan optreden bij belastingen die vele

malen kleiner zijn dan de trekkracht die nodig is om een blok op deze wijze uit het talud te trekken. Voor diverse typen steenzettingen zijn de resultaten samengevat in figuur 4.3.a. In dat onderzoek is voor twee typen zettingen ook nagegaan wat de trekkracht is als een glooiing herzet en vervolgens ingeveegd is. De resultaten zijn gegeven in figuur 4.3.b. De trekkracht blijkt na herzetten 37% te zijn van de oorspronkelijke trekkracht. Na invegen is de trekkracht 60% van de oorspronkelijke trekkracht. Overigens is gebleken dat een getrokken en vervolgens weer teruggezet Haringmanblok een aanzienlijk lagere trekkracht vertoonde (ca. 15% van de oorspronkelijke waarde). Het is niet bekend of de oorspronkelijke trekkracht na het passeren van enige stormen weer terug komt. Hier wordt nog nader onderzoek naar gedaan.

In deel VII zijn proeven beschreven waarin de kracht werd gemeten die nodig is om een ingewassen Basalton betonzuil uit een steenzetting te trekken. Daarbij werden de omringende zuilen niet "gestut". De gemeten trekkrachten bedroegen minimaal 8 kN en maximaal 27 kN (ter vergelijking: het gewicht van de zuilen was ongeveer 0,2 kN). Deze proeven zijn uitgevoerd op een "jonge" zetting in de Deltagoot.

In figuur 4.4 is de gemiddelde kracht, T, nodig om een blok uit een steenzetting van vierkante betonblokken te trekken weergegeven. De benodigde trekkracht bestaat uit de wrijvingskracht voor het blok en de loodrecht op het talud ontbondene van het gewicht.

Met behulp van lineaire regressie analyse is de best fit curve door de meetpunten bepaald:

$$T = 2750 h - 2690, \text{ waarin } T \text{ in N en } h \text{ in m}$$

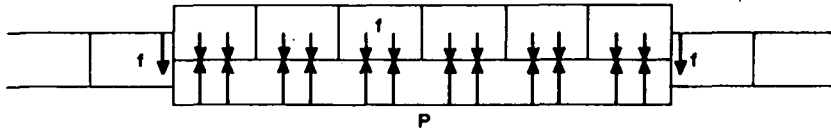
(correlatie 73%)

met h = afstand vanaf getrokken blok tot bovengelegen opsluitband(m)

Overigens is een dergelijke relatie tussen T en h alleen voor Haringmanblokken waargenomen en niet voor de andere in [8] onderzochte bloktypen.

Verplaatsing van een rij blokken loodrecht op de taludhelling

Als een rij stenen in zijn geheel loodrecht uit het talud wordt gedrukt, dan lijkt dit mechanisme veel op het uitdrukken van 1 blok waarbij de wrijvingskracht moet worden overwonnen (zie figuur 4.1.a).



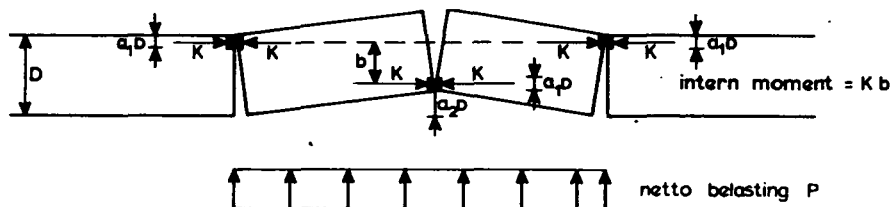
Bezwijken treedt op als $p \cdot A_1 > f \cdot A_2$

Hierin is p de "netto belasting" dat is de belasting min het eigen gewicht en A_1 de oppervlakte van de onderkant van een steen.

f is de wrijvingsdruk tussen de stenen en A_2 het oppervlak waarover die wrijvingsdruk werkt.

Uitbuiging van een rij stenen (liggermechanisme) (zie figuur 4.1.b)

Het mechanisme waarbij een rij stenen gaat uitbuigen verschilt principieel van het mechanisme waarbij stenen omhoog worden gedrukt. De beweging is nu niet meer loodrecht op het talud, maar kan worden voorgesteld door een roterende beweging. Er ontstaan drie scharnierpunten. Het mechanisme kan worden vergeleken met een ingeklemde ligger die bezwijkt, doordat er drie plastische scharnieren ontstaan. De belasting die de ligger kan opnemen hangt af van de grootte van het volplastische moment in de scharnierpunten. Bij een steenzetting kan de inwendige krachtsoverdracht als volgt worden voorgesteld.



De weerstand van de ligger tegen bezwijken ontstaat als deze een beetje uitbuigt, waardoor de stenen klem komen te zitten. Er ontstaan drukkrachten ter plaatse van het midden en de inklemming, die tesamen een tegenwerkend moment vormen voor de uitwendige belasting. Dit tegenwerkend moment is groot:

$$M = b \cdot K(1)$$

het bezwijkmoment of volplastisch moment M_p hangt af van een aantal factoren:

$$M_p = \sigma_b a_1 D^2 (1 - a_1 - a_2) B \quad (2)$$

waarin:

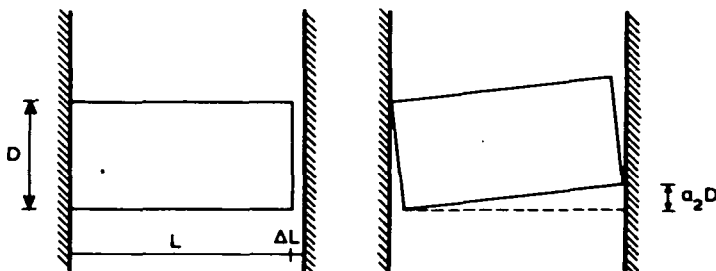
M_p	= bezwijkmoment voor de ligger	[Nm]
σ_b	= druksterkte beton	[N/m ²]
D	= dikte bekleding	[m]
$a_1 D$	= hoogte waarover de drukkracht K werkt	[m]
$a_2 D$	= initiële uitbuiging door mobiliseren van ruimte tussen de afzonderlijke blokken	[m]
B	= breedte van de steenrij (in bovenstaande figuur loodrecht op het vlak van de tekening)	[m]

Voor een steenzetting liggen de betondruksterkte, de dikte en de breedte vast. Van grote invloed is het drukoppervlak $a_1 D$ en vooral de speling tussen de blokken $a_2 D$. Bezwijken kan optreden als de betondruksterkte wordt overschreden of als de afstand $b = D(1-a_1-a_2)$ kleiner dan nul wordt.

Bij het onderzoek naar de stabiliteit van een zetting op zand [10] is nagegaan of het overschrijden van de betonsterkte als een reële mogelijkheid gezien mag worden. Zelfs bij het verwaarlozen van wrijvingskrachten, zodat de volledige netto belasting p door de interne momenten moet worden opgenomen en bij een lage aanname van de betondruksterkte, was de belasting die voor het bezwijken van de beton nodig was driemaal zo groot als de belasting waarbij in het model werkelijk bezwijken optrad. Het is daarom niet aannemelijk dat het overschrijden van de betondruksterkte reden kan zijn voor bezwijken van het talud.

Veeleer zal na het overschrijden van de wrijvingskrachten de factor a_2 zo groot zijn geweest dat er geen tegenwerkend moment is ontstaan. Dat wil zeggen dat:

$$b = D(1-a_1-a_2) < 0 \quad (3)$$

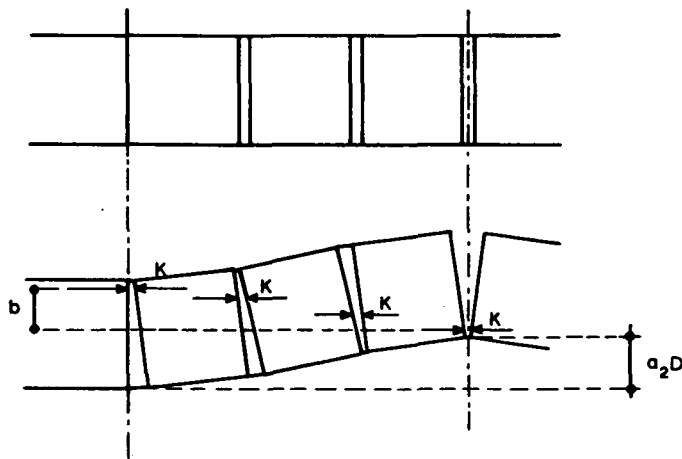


Worden een aantal blokken beschouwd met een lengte L en een totale spleetbreedte tussen de blokken van ΔL , dan kan de initiële hoogte $a_2 D$ worden berekend met:

$$a_2 D = D - \sqrt{D^2 + L^2} - (L + \Delta L)^2 \quad (4)$$

Bij aannamen van blokafmetingen $0,25 \times 0,30 \times 0,105 \text{ m}^3$ en het uitbuigen van 6 blokken (proef 41, M 1881 deel XII) wordt aan (3) voldaan als er een gemiddelde spleetbreedte van 1,75 mm tussen de blokken aanwezig is geweest. Dit is inderdaad best mogelijk.

Het mobiliseren van de spleetbreedte tussen de blokken in de scharnierpunten is in bovenstaande figuren zo eenvoudig mogelijk voorgesteld. In werkelijkheid zal de uitbuigingsvorm iets meer gebogen zijn (in plaats van twee scharnieren de delen). Daarnaast zal niet alle aanwezige spleetruimte volledig worden gemobiliseerd in de scharnierpunten. Deze twee aspecten hebben echter een tegengestelde invloed op (4). Door een meer buigende vorm te veronderstellen wordt $a_2 D$ groter (stabiliteit kleiner), voor het mobiliseren van de spleetruimte is dit net andersom. Onderstaande figuur geeft een idee van het bezwijken van een rij stenen door uitbuiging, waarbij bovengenoemde aspecten zijn verwerkt.



Aannemende dat het overschrijden van de betonsterkte niet zal voorkomen, dan treedt bezwijken door buiging alleen op als aan (3) wordt voldaan. Wordt niet genoeg ruimte gemobiliseerd, dan treden er inwendige momenten op en zal geen verdere uitbuiging optreden. Het resultaat is dan dat de blokken na de maximale belasting weer terugsakken, of dat een stabiele "katterug" ontstaat. Voordat buiging kan optreden, moet echter eerst de wrijvingsdruk aan de zij-kanten worden overwonnen, wat betekent dat buiging niet eerder zal optreden dan dat is voldaan aan $pA_1 > fA_2$. De wrijvingsweerstand is overigens kleiner dan bij een rij blokken die loodrecht op de taludhelling wordt verplaatst, om-

dat de wrijving aan de zijkanten niet hoeft te worden overwonnen. Daat staat tegenover dat een extra belasting nodig is om de ruimte te mobiliseren.

Uitbuiging van meerdere rijen blokken (plaatsmechanisme) (figuur 4.1.c)

Bij het uitbuigen van 1 rij blokken ontstaan 3 scharnierpunten naar analogie van het plastisch bezwijken van een volledig ingeklemde ligger. Het uitbuigen van een groot gedeelte van de belkeding als een plaat, is op hetzelfde principe gebaseerd. Naar analogie van "Het plastisch gedrag en de berekening van op buiging belaste platen" [9], kan het plaatmechanisme voor een zetting worden afgeleid. In plaats van scharnierpunten ontstaan zogenaamde vloeilijnen. Het volplastisch moment wordt nu per meter breedte gedefinieerd en heerst overal langs de vloeilijn.

De weerstand van de plaat tegen bezwijken ontstaat als de plaat een beetje uitbuigt, waardoor de stenen klem komen te zitten. overeenkomstig de eerder beschreven ligger. Het interne moment wordt opnieuw door (1) gegeven, waarbij dit moment wordt beschouwd per meter plaatbreedte. De relatie voor het bezwijkmoment m_p komt bijna overeen met (2):

$$m_p = \sigma_b a_1 D^2 (1 - a_1 - a_2) \quad (5)$$

waarin: m_p = bezwijkmoment per meter plaatbreedte [Nm/m]

Door het plastisch moment m_p voor de bekledingslaag als in formule (5) te definiëren, kan de bezwijkbelasting volgens de in [9] gegeven methoden worden berekend. Bij het plastisch bezwijken van platen ontstaan ter plaatse van de maximale momenten zogenaamde vloeilijnen. Als het vloeilijnenpatroon volledig is ontwikkeld, dus als ter plaatse van de vloeilijnen overal het plastische moment m_p heerst, zal bij een geringe opvoering van de belasting de plaat ongelimiteerd vervormen en dus bezwijken.

Het bezwijkpatroon wat van belang is bij steenzettingen, is de volledige ingeklemde plaat (zie figuur 4.2). Ten aanzien van de vorm van de plaat kunnen vier gevallen worden beschouwd:

- Een oneindig lange rechthoekige plaat met breedte a .
- Een rechthoekige plaat met afmetingen $a \times b$.
- Een vierkante plaat met zijde a .
- Een ronde plaat met diameter a .

Figuur 4.2 geeft deze vormen weer. Met behulp van $B_p = b/a$ wordt de vorm volledig vastgelegd.

Voor de eenvoud wordt de netto belasting p geschematiseerd tot een gelijkmatig verdeelde belasting. Voor een rechthoekig volledige ingeklemde plaat kan de bezwijkbelasting dan worden berekend met:

$$p = \frac{16 \text{ mp}}{a^2} \left(\frac{B + 0,76}{B - 0,36} \right) \quad (6)$$

Voor een oneindig lange plaat wordt (6) gereduceerd tot ($B_p = \infty$):

$$p = \frac{16 \text{ mp}}{a^2} \quad (7)$$

Voor een vierkant zowel als een ronde plaat met $B_p = 1$ geldt:

$$p = \frac{44 \text{ mp}}{a^2} \quad (8)$$

Met behulp van formules (5) en (6) kan worden nagegaan of en zo ja, welke bezwijkvorm zal optreden.

Overigens moet net als bij het liggermechanisme worden geconcludeerd dat het overschrijden van de betonsterkte niet een reële bezwijkvoorwaarde is. Derhalve moet ook hier het mobiliseren van spleetruimte ter plaatse van de vloeilijnen (de afstand $a_2 D$) de oorzaak zijn waardoor geen tegenwerkend moment zal ontstaan. Bij het uitbuigen als een plaat hoeft geen wrijving te worden overwonnen. De netto belasting zorgt er in zijn geheel voor dat de spleetruimte wordt gemobiliseerd.

De bovengenoemde beschrijvingen van de sterkte van een steenzetting zijn slechts een weergave van de denkmodellen die zijn gevormd. De praktische bruikbaarheid is gering. Zij vormen een aanzet tot verder onderzoek dat erop is gericht de sterkte van een steenzetting te beschrijven.

4.2 Overgangsconstructies

In de praktijk blijkt dat wanneer er schade optreedt aan een steenzetting dit vaak gebeurt ter plaatse van overgangen van steenzettingen. In het onderzoek tot nu toe is nog maar geringe aandacht gegeven aan dit punt. Er blijken twee factoren een rol te spelen. Ten eerste kunnen overgangen de sterkte verminderen.

Met de in het voorafgaande gegeven veronderstellingen en randvoorwaarden bleek een analytische oplossing mogelijk [30]. Een belangrijke parameter in deze oplossing bleek de lek lengte:

$$\lambda = \sin \alpha \sqrt{\frac{bD k}{k'}} \quad (3.1.)$$

met:

- λ de lek lengte (m)
- α de taludhelling
- b de dikte van de filterlaag (m)
- D de dikte van de steenzetting (m)
- k' de doorlatendheid van de steenzetting (m/s)
- k de doorlatendheid van de filterlaag (m/s)

Daar deze parameter als belangrijke parameter bij het oplossen van de differentiaal-vergelijking naar voren kwam, moet hij ook een fysische betekenis hebben, deze betekenis wordt in een volgend hoofdstuk nader toegelicht.

Met deze parameter λ is de analytische oplossing te geven in twee dimensionale grafieken (fig. 3.5 en 3.6.).

De eerste grafiek geeft de ligging van de freatische lijn in het filter (h) en de verschildruk $\Delta\phi$ over de zetting als functie van de golfhoogte gedeeld door de lek lengte (H/λ). De tweede figuur geeft het maximale verhang i_y langs het talud en de plaats waar dit optreedt ook als functie van H/λ . Uit deze beide figuren blijkt dat voor een ten opzichte van de golfhoogte kleine lek lengte kleine verschildrukken te verwachten zijn, maar het verhang evenwijdig aan het talud (i_y in fig. 3.3) dan juist groot is.

Ook blijkt uit figuur 3.5 duidelijk dat de hoogte van de freatische lijn niet bepalend is voor de verschildruk over de zetting. Voor een kleinere lek lengte, dus meer rechts in de grafiek, neemt de verschildruk af, maar komt de freatische lijn hoger in het talud te liggen.

Uit de oplossing blijkt verder dat de gevonden verschildruk bij deze gesimplificeerde golfrandvoorwaarde niet recht evenredig is met de golfhoogte. Voor $H/\lambda > 3$ blijkt de gevonden verschildruk zelfs totaal onafhankelijk van de golfhoogte en alleen een functie van λ en wel volgens de eenvoudige relatie:

$$\Delta\phi = 0,5 \lambda \quad (3.2.)$$

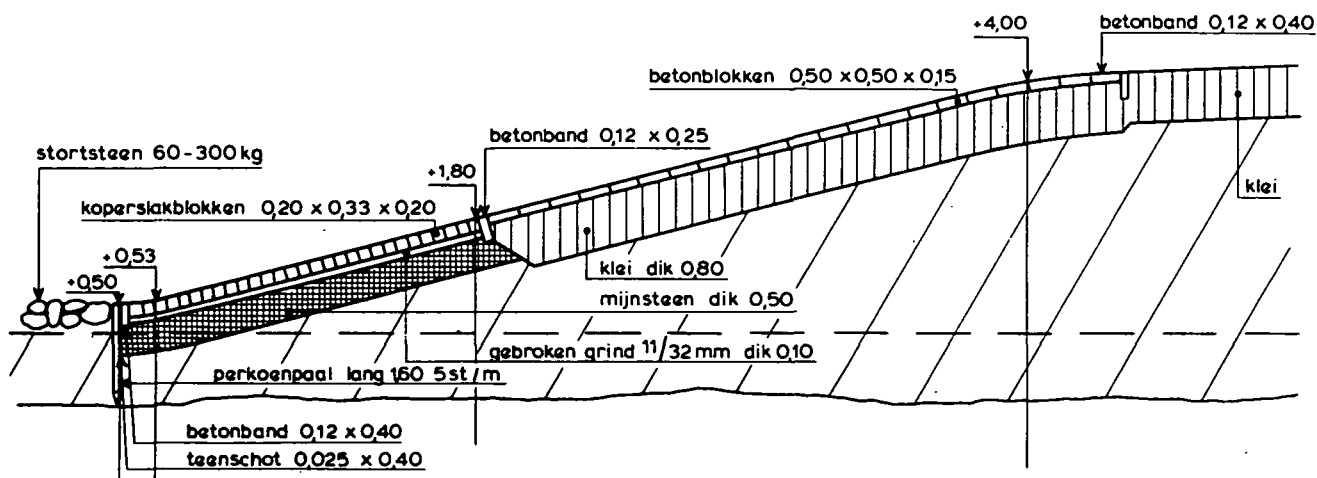
ren. Dit kan in de ontwerpfase van belang zijn, maar ook in de uitvoeringsfase. Overgangsconstructies blijken namelijk in veel gevallen moeilijk in overeenstemming met het ontwerp uitgevoerd te kunnen worden. In de tweede plaats kunnen overgangen de optredende belastingen doen toenemen vergeleken bij doorlopende constructies (zie paragraaf 3.3.2.7).

Er kunnen 3 typen overgangsconstructies worden onderscheiden:

- a) Beëindiging van de taludbescherming aan de onderkant, de teenconstructie.

De functie van de teenconstructie is de steenzetting te ondersteunen en erosie van de vooroever juist voor het talud te voorkomen.

In het kader van het steenzettingenonderzoek is geen aandacht gegeven aan het opstellen van richtlijnen voor het ontwerpen van teenconstructies. Voor de Oesterdam is door middel van modelonderzoek op schaal 1:10 de stabiliteit van de teenbelasting onderzocht. Hieruit bleek dat van de teenbestorting van 60-300 kg met de bovenkant op NAP +0,5 m slechts enkele stenen werden verplaatst bij een waterstand van NAP +3 m en $H_{si} = 1,8$ m en $T_z = 4,5$ s. Bij andere waterstanden werden bij deze golfomstandigheden geen stenen verplaatst.



Dwarsprofiel Oesterdam

afmetingen in m
hoogten ten opzichte van N.A.P.

In het algemeen kan slechts worden gesteld dat de teenconstructie voldoende steun moet geven aan de steenzetting en moet zijn opgebouwd volgens de filterregels (par. 5.3) teneinde erosie van de vooroever te voorkomen.

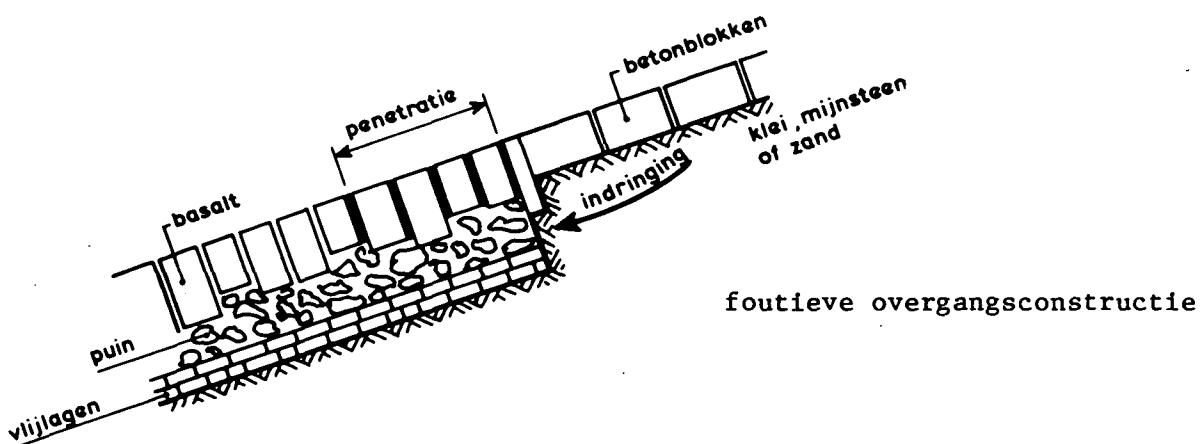
Van belang is verder dat de teenconstructie ook de beëindiging vormt van de onder de steenzetting aanwezige lagen. De overgangsconstructie kan een "lek"

zijn waardoor materiaal van de onderlagen verdwijnt. Hieraan zal bij het ontwerp en de uitvoering aandacht moeten worden gegeven teneinde dit te voorkomen.

b) Overgang van het ene type taludbescherming naar een ander type

Dit type overgangsconstructie komt vrij veel voor in gevallen waarin een dijk is opgehoogd. Tussen beide typen taludbeschermingen wordt vaak een betonband toegepast. De invloed die deze betonband op de belastingen kan hebben wordt in paragraaf 3.3.2.7 beschreven.

Deze betonband kan de bovenliggende blokken ondersteunen waardoor deze niet tegen de er onder liggende blokken drukken. De kans is daardoor groter dat ter plaatse van de overgangsconstructie blokken los liggen of in ieder geval losser liggen dan bij een doorlopend talud. De kans op schade is daar dus groter. Bij deze overgang van het ene type taludbescherming naar het andere, kunnen ook problemen ontstaan in de onderlagen. Een voorbeeld is het uitspoelen van klei naar een laag puin (zie figuur). Ook de overgang van de onderlagen moet daarom zorgvuldig worden ontworpen en uitgevoerd.



c) Beëindiging van de taludbescherming aan de bovenkant

Op een niveau van enkele meters boven NAP worden de steenzetting en de onderlagen vaak beëindigd en wordt het hoger gelegen gedeelte van de dijk bekleed met klei waarop gras groeit. Ten aanzien van de invloed van deze overgang op de belastingen op de steenzetting wordt weer verwezen naar paragraaf 3.3.2.7. De invloed van de overgang op de sterkte van de steenzetting is vergelijkbaar met wat onder b) is beschreven. Er drukken geen blokken op de hoogst gelegen blokken. Deze kunnen daardoor losser liggen dan bij een doorlopend talud.

Ook in dit geval moet weer voldoende aandacht worden gegeven aan de overgang van de onderlagen ten einde uitspoelen te voorkomen.

Bij overgangen van type b) en c) wordt de steenzetting vaak gepenetreerd met asfalt of cementbeton. Dit voorkomt dat de blokken los liggen. Het heeft echter ook een invloed op de belastingen (zie paragraaf 3.3.2.7).

4.3. Sterkte van onderlagen

4.3.1. Probleemstelling

Voor een stabiele taludbescherming dient niet alleen de toplaag de door golfaanval opgewekte belastingen te kunnen weerstaan. Ook de sterkte van de onderlagen zal hiervoor in beschouwing genomen moeten worden. Uitspoeling van het materiaal dat direct onder de steenzetting is aangebracht moet worden voorkomen, maar ook korreltransport vanuit daaronder liggende lagen of vervormingen door plastische deformaties.

In het rapport "Inventarisatie interne schademechanismen bij oeverbeschermingen en bekledingen van zeedijken" [23] zijn de volgende schademechanismen onderscheiden:

- materiaal dat uitspoelt tussen de spleten
- plastische vervorming van onderlagen
- suffosie, korreltransport van kleine deeltjes in een materiaal dat bij gegeven belasting niet intern stabiel is
- erosie, transport van materiaal uit een onderlaag, bestaande uit relatief kleine deeltjes in een filterlaag die bestaat uit een meer grofkorrelig materiaal
- onderloopsheid (piping), de vorming van zandmeevoerende wellen in een zandlichaam onder een afdekkende laag veroorzaakt door grondwaterstroming
- verweking, door waterspanning gegenereerde afname van de korrelspanning, die zelfs plaatselijk het contact tussen de korrels onderling kan doen verdwijnen.

Doordat tot en met 1983 de nadruk gelegen heeft op de stabiliteit van de toplaag, is de sterkte van in de voor de onderlagen toegepaste materialen voor de hierboven genoemde schademechanismen in het tot nu toe uitgevoerde onderzoek stabiliteit steenzettingen bijna niet onderzocht.

In andere onderzoeksprojecten, soms verwant aan bovenstaand onderzoek is hierover wel enige kennis vergaard. Deze zal in de volgende paragrafen worden samengevat. Gezien de speciale eigenschappen van klei zal dit afzonderlijk worden behandeld.

4.3.2. Korreltransport

Korreltransport kan plaatsvinden door 4 verschillende mechanismen die hier kort behandeld zullen worden.

- korreltransport door de spleten.

Voor cohesief materiaal is bij gegeven belasting de erosiegevoeligheid de maatgevende parameter. Welke parameters deze erosiegevoeligheid bepalen is nog onduidelijk, maar enige richtlijnen zijn wel te geven. In het hoofdstuk "klei onder steenzettingen" zal hier nader op worden ingegaan. Voor niet cohesief materiaal moet deze mogelijkheid ten alle tijde uitgesloten worden door er voor te zorgen dat de spleten kleiner zijn dan de korreldiameter van het onderliggende materiaal, of door toepassing van een geotextiel. Voor de openingen in het geotextiel moet dan volgens [36] gelden dat:

$$O_{98} < d_{15}$$

met:

- O_{98} de diameter van de opening in het geotextiel waarvoor geldt dat 98% van de openingen kleiner is
- d_{15} de diameter van de korrels waarvoor geldt dat 15 gewichtsprocenten van de korrels kleiner is dan die korrels.

- suffosie.

In de literatuurstudie filters [24] wordt genoemd dat dit een belangrijk schade-mechanisme kan zijn als het materiaal sterk gegradeerd is. Wanneer we voor de gradering de volgende maat gebruiken:

$$U = d_{60}/d_{10}$$

met:

- d_x de diameter van de korrels waarvoor geldt dat x gewichtsprocent van de korrels kleiner is.

dan geldt volgens bovengenoemde studie dat voor $U < 10$ geen suffosie te verwachten is.

Voor $U < 60$ treedt suffosie op bij kleine verhangen tenzij de korrelverdeling aan speciale eisen voldoet die beschreven zijn in [24].

Nu geldt voor de meeste in taludbeschermingsconstructies toegepaste materialen (ook de meeste mijnsteensoorten) dat $U < 10$, zodat dit zelden een probleem zal zijn. Voor ongesoorteerde mijnsteen is echter niet altijd aan deze voorwaarden voldaan. Wordt dit materiaal gebruikt, dan dient bovengenoemde voorwaarde dus met een korrelverdeling geverifieerd te worden (zie ook hoofdstuk 6).

• Erosie van basismateriaal in een filterlaag.

Dit kan een probleem zijn als onder de zetting een laag grofkorrelig materiaal aanwezig is met daaronder fijnkorreliger materiaal. Bij Deltagootproeven is ook meerdere malen gebleken dat vervormingen van het talud veroorzaakt zijn doordat zand uit de kern in een bovenliggende grofkorrelige laag gespoeld was.

Naar deze erosieverschijnselen is uitgebreid onderzoek uitgevoerd in het kader van de Oosterschelde Stormvloedkering [25]. Daarbij zijn vele experimenten naar de sterkte van filterconstructies uitgevoerd die echter toegesneden zijn op de situatie van de Oosterscheldekering: een vlakke laagscheiding en een stationair verhang. Uit de literatuurstudie filters [24] en Design criteria for granular filters [25] blijkt dat stationaire langsverhangen (een verhang parallel aan de laagscheiding) en cyclische langsverhangen dezelfde resultaten geven, zodat wat dat betreft de resultaten ook nu bruikbaar zijn. Hoe de resultaten veranderen als de laagscheiding onder een helling wordt aangebracht, is echter niet experimenteel getoetst. Wel is hiervoor in [24] een formule afgeleid. Volgens die formule neemt het kritieke verhang met een factor α af als functie van de taludhelling en de interne wrijvingshoek van het materiaal. De relatie is:

$$\alpha = \frac{\sin (\phi - \beta)}{\sin \phi} \quad (4.1.)$$

met:

α de factor waarmee het kritieke verhang gereduceerd wordt

ϕ de interne wrijvingshoek

β de hoek van het talud met de horizontaal.

Vooralsnog kunnen voor de beoordeling van de sterkte van een gekozen filterconstructie het beste de resultaten van het filteronderzoek voor de Oosterschelde worden gebruikt. Daarbij moet worden bedacht dat de taludhelling erosie bevordert.

Als de sterkte van een constructie als veilig wordt beoordeeld op basis van bovengenoemde resultaten, is nog niet zeker dat dit in de werkelijkheid het geval zal zijn. Wel geldt dus dat een onveilig beoordeelde constructie ook zeker onveilig is.

Voor filterconstructies die belast worden met een stationair verhang evenwijdig aan de laagscheiding zijn in het filteronderzoek ten behoeve van de Oosterschelde relaties afgeleid voor het kritieke verhang als functie van de korreldiameters van zowel filter- als basismateriaal. In figuur 4.5. zijn deze relaties grafisch weergegeven.

Uit deze figuur blijkt dat de erosiegevoeligheid sterk afhankelijk is van de verhouding:

$$\frac{n_f d_{15f}}{d_{50b}}$$

waarin:

n_f	de porositeit van het filtermateriaal
d_{15f}	de diameter van de korrels van het filtermateriaal waarvoor geldt dat 15 gewichtsprocent van de korrels kleiner is
d_{50b}	de diameter van de korrels van het basismateriaal waarvoor geldt dat 50 gewichtsprocent van de korrels kleiner is.

Als bovengenoemde verhouding kleiner is dan 1,5 zal voor geen enkel verhang migratie van basisdeeltjes in de filterlaag ontstaan, omdat het filter dan geometrisch dicht is.

De te verwachten hydraulische gradiënt is in par. 3.3.2.4. behandeld.

Uit [25] blijkt dat ook verhangen loodrecht op het talud (i_z) instabiliteit van het filter kunnen veroorzaken. Bij prototype-onderzoek naar oeverbeschermingen in het Hartelkanaal zijn ook verhangen loodrecht op de laagscheiding gemeten. Bij dat onderzoek waren deze verhangen klein orde 0,1.

Voor die waarden van i_z wordt de stabiliteit van de ondergrond volgens [25] nauwelijks beïnvloed. Het aantal metingen is echter te beperkt om hierover algemene uitspraken te doen.

- Onderloopsheid is tot nu toe niet onderzocht.

Voor dijken bestaande uit een kleikern is het voor wat betreft de taludbescherming geen probleem. Voor dijken met een zandkern kunnen problemen voorkomen worden door een zanddichte taludbekleding tot ver beneden de stilwaterlijn te laten doorlopen.

4.3.3. Vervorming zonder korreltransport

In de vorige paragraaf zijn mechanismen behandeld waarbij de belasting op de ondergrond aanleiding geeft tot korreltransport wat vervorming ten gevolge heeft. In deze paragraaf worden 2 schademechanismen behandeld die zonder korreltransport aanleiding geven tot vervorming van de ondergrond:

- plastische vervorming van de ondergrond
- verweking van de ondergrond.

Deze beide schademechanismen worden veroorzaakt door de golfklap.

- Plastische vervorming van de ondergrond van enige betekenis is in grootschalig modelonderzoek nooit gevonden. Als de onderliggende materialen op de gebruikelijke wijze verdicht worden lijkt dit geen probleem. Een uitzondering moet echter gemaakt worden voor de constructie blokken rechtstreeks geplaatst op klei, die in paragraaf 4.2.4.3. behandeld zal worden.

- Verweking door golfklappen.

Dit mogelijke schademechanisme is nog niet onderzocht in het kader van het fundamenteel onderzoek steenzettingen. Tijdens onderzoek naar de invloed van golfklappen op asfalttaluds is hier wel vrij veel aandacht aan besteed.

Bij dit laatste onderzoek bleek dat dit een lastig te beschrijven schademechanisme is. Voor een rekenkundige aanpak zijn vrij ingewikkelde en daardoor tamelijk ondoorzichtige rekenmodellen noodzakelijk. Modelonderzoek bleek alleen op grote schaal mogelijk. Voor het steenzettingenonderzoek is dit laatste een gecompliceerd probleem, omdat het dan moeilijk zal zijn verweking van andere schademechanismen te scheiden.

De gevoeligheid voor verweking blijkt toe te nemen bij een lossere pakking van het zandpakket en een hogere verzadigingsgraad. Voor een constructie waar blokken rechtstreeks of alleen met een filterdoek op zand worden gelegd kan verweking een probleem zijn. In alle andere gevallen zal dit waarschijnlijk geen probleem opleveren, omdat tussenliggende constructielagen de energie van de golfklap over een groter gebied zullen verdelen. Overigens is deze problematiek nog niet nader onderzocht.

4.3.4. Klei onder steenzettingen

4.3.4.1. Belang van constructie en onzekerheden in sterkte

Klei onder steenzettingen wordt gebruikt bij twee verschillende constructies.

Bij natuursteenconstructies worden vaak op een onderlaag van klei twee vlijlagen van klinkers toegepast met daarop gebroken puin waarop de zetsteen geplaatst wordt. Sinds betonblokken worden toegepast als toplaag voor taludbeschermingsconstructies zijn ook regelmatig betonblokken rechtstreeks geplaatst op klei toegepast. Bij deze laatste constructie verschilt de soort belasting op de klei niet wezenlijk van de belasting bij de eerste constructie, maar de belasting wel veel groter, omdat de klei in de spleten rechtstreeks wordt blootgesteld aan de golfbelasting. Daarom zal in het vervolg de nadruk liggen op deze laatste constructie. Wat gezegd wordt over de erosie van klei geldt voor beide constructies, alleen zal de grootte van de belasting verschillend zijn.

Een taludbescherming bestaande uit betonblokken rechtstreeks geplaatst op klei is al vele jaren toegepast.

Het naspeuren waar en wanneer deze constructie voor het eerst is toegepast zou waarschijnlijk een langdurig verblijf in archieven van de diverse waterschappen betekenen en is dan ook niet uitgevoerd.

Wel is bekend dat het Waterschap Tholen al in 1933 deze constructie heeft laten aanbrengen. De benodigde betonblokken werden toen nog op het werk gestort. Nog steeds wordt dit type taludbescherming vrij vaak toegepast. Ondanks deze jarenlange ervaring heeft dit type taludbescherming nog de nodige onzekerheden. Aan de onlangs op deze wijze aangelegde Eilanddijk bij Vlissingen ontstond aanzienlijke schade door uitspoelen van de klei. Deze schade bleek veroorzaakt door zandige niet homogene klei. Ook een eerste ontwerp van de taludbescherming van de Oesterdam diende bijgesteld te worden, omdat in een reeds aangelegd stuk van deze dam de mogelijkheid bleek te bestaan dat klei door golfaanval in een lager op het talud onder de blokken aangebrachte mijnsteenlaag kon spoelen. Ook hier was sprake van zandige niet homogene klei zonder voorgeschreven eisen (die overigens ook niet bekend waren).

Ondanks de nog bestaande onzekerheden blijft dit type constructie echter aantrekkelijk.

De doorlatendheid van klei is zo klein ($k < 10^{-8}$ m/s) dat ongeacht de golfhoogte geen overdrukken van betekenis te verwachten zijn, zie paragraaf 3.3.3.

Ook uit Deltagootonderzoek voor de Oesterdam is gebleken dat deze constructie op relatief goed afgewerkte homogene klei beter bestand is tegen golfaanval dan een gelijktijdig beproefde constructie, bestaande uit blokken op een filterlaag.

De onzekerheid ligt echter in het formuleren van eisen waaraan de klei moet voldoen om uitspoeling door de spleten te voorkomen.

Ook blijvende plastische vervorming van de klei onder invloed van golfklappen kan een oorzaak zijn voor schade aan deze constructie.

De hierboven genoemde onzekerheden zijn onderwerp geweest van studie in het tot nu toe uitgevoerde fundamenteel onderzoek steenzettingen. De resultaten hiervan zullen in het volgende behandeld worden.

4.3.4.2. Uitspoelen van klei door de spleten van de toplaag

Voor een gegeven belasting (zie par. 3.3.3.) wordt al dan niet uitspoelen van klei bepaald door de erosiegevoeligheid hiervan. De beschikbare kennis over de erosiegevoeligheid van klei is onderzocht in een literatuurstudie [13]. Daaruit bleek dat de erosiegevoeligheid van klei afhankelijk is van zeer veel parameters.

Niet alleen van de klei zelf, maar ook van het poriënwater en eroderende water; met name de zoutconcentratie is van belang. In de conclusies van deze literatuurstudie moesten echter de volgende regels worden opgenomen:

"Een volledig begrip van de erosie-mechanismen is bij lange na niet beschikbaar. Betrouwbare erosieformules kunnen niet worden toegeleverd."

De erosiebestendigheid van een gegeven kleisoort zal dus experimenteel bepaald moeten worden. Twee aspecten kunnen hierbij nog genoemd worden:

- Uit de literatuurstudie is gebleken dat bij dezelfde kleisoort de erosiegevoeligheid toeneemt bij toenemend zandgehalte en afneemt bij toenemend lutumgehalte. Dit betekent niet dat zand en lutumgehalte afzonderlijk een betrouwbare maat zijn voor de erosiegevoeligheid, maar wel dat in het algemeen grenzen zijn waaraan zeker voldaan moet zijn voor een erosiebestendige klei.

Genoemd worden:

lutumgehalte ($\% < 0,002 \text{ mm}$) $> 20\%$

zandgehalte ($\% > 0,063 \text{ mm}$) $< 25\%$

- Ook is de homogeniteit van belang. Zandlenzen zijn slechts in zeer beperkte mate toelaatbaar.

Voor het experimenteel bepalen van de erosiegevoeligheid van klei zijn meerdere opstellingen ontwikkeld. Op het LGM is hiervoor een centrifuge-apparaat ontwikkeld, dat schematisch is weergegeven in figuur 4.6. Met dit apparaat kan de kritieke schuifspanning op de overgang water -klei bepaald worden, waarbij erosie begint.

In figuur 4.7. zijn de resultaten weergegeven van erosieproeven door Heijnen [26].

Deze proeven zijn uitgevoerd op kleisoorten die afkomstig waren van 10 grasdijkbekledingen in Zeeland. De kritieke schuifsterkte blijkt te variëren tussen de 5 en 15 N/m². De resultaten tonen geen duidelijke correlatie tussen lutum en zandfractie enerzijds en de kritieke schuifspanning anderzijds. Een mogelijke oorzaak hiervan is de initiële onvlakheid en inhomogeniteit van de gestoken monsters. Inmiddels zijn nieuwe proeven uitgevoerd in het kader van de Oesterdam. Bij deze proeven, met een verbeterde proefopstelling en meer aandacht voor de reproduceerbaarheid van de proeven, bleek echter ook geen correlatie tussen de humus en zandfractie enerzijds en de kritieke schuifspanning anderzijds.

De gevonden waarden van de kritieke schuifspanning liggen in dezelfde orde van grootte als gevonden door Heijnen.

Of de met het centrifuge-apparaat gevonden kritieke schuifspanning ook geldt voor de geheel andere situatie, dat klei wordt gebruikt in een taludbeschermingsconstructie, is nog niet onderzocht.

Ter voorkoming van wat in de literatuur genoemd wordt piping-erosie (erosie doordat water door de klei stroomt en kleideeltjes meeneemt) is een lage doorlatendheid van belang. Deze lage doorlatendheid is te verkrijgen door de klei te verdichten bij een watergehalte gelijk of iets boven het optimum watergehalte bij de proctorproef.

(De proctorproef is een verdichtingsproef. Het optimum watergehalte is dat watergehalte waarbij maximale verdichting mogelijk is).

Bij verdichten bij een watergehalte ver onder het optimum watergehalte zullen na verdichting nog kanaaltjes in de klei aanwezig zijn. Het bij golfaanval door deze kanaaltjes stromende water zal erosie van de klei versnellen.

4.3.4.3. Blijvende vervorming van een kleitalud door plastische vervorming

Behalve door erosie van de klei kan bij een taludbekleding bestaande uit een steenzetting rechtstreeks geplaatst op klei ook schade ontstaan door plastische vervorming van de klei.

Dit wordt dan veroorzaakt door de krachten die aanwezig zijn op het talud tijdens de golfklap. Deze krachten zijn slechts gedurende korte tijd ($\pm 0,2$ sec.) aanwezig zodat voor de berekening van de vervorming een berekening met daarin opgenomen de invloed van traagheidskrachten noodzakelijk is. Deze berekeningen zijn uitgevoerd en de resultaten geven aan dat voor de bepaling van het al dan niet plastisch worden van de klei ook een eenvoudige berekening mogelijk is waarin de belasting van de golf als een statisch aangebrachte belasting beschouwd wordt. Volgens Terzaghi geldt in dat geval:

$$q_z = 5,14 c$$

(4.2.)

met q_z de belasting waarbij plastische vervorming optreedt
 c de ongedraineerde schuifsterkte van de grond.

Nu bleek uit computerberekeningen dat ook bij lagere belastingen dan de statische bezwijkbepaling (q_z) ook enige plastische vervorming kan optreden, waarschijnlijk veroorzaakt door bovengenoemde traagheidskrachten. Om plastische vervorming van het kleilichaam door golfklappen uit te sluiten is een lagere maximale golfdruk dan uit vergelijking (4.2) zou moeten volgen gewenst. Uit eerder genoemde berekeningen lijkt een 20% lagere golfdruk, dan volgt uit de statische berekening, voldoende om onder alle omstandigheden plastische vervorming te voorkomen. De ongedraineerde schuifsterkte van klei kan bepaald worden met een triaxiaalproef, of eenvoudiger (maar onnauwkeuriger) met een pocketpenetrometer- of torvane test. Ook hier is een goede verdichting van belang. Een hogere dichtheid geeft ook een hogere schuifsterkte.

5. Stabiliteitsbeschouwing van steenzettingen

Er zijn twee manieren waarop de stabiliteit van een steenzetting kan worden beschouwd. In de eerste plaats kan het wel of niet optreden van schade direct gerelateerd worden aan de golfomstandigheden. Dit is de zogenaamde "black box" uit paragraaf 1.4 (zie ook figuur 1.2). Dit wordt in 5.1 behandeld. De meetpunten van grootschalig onderzoek in de Deltagoot zijn samengevoegd op figuur 5.11. In de tweede plaats kunnen de belastingen en de sterkte van een steenzetting worden beschouwd. Deze methode wordt in 5.2 behandeld.

5.1 Schadecriteria voor steenzettingen

De meest eenvoudige manier om de stabiliteit van een steenzetting te beschouwen, is het visueel waarnemen of er wel of geen schade optreedt bij allerlei golfomstandigheden. Het punt dat de overgang vormt van geen schade naar wel schade is het schadecriterium. Uit het kleinschalig modelonderzoek beschreven in deel XIV blijkt dat er geen duidelijk te onderscheiden overgangsgebied is waarin de blokken wel bewegen maar geen schade optreedt.

Het is niet mogelijk een voor allerlei typen steenzettingen een algemeen geldend schadecriterium te geven. In de figuren 5.1 tot en met 5.10 zijn schadecriteria gepresenteerd voor verschillende typen constructies.

De meeste gegevens (punten van schadecriteria) zijn bekend over vierkante blokken die op een doorlatende onderlaag zijn gezet en die door regelmatige golven worden aangevallen. Voor dit constructietype (vierkante blokken op een doorlatende onderlaag) zijn ook gegevens bekend voor onregelmatige golven. De onregelmatige golven zijn gekarakteriseerd door H_s en T_z . Zie figuur 5.1 tot en met 5.7.

Het verminderen van de doorlatendheid van de onderlaag is gunstig, voor de stabiliteit van de steenzetting. In figuur 5.3.b en 5.4.b zijn schadecriteria gegeven voor vierkante blokken op een ondoorlatende onderlaag van klei. De $\frac{H}{\Delta D}$ waarden liggen hoger dan bij een doorlatende funderingslaag. Uit figuur 5.8.a blijkt dat ook zand als onderlaag leidt tot een toename van $H/\Delta D$ -waarden waar bij schade optreedt.

Van andere typen steenzettingen zijn minder gegevens bekend. In de figuren 5.8.b - 5.10 zijn schadecriteria gegeven voor de volgende typen steenzettingen.

- Svec-blokken (figuur 5.8.b)
- Gobi-blokken (figuur 5.8.b)
- Basalton-betonzuilen (figuur 5.10)
- Armorflex blokken zonder kabels (figuur 5.9).

In figuur 5.11 zijn de meetpunten samengevat van onderzoek in de Deltagoot. Voor dimensionering zijn deze resultaten het meest aan te bevelen.

Wanneer alleen voor regelmatige golven een schadecriterium bekend is voor een bepaalde steenzetting kan dit als benadering worden gebruikt voor onregelmatige golven door de onregelmatige golven te karakteriseren door $H_{1\%}$ ($\approx 1,5 H_s$) en T_z (zie ook paragraaf 2.3). Deze statistische grootheden kunnen worden ingevuld in de schadecriteria voor regelmatige golven waaruit dan een eerste benadering van de vereiste blokdikte D volgt bij gegeven taludhelling en relatieve massadichtheid Δ .

Plaats van schade

In figuur 5.16 is voor een aantal constructies aangegeven de plaats waar schade optrad bij regelmatige golfaanval. In vrijwel alle gevallen ligt deze plaats onder de stil-waterlijn en boven het punt tot waar de golf terugloopt. Deze grootheden kunnen dus worden gebruikt voor het bepalen van het schadegebied van een steenzetting onder regelmatige golfaanval.

In figuur 5.17 is voor een aantal constructies de plaats aangegeven waar schade optrad bij onregelmatige golfaanval. Hieruit blijkt dat ook schade optreedt beneden het niveau van golfterugloop. Als ondergrens van het schadegebied kan worden aangehouden een niveau van $0,5 H_{s1}$ onder het golfteruglooppniveau. Als bovengrens kan de stil-waterlijn worden aangehouden.

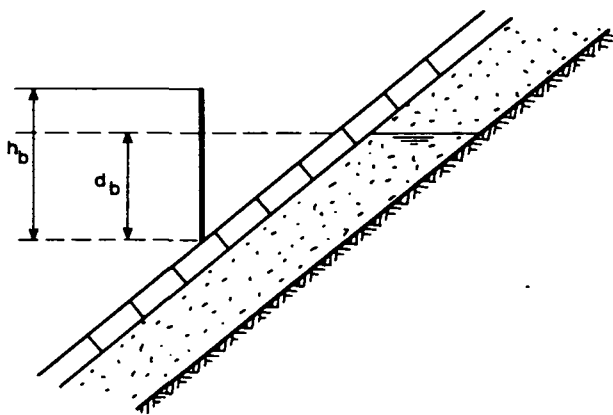
Voorgaande gevallen hebben betrekking op rechte doorlopende taluds. Het toepassen van een berm heeft veel invloed op de plaats waar schade optreedt. Deze plaats wordt dan erg afhankelijk van de waterstand, zie figuur 5.18.

5.2 Vergelijken van belastingen en sterkte

De stabiliteit van een steenzetting kan ook worden beschouwd door de belastingen en de sterkte te vergelijken. De belastingen volgen uit het verschil van de drukken op en onder de stenen. Voor de bepaling van de belastingen wordt verwezen naar hoofdstuk 3.

In hoofdstuk 4 is de sterkte van de steenzetting behandeld. Door de optredende belastingen te vergelijken met de sterkte kan worden nagegaan of er plaatsen zijn in de steenzetting waar de sterkte wordt overschreden door de belasting. Het onderzoek heeft zich tot nu toe geconcentreerd op losliggende blokken. De sterkte daarvan wordt bepaald door het eigen gewicht. In figuur 5.19 is een voorbeeld gegeven van een stabiliteitsbeschouwing door het vergelijken van de optredende belastingen en de sterkte (= eigen gewicht van de blokken). Ter illustratie is ook de golf op het talud weergegeven. Bij dit geval zijn de belastingen bepaald uit metingen in een model.

Voor enkele geschematiseerde omstandigheden is in appendix 3 de belasting bepaald. Geval a) is een benadering van de situatie waarin de golf op het punt van breken staat.



De maximale verschilddruk treedt op ter plaatse van een golfteruglooppunt en is volgens Appendix 3

$$\Delta p_{\max} = \rho g D \cos \alpha + \rho g \left(\frac{h_b + \lambda}{2} \right) (1 - e^{-2d_b/\lambda}) \quad (5.1)$$

Wanneer losliggende blokken worden beschouwd dan is de sterkte volgens paragraaf 4.1 gelijk aan $\rho_a g D \cos \alpha$.

De stabiliteitsgrens wordt bereikt als de belasting $\Delta p_{\max}$ gelijk is aan de

sterkte $\rho_a g D \cos \alpha$. Met de analytische oplossing van $\Delta p_{\max}$ voor geval a) (zie appendix 3) volgt

$$\frac{1}{2} (h_b + \lambda) (1 - e^{-2d_b/\lambda}) = \frac{\rho_a D \cos \alpha}{\rho} - D \cos \alpha$$

of

$$(h_b + \lambda) (1 - e^{-2d_b/\lambda}) = 2 \Delta D \cos \alpha \quad (5.2)$$

Met $h_b = 0$ wordt het geval van een horizontale buitenwaterstand beschreven.

$$2d_b/\lambda + \ln \left\{ 1 - \frac{2\Delta D \cos \alpha}{\lambda} \right\} = 0 \quad (5.3)$$

In paragraaf 2.1 was gegeven voor een talud 1:3:

$$d_b = 0,63 \xi H \quad \text{en} \quad (5.4)$$

$$h_b = 1,27 d_b = 1,27 \cdot 0,63 \cdot \xi \cdot H = 0,8 \xi H \quad (5.5)$$

Dit ingevuld in (5.2) geeft:

$$2 \cdot 0,63 \xi H / \lambda + \ln \left\{ 1 - \frac{2\Delta D \cos \alpha}{0,8 \cdot H \cdot \xi + \lambda} \right\} = 0 \quad (5.6)$$

Voor een horizontale buitenwaterstand wordt dit

$$2 \cdot 0,63 \xi H / \lambda + \ln \left\{ 1 - \frac{2\Delta D \cos \alpha}{\lambda} \right\} = 0$$

$$\frac{H}{\Delta D} = - \frac{\lambda}{1,26 \xi \Delta D} \ln \left\{ 1 - \frac{2\Delta D \cos \alpha}{\lambda} \right\} \quad (5.7)$$

Voor een bepaalde constructie kan stabiliteitscriterium (5.6) worden getekend. Neem bijv. geval a)

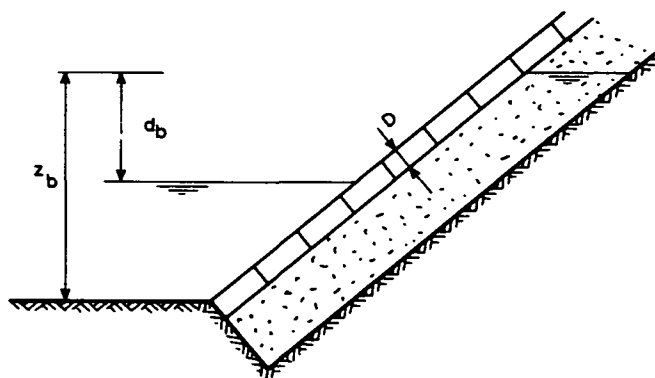
dikte filter $b = 0,10$ m doorlatendheid filter $k = 0,1$ m/s
 dikte stenen $D = 0,10$ m doorlatendheid zetting $k_a = 0,001$ m/s
 talud 1:3 $\rightarrow \sin \alpha = 0,32$ $\cos \alpha = 0,95$

$$\lambda = \sin \alpha \sqrt{\frac{k}{k_a}} b D = 0,32$$

dichtheid water $\rho = 1.000 \text{ kg/m}^3$
dichtheid blokken $\rho_a = 2.400 \text{ kg/m}^3$ } $\rightarrow \Delta = 1,4$

Met deze gegevens is stabiliteitscriterium (5.6) getekend in figuur 5.20. Voor een horizontale buitenwaterstand en bovenstaande gegevens (geval a2) is ook het stabiliteitscriterium getekend.

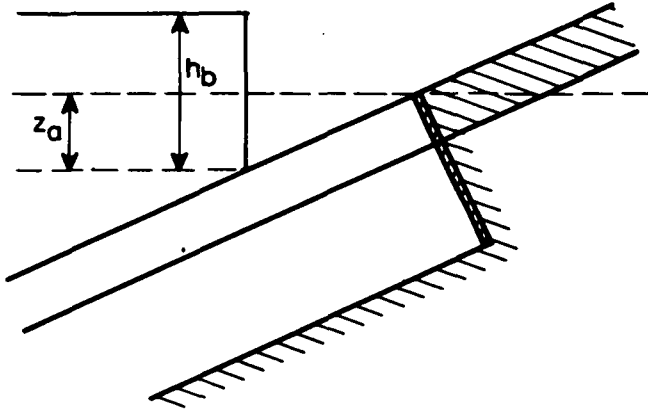
In geval b) is er een waterdichte teenconstructie aanwezig onder een horizontale buitenwaterstand.



In appendix 3 is de analytische oplossing voor de maximale verschildruk van geval b) Δp_{tmax} gegeven. De verhouding tussen Δp_{tmax} en Δp_{max} uit geval a) is gegeven in figuur A3-1.

Met behulp hiervan kan een relatie worden gevonden tussen $H/\Delta D$ en ξ . $H/\Delta D$ kan niet expliciet worden geschreven. Daarom wordt hier alleen voor een bepaalde situatie het theoretische stabiliteitscriterium gegeven in figuur 5.20. De beschouwde situatie is gelijk aan die van geval a) met als uitbreiding een teenconstructie op 0,6 m onder het referentievlak ($z_b = 0,6 \text{ m}$).

In geval c) is er op 0,2 m boven de plaats waar een verticaal golffront staat een ondoorlatende overgangsconstructie:



In Appendix 3 is de maximale verschildruk Δp_{amax} gegeven:

$$\Delta p_{amax} = \rho g \left\{ \frac{1}{2} (h_b + \lambda) e^{-2z_a/\lambda} - \lambda e^{-z_a/\lambda} + \frac{1}{2} (h_b + \lambda) + D \cos \alpha \right\}$$

Als de belasting gelijk is aan het eigen gewicht, is

$$\Delta p_{amax} = \rho_a g D \cos \alpha$$

Met dezelfde gegevens als het geval a) wordt het stabiliteitscriterium voor geval c) (zie fig. 5.20):

$$\frac{H}{\Delta D} = \frac{0,2}{\xi \Delta D} = \frac{1,38}{\xi} \quad (5.8)$$

5.3. Stabiliteit van onderlagen

5.3.1. Stabiliteit van granulair materiaal

In hoofdstuk 4 is de sterkte van granulair materiaal voor verschillende schademechanismen behandeld. Voor de beoordeling van de stabiliteit van een taludbekleding zal deze sterkte vergeleken moeten worden met de in hoofdstuk 3 behandelde belasting.

Voor enkele schademechanismen is dit triviaal. Zo bleek korreltransport door de toplaag altijd op te treden als de openingen in de toplaag groter zijn dan de korreldiameter en is de enige oplossing de toplaag en onderlaag zo te dimensioneren dat de openingen in de toplaag kleiner zijn dan de diameter van de korrels onder die toplaag. Aan de andere kant bleek suffosie in de onderlagen en plastische vervormingen door golfklappen bij de gebruikelijke granulaire materialen en te verwachten belastingen zelden op te treden, zodat ook daarvoor geen verdere stabiliteitsbeschouwing noodzakelijk is.

De schademechanismen voor granulaire materialen waarvoor een stabiliteitsbeschouwing minder triviaal is, zijn:

- erosie van basismateriaal in een filterlaag
- onderloopsheid (piping)
- verweking

Uit hoofdstuk 4 bleek dat deze schademechanismen te weinig onderzocht zijn om een verantwoorde stabiliteitsbeschouwing met betrekking tot deze mechanismen mogelijk te maken. Van het eerstgenoemde mechanisme is het belang duidelijk; voor de volgende twee zal uit oriënterend onderzoek moeten blijken wat hun belang is voor het dimensioneren van taludbekledingen. Voor wat betreft verweking is wel duidelijk dat door verdichting het belang van dit schademechanisme zal afnemen. Het belang van het eerste mechanisme kan geïllustreerd worden met een voorbeeld hoe met de bestaande kennis over dit mechanisme de stabiliteit beoordeeld kan worden:

Een fabrikant van betonblokken met een vrij hoge doorlatendheid (percentage holle ruimte $\pm$ 5%) heeft een contract afgesloten met een cementindustrie die hem een afvalprodukt levert. Dit afvalprodukt kan gebruikt worden als filterlaag onder zijn betonblokken. Een dijk, bestaande uit een zandkern wordt met bovengenoemde taludbeschermingsconstructie voorzien.

De vraag is of tussen het zandlichaam en het afvalprodukt nog een geotextiel noodzakelijk is bij een taludhelling 1 : 3. De zeefkrommen zijn gegeven in figuur 5.21 Uit deze figuur lezen we af:

$$\begin{aligned}d_{15f} &= 13 \text{ mm} \\d_{50b} &= 0,225 \text{ mm}\end{aligned}$$

De porositeit van de filterlaag is echter onbekend. Voor losgestorte materialen geldt volgens [25]:

$$n = 0,48 p^{-\frac{1}{6} \log p} \quad (5.1.)$$

$$\text{met } p = d_{90}/d_{10}$$

Uit de zeefkromme van het grofkorrelige materiaal blijkt:

$$p = 6,26$$

en dus

$$n = 37,6\%$$

Voor verdicht materiaal zal n ca. 20% kleiner zijn, dus $n_f = 30\% = 0,30$.

Invullen geeft dan:

$$\frac{n_f d_{15f}}{d_{50b}} = 17$$

Interpolatie in figuur 4.5. geeft dat bij een verhang van $\pm 0,12$ bij een horizontale laagscheiding erosie zal ontstaan.

Uit figuur 3.6 bleek dat voor relatief open zettingen (voor de aannamen waarop figuur 3.6. is gebaseerd, blijkt te moeten gelden $H/\lambda > 8$) verhangen ter grootte van de taludhelling te verwachten zijn en dus bij een talud van 1 : 3 een i van ongeveer 0,33 ($\sin \alpha = 0,32$). De taludhelling zal de erosiegevoeligheid nog verder vergroten. De conclusie moet dus zijn dat een zanddicht geotextiel noodzakelijk is om een stabiele constructie te krijgen.

In de in hoofdstuk 6 te bespreken case-studie zal nog een ander voorbeeld behandeld worden.

5.3.2. Stabiliteit van klei

In deze paragraaf zal de sterkte van een taludbeschermingsconstructie t.o.v. de schademechanismen:

- uitspoeling door de spleten
- plastische vervorming door golfklappen
- onderloopsheid (piping)

vergeleken moeten worden met de optredende belasting.

Voor wat betreft piping geldt ook hier dat de kennis over dit schademechanisme nog onvoldoende is om hierover uitspraken te doen.

De parameter die bepalend is voor de sterkte met betrekking tot uitspoeling door de spleten is de erosiegevoeligheid van klei. De belastingparameter voor een goed op de blokken aansluitende kleilaag is de waterbeweging in de spleten.

Als we de berekende schuifspanning (par. 3.3.3.2; fig. 3.15) op de overgang water-klei vergelijken met de gemeten kritieke schuifspanning (par. 4.3.4.2), dan blijkt dat bij aanwezigheid van spleten van enkele millimeters tussen de blokken al uitspoeling te verwachten is, ook voor de meest erosiebestendige kleisoorten. Het aantal erosiemetingen is echter nog te beperkt om te kunnen vaststellen of in Nederland kleisoorten ter beschikking zijn die veel erosiebestendiger zijn.

Ook de belasting (de waterbeweging in de spleten) is door de zeer vereenvoudigde aanname overschat.

Langeduur metingen op grote schaal zullen op den duur moeten bepalen welke spleetbreedten of spleetvormen in werkelijkheid toelaatbaar zijn.

Voor bepaling van de stabiliteit van klei tegen plastische vervormingen moet de golfklapbelasting vergeleken worden met (4.2).

Rekening houdend met een 20% lagere kritieke belasting dan in het statische geval, is door combinatie van de in paragraaf 3.2. gegeven formule voor de belasting van de golfklap en (4.2.) af te leiden:

$$c > 6.5 * 10^{-4} \rho_w g H \quad (5.1.)$$

met

c de ongedraineerde schuifsterkte van de klei (kN/m^2)

ρ_w de soortelijke massa van het water (kg/m^3)

g de versnelling van de zwaartekracht (m/s^2)

H de golfhoogte (m)

De ongedraineerde schuifsterkte van klei is, afhankelijk van de klei aan grote variatie onderhevig, maar zal voor verdichte klei altijd meer zijn dan 20 kN/m^2 , zodat dit schademechanisme pas problemen kan opleveren bij golfhoogten hoger dan 3 meter.

Op het moment van schrijven wordt onderzocht in hoeverre bij niet geheel losliggende blokken ook elastische vervormingen tijdens golfklappen spleten tussen blokken en ondergrond kunnen veroorzaken. Tijdens de golfklap kunnen blokken ten opzichte van elkaar verschuiven en spleten ontstaan als deze verschuiving na de golfklap gehandhaafd blijft. Op dit moment zijn hierover echter nog geen resultaten bekend.

N.B. Stabiliteitsbeschouwing tegen het afglijden van zettingen is hier niet opgenomen. Voor informatie hierover wordt verwezen naar de leidraad asfaltbekledingen.

6. Case-studie

6.1 Probleemstelling

- Ter illustratie van de mogelijkheden die de tot nu toe verkregen onderzoekresultaten bieden is een praktijkprobleem kwantitatief uitgewerkt.

Hiervoor is gekozen voor een dijk met een taludbescherming gedeeltelijk bestaande uit asfalt, gedeeltelijk uit een steenzetting. De steenzetting ligt op een dun (0,05 m) uitvullaagje van grind (6-16mm) gelegen op een mijnsteenlaag van 0,6 m. De kern van de dijk bestaat uit zand. Het dwarsprofiel en een detail van de overgang steenzetting asfalt is gegeven in fig. 6.1 en fig. 6.2. De zeefkrommen van het zand en de mijnsteen zijn gegeven in fig. 6.3 en fig. 6.4. De golf randvoorwaarden voor verschillende stormvloed-standen zijn gegeven in tabel 6.1.

overschrijdings- frequentie: per jaar	vloedstand boven N.A.P. (m)	H_s (m)	T_z (s)
1 x	2,60	0,40	3,5
0,1 x	3,50	0,80	4,3
0,01 x	4,40	1,20	4,6
0,001 x	5,15	1,50	4,9
0,00025 x (=ontwerpstand)	5,60	1,70	5,1

Tabel 6.1 Stormvloedstanden met bijbehorende golfhoogten.

- De uit de praktijk voortgekomen vraagstelling die voor deze case-studie geschikt leek is de volgende:
"In een bepaalde situatie wordt voor de bekleding van een buiten-talud gedacht aan twee mogelijke steentypen, ingewassen polygoonvormige zuilen of vierkante betonblokken.

Kan een kwantitatieve uitspraak worden gedaan betreffende de sterkte van de bekleding, zodat getoetst kan worden of de bekledingstypen voldoende sterk zijn en zodat, mede aan de hand van kosten overwegingen, een verantwoorde keus kan worden gemaakt. Daarbij dient de stabiliteit van het gehele ontwerp tegen golfaanval getoetst te worden. In dit voorbeeld wordt voor de polygoon-vormige zuilen een blokdikte van 0,15 m aangehouden. Voor de vierkante betonblokken is 0,2 m genomen. Om de berekeningen zinvol uit te voeren zijn zo realistisch mogelijke randvoorwaarden en ontwerp-gegevens gebruikt. Om praktische redenen zijn niet alle bij de berekening gebruikte gegevens afkomstig van één en hetzelfde werk. Hoewel de gelijkenis met reëel uitgevoerde ontwerpen in noord-Nederland derhalve groot is, is het antwoord dus niet van toepassing op een concreet uitgevoerde dijkversterking.

6.2 Hydraulische aspecten en geschematiseerde belastingen

Uitgaande van de gegeven golfomstandigheden worden in deze paragraaf de specifieke randvoorwaarden bepaald. Verder wordt aandacht gegeven aan hydraulische aspecten: golfbreking, golfreflectie, golfoploop en golfterugloop.

Met behulp van de in appendix 3 gegeven analytische oplossingen van de belastingen voor enkele geschematiseerde gevallen, worden globale schattingen gemaakt van de optredende belastingen in termen van maximale opwaarts gerichte drukverschillen.

6.2.1 Hydraulische aspecten

De meest extreme golfomstandigheden waartegen de konstruktie bestand moet zijn, zijn volgens de tabel van paragraaf 6.1:

waterstand NAP +5,6 m

$H_s = 1,7$ m

$T_z = 5,1$ s

De taludhelling ter plaatse van de extreme waterstand is 1:4. Tussen NAP +1,7 m en NAP +3,3 m is de helling 1:3 (zie figuur 6.1).

Voor $\text{tg}\alpha = 1:4$ is $\xi_z = \text{tg}\alpha/H_s/1,56 T_z^2 = 1,22$. Voor $\text{tg}\alpha = 1:3$ is $\xi_z = 1,63$. Bij deze waarden van ξ_z treden plunging brekers op (zie par. 2.1). De plaats waar de golven breken varieert t.g.v. het onregelmatige karakter van de golven. Uit figuur 2.7 is d_b/H_1 af te leiden. Voor het nu beschouwde geval met onregelmatige golven blijkt volgens paragraaf 2.3 de hoogste golven (hoger dan $H_{1\%} = 1,5 H_s$) maatgevend te zijn. Met $H_1 = 1,5 \cdot 1,7 = 2,55$ m is ξ en d_b

voor $\text{tg}\alpha = 1:4$

$$\xi = 1,00$$

$$d_b = 2 \text{ m}$$

breekpunt op NAP +3,6 m

voor $\text{tg}\alpha = 1:3$

$$\xi = 1,33$$

$$d_b = 2,2 \text{ m}$$

breekpunt op NAP +3,4 m

Hierbij is geen rekening gehouden met de overgang van de ene naar de andere helling of met de berm. De grootste golven in het onregelmatige golfveld breken volgens bovenstaande beschouwing juist boven de overgangsconstructie op NAP +3,29 m (zie figuur 6.1).

De reflectiecoëfficiënt kan worden bepaald met figuur 2.6. Daarvoor is het nodig T_p te weten. Deze is ongeveer 10% hoger dan T_z dus $T_p = 1,1 T_z = 5,6$ sec. Met $H_s = 1,7$ m volgt

voor $\text{tg}\alpha = 1:4$

$$\xi_p = 1,34$$

$$r = 0,15$$

voor $\text{tg}\alpha = 1:3$

$$\xi_p = 1,79$$

$$r = 0,20$$

Indien rekening wordt gehouden met 5% open ruimte in de steenzetting (voor polygoon-vormige zuilen is dat ongeveer zo), kunnen de golfoploop en de golfterugloop worden bepaald met figuur 2.9. Als geen rekening wordt gehouden met de berm volgt

voor $\text{tg}\alpha = 1:4$

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

$$T_z = 5,1 \text{ s}$$

$$\xi_z = 1,22$$

$$R_{u2\%} = 2,3 \text{ m}$$

$$\text{niveau} = \text{NAP} + 7,9 \text{ m}$$

voor $\text{tg}\alpha = 1:3$

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

$$T_z = 5,1 \text{ s}$$

$$\xi_z = 1,63$$

$$R_{u2\%} = 3,1 \text{ m}$$

$$\text{niveau} = \text{NAP} + 8,7 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} R_{d2\%} &= 0,9 \text{ m} \\ \text{niveau} &= \text{NAP} + 4,7 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} R_{d2\%} &= 1,3 \text{ m} \\ \text{niveau} &= \text{NAP} + 4,3 \text{ m.} \end{aligned}$$

Uit [5] volgt dat de berm die aanwezig is op NAP +6,3 m de golfoploop reduceert tot ongeveer 80% van de golfoploop zonder berm. Hiermee wordt

$$\begin{aligned} R_{u2\%} &= 1,8 \text{ m} \\ \text{voor } 1:4 \\ \text{niveau} &= \text{NAP} + 7,4 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} R_{u2\%} &= 2,5 \text{ m} \\ \text{voor } 1:3 \\ \text{niveau} &= \text{NAP} + 8,1 \text{ m} \end{aligned}$$

De kruin ligt op NAP +9,35 m, dus er is geen overslag te verwachten. In het beschouwde geval met de meest extreme omstandigheden is de golfaanval geconcentreerd op het gedeelte dat is beschermd met asfaltbeton. Voor het ontwerp van de steenzetting is de situatie met een lagere waterstand (bijv. NAP +3,5 m) maatgevender. Hierbij hoort een H_s van 0,8 m en een T_z van 4,3 s (zie paragraaf 6.1). Voor deze situatie wordt verder gerekend met $\tan \alpha = 1:3$.

$$\text{De waarde van } \xi_z = 1/3 \sqrt{0,8/1,56 \cdot 4,3^2} = 2,00.$$

Bij deze waarde van ξ_z zullen plunging brekers en collapsing brekers voorkomen (zie paragraaf 2.1). Indien weer wordt gesteld dat $H_1 = 1,5$ $H_s = 1,2$ m dan volgt uit figuur 2.7 voor $\xi = 1/3 \sqrt{1,2/1,56 \cdot 4,3^2} = 1,63$ $d_b = 1,2$ m. Het golfbreekpunt ligt dan op een niveau van $\text{NAP} + 3,5 - 1,2 \text{ m} = \text{NAP} + 2,3 \text{ m}$; (de waterstand was namelijk NAP +3,5 m).

De hoogte van de brekende golf is

$$H_b = 1,16 \xi^{0,22} d_b = 1,6 \text{ m} \quad (\text{zie par. 2.1})$$

$$h_b = 1,27 d_b = 1,5 \text{ m} \quad (\text{zie par. 2.1}).$$

Het is fysisch niet mogelijk dat h_b kleiner is dan H_b . Dat dit toch uit de bovenstaande berekening volgt, is een gevolg van de onnauwkeurigheden die in de empirische formules voor H_b en h_b zitten.

Er wordt daarom in het verdere gerekend met $H_b = 1,6$ m en $h_b = 1,6$ m.

Als eerste benadering van de vereiste dikte wanneer wordt uitgegaan van niet ingewassen betonzuilen kan figuur 5.10 worden gebruikt.

Gekozen wordt $\frac{H_s}{\Delta D} = 4$ bij $\xi = 2$. Met $\Delta = 1,35$ en $H_s = 0,8$ m volgt $D = 0,15$ m.

6.2.2 Geschematiseerde belastingen

Als eerste benadering voor de belastingen op de steenzetting kan appendix 3 worden gebruikt. De gegevens zijn hieronder samengevat:

d_b	= 1,2 m
h_b	= 1,6 m
λ	= 0,15 m (deze wordt in paragraaf 6.4.3 afgeleid)
D	= 0,15 m
Δ	= 1,35
ρ_a	= 2.350 kg/m ³
ρ	= 1.000 kg/m ³
$\cot\alpha$	= 3
$\cos\alpha$	= 0,95

Uit (16) in appendix 3 volgt dat de maximale verschildruk bij een horizontale waterstand $\Delta p_{\text{omax}} = 2$ kN/m².

Deze waarde kan beschouwd worden als een ondergrens van de optredende belastingen.

Uit (14) in appendix 3 volgt dat de maximale verschildruk bij een verticaal golffront $\Delta p_{\text{max}} = 10$ kN/m².

Deze waarde kan beschouwd worden als een bovengrens van de optredende belastingen.

In paragraaf 6.5 zullen de belastingen nauwkeuriger worden bepaald. De analytische oplossingen van de geschematiseerde gevallen zijn slechts gebruikt om globale benaderingen te maken. Ze kunnen ook worden gebruikt om invloeden van parameters af te schatten.

Uit paragraaf 4.1 volgt dat de minimale sterkte van een losliggend blok gelijk is aan het eigen gewicht per m², $\rho_a D \cos\alpha = 3,3$ kN/m².

Bij deze benadering zou op grond van de berekende belasting van 10 kN/m^2 een veel dikker blok ($D = 0,48 \text{ m}$) zijn vereist, dat is ruim drie maal de waarde $D = 0,15 \text{ m}$ die uit het modelonderzoek volgde. Dit is een gevolg van het feit dat in de benadering de freatische lijn in het filter is aangenomen op een niveau gelijk aan de buitenwaterstand. De beschouwde steenzetting is relatief doorlatend zodat verwacht mag worden dat de freatische lijn in het filter op het moment van het breken van de golf lager is. Hierdoor zal ook de maximale verschildruk lager zijn. Een tweede oorzaak van de grote vereiste dikte is het feit dat wrijving tussen de blokken aanwezig was tijdens het modelonderzoek waardoor de sterkte groter was dan die van een geheel losliggend blok.

Met vergelijking (32) uit appendix 3 kan de invloed van de overgangsconstructie van de steenzetting naar asfalt worden geschat. Hierbij worden de volgende gegevens gebruikt:

Overgangsconstructie op NAP +3,3 m

Waterstand is NAP +3,5 m

$d_b = 1,2 \text{ m}$ golfbreekpunt op NAP +2,3 m

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

$\lambda = 0,15 \text{ m}$

$D = 0,15 \text{ m}$

$\Delta = 1,35$

$\rho_a = 2.350 \text{ kg/m}^3$

$\rho = 1.000 \text{ kg/m}^3$

$\cot \alpha = 3$

$\cos \alpha = 0,95$

$z_a = 1,0 \text{ m}$ (z_a is de verticale afstand tussen het golfbreekpunt en de overgangsconstructie)

Uit vgl. (32) van appendix 3 volgt

$$\frac{\Delta p_{\text{amax}}}{\Delta p_{\text{max}}} = 1$$

Dit betekent dat de overgangsconstructie voor dit geval geen invloed heeft op de maximale verschildrukken. Dit is een gevolg van het feit

dat de afstand z_a relatief vrij groot is. Hogere waterstanden zijn daarom maatgevender.

Voor een waterstand van NAP +5,15 m is volgens tabel 6.1

$$H_s = 1,5 \text{ m en } T_z = 4,9 \text{ s.}$$

Voor deze situatie is bovenbeschreven procedure herhaald met als resultaten (er is gerekend met $\text{tg}\alpha = 1:3$).

$$\xi_z = 1,67$$

$$H_i = 1,5 \quad H_s = 2,25 \text{ m}$$

$$\xi = 1,36$$

$$d_b = 1,9 \text{ m} \quad \text{niveau: NAP +5,15 - 1,9 = NAP +3,25}$$

$$H_b = 2,4 \text{ m}$$

$$h_b = 2,4 \text{ m}$$

$$\Delta p_{\text{omax}} = 2 \text{ kN/m}^2$$

$$\Delta p_{\text{max}} = 14 \text{ kN/m}^2$$

$$z_a = 3,29 - 3,25 = 0,04 \text{ m}$$

$$\frac{\Delta p_{\text{amax}}}{\Delta p_{\text{max}}} = 1,45 \rightarrow \Delta p_{\text{amax}} = 20 \text{ kN/m}^2$$

Door de overgangsconstructie wordt de maximale verschildruk dus 45% hoger. Dit is de meest extreme belasting die zeer lokaal optreedt als de golf net onder de overgangskonstructie breekt.

Een nauwkeuriger benadering van de belastingen is het gebruik maken van het data bestand van gemeten drukken op taluds. In het beschouwde geval is

$$H_s = 0,8 \text{ m } T_z = 4,3 \text{ s en } \text{tg}\alpha = 1/3.$$

Er kan gebruik worden gemaakt van drukken gemeten op een talud 1:3 bij regelmatige golven. Volgens paragraaf 2.3 zijn de hoogste golven (hoger dan $H_{1\%} = 1,5 H_s$) in het onregelmatige golfveld maatgevend. De hoogte van de regelmatige golven wordt daarom gelijk gekozen aan $1,5 H_s = 1,2 \text{ m}$. Uit de beschikbare metingen wordt gekozen een situatie met $H = 1,25 \text{ m}$ en $T = 5 \text{ s}$.

6.3 Beoordeling stabiliteit onderlagen

Nu de golfgegevens bekend zijn, zou het gezien de hoofdstukindeling in het samenvattend verslag het meest voor de hand liggen nu de doorlatendheid van de verschillende konstruktiematerialen te bepalen en daarna de verdere hoofdstukindeling te volgen. Het zal echter blijken dat de doorlatendheid van de onderlagen mede wordt bepaald door de stabiliteit van deze. Daarom wordt nu eerst de stabiliteit van de onderlagen bepaald (hiervoor is slechts globale kennis van de belastingen nodig). Daarna worden de doorlatendheden van de verschillende konstruktie-materialen bepaald, waarmee dan de stabiliteit van de top laag beoordeeld kan worden, met de in het vorige hoofdstuk behandelde golfgegevens. De verschillende onderlagen en laagscheidingen zullen nu afzonderlijk behandeld worden.

6.3.1 Stabiliteit laagscheiding zand-mijnsteen

In het ontwerp is hier een filterdoek aangebracht. Aangenomen wordt dat dit geometrisch dicht is, ook bij dynamische belasting. Dat wil zeggen $0_{90} < d_{15}$.

De vraag kan echter gesteld worden of de laagscheiding zonder filterdoek ook stabiel is.

Hiervoor kunnen de resultaten [25] worden gebruikt (zie figuur 4.5).

Van belang blijkt de verhouding:

$$\frac{n_f d_{15f}}{d_{50b}}$$

met: n_f de porositeit van het filtermateriaal
 d_{15f} de d_{15} van het filtermateriaal
 d_{50f} de d_{50} van het basismateriaal
 d_x de diameter van korrels van een granulair materiaal
waarvoor geldt dat x gewichtsprocent van de korrels
kleiner is dan deze diameter.

Uit de zeefcurves van het zand en de mijnsteen (fig. 6.3 en 6.4) blijkt:

$$d_{50b} = 150 \mu$$

$$d_{15f} = 3000 \mu$$

Nu dient nog de porositeit van het filtermateriaal bepaald te worden. Gezien de gradering zal deze laag zijn. Een maat voor de gradering is $p = \frac{d_{90}}{d_{10}}$. Voor de mijnsteen geldt: $p = 120$. Voor onverdicht materiaal blijkt dan uit fig. 2.11 dat de porositeit ongeveer 28% is.

Voor verdicht materiaal is bij vergelijkbare gradering $n = 22\%$ gevonden.

Invullen voor verdicht materiaal levert:

$$\frac{n_f d_{15f}}{d_{50b}} = 4,4.$$

Uit figuur 4.5 blijkt een horizontale laagscheiding bij een verhang van 0,7 nog juist stabiel.

In paragraaf 4.3.2 is aangegeven dat voor een talud waarbij de laagscheiding onder een helling ligt een lager kritiek verhang naar de teen van het talud te verwachten is. Het gevonden verhang moet vermenigvuldigd worden met een coëfficiënt α :

$$\alpha = \frac{\sin(\phi - \beta)}{\sin \phi} \quad (4.1)$$

met ϕ de interne wrijvingshoek

β de helling van het talud.

Voor het gebruikte zand blijkt te gelden $\phi = 40,4^\circ$.

Invullen geeft: $\alpha = 0,6$.

Zodat het kritieke verhang ongeveer gelijk is aan 0,4.

Uit hoofdstuk 3.3.2.4 en fig. 3.6 bleek dat voor grote H/λ naar de teen van het talud geen grotere verhangen te verwachten zijn dan $\sin \alpha$, met α de hoek van het talud met de horizontaal (behalve mogelijk gedurende de golfklap). In dit geval geldt dan $i_y = 0,33$.

Dit zou betekenen dat ook zonder filterdoek deze laagscheiding stabiel is. Het verschil is echter klein en in het volgende hoofdstuk zal blijken dat de mogelijkheid aanwezig is dat de fijne fraktie van het filtermateriaal uitspoelt. Hierdoor wordt zowel de porositeit als de d_{15f} groter en dus, volgens fig. 4.5, het krietieke verhang kleiner.

Om deze redenen wordt toch geadviseerd gebruik te maken van het geotextiel. Ook omdat in volgende paragrafen zal blijken dat tijdens golfaanval de verhangen naar de bovenkant van het talud veel groter zijn dan die naar de teen van het talud. Uit fig. 6.3 en de in § 4.3.2 genoemde eis voor zanddichtheid van geotextielen bij dynamische verhangen ($O_{98} < d_{15}$) volgt dan in dit geval het geotextiel zanddicht is als $O_{98} < 90 \mu m$.

6.3.2. Interne stabiliteit mijnsteen

Het toegepaste mijnsteen is een zeer sterk gegradeerd materiaal

$p = \frac{d_{90}}{d_{10}} = 120$ en $U = \frac{d_{60}}{d_{10}} = 50$. Dit soort materialen zijn niet altijd intern stabiel.

De mogelijkheid bestaat dat de kleinere korrels tussen de grotere korrels uitspoelen.

Volgens [24] is granulair materiaal in het algemeen intern stabiel als

$$U = \frac{d_{60}}{d_{10}} < 10.$$

Als

$$10 < \frac{d_{60}}{d_{10}} < 20$$

is het in het algemeen stabiel bij kleine verhangen, maar niet stabiel bij grotere verhangen.

Wanneer $U > 20$ is het materiaal mogelijk al bij kleine verhangen intern niet stabiel. Voor deze materialen is volgens [24] het al of niet intern stabiel zijn te bepalen met de eisen van Lubockhov.

Deze eisen zijn weergegeven in fig. 6.5 samen met de korrelverdeling van de mijnsteen.

Als het materiaal boven de bovengrens komt is het bij zeer kleine verhangen ($i \leq 0,1$) al instabiel.

Als de gehele korrelverdeling onder de ondergrens ligt is het materiaal ook bij hoge verhangen intern stabiel. Het blijkt dat het materiaal zich bevindt tussen de onder- en bovengrens. Omdat de te verwachte verhangen groter zijn dan 0,1 en het materiaal zich ook nog op een helling bevindt, moet ervan uitgegaan worden dat de kleine frakties uit de mijnsteen zullen uitspoelen. Of dit verzakkingen ten gevolge heeft is niet zo te zeggen, mogelijk vormen de grotere korrels een skelet waartussen de kleinere uitspoelen. In dat geval zal geen verzakking optreden, anders wel. In elk geval zal de doorlatendheid van de mijnsteen in de loop van de tijd door deze uitspoeling groter worden. Door "veroudering" van de mijnsteen, een proces waarbij grotere korrels uiteenvallen in kleinere, kan de doorlatendheid in de loop van de tijd afnemen. Of in de praktijk het effect van uitspoelen of veroudering dominant is, is nu niet te voorspellen. Bij het bepalen van de doorlatendheid van de mijnsteen is van de ongunstige situatie uitgegaan dat de fijne fraktie is uitgespoeld, maar de doorlatendheid nog niet beïnvloed is door "veroudering".

6.3.3 Stabiliteit laagscheiding mijnsteen-grind

Berekenen van de in fig. 4.5 genoemde verhouding, nu voor de d_{15} van het grind 8 mm en $n = 45\%$ (beide geschat), geeft $n_f d_{15_f} / d_{50_b} = 0,18$.

Deze overgang is voor wat betreft de d_{50} van de mijnsteen geometrisch dicht. De kleinere mijnsteen-korrels die uit de mijnsteen spoelen kunnen echter natuurlijk ook uit het grind spoelen, als de openingen in de top laag voldoende groot zijn. Bij de polygoonvormige zuilen zal dat zeker het geval zijn.

6.3.4 Konklusie stabiliteit onderlagen

De mijnsteen lijkt niet gelukkig gekozen. De zeer grote gradering brengt met zich mee dat het materiaal niet intern stabiel is en door de relatief grote waarde van de d_{15} is een filterdoek op de laagscheiding zand-mijnsteen noodzakelijk. Bij wat minder gegradeerd materiaal met gemiddeld kleinere korrels is interne stabiliteit verzekerd en ook het geotextiel overbodig. Voordat er gevaar ontstaat dat een belangrijk gedeelte van de mijnsteen via het grind uitspoelt, kan de gemiddelde diameter van de mijnsteen-korrels heel wat kleiner zijn. Wel moet de mijnsteen, ook na "veroudering", nog zo doorlatend zijn dat zich geen waterspanningen onder de mijnsteen kunnen opbouwen.

6.4. Doorlatendheid

6.4.1. Doorlatendheid onderlagen

Omdat de doorlatendheid van het zand veel kleiner zal zijn dan die van de mijnsteen en het grind zullen alleen deze laatste 2 berekend worden.

. Doorlatendheid mijnsteen

Voor de bepaling van de doorlatendheid van de mijnsteen is het van groot belang om te weten of de mijnsteen is uitgespoeld omdat dit een zeer grote invloed heeft op de doorlatendheid (bij uitgespoelde mijnsteen is de doorlatendheid het grootst). In het volgende wordt daarom uitgegaan van uitgespoelde mijnsteen volgens de stippellijn van fig. 6.4. Dan geldt: $p = 16$.

De gemiddelde diameter met een gegeven p en d_{50} is, voor een log-normale verdeling (die geldt voor gesedimenteerde materialen), gegeven in fig. 2.11. Door de uitspoeling voldoet de korrelverdeling van de mijnsteen natuurlijk niet meer aan deze log-normale verdeling, maar bij gebrek aan beter zullen we toch fig. 2.11 gebruiken. Voor $p = 16$ blijkt te gelden:

$$\bar{d}/d_{50} = 0,27 \quad \text{voor } d_{50} \text{ mijnsteen van 21 mm geldt} \\ \text{dus } \bar{d} = 5,7.$$

Ook blijkt uit fig. 2.11 dat $n \approx 0,3$.

Invullen van deze gegevens in formule (2.5) geeft

$$k_{\text{mijnsteen}} = 0,03 \text{ m/s}$$

Ook blijkt uit (2.5) dat in dit geval het specifieke debiet evenredig is met de wortel uit het verhang. De stroming is dus turbulent.

. Doorlatendheid grind

Voor het gebruikte grind wordt de doorlatendheid geschat op grond van de gegeven waarden $\bar{d} \approx 10 \text{ mm}$ en $n \approx 45\%$.

Invullen in (2.5) geeft nu:

$$k_{\text{grind}} = 0,06 \text{ m/s. Ook hier treedt turbulente stroming op}$$

6.4.2 Doorlatendheid toplagen

De doorlatendheid van de toplaag wordt volgens § 2.6.2 bepaald door:

- . wrijvingsweerstand
- . in- en uitstroom weerstand
- . aanstroom weerstand.

Voor de twee genoemde alternatieven, polygoonvormige zuilen en vierkante betonblokken zal de bijdrage van deze drie weerstanden in het volgende worden behandeld.

6.4.2.1 Polygoonvormige zuilen

Door de grote openingen tussen de polygoonvormige betonzuilen is het niet nodig de wrijvingsweerstand in de spleet te beschouwen. Deze zal geen bijdrage leveren tot de doorlatendheid.

De doorlatendheid van de spleet t.g.v. de in- en uitstroom weerstand wordt gegeven door fig. A.2.2.

Doordat het grind onder de blokken weinig gegradeerd is, zal gelden $n = 45\%$. Volgens fig. A.2.2 is de in- en uitstroomweerstand

$$k_{\text{ui}} = 0,6 \text{ m/s (volgens Appendix 2 is de stroming turbulent)}$$

Volgens Appendix 2 wordt de aanstroomweerstand naar de spleten bij turbulente stroming in de onderlaag gegeven door:

$$k_{T_0} = \pi \cdot k_{\text{grind}} \sqrt{\frac{2D}{s}} \quad (\text{A.8})$$

met k_{grind} de doorlatendheid van het grind (m/s)
D de blokdikte (m)
s de spleetbreedte. (m)

Voor polygoonvormige zuilen is de spleetbreedte een wat moeilijk te bepalen grootte omdat deze varieert over de blokken. Op grond van metingen van het percentage open ruimte bij het doorlatendheidsonderzoek [28] is een gemiddelde spleetbreedte van 1 cm geschat. Invullen in A.8 geeft nu:

$$k_{T_0} = 1 \text{ m/s.}$$

De totale doorlatendheid van de spleten van de toplaag is nu te vinden door gebruik te maken van formule (A.11), omdat voor beide bijdragen de stroming turbulent is. Hieruit volgt de totale spleet doorlatendheid:

$$k_{\text{stot}} = 0,5 \text{ m/s (totale stroming)}$$

Volgens [28] is het percentage openingen in een glooiing van polygoonvormige zuilen ongeveer 5%. Bij gerealiseerde zettingen met polygoonvormige zuilen bleek dit percentage hoger ($\pm 15\%$). Hier wordt echter aangenomen dat voor ingewassen polygoonvormige zuilen het percentage openingen 5% is, zodat voor de doorlatendheid van de gehele toplaag geldt:

$$k_t = k_{\text{stot}} \cdot 0,05 = 0,025 \text{ m/s}$$

Ook hier geldt dat de stroming turbulent is.

6.4.2.2 Vierkante betonblokken

De breedte van de spleten tussen vierkante betonblokken is afhankelijk van de nauwkeurigheid van de maatvoering van de blokken en de manier van zetten.

Bij goed gesloten zettingen is deze spleetbreedte ongeveer $1,5 * 10^{-3}$ m. Dit is als ondergrens bruikbaar.

Bij grotere spleetbreedten wordt de doorlatendheid van de toplaag groter en daarmee wordt de stabiliteit groter. Ook bij een spleetbreedte van $1,5 * 10^{-3}$ m moet echter stabiliteit gewaarborgd zijn. De spleetbreedte is veel kleiner dan de gemiddelde spleetbreedte bij een zetting van polygoonvormige zuilen, daarom dient nu ook de wrijvingsweerstand van het water in de spleten berekend te worden. Deze wrijvingsweerstand is ook afhankelijk van de ruwheid van het beton in de spleten, gegeven door de Nikuradse ruwheid. Voor beton lijkt een waarde van $5 * 10^{-4}$ m aannemelijk. Met deze aanname volgt uit figuur A.2.1

$$k_w = 0,88 \text{ m/s}$$

voor een spleetbreedte van $1,5 * 10^{-3}$ m.

Op dezelfde wijze als voor de polygoonvormige zuilen is nu ook de doorlatendheid ten gevolge van de in- en uitstroomweerstand te bepalen. Bij een blokdikte van 0,2 m en een porositeit van de onderliggende grindlaag van 45% volgt uit fig. A.2.:

$$k_{iu} = 0,74 \text{ m/s.}$$

De bijdrage van de aanstroomweerstand naar de spleet is eveneens op dezelfde wijze te berekenen als voor de polygoonvormige zuilen. Invullen van de gegevens in formule (A.8) geeft nu:

$$k_{Ta} = 4 \text{ m/s.}$$

De doorlatendheid wordt nu dus bepaald door de bijdrage van de wrijvingsweerstand en de in- en uitstroomweerstand.

Ook dit zijn allebei turbulente bijdragen, zodat voor de bepaling van de totale doorlatendheid weer gebruik gemaakt kan worden van formule (A.11) Invullen geeft:

$$k_{stot} = 0,56 \text{ m/s.}$$

Het percentage spleetoppervlak is voor deze blokken eenvoudig te berekenen door het spleet oppervlak te delen door het totale oppervlak.

Voor een spleetbreedte van $1,5 * 10^{-3}$ m en blokken van $0,5 * 0,5$ m blijkt dit percentage 0,6% te zijn.

De doorlatendheid van de toplaag is dus in dit geval:

$$k_t = k_{stot} * 0,006 = 3,4 * 10^{-3} \text{ m/s.}$$

6.4.3 Doorlatendheid en laagdikte als invoerparameters voor STEENZET

De doorlatendheid van de toplaag zoals gevonden in de vorige paragraaf kan rechtstreeks worden ingevoerd in het computerprogramma STEENZET.

De doorlatendheden en laagdiktes van de ondergrond echter niet. De huidige versie van STEENZET laat slechts één laagdikte en één laminaire doorlatendheid van de onderlaag toe (zoals gedefinieerd met formule (2.6)). Nu is bij onderzoek naar de stabiliteit van Oosterschelddedijken [31] gebleken dat de waterbeweging in een filterlaag van grind gelegen op een mijnsteenlaag in hoofdzaak evenwijdig aan het talud is gericht en deze twee lagen dus gezien kunnen worden als één onderlaag.

Voor de STEENZET-berekening zijn de twee onderlagen, te weten 0,05 m grind met $k = 0,06$ m/s en 0,6 m mijnsteen met $k = 0,03$ m/s geschematiseerd tot één onderlaag met een doorlatendheid van 0,06 m/s en een dikte van 0,35 cm. De transmissiviteit is dan gelijk aan die van de oorspronkelijke onderlagen.

Tot nu toe is met turbulente doorlatendheid gerekend. De relatie tussen het specifiek debiet en het verhang wordt dan gegeven door formule 2.7. In STEENZET is deze echter voor de onderlaag laminair. De in werkelijkheid optredende turbulente doorlatendheid dient dan ook gelineariseerd te worden tot een laminaire doorlatendheid (beschreven met formule 2.6). Deze gelineariseerde doorlatendheid dient zodanig gekozen te worden dat, voor een bepaald verhang, een berekening met een laminaire doorlatendheid, dezelfde filtersnelheid geeft als een berekening met turbulente doorlatendheid. Dit kan dan uiteraard slechts gelden voor één verhang en dat zal gekozen moeten worden. Op grond van berekeningen uitgevoerd door Gjaltema [32] bleek een verhang corresponderend met de taludhelling hiervoor een goede keus, dus $i = 0,33$.

Er geldt bij gelijke filtersnelheid:

$$k_{10} = \frac{k_{T0}}{\sqrt{i}}$$

met: k_{T0} de turbulente doorlatendheid van de onderlaag (2.7)

k_{10} de laminaire doorlatendheid van de onderlaag (2.6)

i het verhang.

Invullen geeft dus: $k_{10} = 0,1$ m/s.

Om ook de resultaten van analytische sommen te kunnen gebruiken is het noodzakelijk de lek lengte te kennen.

Daarom wordt een laminaire doorlatendheid van de blokken bepaald. Het verhang over de blokken zal bij kritieke belasting veel groter zijn dan het verhang in de onderlaag. Bij kritieke belasting zullen deze verhangen drukverschillen over de blokken moeten creëren overeenkomend met het eigen gewicht. Dit is het geval bij verhangen tussen de 1,1 en 1,4, afhankelijk van het soortelijk gewicht van de blokken. Gemiddeld over de zetting zullen de verhangen iets lager zijn.

We nemen hiervoor $i = 1$. De laminaire doorlatendheid is dan gelijk aan de turbulente doorlatendheid.

De lek lengte is nu te berekenen. Het blijkt dat voor polygoonvormige zuilen

$$\lambda = 0,15 \text{ m,}$$

en voor vierkante betonblokken

$$\lambda = 0,41 \text{ m.}$$

6.5 STEENZET-berekeningen

Uit het op het Waterloopkundig Laboratorium beschikbare data-bestand van gemeten belastingen op een steenzetting zijn gemeten drukken geselecteerd die corresponderen met de golfbelasting die bij ontwerp omstandigheden te verwachten zijn.

De geselecteerde golf is een regelmatige golf met een golfhoogte van 1,20 m en een ξ van 1.6.

Volgens §2.3 komt de belasting van deze golf overeen met de 1% belasting van een onregelmatige golf met $H_s = 0,8$ m en ξ van 1.6 wat volgens tabel 6.1 de ontwerpgolf is bij een waterstand van 3,50 m + N.A.P.

Deze hoogte is gekozen omdat daarbij de hoogste belastingen op de zetting verwacht werden. Met deze golf en de doorlatendheden zoals gegeven in §6.4 is de waterspanning in de filterlaag berekend. Eerst voor het theoretisch geval dat deze golf optreedt bij een veel lagere waterstand van 2,40 m + N.A.P.. De golf valt dan midden op het talud en de drukverdeling kan nu bepaald worden zonder invloed van overgangen in de konstruktie.

Daarna is bij gelijkblijvende golf de hoogte van de stilwaterlijn gevarieerd en de invloed van de hoogte van de overgangskonstruktie betonblokken-asfalt op de waterbeweging over de zetting bepaald.

De overgangskonstruktie zoals getekend in fig. 6.2 is daarbij geschematiseerd tot een steenzetting die doorloopt tot 3,29 m + N.A.P. en dan wordt afgesloten met een ondoorlatende konstruktie loodrecht op de taludhelling. Deze konstruktie beëindigt ook de filterlaag.

Met de berekende waterspanningen en de gemeten golfdrukken kan de stabiliteit van de konstruktie worden bepaald.

De stabiliteit van de konstruktie wordt bepaald door de stabiliteit van de onderlagen en de stabiliteit van de top laag. Voor de stabiliteit van de onderlagen zijn de berekende verhangen van belang, de stabiliteit van de bovenlagen wordt hoofdzakelijk bepaald door de berekende verschildrukken.

In het volgende zullen de berekende verhangen en verschildrukken afzonderlijk worden behandeld.

. Berekende verhangen

In fig. 6.6 is het berekende maximale en minimale verhang bij maximale verschildrukken in een golfperiode uitgezet als funktie van de waterstand, voor zowel de polygoonvormige zuilen als de vierkante betonblokken. Dit behoeven niet noodzakelijk de extreme verhangen te zijn die gedurende een golfperiode voorkomen, maar volgens de analytische oplossingen voor geschematiseerde randvoorwaarden bleken extremen in het verhang wel gelijktijdig op te treden met de maximale overdruk.

De gedurende de gehele golfperiode optredende extreme verhangen zullen dus niet veel afwijken van de hier gepresenteerde.

Uit fig. 6.6 blijkt dus dat de negatieve verhangen voor vierkante blokken verwaarloosbaar klein zijn. Voor de polygoonvormige zuilen blijkt bij een waterstand van $2.40 + \text{N.A.P.}$ het negatieve verhang ongeveer gelijk aan de taludhelling, wat volgens de analytische oplossing ook te verwachten was. Het positieve verhang i_y (gericht naar de bovenkant van het talud) blijkt in beide gevallen groter. Ook voor de vierkante blokken worden verhangen van 0,4 berekend. Hoewel de stabiliteit van de onderlagen voor positieve i_y groter is dan voor negatieve i_y zijn de berekende naar boven gerichte verhangen zo groot, dat er geen reden is om af te wijken van de § 6.3 genoemde ontwerpeisen. Deze ontwerp-eisen waren dat een geotextiel tussen het zand en de mijnsteen noodzakelijk is, of dat de gemiddelde korrel-diameter van de mijnsteen wat kleiner moet zijn dan in paragraaf 6.1 gegeven.

. Berekende verschildrukken

In fig. 6.7 zijn de maximale verschildrukken gegeven als functie van de waterstand, evenals het eigen gewicht van de blokken. Voor beide typen zetting is zowel de maximale verschildruk, berekend op één punt, gegeven, als het gemiddelde, berekend over een blok.

Indien, door ruimte tussen de blokken, het mogelijk is dat de blokken kantelen, is de maximale verschildruk op één punt maatgevend, anders het gemiddelde over een blok.

Het blijkt dat bij elke waterstand, voor de gegeven golfrandvoorwaarde, de berekende maximale verschildruk groter is dan het eigen gewicht van de blokken.

Onder invloed van de overgang steenzetting-asfalt nemen de verschildrukken over de zetting sterk toe bij een waterstand boven de $3.00 \text{ m} + \text{N.A.P.}$

Afhankelijk van de steenzetting wordt, voor deze golfrandvoorwaarde, een maximale verschildruk gevonden bij een waterstand tussen de 3.60 m en $3.75 \text{ m} + \text{N.A.P.}$ De maximale verschildruk blijkt voor beide constructies, gemiddeld over een blok, ongeveer 3 x het eigen gewicht van de blokken.

Nu zijn de gevonden verschildrukken sterk afhankelijk van de doorlatendheid van toplaag en onderlaag. Deze zijn geschat en een andere schatting geeft andere uitkomsten. Ter illustratie is ook doorgerekend het geval dat de mijnsteen door verdichting en veroudering zo ondoorlatend geworden is, dat deze doorlatendheid te verwaarlozen is t.o.v. de doorlatendheid van het grind.

In dat geval kunnen bovenstaande berekeningen herhaald worden maar nu met een filterlaagdikte van 0,05 m i.p.v. 0,35 m.

Voor de waterstand waar de maximale overdruk berekend is, zijn deze berekeningen uitgevoerd. Het resultaat is ook in fig. 6.7 aangegeven. De maximale verschildruk is veel kleiner, maar nog steeds groter dan overeenkomend met het eigen gewicht van de blokken.

6.6 Beoordeling stabiliteit toplaag

De beoordeling van de stabiliteit van de toplaag, met behulp van de berekende verschildrukken, is afhankelijk van het gebruikte stabiliteitskriterium. Een tot nu toe in het fundamenteel onderzoek steenzettingen gebruikt criterium is dat de verschildrukken nooit groter mogen zijn dan het eigen gewicht van de blokken. Uit fig. 6.7 blijkt duidelijk dat deze konstruktie niet aan dat criterium voldoet. Nu blijkt uit de berekeningen dat de maximale verschildruk maar gedurende een zeer korte tijd aanwezig is, zie fig. 6.8. In deze figuur is het verloop van de gemeten golfdruk, de berekende waterspanning en de verschildruk over de bovenste steen van de zetting gedurende één golfperiode uitgezet. De verschildruk is in deze figuur omgekeerd van teken t.o.v. fig. 6.7 om te voorkomen dat de lijnen door elkaar lopen.

Uit deze figuur blijkt dat de verschildruk bij het maximum (in deze figuren dus het minimum) een scherp gepiekte kromme is, maar ook blijkt dat in beide gevallen het eigen gewicht gedurende een wat langere tijd overschreden wordt; 0,46 sec per golfperiode voor de polygoonvormige zuilen en 1,17 voor de vierkante betonblokken.

Uit deze resultaten blijkt dat schade alleen voorkomen kan worden als er een deugdelijke wrijving of klemming tussen de blokken onderling gewaarborgd is.

Bij de vierkante betonblokken is dat in de praktijk minder gemakkelijk te realiseren dan bij polygoonvormige zuilen.

De konstruktie met vierkante betonblokken is dan mogelijk ook niet stabiel. Voor de polygoonvormige zuilen is afhankelijk van de kwaliteit van het zetwerk en de voegvulling deze mogelijkheid wel aanwezig en kan wellicht een stabiele konstruktie gebouwd worden. De bij de gekozen doorlatendheid gevonden verschildrukken tot 3 x het eigen gewicht van de stenen lijken vrij hoog.

Het lopende onderzoek heeft echter nog niet geresulteerd in stabiliteitskriteria waarin ook de wrijving of klemming ingebracht kunnen worden, daarom kan ook geen definitieve uitspraak gedaan worden over de stabiliteit van de top laag.

Wel blijkt duidelijk uit fig. 6.7 dat resultaten van stabiliteits-onderzoek met een doorlopend talud (uitgevoerd zonder overgangen), bijvoorbeeld uit deltagoot onderzoek, niet zonder meer gebruikt kunnen worden voor het ontwerp van een steenzetting die bij een vrij lage waterlijn onderbroken wordt. Bij die overgang nemen de verschildrukken sterk toe.

6.7 Konklusies en adviezen

De resultaten van de case-studie zijn als volgt samen te vatten:

- Tussen de mijnsteen en het zandlichaam is een zanddicht geotextiel noodzakelijk om uitspoelen van het zand te voorkomen.
- De mijnsteen is niet intern stabiel. De kleine fraktie zal uitspoelen.
- De verschildrukken bij de overgang steenzetting-asfalt zijn, onafhankelijk van het type zetting, veel groter dan dat ze zouden zijn bij een doorlopend talud.
- Duidelijke schade criteria voor de top laag zijn nog niet te geven.

Voor beide typen konstrukties zijn de berekende verschildrukken hoger dan overeenkomend met het eigen gewicht van de blokken.

Uit meerdere onderzoeken [37] is echter gebleken dat, ook bij losse blokken, hogere verschildrukken dan overeenkomend met het eigen gewicht nodig zijn om schade te veroorzaken. Hoeveel hoger hangt af van het type zetting.

De berekende verschildrukken bij een toplaag van vierkante betonblokken van 0,2 m dik lijken echter zoveel hoger dan overeenkomt met het eigen gewicht van het blok dat stabiliteit niet gewaarborgd is. Voor de polygoonvormige zuilen van 0,15 m dik kan, bij goed zetwerk en goede voegvulling zodat klemming van de blokken onderling gewaarborgd is, de zetting mogelijk wel stabiel zijn. Uit bovenstaande moet niet gekonkludeerd worden dat bij de konstruktie blokken op mijnsteen op zand in alle gevallen polygoonvormige zuilen te prefereren zijn. Voor minder doorlatende mijnsteen kunnen mogelijk vierkante blokken de voorkeur verdienen, om de belastingen op de ondergrond (i_y en i_z) te beperken.

- In het in paragraaf 6.1 gepresenteerde ontwerp lijkt de mijnsteen wat ongelukkig gekozen.

Het materiaal is te gegradeerd, waardoor uitspoeling van de fijne frakties mogelijk wordt. Daarbij zou de gemiddelde korreldiameter wat kleiner moeten zijn. In dat geval is geen geotextiel tussen de mijnsteen en het zand nodig en zullen ook de overdrukken over de zetting lager worden. Wel moet de mijnsteen ook na "veroudering" nog zo doorlatend zijn dat er zich geen grote overdrukken in het zand onder de mijnsteen op kunnen bouwen.

In de praktijk zal niet altijd eenvoudig aan deze eisen voldaan kunnen worden. Eisen opgelegd aan de korrelverdeling van de toe te passen mijnsteen kunnen kostenverhogend werken. Een konstruktie met een geotextiel en mijnsteen met een wat groter gemiddelde korreldiameter kan dan de voorkeur hebben. Deze mogelijkheden dient men van geval tot geval af te wegen.

REFERENTIES

- [1] DEN BOER, K.,
Estimation of incident and reflected wave characteristics of perpendicular wave action,
Research report S 434, Volume I, Waterloopkundig Laboratorium, april 1981

- [2] GÜNBÄK, A.R.,
Tests on a 1:2.5 rubble-mound breakwater; irregular waves
University of Trondheim, Report 2, 1978

- [3] BATTJES, J.A.,
Computation of Set-Up, Longshore Currents, Run-Up and Overtopping due to Wind Generated Waves,
Publ. 74-2, Technische Hogeschool Delft, 1974

- [4] VAN DER MEER, J.W.,
Taluds van losgestorte materialen
Hydraulische aspecten van stortsteen, grind en zandtaluds onder golfaanval
Waterloopkundig Laboratorium, M 1809, Oktober 1983

- [5] PILARCZYK, K.W.,
Invloed van bermen op de oploop van regelmatige golven
Waterloopkundig Laboratorium, verslag M 1130,
Rijkswaterstaat Deltadienst, Waterloopkundige Afdeling
W 73.H 900 L
Oktober 1976

- [6] VINJE, T. en BREVIG, P.,
Breaking waves on finite water depths
Report published by: The ship research institute of Norway

- [7] HARLOW, F.H. en AMSDEN, A.A.,
Fluid Dynamics
LASL-Monograph LA-4700
Los Alamos National Laboratory

REFERENTIES (vervolg)

- [8] VERHAGEN, H.J.,
Trekproeven op glooiingsconstructies in de Oosterschelde
Rijkswaterstaat, Adviesdienst Vlissingen, Nota WWKZ-84, V002; februari 1984

- [9] VROUWENVELDER, A. en WITTEVEEN, J.,
Het plastisch gedrag en de berekening van op buiging belaste platen
Collegediktaat B19a; januari 1980 TH-Delft

- [10] STIVE, R.J.H.,
Golfklappen op een taludbekleding
Waterloopkundig Laboratorium, juli 1983

- [11] SINGAMSETTI, S.R. and WIND, H.G.,
Breaking waves
Verslag M 1371, Waterloopkundig Laboratorium, juli 1980

- [12] HYDRAULICS RESEARCH STATION
Mangla Dam West Pakistan
Report EX 202, Wallingford, England, 1964

- [13] KOSTENSE, J.K.
Gobi-blokken als taludbekleding
Waterloopkundig Laboratorium, M 1184, 1973

- [14] KOSTENSE, J.K.,
Taludbekleding van gezette steen onder golfaanval
Stabiliteit van de bekleding bij verschillende modelschalen
Waterloopkundig Laboratorium, M 1410 deel I, 1980

- [15] KOSTENSE, J.K.,
Taludbekleding van gezette steen onder golfaanval
Invloed van de doorlatendheid van de fundering
Waterloopkundig Laboratorium, M 1410 deel II, 1980

REFERENTIES (vervolg)

- [16] McCARTNEY, B.L. and AHRENS, J.P.,
Stability of Gobi block revetment to wave attack
Technical Memorandum no. 55
U.S. Army, Corps of Engineers
Coastal Engineering Research Center
Fort Belvoir, October, 1975

- [17] SVEE, R.,
Journal of the Waterways and Harbor Division
Proceedings of the American Society of Civil Engineers
May, 1962

- [18] SVEE, R.,
XXIst International Navigation Congress
Stockholm, 1965

- [19] TASMA, H.W.,
Bepaling van de zwaarte van een gladde betonblokkenglooïing onder golf-
aanval
Polytechnisch Tijdschrift, Bouwkunde, 33, 1978, no. 5

- [20] WEVERS, A.,
Stabiliteit taludbekleding van gezette steen onder golfaanval
Waterloopkundig Laboratorium, M 1057, 1970

- [21] BEZUIJEN, A.,
Evaluatie Oesterdamonderzoek - grondmechanische aspecten en rekenmodel
STEENZET
M 1795/M 1881 deel X WL, CO-258901/1 en 141 LGM, februari 1984, verslag
berekeningen

- [22] BEZUIJEN, A.,
Golfbelasting op klei
CO-416449/12, 1984, LGM-rapport

REFERENTIES (vervolg)

- [23] BEZUIJEN, A. en GROOT, M.T. de,
Inventarisatie schademechanismen bij oeverbeschermingen en bekledingen
van zeedijken
CO-416409/1, mei 1984, LGM-rapport

- [24] ADEL, H. den,
Literatuurstudie filters
CO-258901/88, LGM-rapport

- [25] GRAAUW, A. de, MEULEN, T. van der, DOES DE BYE, M. van der,
Design criteria for granular filters
WL-publicatie, nr. 287, januari 1983

- [26] HEIJNEN, W.J.,
Erosiegevoeligheid van kleibekledingen van dijken
CO-235360/1, september 1978, LGM-rapport

- [27] WOLSINK, G.M.,
Overgangsconstructies bij dijkbekledingen
Notitie, juni 1984

- [28] KENTER, C.J. et al.,
Doorlatendheid van steenzetting en filterlaag uit Oesterdamonderzoek,
Basalton-onderzoek, Armanflexonderzoek en Gidsonderzoek
M 1795/M 1881 deel VII, WL; CO-258901/118 LGM, mei 1984, Verslag onderzoek

- [29] BLAAUW, H.G., GROOT, M.T. de, KNAAP, F.C.M. van der, PILARCZYK, K.W.,
Design of bankprotection of inland navigation fairways
Proc. Int. Conf. on Flexible Armoured Revetments incorporating
Geotextiles, The Institution of Civil Engineering, London

- [30] SELLMEIJER, J.B. et al.,
Oriënterende grondmechanische studies
M 1795, deel IV, WL; CO-255780/45 LGM, juli 1982, Verslag onderzoek

REFERENTIES (vervolg)

- [31] Onderzoek Oosterschelde dijken
M 2036, WL-rapport (wordt uitgebracht)

- [32] GJALTEMA, S.R.G.,
Parameteronderzoek met hete programma STEENZET van ir. G. Wolsink op
overdrukken onder een gezette taludverdediging
Notitie DDWT-84.384 Rijkswaterstaat, Deltadienst, juni 1984

- [33] LINDENBERG, J.,
Literatuurstudie Erosie van klei
CO-258901, april 1984, LGM-rapport

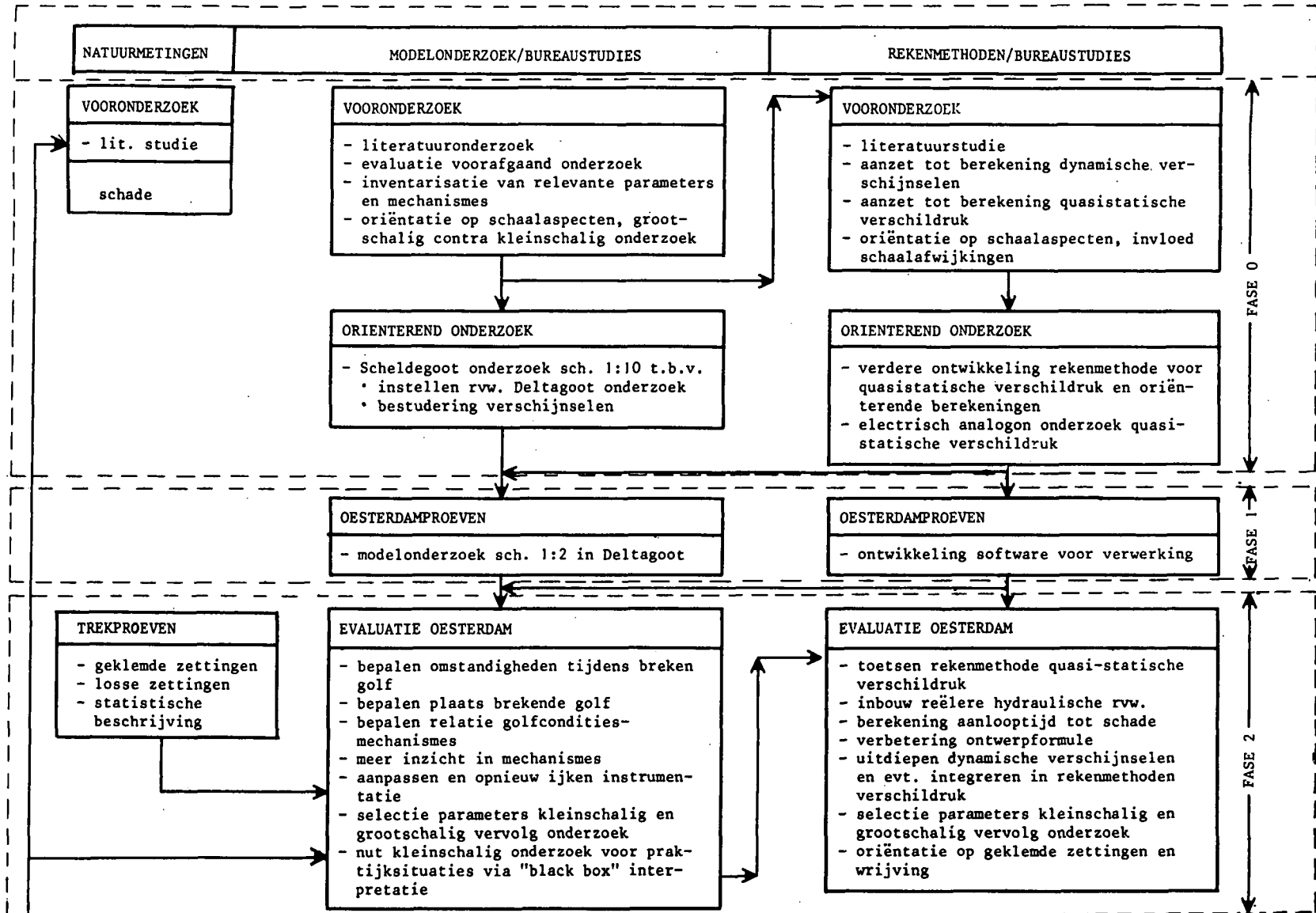
- [34] Analyse prototypeproeven Hartelkanaal 1983
M 1115/CO-273260 WL-LGM rapport (wordt uitgebracht)

- [35] Grootschalig modelonderzoek in de Deltagoot van een steenzetting op zand
(concept-versie)
M 1795/M 1881, deel XII WL; CO-269960/2 LGM, december 1983

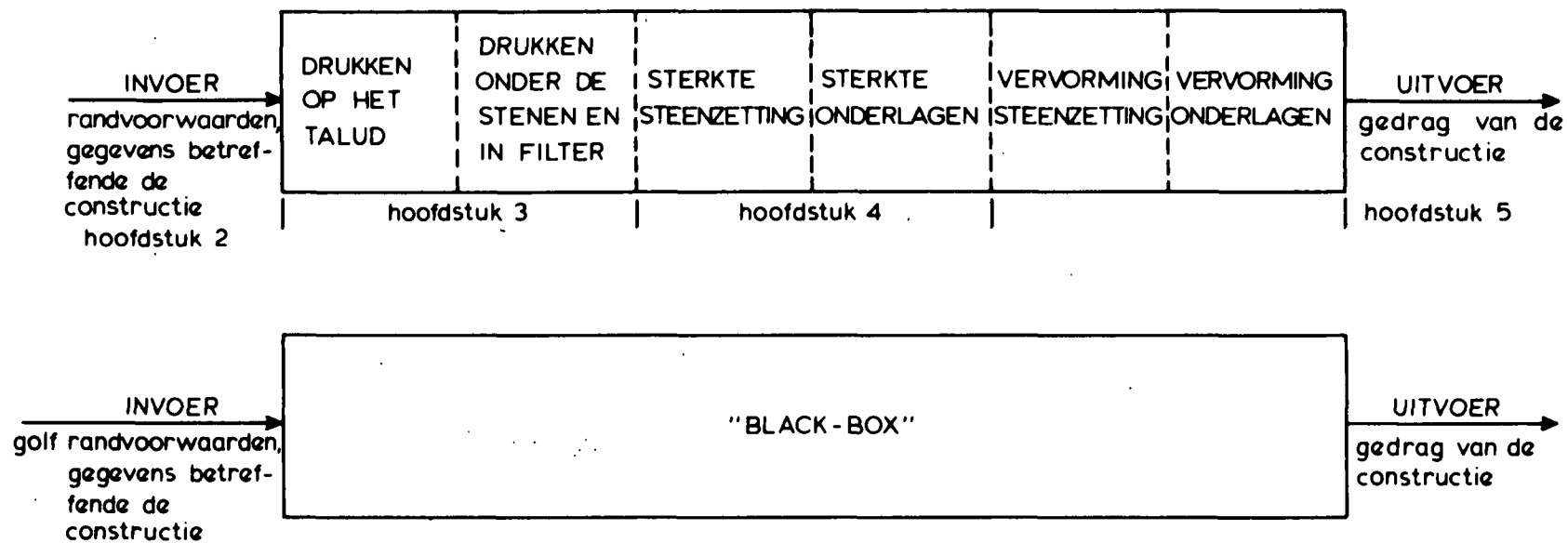
- [36] OGINK, H.J.M.
Investigations on the hydraulic characteristics of synthetic fabrics
WL publicatie 146
May 1975

- [37] AYYAR, H.
On the hydromechanics of breakers on steep slopes
Mitteilungen des Franzius Instituts für Grond- und Wasserbau der Techn.
Univ. Hannover
Heft 33, 1969

FUNDAMENTEEL ONDERZOEK STABILITEIT STEENZETTINGEN



INTEGRAAL ONTWERPSYSTEEM

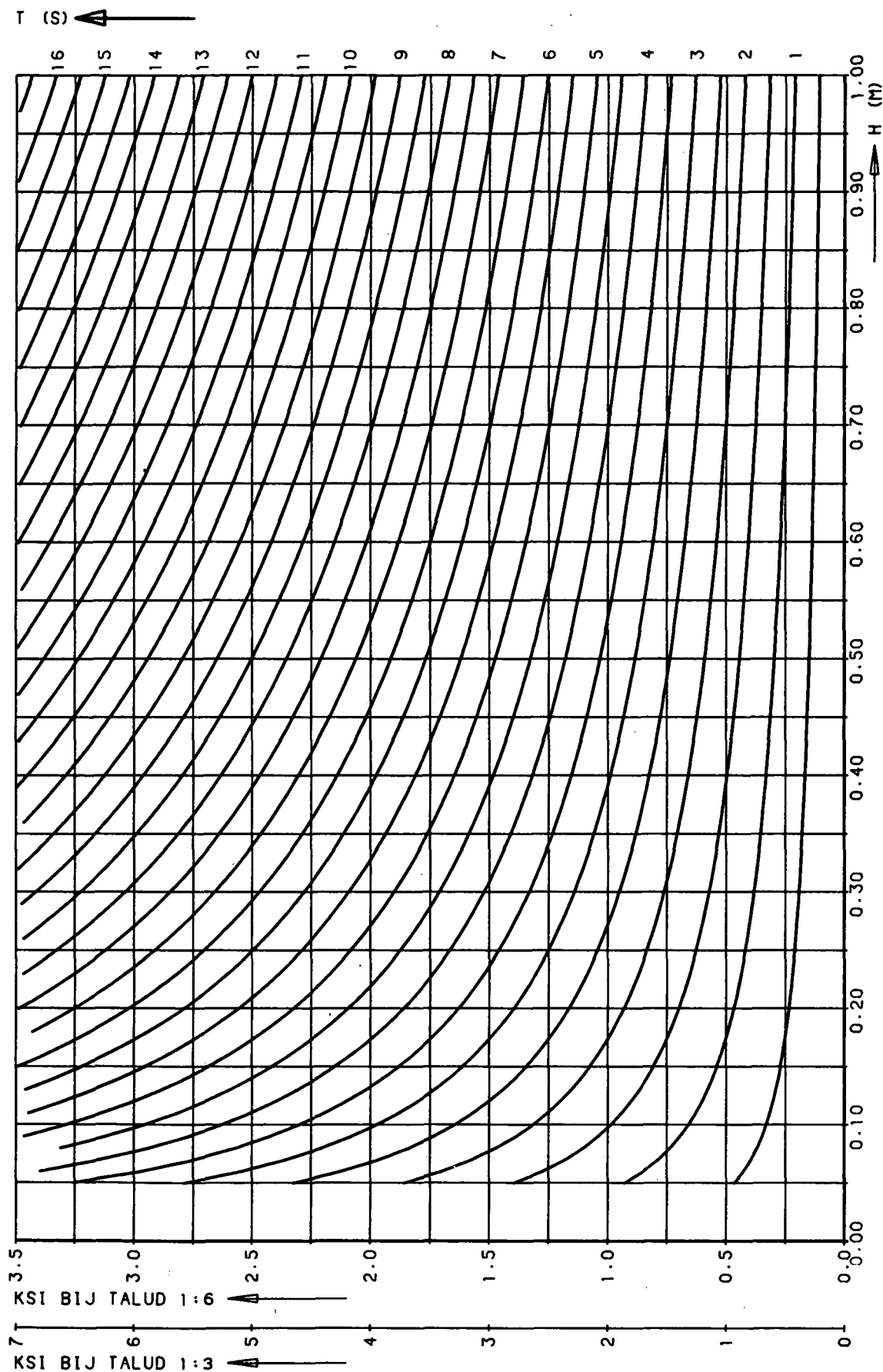


INTEGRAAL ONTWERPSYSTEEM VOOR
TALUDEBEKLEDINGEN ONDER GOLFAANVAL

WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM
LABORATORIUM VOOR GRONDMECHANICA

M 1881

FIG. 1.2

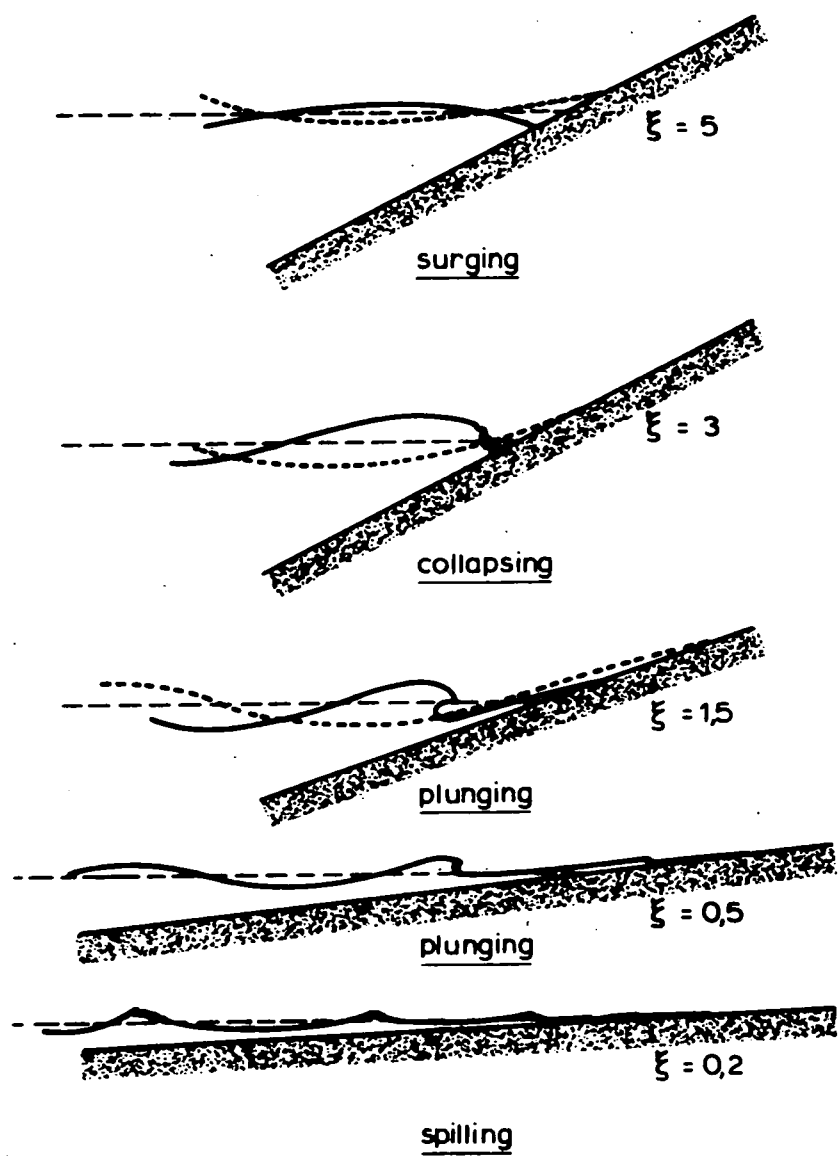


RELATIES TUSSEN H , T EN KSI
VOOR TALUDS 1:3 EN 1:6

WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM
LABORATORIUM VOOR GRONDMECHANICA

M 1881

FIG. 2.1

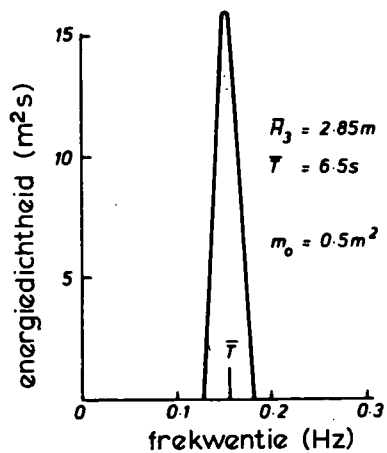


TYPEN VAN BREKENDE GOLVEN

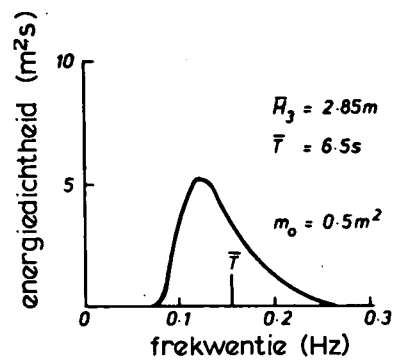
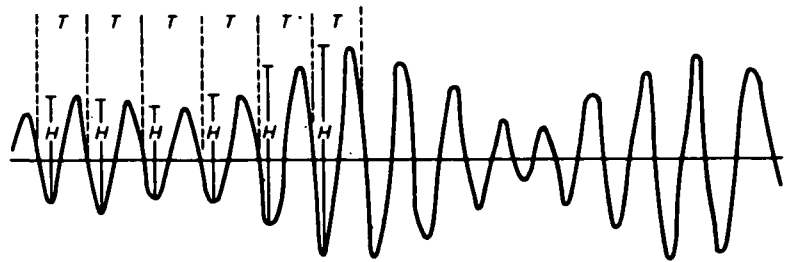
WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM
LABORATORIUM VOOR GRONDMECHANICA

M 1881

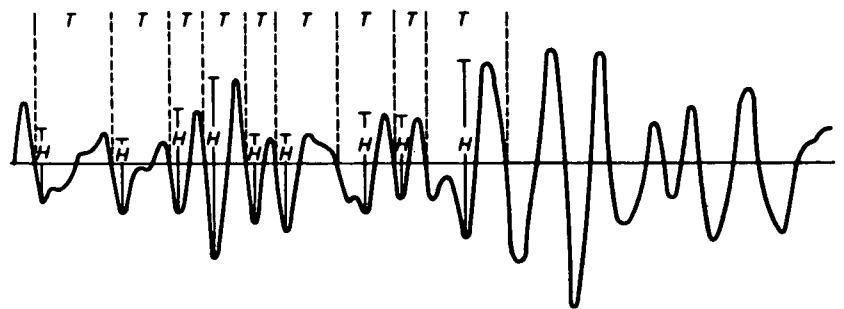
FIG. 2.2



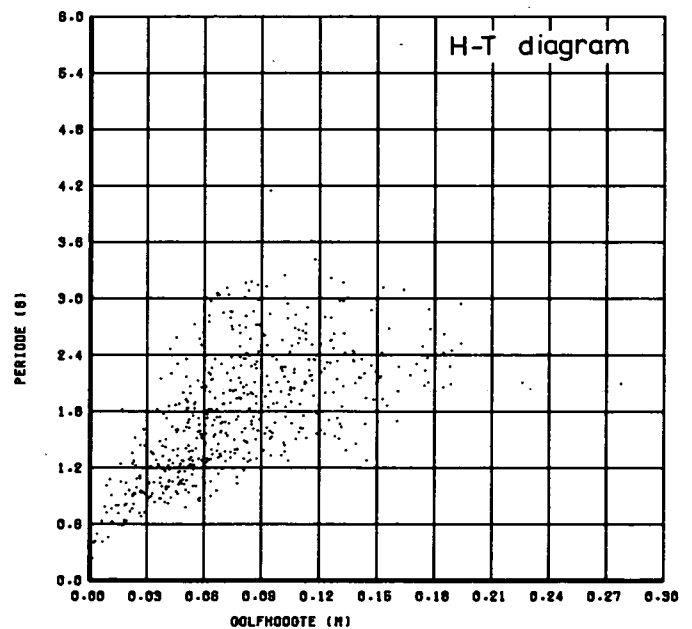
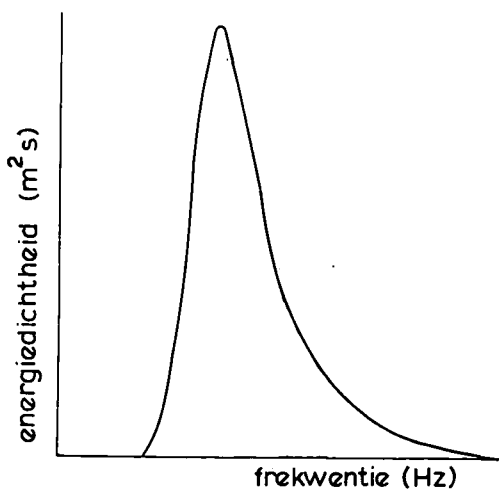
(a) smal spectrum



(b) breed spectrum



TWEE ONREGELMATIGE GOLFSIGNALLEN MET BIJBEHOREND SPECTRUM

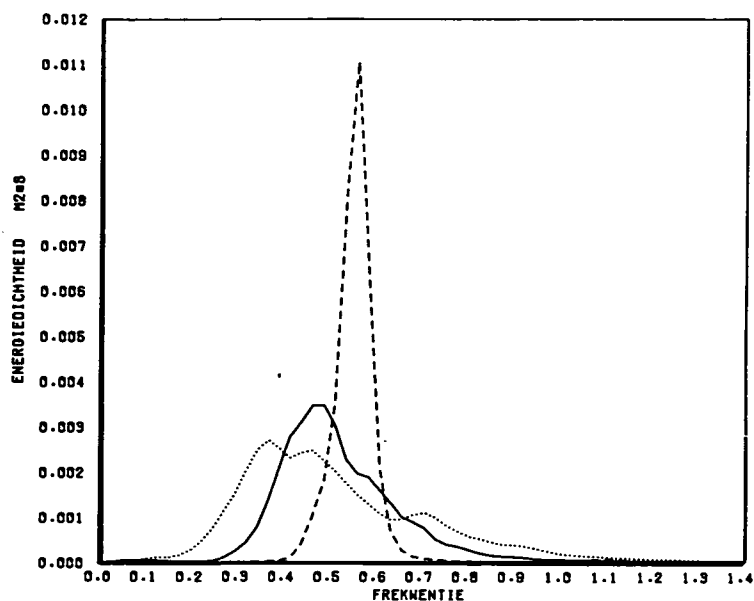


BESCHRIJVING VAN ONREGELMATIGE GOLVEN

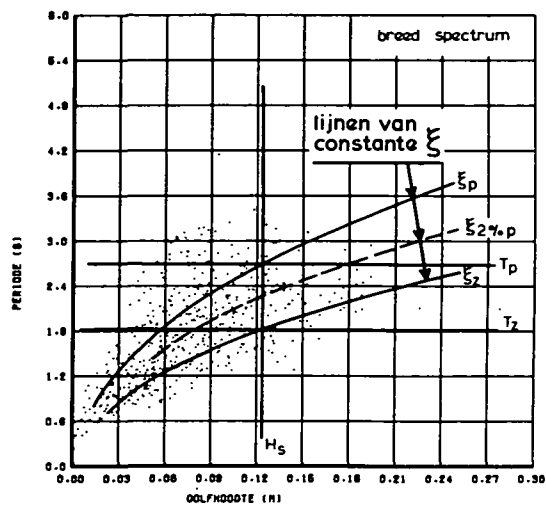
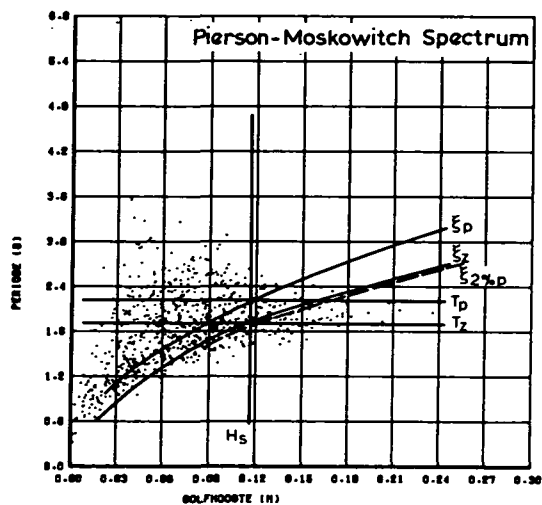
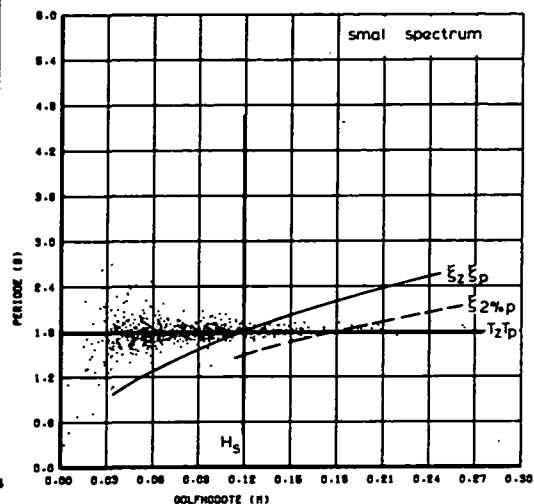
WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM
 LABORATORIUM VOOR GRONDMECHANICA

M 1881

FIG. 2.3



..... BREED SPECTRUM $H_S = 0.1221$ M $T_Z = 1.81$ S $T_P = 2.67$ S PROEF: P171
 ——— P.M. SPECTRUM $H_S = 0.1159$ M $T_Z = 1.84$ S $T_P = 2.17$ S PROEF: P060
 - - - - - SMAL SPECTRUM $H_S = 0.1183$ M $T_Z = 1.79$ S $T_P = 1.79$ S PROEF: P164

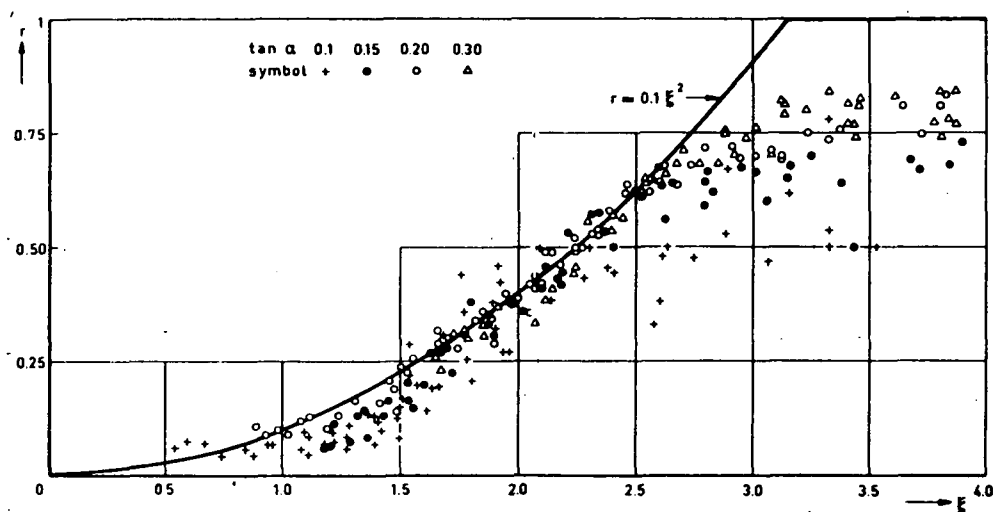


SPECTRA EN H-T DIAGRAMMEN VAN DRIE ONREGELMATIGE GOLFVELDEN

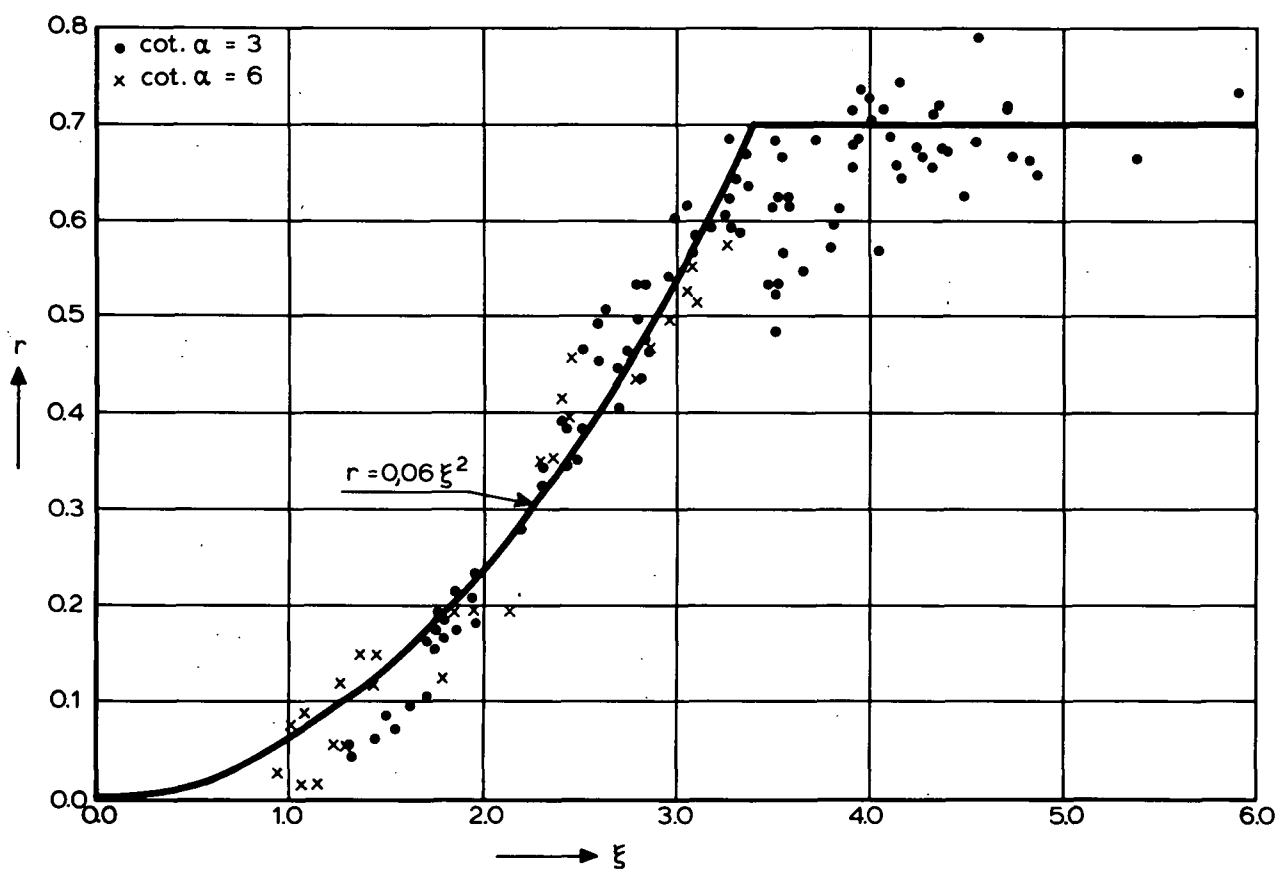
WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM
 LABORATORIUM VOOR GRONDMECHANICA

M 1881

FIG. 2.4



a) Reflectie voor
gladde taluds.
Battjes [3]



b) reflectiecoëfficiënt voor steenzettingen met 5 en 19% open oppervlak

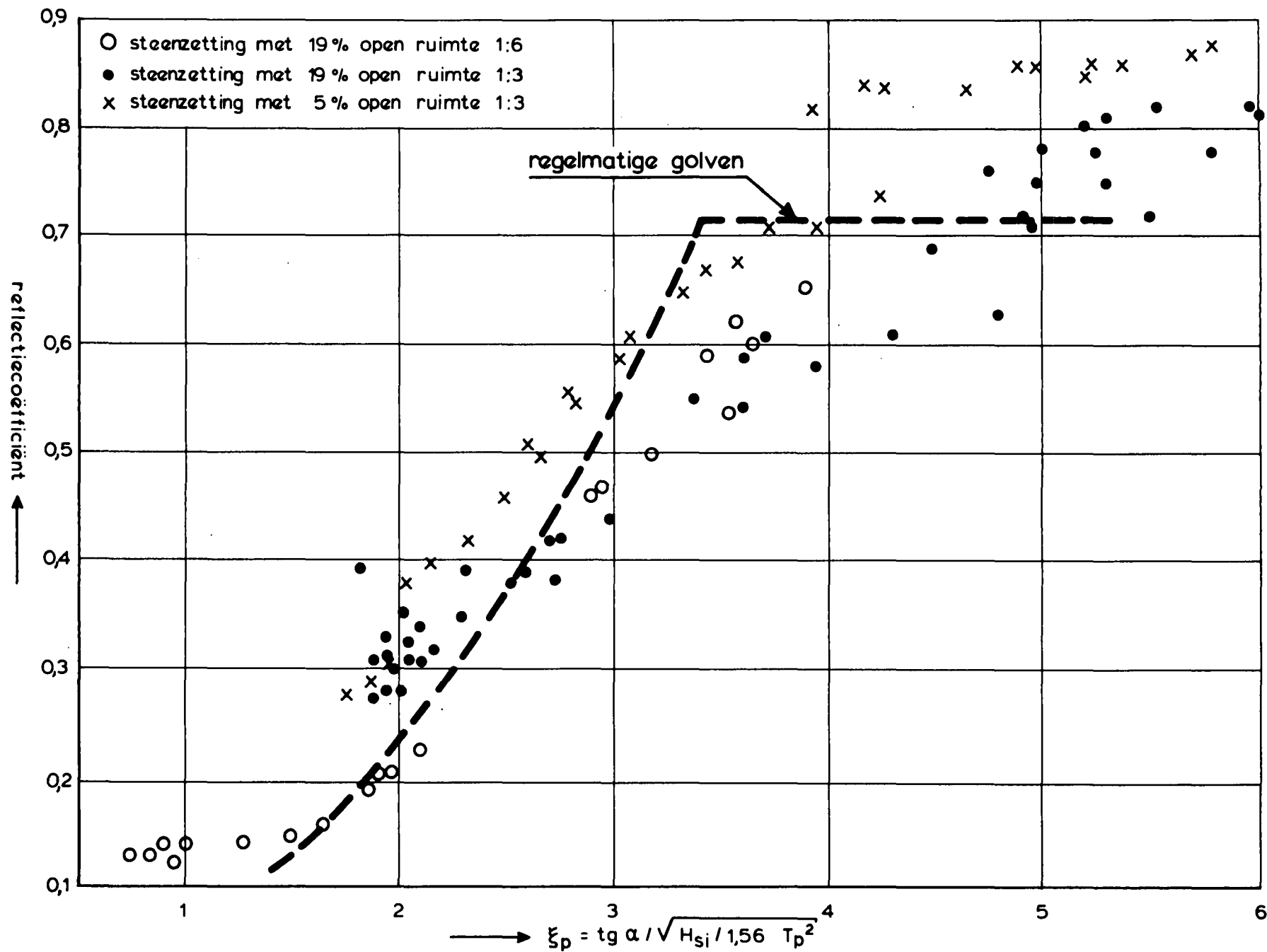
REFLECTIECOEFFICIENT BIJ REGELMATIGE GOLVEN

REFLECTIECOEFFICIENTEN BIJ ONREGELMATIGE
GOLVEN

WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM
LABORATORIUM VOOR GRONDMECHANICA

M 1881

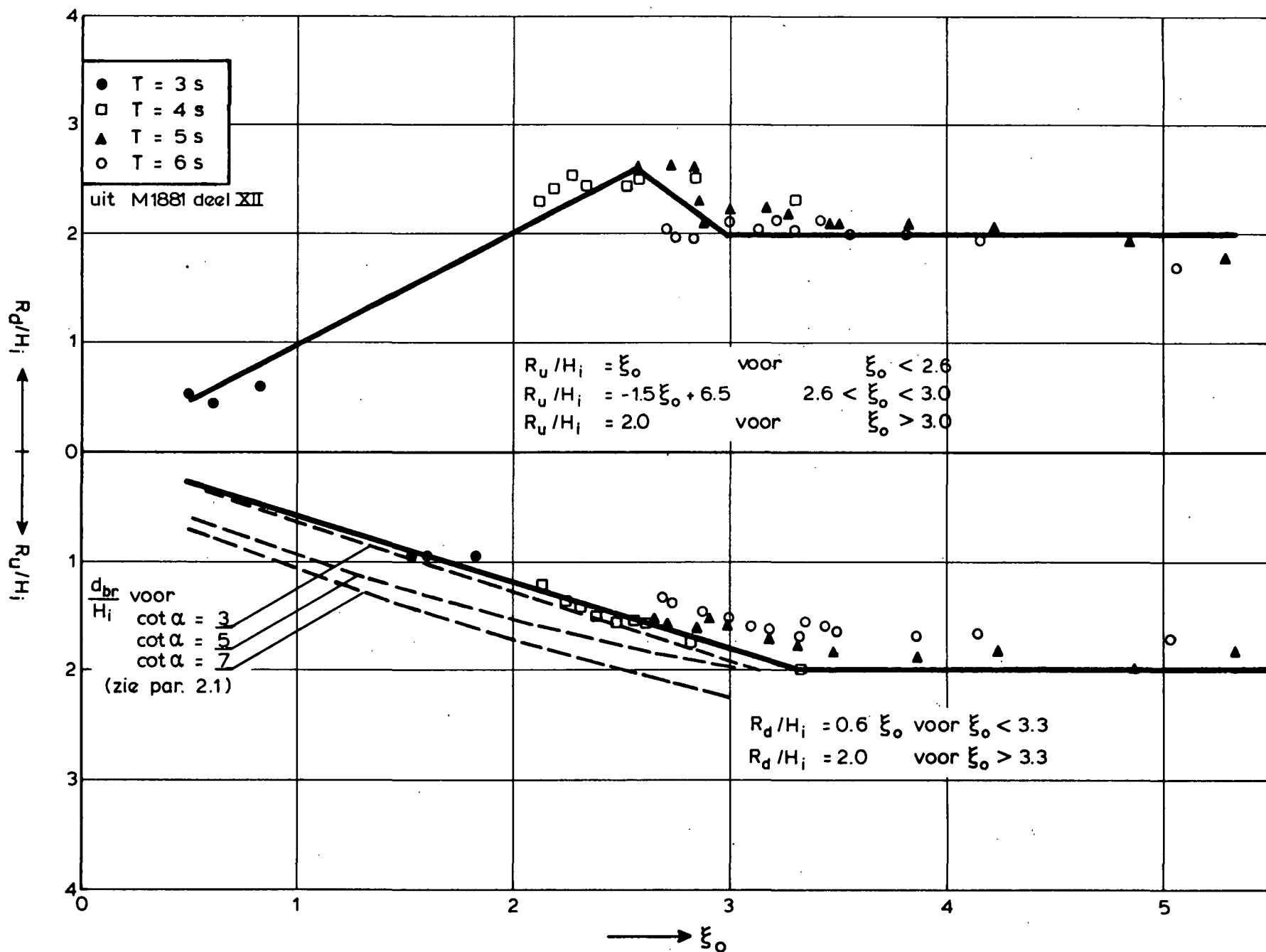
FIG. 2.6

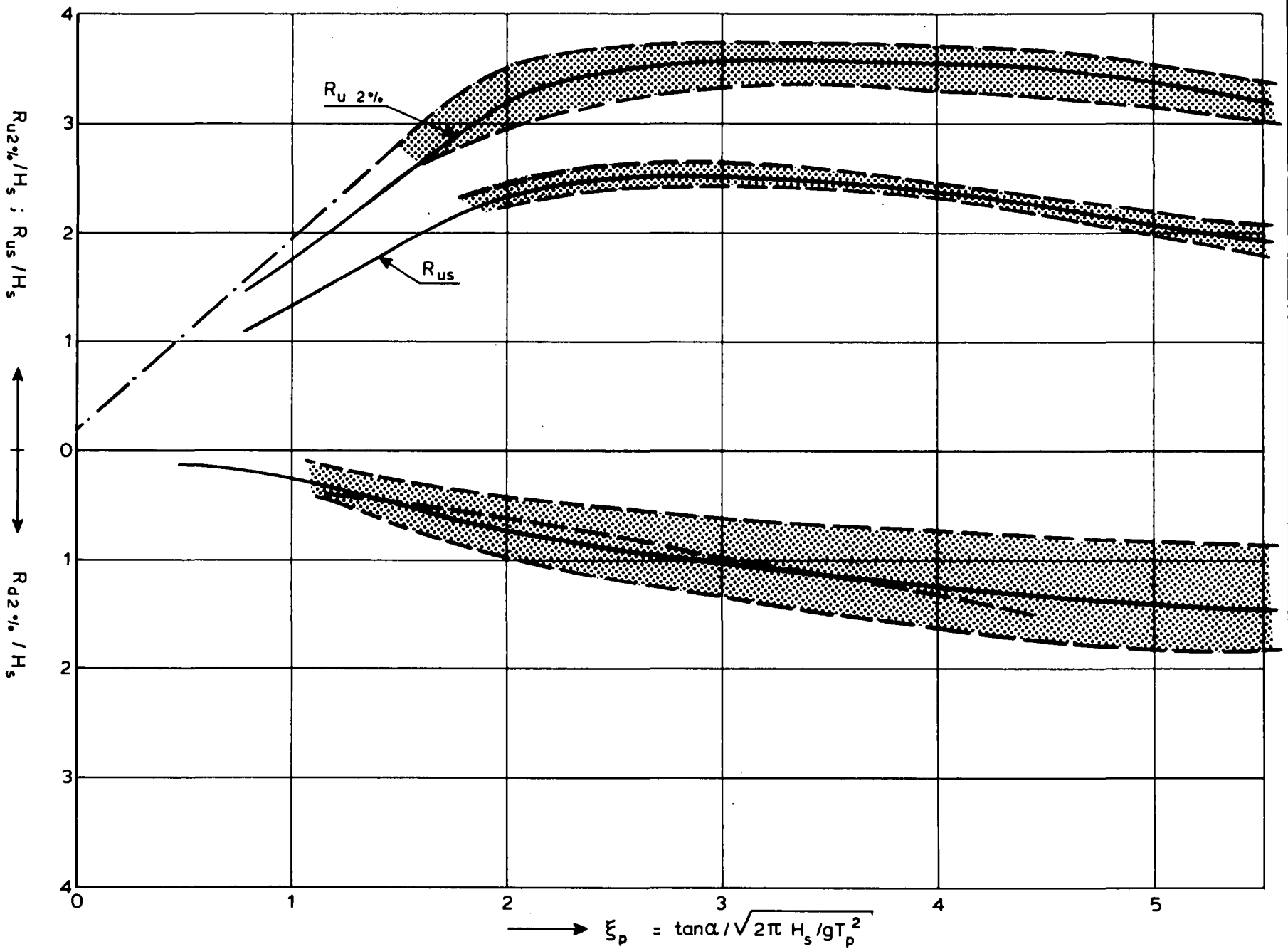


GOLFOLOOP EN GOLFTERUGLOOP BIJ
REGELMATIGE GOLVEN

M 1881

FIG. 2.7





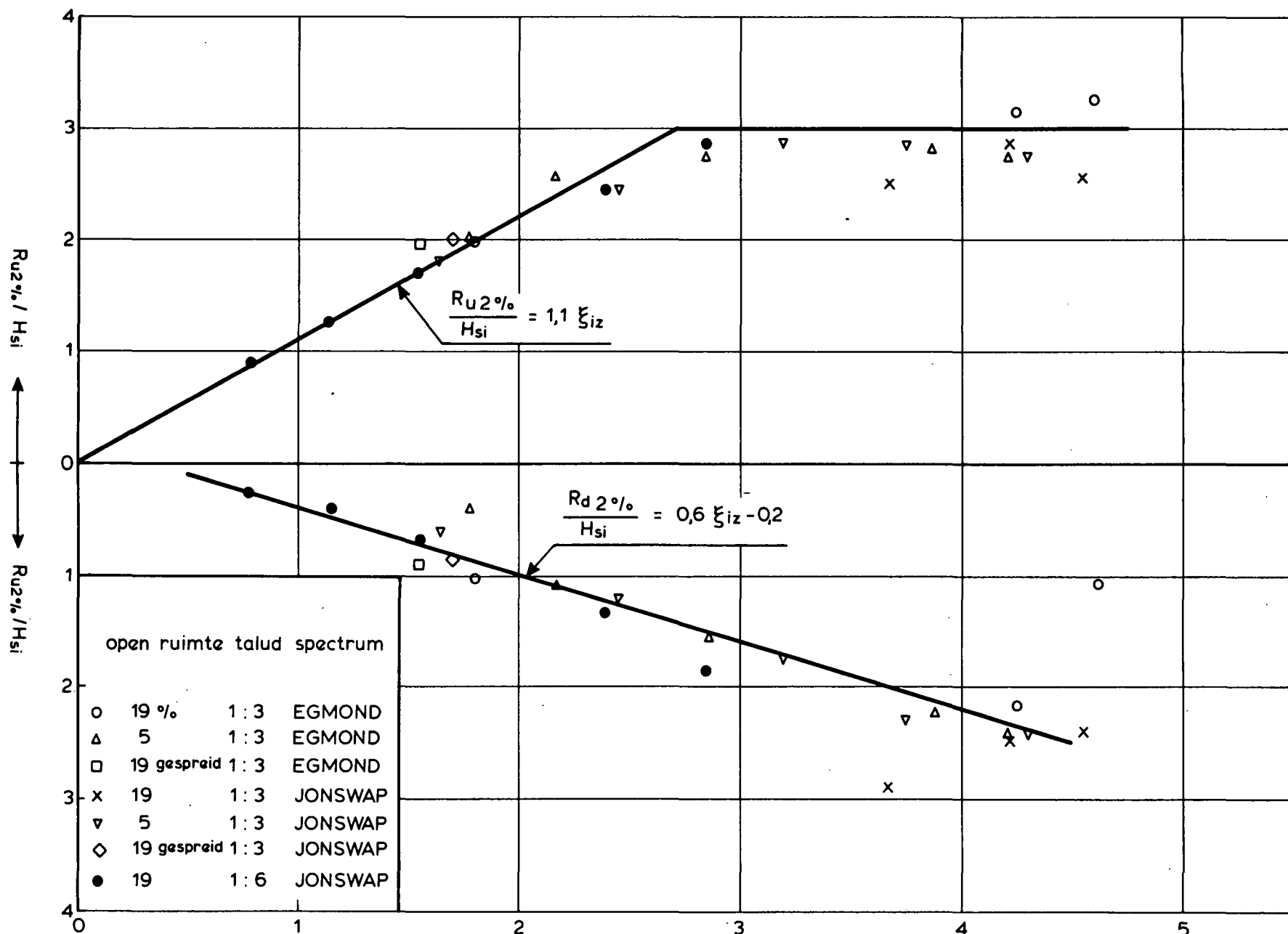
GOLFLOOP EN GOLFTERUGLOOP OP GLADDE
TALUDS VOOR ONREGELMATIGE GOLVEN

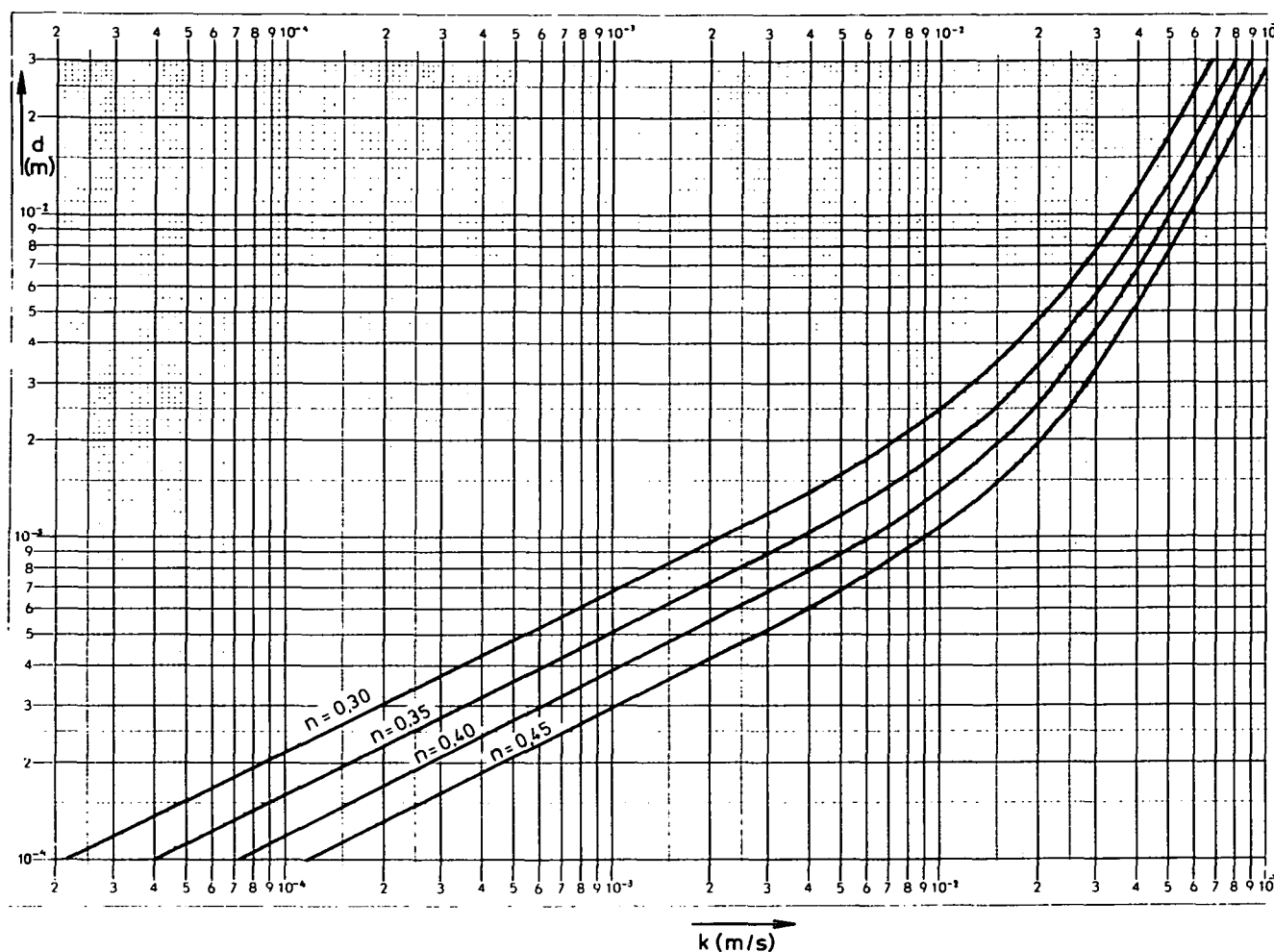
WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM
LABORATORIUM VOOR GRONDMECHANICA

M 1881

FIG. 2.8

GOLFLOOP EN GOLFTERUGLOOP OP
STEENZETTING MET 5 TOT 19 % OPEN
RUIMTE VOOR ONREGELMATIGE GOLVEN





d = de gemiddelde korreldiameter

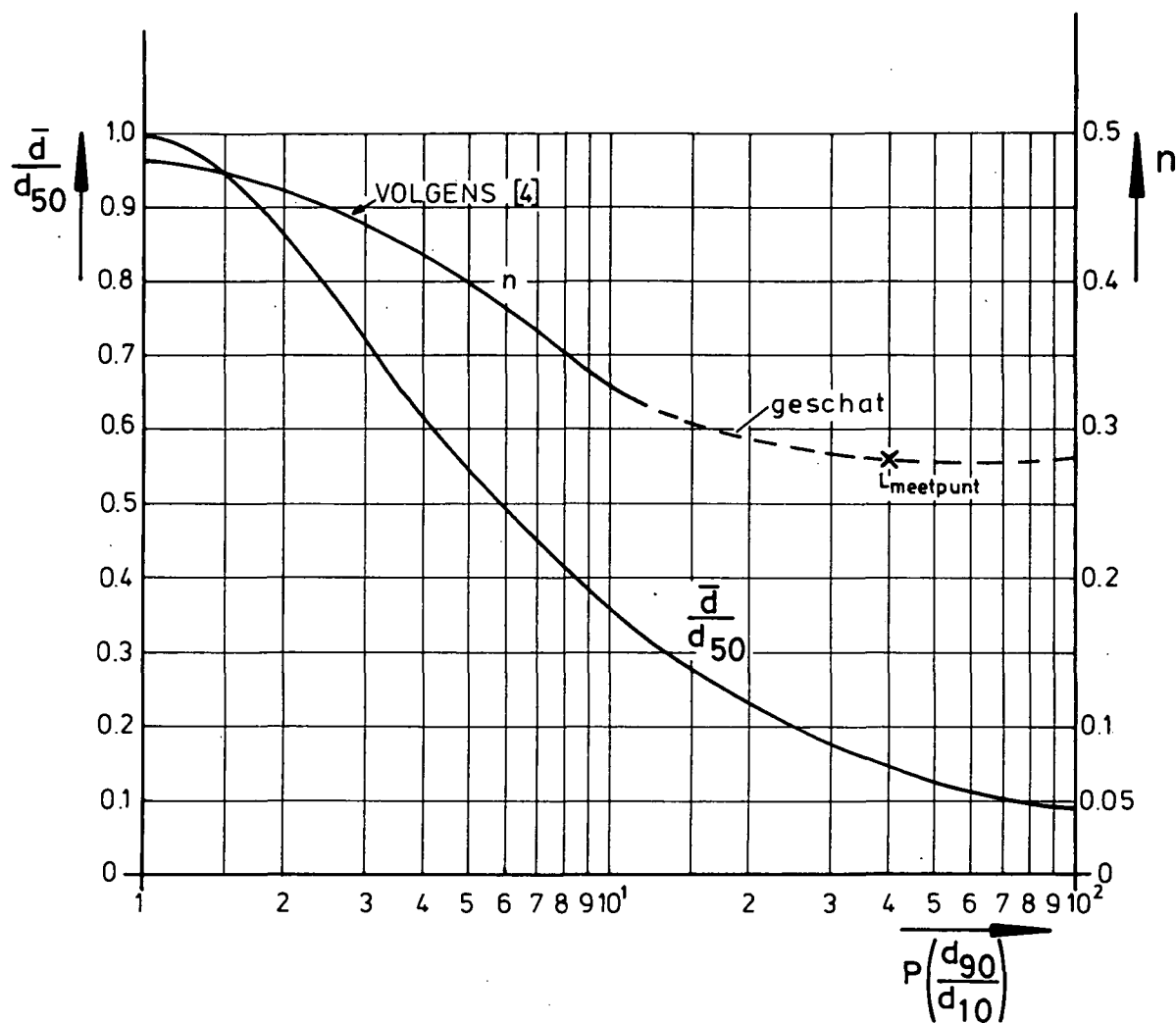
n = de porositeit

DOORLATENDHEID VAN GRANULAIR MATERIAAL
VOLGENS FORMULE 2.5

WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM
LABORATORIUM VOOR GRONDMECHANICA

M 1881

FIG. 2.10



$\bar{d}$ = gemiddelde deeltjes diameter

n = porositeit

De berekende n geldt voor onverdicht materiaal

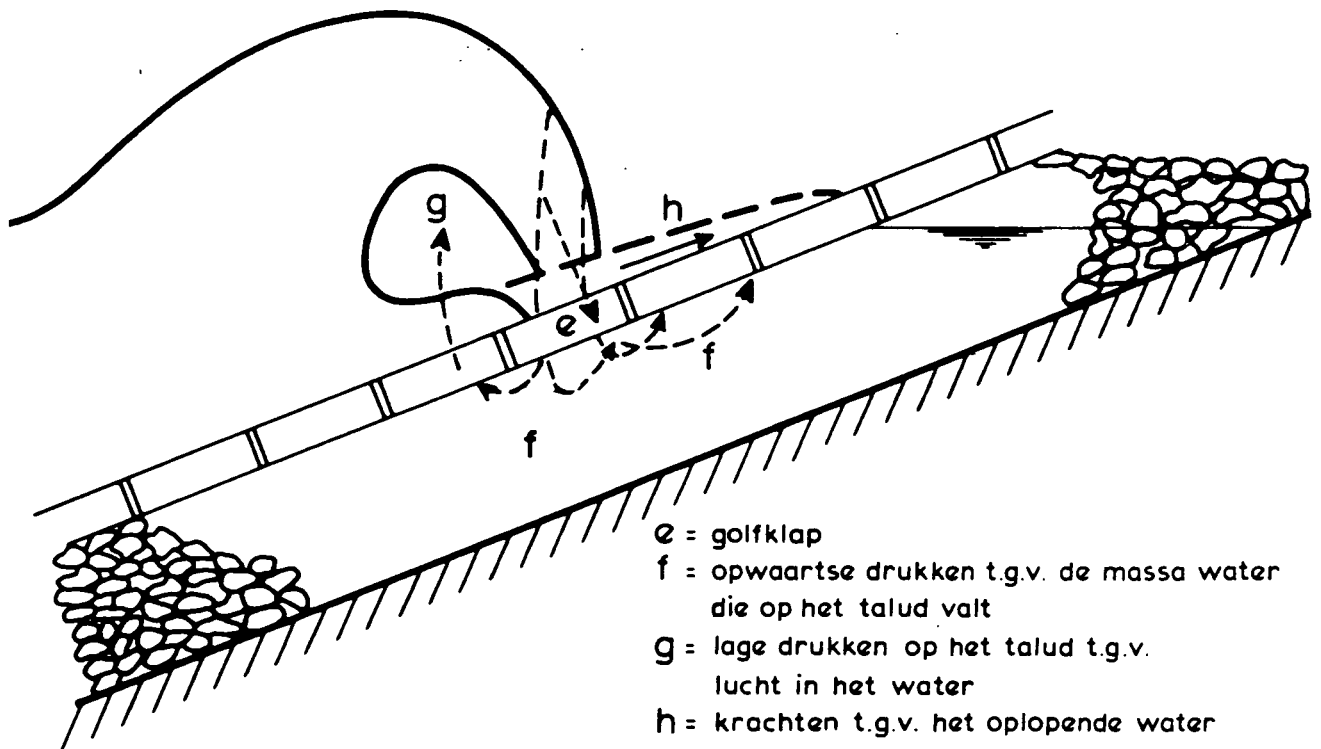
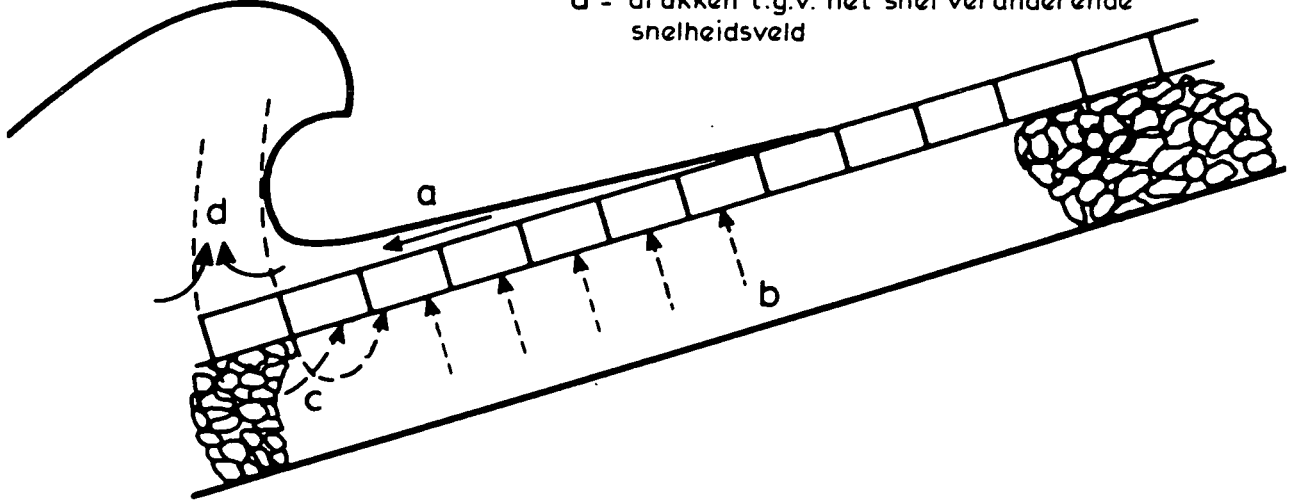
DE GEMIDDELDE DEELTJES DIAMETER ($\bar{d}$) EN DE
POROSITEIT (n) ALS FUNKTIE VAN P

WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM
LABORATORIUM VOOR GRONDMECHANICA

M 1881

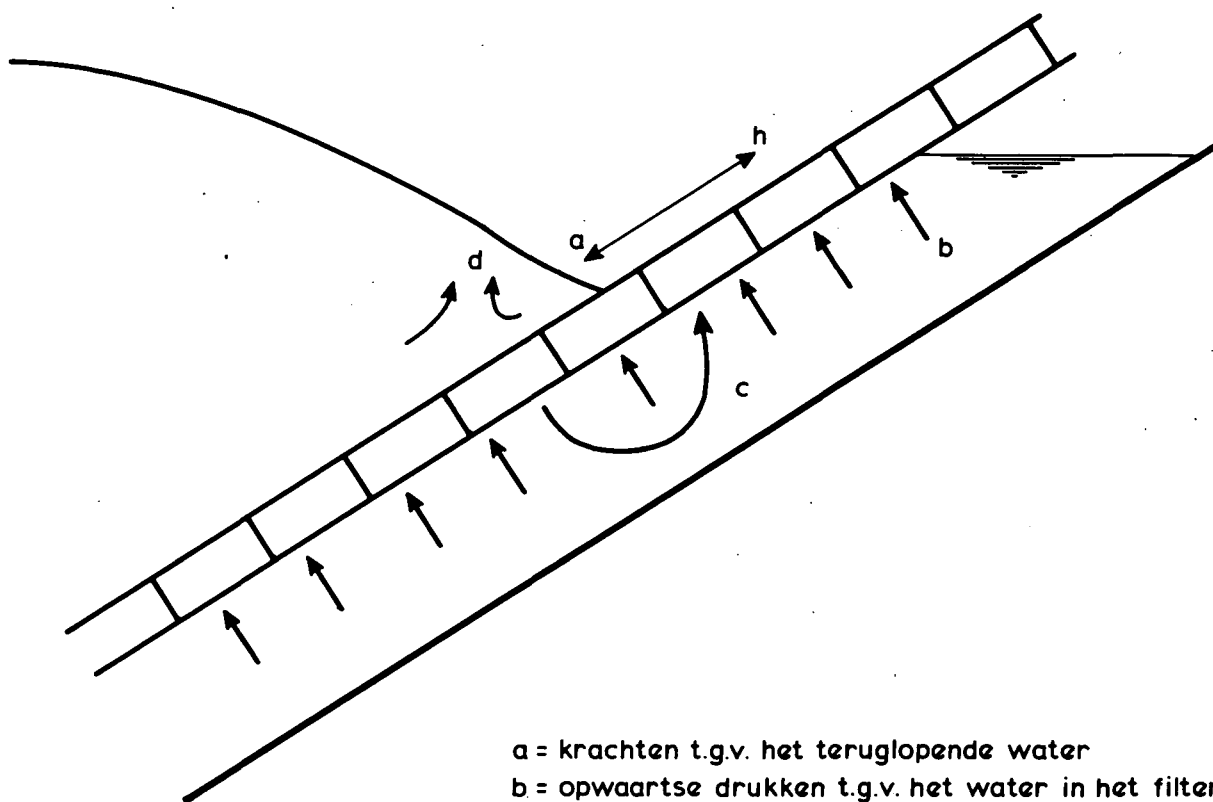
FIG. 2.11

- 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 oplopende water

SCHEMATISCHE VOORSTELLING VAN
 SCHADEMECHANISMEN BIJ
 "PLUNGING" BREKERTYPE



- 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

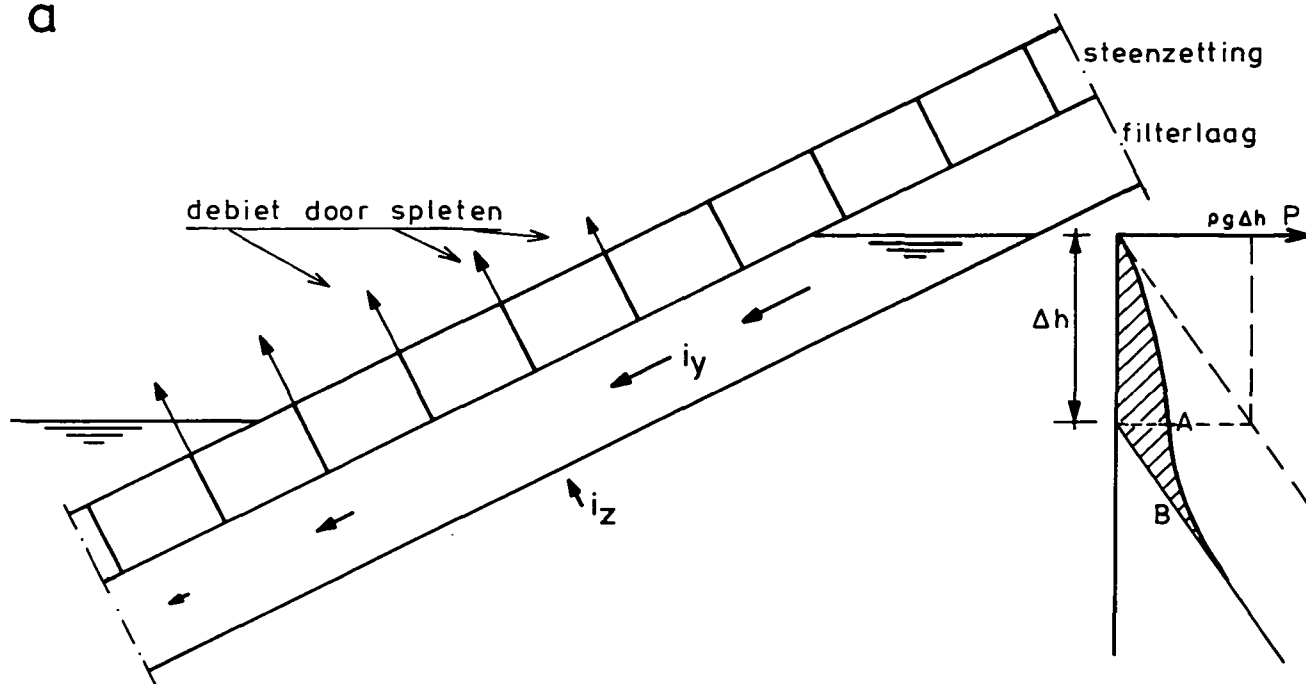
SCHEMATISCHE VOORSTELLING VAN
SCHADEMECHANISMEN BIJ NIET BREKENDE GOLVEN
OF BIJ "COLLAPSING" BREKERTYPE

WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM
LABORATORIUM VOOR GRONDMECHANICA

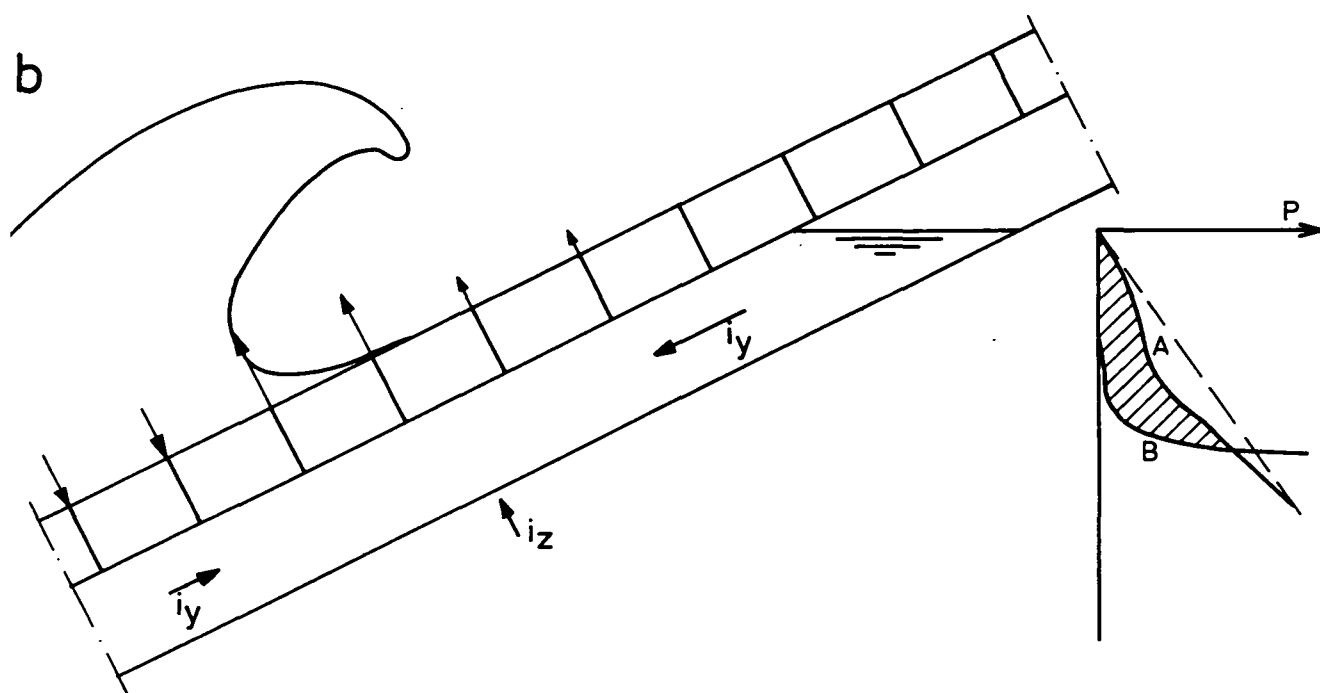
M 1881

FIG. 3.2

a



b



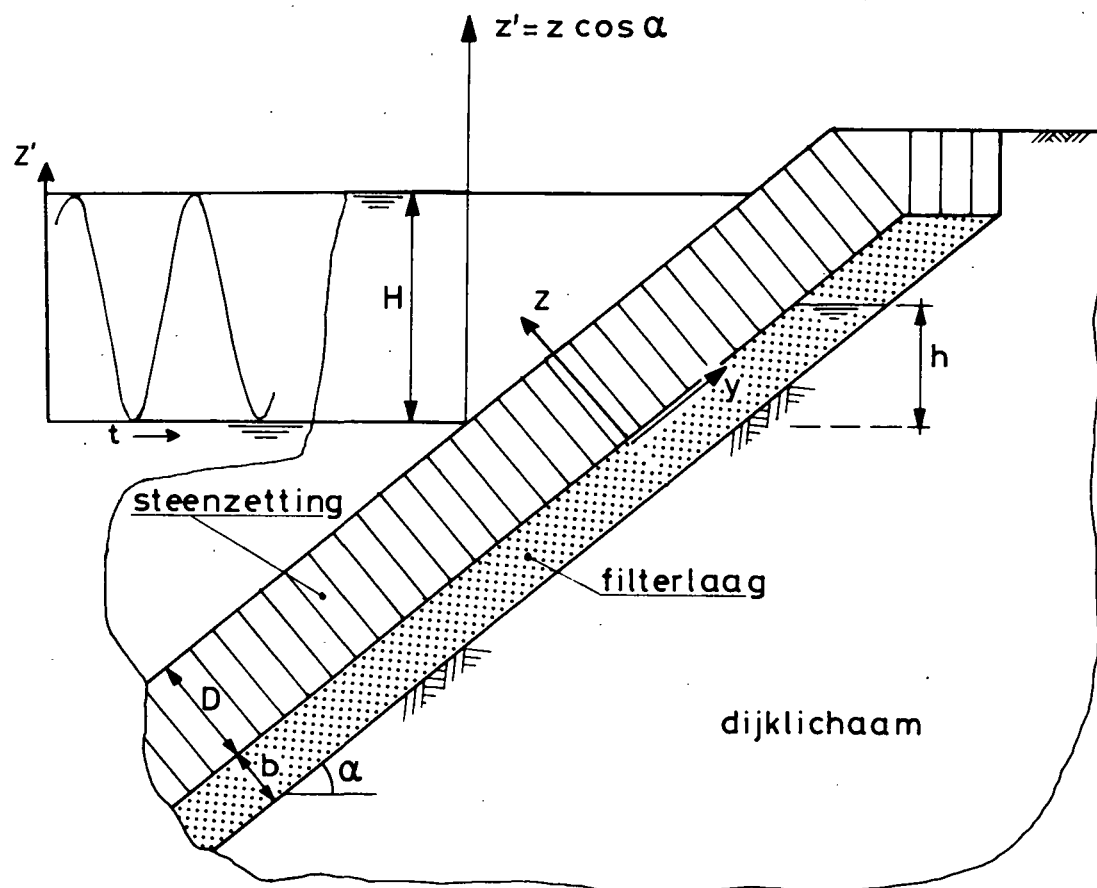
A Druk in filterlaag
B Druk op talud
▨ Verschildruk

DRUKVERDELING OVER TALUD VOOR:
a. VERSCHILLEN IN WATERSTAND IN EN BUITEN DE TALUDBEKLEDING
b. GOLFAANVAL MET BREKENDE GOLF

WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM
LABORATORIUM VOOR GRONDMECHANICA

M 1881

FIG. 3.3



SCHEMATISATIE VAN EEN STEENZETTING MET GOLF
GEBRUIKT VOOR DE ANALYTISCHE BEREKENING

WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM
LABORATORIUM VOOR GRONDMECHANICA

M 1881

FIG. 3.4

$\frac{h}{H} ; \frac{\Delta\phi}{H}$

LEGENDA :

H = golfhoogte (top - dal)

D = dikte steenzetting

α = taludhoek

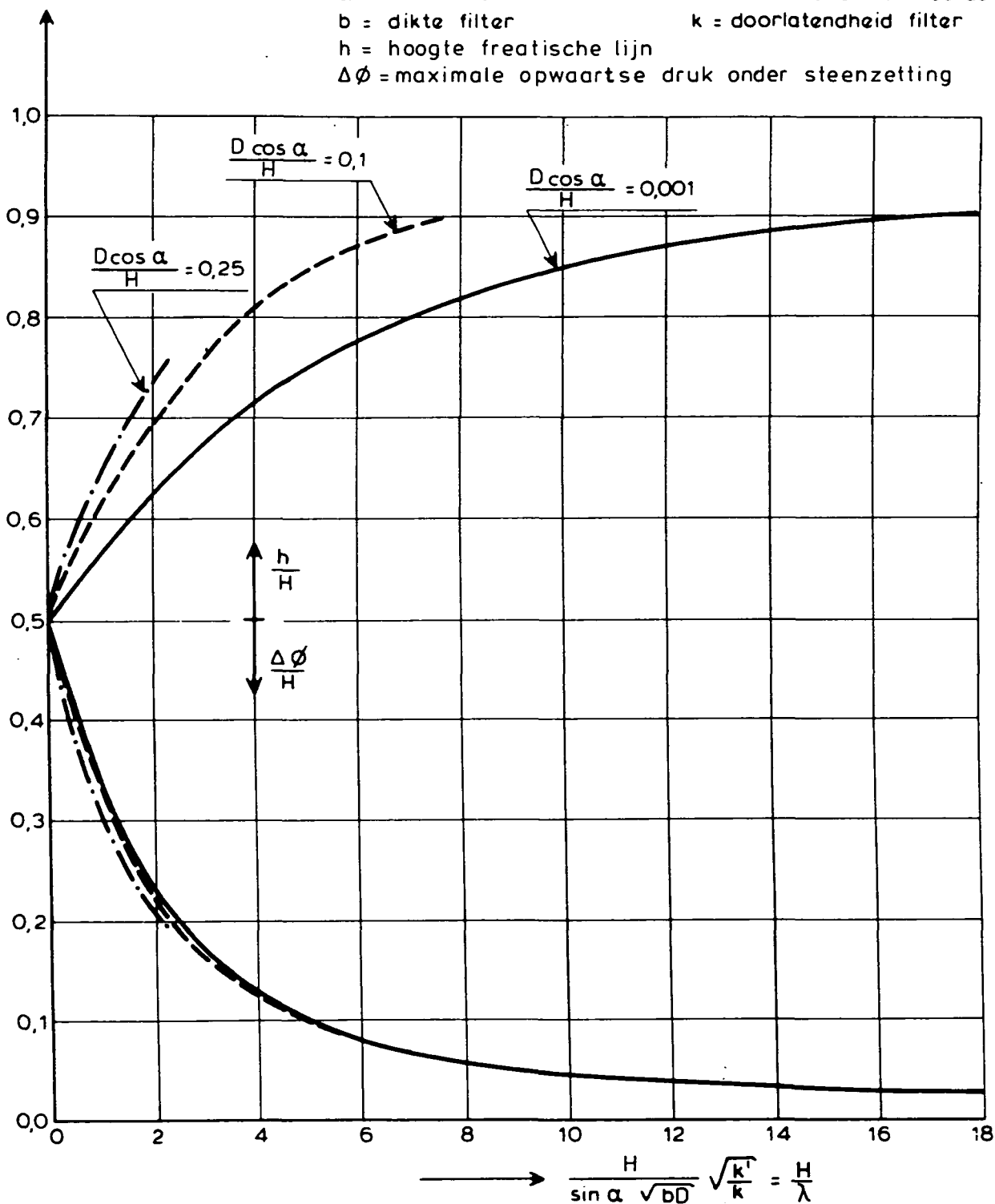
k' = doorlatendheid steenzetting

b = dikte filter

k = doorlatendheid filter

h = hoogte freatische lijn

$\Delta\phi$ = maximale opwaartse druk onder steenzetting



RESULTATEN ANALYTISCHE OPLOSSING VOOR DE
OVERDRUK (Δp) EN DE FREATISCHE LIJN (h)

WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM
LABORATORIUM VOOR GRONDMECHANICA

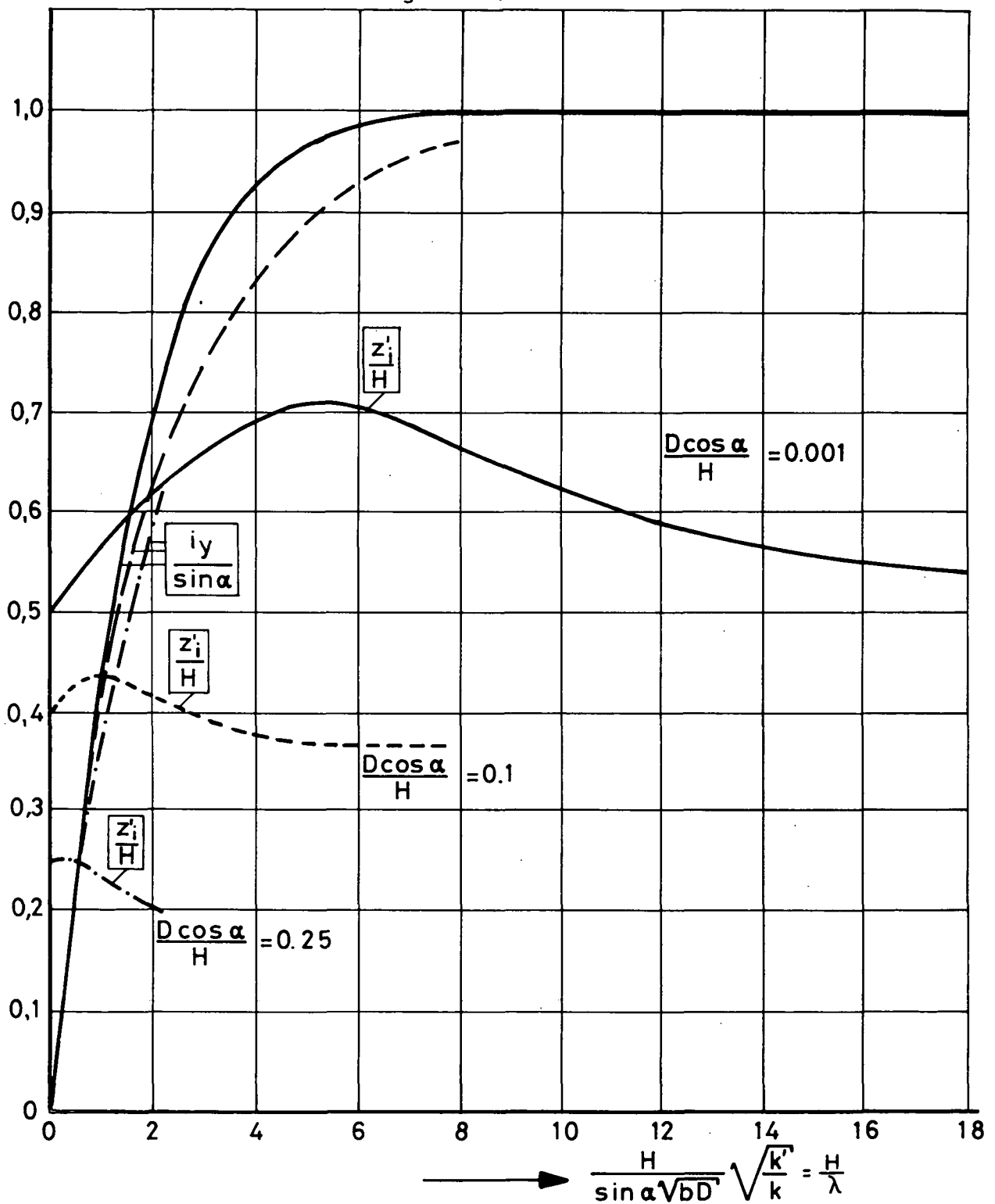
M 1881

FIG. 3.5

$$\frac{i_y}{\sin \alpha}$$

$$\frac{z'_i}{H}$$

LEGENDA: H = golfhoogte (top - dal) D = dikte steenzetting
 α = taludhoek k' = doorlatendheid steenzetting
b = dikte filter k = doorlatendheid filter
 z'_i = plaats met maximaal verhang in filterlaag
(zie figuur 3.4)

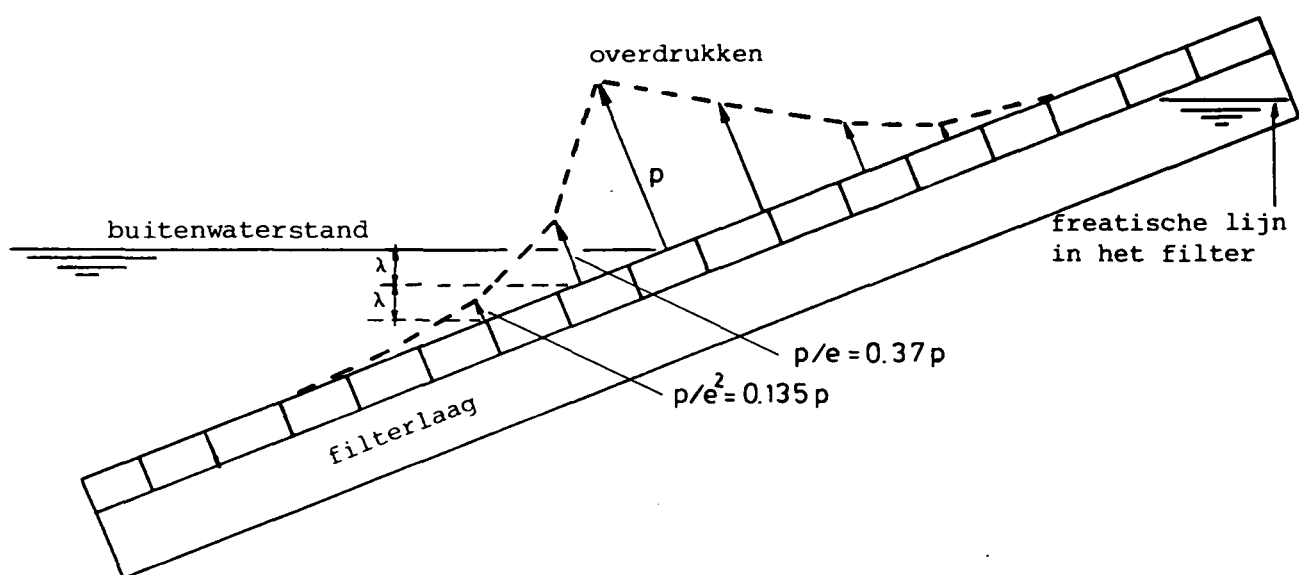


RESULTATEN ANALYTISCHE OPLOSSING VOOR
HET VERHANG (i_y)

WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM
LABORATORIUM VOOR GRONDMECHANICA

M 1881

FIG. 3.6

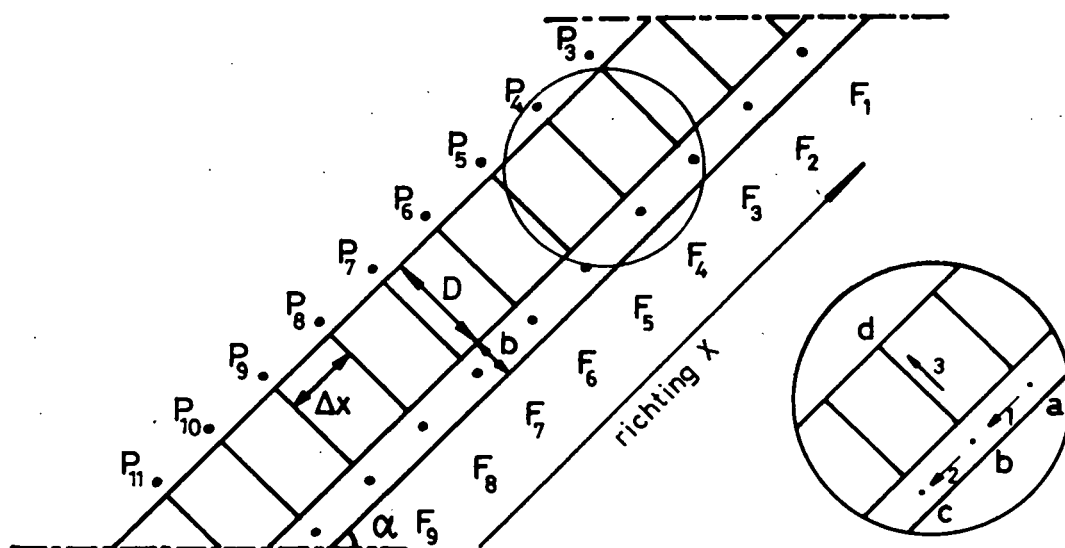


VERSCHILDRUKKEN OVER EEN STEENZETTING BIJ
EEN GEGEVEN HORIZONTALE BUITENWATERSTAND

WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM
LABORATORIUM VOOR GRONDMECHANICA

M 1881

FIG. 3.7



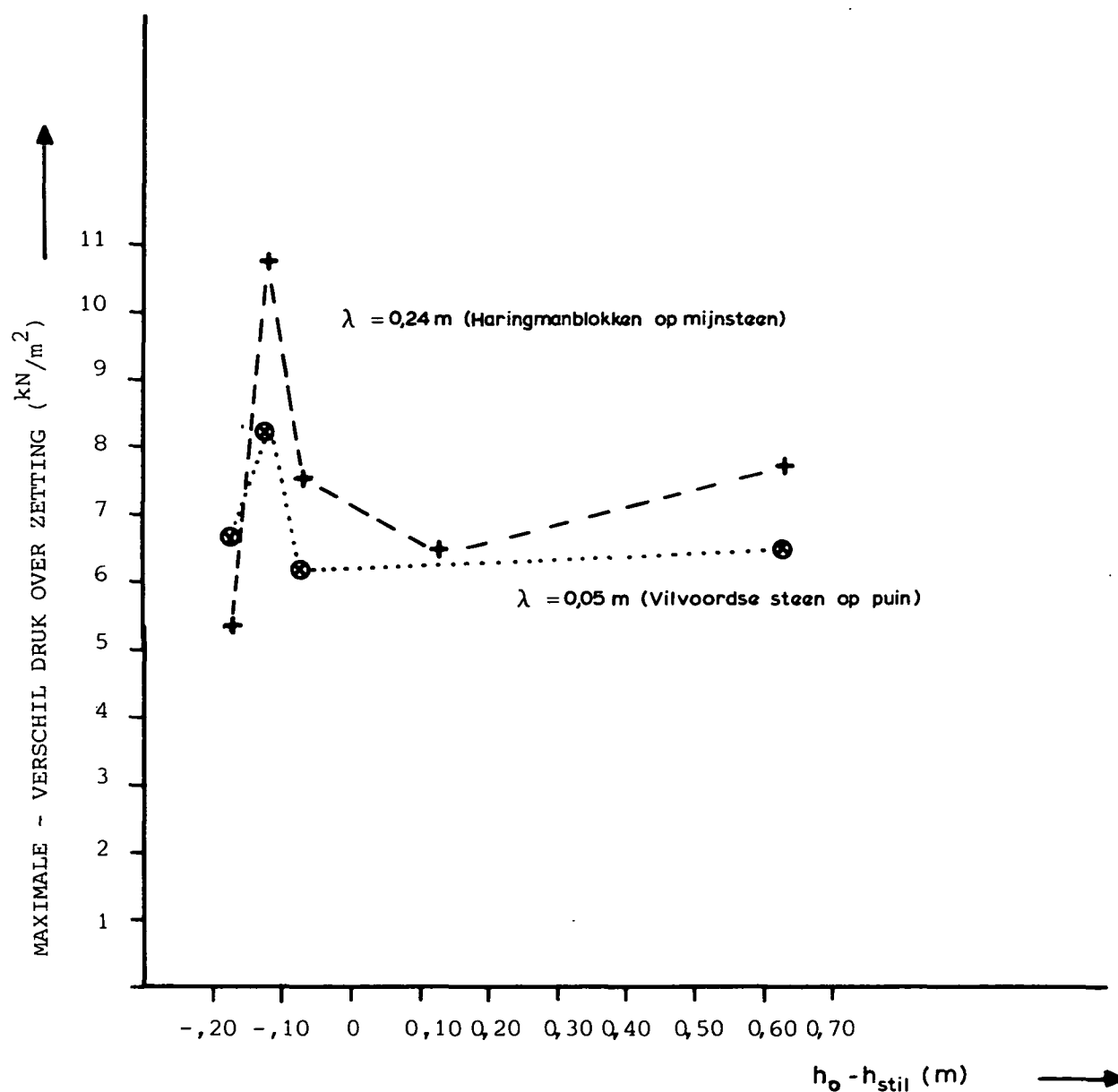
P_i is de druk buiten op de steenzetting in punt i , F_i de druk in het filter in punt i . De inzet geeft aan de eerste, tweede en derde term van formule 1.

SCHEMATISATIE VAN STEENZETTING VOOR
BEREKENING MET EINDIGE DIFFERENTIES

WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM
LABORATORIUM VOOR GRONDMECHANICA

M 1881

FIG. 3.8



Berekende maximale overdruk over een zetting bij een op verschillende plaatsen aangebrachte overgangsconstructie.

h_{stil} = hoogte stilwaterlijn

h_0 = hoogte overgangsconstructie

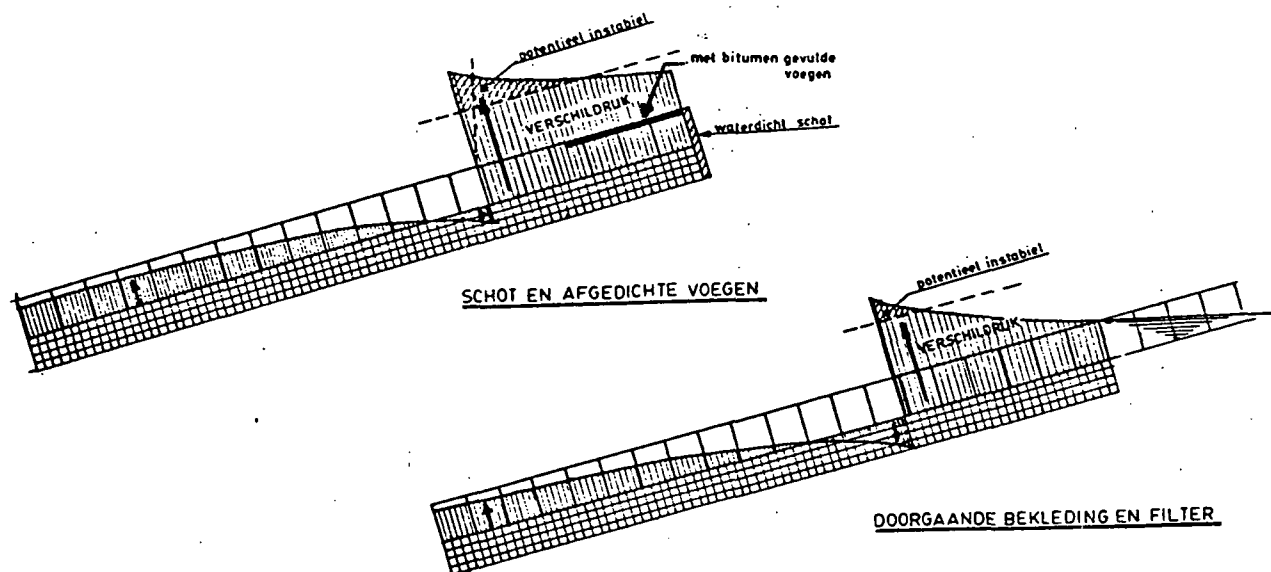
λ = leklengte

H_s = 0,7 m

ξ_z = 0,95

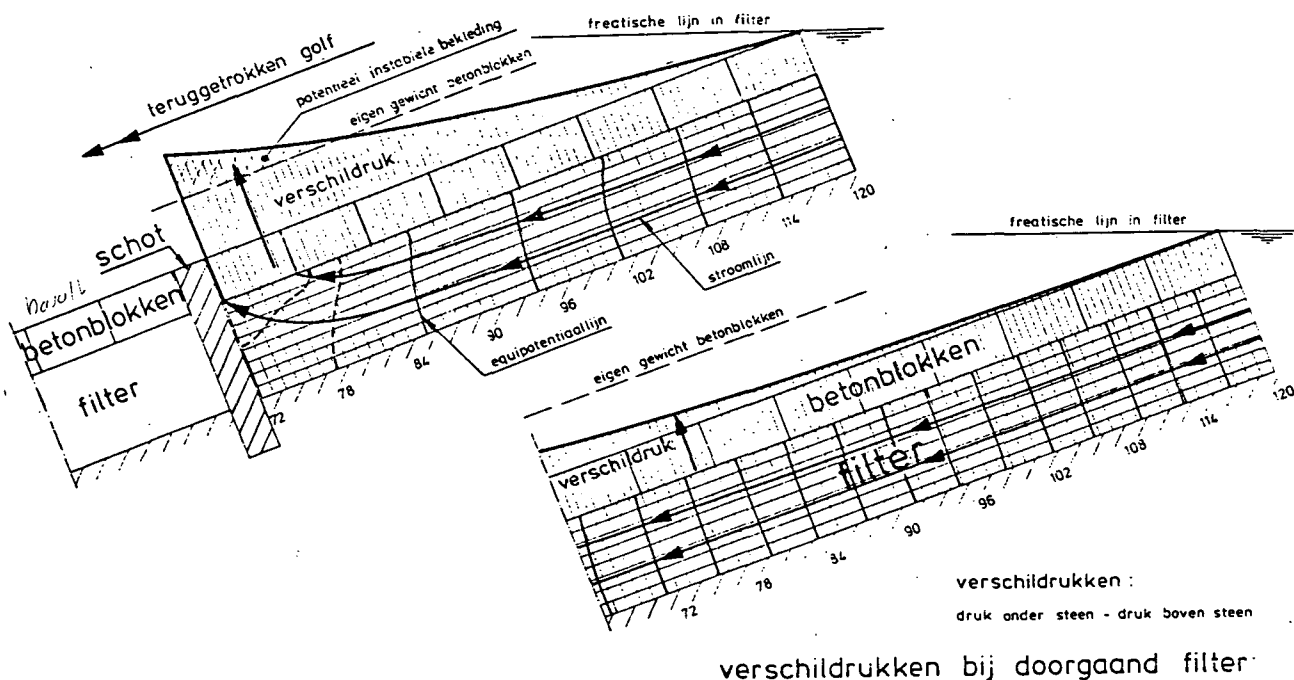
INVLOED OVERGANGSCONSTRUCTIE

Ondoorlatende overgangsconstructie aan de bovenzijde van een steenzetting.
Berekeningsresultaten met een geschematiseerde brekende golf op het moment van breken.

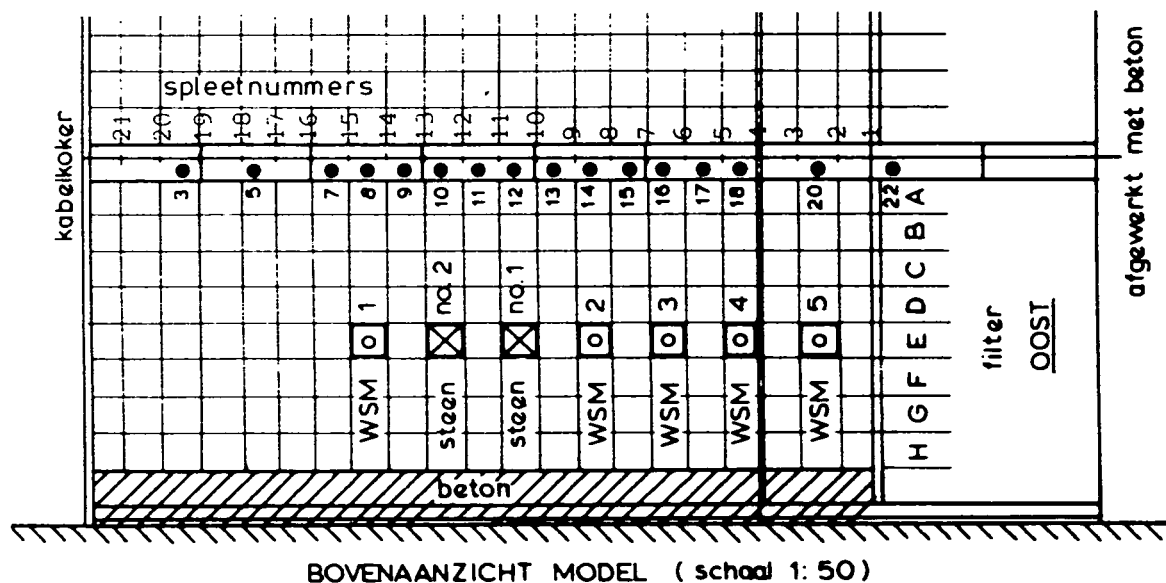
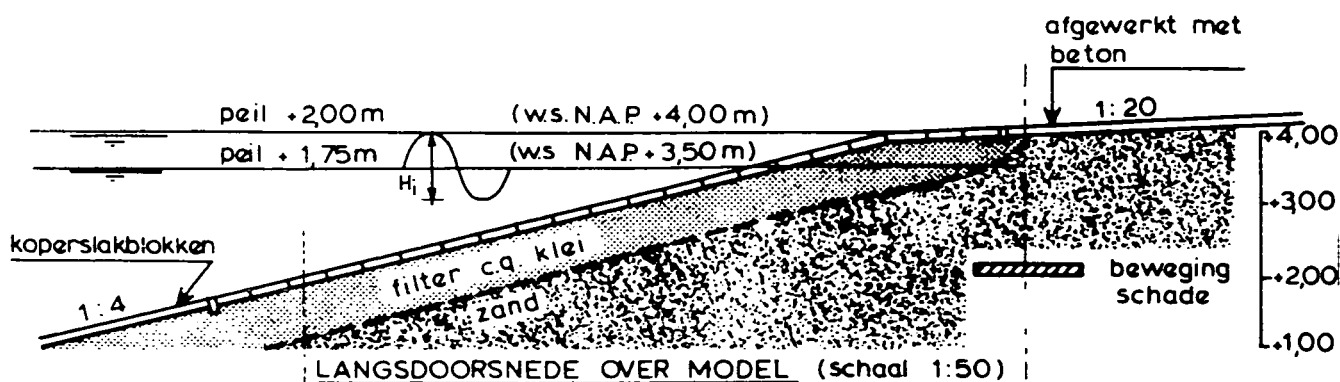


Ondoorlatende overgangsconstructie aan de onderzijde van een steenzetting.
Berekeningsresultaten bij het plotseling verlagen van de waterstand.

verschildrukken t.g.v. schot in het filter



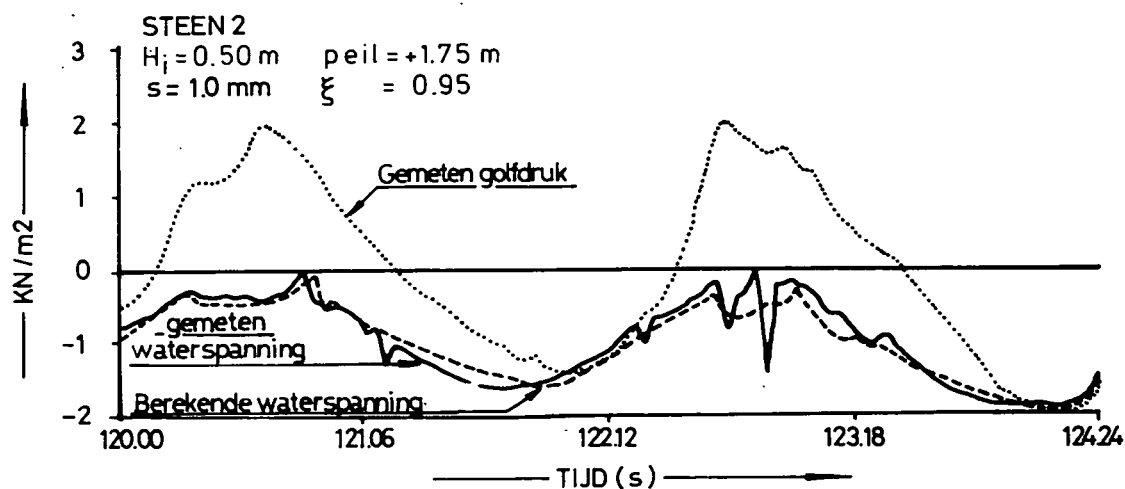
BEREKENING VAN DE INVLOED VAN EEN
OVERGANGSCONSTRUCTIE OP DE OVERDRUKKEN.
RESULTATEN VAN WOLSINK [27]



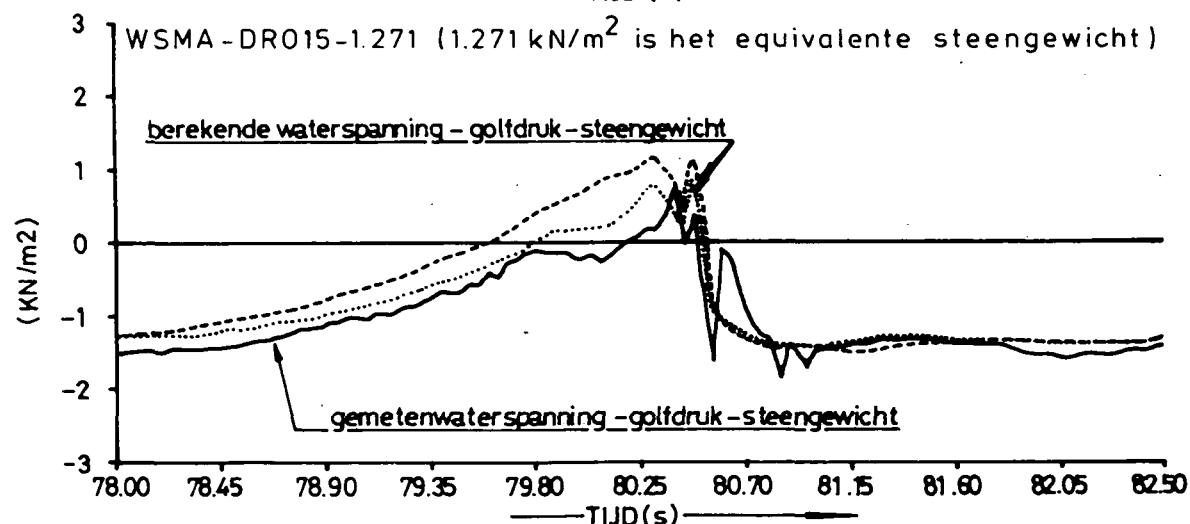
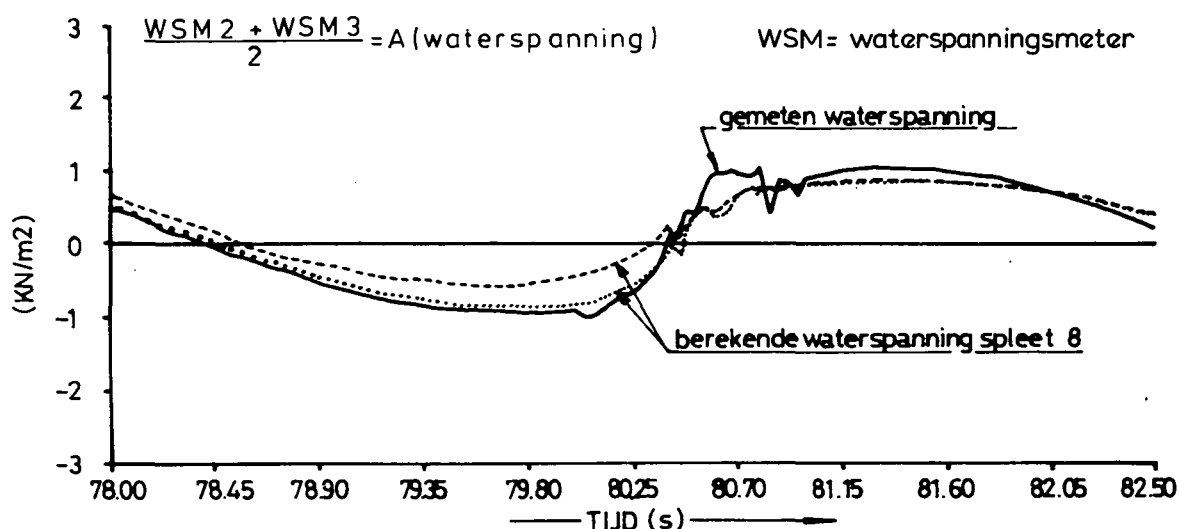
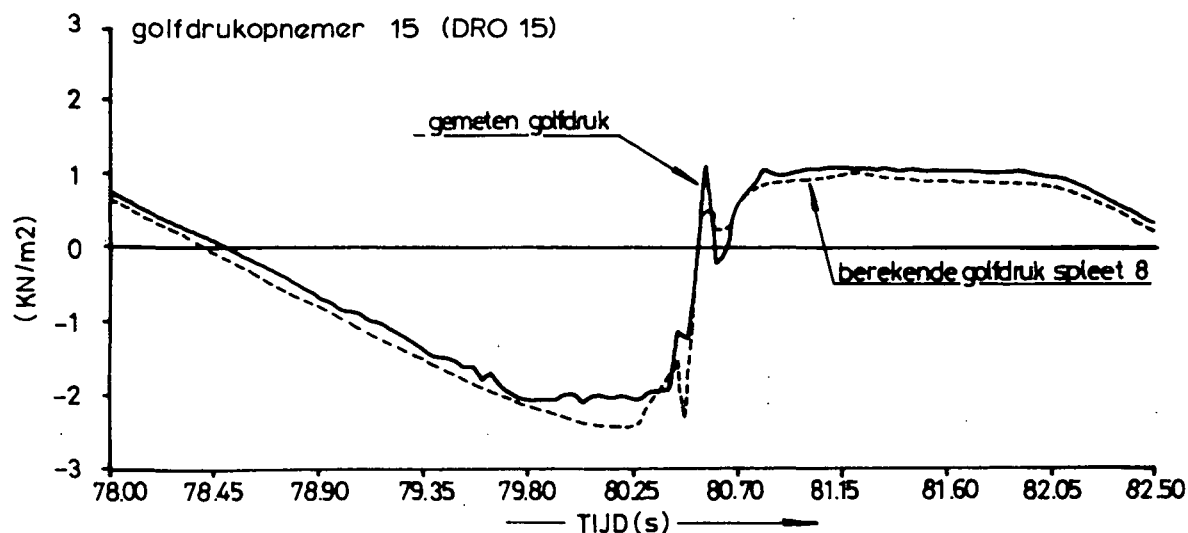
plaats instrumenten:

- golfdrukmeter (bovenkant steenzetting)
- ⊗ geïnstrumenteerde - steen
- waterspanningsopnemer in steen (onderkant steenzetting)

(blokdimensies in model :
afm. 25 × 25 × 10 cm³)



MODELONDERZOEK OESTERDAM IN DE DELTAGOOT.
VERGELIJKING GEMETEN EN BEREKENDE WATER-
SPANNING REGELMATIGE GOLF



$H_i = 0.30\ m$
 $\xi = 2.45$
 peil = + 2.00 m

..... spleetbreedte = 1.0 mm
 ----- spleetbreedte = 0.7 mm

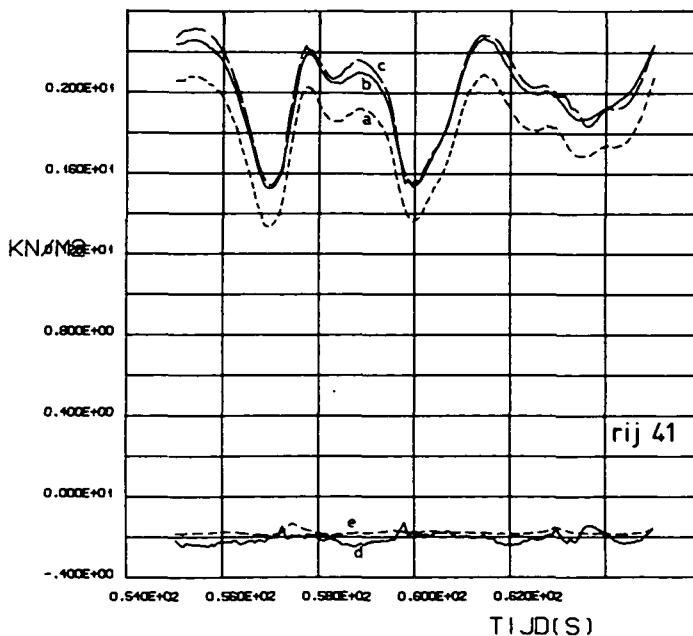
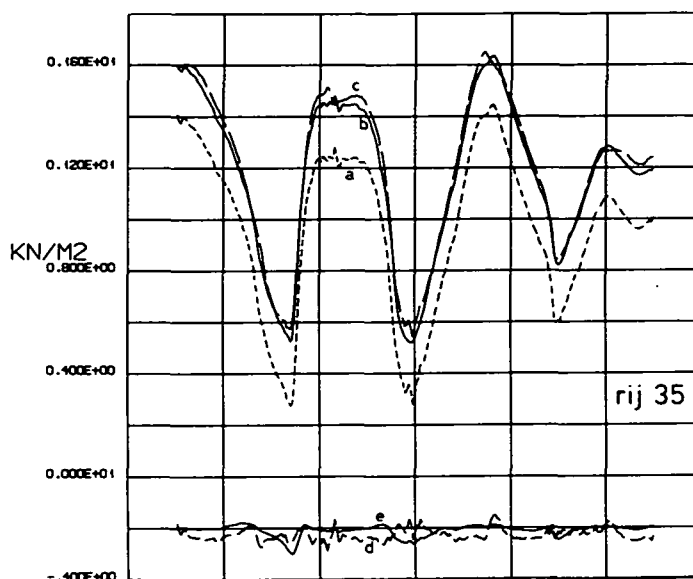
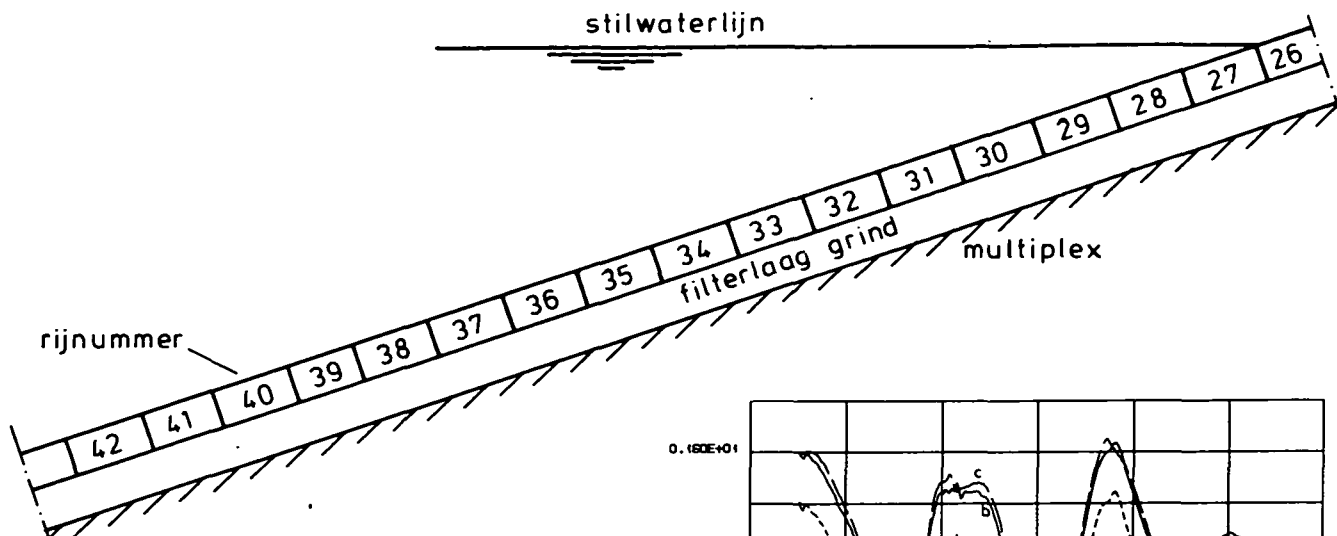
MODELONDERZOEK OESTERDAM IN DE DELTAGOOT.
 VERGELIJKING GEMETEN EN BEREKENDE WATER-
 SPANNING REGELMATIGE GOLF

WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM
 LABORATORIUM VOOR GRONDMECHANICA

M 1881

FIG. 3.12

Schema meetopstelling schaal 1:4



$$H_s = 0,0764$$

$$\xi = 4,7$$

$$k = 3,5 \cdot 10^{-2} \text{ m/s}$$

$$k' = 1,0 \cdot 10^{-2} \text{ m/s}$$

$$k'(\text{berekend}) = 4,18 \cdot 10^{-2} \text{ m/s}$$

$$\alpha = 1:3$$

$$D = 0,02 \text{ m}$$

$$b = 0,025 \text{ m}$$

$$n = 0,40$$

a = gemeten golfdruk

b = berekende waterspanning

c = gemeten waterspanning

d = gemeten verschildruk

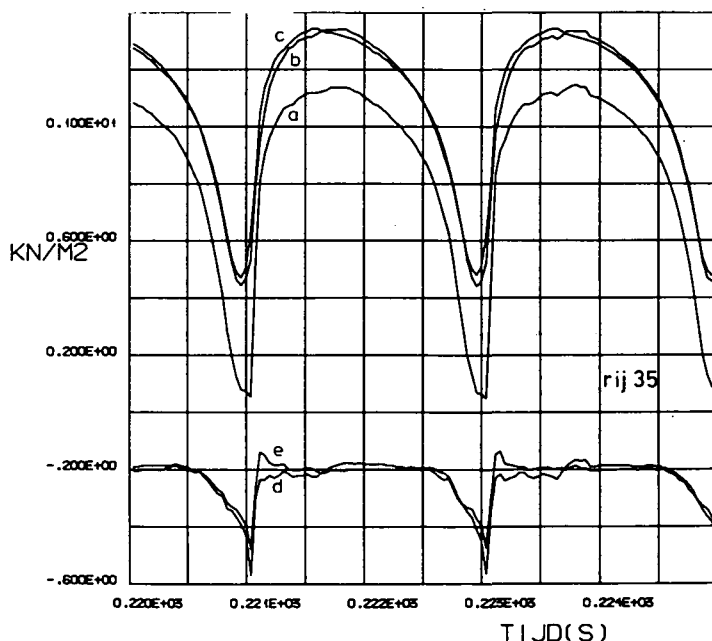
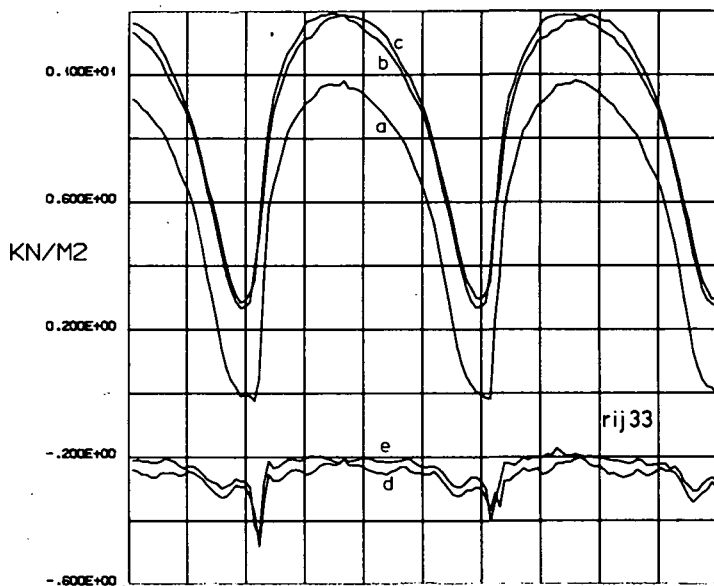
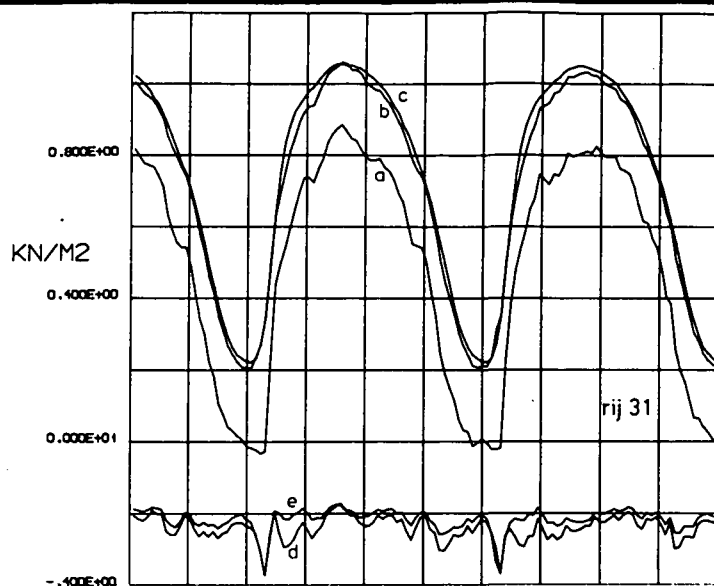
e = berekende verschildruk

MODEL BIJ KLEINSCHALIG ONDERZOEK EN VERGE-
LIJING VAN GEMETEN EN BEREKENDE WATER-
SPANNING. ONREGELMATIGE GOLF

WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM
LABORATORIUM VOOR GRONDMECHANICA

M 1881

FIG. 3.13



$$H_i = 6,13$$

$$\xi = 3,36$$

$$k = 2,66 \cdot 10^{-2} \text{ m/s}$$

$$k' = 3,0 \cdot 10^{-2} \text{ m/s}$$

$$k'(\text{berekend}) = 2,2 \cdot 10^{-2} \text{ m/s}$$

$$\alpha = 1:3$$

$$D = 0,02 \text{ m}$$

$$b = 0,025 \text{ m}$$

$$n = 0,40$$

a = gemeten golfdruk

b = berekende waterspanning

c = gemeten waterspanning

d = gemeten verschildruk

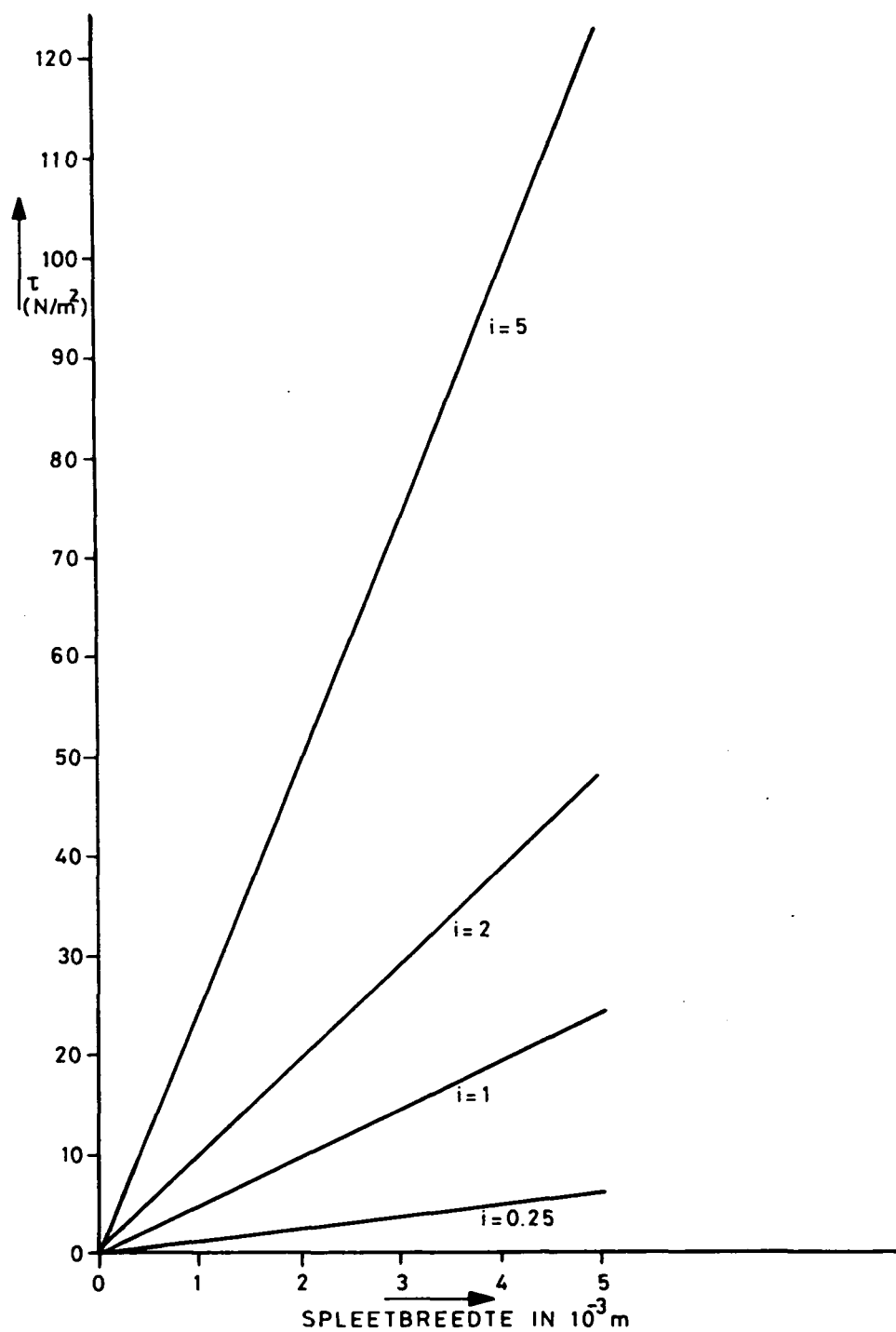
e = berekende verschildruk

KLEINSCHALIG ONDERZOEK: VERGELIJKING VAN
GEMETEN EN BEREKENDE WATERSPANNING.
REGELMATIGE GOLF

WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM
LABORATORIUM VOOR GRONDMECHANICA

M 1881

FIG. 3.14

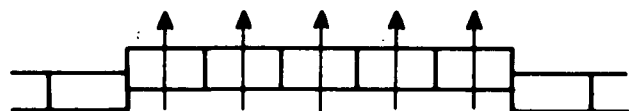
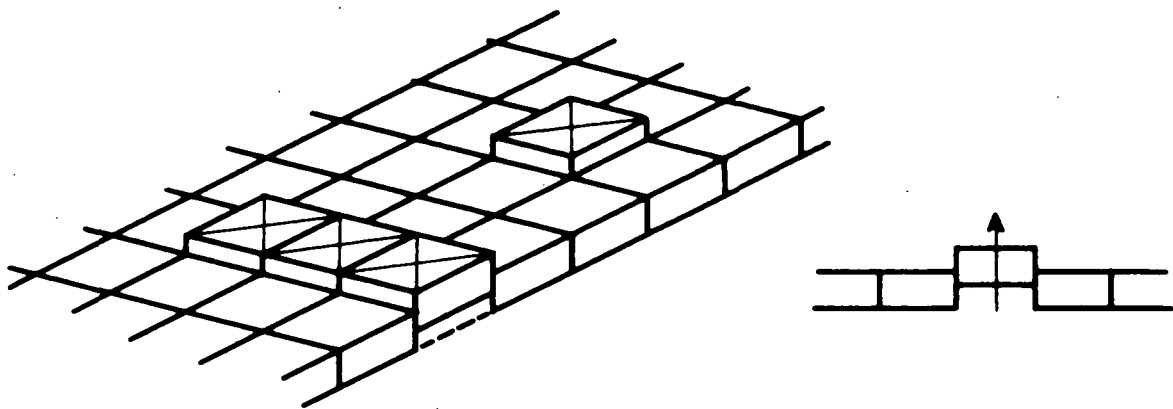


SCHUIFKRACHTEN OP KLEI DOOR WATERSTROMING
IN EEN SPLEET

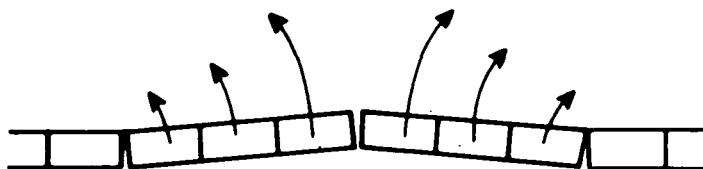
WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM
LABORATORIUM VOOR GRONDMECHANICA

M 1881

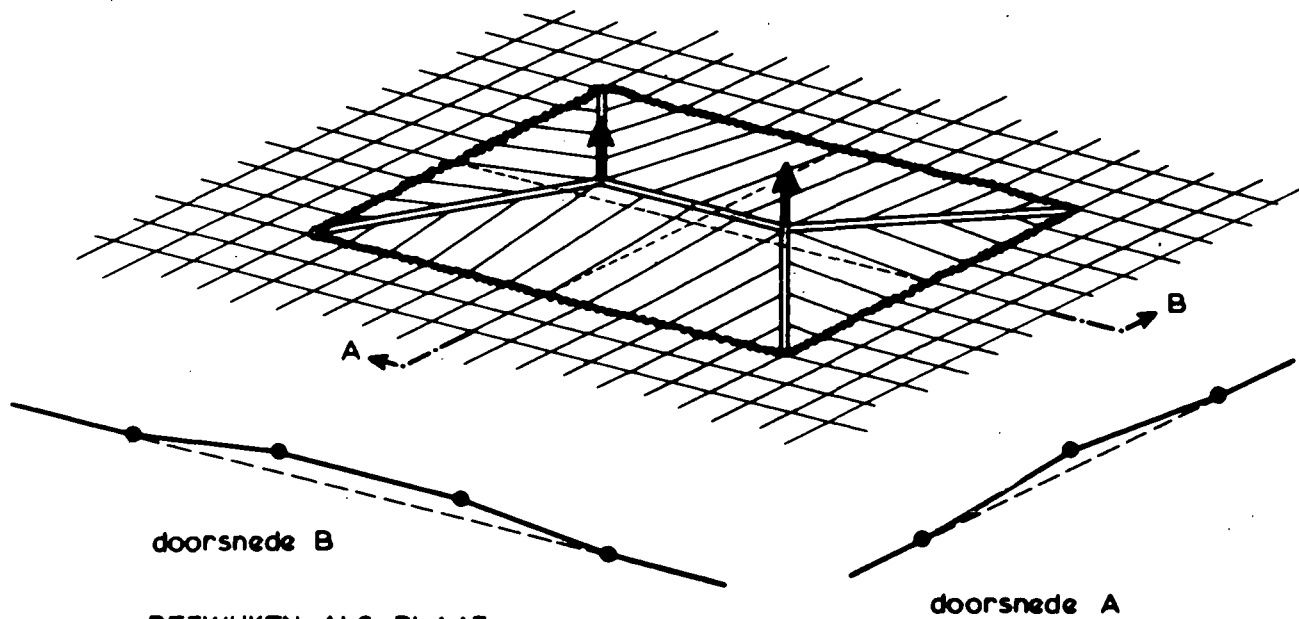
FIG. 3.15



a. BEZWIJKEN DOOR VERPLAATSING $\perp$ TALUD



b. BEZWIJKEN DOOR BUIGING



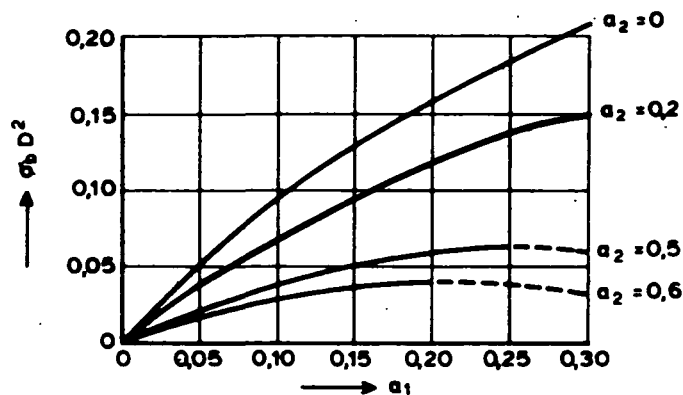
c. BEZWIJKEN ALS PLAAT

BEZWJKMECHANISMEN TALUDBEKLEDING

WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM
LABORATORIUM VOOR GRONDMECHANICA

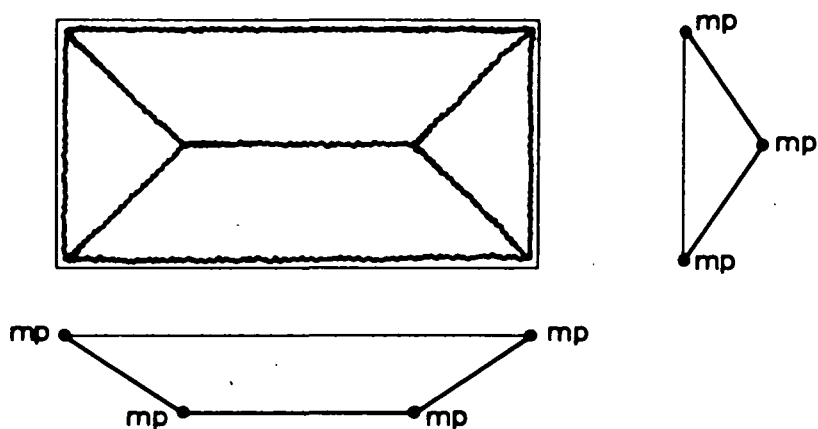
M 1881

FIG. 4.1

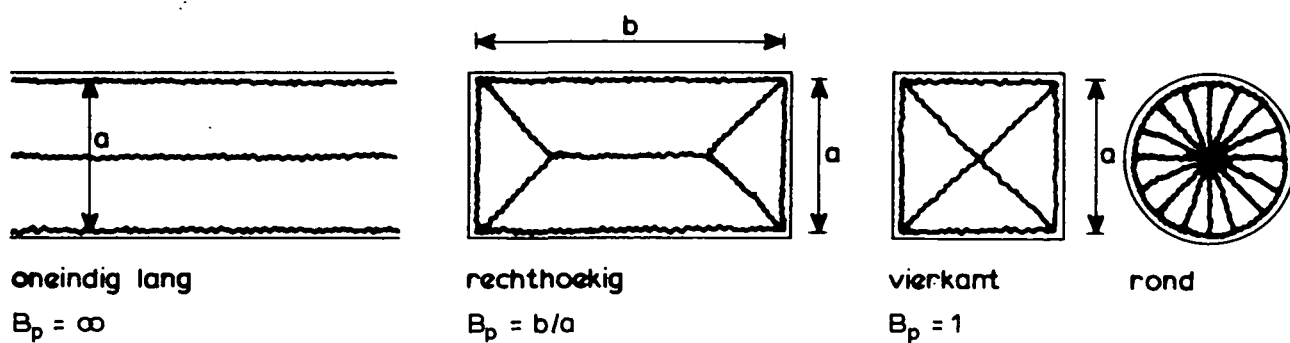


a. INVLOED a_1 EN a_2 OP BEZWUJKMOMENT

$$m_p = \sigma_b D^2 a_1 (1 - a_1 - a_2)$$



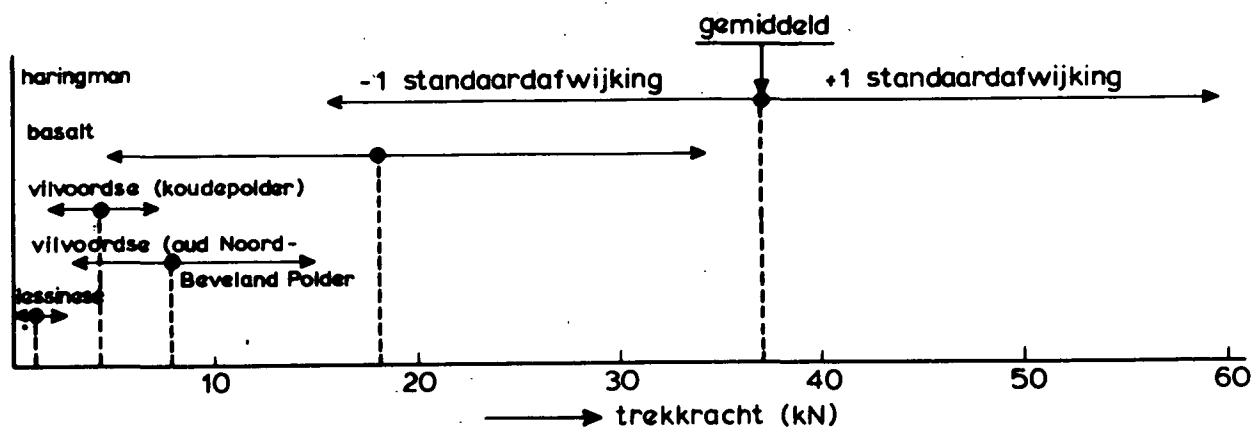
b. BEZWUJKMECHANISME VOLLEDIG INGEKLEMDE PLAAT



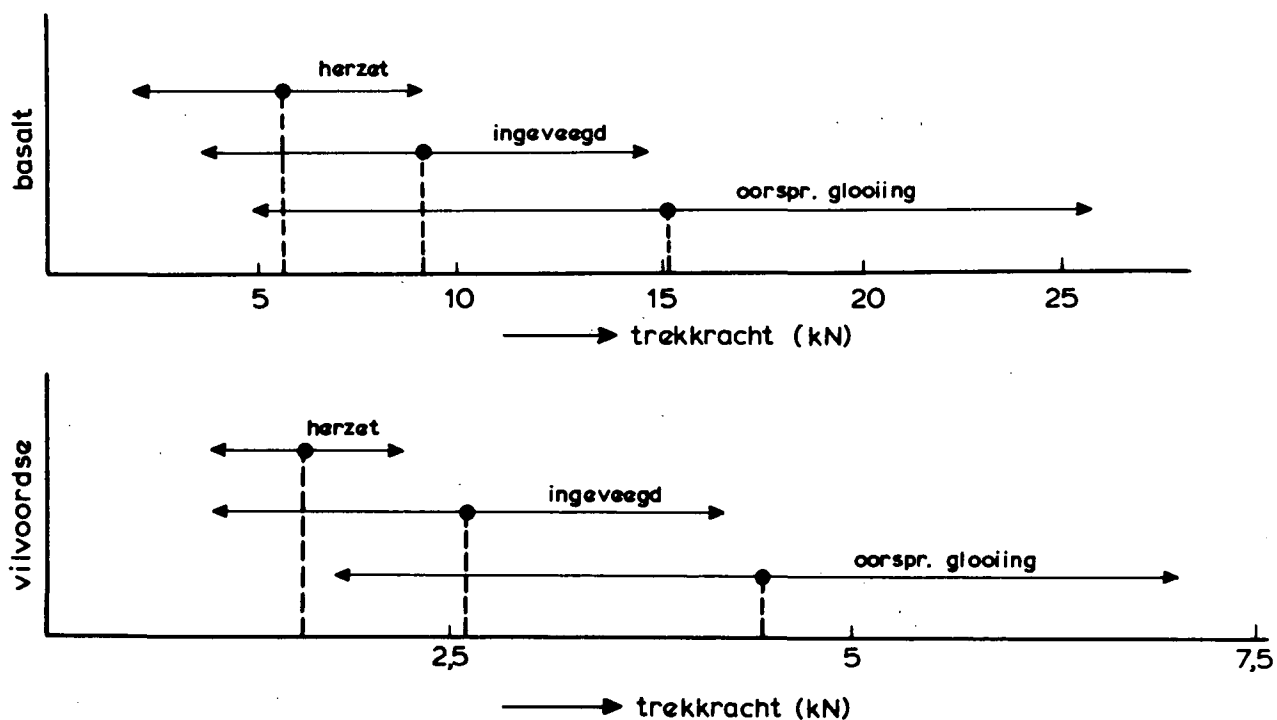
c. VOLLEDIG INGEKLEMDE PLAATVORMEN

BEZWIJKEN VAN VOLLEDIG INGEKLEMDE PLATEN

a) Steenzettingen langs Oosterschelde



b) Herzette en ingeveegde steenzettingen

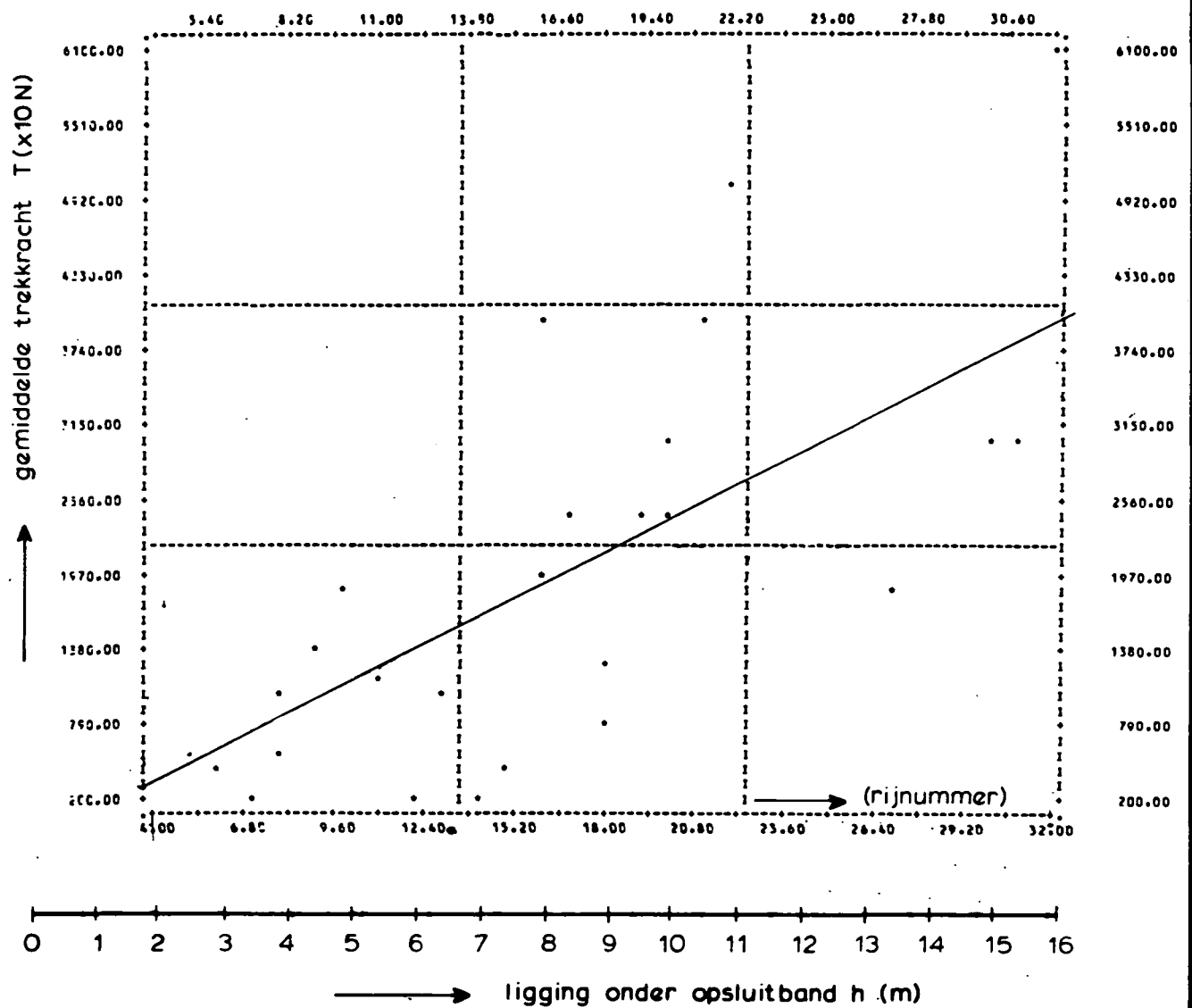


TREKKRACHTEN BENODIGD OM STEEN
UIT STEENZETTING TE TREKKEN

WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM
LABORATORIUM VOOR GRONDMECHANICA

M 1881

FIG. 4.3



— $T = 2750h - 2690$ bestfit met regressie analyse

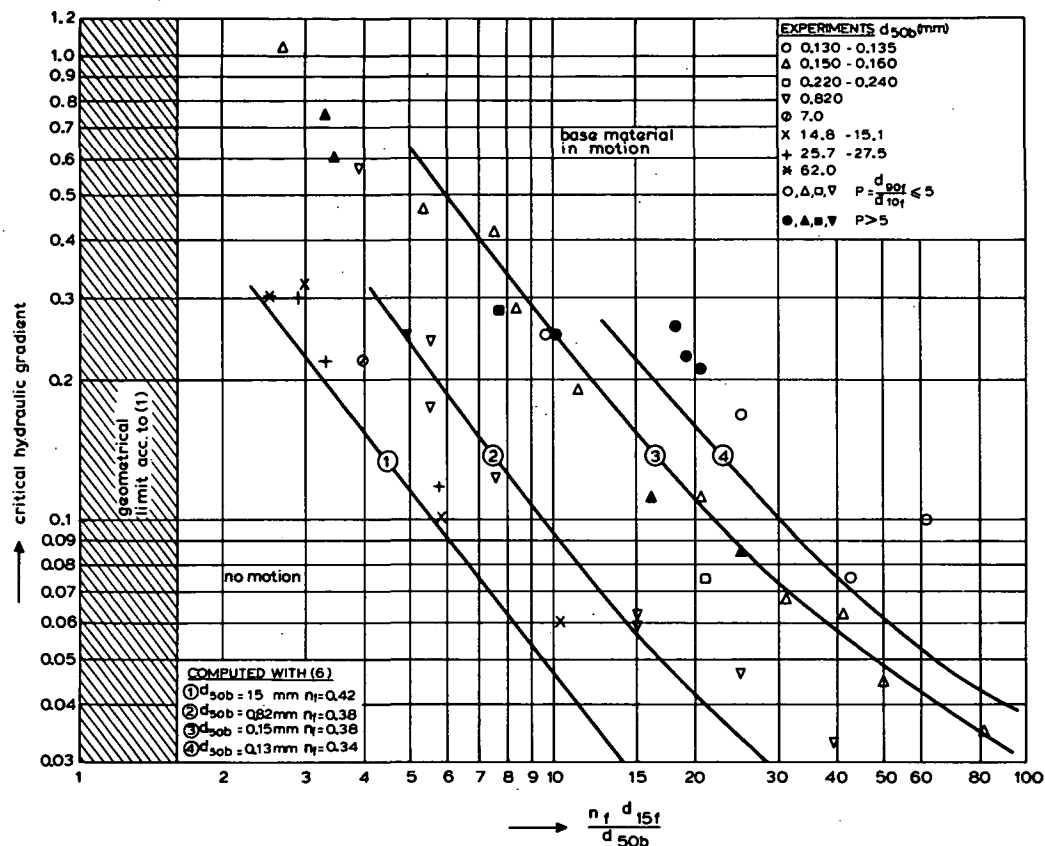
grafiek overgenomen uit (8)

VERDELING WR'JVING OVER TALUD MET HARINGMANBLOKKEN IN PRAKT'JK

WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM
LABORATORIUM VOOR GRONDMECHANICA

M 1881

FIG. 4.4



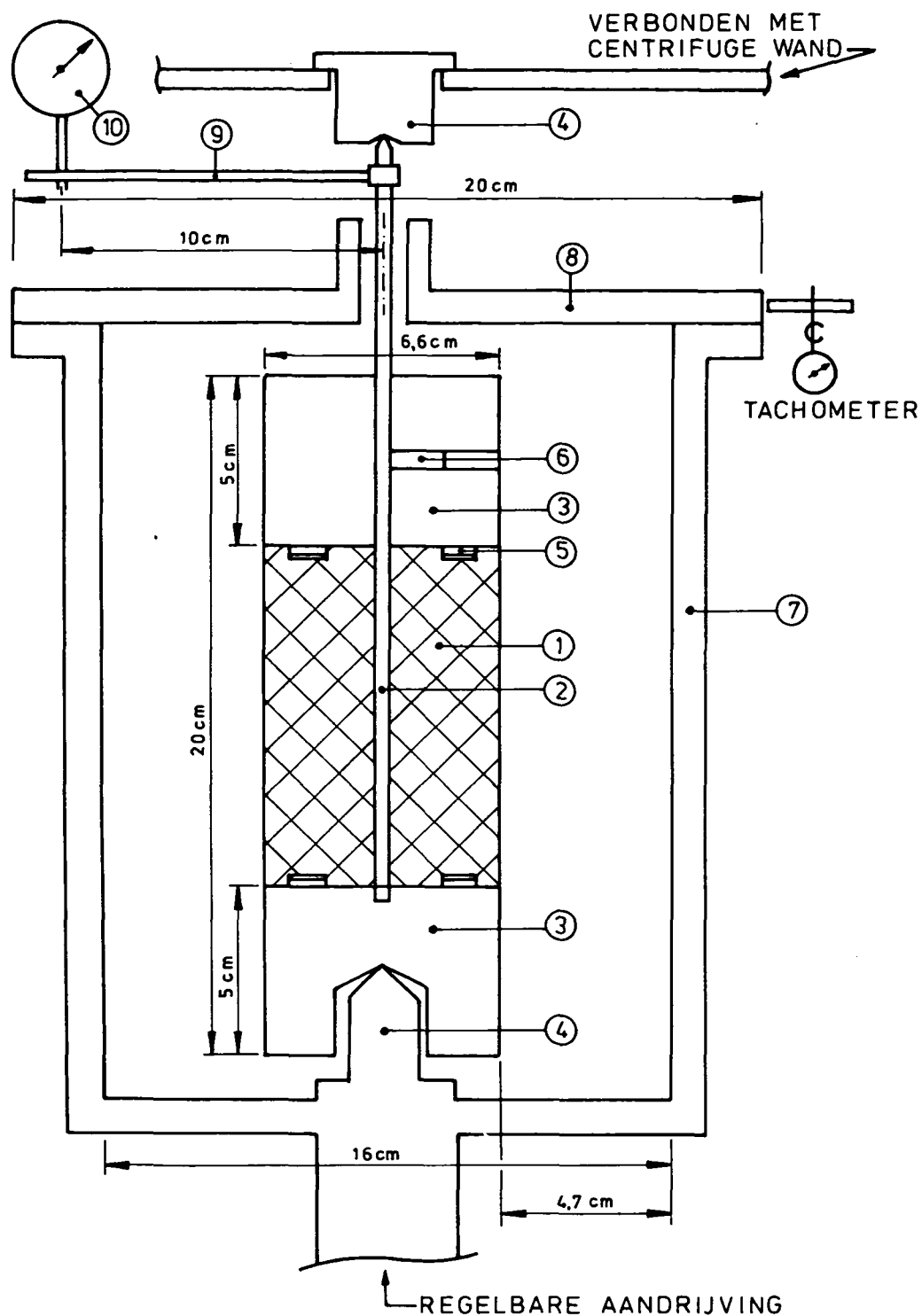
kritiek verhang bij stationaire stroming evenwijdig aan
de horizontale laagscheiding tussen filter- en basismateriaal

RESULTATEN VAN FILTERONDERZOEK (UIT 25)

WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM
LABORATORIUM VOOR GRONDMECHANICA

M 1881

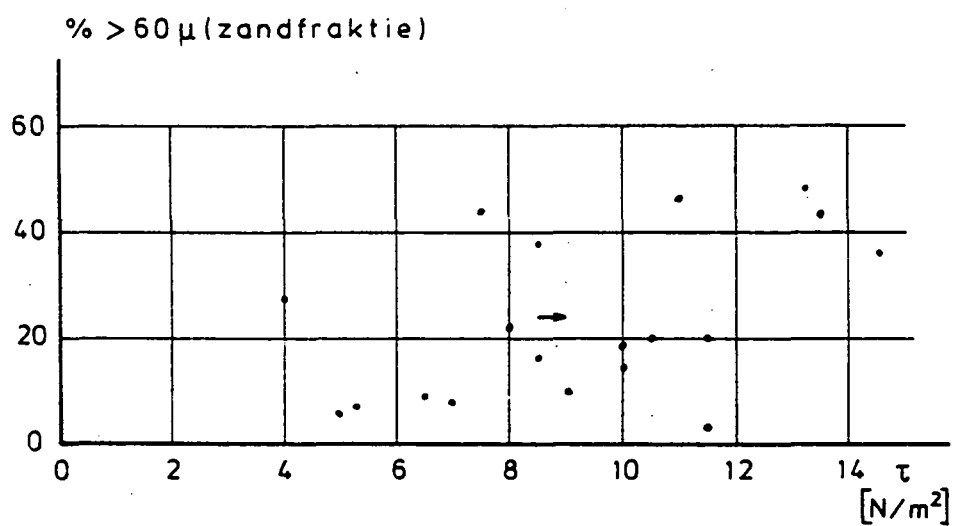
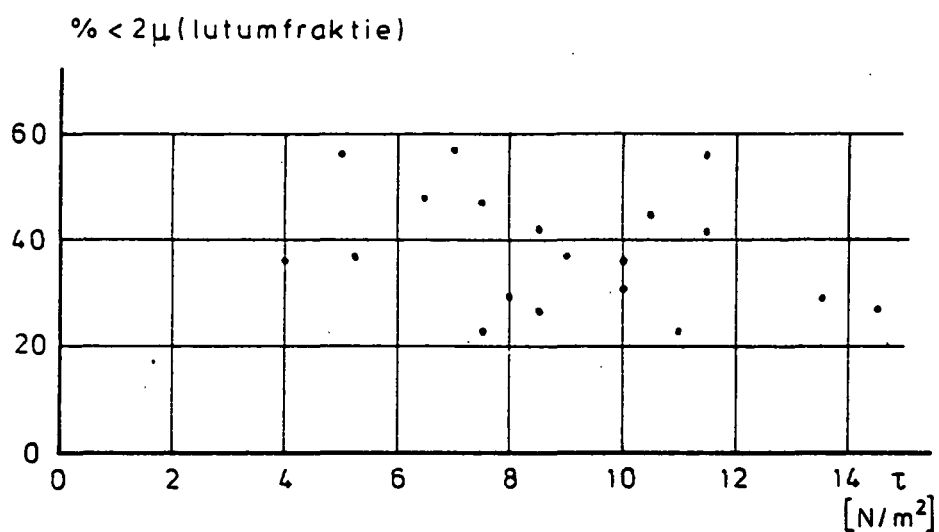
FIG. 4.5



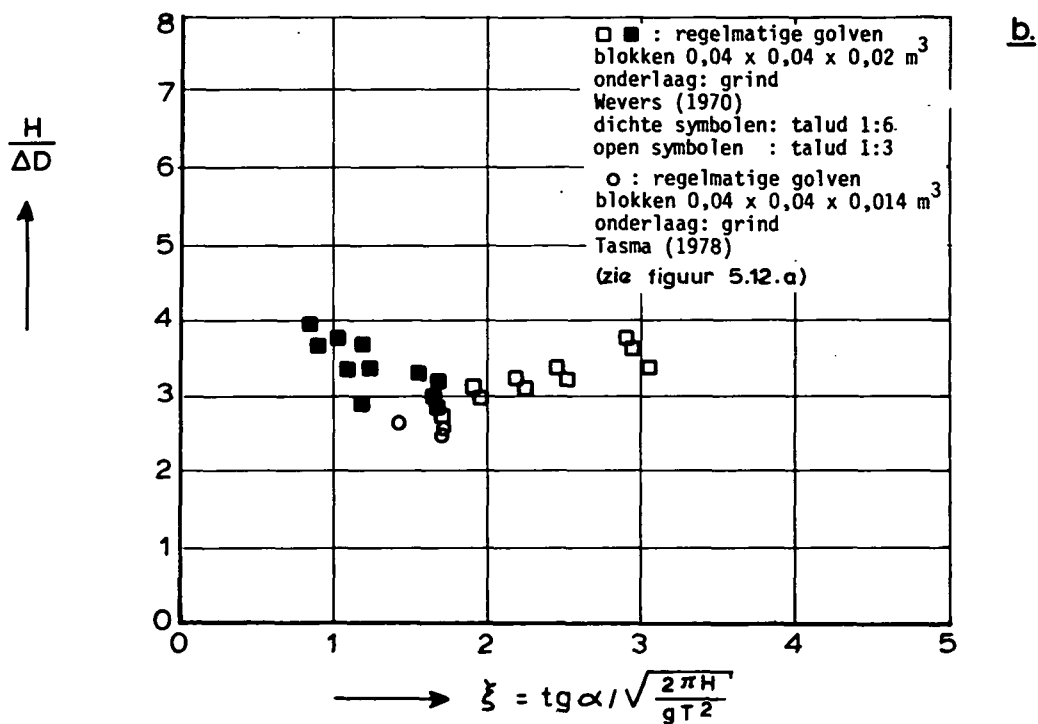
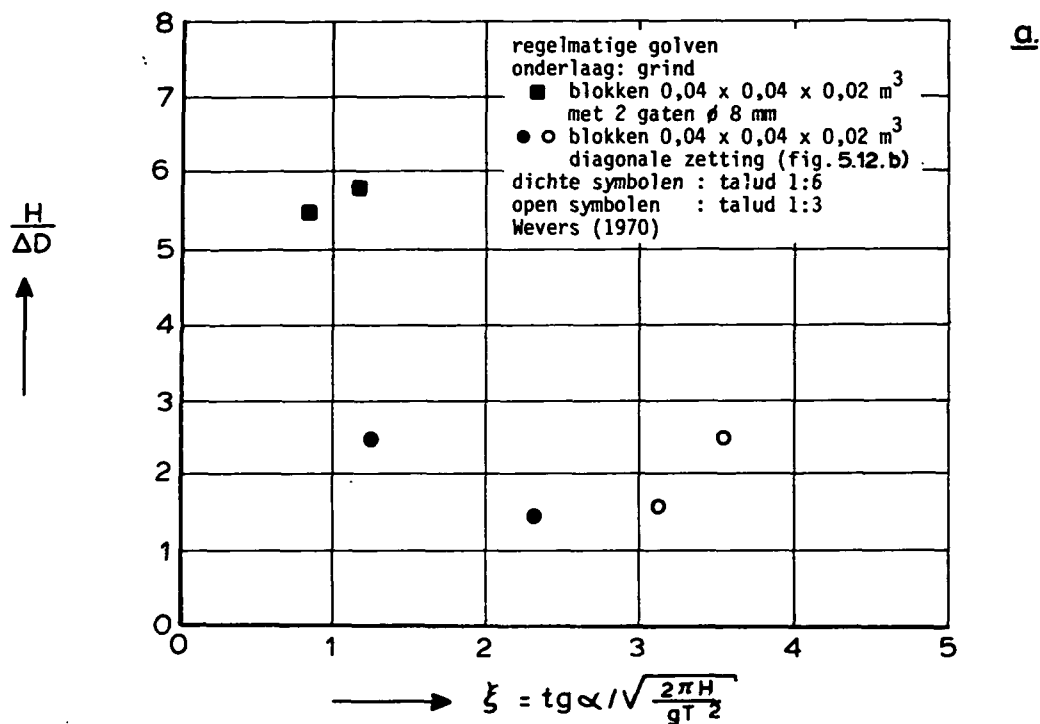
LEGENDA

- | | |
|----------------------------|------------------------------|
| 1 = MONSTER | 6 = INBUSBOUTJE |
| 2 = PEN v.d. MONSTERHOUDER | 7 = METALEN ROTOR |
| 3 = KLOSSEN | 8 = PERSPEX DEKSEL |
| 4 = TAATSSEN | 9 = ARM OM MOMENT OVER TE |
| 5 = MESJES | BRENGEN OP TORSIEMETER (=10) |

EROSIETOESTEL



VERBAND TUSSEN KRITIEKE SCHUIFSPANNING τ ,
LUTUM- EN ZANDFRAKTIE (UIT [6])



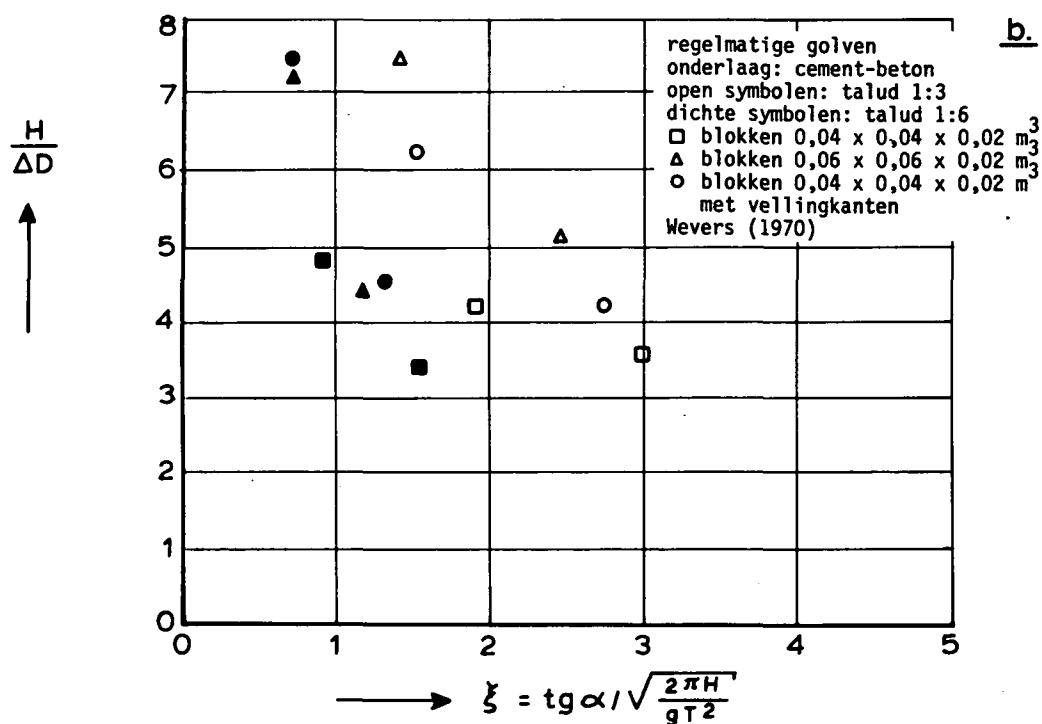
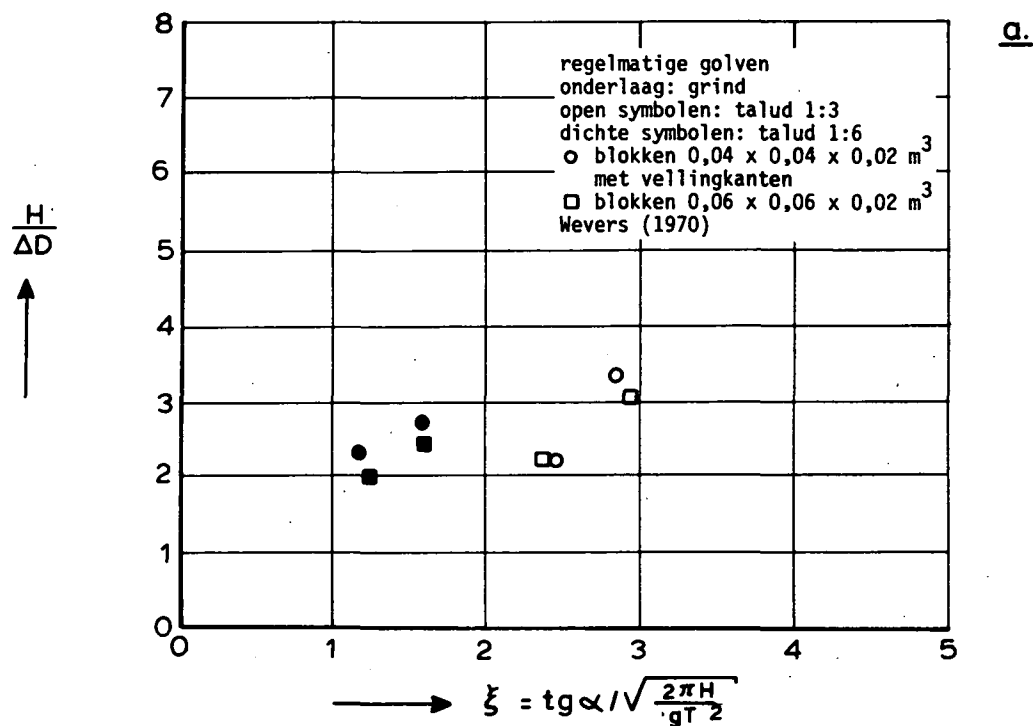
H/ΔD-ξ MEETPUNTEN MET SCHADE;
 REGELMATIGE GOLVEN;
 KLEINSCHALIG MODEL

VIERKANTE BLOKKEN

WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM
 LABORATORIUM VOOR GRONDMECHANICA

M 1881

FIG. 5.1



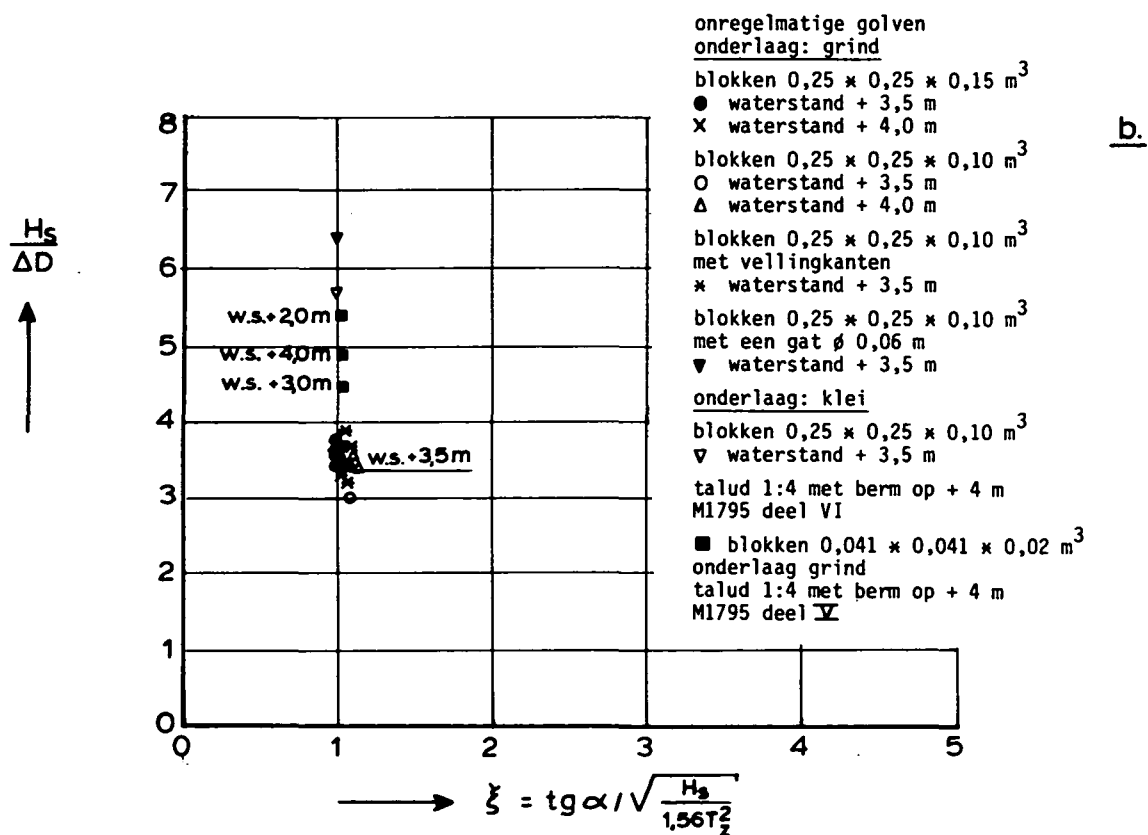
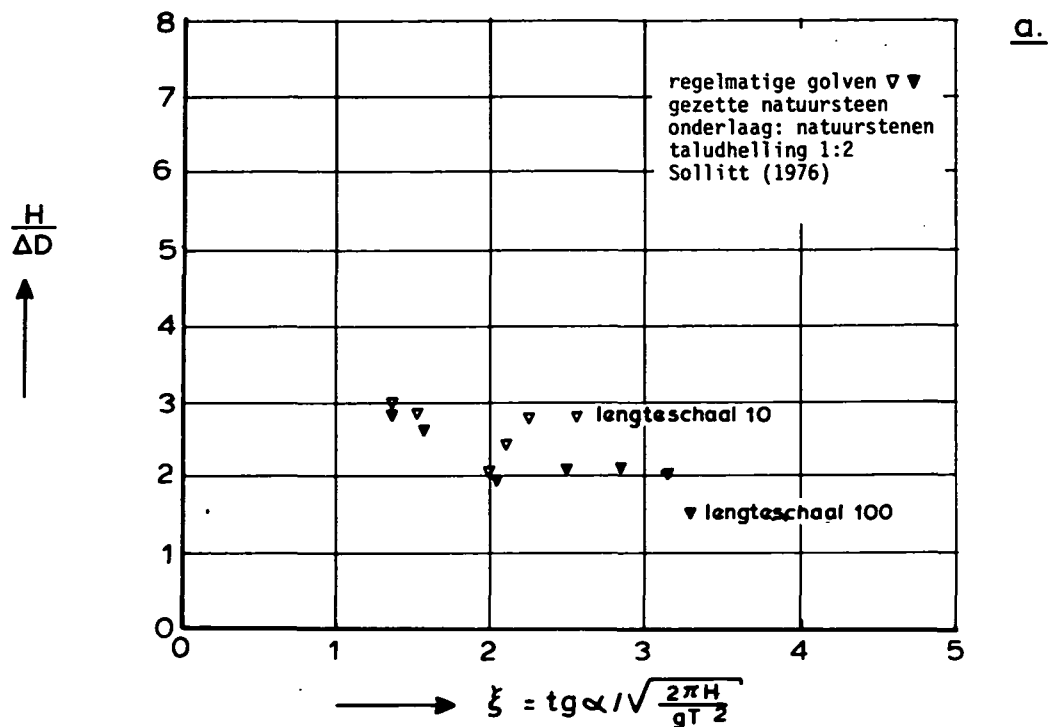
$H/\Delta D$ - ξ MEETPUNTEN MET SCHADE;
 REGELMATIGE GOLVEN;
 KLEINSCHALIG MODEL

VIERKANTE BLOKKEN

WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM
 LABORATORIUM VOOR GRONDMECHANICA

M 1881

FIG. 5.2



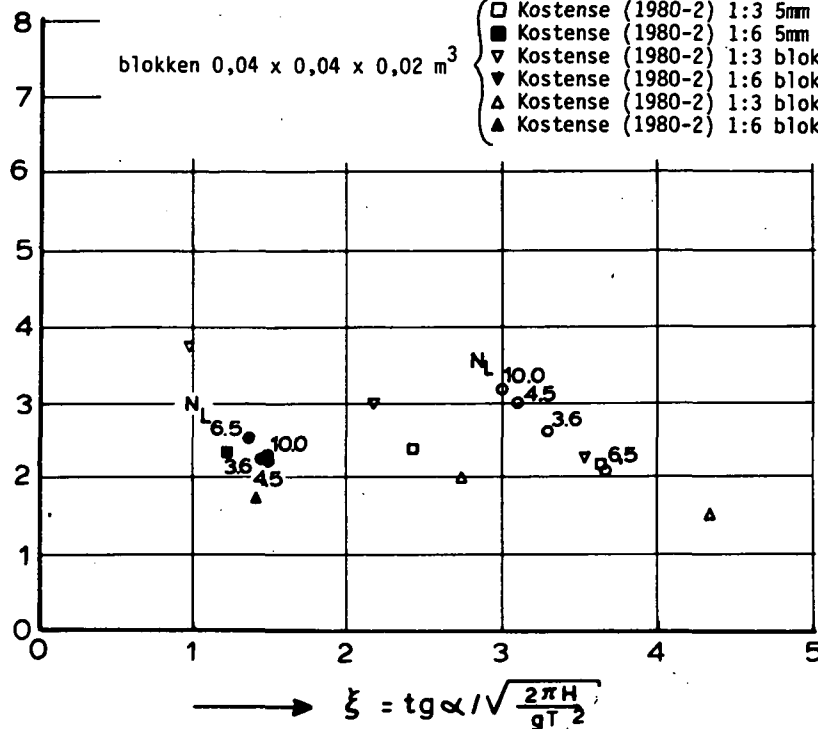
H/ΔD-ξ MEETPUNTEN MET SCHADE;
REGELMATIGE EN ONREGELMATIGE GOLVEN;
LENGTESCHALEN 2-100

blokken 0,4 x 0,4 x 0,2 m³
prototypematen

○ Kostense (1980-1) 1:3 5mm (prototype)
● Kostense (1980-1) 1:6 5mm (prototype)

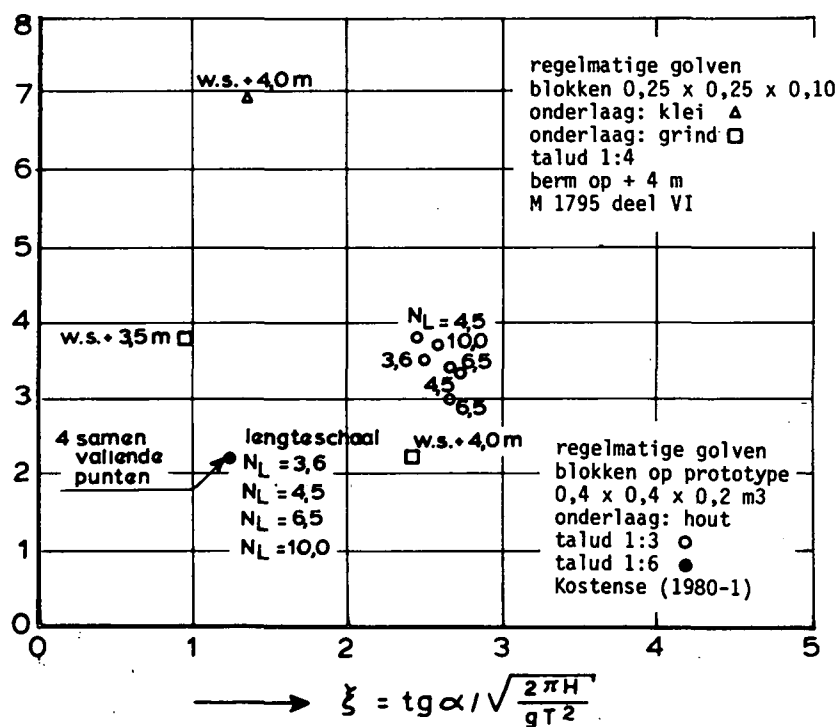
□ Kostense (1980-2) 1:3 5mm (prototype) N_L = 10
■ Kostense (1980-2) 1:6 5mm (prototype) N_L = 10
▽ Kostense (1980-2) 1:3 blokken op cement N_L = 10
▼ Kostense (1980-2) 1:6 blokken op cement N_L = 10
△ Kostense (1980-2) 1:3 blokken op grind N_L = 10
▲ Kostense (1980-2) 1:6 blokken op grind N_L = 10

$\frac{H}{\Delta D}$



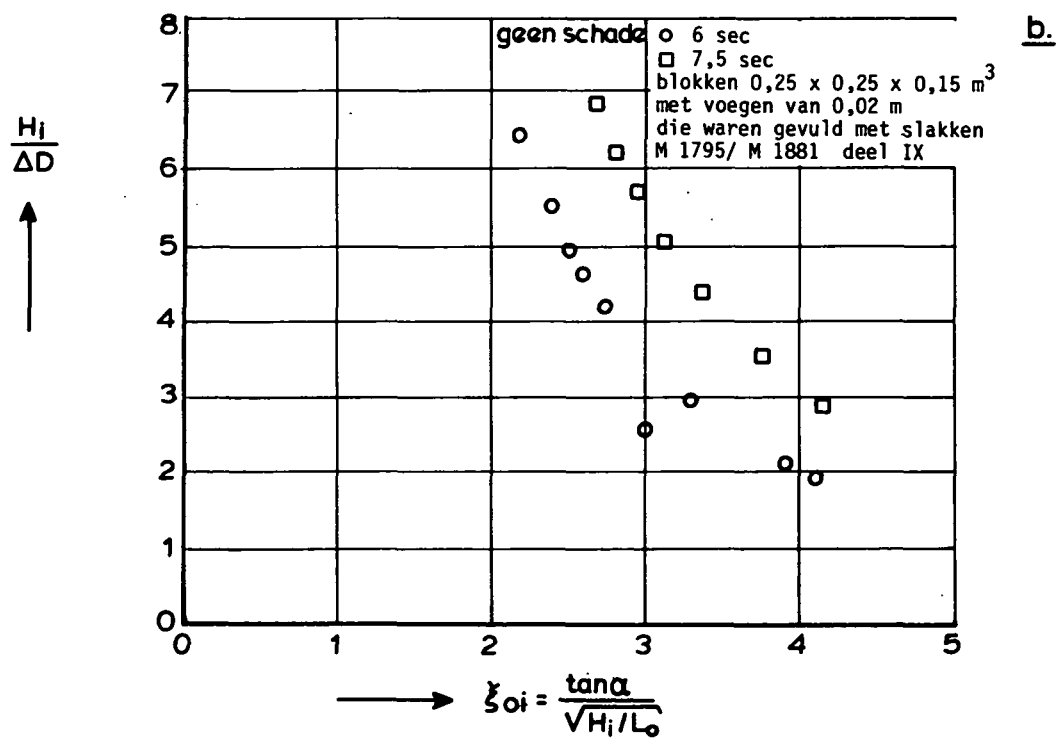
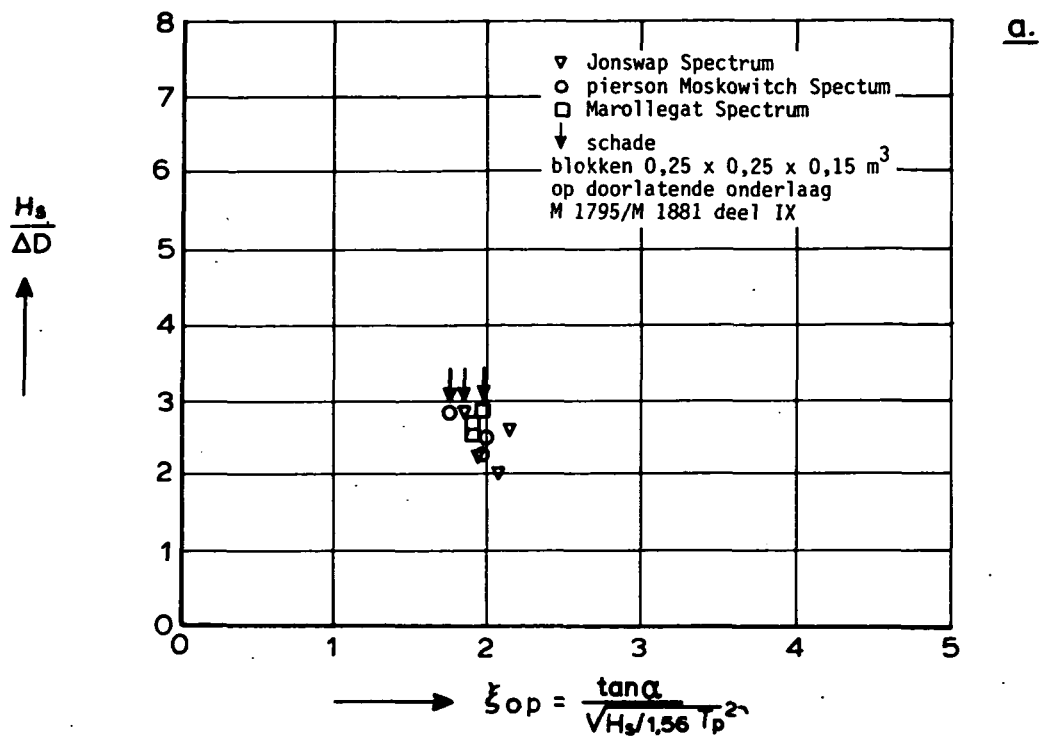
a.

$\frac{H}{\Delta D}$

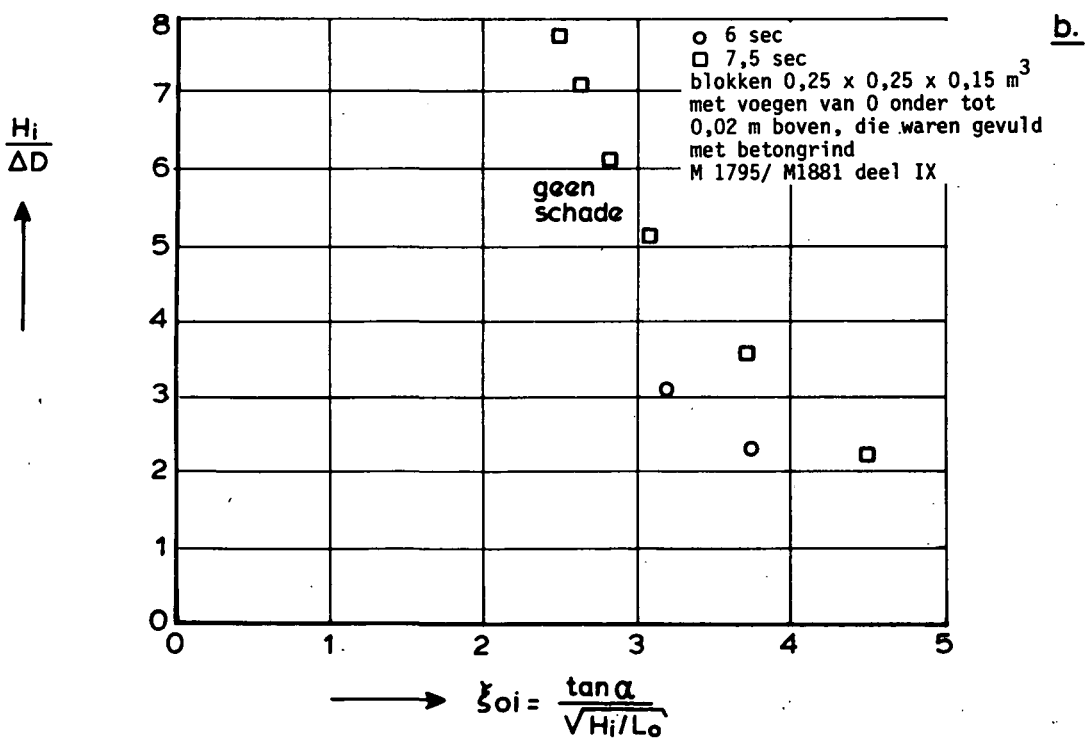
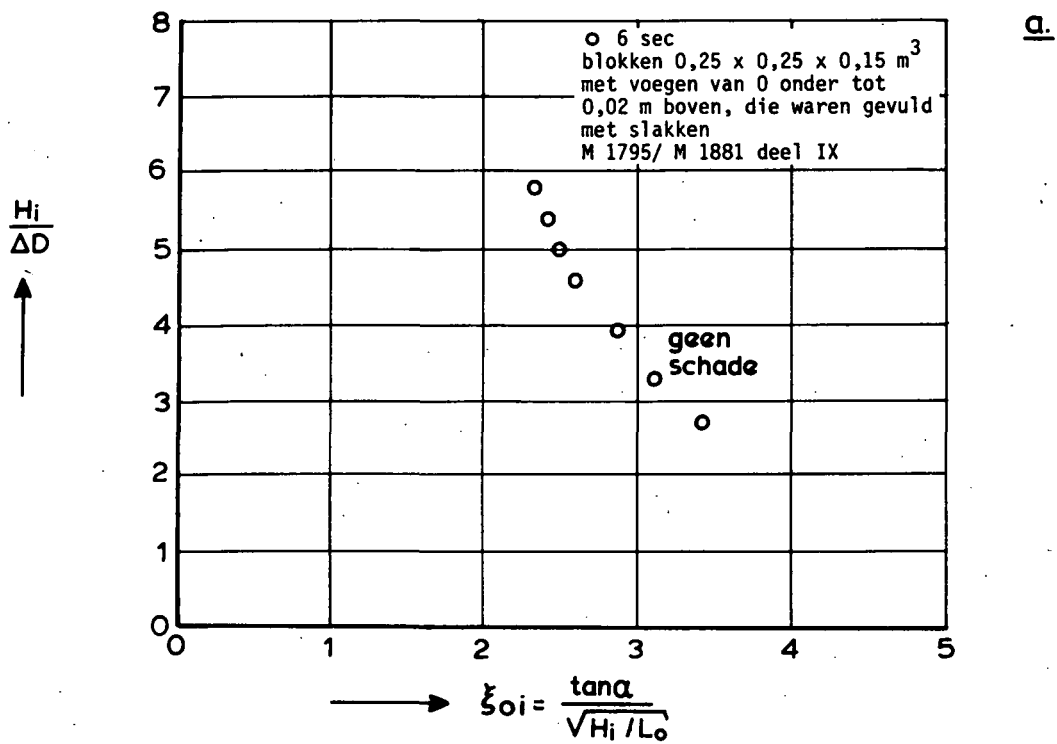


b.

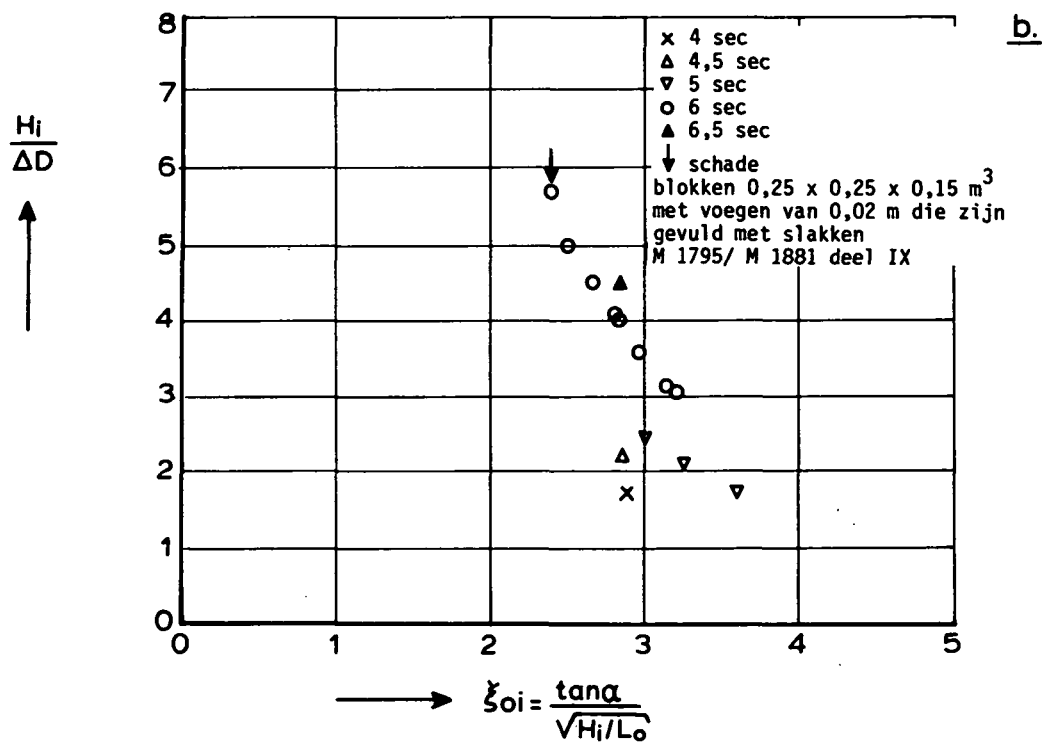
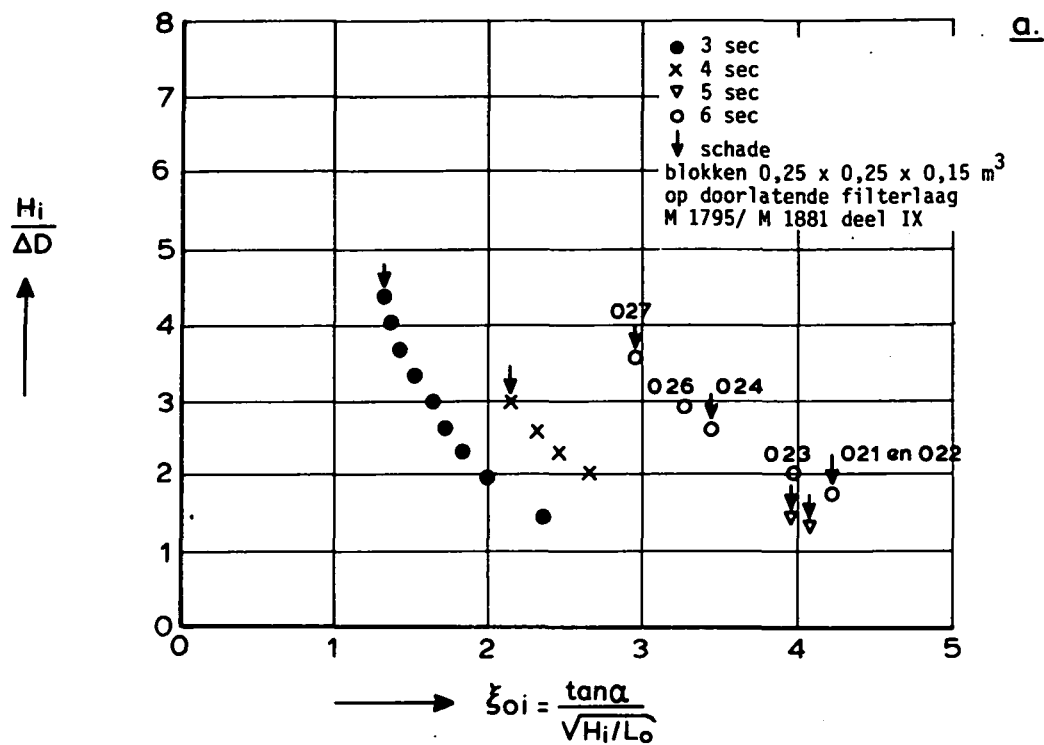
H/ΔD-ξ MEETPUNTEN MET SCHADE;
REGELMATIGE GOLVEN;
LENGTESCHALEN 2-10



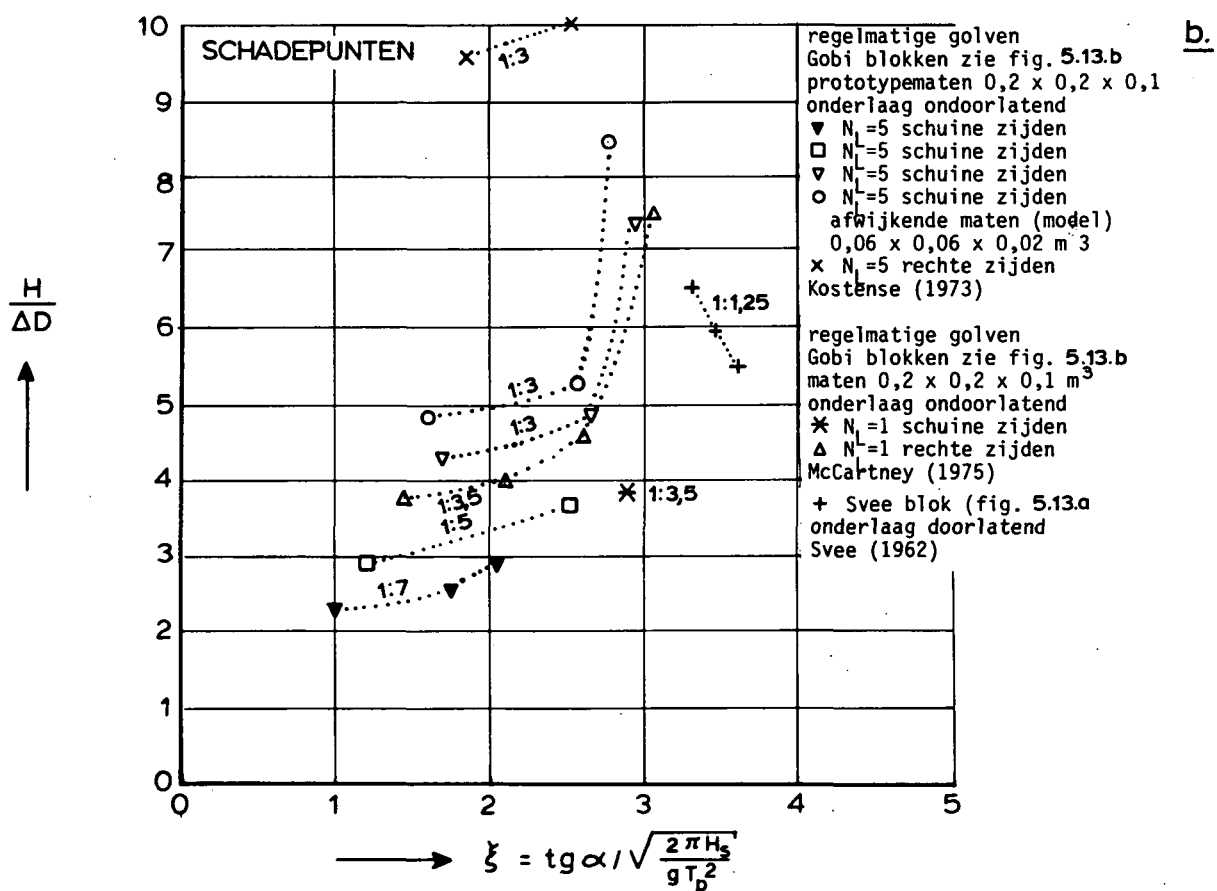
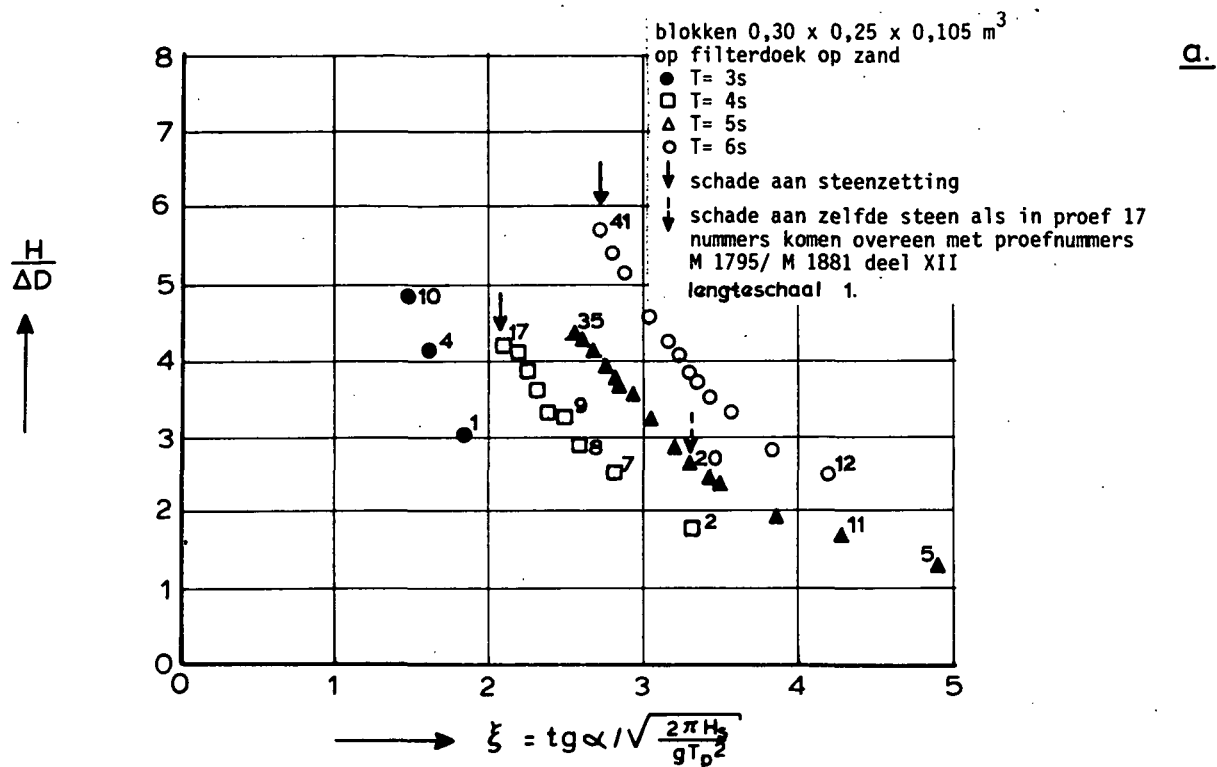
H/ΔD MEETPUNTEN MET OF ZONDER SCHADE;
 REGELMATIGE EN ONREGELMATIGE GOLVEN;
 LENGTESCHAAL 1



H/ ΔD MEETPUNTEN ZONDER SCHADE;
 REGELMATIGE GOLVEN;
 LENGTESCHAAL 1



H/ Δ D MEETPUNTEN MET OF ZONDER SCHADE ;
REGELMATIGE GOLVEN :
LENGTESCHAAL 1

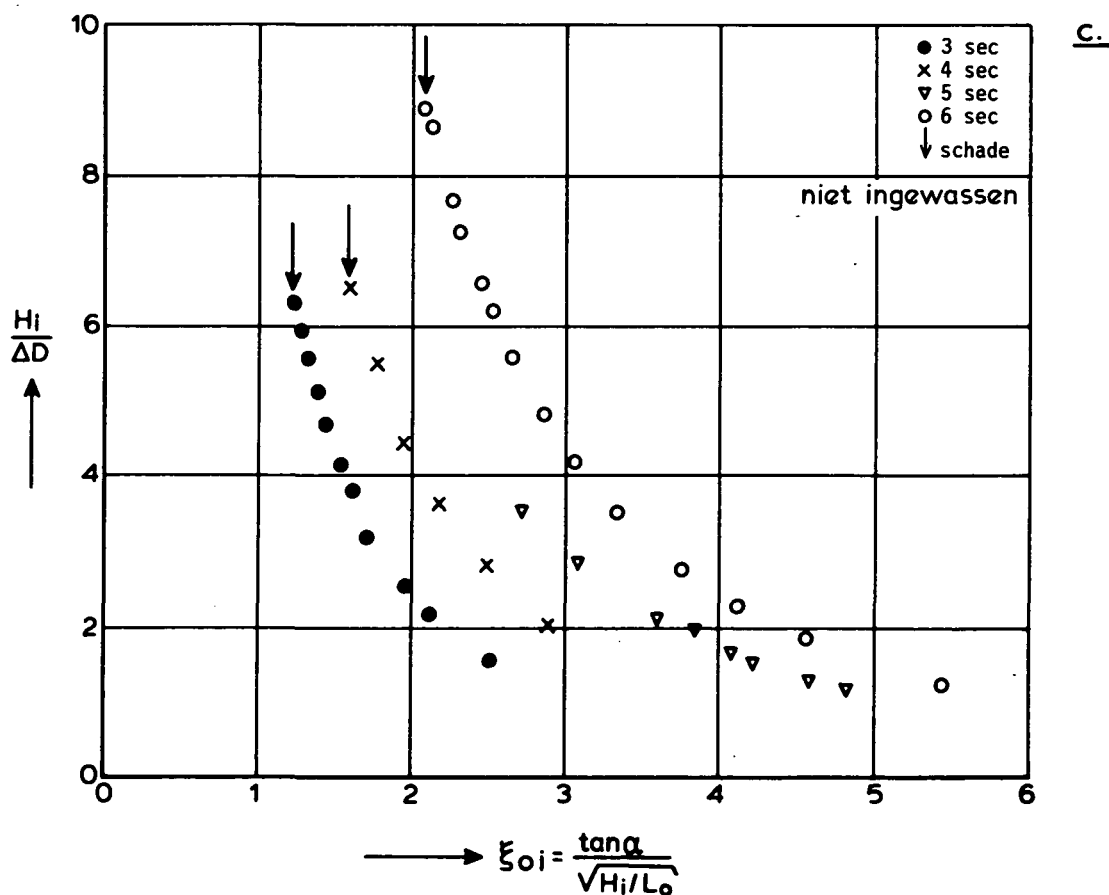
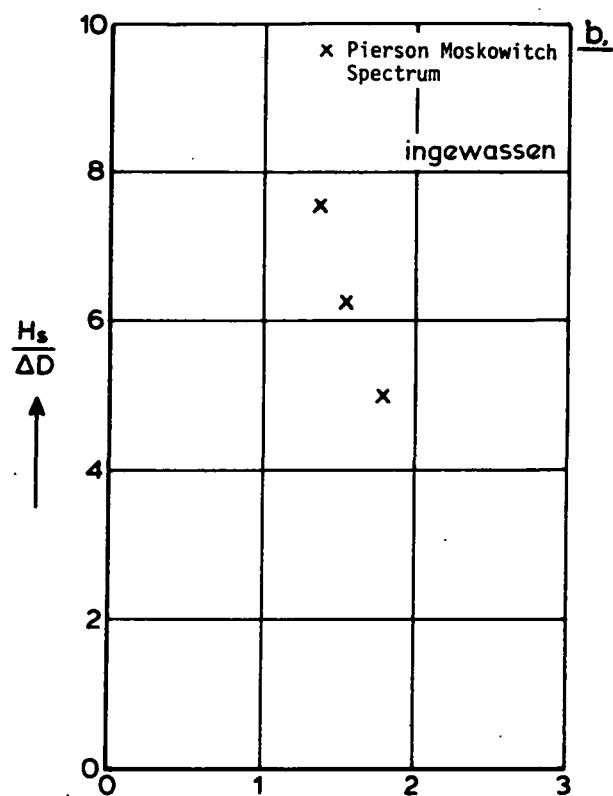
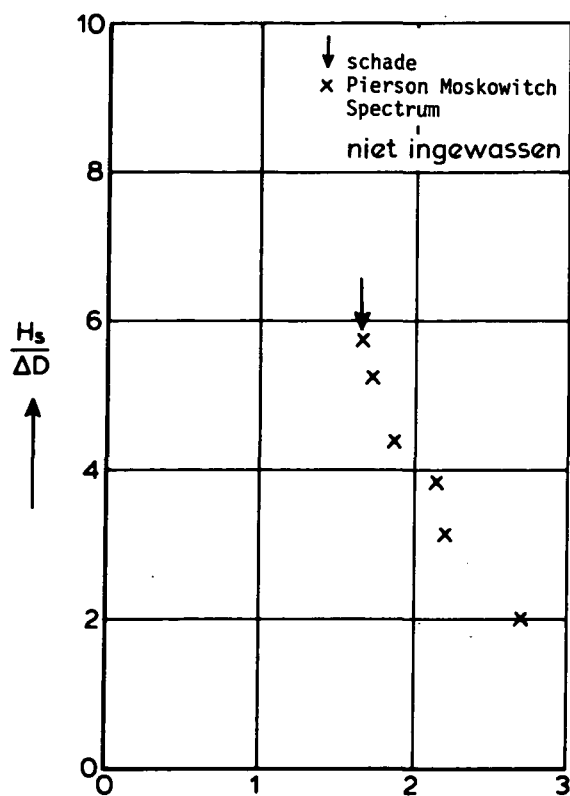


H/ΔD. MEETPUNTEN MET OF ZONDER SCHADE;
 REGELMATIGE GOLVEN;
 LENGTESCHAAL 1-5

WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM
 LABORATORIUM VOOR GRONDMECHANICA

M 1881

FIG. 5.8



zie fig. 5.15 b

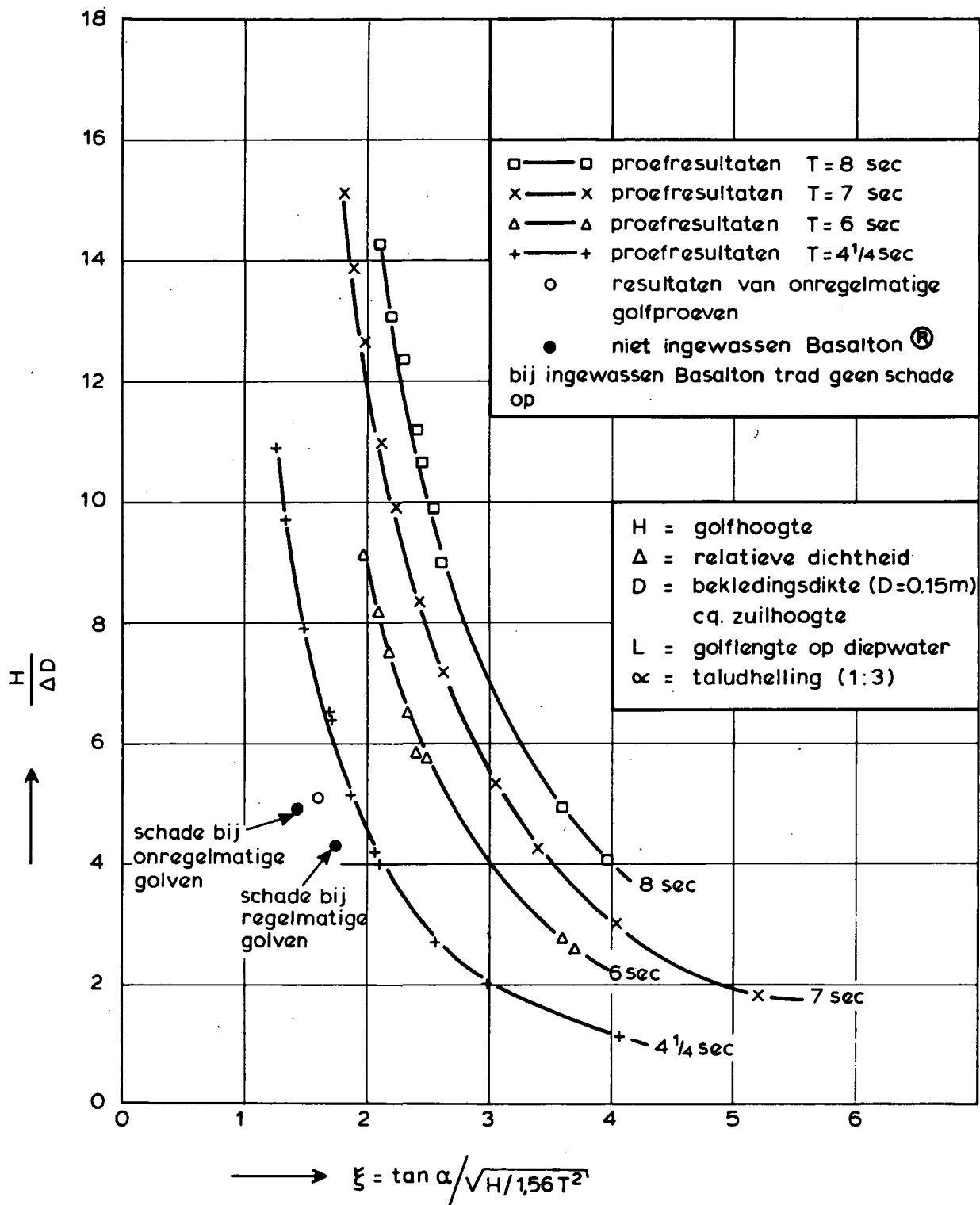
H/ΔD MEETPUNTEN MET OF ZONDER SCHADE ;
REGELMATIGE EN ONREGELMATIGE GOLVEN ;
LENGTESCHAAL 1

ARMORFLEX

WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM
LABORATORIUM VOOR GRONDMECHANICA

M 1881

FIG. 5.9



zie fig. 5.15 a

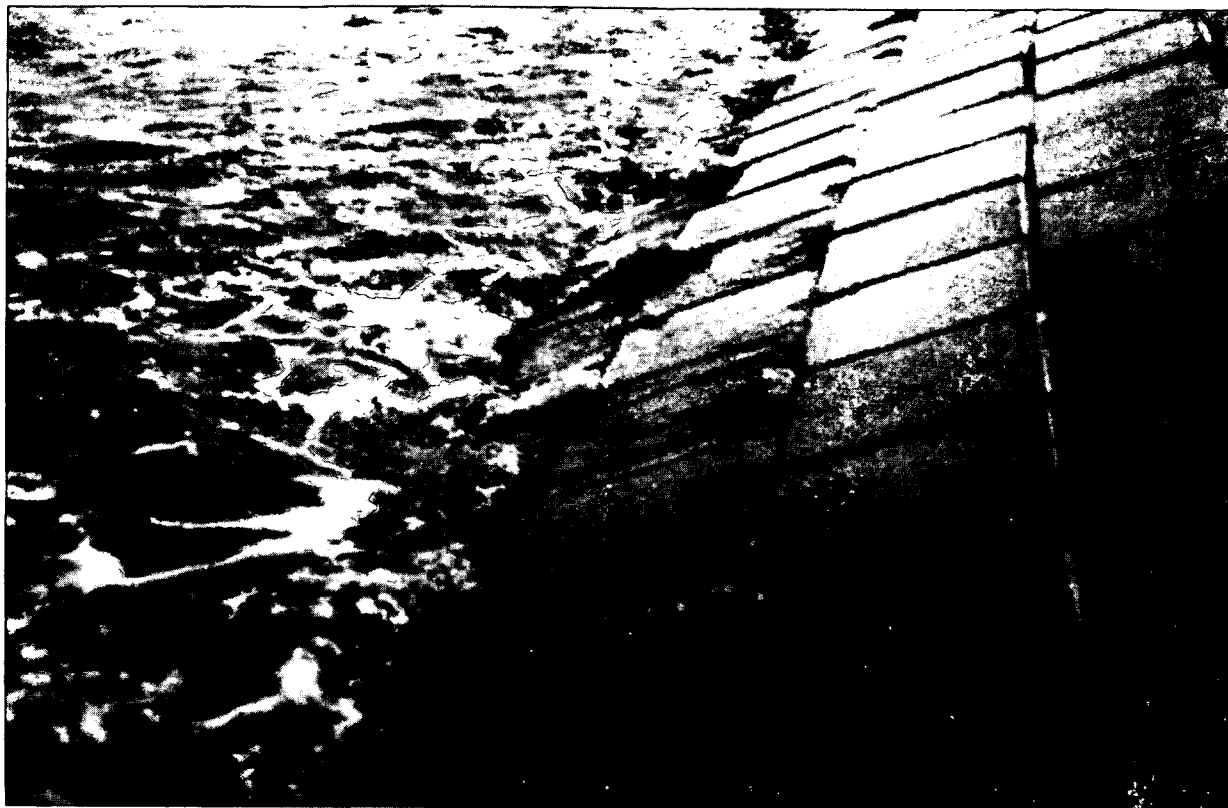
H/ Δ D MEETPUNTEN. MET OF ZONDER SCHADE
 REGELMATIGE EN ONREGELMATIGE GOLVEN
 LENGTESCHAAL 1

BASALTON

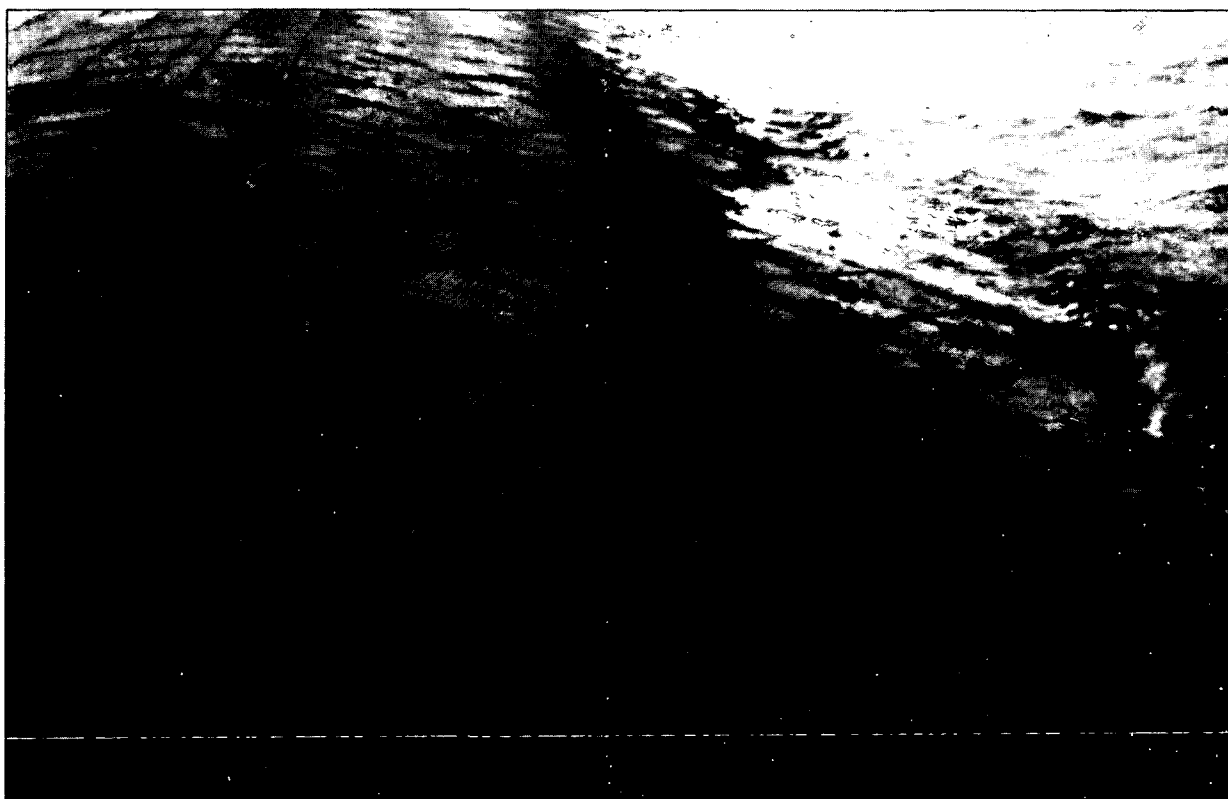
WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM
 LABORATORIUM VOOR GRONDMECHANICA

M 1881

FIG. 5.10



a vierkante blokken



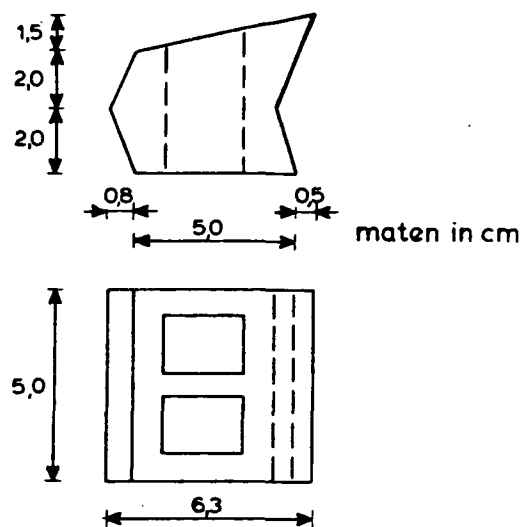
b diagonale zetting

VIERKANTE BLOKKEN IN RECHTE EN DIAGONALE
ZETTING

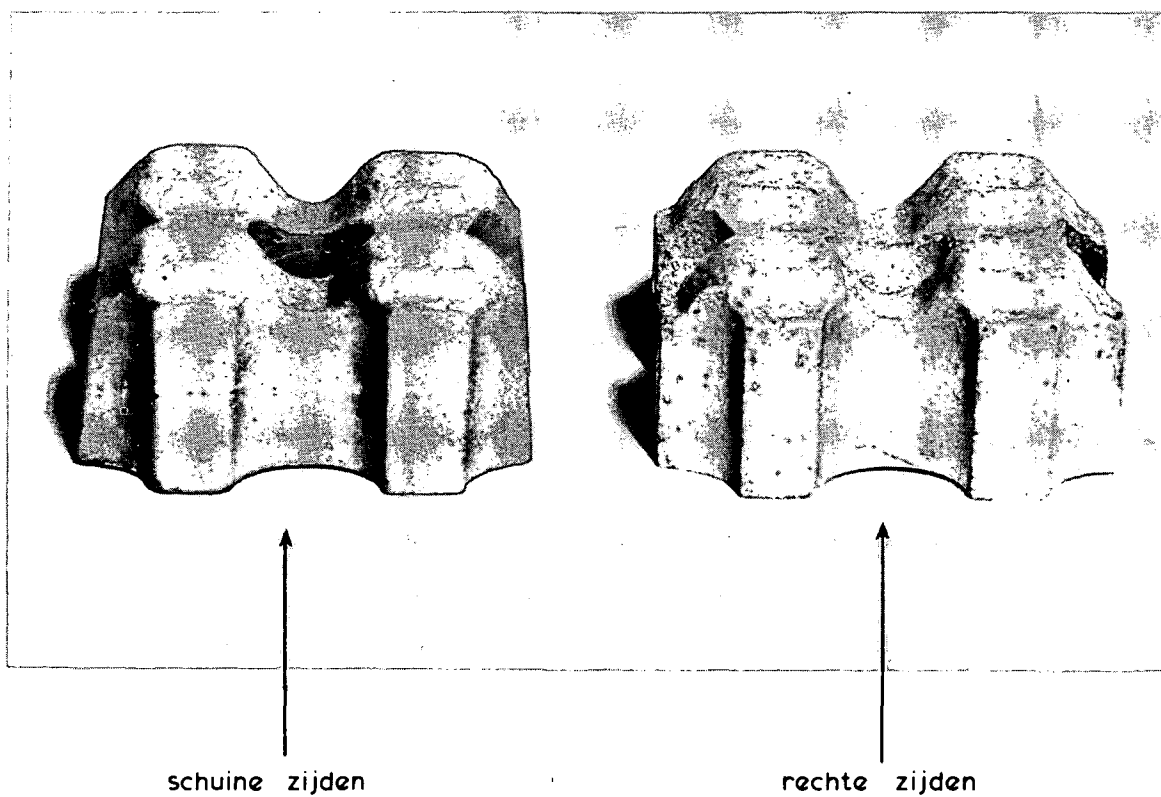
WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM

M 1881

FIG. 5.12



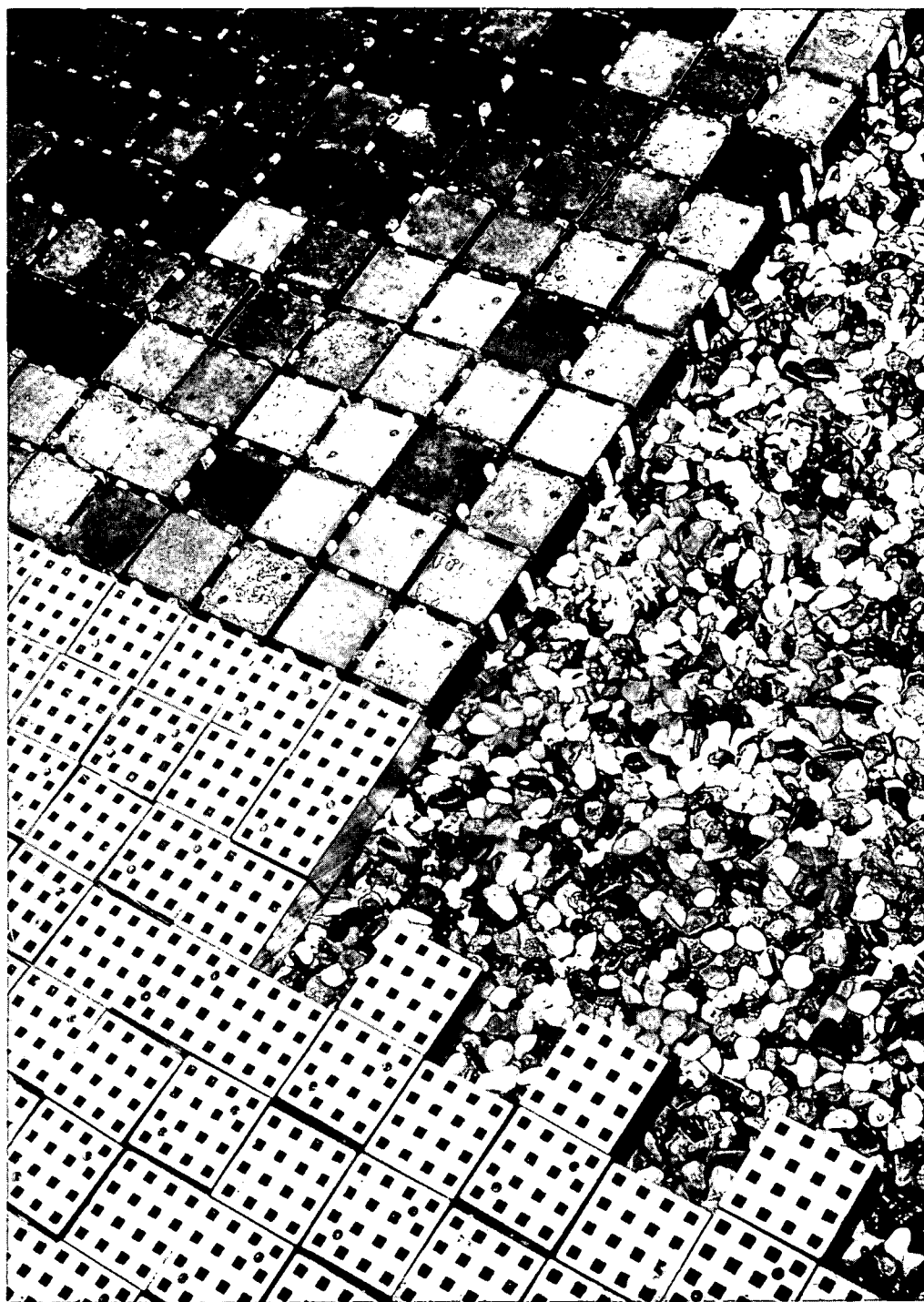
a) Svee blok



b) Gobi blokken

SVEE EN GOBI BLOKKEN

- a) zetting van vierkante blokken met 19% open ruimte
geconcentreerd in de voegen



- b) zetting van vierkante blokken met 19% open ruimte
gespreid over de zetting

ZETTINGEN MET 19% OPEN RUIMTE

WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM

M 1881

FIG. 5.14



a) Basalton betonzuilen



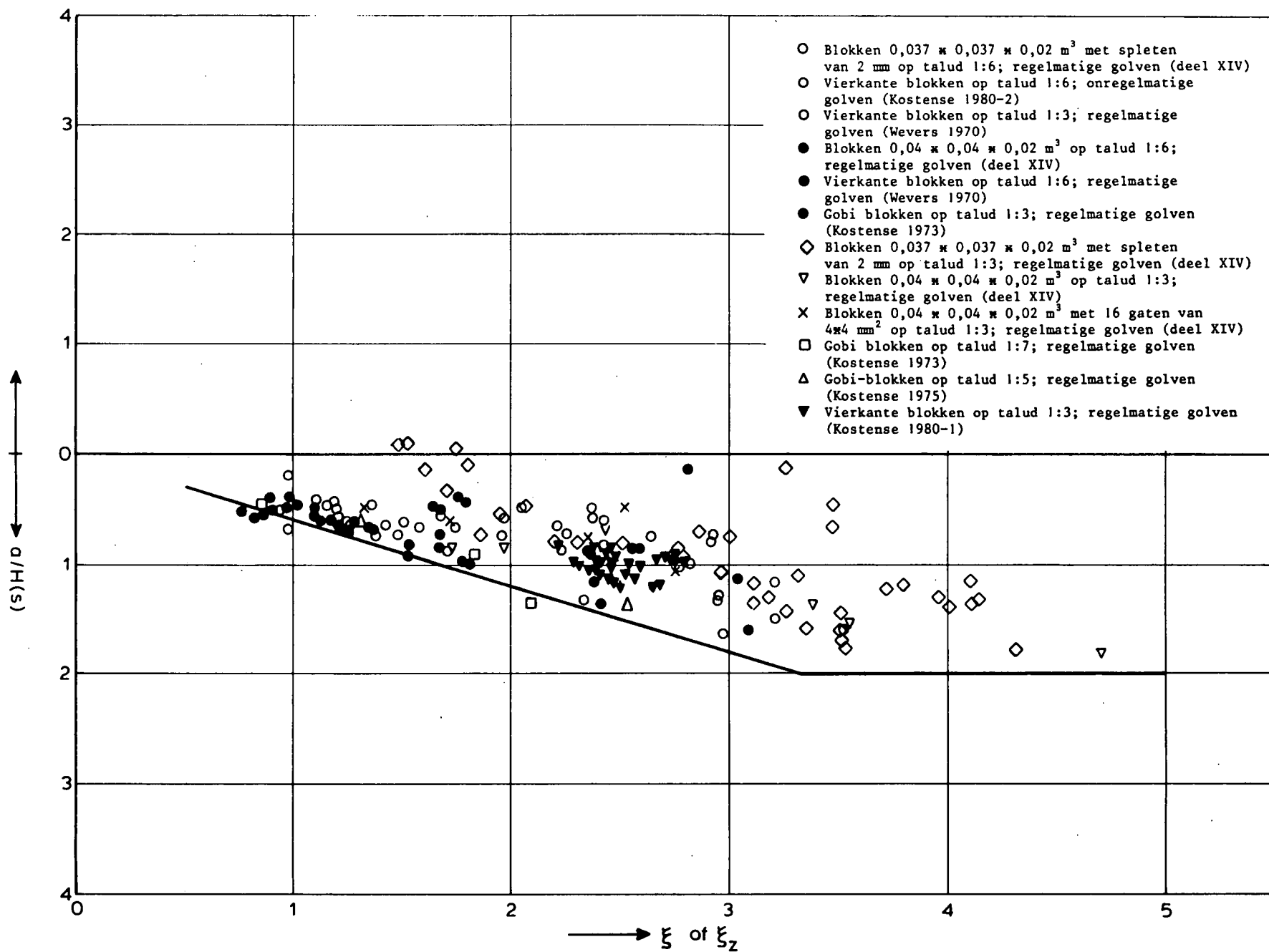
b) Armorflex blokken

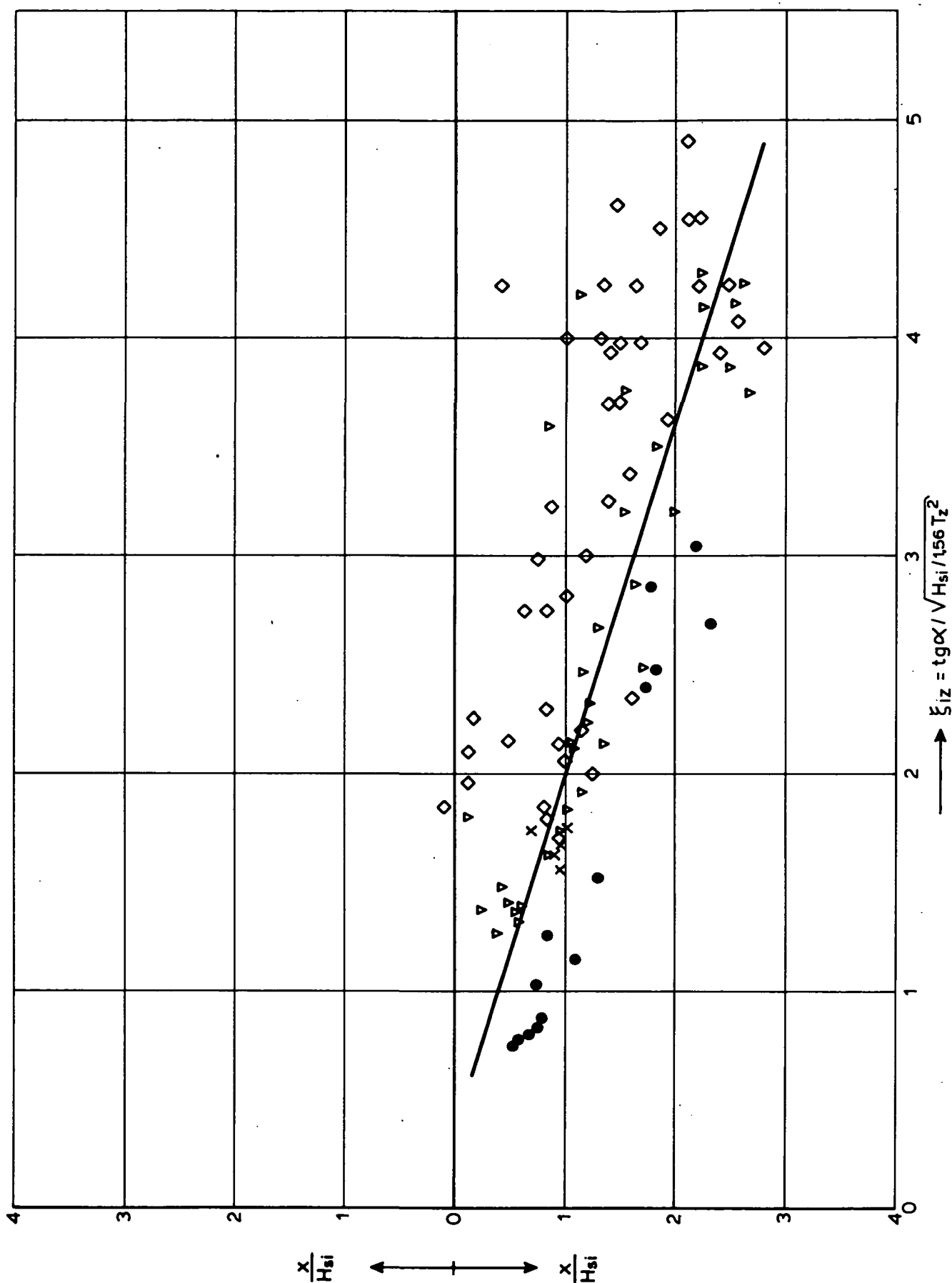
BASALTON BETONZUILEN EN ARMORFLEX BLOKKEN

WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM

M 1881

FIG. 5.15





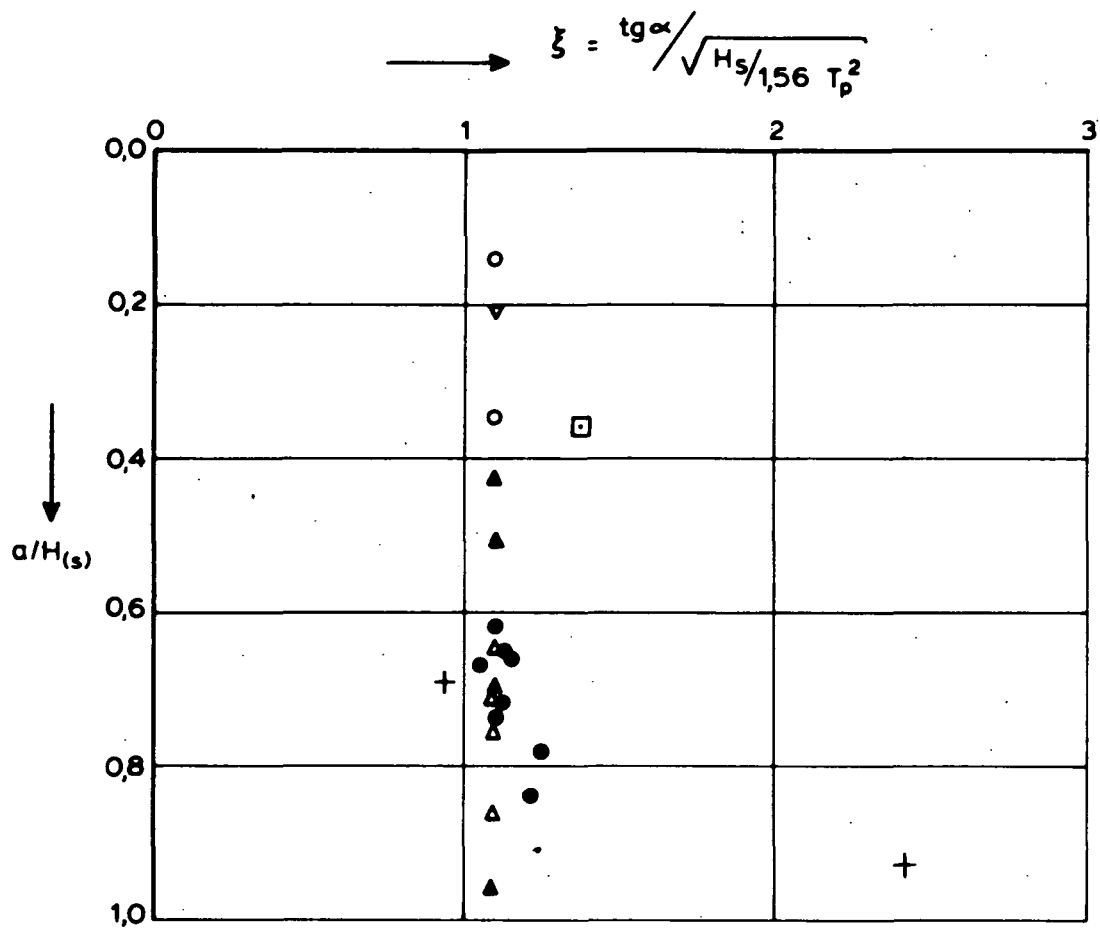
PLAATS WAAR SCHADE OPTREEDT ONDER
ONREGELMATIGE GOLFAANVAL

JONSWAP SPECTRUM
EGMOND SPECTRUM

WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM
LABORATORIUM VOOR GRONDMECHANICA

M 1881

FIG. 5.17



onregelmatige golven talud waterstand

- Oesterdamproef $N_L = 2$ 1:4 N.A.P. + 3,5 en 4,0 m
- △ Oesterdamproef $N_L = 10$ 1:4 N.A.P. + 3,5 m
- ▲ Oesterdamproef $N_L = 10$ 1:4 N.A.P. + 4,0 m
- Oesterdamproef $N_L = 10$ 1:4 N.A.P. + 3,0 m
- ▽ Oesterdamproef $N_L = 10$ 1:4 N.A.P. + 2,5 m

regelmatige golven

- + Oesterdamproef $N_L = 2$ 1:4 N.A.P. + 3,5 en 4,0 m; grind
- Oesterdamproef $N_L = 2$ 1:4 N.A.P. + 4,0 m; klei

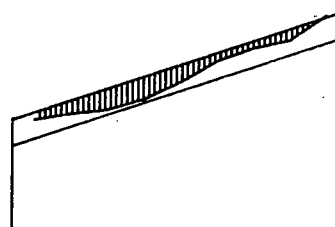
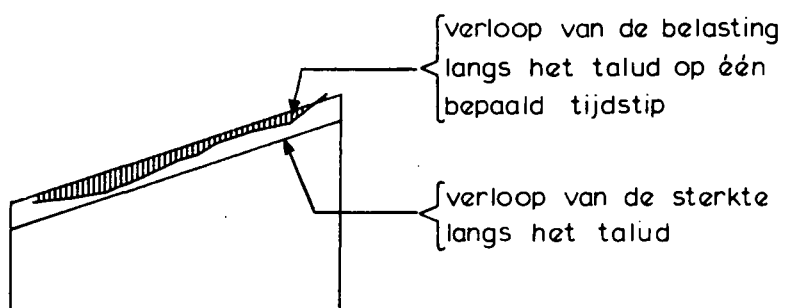
talud 1:4 met berm op N.A.P. + 4 m
(M 1795 deel VI)

PLAATS BEGIN SCHADE ; OESTERDAMPROEVEN

$t=0.20$



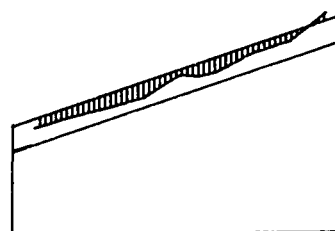
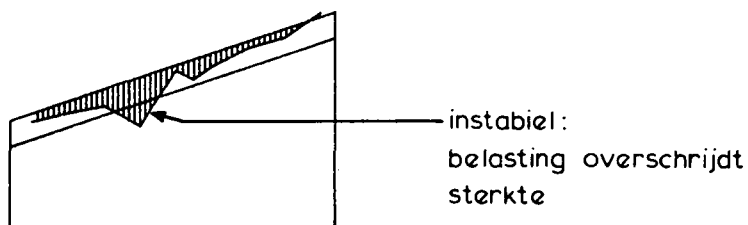
$t=0.28$



$t=0.36$

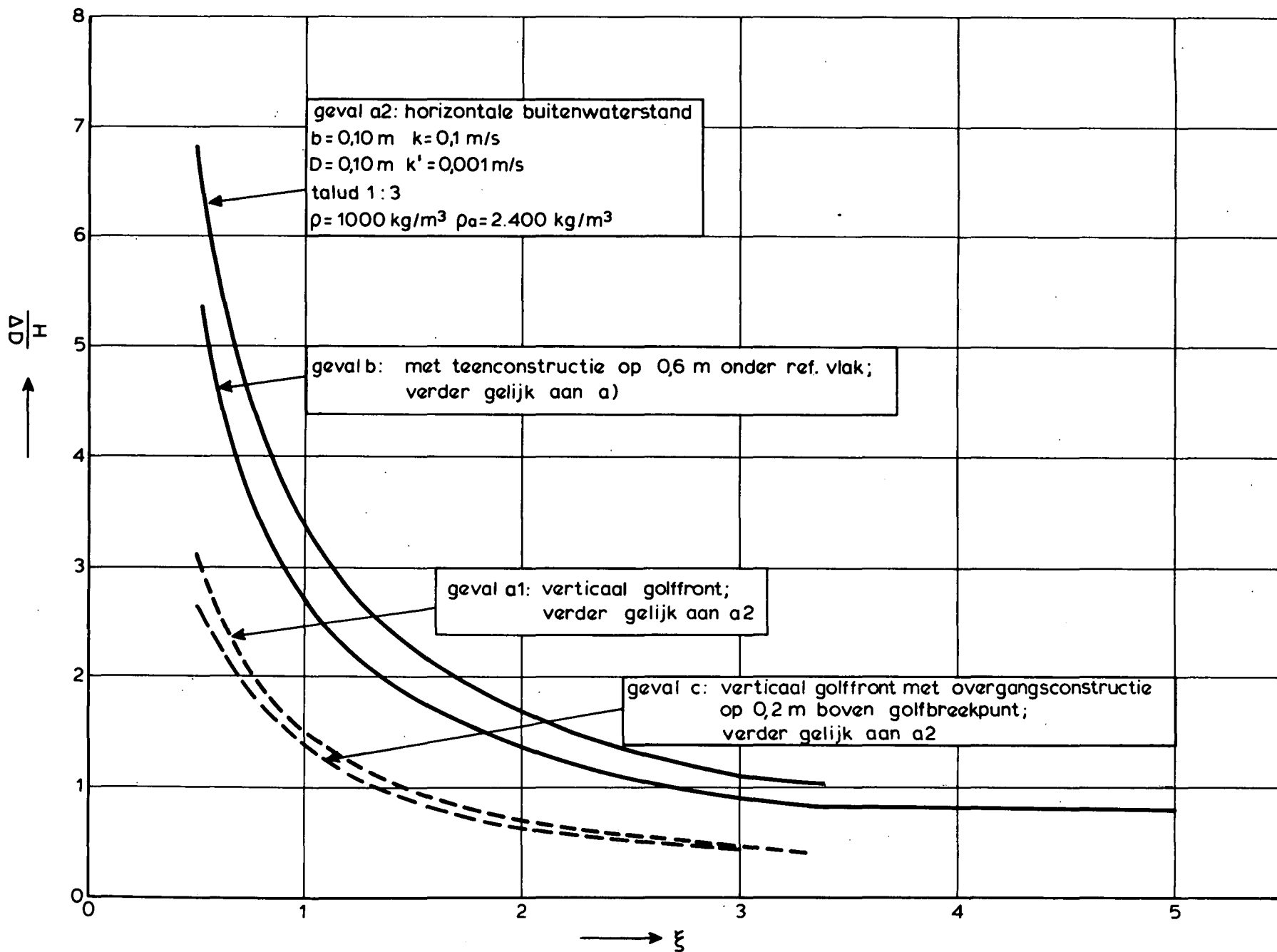


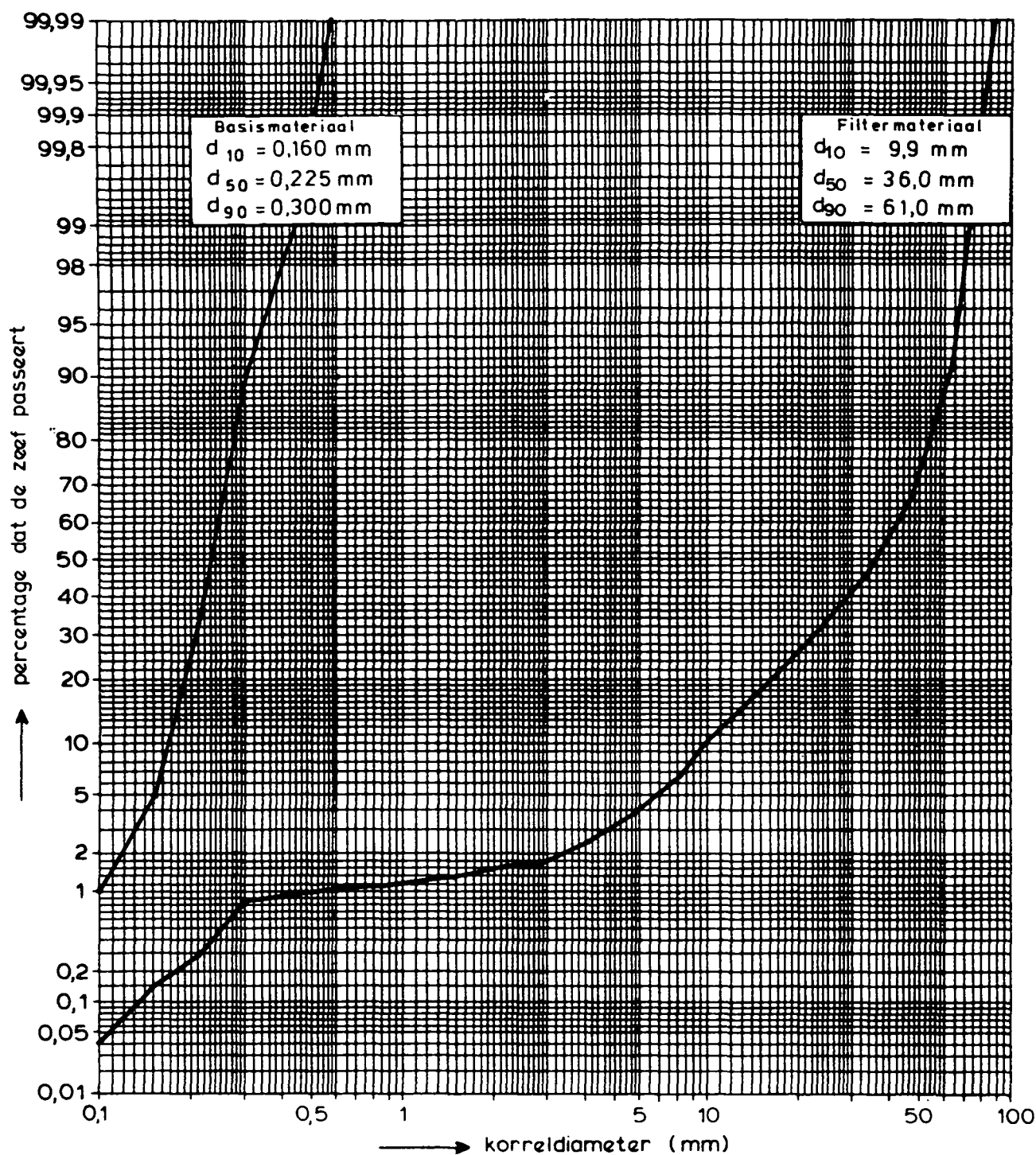
$t=0.44$



STABILITEITSBESCHOUWING DOOR VERGELIJKEN
VAN BELASTING EN STERKTE

THEORETISCHE STABILITEITSCRITERIA





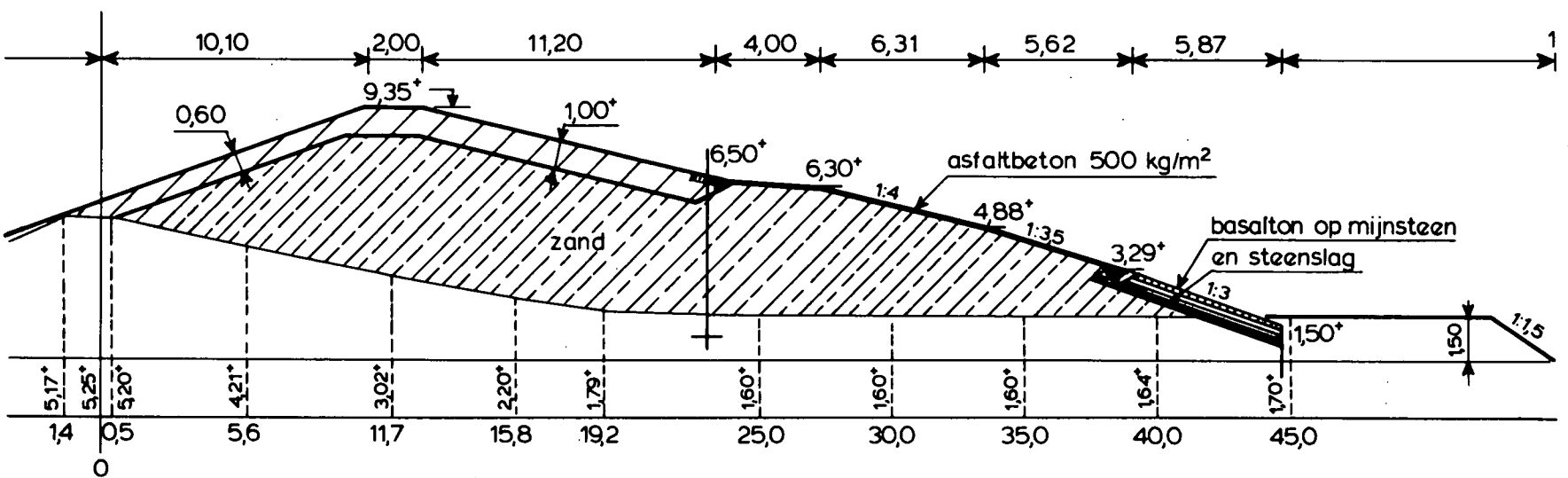
VOORBEELD ZEEFKROMME'S

FILTER - EN BASISMATERIAAL

WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM
 LABORATORIUM VOOR GRONDMECHANICA

M 1881

FIG. 5.21

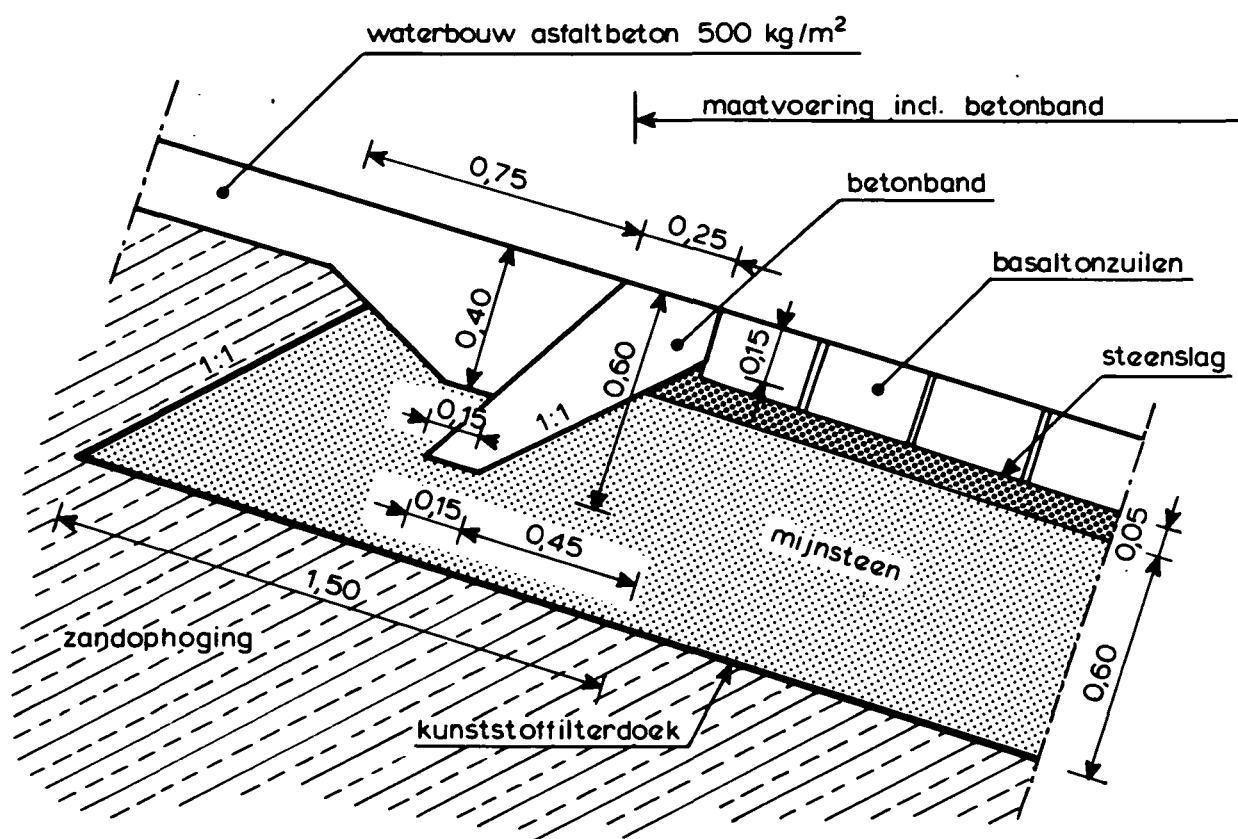


DWARSPROFIEL T.B.V. CASE STUDY

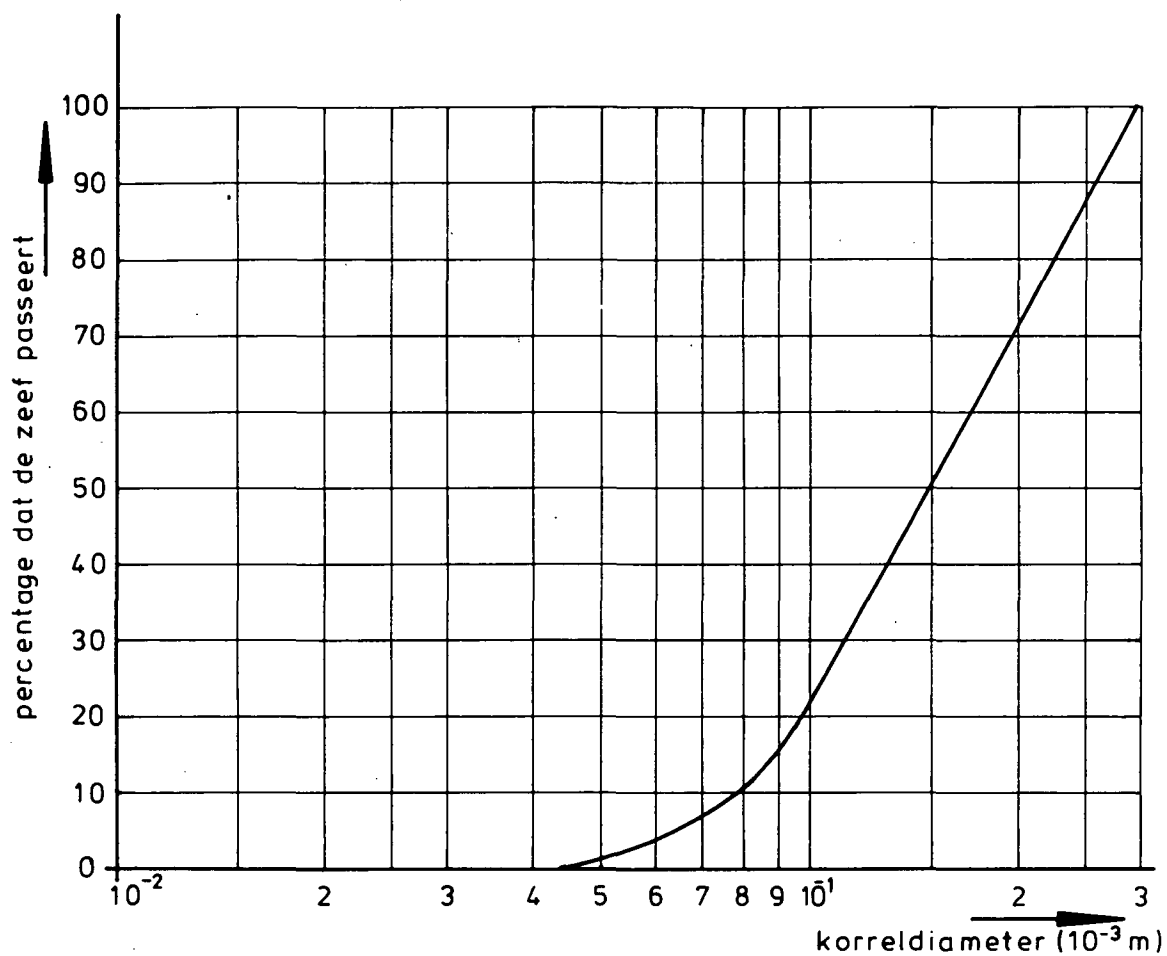
WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM
LABORATORIUM VOOR GRONDMECHANICA

M 1881

FIG. 6.1



OVERGANGSCONSTRUCTIE

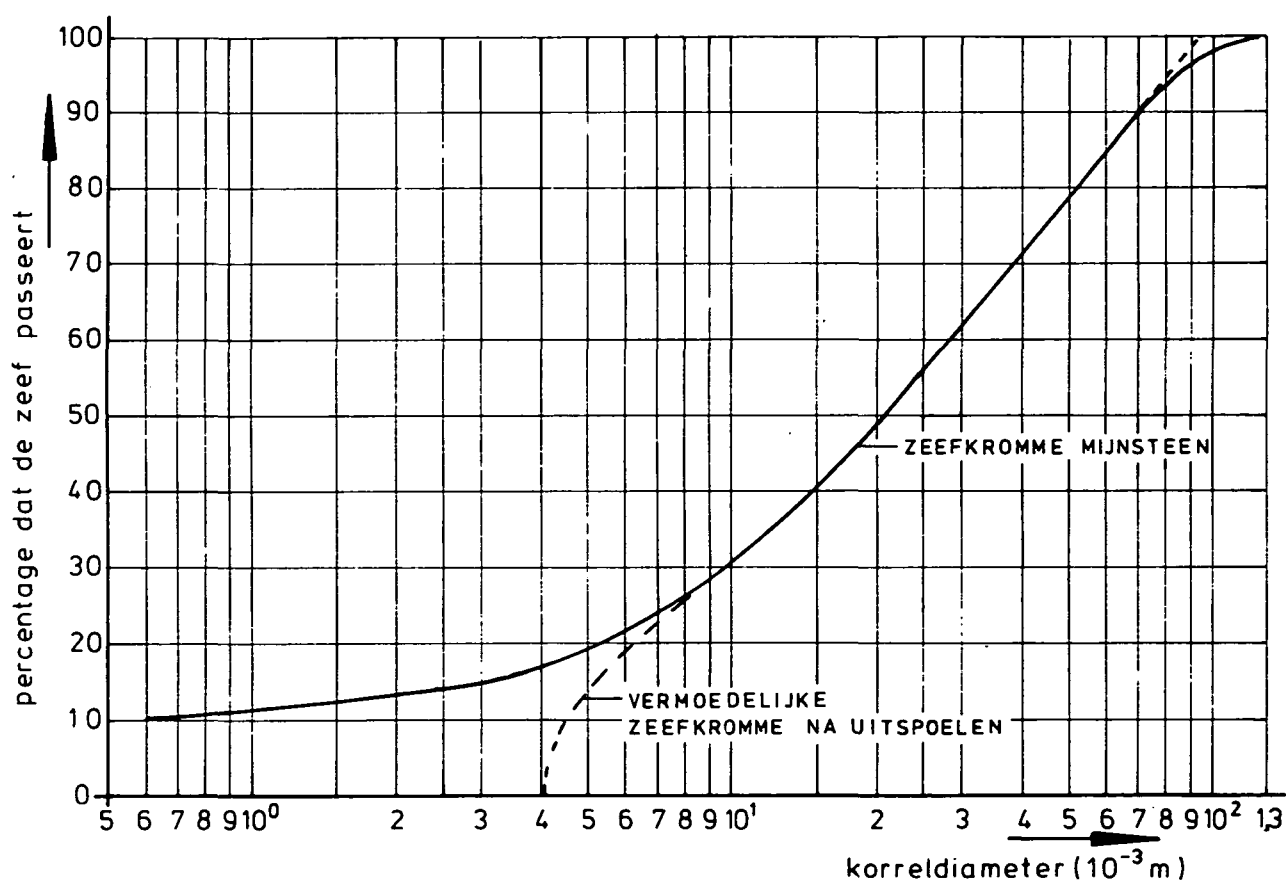


ZEEFKROMME ZAND VAN CASE STUDY

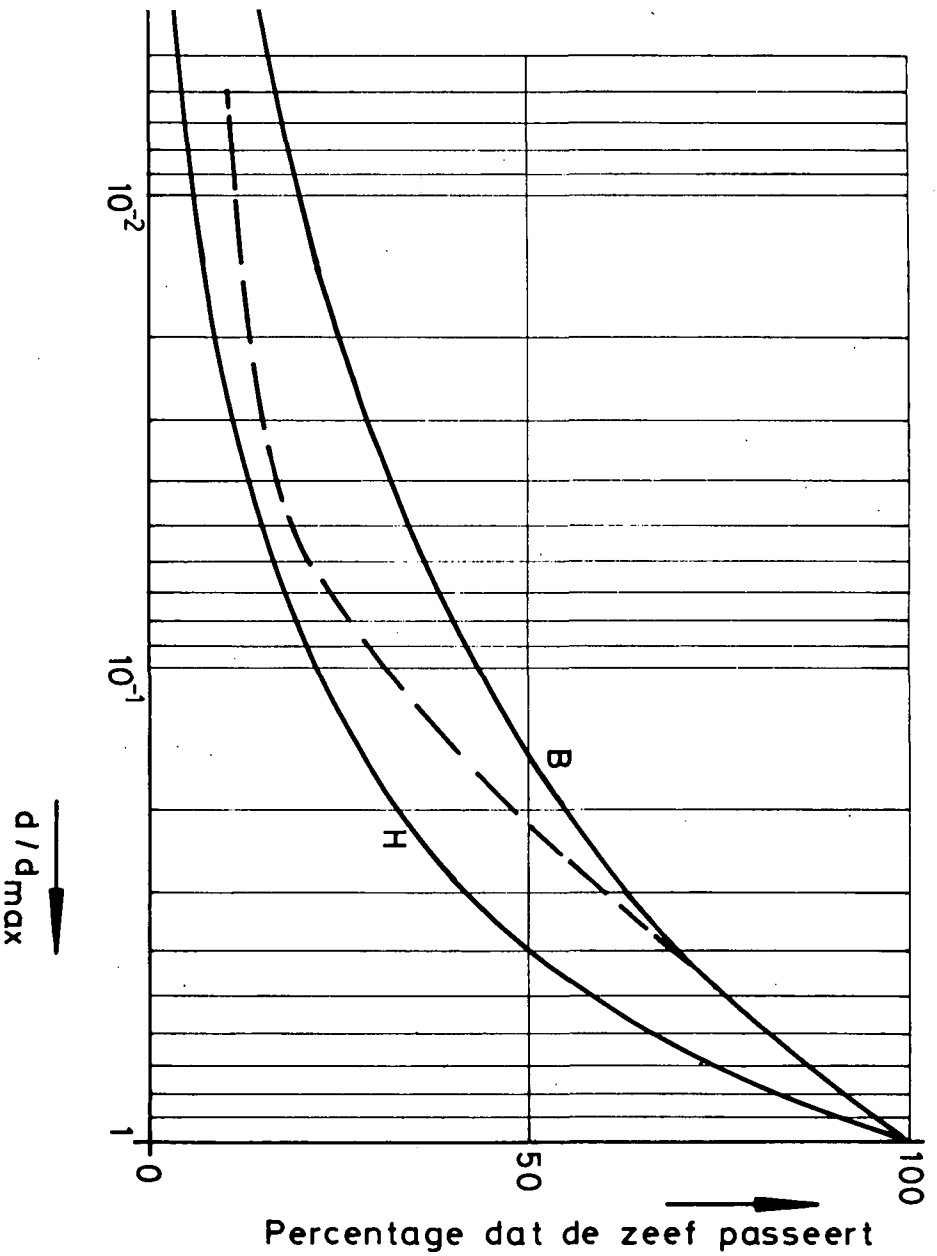
WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM
LABORATORIUM VOOR GRONDMECHANICA

M 1881

FIG. 6.3



ZEEFKROMME MIJNSTEEN VAN CASE STUDY



LUBOCHKOV'S BOVEN-(B) EN ONDERGRENS (H) EN
DE ZEEFKROMME VAN DE GEBRUIKTE MIJNSTEEN

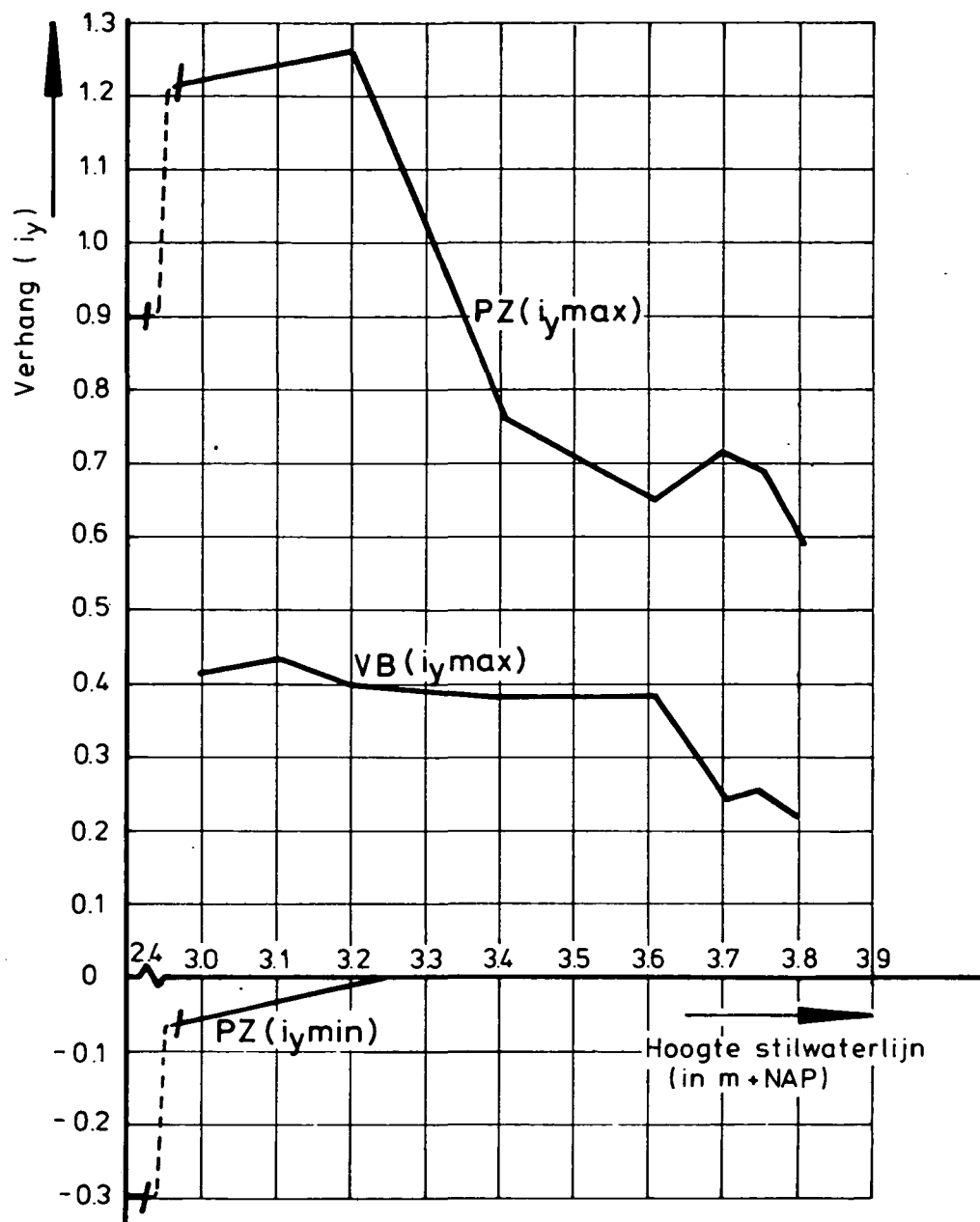
WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM
LABORATORIUM VOOR GRONDMECHANICA

M 1881

FIG. 6.5

VB= Vierkante betonblokken ($k'=0.0034\text{ m/s}$)

PZ= Polygoonvormige zuilen ($k'=0.025\text{ m/s}$)



Het minimale verhang bij vierkante blokken is nul voor alle waterstanden hoger dan 3m + N.A.P.

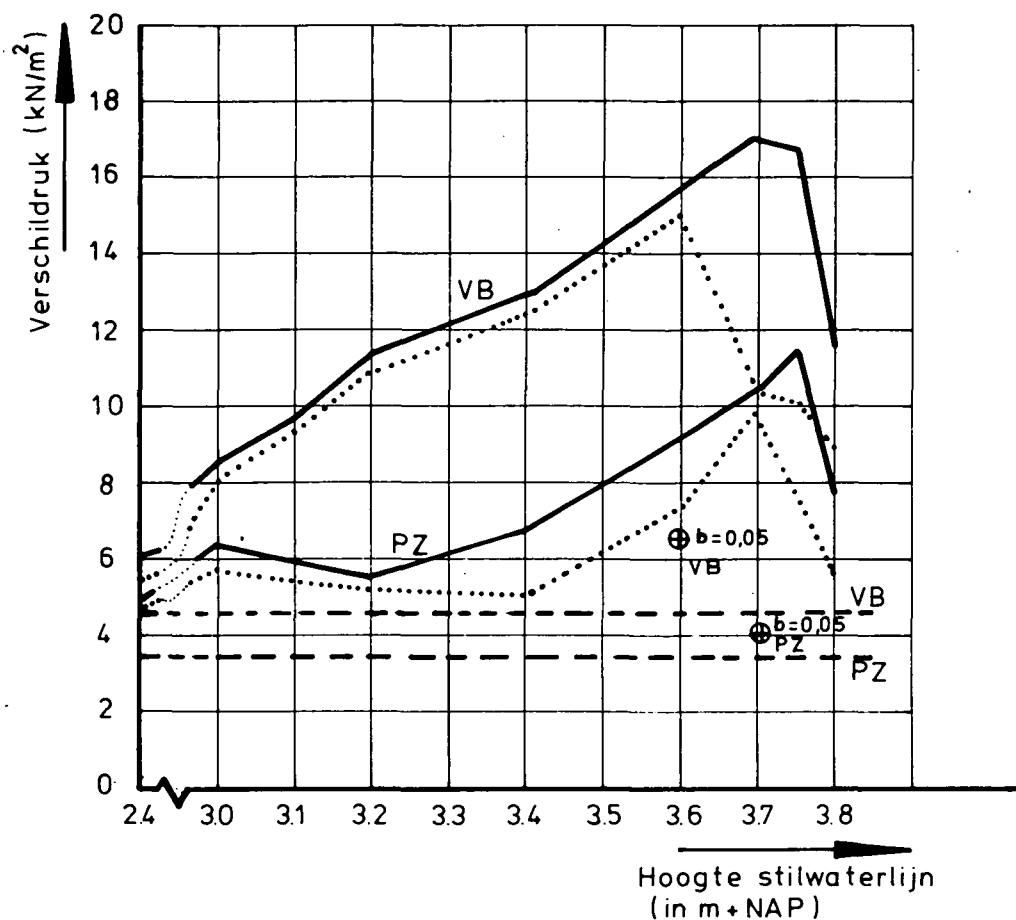
$k = 0.1\text{ m/s}$
 $D = 0.15\text{ m}$ resp. 0.2 m
 $b = 0.35\text{ m}$
 helling = 1:3

MAXIMALE EN MINIMALE VERHANG IN DE FILTERLAAG BIJ MAXIMALE VERSCHILDRUK. ALS FUNCTIE VAN DE WATERSTAND

WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM
 LABORATORIUM VOOR GRONDMECHANICA

M 1881

FIG. 6.6



VB = vierkante blokken ($k' = 0.0034$ m/s)

PZ = polygoonvormige zuilen ($k' = 0.025$ m/s)

— = maximale verschildruk op één punt van de zetting berekend.

..... = maximale verschildruk gemiddeld over een blok.

--- = verschildruk corresponderend met het eigen gewicht

⊕ = maximale verschildruk gemiddeld over een blok voor $b = 0.05$ m

$k = 0.1$ m/s

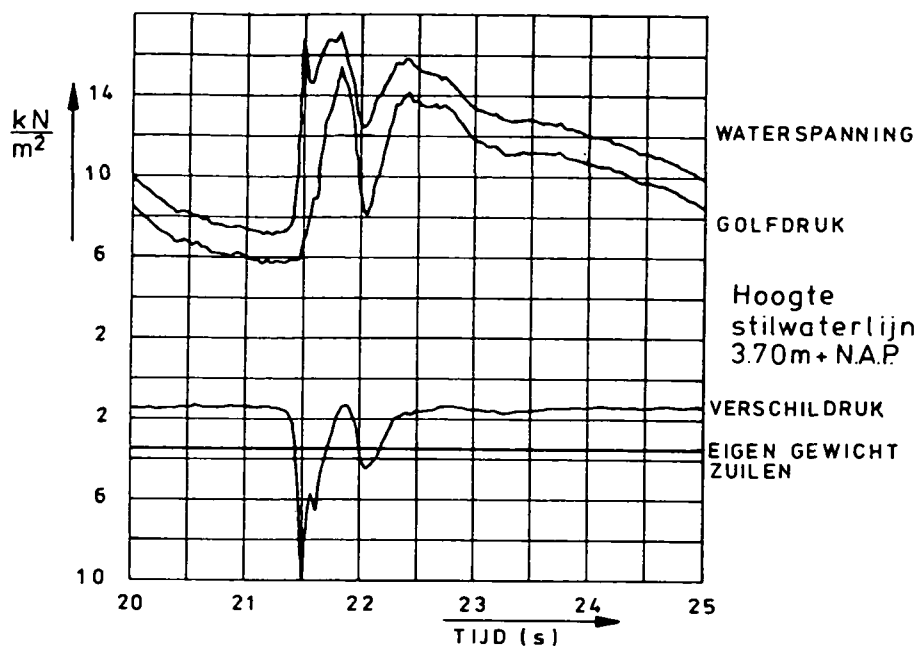
$D = 0.15$ m resp. 0.2 m

$b = 0.35$ m

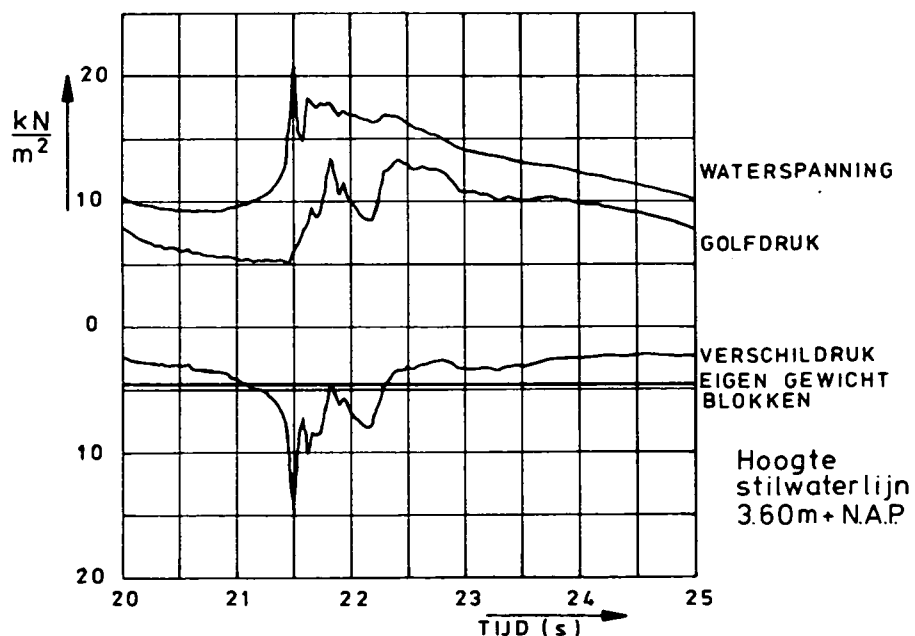
helling = 1:3

MAXIMALE VERSCHILDRUK OVER DE STEENZETTING ALS FUNCTIE VAN DE WATERSTAND

Polygoonvormige zuilen ($k'=0.025 \text{ m/s}$)



Vierkante betonblokken ($k'=0.0034 \text{ m/s}$)



$k = 0.1 \text{ m/s}$

$D = 0.15 \text{ m}$ resp. 0.2 m

$b = 0.35 \text{ m}$

helling = 1:3

$H = 1.2 \text{ m}$ (voor elke waterstand)

$\xi = 1.6$

GOLFDRUK, WATERSpanNING EN VERSCHILDruk
OVER DE BOVENSTE STEEN

APPENDIX 1

OVERZICHT VAN VERSLAGEN VAN M 1795/M 1881

deel I

Taludbekleding van gezette steen, fase 0
Algemene beschrijving van de opzet van het onderzoek
juli 1982

deel II

Taludbekleding van gezette steen, fase 0
Hydraulische aspecten
Verslag literatuurstudie
juli 1982

deel III

Taludbekleding van gezette steen, fase 0
Grondmechanische aspecten
Verslag literatuurstudie
juli 1982

deel IV

Taludbekleding van gezette steen, fase 0
Oriënterende grondmechanische studies
Verslag onderzoek
juli 1982

deel V

Taludbekleding van gezette steen, fase 0
Kleinschalig onderzoek ten behoeve van Oesterdam (meetverslag)
Verslag onderzoek
juli 1982

deel VI (band A en band B)

Taludbekleding van gezette steen, fase 1

Grootschalig onderzoek ten behoeve van de Oesterdam (meetverslag)

Verslag modelonderzoek

juli 1982

deel VII

Taludbekleding van gezette steen, fase 2

- Bepaling grondmechanische eigenschappen van materialen uit Oesterdamonderzoek
- Doorlatendheidsbepaling van steenzetting en filterlaag uit Oesterdamonderzoek, Basaltononderzoek, Armoflexonderzoek en Gidsonderzoek
- Doorlatendheid van Fixtone bekleding
- Trekproeven op Oesterdambekleding en Basaltonbekleding

Verslag onderzoek

mei 1984

deel VIII + bijlagen

Taludbekleding van gezette steen, fase 2

Evaluatie Oesterdamonderzoek - hydraulische aspecten

Verslag bureaustudie

maart 1984

deel IX

Taludbekleding van gezette steen, fase 2

Grootschalig gidsonderzoek

Verslag modelonderzoek

april 1984

deel X

Taludbekleding van gezette steen, fase 2

Evaluatie Oesterdamonderzoek - grondmechanische aspecten en rekenmodel
STEENZET

Verslag berekeningen

februari 1984

deel XI (concept)

Taludbekleding van gezette steen

Bezwijken van zettingen. Overzicht en bundeling van bestaande kennis

Verslag bureaustudie

april 1984

deel XII (concept)

Taludbekleding van gezette steen

Grootschalig modelonderzoek in de Deltagoot van een steenzetting op zand

Verslag modelonderzoek

december 1983

deel XIII (concept)

Taludbekleding van gezette steen

Klei onder steenzettingen

Verslag onderzoek

april 1983

deel XIV (concept) + bijlagen

Taludbekleding van gezette steen

Stabiliteit van enkele typen taludbekledingen bij diverse golfomstandigheden

Verslag kleinschalig modelonderzoek

februari 1984

OVERZICHT NOTITIES

J. Sweet

Numerical simulation of the impact of waves on a breakwater protected by a layer of bricks

December 1983

Inventarisatie literatuur golfbeweging op taluds

Verslag literatuurstudie

maart 1984

Klei onder steenzettingen

Oesterdam en Philipsdam

Onderdeel: verweking

januari 1984

Klei onder steenzettingen

Oesterdam en Philipsdam

Onderdeel: kleef

januari 1984

Kleefeigenschappen van klei

Literatuurstudie

oktober 1983

Verweking van klei onderworpen aan cyclische belasting

Literatuurstudie

December 1983

Informatiedag steenzettingen

20 oktober 1982

K. den Boer, C.J. Kenter, K.W. Pilarczyk

Large scale model tests on placed blocks revetment

Publication 288

January 1983

Taludbekleding van gezette steen
Evaluatie opzet onderzoek
Voorstel onderzoeksactiviteiten 1984
Mei 1984

Bezuijen, A. en Graaf, H.J. van der
Taludbekleding van gezette steen
Onderzoek naar de stabiliteit van gezette steen op een filterlaag
Onderdeel van het verslag van het kleinschalig onderzoek
M 1795/M 1881 deel XIV
CO-258901/118-LGM
Juni 1984

Engering, F.P.H.
Numerieke simulatie van golfklappen op een taludbeschermingsconstructie van
gezette steen met behulp van het computerprogramma SATURN
CO-272520/2
Mei 1984

Gjaltema, S.R.G.
Parameteronderzoek met het programma STEENZET van ir. G. Wolsink op overdruk-
ken onder een gezette taludverdediging
Notitie DDWT-84.384
Rijkswaterstaat, Deltadienst
1-6-'84

Klein Breteler, M.
Erosie in granulaire filters
Uitvoerbaarheid "filter/open waterloop-analogie"
Nota M 1881-16
Juni 1984

Wolsink, G.M.
Overgangsconstructies bij dijkbekledingen
Notitie
Juni 1984

Wolsink, G.M.

Vereenvoudiging beschouwingen bij belastingen op en sterkte van gezette dijk-
bekledingen

Notitie

Juni 1984

Bezuijen, A.

Belasting van klei in spleten van een steenzetting onder golfaanval

LGM verslag CO-416449/12

OVERZICHT VAN ANDERE WL-LGM VERSLAGEN OP HET GEBIED VAN STEENZETTINGEN

Sausage blocks - ENKA

Stabiliteits - evaluatie van een alternatieve golfbreker-afdekking

Verslag bureaustudie R 1836

December 1982

Taludbescherming Markerwaarddijk

Verslag bureaustudie R 1953

Oktober 1983

Zinkcon B.V.

Stability of ProFix sandfilled mattresses under wave action

Report on investigation R 1903

Oktober 1983

ACZ Marine Contractors b.v.

Stability of concrete block mattresses under wave action

Report on investigation R 1976

December 1983

Informatiedag Steenzettingen

16 december 1983

Basalton

Stabiliteit onder golfaanval

Verslag modelonderzoek M 1900

februari 1983

Stabiliteit Armorflex-steenzetting onder golfaanval

Verslag modelonderzoek M 1910

januari 1983

Fixtone

Stabiliteit onder golfaanval

Verslag modelonderzoek M 1942

juni 1983

KOSTENSE, J.K.,

Gobi-blokken als taludbekleding

Waterloopkundig Laboratorium, M 1184, 1973

KOSTENSE, J.K.,

Stabiliteit taludbekleding van gezette steen onder golfaanval

Rekenmodel drukvoortplanting onder steenzetting ten gevolge van golfklappen

Waterloopkundig Laboratorium, M 1410 deel I, 1980

KOSTENSE, J.K.,

Taludbekleding van gezette steen onder golfaanval

Invloed van de doorlatendheid van de fundering

Waterloopkundig Laboratorium, M 1410 deel II, 1980

KOSTENSE, J.K. and BOER, K. den,

Effect of model scale on the stability of concrete-block slope revetment

Waterloopkundig Laboratorium

Publicatienummer 318

1984

APPENDIX 2

Berekening van de doorlatendheid van de spleten van een steenzetting

In het volgende zal de doorlatendheid van spleten volgens de afzonderlijke in par. 2.6.2. genoemde mechanismen behandeld worden, daarna zal de combinatie van deze aan de orde komen. Daarbij wordt uitgegaan van de doorlatendheid van de spleten. De doorlatendheid van de zetting is dan te berekenen als het percentage spleten bekend is.

De wrijvingsverliezen zijn afhankelijk van het type stroming.

Bij turbulente stroming in de spleten zal de doorlatendheid groter zijn dan bij laminaire stroming. Nu blijkt uit berekening van het Reynolds getal dat voor normaal gebruikelijke zettingen voor spleten groter dan 10^{-3} m de stroming bijna altijd turbulent is.

Voor schaalmodellen, waar de spleetbreedte tussen de blokken veelal kleiner zal zijn en ook de nog te behandelen doorlatendheid t.g.v. in- en uitstroomweerstand kleiner is, blijkt ook laminaire stroming tussen de spleten voor te komen. Hier wordt echter alleen turbulente stroming behandeld.

Dan geldt volgens [28]:

$$k_w = 18 \log \left(\frac{6 s}{k_{nik}} \right) \sqrt{s} \quad (A.1)$$

waarin:

k_w	de doorlatendheid t.g.v. de wrijvingsweerstand in de spleet (m/s)
18	coëfficiënt ($\sqrt{m/s}$)
k_{nik}	de nikuradse ruwheid (m) (de onvlakheid van de wanden, voor beton lijkt hiervoor $0,5 * 10^{-3}$ m redelijk)
s	de spleetbreedte (m)

Voor verschillende waarden van k_{nik} is deze relatie weergegeven in fig. A2.1. De doorlatendheid t.g.v. de in- en uitstroomweerstand blijkt, als het spleetoppervlak kleiner is dan 25% van het totale oppervlak van de zetting, alleen een functie van de dikte van de zetting en de porositeit van de onder de zetting gelegen laag volgens de relatie:

$$k_{iu} = n \left(\frac{gD}{0,725} \right)^{0,5} \quad (A.2)$$

met:

k_{iu}	de doorlatendheid t.g.v. de in- en uitstroomweerstand (m/s)
g	de versnelling van de zwaartekracht (m/s ²)
D	de dikte van de zetting (m)
n	de porositeit van de filterlaag onder de zetting. (-)

De porositeit komt in deze formule voor omdat de onderlaag een gedeelte van het spleetoppervlak zal afdekken.

Als de onderlaag een porositeit n heeft, is het aannemelijk dat de stroming door een oppervlak plaatsvindt dat maar $n \cdot 100\%$ van de spleten beslaat. Om k_{iu} met andere doorlatendheden te kunnen vergelijken moet k_{iu} de spleetdoorlatendheid zijn. Uit bovenstaande blijkt dat slechts $n\%$ van het spleetoppervlak een bijdrage levert aan de doorlatendheid.

Relatie (A.2) is, strikt genomen, alleen geldig bij turbulente stromingen in de spleten. Omdat hier slechts turbulente stroming behandeld wordt is dat geen bezwaar.

Met formule A.2. is het specifiek debiet door de spleten te berekenen. Volgens [28] is de relatie:

$$q = k_{iu} \sqrt{i} \quad (A.3)$$

Formule (A.2) is grafisch weergegeven in figuur A2.2.

De aanstroomweerstand wordt, zoals reeds eerder is opgemerkt, veroorzaakt door waterbeweging in de onderlagen onder de steenzetting. De grootte van deze aanstroomweerstand wordt dan ook bepaald door parameters van zowel de steenzetting als de onderlaag. De mate waarin de doorlatendheid van de steenzetting over het oppervlak daarvan is verspreid (veel kleine openingen of een paar grote) is, samen met de doorlatendheid van de onderlaag direkt onder de steenzetting, bepalend voor de aanstroomweerstand. Verder is van belang of de stroming in de onderlaag laminair of turbulent is.

Om de berekeningen overzichtelijk te houden is voor de stroming in de filterlaag niet uitgegaan van formule (2.5.), maar wordt er van uitgegaan dat met behulp van figuur 2.10 een laminaire dan wel turbulente doorlatendheid te bepalen is. Voor de aanstroomweerstand naar een spleet of een gat zijn dan uit [21] de volgende relaties af te leiden:

- laminaire stroming:

$$q = k_{La} \cdot i_s \quad (A.4)$$

aanstroming naar spleet:

$$k_{La} = k_o \cdot \frac{D \pi}{s} \frac{1}{\ln \frac{R}{0,5s}} \quad (A.5)$$

met: k_{La} de laminaire aanstroomweerstand (m/s)
 k_o de doorlatendheid van de onderlaag (m/s)
 s de spleetbreedte (m)
 R de halve afstand tussen de spleten (m)

aanstroming naar gat:

$$k_{La} = 0,5 k_o \frac{D}{s} \quad (A.6)$$

- turbulente stroming:

$$q = k_{Ta} \cdot i_s^{0,5} \quad (A.7)$$

aanstroming naar spleet

$$k_{Ta} = \pi k_o \sqrt{\frac{2 D}{s}} \quad (A.8)$$

aanstroming naar gat:

$$k_{Ta} = k_o \sqrt{\frac{2 D}{3 s}} \quad (A.9)$$

In deze formules is:

k_o	de doorlatendheid van de onderlaag	(m/s)
k_{La}	de doorlatendheid t.g.v. de aanstroomweerstand (laminaire stroming)	(m/s)
k_{Ta}	de doorlatendheid t.g.v. de aanstroomweerstand (turbulente stroming)	(m/s)
D	de dikte van de zetting	(m)
s	de spleetbreedte resp. de diameter van het gat	(m)
R	de halve blokafstand	(m)
i_s	het verhang over de spleet	(-)

Met deze relaties is de doorlatendheid t.g.v. de diverse mechanismen te berekenen.

Zoals reeds eerder is opgemerkt kan als één van de berekende doorlatendheden veel kleiner is dan de andere, deze als maatgevende doorlatendheid worden genomen. Als dit niet het geval is, moet de uiteindelijke doorlatendheid van de spleet berekend worden met de volgende procedure:

Het totale verhang over de blokken (i_{tot}), dat bepaald wordt door het stijghoogteverschil midden over de blokken te nemen en dit te delen door de blokdikte, is de som van de verhangen ontwikkeld door de in- en uitstroomweerstand (i_{iu}), de wrijvingsverliezen in de spleet (i_w) en de aanstroomweerstand (i_a), of in formule:

$$i_{s \text{ tot}} = i_{s, \text{in}} + i_{s, w} + i_{s, a} \quad (\text{A.10})$$

Als alle bijdragen een turbulent karakter hebben is voor de totale doorlatendheid af te leiden:

$$k_{s, \text{tot}} = \frac{1}{\sqrt{\frac{1}{k_{\text{iu}}^2} + \frac{1}{k_w^2} + \frac{1}{k_{\text{Ta}}^2}}} \quad (\text{A.11})$$

Als de bijdrage van in- en uitstroomweerstand te verwaarlozen is, omdat de daarmee berekende doorlatendheid erg hoog is t.o.v. de andere en de twee andere bijdragen laminair zijn, dan geldt de relatie:

$$k_{\text{tot}} = \frac{1}{\frac{1}{k_w} + \frac{1}{k_o}} \quad (\text{A.12})$$

Als een van de bijdragen laminair is, maar de andere turbulent, is geen algemene relatie voor k_{tot} af te leiden, omdat deze een functie zal zijn van het verhang. Als we uitgaan van een totaal verhang over de zetting van 100% en een turbulente en een laminaire maatgevende bijdrage dan geldt voor de totale doorlatendheid:

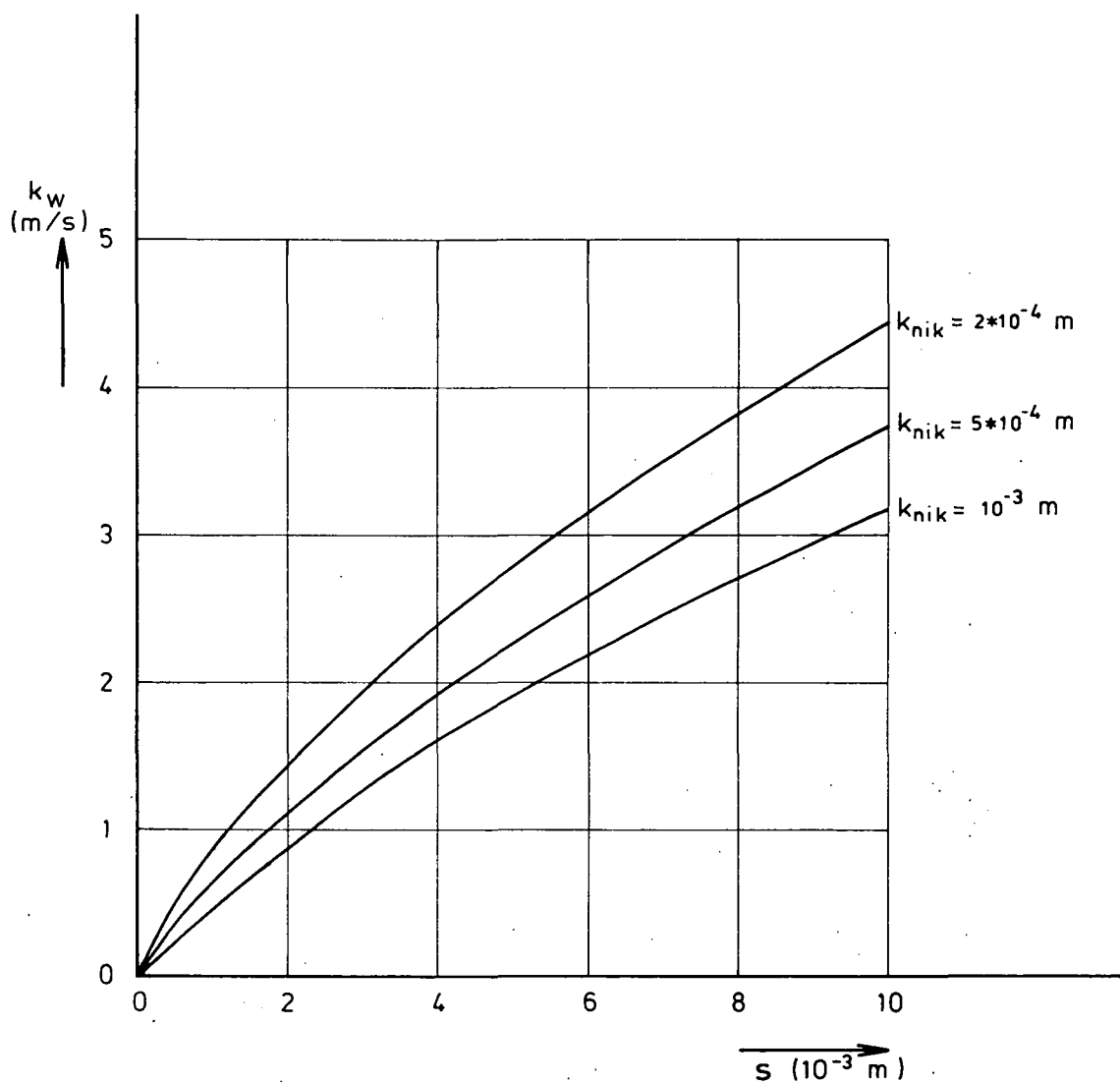
$$k_{s \text{ tot}} = 0,5 \frac{k_T}{k_L} \left(\sqrt{1 + 4 \frac{k_L^2}{k_T^2}} - 1 \right) \quad (\text{A.13})$$

met:

k_T de turbulente bijdrage aan de doorlatendheid (m/s)

k_L de laminaire bijdrage aan de doorlatendheid (m/s).

Als nu de doorlatendheid van de spleten bekend is kan de doorlatendheid van de zetting berekend worden door deze te vermenigvuldigen met het percentage open ruimte.



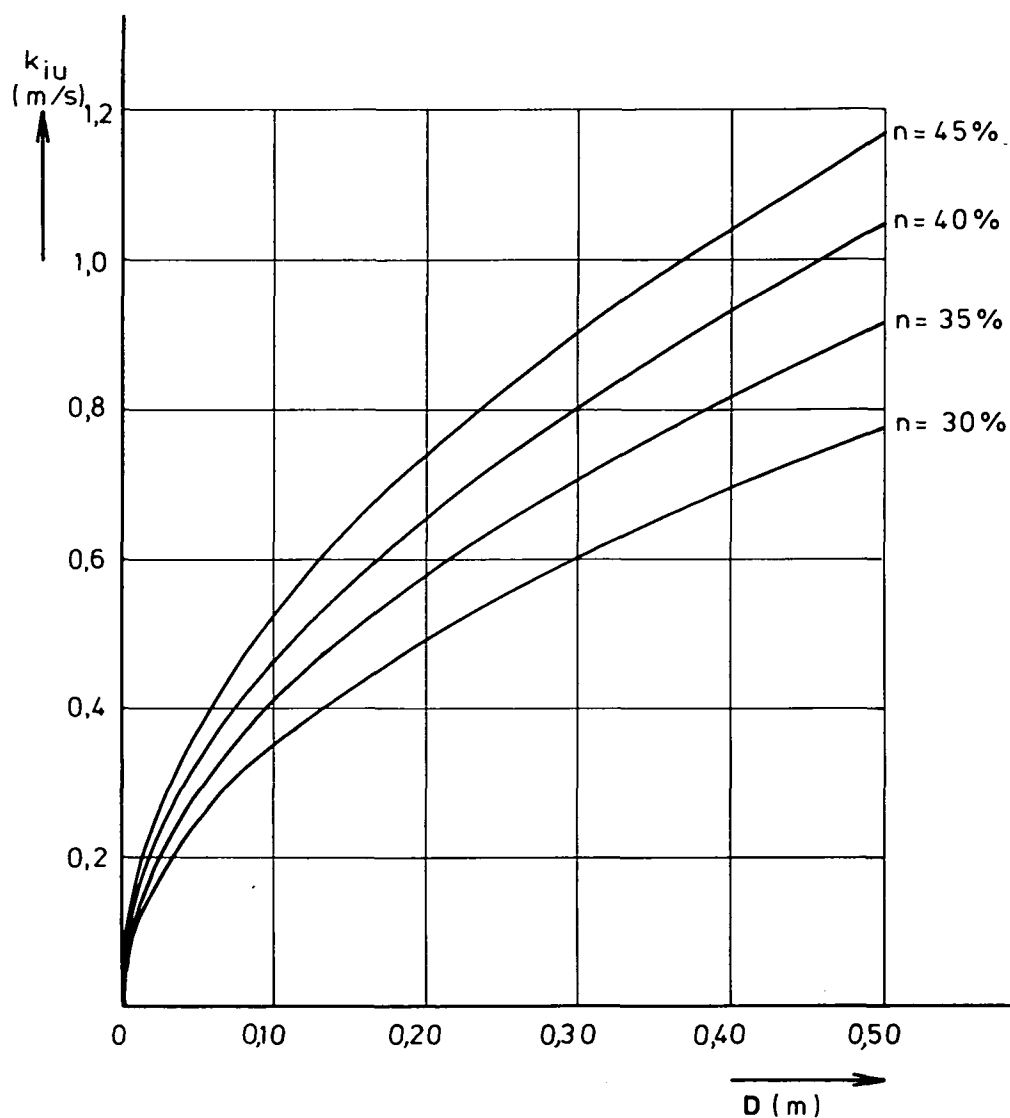
k_{nik} is de nikuradse ruwheid die de grootte van de oneffenheden in de bodem aanduidt.

DOORLATENDHEID VAN DE SPLEET T.G.V. WRIJVINGS-
VERLIEZEN IN DE SPLEET (TURBULENTIE) ALS
FUNKTIE VAN DE SPLEETBREEDTE

WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM
LABORATORIUM VOOR GRONDMECHANICA

M 1881

FIG. A.2-1



Geldig als het spleetoppervlak kleiner is dan 25% van het totale oppervlak

n = porositeit
D = blokdikte

DOORLATENDHEID VAN DE SPLEET T.G.V. IN- EN
UITSTROOMWEERSTAND

WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM
LABORATORIUM VOOR GRONDMECHANICA

M 1881

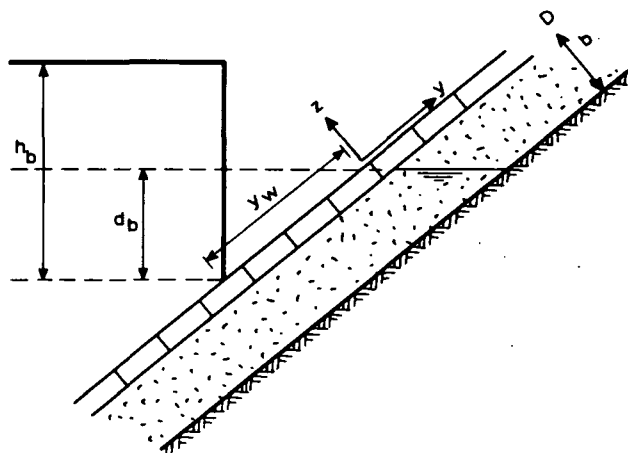
FIG. A2.2

APPENDIX 3

ANALYTISCHE OPLOSSING VAN BELASTINGEN BIJ ENKELE GESCHEMATISEERDE

OMSTANDIGHEDEN

geval a)



$$\text{Wet van Darcy: } q = - kb \frac{d \phi_f}{dy} \quad (1)$$

$$\text{Continuïteitsvgl.: } \frac{dq}{dy} = k' \frac{\phi_b - \phi_f}{D} \quad (2)$$

Hierin is	q	specifiek debiet	(m ³ /s/m)
	k	doorlatendheid filterlaag	(m/s)
	k'	doorlatendheid steenzetting	(m/s)
	ϕ_f	stijghoogte in filterlaag	(m)
	ϕ_b	stijghoogte op talud	(m)
	D	dikte steenzetting	(m)
	y	coördinaat	(m)

Uit (1) en (2) volgt:

$$\frac{d^2 \phi_f}{dy^2} = \frac{\sin^2 \alpha}{\lambda^2} (\phi_b - \phi_f) \text{ met } \lambda = \sin \alpha \sqrt{\frac{k}{k'}} b D \quad \text{dit is de zogenaamde} \quad (3)$$

lek lengte

Algemene oplossing links van $y = y_w$:

$$\phi_f = \phi_b + A e^{\frac{\sin \alpha}{\lambda} y} + B e^{-\frac{\sin \alpha}{\lambda} y} \quad (4)$$

$$p_f = \rho g \phi_f + \rho g D \cos \alpha - \rho g y \sin \alpha \quad (5)$$

$$p_b = \rho g \phi_b - \rho g y \sin \alpha \quad (6)$$

$$\Delta p = p_f - p_b = \rho g \Delta \phi + \rho g D \cos \alpha \quad (7)$$

Hierin is A constante

B constante

ρ massadichtheid van water (kg/m³)

g versnelling van de zwaartekracht (m/s²)

α taludhelling

p_b druk op steenzetting (N/m²)

p_f druk in filterlaag (N/m²)

$\Delta p = p_f - p_b =$ verschildruk (N/m²)

Algemene oplossing rechts van $y = y_w$:

$$\phi_f = \phi_b + C e^{\frac{\sin \alpha}{\lambda} y} + E e^{-\frac{\sin \alpha}{\lambda} y} \quad (8)$$

p_f , p_b en Δp gelijk aan resp. (5), (6) en (7)

Hierin zijn C en E constanten.

Randvoorwaarden

$$1. \phi_f(y=-\infty) = h_b - d_b \quad (9)$$

$$B = 0$$

$$2. \phi_f(y_w)_{\text{links}} = \phi_f(y_w)_{\text{rechts}}$$

$$h_b - d_b + A e^{-d_b/\lambda} = -d_b + C e^{-d_b/\lambda} - E e^{d_b/\lambda} \quad (10)$$

$$3. \frac{d\phi_f}{dy}(y=y_w)_{\text{links}} = \frac{d\phi_f}{dy}(y=y_w)_{\text{rechts}}$$

$$A e^{-d_b/\lambda} = \lambda + C e^{-d_b/\lambda} + E e^{d_b/\lambda} \quad (11)$$

$$4. \phi_f(0) = 0$$

$$C = -E \quad (12)$$

Uit (9)...(12) volgt:

$$A = -\frac{1}{2}d_b \left(e^{-d_b/\lambda} + e^{d_b/\lambda} \right) - \frac{1}{2}\lambda \left(e^{-d_b/\lambda} - e^{d_b/\lambda} \right)$$

$$B = 0$$

$$C = -E = -\frac{1}{2}(h_b + \lambda) e^{-d_b/\lambda}$$

Voor $y=y_w (= -d_b/\sin\alpha)$ geldt dat $\Delta\phi$ maximaal is:

$$\Delta\phi_{\max} = \left(\frac{h_b + \lambda}{2} \right) \cdot \left(1 - e^{-2 d_b/\lambda} \right) \quad (13)$$

Voor de maximale verschildruk geldt met verg. (7)

$$\Delta p_{\max} = \rho g \Delta\phi_{\max} + \rho g D \cos\alpha \quad (14)$$

Wanneer er in plaats van een verticaal golffront een horizontale waterspiegel aanwezig is geldt $h_b = 0$ zodat uit (13) volgt:

$$\Delta\phi_{\max} = \frac{\lambda}{2} \left(1 - e^{-2 d_b/\lambda} \right) \quad (15)$$

De maximale verschildruk is dan

$$\Delta p_{\max} = \rho g \Delta\phi_{\max} + \rho g D \cos\alpha \quad (16)$$

In figuur A.3-3 is voor een aantal gevallen $\Delta p_{\max}/\Delta p_{\max}$ uitgezet als functie van h_b/λ .

Daaruit blijkt dat de invloed van een steil golffront ten opzichte van een horizontale waterstand erg groot is.

Voor $D = 0,1$ m en de overige gegevens uit figuur A3-3 is voor $h_b = 1,6$ m de maximale verschildruk een factor 4 groter dan bij een horizontale waterstand.

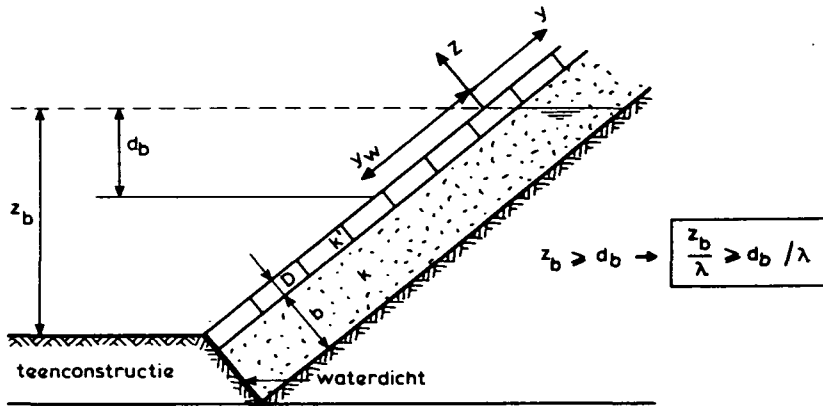
Het verhang in het filter evenwijdig aan het talud is maximaal voor $y = 0$ en

bedraagt

$$i_{\max} = \left\{ 1 - \left(\frac{h_b + \lambda}{2\lambda} \right) \left(1 + e^{-2 d_b / \lambda} \right) \right\} \quad (17)$$

geval b)

Invloed van een overgangsconstructie (teenconstructie)



Voor de algemene oplossingen wordt verwezen naar (4) en (8).

Randvoorwaarden:

$$1. \frac{d\phi_f}{dy} (y = -z_b / \sin \alpha) = 0$$

$$A e^{-z_b / \lambda} + B e^{+z_b / \lambda} = 0 \quad (18)$$

$$2. \phi_f(y_w)_{\text{links}} = \phi_f(y_w)_{\text{rechts}}$$

$$A e^{-d_b / \lambda} + B e^{d_b / \lambda} = C e^{-d_b / \lambda} + E e^{d_b / \lambda} \quad (19)$$

$$3. \frac{d\phi_f}{dy} (y_w)_{\text{links}} = \frac{d\phi_f}{dy} (y_w)_{\text{rechts}}$$

$$A e^{-d_b / \lambda} - B e^{d_b / \lambda} = \lambda + C e^{-d_b / \lambda} - E e^{d_b / \lambda} \quad (20)$$

$$4. \phi_f(0) = 0$$

$$C = -E \quad (21)$$

Uit (18)...(21) volgt:

$$A = \frac{1}{2}\lambda \frac{1}{1 + e^{-2z_b/\lambda}} (e^{d_b/\lambda} - e^{-d_b/\lambda})$$

$$B = \frac{1}{2}\lambda \frac{e^{-z_b/\lambda}}{1 + e^{-2z_b/\lambda}} (e^{d_b/\lambda} - e^{-d_b/\lambda})$$

Met behulp van (15) kan op $y = y_w$ worden afgeleid:

$$\frac{\Delta\phi_{tmax}}{\Delta\phi_{omax}} = \frac{1 + e^{2(R_b/\lambda - Z_b/\lambda)}}{1 + e^{-2Z_b/\lambda}} \quad (22)$$

Met (7) volgt:

$$\Delta p_{tmax} = \left[\frac{1 + e^{2(R_d/\lambda - Z_b/\lambda)}}{1 + e^{-2Z_b/\lambda}} + D \cos \alpha \right] \Delta p_{omax} \quad (23)$$

Δp_{omax} is gegeven in (16)

Het resultaat van vergl (23) is in figuur A3-1 weergegeven.

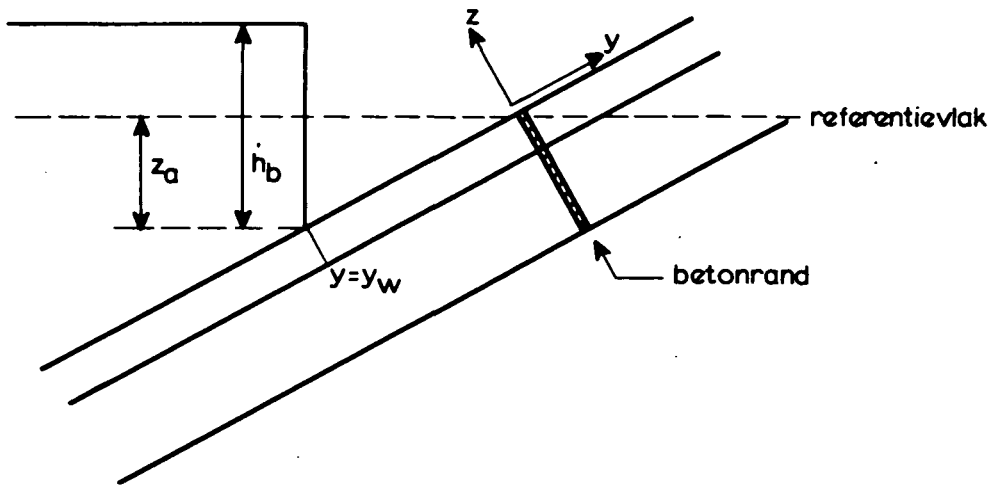
Met behulp van (17) kan op $y = 0$ worden afgeleid:

$$\frac{i_{tmax}}{i_{omax}} = \frac{1 - e^{(d_b/\lambda - 2z_b/\lambda)}}{1 + e^{-z_b/\lambda}} \quad (24)$$

Het resultaat van vergl (24) is in figuur A3-2 weergegeven.

geval c)

Invloed van (betonband-) overgangsconstructie



Voor de algemene oplossing wordt verwezen naar (4) en (5).

Randvoorwaarden:

$$1. \phi_f(y=-\infty) = h_b - z_a \rightarrow B=0 \quad (25)$$

$$2. \phi_f(y_w)_{\text{links}} = \phi_f(y_w)_{\text{rechts}}$$

$$h_b - z_a + A e^{-z_a/\lambda} = -z_a + C e^{-z_a/\lambda} + E e^{z_a/\lambda} \quad (26)$$

$$3. \frac{d\phi_f}{dy}(y=y_w)_{\text{links}} = \frac{d\phi_f}{dy}(y=y_w)_{\text{rechts}}$$

$$A e^{-z_a/\lambda} = \lambda + C e^{-z_a/\lambda} - E e^{z_a/\lambda} \quad (27)$$

$$4. \frac{d\phi_f}{dy} (y=0) = 0$$

$$\lambda + C - E = 0 \quad (28)$$

Uit (25) t/m (28) volgt:

$$A = \frac{1}{2}(\lambda - h_b)e^{z_a/\lambda} + \frac{1}{2}(h_b + \lambda)e^{-z_a/\lambda} - \lambda$$

$$B = 0$$

$$C = -\lambda + \frac{1}{2}(h_b + \lambda)e^{-z_a/\lambda}$$

$$E = \frac{1}{2}(h_b + \lambda)e^{-z_a/\lambda}$$

Afgeleid is dat het maximale opwaarts gerichte potentiaalverschil $\Delta\phi_{amax}$ als volgt is:

$$\Delta\phi_{amax} = \frac{1}{2}(h_b + \lambda)e^{-2z_a/\lambda} - \lambda e^{-z_a/\lambda} + \frac{1}{2}(h_b + \lambda) \quad (29)$$

Vergelijking (29) is toepasbaar zolang de potentiaal op $y=0$ (druk tegen de betonrand) groter is dan 0 ofwel $\phi_f(y=0) > 0$. Hieruit volgt dat (29) toepasbaar is als

$$h_b > (z_a + \lambda)e^{z_a/\lambda} - \lambda \quad (30)$$

Indien niet aan (30) is voldaan dan moet vgl. (13) worden gebruikt.

Voor de maximale verschilddruk Δp_{amax} geldt met (7)

$$\Delta p_{amax} = \rho g \Delta\phi_{amax} + \rho g D \cos \alpha \quad (31)$$

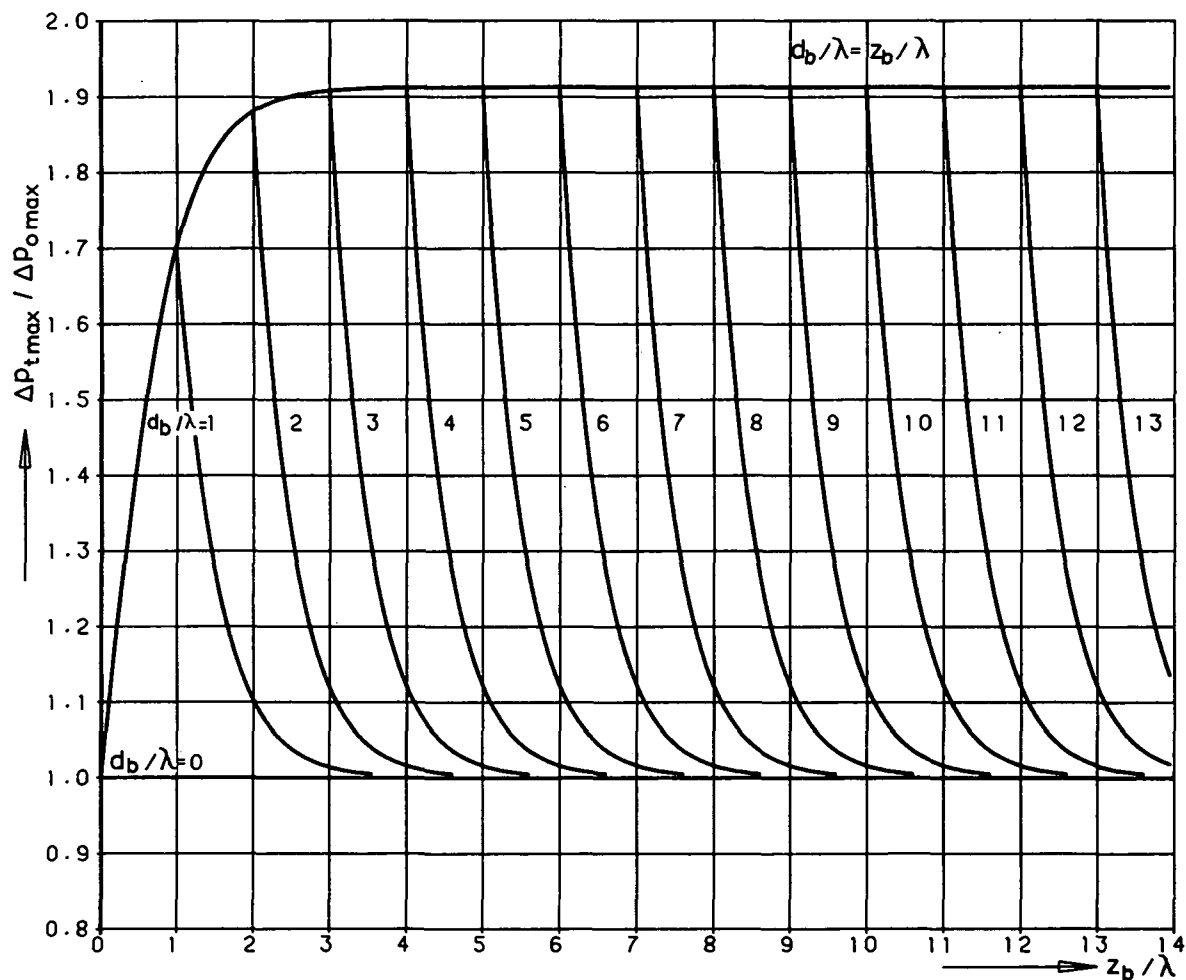
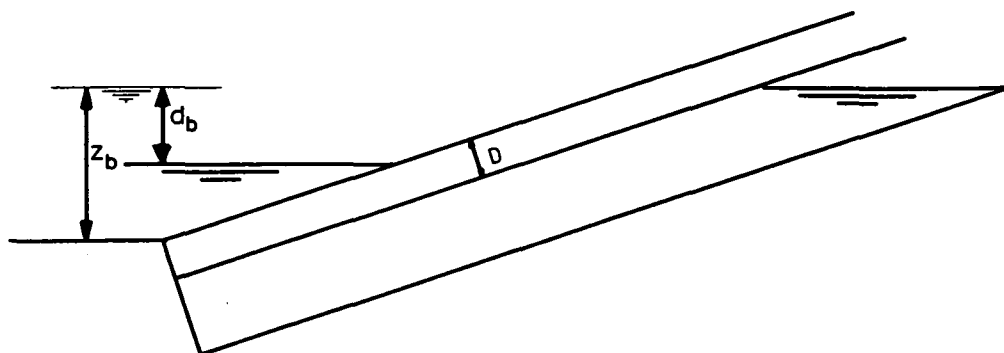
De verhouding tussen de maximale verschilddruk met en zonder betonband volgt uit (14) en (31) en is

$$\frac{\Delta p_{amax}}{\Delta p_{max}} = \frac{\rho g \Delta \phi_{amax} + \rho g D \cos \alpha}{\rho g \Delta \phi_{max} + \rho g D \cos \alpha}$$

Met behulp van (13) en (29) wordt dit

$$\frac{\Delta p_{amax}}{\Delta p_{max}} = \frac{2D \cos \alpha + (h_b + \lambda)(1 + e^{-2z_a/\lambda}) - 2\lambda e^{-z_a/\lambda}}{2D \cos \alpha + (h_b + \lambda)(1 - e^{-2d_b/\lambda})} \quad (32)$$

In figuur A.3-4 is voor de vermelde gegevens $\frac{\Delta p_{amax}}{\Delta p_{max}}$ gegeven als functie van z_a/λ .

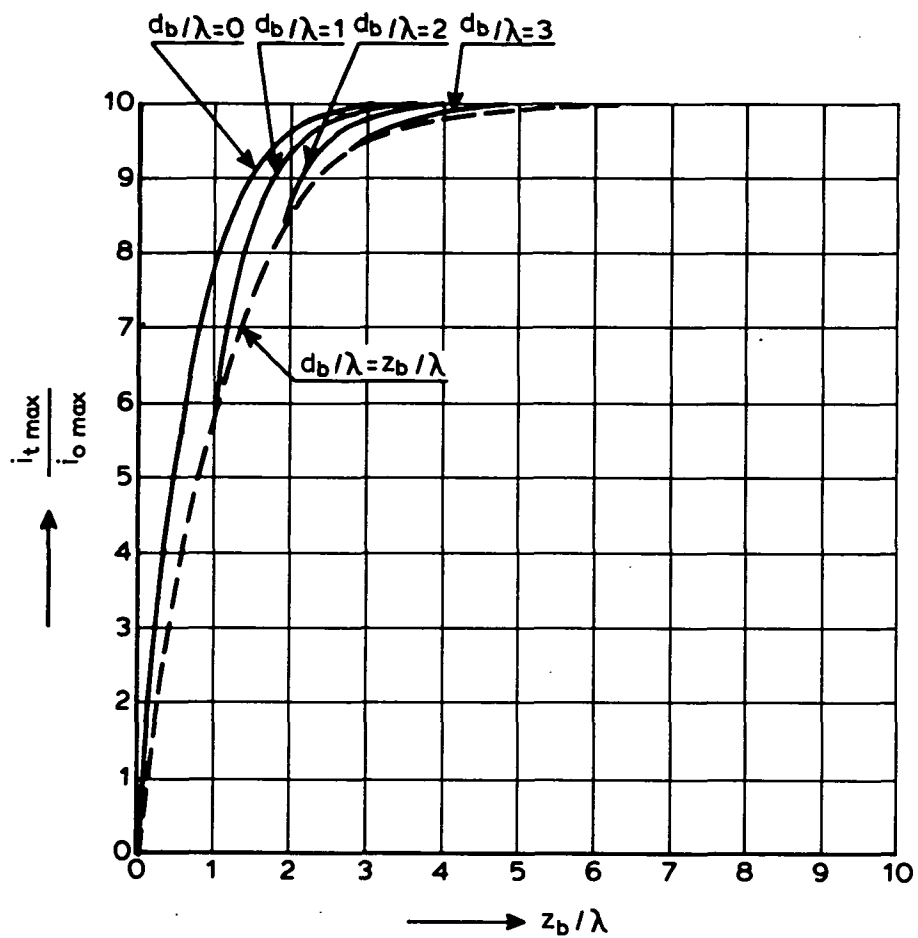


INVLOED OVERGANGSKONSTRUKTIE
OP MAXIMALE VERSCHILDRUKKEN

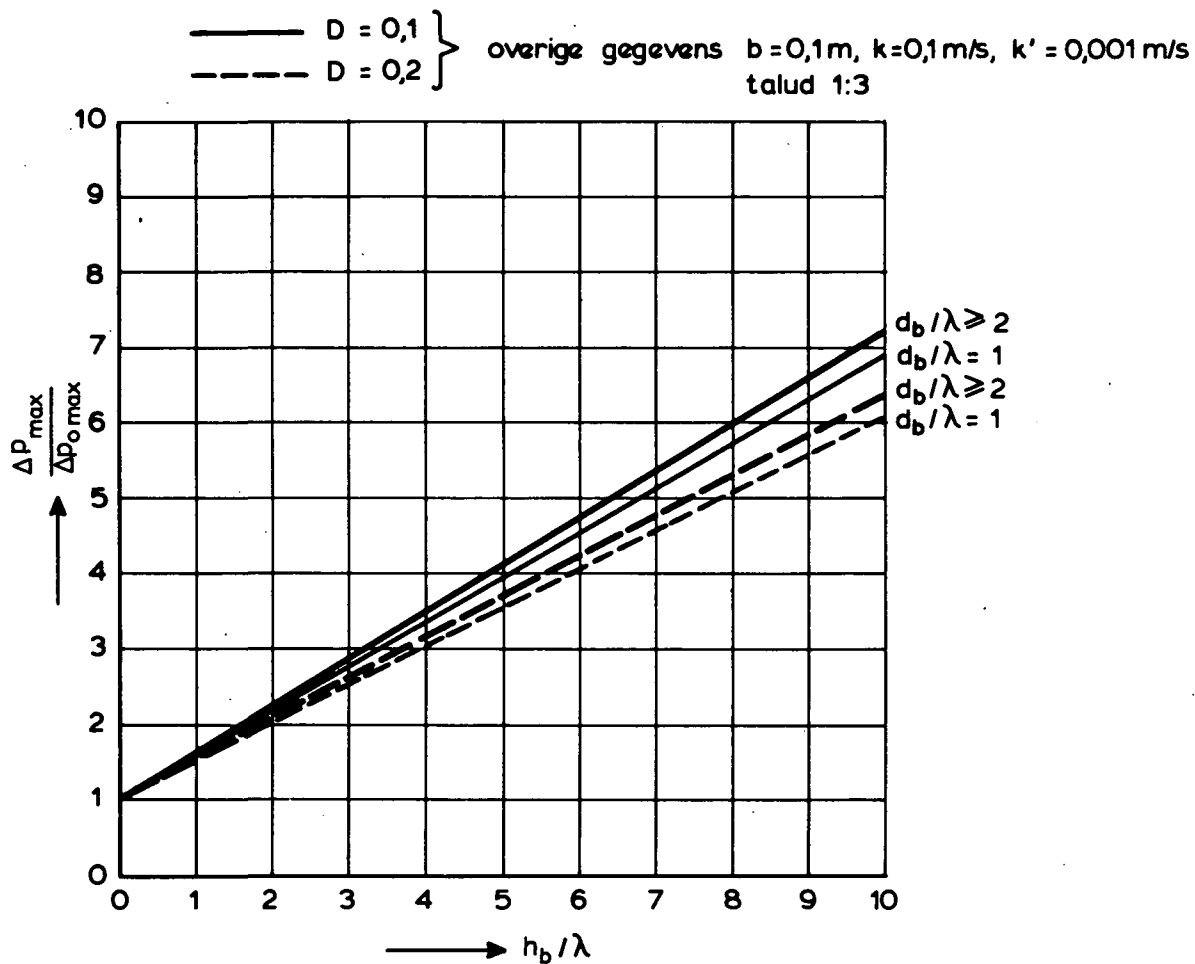
WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM
LABORATORIUM VOOR GRONDMECHANICA

M 1881

FIG. A3.1



INVLOED OVERGANGSCONSTRUCTIE OP $i_{\max}$

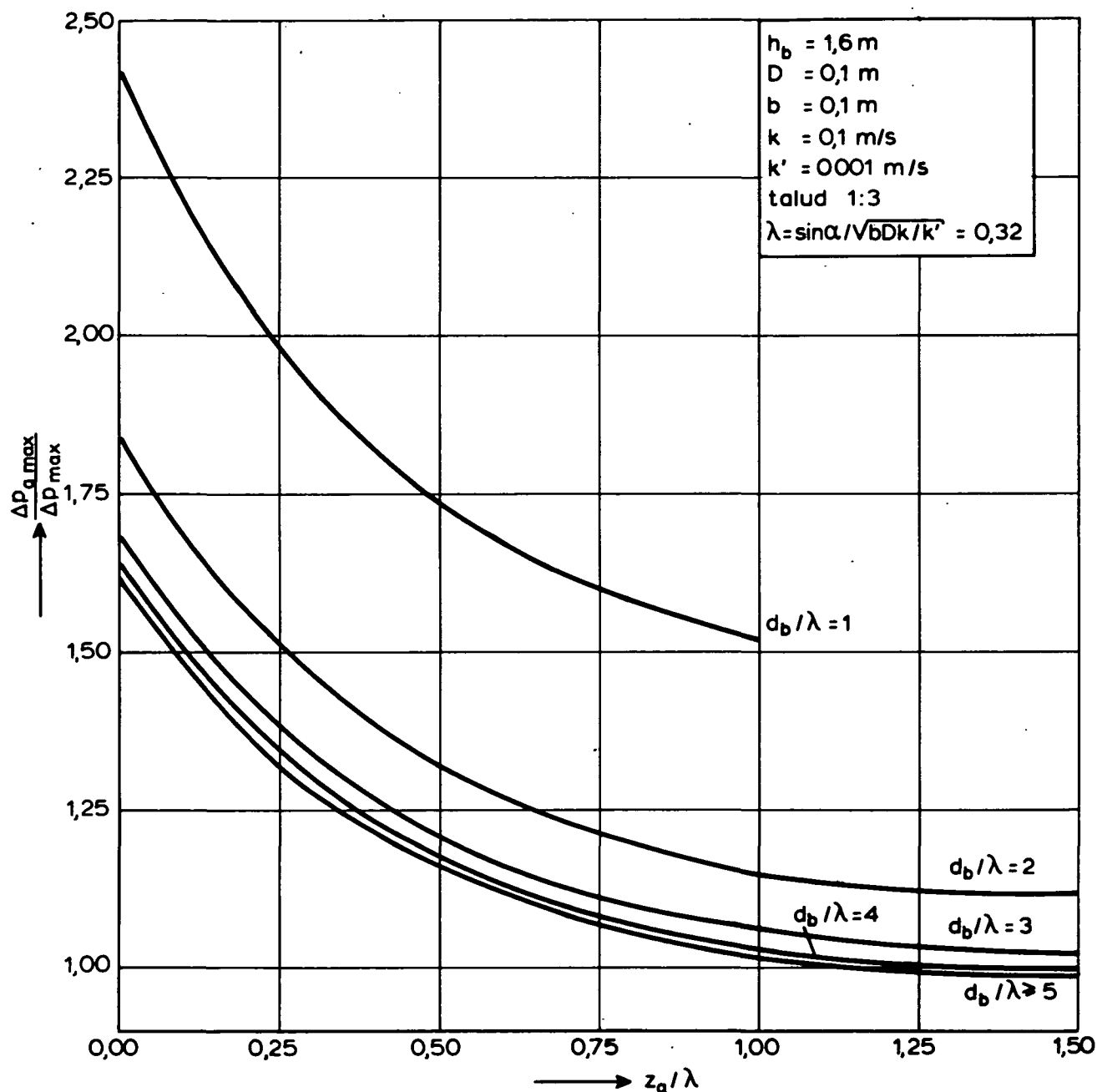
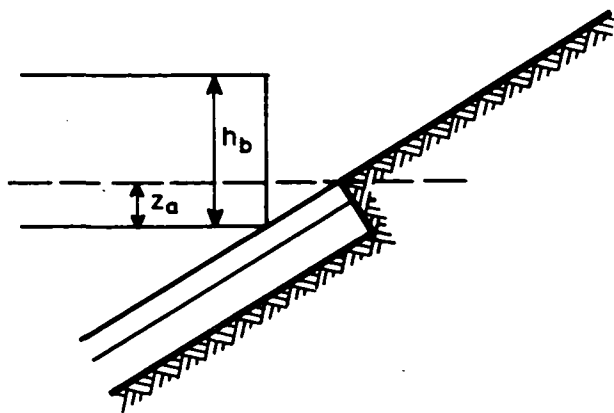


VERHOUDING MAXIMALE VERSCHILDRUK BIJ VERTIKAAL
GOLFFRONT T.O.V. HORIZONTALE WATERLIJN

WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM
LABORATORIUM VOOR GRONDMECHANICA

M 1881

FIG. A.3-3



INVLOED OVERGANGSCONSTRUCTIE OP
MAXIMALE VERSCHILDRUKKEN

WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM
LABORATORIUM VOOR GRONDMECHANICA

M 1881

FIG. A.3-4

