

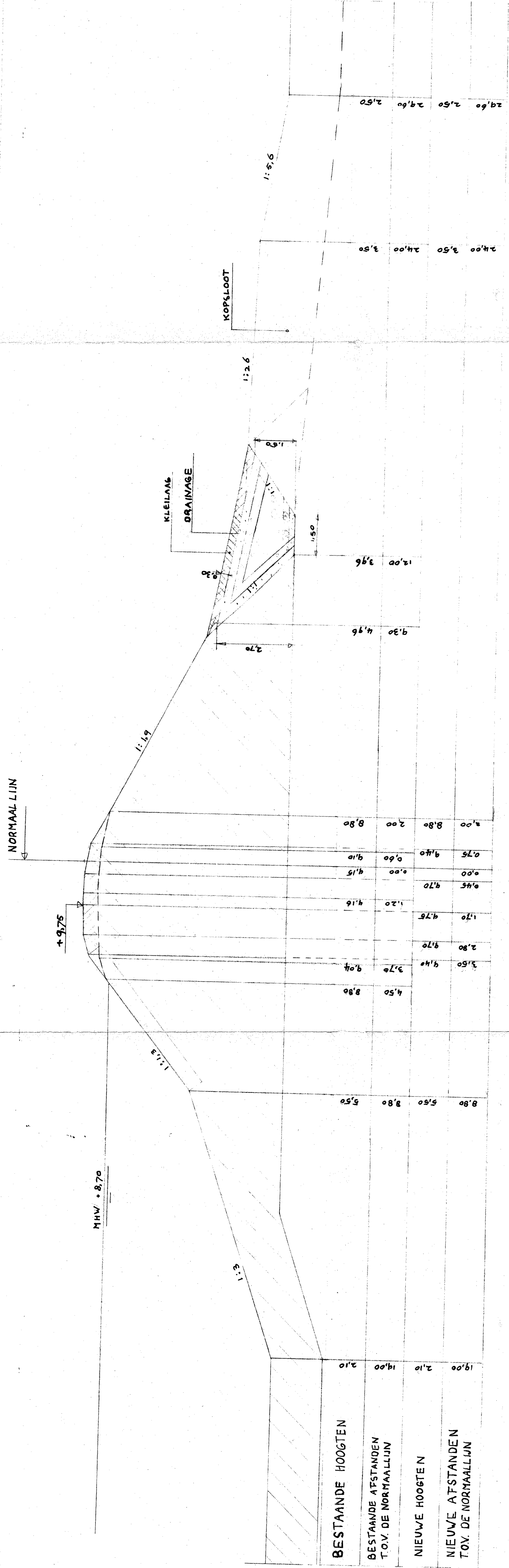


DIJKVERBETERING LANGS DE WAAL

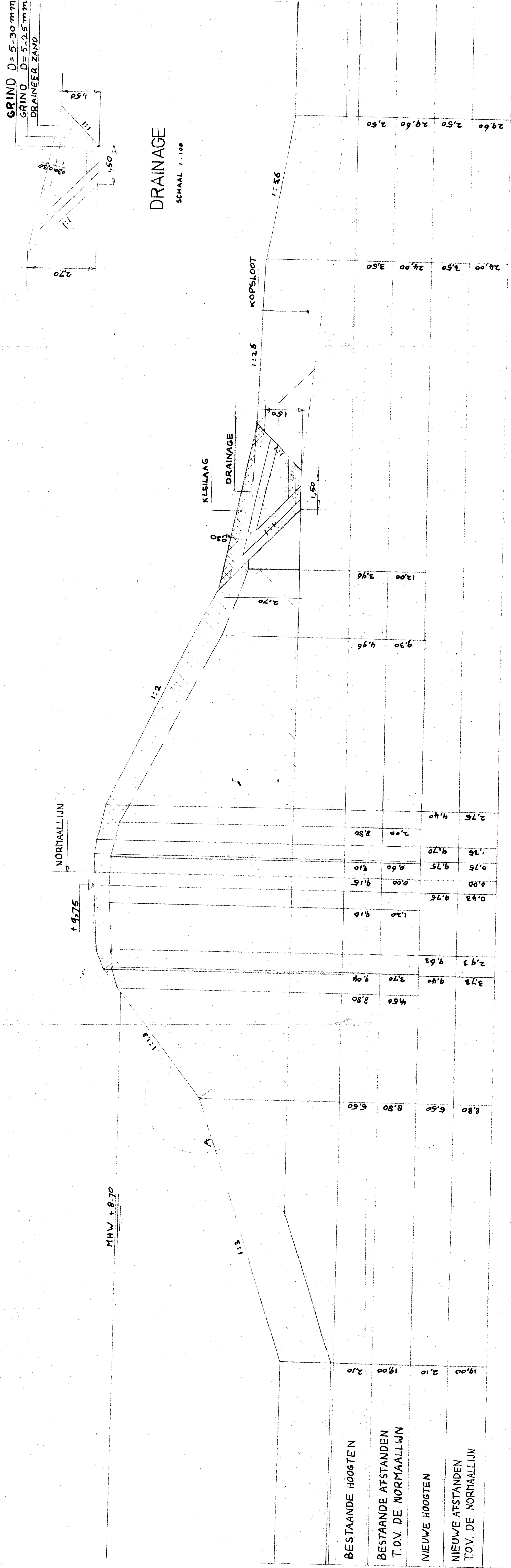
BIJ

WAARDENBURG

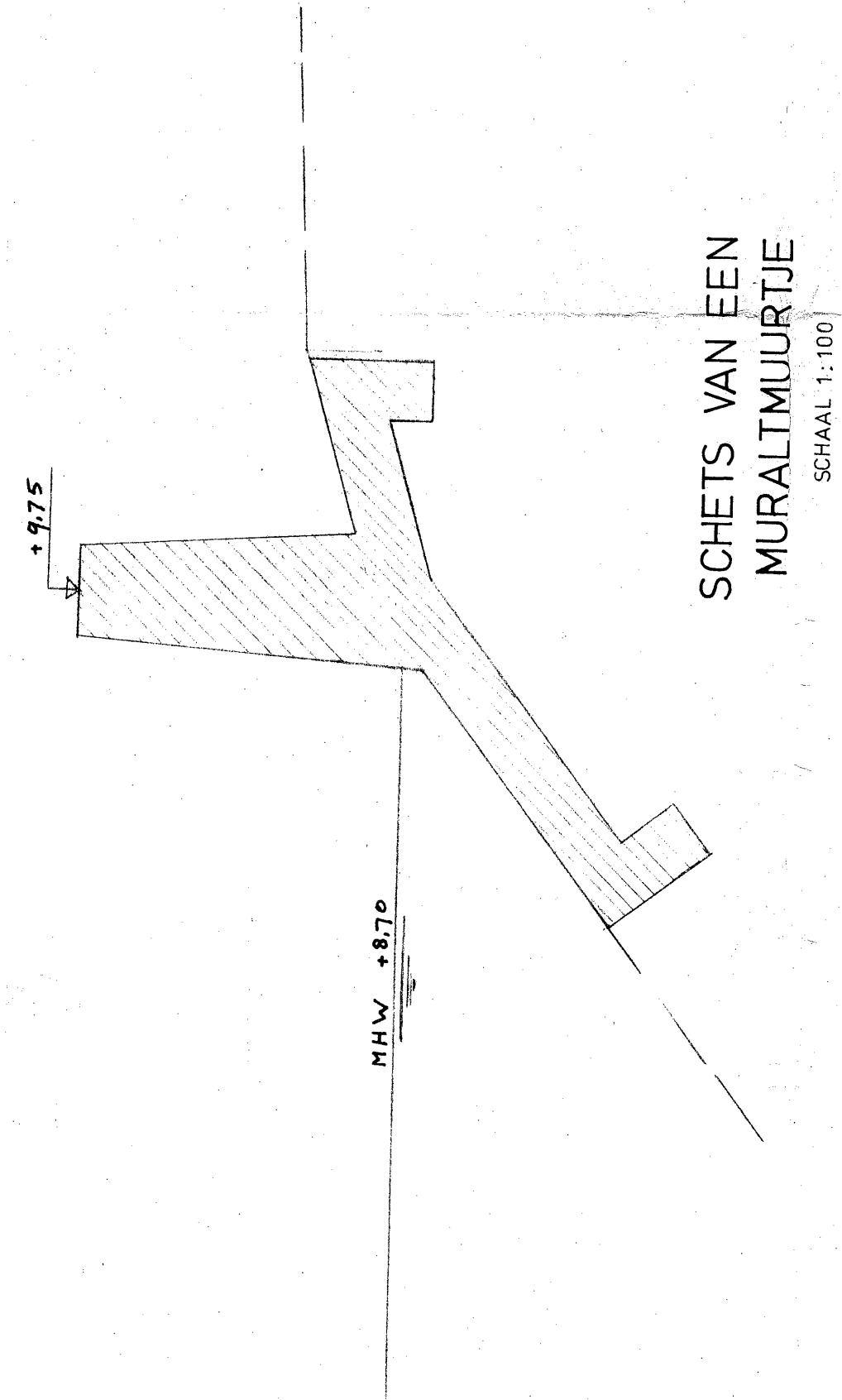
Technische Universiteit Delft
Faculteit der Civiele Techniek
Vakgroep Waterbouwkunde, k. 2.91
Stevinweg 1
2628 CN DELFT



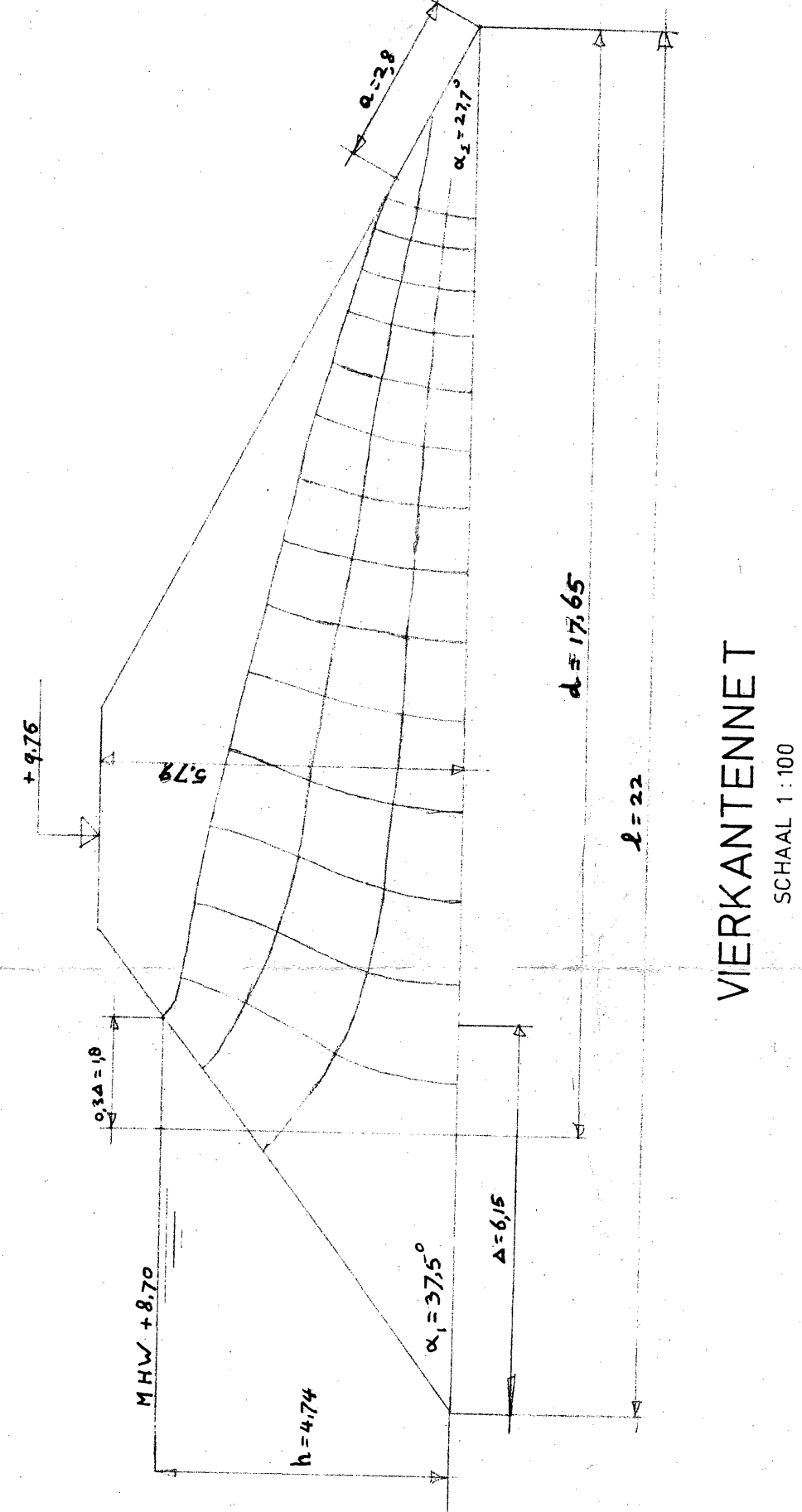
DWARSPROFIEL 1^e ALTERNATIEF
SCHAAL 1:100



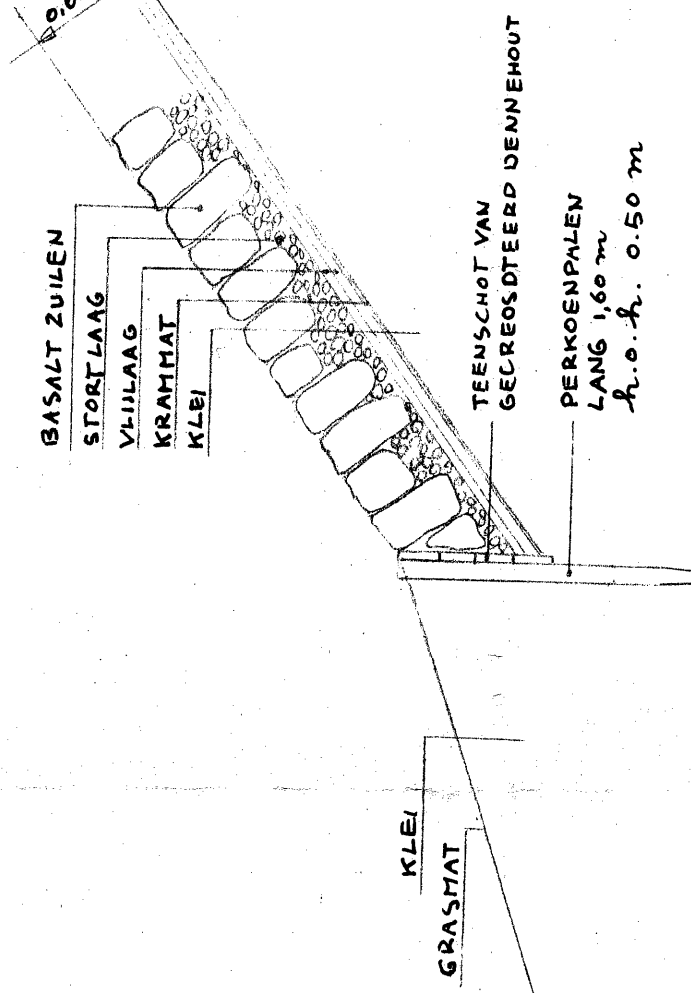
DWARSPROFIEL 2^e ALTERNATIEF
SCHAAL 1:100



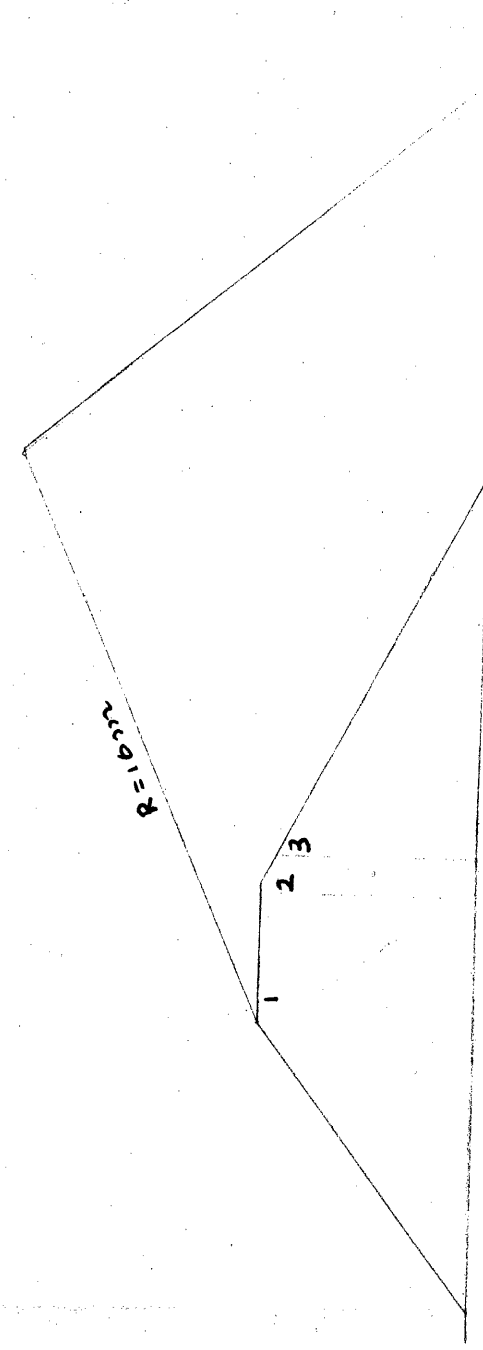
SCHETS VAN EEN
MURALTIJRTJE
SCHAAL 1:100



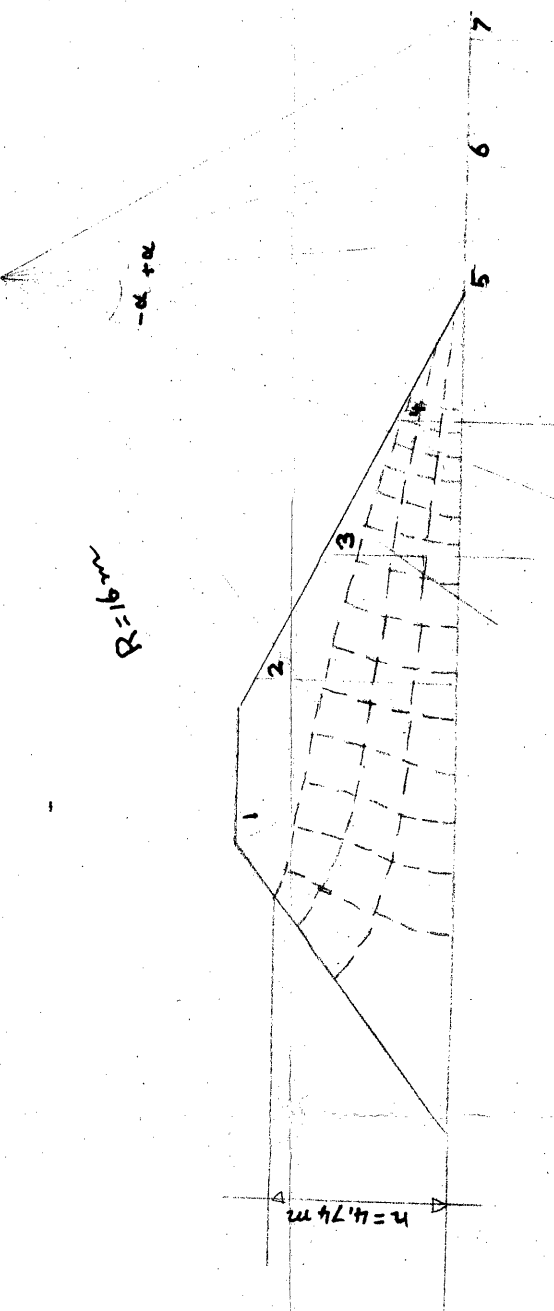
VERKANTENNET
SCHAAL 1:100



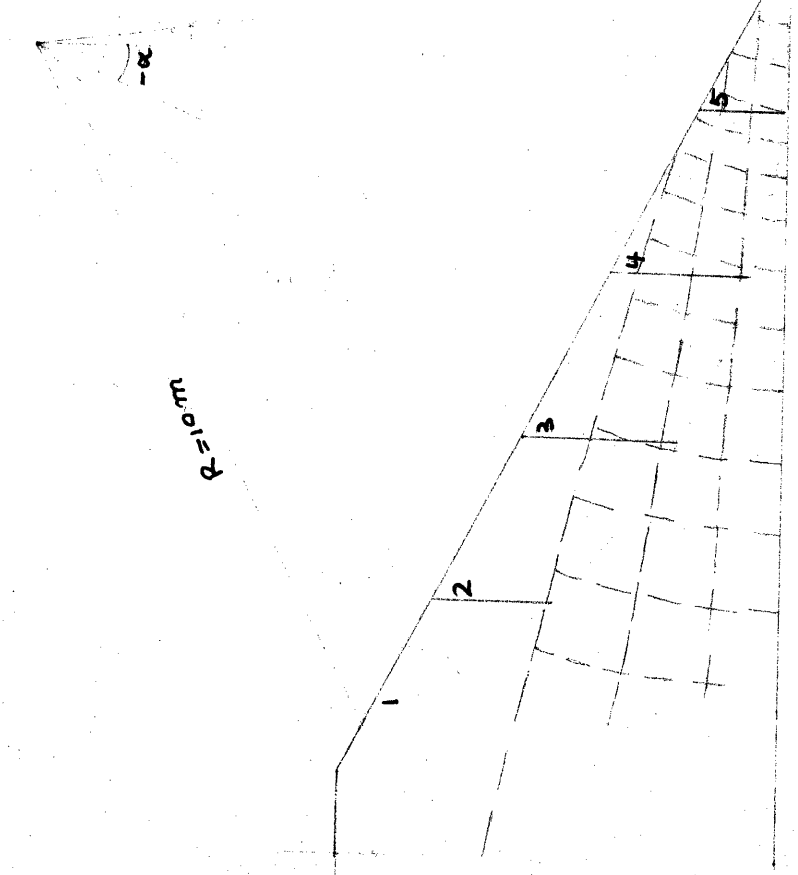
DOORSNEDE A
VERDEDIGING VAN BASALT ZETWERK
SCHAAL 1:30



GLIJVLAK 2
SCHERMSITUATIE VOOR DE BEREKENING VAN HET AFDRAAIEND MOMENT
SCHAAL 1:200



GLIJVLAK 1
SCHERMSITUATIE VOOR DE BEREKENING VAN HET STABILISEREND MOMENT
SCHAAL 1:200



VERKANTENNET
SCHAAL 1:100

VERKLARING
ALLE MATEN IN METERS
ONVERGROND DIJK: ZAND
— BESTAANDE SITUATIE
— NIEUWE SITUATIE

TECHNISCHE HOOGESCHOOL DELFT

DIJKVERBETERING LANGS DE WAAL BIJ
WAARDENBURG

GET.: R. LANGEN GEZIEN: JUNI 1978

Technische Universiteit Delft
Faculteit der Civiele Techniek
Vakgroep Waterbouwkunde, k. 2.91
Stevinweg 1
2628 CN DELFT

DIJKVERBETERING LANGS DE WAAL

BIJ

WAARDENBURG

Delft, juni 1978

R. Langen

INHOUD

		bladzijde
1	Inleiding	1.-1
2	Kruinhoogte	
2.1	Inleiding	2.-1
2.2	Ontwerppeil	2.-1
2.3	Golfoploop	2.-1
2.4	Samenvatting van de resultaten	2.-6
3	Alternatieven voor de dijkverbetering	3.-1
4	Stabiliteit	
4.1	Inleiding	4.-1
4.2	Stabiliteit van het buitentalud	4.-3
4.3	Stabiliteit van het binnentalud	4.-5
4.3.-1	Instabiliteit door uitstromend water	4.-6
4.3.-2	Afschuiving van het binnentalud	4.-7
4.4	Conclusie	4.-13
5	Kwel	5.-1

HOOFDSTUK 1INLEIDING

In dit rapport is een onderzoek verricht naar de dijkverbetering aan de Waal bij Waardenburg. De aanleiding hiertoe was het feit, dat het Ministerie van Verkeer en Waterstaat overeenkwam de bandijken te dimensioneren op een afvoer bij Lobith van $18000 \text{ m}^3/\text{s}$. Deze maatgevende afvoer heeft een overschrijdingfrequentie van $1/3000$ per jaar. Bij het onderzochte dijkvak kwam dit neer op een ontwerppeil van NAP +8,70m. Voor de berekening is uitgegaan van de dijk, zoals deze in de huidige situatie verkeert en is te zien op de tekening.

In hoofdstuk 2 is de vereiste kruinhoogte van de dijk berekend.

In hoofdstuk 3 zijn enige alternatieven ontworpen.

In hoofdstuk 4 is de standzekerheid van de alternatieven onderzocht. Dit was mogelijk, nadat het profiel was geschematiseerd. De invloed van uittredend water is onderzocht en de stabiliteit van enige glijvlakken is onderzocht.

In hoofdstuk 5 is de grondwaterstroming door het watervoerend pakket berekend.

HOOFDSTUK 2

KRUINHOOGTE

2.1 Inleiding

De kruinhoogte wordt bepaald door twee factoren, te weten :

1. Ontwerppeil.
2. Golfoploop.

2.2 Ontwerppeil

Het ontwerppeil is bepaald op NAP +8,70m. met een overschrijding-frequentie van 1/3000 per jaar.

2.3 Golfoploop

De golfoploop wordt bepaald door twee factoren, te weten :

1. De grootte van de optredende golven.
2. De helling van het buitentalud.

2.3.-1 Optredende golven

De golven worden veroorzaakt door de energie overdracht van de wind op het water. Wordt ervan uitgegaan, dat er korte golven optreden, dan is de golfhoogte afhankelijk van :

1. De windsnelheid.
2. De tijd dat de wind waait.
3. De strijklengte.

Er is uitgegaan van een windsnelheid van 12,5 m/s, in de richting loodrecht op de dijk. Volgens de windroos, gegeven in bijlage II treedt deze 8 uur op in 4 jaar. Verder is een strijklengte van 1,5km aanwezig.

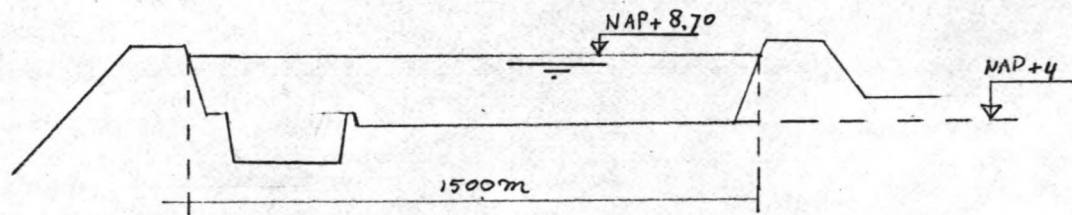


Fig. 2.1 Dwarsdoorsnede van de Waal bij Waardenburg.

De hoogte en de periode van de optredende significante golf is bepaald volgens de relatie die gegeven is in bijlageIII, waarin het verband wordt gegeven tussen de windsnelheid, de strijklengte, de golfhoogte en de golfperiode, volgens het KMI.

Hieruit is af te lezen dat voor de significante golf geldt :

Golfhoogte $H = 0,35 \text{ m}$

Periode $T = 2 \text{ s}$

Controle op korte golf criterium.

Voor een korte golf moet gelden $d/L > \frac{1}{2}$

waarin : d : waterdiepte

L : golflengte

Voor de optredende golf geldt :

$$c = \sqrt{\frac{g}{2\pi} \cdot L} \quad (2.1)$$

$$L = cT \quad (2.2)$$

waarin c : voortplantingssnelheid

Vergelijking (2.2) ingevuld in vergelijking (2.1) levert dan voor de golflengte :

$$L = 1,56 T^2 \quad (2.3)$$

Er geldt $T = 2$ s zodat :

$$L = 1,56 \cdot 2^2 = 6,24 \text{ m.}$$

Voor de optredende significante golf geldt dan :

$$\frac{d}{L} = \frac{4,7}{6,24} = 0,75 > \frac{1}{2}$$

De aanname dat een korte golf optreedt, is hier dus geoorloofd.

Voor de optredende significante golf geldt nu :

$$H = 0,35 \text{ m}$$

$$L = 6,25 \text{ m}$$

$$T = 2 \text{ s}$$

$$d = 4,7 \text{ m}$$

2.3.-2 Golfoploop

Zoals reeds op bladzijde 2.-1 vermeld stond, wordt de golfoploop mede bepaald door de helling van het talud. In het onderzoek is de golfoploop berekend voor 2 alternatieven, te weten :

1. Het bestaande talud van 1 : 1,3.
2. Een gewijzigd talud van 1 : 3.

ad 1. Bepaling van de golfoploop bij een helling van 1 : 1,3

Door de steile helling van het talud is het mogelijk, dat de golven niet breken. Om dit te controleren, is gebruik gemaakt van het brekings criterium volgens Iribarren en Nogales, zoals dit vermeld staat in de publicatie van " De Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen" (1972). Volgens dit criterium zullen golven die loodrecht invallen op een vlak, glad talud met een hellingshoek α breken indien :

$$\operatorname{tg} \alpha \leq \frac{8}{T} \sqrt{\frac{H}{2g}} \quad (2.4)$$

Er geldt $\operatorname{tg} \alpha = 0,769$

$$T = 2 \text{ s}$$

$$H = 0,35 \text{ m}$$

$$g = 9,81 \text{ m/s}^2$$

Dit ingevuld in vergelijking (2.4) levert dan :

$$\operatorname{tg} \alpha = 0,769 \text{ en } \frac{8}{T} \sqrt{\frac{H}{2g}} = 5,34$$

$$\text{Zodat } \operatorname{tg} \alpha > \frac{8}{T} \sqrt{\frac{H}{2g}}$$

De optredende golven zullen dus niet breken.

Voor de berekening van de golfoploop is uitgegaan van :

$$z_2 = 1,4 \cdot \frac{1+\delta}{K_s} H_s \sqrt{\frac{\pi}{2\alpha}} \quad (2.5)$$

waarin	z_2	: Hoogte die door 2% van de golven wordt overschreden (m)
	δ	: Correctiefactor i.v.m. niet brekende golven (-)
	K_s	: H/H_0 (-)
	H	: Optredende golfhoogte (m)
	H_0	: Equivalente golfhoogte op diep water (m)
	α	: Hellingshoek van het talud in radialen

Wordt gesteld dat $\delta = 0,2$ en $K_s = 1$, dan is z_2 met de reeds bekende waarden van H_s en α te berekenen. Het resultaat hiervan is :

$$z_2 = 0,9 \text{ m}$$

Er moet dus een minimale waakhoogte van 0,90 m aanwezig zijn.

Veiligheidshalve wordt de waakhoogte gesteld op 1 m.

Kruinhoogte

De kruinhoogte is als volgt verkregen :

Ontwerppeil	NAP + 8,70 m	
Waakhoogte	1,00 m	
		+
Kruinhoogte	NAP + 9,70 m	

De bestaande dijk heeft een kruinhoogte van NAP + 9,15 m.

De dijk moet verhoogd worden met $9,70 - 9,15 = 0,55$ m.

In verband met eventueel inklinken van het materiaal, wordt een extra hoogte van 10% (= 5 cm) aangehouden. Zodat :

Kruinhoogte	NAP + 9,75 m
Dijkverhoging	0,60 m

ad 2. Bepaling van de golfoploop bij een helling van 1 : 3

In dit geval is, voor de berekening van de golfoploop, de Delftse formule te hanteren.

$$z_2 = 8fH_s \operatorname{tg} \alpha \quad (2.6)$$

waarin f : wrijvingsfactor

Wordt gesteld, dat $f = 1$, dan resulteert dit in een z_2 van 0,93 m.

Dit geeft dus eveneens een waakhoogte van 1 m. Een talud volgens de bestaande situatie is dus te prefereren.

2.4 Samenvatting van de resultaten

Optredende significante golf :

$$H = 0,35 \text{ m}$$

$$L = 6,25 \text{ m}$$

$$T = 2 \text{ s}$$

Bij een helling van het talud van 1 : 1,3 geldt :

$$z_2 = 0,9 \text{ m}$$

Vereiste kruinhoogte : NAP + 9,75 m

Dijkverhoging : 0,60 m

HOOFDSTUK 3ALTERNATIEVEN VOOR DE DIJKVERBETERING

Voor het ontwerpen van de nieuwe dijk, zijn enkele alternatieven onderzocht. Het uitgangspunt hierbij was, dat de ingreep op de bestaande situatie zo klein mogelijk moest zijn.

De volgende alternatieven zijn voorgesteld :

1. Het binnen en het buiten beloop zijn behouden. De verhoging wordt verkregen door de taluds door te trekken, waardoor de breedte van de kruin kleiner wordt. Het voordeel hiervan is, dat vrijwel geen ingreep nodig is. Nadelig is echter wel, dat de aanwezige weg zal moeten verdwijnen. Zou het eenvoudig zijn, om de weg om te leiden, dan zal dit geen bezwaren opleveren. Het is dan mogelijk om een fietspad op de kruin aan te leggen.
2. Het buitenbeloop blijft gehandhaafd. De kruinbreedte blijft even groot als bij de bestaande situatie. De dijk wordt aan de binnenkant uitgebouwd, waarbij de helling van het binnen talud, als dat in verband met de stabiliteit mogelijk is, even groot blijft. Zo kan de verkeersweg blijven bestaan, terwijl de dijk minimaal wordt uitgebouwd.
3. De dijk blijft geheel in de oude situatie. De verhoging wordt verkregen door een Muralmuurtje.

HOOFDSTUK 4STABILITEIT4.1 Inleiding

Voor de berekening van de stabiliteit is het dijkvak geschematiseerd. Hierbij is uitgegaan van de volgende uitgangspunten :

Uiterwaarden.

De uiterwaarden zijn bedekt met een kleilaag met een dikte van ongeveer 2 m. Hieronder bevindt zich een watervoerend pakket van ongeveer 40 m. Op een afstand van 350 m vanaf de dijk ligt in de uiterwaard een ontzandingsput met een oppervlakte van ongeveer 2,5 ha. Het rivierwater kan hier ongestoord in de doorlatende laag dringen. Er is gesteld, dat op dit punt de stijghoogte van het water in de doorlatende laag gelijk is aan de waterstand in de rivier.

Achterland.

Het achterland wordt gevormd door een kleilaag met een dikte van 2 m, met daar onder een watervoerend pakket met een dikte van ongeveer 40 m. Er liggen geen watergangen op korte afstand evenwijdig aan de dijk. Er is wel een kopsloot aanwezig, die tot aan de binnenteen is doorgezet. Er zijn eveneens enige ondiepe watergangen, loodrecht op de dijkas aanwezig, die tot de binnenteen van de dijk reiken. Daar het eventueel optredende kwelwater een vrije toegang naar deze sloten kan vinden, is in de schematisatie de invloed van de kleilaag verwaarloosd. De geschematiseerde situatie is weergegeven in fig. 4.1

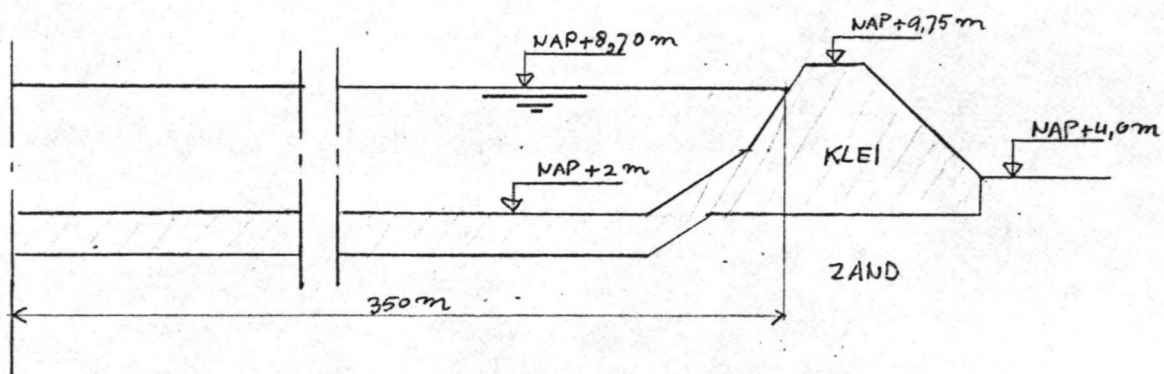


Fig. 4.1 Geschematiseerde situatie van het dijkvak.

4.2 Stabiliteit van het buitentalud

Voor de berekening van de stabiliteit van het buiten-talud is van de situatie uitgegaan, waarbij het water niet tot aan de dijk treedt.

Er is een glijvlak berekening uitgevoerd, waarbij rechte glijvlakken zijn verondersteld. De situatie is getekend in fig 4.2.

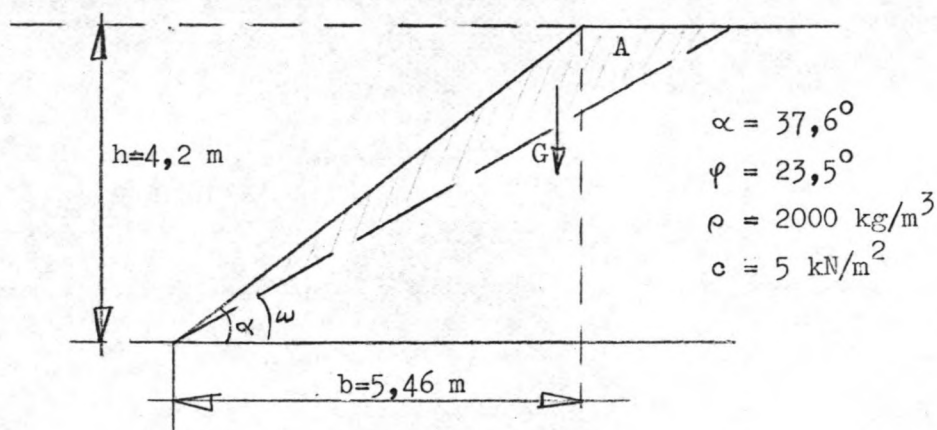


Fig 4.2

Voor de berekening zijn de volgende relaties gebruikt.

Maximaal beschikbare schuifspanning :

$$\tau_{\max.} = \sigma \tan \varphi + c \quad (4.1)$$

$$\text{waarin } \sigma = \frac{G \cdot \cos \omega}{h / \sin \omega} = \frac{G}{h} \cos \omega \sin \omega \quad (4.2)$$

c : cohesie (= 5 kN/m²)

Optredende schuifspanning : (4.3)

$$\tau_{\text{optr.}} = \frac{G \cdot \sin \omega}{h / \sin \omega} = \frac{G}{h} \cdot \sin^2 \omega \quad (4.4)$$

Bovendien geldt :

$$G = A \cdot \rho \quad (4.5)$$

$$\text{met } A = \frac{1}{2}(hb - h^2 \cdot \operatorname{tg} \omega) + \frac{1}{2 \operatorname{tg} \omega} (h - b \cdot \operatorname{tg} \omega)^2 \quad (4.6)$$

Voor evenwicht moet gelden :

$$\tau_{\text{optr.}} \leq \tau_{\text{max.}}$$

In tabel 4.1 is de berekening uitgevoerd voor verschillende waarden van ω .

nr.	ω	A (m ²)	G (kN)	σ (kN/m ²)	$\tau_{\text{max.}}$ (kN/m ²)	$\tau_{\text{optr.}}$ (kN/m ²)
1	30°	3,81	76,2	7,86	8,42	4,52
2	25°	7,44	149	13,6	10,9	6,34
3	20°	12,8	256	19,6	13,5	7,10
4	15°	21,5	430	25,6	16,1	6,80

Tabel 4.1 Berekening van $\tau_{\text{optr.}}$ en $\tau_{\text{max.}}$.

Voor alle onderzochte glijvlakken geldt dat $\tau_{\text{optr.}} < \tau_{\text{max.}}$.
Het talud is dus in evenwicht.

4.3 Stabiliteit binnentalud

Voor de berekening van glijvlakken aan de binnenzijde, is het in verband met de optredende waterdrukken van belang de freatische lijn in de dijk te kennen. Bij de hier gebruikte schematisatie is deze zeer moeilijk te bepalen (zie fig 4.3).

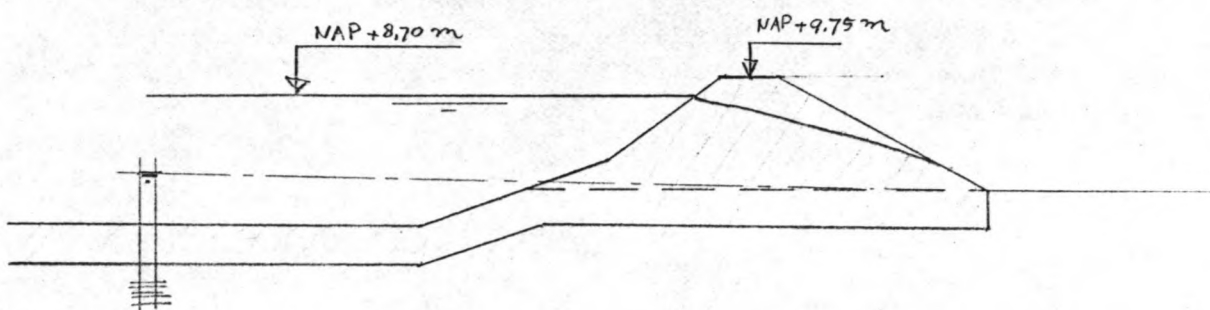


Fig 4.3

Er is van uitgegaan, dat de gestreepte lijn in fig. 4.3 kan worden aangehouden als stroomlijn. In werkelijkheid is dit echter niet het geval. De stijghoogte in de dijk (getrokken lijn in fig 4.3) is groter dan de stijghoogte in de doorlatende laag (streep-stip lijn in fig 4.3). Er zal dus een verticale waterstroom van de dijk naar de doorlatende laag ontstaan. Hierdoor zal de freatische lijn in de dijk lager komen te liggen, waardoor de waterspanningen kleiner zijn en dus de korrelspanningen groter zijn. In werkelijkheid is de situatie gunstiger. Zal het talud volgens deze schematisatie stabiel zijn, dan is dit zeker in de werkelijke situatie het geval.

De volgende instabiliteiten zijn onderzocht :

- Instabiliteit door uitstromend water.
- Afschuiving van het binnentalud.
- Afschuiving op het grensvlak van klei en zand.

4.3.1 Instabiliteit door uitstromend water

Wordt ervan uitgegaan, dat bij hoogwater het water uit het talud stroomt, dan werken op een grondelementje in het beloop de volgende krachten :

- Vertikaal naar beneden gerichte kracht $\rho_{ng} \cdot g$
- Vertikaal opwaards gerichte waterdruk $\rho_w \cdot g$
- In de stromingsrichting werkende horizontale stroomdruk $\rho_w g i = \rho_w g \alpha_2$.

Deze krachten zijn uitgezet in fig 4.4

Er geldt

$$\rho_{ng} \cdot g = 20 \text{ kN}$$

$$\rho_w \cdot g = 10 \text{ kN}$$

Zodat $\tan \beta_2 = i$. Er geldt $\tan \alpha_2 = i$, dus $\beta_2 = \alpha_2$

Voor evenwicht moet gelden :

$$\beta_2 + \alpha_2 \leq \varphi$$

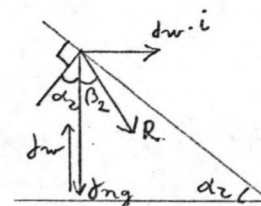
$$\text{Dus } \alpha_2 \leq \frac{1}{2} \varphi$$

$$\varphi = 23,5^\circ \text{ zodat voor evenwicht moet gelden dat } \alpha \leq 11,75^\circ.$$

Dit komt neer op een beloop van ongeveer 1 : 5. Het beloop in de huidige situatie is 1 : 1,9. Om dit beloop te behouden, zal ervoor gezorgd moeten worden, dat het water niet uit de dijk treedt. Er zal dus een drainage systeem moeten worden aangelegd.

Vierkantennet.

Om enig inzicht te verkrijgen in de waterstroming door de dijk, is een vierkantennet getekend voor het eerste alternatief uit hoofdstuk 3. De streeplijn uit figuur 4.3 is hier aangehouden als stroomlijn. Het resultaat hiervan is gegeven op de tekening. De lengte a waarover het water uit de dijk treedt is berekend volgens :



$$a = \frac{d}{\cos \alpha} - \sqrt{\frac{d^2}{\cos^2 \alpha} - \frac{h^2}{\sin^2 \alpha}} = 2,8 \text{ m}$$

De kwel door de dijk is berekend volgens :

$$q = k \cdot a \cdot \sin \alpha \cdot \text{tg} \alpha = 6,85 \cdot 10^{-6} \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$$

Waarbij $k = 10^{-5} \text{ m/s}$.

4.3.-2 Stabiliteit van het binnentalud

Zoals reeds uit het voorgaande bleek, is het niet geoorloofd dat het water uit de dijk treedt. Het krachtenspel bij de glijvlakken is onderzocht bij het op de tekening gegeven vierkantennet.

Daar de freatische lijn in dit geval hoger ligt, dan als een drainage systeem wordt toegepast, treden hogere waterspanningen op, waardoor de korrelspanningen kleiner zullen zijn. Zal het talud in evenwicht zijn, dan is dat zeker het geval, als een drainage systeem wordt toegepast.

Er zijn drie glijvlak berekeningen uitgevoerd.

1. Afschuiving van het talud.
2. Afschuiving van het talud en de ondergrond.
3. Afschuiving op het grensvlak tussen het klei en het zand.

Deze vlakken zijn in de tekening uitgezet.

De berekening is als volgt geschied :

- De vlakken zijn verdeeld in verticale lamellen.
- Het afdraaiend moment is bepaald volgens $M = \sum G_i \cdot a_i$, waarin G_i het gewicht van de betreffende lamel voorstelt en a_i de horizontale afstand tussen de betreffende lamel en het middelpunt van de draaicirkel.
- Met het gegeven vierkantennet zijn de waterspanningen bekend, zodat samen met de berekende grondspanningen de korrelspanningen bepaald zijn.

- De maximaal beschikbare schuifspanning is berekend volgens de vereenvoudigde methode van Bishop (zie LGM rapport, 1977).

Per lamel geldt dan :

$$\tau_s = B' \cdot (\sigma'_v + c \cdot \cotg \varphi)$$

$$\text{met } B' = \frac{\sin \varphi \cdot \cos \alpha}{\cos(\varphi + \alpha)}$$

waarin α : Gedefinieerd in fig 4.5.

φ : Hoek van inwendige wrijving.

σ'_v : Gemiddelde verticale korrelspanning.

c : Cohesie.

- De maximaal beschikbare schuifkracht per lamel is berekend volgens

$$F_s = \frac{\tau_s \cdot B}{\cos \alpha}$$

waarin B : Breedte van de lamel.

- Het stabiliserend moment is berekend volgens $M = R \sum F_s$, waarin R de straal van de glijcirkel is.

Er is evenwicht, als geldt dat het afdraaiend moment kleiner is dan het stabiliserend moment.

De berekeningen van de glijvlakken 1 en 2 zijn uitgevoerd in de tabellen 4.1 en 4.2.

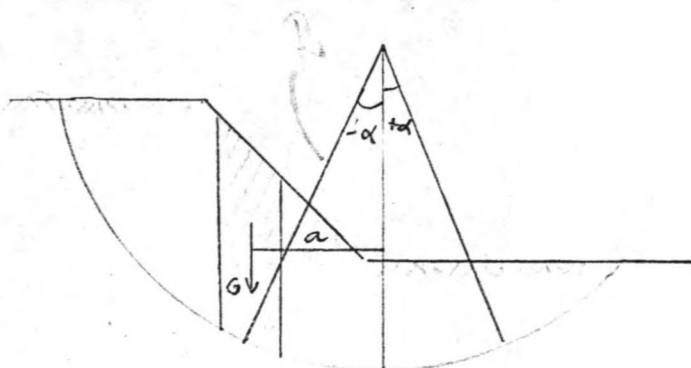
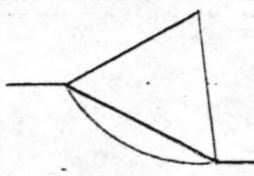
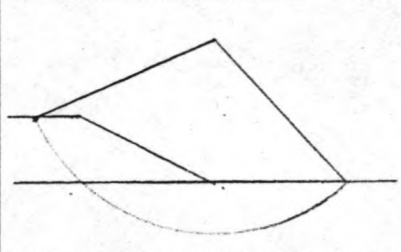


Fig. 4.5

Gegeven $\rho_{nkl} = 1950 \text{ kg/m}^3$ $\varphi = 23,5^\circ$ $\rho_w = 1000 \text{ kg/m}^3$ $c = 5 \text{ kN/m}^2$ $g = 10 \text{ m/s}^3$ $R = 10 \text{ m}$					
					
Lamel	1	2	3	4	5
B (m)	1,6	3,15	3,15	3,15	3,15
h (m)	0,75	1,80	2,00	1,60	0,6
G (kN)	23	108	120	196	36
$\sigma_{nkl} \text{ (kN/m}^2\text{)}$	14,4	34,3	38,1	30,5	11,4
$\sigma_w \text{ (kN/m}^2\text{)}$	0	8	12	13	8
$\sigma'_v \text{ (kN/m}^2\text{)}$	14,4	26,3	26,1	17,5	3,4
$\alpha \text{ (grad.)}$	-55	-39	-23	-10	0
B' (-)	0,27	0,32	0,36	0,40	0,43
$\sigma'_v + c \cdot \cotg \varphi$	25,8	37,8	37,6	29,0	15
$\tau_s \text{ (kN/m}^2\text{)}$	7,0	12,1	13,5	11,6	6,45
$F_s \text{ (kN)}$	19,5	49,0	46,2	37,1	20,3
a (m)	7,7	6,5	4,4	2,3	0
Afdraaiend moment : $\sum_{i=1}^5 G_i \cdot a_i = 1600 \text{ kNm}$ Stabiliserend moment: $R \cdot \sum_{i=1}^5 F_{si} = 1700 \text{ kNm}$					

Tabel 4.1 Glijvlakberekening 1

Gegeven	$\rho_{nkl} = 2000 \text{ kg/m}^3$	$\varphi_{klei} = 23,5^\circ$	
	$\rho_{nz} = 2000 \text{ kg/m}^3$	$c_{klei} = 5 \text{ kN/m}^2$	
	$\rho_w = 1000 \text{ kg/m}^3$	$\varphi_{zand} = 33^\circ$	
	$g = 10 \text{ m/s}^2$	$c_{zand} = 0$	
	$R = 16 \text{ m}$		

Tabel 4.2A Glijvlakberekening 2, gegevens.

Lamel	1	2	3
A (m ²)	9,9	5	26
G (kN)	198	100	520
a	12,2	10,5	6,6
M	2420	1050	3430
Afdraaiend moment : $\sum_{i=1}^3 M_i = 6900 \text{ kNm}$			

Tabel 4.2B Glijvlakberekening 2, berekening afdraaiend moment.

Lamel	1	2	3	4	5	6	7
B (m)	5	3,3	3,3	3,3	3,3	3,3	3,3
h (m)	2,9	5,6	5,4	4,4	3,6	2,4	1,1
A (m)	14,5	18,5	17,8	14,5	11,9	8	3,6
G (kN)	290	370	356	290	238	160	72
σ_{ng} (kN/m ²)	58	112	108	88	72	48	22
σ_w (kN/m ²)	20	1,4	28	36	36	28	14
σ_v (kN/m ²)	38	98	80	52	36	20	8
α (grad.)	-51	-33	-20	-7	6	19	31
B' (-)	0,283	0,46	0,525	0,60	0,70	0,84	1,06
τ_s (kN/m ²)	14	45	42	31	25	17	8,5
F_s	111	177	147	103	84,1	59	33
$F_{s\text{tot.}} = \sum_{i=1}^7 F_{si} = 714 \text{ kN}$							
Stabiliserend moment : $F_{s\text{tot.}} \cdot R = 11400 \text{ kNm}$							

Tabel 4.2C glijvlakberekening 2, berekening stabiliserend moment.

- ad 1. Uit tabel 4.1 blijkt, dat het afdraaiend moment vrijwel even groot is als het stabiliserend moment. Het is dus zeker mogelijk, dat de dijk langs dit vlak zal afschuiven. Er is echter uitgegaan van de ongunstigste situatie. In werkelijk is een drainage systeem aanwezig, waardoor de freatische lijn in de dijk lager komt te liggen. Bovendien is het piesometrisch niveau van de onderliggende laag lager dan die van de dijk, zodat een verticale stroming naar beneden ontstaat. Hierdoor wordt de freatische lijn eveneens naar beneden getrokken. Wordt de drainage uitgevoerd in de vorm van een grindkist, dan zal deze een stabiliserende werking op het talud uitoefenen. Er kan dus gesteld worden dat de werkelijke toestand veel gunstiger is, en dat het glijvlak niet op zal treden.
- ad 2. Uit tabel 4.2 blijkt, dat het afdraaiend moment kleiner is dan het stabiliserend moment. De stabiliteit van dit vlak is verzekerd.
- ad 3. Afschuiving op het grensvlak tussen het klei en het zand.

De krachten die op dit vlak werken, zijn :

- Horizontale kracht F_{wh} ten gevolge van de horizontale waterdruk op de dijk.
- Vertikale kracht G veroorzaakt door het eigen gewicht van de dijk.
- Vertikale kracht F_{wv} veroorzaakt door de waterdruk ter plaatse van het glijvlak.

Het krachtenspel is uitgezet in fig. 4.6

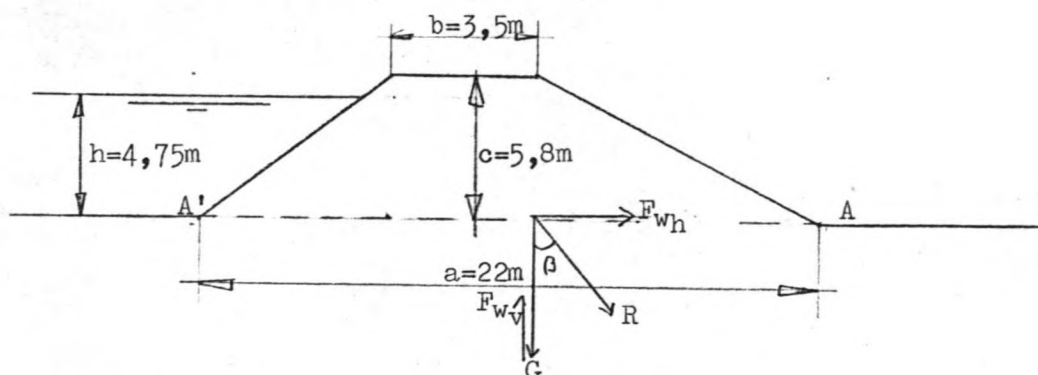


Fig. 4.6 Krachtenspel op vlak A'- A

Berekening G

$$A = \frac{1}{2} \cdot c \cdot (a+b) = 74 \text{ m}^2$$

$$G = \rho_{ng} \cdot g \cdot A = 1480 \text{ kN} \quad (4.7)$$

Berekening F_{wh}

$$F_{wh} = \frac{1}{2} \cdot \rho_w \cdot g \cdot h^2 = 113 \text{ kN}$$

Berekening F_{wv}

Stel de drukhoogte in de dijk in het uiterste geval 4,75 m,
dan :

$$F_{wv} = \rho_w \cdot g \cdot h \cdot a = 1045 \text{ kN}$$

Totale verticale kracht naar beneden :

$$F_{v_{tot.}} = G - F_{wv} = 435 \text{ kN}$$

$$\text{Er geldt dus } \operatorname{tg} \beta = \frac{F_{wh}}{F_{v_{tot.}}} = 0,26$$

Zodat $\beta = 15^\circ$.

Er geldt $\varphi_{\text{klei}} = 23^\circ$

Voor evenwicht moet gelden dat $\beta < \varphi$, zodat de dijk niet langs dit vlak af zal glijden.

4.4 Conclusie

Wat betreft de stabiliteit kunnen de volgende conclusies gemaakt worden.

- Uittredend water uit het binnenbeloop geeft een instabiliteit. Om dit te voorkomen moet een drainage in de vorm van een grindkist worden uitgevoerd.
- Er zijn enige glijvlak berekeningen uitgevoerd, waaruit blijkt, dat de dijk stabiel is.
- Een uitvoering van de constructies, zoals deze zijn voorgesteld in hoofdstuk 3, is mogelijk.

HOOFDSTUK 5KWEL

Voor het onderzoek naar de optredende kwel is uitgegaan van stationaire omstandigheden. Voor de optredende waterhoogte is het ontwerppeil genomen. Deze toestand wordt verkregen, als het hoogwater enige dagen aanhoudt, zodat het geschematiseerde stroombeeld zich kan instellen. Er wordt volgens deze schematisatie dus een maximaal mogelijke kwel berekend. In fig 5.1 is de schematisatie getekend.

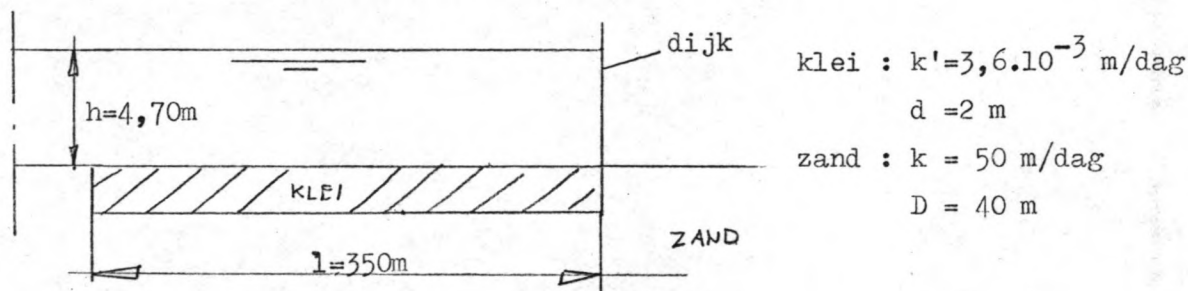


Fig 5.1

Voor de berekening van de kwel is de volgende formule gehanteerd:

$$S_o = \beta \cdot z_o$$

waarin $\beta = \sqrt{\frac{kD}{c}}$
 $c = d/k'$

k : Doorlatendheid van het watervoerend pakket.

D : Dikte van het watervoerend pakket.

k' : Doorlatendheid van de kleilaag.

d : Dikte van de kleilaag.

z_o : Waterstand boven de kleilaag.

S_o : Kwel ter plaatse van de dijk in $\text{m}^3/\text{dag/m}$

Met deze gegevens is de totale kwel te berekenen.

$$c = d/k' = 555 \text{ dagen}$$

$$\beta = \sqrt{kD/c} = 1,9 \text{ m}^2/\text{dag}$$

$$S_0 = \beta \cdot z_0 = 8,9 \text{ m}^2/\text{dag}$$

Per strekkende meter treedt er dus een kwel op van $8,9 \text{ m}^3/\text{dag}$.

REFERENTIES

Commissie Rivierdijken (1977)

Rapport Commissie Rivierdijken.
's-Gravenhage, maart 1977.

Klei, J. v.d., Zuidweg, H.J. (1969)

Polders en Dijken.
Agon, Elsevier Amsterdam/Brussel.

LGM Rapport (1977)

Evaluatie van een aantal glijvlakberekenings-
methoden.
Rapport SE 690099, januari 1977.

Velde, P.A.v.d. (1976)

Polders en Waterkeringen, gedeelte waterkeringen.
College dictaat TH Delft.

Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen (1972)

Golfoplopen Golfoverslag.
's-Gravenhage, januari 1972.



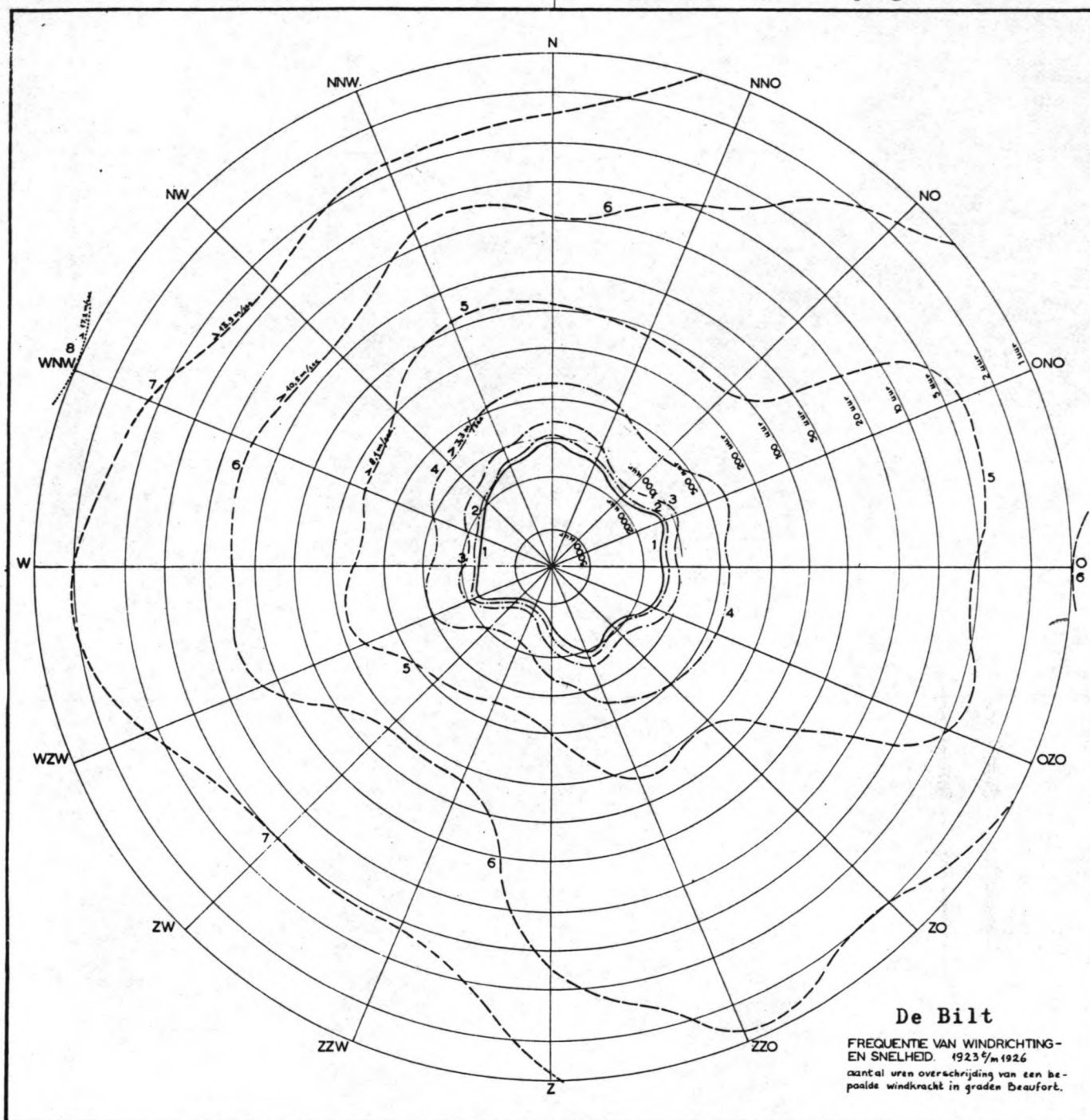
SITUATIE
WAAL - WAARDENBURG

SCHAAL 1:25.000

CENTRUM VOOR ONDERZOEK

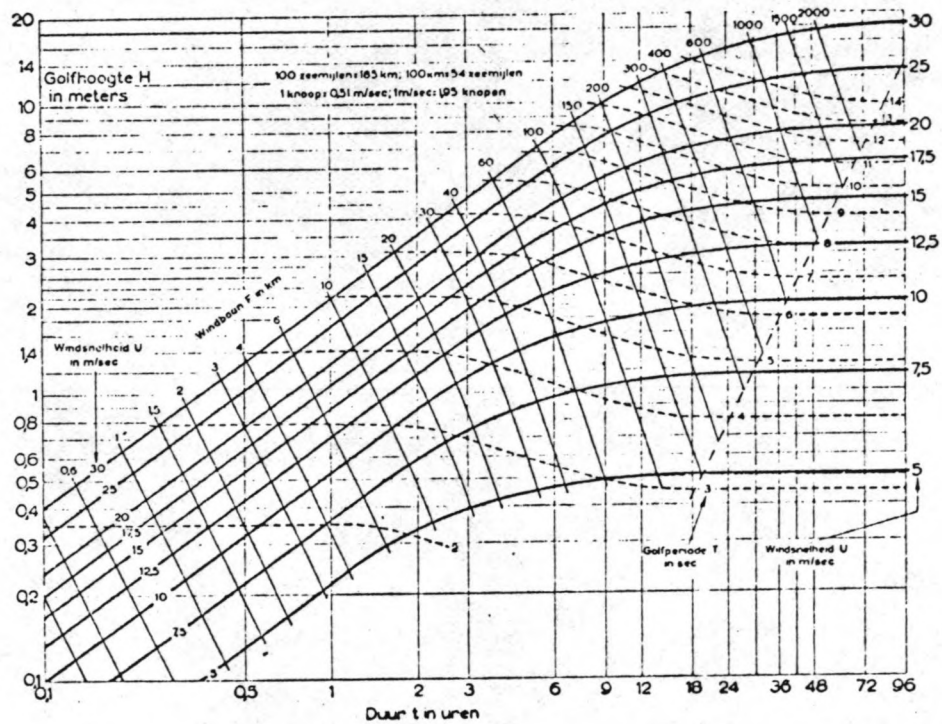
gem.	get.	gez.
VDI		

WERKNR. A 75.055



WINDSCHAAL VAN BEAUFORT

schaal	snellheid (m/sec)	benaming
0	0- 0,5	windstilte
1	0,6- 1,7	zwakke wind
2	1,8- 3,3	
3	3,4- 5,2	
4	5,3- 7,4	matige wind
5	7,5- 9,8	
6	9,9-12,4	krachtige wind
7	12,5-15,2	
8	15,3-18,2	stormachtige wind
9	18,3-21,5	
10	21,6-25,1	storm
11	25,2-29,0	
12	>29,0	orkaan



Verband tussen de strijklengte, de golfhoogte en de golfperiode, voor golven op diep water.

