

GT-GRW- 3149
Blader- 1982

ALTERNATIEF ONTWERP VOOR DE WATERKERING VAN EEN
ENERGIESPAARBEEKEN

GRONDWATER ONDERZOEK

AFSTUDEERVERSLAG VAN DE ONDERZOEKINGEN BIJ HET
ELEKTRISCH LABORATORIUM, RIJKSWATERSTAAT

BEGELEIDING: Prof. dr. ir. M. de Vries
ir. C. Verspuy

Cees van Bladeren

A L T E R N A T I E F O N T W E R P V O O R D E
W A T E R K E R I N G V A N E E N E N E R G I E -
S P A A R B E K K E N .

Grondwater onderzoek

Deel I en II

Voorwoord.

Het onderzoek naar het gedrag van het grondwater in de kistdijk is na het vooronderzoek het eerste ter hand genomen. Op zich was dit een logische keuze met het grondwater en de stroming hiervan hangen immers tal van kern aspecten als stabiliteit, kweldebiet en piping samen. Het ontwerp wordt dus sterk beïnvloed door het gedrag van het grondwater; het al of niet aanbrengen van slecht doorlatende lagen, de afmetingen zijn van de grondwaterstand en stroming afhankelijk. Tal van redenen maken het grondwateronderzoek zo tot de aangewezen "invalsweg" voor het nadere ontwerp van de kistdijk.

Door de grondwaterproblematiek het eerst aan de orde te stellen doet zich echter het probleem voor dat het ontwerp nog weinig is afgebakend en nog allerlei oplossingen mogelijk zijn. In feite moet niet slechts één oplossing worden doorgelicht maar moet al metend worden ontworpen. Voor deze ontwerp-meetproblemen is het werken met Teledeltos elektrische modellen een zeer geschikte methode, die dan ook voor de metingen is gebruikt.

Het grondwateronderzoek heeft uiteindelijk o.a. kunnen bepalen waar slecht doorlatende lagen nodig zijn, wat de te verwachten kweldebieten door de kering en de bekkenbodem zijn en dat de stabiliteit van het eerste ontwerp nog niet voldoet.

Bij dit verslag gaan mijn dankbetuigingen uit naar ir. C. Verspuy, Prof. dr. ir. M. de Vries en het Elektrisch laboratorium van de Delta-dienst, Rijkswaterstaat, in het bijzonder de Heer ing. van den Burgh.

J.C.

Delft, mei 1982

Cees van Bladeren.

Bij het afronden van het afstudeerwerk kan ~~nog~~ een opmerking aan het voorwoord worden toegevoegd. De keuze om dit onderzoek als eerste onderdeel aan te vatten blijkt ook nadelen te hebben gehad. Zeer concreet blijkt het uiteindelijke ontwerp toch een andere vorm heeft gekregen dan voor dit onderzoek is aangenomen. Daarnaast blijkt dat de wijsheid van

x

het probleem, door het gebrek aan afbakening in de startfase, hun sporen op het onderzoek hebben achtergelaten. Geheel te vermijden is dit nooit ontwerpen is een iteratieproces waarbij vrijwel zeker de eerste stap de meest onnauwkeurige is. Desalniettemin is deze stap onmisbaar.

Delft, november 1982.

C. v. B.

Inhoud.

Inhoud

blz.

3

Deel I.

1.1.	Inleiding	5
2.1.0.	De waterkering	6
2.1.1.	Het zandlichaam	6
2.1.2.	De kist	7
2.1.3.	Slechtdoorlatende lagen	7
2.2.0.	De grondwater beheersende constructies	8
2.2.1.	Slechtdoorlatende lagen	8
2.2.2.	Drainage	9
2.2.3.	Het aanbrengen van extra zand	10
2.3.0.	De doorlatendheden van grondmateriaal en kist	11
2.3.1.	De grond	11
2.3.2.	De kist	12
2.4.0.	Grondwater en falen	13
2.5.0.	De alternatieven	16
3.1.0.	Het potentiaal beeld	18
3.1.1.	Schematisatie	18
3.1.2.	Twee dim. grondwaterstroming	18
3.1.3.	Modeltechniek	19
3.2.0.	Het model	20
3.3.0.	Het meten en de weergave in de pot. lijn figuren.	21
4.1.0.	Bepaling veiligheids coëfficiënten	26
4.2.0.	Bespreking veiligheids coëfficiënten	29
5.0.0.	Conclusies	31

Deel II

	blz.
6.1.0. Inleiding	32
6.2.0. Probleemstelling	33
6.3.0. Berekeningswijze	33
6.4.0. Schematisatie	35
6.5.0. Berekeningen	35
6.6.0. Conclusies	37

Literatuur verwijzingen	38
-------------------------	----

Bijlagen

I Doorlatendheid van de kist	
II Maximaal toelaatbare inwendige stroomsnelheid	
III Materiaal voor talud bekleding.	
IV Het model van de kistdijk	
V De stijghoogten van de alternatieven op de coördinaten	
VI Bepaling van M_{tot} , F_{vert} en F_{hydr} per m' damlengte.	

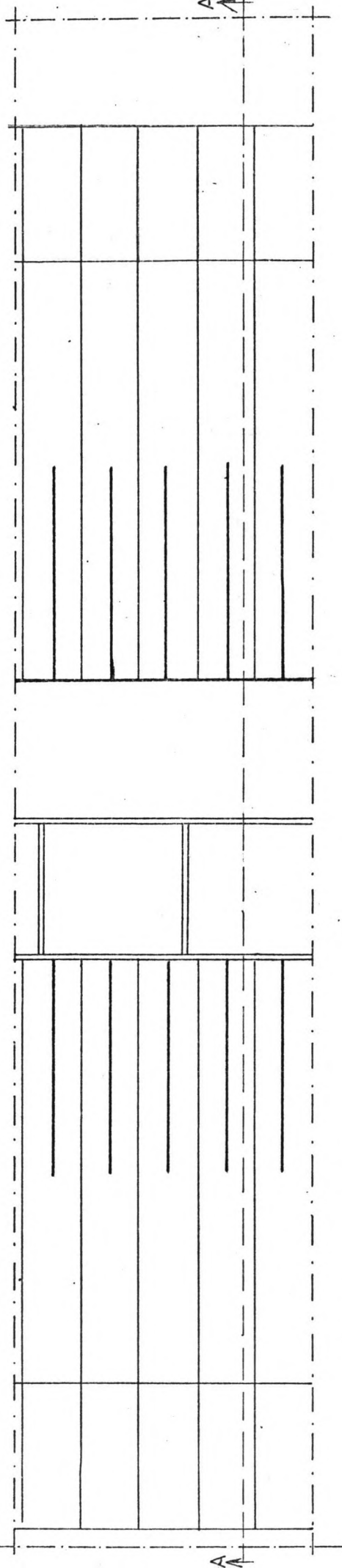
1,1 Inleiding.

In dit rapport wordt verslag gegeven van het onderzoek naar het gedrag van het grondwater in de alternatieve waterkering de kistdijk.

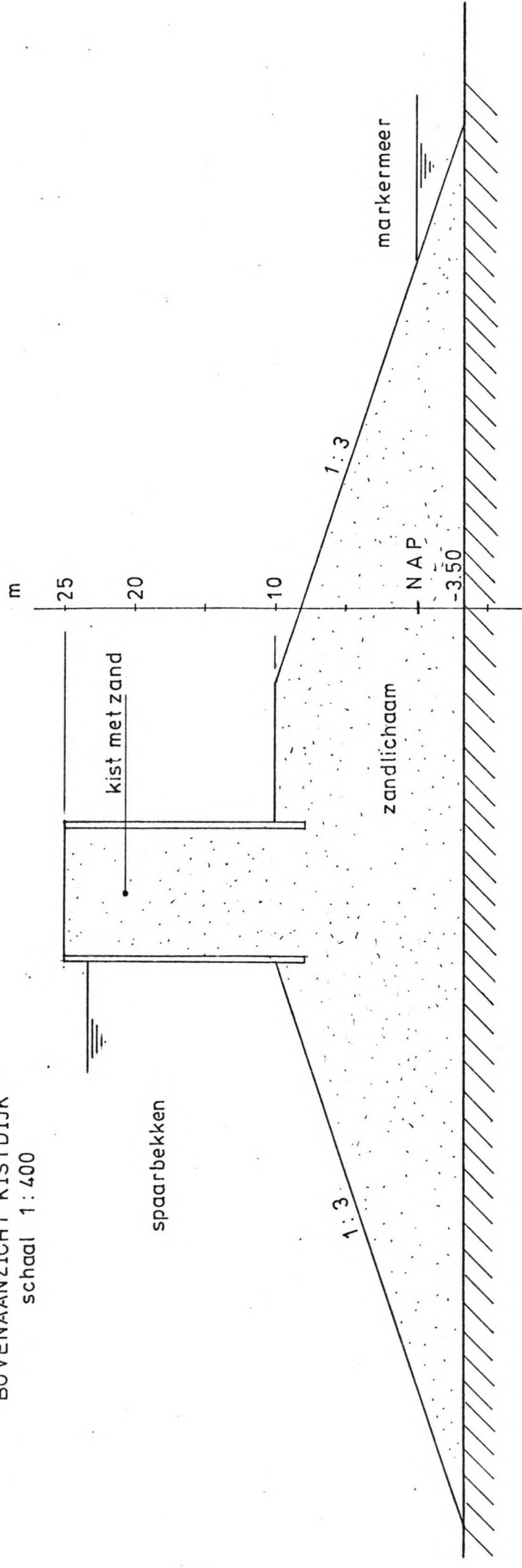
Dit ontwerp beneest een waterkering ten behoeve van een (energie) spaar-bekken en moet in staat zijn een waterstands verschil van 23.30 m te keren. Het oppervlak van het bekken is 55 km². Het project wordt gesitueerd in het gebied van het Markermeer. Van dit gebied zijn ten behoeve van de Markerwaard grond en bodem onderzoeken verricht die de basis van dit onderzoek zullen vormen. Als uitgangspunt voor het ontwerp heeft het WESP. plan gediend zoals dat is beschreven in het rapport wind energie en waterkracht (zie lit.)

Het onderzoek is uitgevoerd in twee delen. Het eerste behandelt de grondwaterstroming in de waterkering zelf. In dit deel is de invloed onderzocht van: het grondwater op de stabiliteit van de kering, het kweldebiet, en de invloed van slechtdoorlatende lagen, drains en doorlatendheid van de kist op de stabiliteit en het kweldebiet. Er is gebruik gemaakt van Teledeltos modellen. De metingen zijn uitgevoerd bij het Electrisch laboratorium van de Deltadienst, Rijkswaterstaat.

Het tweede deel geeft een analytische beschouwing van de grondwaterstroming in de bodem onder het bekken. Hierbij zijn het kweldebiet door de bodem en de voortplanting van de grote stijghoogten uit het bekken bepaald en de invloed hierop die de plaats waar het zand wordt gewonnen uitoefend.



BOVENAANZICHT KISTDIJK
 schaal 1:400



DOORSNEDE A-A
 schaal 1:400

BASISONTWERP
 FIG 1.

2.1.0. De waterkering.

Als waterkering is in het vooronderzoek van dit afstudeerwerk gekozen voor een zo genaamde kistdijk. Deze constructie bestaat uit een zandlichaam met daarop een betonnen cellenwand, [beide onderdelen kunnen eventueel van slecht doorlatend lagen worden voorzien] Het beoogde voordeel van deze constructie is de besparing van zand. Deze bedraagt t.o.v. een traditioneel dijkontwerp 60 tot 70%

2.1.1. Het zandlichaam.

De hoogte van het zandlichaam is d.m.v. een economische optimalisatie, ten opzichte van de kosten van de cellenwand, bepaald op N.A.P. + 10 m. De kruin moet voor de cellenwand en de stabiliteit daarvan een breedte hebben van ± 20 m. De taluds van het zandlichaam zijn onder 1 : 3 ontworpen.

Het gehele lichaam wordt direct op de bodem van het Markermeer gelegd. (gemiddeld N.A.P. - 3.50 m.) Door de aanwezigheid van klei en veen lagen zal dit grote en langdurige zakkings met zich mee brengen (zie lit. 3) Om de zakkingsduur te beperken zal verticale drainage worden aangebracht, in het kader van dit grondwater onderzoek kan dit echter buiten beschouwing gelaten worden.

2.1.2. De kist

Als tweede deel van de waterkering wordt een cellen-wand geplaatst. Dit zijn verticale betonnen kokers, kisten, die met zand of grind worden geballast. Alle mogelijke vormen die deze kisten kunnen hebben, zullen in dit onderzoek tot rechthoekige profielen worden geschematiseerd. De kist constructie is in het vooronderzoek bepaald tot een gewichtskonstruktie. Dat wil zeggen dat de gravitatie kracht zowel momenten evenwicht als horizontaal krachteenevenwicht maakt met de hydrostatische druk. Deze evenwichten bepalen de breedte afmetingen van de kist. Als redelijke aanname wordt 10 m. aangehouden. Vanzelfsprekend wordt de hoogte van de kist bepaald door de

maximale waterstand op het bekken plus de golfoploop. Dit vereist een minimale hoogte van N.A.P. + 25 m. Om redenen van stabiliteit, aansluiting van afsluitende lagen, en vorst vrije aanleg wordt de kist twee meter onder de kruin van de zanddijk gefundeerd.

2.1.3. Slecht doorlatende lagen etc.

Als derde onderdeel van de waterkering kunnen worden onderscheiden eventueel aan te brengen constructies die dienen om de grondwater stroming in de waterkering te beheersen. Er kunnen drie constructie principes worden toegepast:

1. slecht doorlatende lagen.
2. drainages.
3. vergrootting van het zandlichaam.

Door het al dan niet toepassen van deze maatregelen ontstaan een aantal alternatieven die in dit onderzoek nader zijn uitgewerkt.

2.2.0. De grondwaterbeheersende constructies.

- 2.2.1. I Slecht doorlatendelagen. Deze lagen hebben een dubbel effect op het grondwater, ze verlagen het kweldebiet en beperken de voortplanting van hoge waterdrukken naar een gebied met lage druk. Mogelijke plaatsen om slecht doorlatende lagen aan te brengen zijn aangegeven in fig. 2

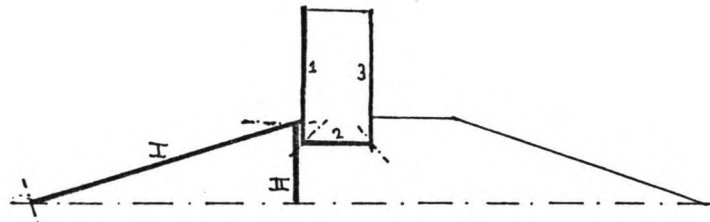


fig. 2

De lagen I en II

Laag I verdient de voorkeur boven laag II zoals uit het onderstaande staatje blijkt.

- Bij laag I treedt minder opwaardse druk op de kist op.
- Laag I geeft een groter gebied met lage waterspanningen waardoor de stabiliteit in een groter gebied van het zandlichaam beter zal zijn.
- Laag I is in de dag aan te brengen en te inspecteren.
- Wanneer als materiaal een klei laag wordt gekozen kan de perskade voor het opspuiten later als afsluitende laag dienen.

Materiaal: als meest geschikt materiaal voor de slecht doorlatende laag komt een ± 1 m. dikke klei laag in aanmerking. Een motivatie van deze keuze is opgenomen in bijlage III

De lagen 1,2 en 3.

De doorlatendheid van de lagen 1&3 is te zeer met de kostructie verweven om [✓]zondermeer een voorkeur te kunnen uitspreken. In feite kan hiet ^oniet van lagen worden gesproken, het zijn de

wanden van de kist die de grondwaterstroom beïnvloeden. Omdat deze wanden uit elementen bestaan kunnen zich verticale spleten tussen deze elementen vormen, waardoor water in en uit kan treden. Dit geeft een onbekende doorlatendheid, die in een apart onderzoekje is bepaald. (zie bijlage I) Daarnaast is het ook mogelijk te eisen dat de wand van de kist volkomen dicht wordt gekonstrueerd.

Opm. Indien de kist met spleten wordt uitgevoerd zal aan de achterzijde (3) water uittreden. Dit is niet aanvaardbaar doordat ballast materiaal hierdoor uit de kist kan spoelen. In dat geval zal m.b.v. een drainage de waterstand bij wand 3 sterk moeten worden verlaagd. (fig 3)

Laag 2 deze kan als betonvloer of als kleilaag worden uitgevoerd.

De globale effecten van het al dan niet doorlatender zijn van de lagen 1 & 3 en / of 2 is in onderstaande tabel weergegeven. Hierbij is gekeken naar stabiliteit en kwel, welke aspecten in paragraaf 2.4. nader zijn uitgewerkt.

Globale effecten.		
laag A ondoorlatender	A=1&3	A=2
- stabiliteit kist	?	?
z. lich.	+	+
lokaal	+	+
kwel	+	+

Tabel 1

Uit deze tabel is niet zondermeer een meest gunstige aan te wijzen. Door de verschillende oplossingen als alternatieven te onderzoeken moet hier het optimum worden bepaald.

- 2.2.2. II Drainage. Het aanbrengen van drainage verlaagt de stijghoogte in de waterkering. De stabiliteit van het zandlichaam neemt hierdoor toe. De kwel neemt echter toe door het verkorten van

de kwelweg. Hierdoor nemen ook de stroomsnelheden vooral juist om de drain toe.

Drains hebben als nadeel dat zij kunnen verstoppem en zo een onbetrouwbare schakel vormen. Dit is vooral m.b.t. de stabiliteit van het zandlichaam onaanvaardbaar omdat deze bij verstopping plotseling verloren zou kunnen gaan. Het toepassen van drains in het zandlichaam wordt daardoor zinloos wel kunnen drains in de kist worden toegepast zoals in het voorgaande reeds is beschreven.

- 2.2.3. III Het aanbrengen van extra zand. Omdat het ontwerp juist is gebaseerd op het beperken van het zand gebruik zal van deze mogelijkheid in eerste instantie worden afgezien.

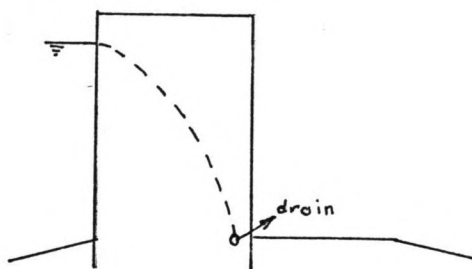
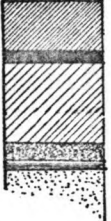


fig. 3

2.3.0. De doorlatendheden van het grond materiaal en de kist.

Om een beeld te kunnen geven van de grondwaterstroming moeten de doorlatendheden van de verschillende grondmaterialen bekend zijn. Omdat het bouw materiaal van de waterkering uit de directe omgeving wordt gewonnen kunnen de grond gegevens van het Markermeergebied zowel voor de ondergrond als voor de waterkering zelf worden gebruikt.

2.3.1. Gegevens omtrent de eigenschappen van de grond zijn ontleend aan het rapport Energiebekken IJsselmeer (lit. 3) en enige hydrologische gegevens van de Markerwaard, t.b.v. de bepaling van de pleistocene zand doorlatendheid. In het rapport worden vier boorprofielen onderscheiden waaruit voor dit rapport een gemiddelde kon worden samengesteld. De vier originele boorprofielen zijn opgenomen in de bijlage VII

0 — — — — — 1 2 3 4 5 6	laag	gemm. dikte (m)	doorl.h. k (m/s)
	1 klei	2.40	$7.4 \cdot 10^{-10}$
	2 holl. veen	0.50	$8.1 \cdot 10^{-10}$
	3 klei	4.20	$13.0 \cdot 10^{-10}$
	4 zandigklei	1.00	$130.0 \cdot 10^{-10}$
	5 basisveen	0.60	$5.0 \cdot 10^{-10}$
	6 pleistoceenzand	10.0 à 30.0	$1 \text{ à } 2 \cdot 10^{-4}$

Doorlatendheden in de constructies.

Het zandlichaam wordt opgespoten uit pleistoceenzand. Bij het opspuiten zal de doorlatendheid van het zand weinig veranderen zodat $k_{\text{z.lichaam}} = 1 \cdot 10^{-4} \text{ m/s}$

De kleilagen die geschikt zijn als slecht doorlatend materiaal zijn de bovenste drie lagen van het pakket. In ongeroerde toestand hebben zij een gemiddelde doorlatendheid van $9.5 \cdot 10^{-10} \text{ m/s}$.

Wanneer de klei op de waterkering zal worden aangebracht zal de doorlatendheid echter zeker groter worden. Voor deze nieuwe doorlatendheid wordt een onder en bovengrens aangenomen.

bovengrens	$k = 10^{-8} \text{ m/s.}$
ondergrens	$k = 10^{-6} \text{ m/s.}$

2.3.2. de kist.

In de bespreking van de slechtdoorlatende lagen is reeds vermeld dat door het toelaten van spleten in de kistwand een doorlatendheid ontstaat. Deze doorlatendheid wordt bepaald door het drie dimensionaal instromingsbeeld van het grondwater achter de spleet. In een apart onderzoek is bij deze drie dimensionale stroming een equivalente twee dimensionale stroming bepaald, waaruit een equivalente doorlatendheid volgt, geldend voor een strook van 2.85 m.

maximale equivalente $k = 7.1 \cdot 10^{-5} \text{ m/s.}$

minimale equivalente $k = 3.4 \cdot 10^{-5} \text{ m/s.}$

De bepaling van een twee dimensionale stroming is noodzakelijk in verband met de gekozen model methode. Het onderzoek naar de kist-doorlatendheid is opgenomen in bijlage I

2.4.0. Grondwater en falen.

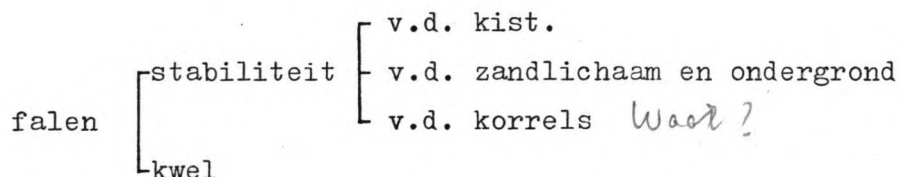
Aan het onderzoek ligt de volgende probleemstelling ten grondslag:

Probleemstelling:

Wat is de invloed van het grondwater op het falen van de waterkering?

Het falen van de kistdijk door het grondwater kan op twee verschillende wijzen plaats vinden. Ten eerste doordat een onaanvaardbaar grote kwelstroom door de kering optreedt. Ten tweede doordat de stabiliteit wordt verstoord. Bij dit laatste valt te onderscheiden: stabiliteitsverlies van de kist, stabiliteitsverlies van het zandlichaam en de onderliggende lagen, lokale instabiliteit door piping.

Bezwijkmechanismen t.g.v. grondwater.



Van deze bezwijkmechanismen moeten de grenstoestanden worden bepaald. D.w.z. de optredende belasting en de kritische waarde van elk bezwijkmechanisme moet worden bepaald. Het quotient geeft de veiligheid m.b.t. het mechanisme.

Grenstoestanden.

- I Het evenwicht van de kist bij de hoogste waterstand N.A.P. + 23.30 (zie college f9b, lit 4)

- Het horizontaal evenwicht:

$$V.C. \times F_{\text{hydr}} = F_{\text{vert.}} \times \tan \phi \quad V.C. \geq 1.5$$

- Het grondvlak van de kist moet overal onder druk staan:

$$\sigma_{\min} = \frac{F_{\text{hydr}}}{b} - \frac{M_{\text{tot}}}{1/6 b^2} \geq 0$$

hieruit kan worden afgeleid:

$$V.C.^{'a} \times M_{tot} = F_{vert} \times l/6 b \quad V.C.^{'a} \geq 1$$

- De veiligheid tegen kantelen:

$$V.C.^{'b} \times M_{tot} = F_{vert} \times l/2 b \quad V.C.^{'b} \geq 1.5$$

$V.C.^{(\cdot)}$ = veiligheidscoëfficiënten (), ($'a$), ($'b$)

F_{hydr} = horizontale kracht t.g.v. waterdruk

F_{vert} = verticale resultante

M_{tot} = Het resulterend moment uit het hydraulisch, gravitatie en opwaardsedrukmoment

σ_{min} = minimale verticale grondspanning

ϕ = hoek van inwendige wrijving

In dit grondwateronderzoek is slechts de stabiliteit van de kist zelf beschouwd. De stabiliteit van de kistfundering op het zandlichaam is niet bekeken. De stabiliteit van de fundering moet tezamen met de stabiliteit van het gehele zandlichaam worden bepaald.

- II De stabiliteit van het zandlichaam en de ondergrond wordt bepaald door de korrel en waterspanningen in de verschillende lagen. De veiligheidscoëfficiënt volgt voor dit mechanisme uit glijvlak berekeningen, deze voeren voor dit onderzoek te ver. Er zal daarom worden volstaan met het bepalen van de waterspanningen in het zandlichaam waarmee een glijvlak berekening kan worden gevoed.
- III Lokale stabiliteit. De grenstoestand van de lokale stabiliteit wordt bepaald door de maximale kracht die het stromende grondwater kan uitoefenen op de korrels alvorens deze gaan bewegen. Een benadering van deze kracht is te geven via een stabiliteitskriterium voor het maximale verhang. Uit dit verhang volgen de maximaal toelaatbare stroomsnelheden van het grondwater. (zie bijlage II)

$$\begin{aligned} v_{\text{vert. max}} &= 5.5 \cdot 10^{-3} \text{ m/s} \\ v_{\text{hor. max}} &= 2.7 \cdot 10^{-3} \text{ m/s} \end{aligned}$$

de grenstoestand volgt uit

$$v_{\text{gr. water}} \approx V.C.''' = v_{\text{max.}}$$

IV Grenstoestand voor de kwel. De kwel debieten van een spaarbekken kunnen niet absoluut worden bekeken. Het kweldebiet moet in een redelijke verhouding staan tot de grootte van het bekken en het gebruik er van. Het energiespaarbekken in het Markermeer is ontworpen om maximaal een windenergieloze periode van één week te kunnen overbruggen. Hiervoor moet van het 55 km^2 grootte bekken in één week 6 m. water kunnen worden afgelaten. Het maximaal nuttige debiet bedraagt derhalve $330 \cdot 10^6 \text{ m}^3/\text{week}$. Ten opzichte van dit nuttige debiet moet het kweldebiet klein zijn. Aangehouden is hier een percentage van 2% wat een kweldebiet inhoud van $6.6 \cdot 10^6 \text{ m}^3/\text{week}$. (zie noot)

* De twee procent is afgeleid van het rendement van de pompturbines. Deze machines hebben een rendement van 20% per gang d.w.z. voor pompen en genereren. Tov. deze 20% vormen de 2% kwelverlies een aanvaardbaar bedrag.

* In het rapport windenergie en waterkracht (lit 2) wordt melding gemaakt van een grenswaarde van 0.1 % van de nuttige inhoud. Deze eis is bijzonder zwaar en niet noodzakelijk.

De grenstoestand voor de kwel volgt nu uit:

$$V.C.'''(Q_{\text{tot}}) = V.C.'''(Q_{\text{w.kering}} + Q_{\text{bodem}}) = 6.6 \cdot 10^6 \text{ m}^3/\text{w.}$$

2.5.0. De alternatieven.

In het onderzoek zijn voor een aantal interessante alternatieven van de kistdijk de veiligheidscoëfficiënten bepaald. Hiervoor moeten de waterdrukken, stroomsnelheden en kweldebieten worden berekend. Dit kan ondermeer door het bepalen van het potentiaalbeeld. In hoofdstuk drie is dit nader uitgewerkt.

Een zevental alternatieven zijn onderzocht. De eerst drie om een beeld te krijgen van de invloed van de slecht doorlatende lagen. Tevens geven deze alternatieven een beeld van de grondwater stroming bij het niet functioneren van een gedeelte van de slecht doorlatende laag. De overige vier alternatieven zijn mogelijke oplossingen voor de kistdijk.

- I Geen slecht doorlatende lagen
Geen drain
- II Talud (laag I) doorlatend
Kistwand (laag 1) ondoorlatend
Drain in de kist bij de achterwand
- III Talud (laag I) slecht doorlatend (1 m. klei $k = 10^{-8}$ m/s)
Kistwand (laag 1) slecht doorlatend (2.85 m. $k = 4 \cdot 10^{-6}$ m/s)
Drain in de kist bij de achterwand (zie noot)
- IV Talud (laag I) slecht doorlatend (1 m. klei $k = 10^{-8}$ m/s)
Kistwand ondoorlatend
Geen drain
- IV A Talud slecht doorlatend (1 m. klei $k = 10^{-6}$ m/s)
Kistwand ondoorlatend
Drain in de kist bij de achterwand
- V Talud slecht doorlatend (1 m. klei $k = 10^{-8}$ m/s)
Kistbodem ondoorlatend
Geen drain

V A Talud slecht doorlatend (1 m. klei $k = 10^{-6}$ m/s)

Kistbodem ondoorlatend

Geen drain

- * Om een enigszins redelijke waarde van de V.C. m.b.t. de kwel te krijgen is een niet reële waarde voor de doorlatendheid van de kist in gevoerd om zo de onmogelijkheid van dit alternatief te bewijzen.

3.1.0. Het potentiaalbeeld

In het navolgende hoofdstuk zal worden besproken op welke wijze het potentiaal beeld van de grondwaterstroming in de kistdijk is bepaald.

3.1.1. Schematisatie.

De grondwaterstroming in de kistdijk wordt niet beïnvloed door de stroming in de onder liggende lagen. De doorlatenheid van deze lagen is zo klein t.o.v. de doorlatendheid van het zandlichaam ($k = 10^{-10}$ t.o.v. $k = 10^{-4}$ m/s) dat ze als ondoorlatend mogen worden beschouwd. Dit heeft tot gevolg dat de grondwaterstroming in de waterkering onafhankelijk van de grondwaterstroming in de ondergrond kan worden beschouwd. Dit geeft het eerste element voor de schematisatie. Een verdere schematisatie kan worden uitgevoerd doordat de grondwaterstroming, in een over de lengte as homogene waterkering, in iedere doorsnede gelijk is. De grondwaterstroming kan daarom worden beschreven in een vertikaal vlak met de normaal evenwijdig aan de lengte as.

Allereerst zal nu de twee dimensionale stroming in de kistdijk worden uitgewerkt

3.1.2. Twee dimensionale grondwaterstroming

Grondwaterstroming in een twee dimensionaal vlak kan met behulp van een potentiaal veld worden beschreven. (zie Theory of groundwaterflow lit. 1) Voor een twee dimensionale stroming gelden de volgende vergelijkingen:

$$\text{Darcy} \quad v = -k \frac{d\phi}{dn}$$

$$\text{Laplace (voor 2 dimensies)} \quad \frac{d^2\phi}{dx^2} + \frac{d^2\phi}{dy^2} = 0$$

Deze vergelijking van Laplace volgt uit de continuïteit en de wet van Darcy.

ϕ	= stijghoogte, waterspanning.	(m.)
k	= doorlatendheid	(m^2/s)
x		
y	= plaatscoördinaat	(m.)
s		
v	= snelheid, debiet per m^2	(m^3/s)

3.1.3. Met Laplace en Darcy wordt het potentiaal beeld in mathematische zin beschreven. Het stelsel is in principe oplosbaar indien alle randvoorwaarden bekend zijn. De feitelijke oplossing kan echter bij ingewikkelde ruimtelijke configuraties, zoals de kistdijk, niet worden bepaald. Hiertoe wordt gebruik gemaakt van b.v. elektrische modellen. In dit geval is gekozen voor het Teledeltos model. Deze modeltechniek biedt de mogelijkheid om een aantal verschillende situaties snel door te meten waardoor er een wisselwerking kan ontstaan tussen meten en ontwerpen.

Het elektrisch analogon is gebaseerd op de overeenkomst tussen de wet van Ohm, voor de beweging van elektrischestroom door een vlakke plaatgeleider, en de wet van Darcy voor grondwaterstroming. In infinitesimale vorm luidt de Wet van Ohm.

$$i = - 1/\rho \frac{dV}{ds}$$

Hierin zijn i , stroomsterkte (amp/m^2), ρ , specifieke weerstand van de geleider in ohm, en V is de elektrische potentiaal. De wet van Ohm en Darcy zijn analoog zoals uit de vergelijkingen voor de twee wetten blijkt. Ook bij elektrische stroom geldt een behoudswet (voor electronen) hierdoor ontstaat een compleet analoog systeem waarin de volgende grootheden analoog zijn:

$U \hat{=} h$	spanning	en stijghoogte
$i \hat{=} q$	stroomsterkte	en debiet
$R \hat{=} 1/k$	weerstand	en reciproce v.d. doorlatendheid.

3.2.1 Het Model

Begrenzing van het stroomgebied. Het model bestaat uit een stuk elektrisch geleidend papier wat in de geometrie van het prototype is uitgesneden (zie bijlage IV). In het prototype zal het stromingsgebied aan de bovenzijde worden begrensd door de randen van de kering, indien de freatische lijn buiten de kering ligt. Is dit niet het geval dan wordt het stromings gebied begrensd door de freatische lijn en verkleint van oppervlak. In het model is het stromingsgebied moeilijk te wijzigen. Als benadering wordt dan op de plaatsen waar de freatische lijn zich onder de rand bevindt de r.v.w. $q = 0$ opgelegd. Dit houdt feitelijk in dat de freatische lijn zich juist op de rand bevindt. Het spreekt vanzelf dat voor situaties waarbij de freatische lijn ver onder de rand ligt de metingen door deze benadering onnauwkeurig worden.

Doorlatendheid. De doorlatendheid en de elektrische geleiding zijn elkaars analogen. De weerstand van het papier brengt de doorlatendheid van het zand in het model. Slecht doorlatende lagen vertegenwoordigen een extra weerstand. Deze kunnen in het model worden weergegeven door ter plaatse van deze lagen een aantal weerstanden te plaatsen.

Beperkingen: De potentiaal verschillen die ontstaan door weerstanden, die een slecht doorlatende laag representeren, zijn goed meetbaar indien het verschil in doorlatendheid/geleiding een factor 100 tot 1000 met het zandlichaam/papier is. Is dit verschil kleiner dan een factor 10 dan ontstaat geen potentiaal verschil over de laag/weerstand en wordt deze als volledig doorlatend weergegeven. Het omgekeerde geldt voor doorlatendheid/geleidings verschillen groter dan factor 10.000 deze worden als volledig ondoorlatend dat, wil zeggen als rand, weergegeven.

De randvoorwaarden. De stijghoogten op de randen worden in het model gebracht als equivalente spanningen en vormen zo één type rand voorwaarde. Het andere type is de $q = 0$ r.v.w. die wordt weergegeven door geen potentiaal aan de rand op te leggen.

3.3. Het meten en de weergave in de pot. lijn figuren.

In de inleiding van dit hoofdstuk is gesteld dat het potentiaalbeeld van de grondwaterstroming moet worden bepaald m.a.w. de stijghoogten op vaste punten moet worden gemeten om daaruit "stijghoogte equipotentiaallijnen" te kunnen samenstellen. Daarnaast is voor de debiet bepaling een meting van de in en/of uitgaande stroomsterkte nodig.

Er resteren zo twee metingen voor elk alternatief uit Hfst. 1:

Stijghoogte: Op een aantal vaste meetpunten wordt m.b.v. een voltmeter de spanning bepaald. Via de schaalverhouding (s) is daarmee de stijghoogte bekend.

$$s = h / V = \frac{14}{1.4} = 10$$

$$h = V \times s$$

Debieten Het in en eventueel ook het uit stromend debiet wordt gemeten door de stroomsterkte te meten, hiervoor wordt de spanningsval over een precisie weerstand bepaald. Het debiet volgt uit

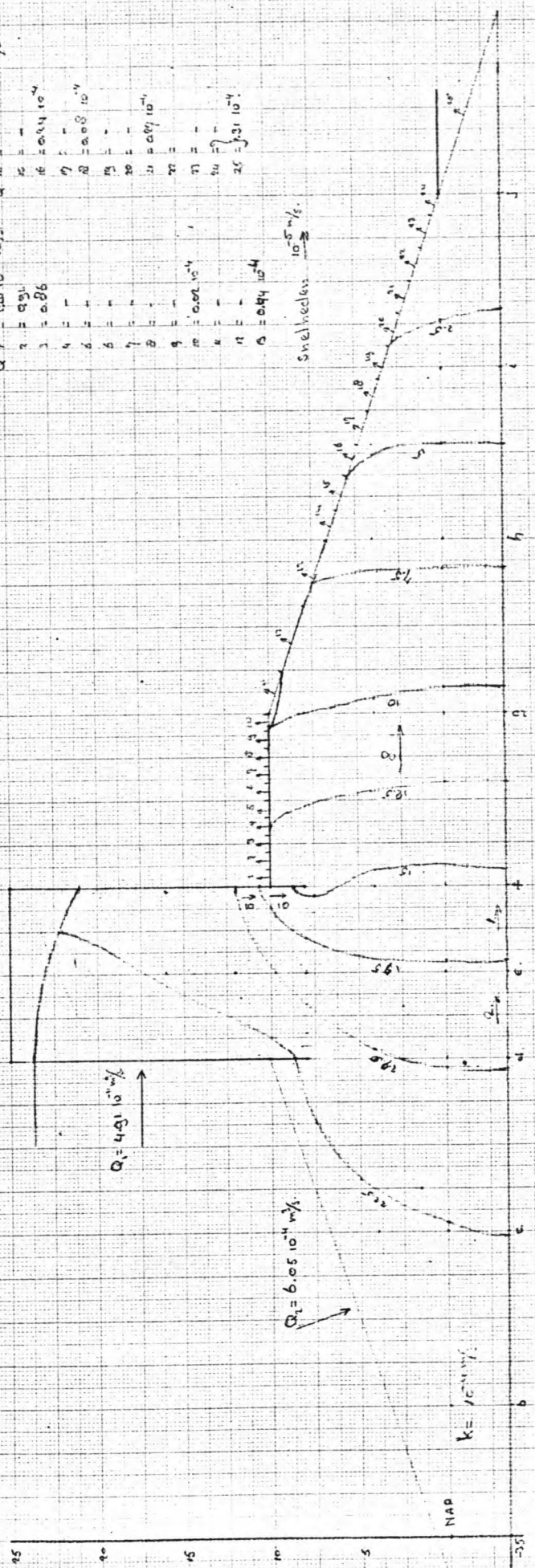
$$q = i \times R \times k \times s$$

In dit verslag is er voor gekozen de stijghoogten in vaste punten te bepalen, waaruit later equipotentiaal lijnen kunnen worden opgesteld. Door deze werkwijze is de nauwkeurigheid van de stijghoogte in de meetpunten optimaal hetgeen voor numerieke berekeningen van de stabiliteit is gewenst. De equipotentiaal lijnen zoals die in de figuren 4 t/m 10 te zien zijn geven een goede indruk aan de lezer over de grondwaterstroming maar missen door de gevolgde werkwijze een grote nauwkeurigheid.

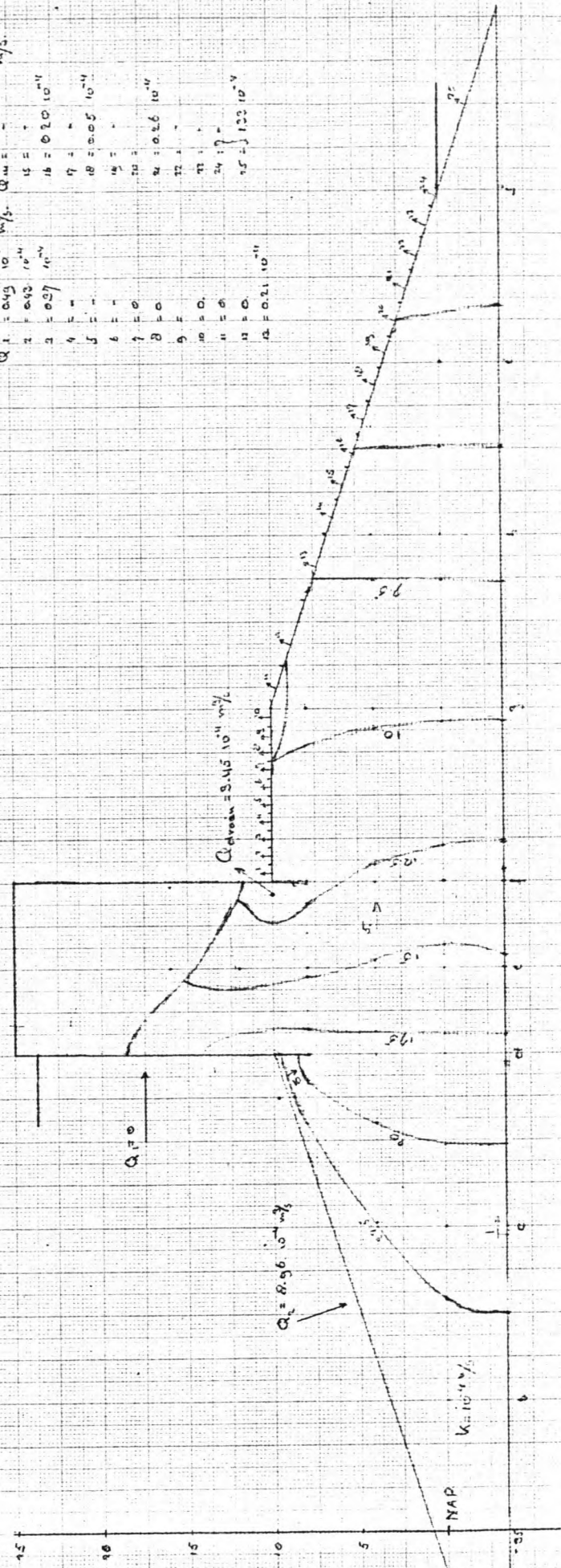
- De figuren 4 t/m 10 geven op schaal 1 : 2.5 de equipotentiaal lijnen weer om de 2.5 m. stijghoogteverschil. De stijghoogten zijn bij de lijnen in meters weergegeven.
- De freatischelijs in de kering is geschat uit de metingen van de stijghoogten.

- In de figuren zijn de debietmeetpunten aangegeven met de nummers 1 t/m 25. Bij elk figuur zijn de debieten per strekende meter damlengte vermeld.
- Uit de verhangen in het zandlichaam zijn de internestroomsnelheden berekend en met pijlen in de figuren weergegeven. De snelheden in de figuren zijn de ideële of filtersnelheden, om de werkelijke stroomsnelheden tussen de korrels te vinden moeten zij met een factor 2.7 worden vermenigvuldigd.
- De alternatieven IV en V geven een horizontale freatischelijs deze is aangenomen omdat de doorlatendheid van de kleilaag zo gering is dat deze als vrijwel ondoorlatend wordt weergegeven. De freatische lijn ligt hierdoor zo ver onder de randen van het model dat de metingen niet betrouwbaar zijn. (zie 3.2.1.).
- De k waarden van het zand zijn in de figuren links in de doorsnede te vinden. Van de slechtdoorlatende lagen is de dikte en doorlatendheid vermeld.

Alternativ I

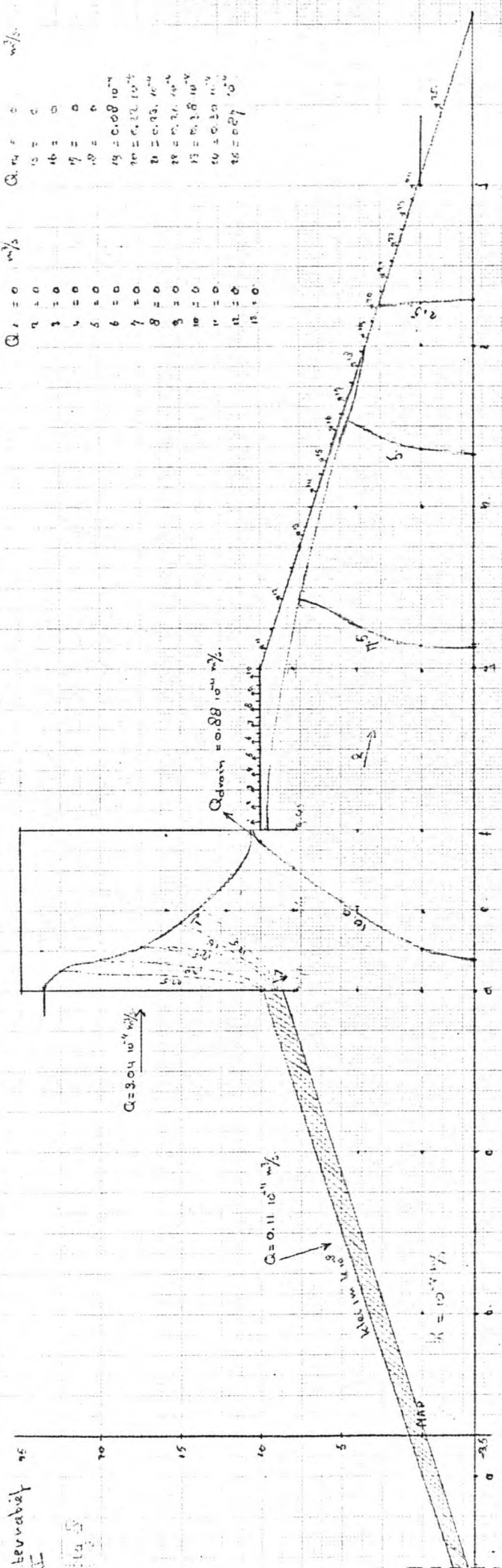


Alternativ II

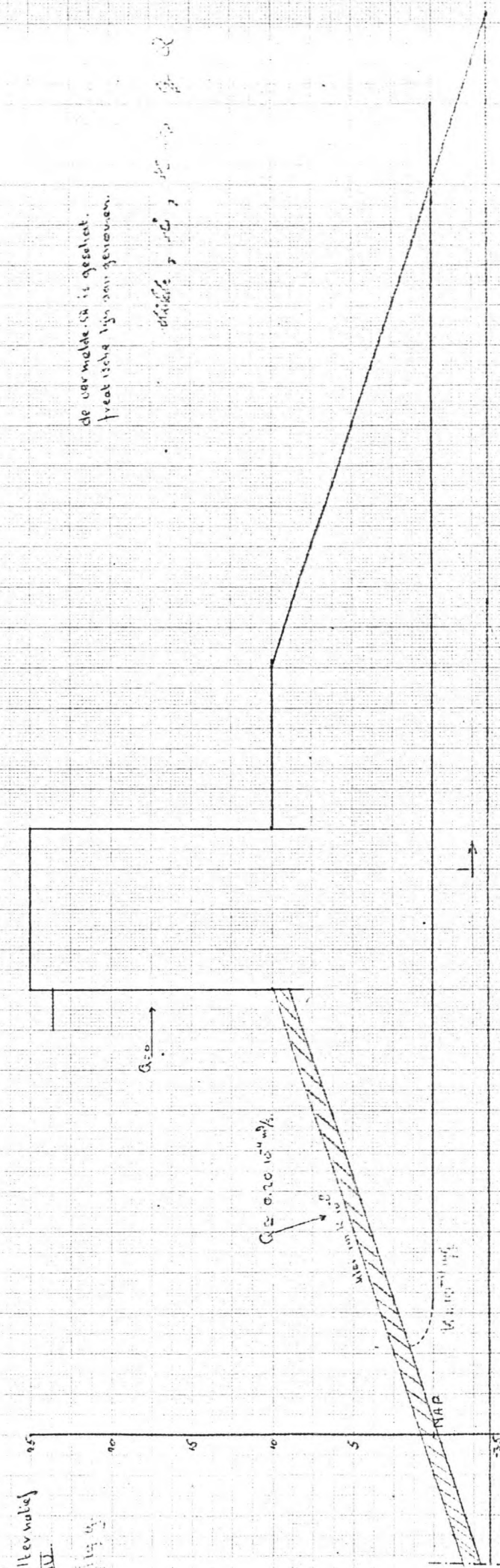


11.000 m³

Q_1	Q_2	Q_3
1 = 0	1 = 0	1 = 0
2 = 0	2 = 0	2 = 0
3 = 0	3 = 0	3 = 0
4 = 0	4 = 0	4 = 0
5 = 0	5 = 0	5 = 0
6 = 0	6 = 0	6 = 0
7 = 0	7 = 0	7 = 0
8 = 0	8 = 0	8 = 0
9 = 0	9 = 0	9 = 0
10 = 0	10 = 0	10 = 0
11 = 0	11 = 0	11 = 0
12 = 0	12 = 0	12 = 0
13 = 0	13 = 0	13 = 0



11.000 m³



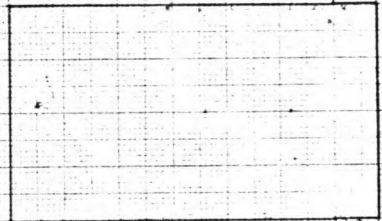
de vermeldende is geslacht.
prestatie van de natuur.

de vermeldende is geslacht.
prestatie van de natuur.

Allevatura 25

V

1/2



Q_0

$Q_0 = 0.010 \text{ m}^3/\text{s}$

Klein 1000

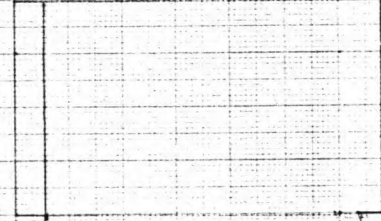
NAP

0-25

Allevatura 25

V

1/2



Q_1

$Q_1 = 0.010 \text{ m}^3/\text{s}$

Klein 1000

NAP

0-25

de vermelde Q_0 is een schaling
van de werkelijke Q_0 is een schaling

met de Q_0 is een schaling

$Q_1 = 0$

$Q_2 = 0$

$Q_3 = 0$

$Q_4 = 0$

$Q_5 = 0$

$Q_6 = 0$

$Q_7 = 0$

$Q_8 = 0$

$Q_9 = 0$

$Q_{10} = 0$

$Q_{11} = 0$

$Q_{12} = 0$

$Q_{13} = 0$

$Q_{14} = 0$

$Q_{15} = 0$

$Q_{16} = 0.06 \text{ m}^3/\text{s}$

$Q_{17} = 0.10$

$Q_{18} = 0.17$

$Q_{19} = 0.27$

$Q_{20} = 0.46$

$Q_{21} = 0.76$

$Q_{22} = 1.23$

$Q_{23} = 2.03$

$Q_{24} = 3.29$

$Q_{25} = 5.46$

$Q_{26} = 8.82$

4.1.0. Bepaling van de veiligheidscoëfficiënten.

Met behulp van de metingen zijn de veiligheidscoëfficiënten te bepalen zoals die in Hfst 1 zijn gedefinieerd.

4.1.1. I Evenwicht van de kist per m' breedte.

$$\begin{array}{lll} V.C. \times F_{hydr} = F_{vert} \times \tan \phi & & V.C. \geq 1.5 \\ V.C.'^a \times M_{tot} = F_{vert} \times \frac{1}{6} b & & V.C.'^a \geq 1 \\ V.C.'^b \times M_{tot} = F_{vert} \times \frac{1}{2} b & & V.C.'^b \geq 1.5 \end{array}$$

Hiervoor moeten derhalve M_{tot} , F_{vert} en F_{hydr} worden berekend zie hiervoor bijlage VI

4.1.2. II Stabiliteit zandlichaam

T.b.v. het berekenen van de V.C. zijn in de bijlage de waarden van de stijghoogten opgenomen. De berekening valt buiten dit onderzoek

4.1.3 III De lokale stabiliteit.

$$v_{gr. water} \times V.C.' = v_{max}.$$

$$v_{gr. water} = \text{stroomsnelheid}$$

$$\begin{array}{ll} v_{max} & = 1 \cdot 10^{-4} \text{ (indien stroming verticaal omhoog)} \\ & = 0.5 \cdot 10^{-4} \text{ (indien stroming horizontaal)} \end{array}$$

De stabiliteit van de korrels wordt bepaald door de stroomsnelheden in het zandlichaam. Deze worden bepaald uit de uitstroomdebieten of uit de potentiaallijnen. In dit laatste geval wordt m.b.v. de potentiaallijnen een vierkanten net geschat.

Voor een nadere toelichting op de lokale stabiliteit wordt verwezen naar bijlage II.

4.1.4.

IV De Kwel.

$$V.C.'''(Q_{w.kering} + Q_{bodem}) = 6.6 \cdot 10^6 \text{ m}^3/\text{week}$$

$Q_{w.kering}$ = kwel debiet door de waterkering zoals dat uit de metingen volgt. Dijklengete bedraagt 29.6 km

Q_{bodem} = kwel debiet door de bodem (bedraagt volgens Deel II van dit onderzoek $0.26 \cdot 10^6 \text{ m}^3/\text{week}$)

De veiligheidscoëfficiënten en debieten zijn opgenomen in tabel 5 .

... tabel 2 / 3						
Alt	F_{ext} kN/m	F_{hydr} kN/m	M_{tot} kNm/m	U.C	$U.C.^a$	$U.C.^b$
I	2561	1147	6044	1.28	0.71	2.11
II	2632	..	6141	1.35	0.71	2.14
III	3161	..	5830	1.59	0.65	2.70
IV	3050	..	5850	1.53	0.87	2.61
IDA	2781	..	5895	1.40	0.79	2.37
V	3050	..	5850	1.82	1.03	3.10
IDA	3223	..	5901	1.62	0.91	2.73

M

tabel 4 Stroomsnelheden/lokale stabiliteit.					
Alt	max uitstroom snelheid [m/s]	max interne snelheid [m/s]	U_{max} [m/s]	U.C."	
I	$1.2 \cdot 10^{-4}$	$0.8 \cdot 10^{-4}$	$0.5 \cdot 10^{-4}$	0.63	
II	$0.5 \cdot 10^{-4}$	$1.0 \cdot 10^{-4}$	..	0.5	
III	$0.2 \cdot 10^{-4}$	$0.7 \cdot 10^{-4}$	..	0.71	
IV	-	$0.02 \cdot 10^{-4}$	..	25.00	
IVA	$0.2 \cdot 10^{-4}$	$0.2 \cdot 10^{-4}$	..	2.5	
V	-	$0.02 \cdot 10^{-4}$	..	250	
VA	$0.2 \cdot 10^{-4}$	$0.2 \cdot 10^{-4}$	..	2.5	

tabel 5 Kweldebieten						
Alt	$Q_{w.kering}$ m ³ /s m'	$Q_{w.kering}^*$ m ³ /week	Q_{baden} m ³ /week	Q_{tot}	$Q_{tot b.}$	UC'''
I	$10.96 \cdot 10^4$	$14.66 \cdot 10^6$	$0.26 \cdot 10^6$	$14.92 \cdot 10^6$	$6.60 \cdot 10^6$	0.33
II	$8.96 \cdot 10^4$	$16.08 \cdot 10^6$	..	$16.34 \cdot 10^6$	..	0.40
III	$3.15 \cdot 10^4$	$5.65 \cdot 10^6$	..	$5.91 \cdot 10^6$	..	1.12
IV	$0.20 \cdot 10^4$	$0.54 \cdot 10^6$	-	$0.85 \cdot 10^6$	..	7.76
IVA	$2.93 \cdot 10^4$	$5.26 \cdot 10^6$	..	$5.52 \cdot 10^6$	..	1.20
V	$0.20 \cdot 10^4$	$0.54 \cdot 10^6$	..	$0.85 \cdot 10^6$	..	7.76
VA	$2.93 \cdot 10^4$	$5.26 \cdot 10^6$	..	$5.52 \cdot 10^6$	..	1.20

* $Q_{w.kering}$ volgt uit vermenigvuldiging van q per m' damlengte met de lengte van de dam: 29.6 km.

4.2.0. Bespreking van de veiligheidscoëfficiënten.

4.2.1. I Stabiliteit van de kist.

- De stabiliteit van de kist is in zijn algemeenheid onvoldoende. Weliswaar voldoet alternatief V (een kist vol met water en een goed afsluitende kleilaag op het talud) maar dit is onvoldoende om als uitgangspunt voor een ontwerp te dienen. Het risico dat de doorlatendheid 10^{-8} m/s niet kan worden gehaald is groot. Daarnaast moet de stabiliteit van de kist ook gegarandeerd blijven bij het eventueel, plaatselijk en tijdelijk, disfunctioneren van slecht doorlatende lagen.

De stabiliteit van de kist zal daarom moeten worden vergroot. De eerst aangewezen maatregel hiertoe is het verbreden van de kist. De invloed die deze maat-^yverziging op de grondwater situatie in de waterkering heeft is gering (zie ook noot).

- Het aanbrengen van een bodem in de kist en het vullen met water of op enigerlei andere wijze het verzwaren van de kist heeft een gunstig effect op de stabiliteit van de kist. De druk op het onderliggende zandlichaam neemt echter toe, zodat de stabiliteit van dit lichaam in gevaar kan komen.
- Opmerkelijk zijn de relatief hoge V.C.'s voor de stabiliteit van alternatief III (kistwand doorlatend vanuit spleten). Een eventuele lekkage van de kistwand behoeft dus niet tot het bezwijken van de kistdijk te leiden. Lekkage over het talud zoals in extreme vorm optreedt in alternatief II heeft een nadeliger invloed op de stabiliteit van de kist.

- * De uitkomsten van dit onderzoek zullen in het algemeen ook voor kistdijken met een bredere kist op het zelfde zandlichaam bruikbaar blijven. Dit kan doordat de stroming in de kist gering is en de freatische lijn achter de kist bij de meeste alternatieven geheel of vrijwel binnen het zandlichaam ligt. Een bredere kist vergroot het stroomgebied nauwelijks of anders gezegd de R.V.W. aan de rechterzijde ^yverzigigen nauwelijks. De waterdruk onder de bredere kist is hierdoor te schatten evenals de freatische lijn en dus het watervolume in de kist.

4.2.2. III. Lokale stabiliteit.

- Bij de alternatieven I,II,III treden te grote interne stroomsnelheden op. Doordat echter geen rekening met de sterkte ontleend aan de samenhang van het korrelskelet is gehouden, kan de feitelijke situatie gunstiger zijn.
- De stroomsnelheden in alternatief III zijn te gunstig doordat geen rekening is gehouden met de feitelijke 3 dimensionale stroming vanuit de spleten. De instroming zal met veel grotere snelheden gepaard gaan met daardoor een nog kleinere veiligheid ten aanzien van de lokale stabiliteit.

4.2.3. IV Kwel.

- De alternatieven I en II hebben beiden een te lage V.C.''. Hieruit blijkt dat slecht doorlatende lagen noodzakelijk zijn in verband met een acceptabele kwel.

Opm. Aan de in het rapport Wind energie en waterkracht vermelde eis van 0.1 % kweldebiet van de nuttige inhoud, wordt niet voldaan. Dient deze eis echter gehaald te worden dan zal een ander bekledingsmateriaal dan klei moeten worden toegepast, b.v. asphalt of bentonietschermen. De kwel door de bodem zal echter deze eis bijzonder moeilijk haalbaar maken.

Doordat de waterkering zich over vele kilometers uitstrekt zal de doorlatendheid over de totale lengte van de waterkering variëren tussen de onder- en bovengrens. Evenzo zal daarom het werkelijke debiet van het bekken tussen de grenzen $0.6 \cdot 10^6$ en $5.3 \cdot 10^6 \text{ m}^3/\text{week}$ liggen.

5.0.0.Conclusies.

- De stabiliteit van de kist dient te worden vergroot. De meest voor de hand-
liggende methode hiertoe is het vergrootten van de aanleg breedte van de
kist.
- De kistwand dient afsluitend te zijn. Weliswaar zou de doorlatendheid van
doorlatendheid van de wand op zich geen probleem voor de stabiliteit en
de kwel behoeven op te leveren. Maar de oplossing met een doorlatende-
wand biedt geen reserve meer, ondanks dat extreem gunstige aannamen voor
de doorlatendheid zijn gedaan. Wanneer het talud niet aan de doorlatend-
heid van $k = 10^{-8}$ m/s kan voldoen zullen zowel de veiligheid ten aanzien
van de stabiliteit en de kwel worden overschreden.
Daarnaast biedt ook de lokale stabiliteit een probleem zodat de kistwand
als constructieprincipe niet doorlatend kan worden ontworpen.
De gevolgen van een plaatselijke lekkage van de afsluitende wand zullen
gering zijn.
- De taluds dienen van klei te zijn voorzien, om de stabiliteit van de kist
te kunnen garanderen maar vooral ook om het kweldebiet aanvaardbaar te
maken.
- De lokale stabiliteit is verzekerd indien slechtdoorlatende lagen zijn
aangebracht. Bij eventueel disfunctioneren van deze lagen zou echter
toch materiaal transport kunnen ontstaan. Het verschil [±] tussen het plaatselijk
of het geheel ontbreken van slechtdoorlatende lagen is niet bekend.
Daarnaast is ook de invloed van het korrelskelet niet bekend zodat nadere
bepaling van de lokale stabiliteit is gewenst.
- Bij het interpreteren van de veiligheidscoëfficiënten moet in ogenschouw
worden genomen dat het niet voldoen aan een geëiste V.C. geen absoluut ge-
geven is. Het tijdelijk en plaatselijk niet aan de eisen t.a.v. de kwel
voldoen is niet desastreus i.t.t. het niet voldoen aan de stabiliteitseisen.
Als ontwerp situatie voor de stabiliteit van de kist dient daarom alterna-
tief II te worden aan gehouden, als extreme situatie bij lekkage van de
totale slechtdoorlatende laag. Alternatief I is te onwaarschijnlijk om
als extreme situatie in aanmerking te worden genomen.

Deel II.

6.1.0. Inleiding.

In dit deel II van het grondwateronderzoek wordt de grondwaterstroming in het grondpakket onder het bekken, de waterkering en de directe omgeving van het bekken bepaald. ^{*}/ Het accent ligt hierbij op de kweldebieten, en de voortplanting van de stijghoogte in de bodem van de omgeving van het bekken.

Juist het risico voor het grondwater t.g.v. het doorbreken van de slecht-doorlatende lagen op de bekken bodem is één van de aanleidingen tot het ontwerp van de kistdijk geweest. De kistdijk vraagt zo weinig zand dat deze buiten het bekken kan worden gewonnen en zo de afsluitende laag onaangetast laat. Volgens de bestaande plannen moet het zand binnen het bekken worden gewonnen. De benodigde afsluiting van het pleistocene zand, zou zich moeten herstellen door de uitspoeling van kleideeltjes uit de baggerspecie en bezinking hiervan op de winputten. Of dit in werkelijkheid goed zal functioneren is niet bekend. In dit onderzoekje zullen daarom de effecten worden beschouwd van de afwezigheid van afsluitende lagen op de bodem.

Er zullen in dit onderzoek, om de verschillen in de wijze van zandwinning te bepalen, drie situaties worden doorgerekend:

- I De afsluitende laag binnen het bekken is doorbroken tot op 1 km. uit de waterkering (fig 11)
- II De afsluitende laag is volledig intact gebleven of volledig hersteld.
- III De afsluitende laag is tot op 1 km. uit de waterkering buiten het bekken doorbroken.

De debieten in dit onderzoek zijn evenals de stijghoogten met behulp van de z.g.n. hollandse profiel sommen bepaald. Het bekken is hierbij tot een cirkel geschematiseerd.

^{*}/ Zoals reeds in de schematisatie van deel I is opgemerkt kunnen de grondwaterstroming van de waterkering en de onderliggende lagen gescheiden worden bepaald.

6.2.0 Probleemstelling.

- De kweldebieten van het bekken door de bodem moeten worden bepaald voor de bodem situaties I, II, III.
- De voortplanting van de stijghoogte van het bekken in de omgeving moet voor de drie bodemsituaties worden bepaald.
- Tevens dienen de stijghoogten onder de waterkering bepaald te worden en het gevaar voor opdrukken van de slecht doorlatende laag juist achter de waterkering te worden onderzocht.

6.3.0 Berekenings wijze

Door het bekken te schematiseren tot een cirkelvormig bekken met een equivalent oppervlak, kunnen met behulp van de D.V.'s voor de semi confined aquifers de debieten en stijghoogten worden berekend. (Verruijt lit 1)

De schematisatie tot een cirkel maakt het mogelijk van poolcoördinaten gebruik te maken waardoor de drie dimensionale ruimte door twee coördinaten kan worden beschreven, immers over de derde coördinaat ϕ vindt geen verandering plaats. De berekening kan zo in een twee dimensionale doorsnede worden uitgevoerd. In de doorsnede worden verschillende gebieden onderscheiden waarvoor de D.V. (¹) met de daarbij behorende randvoorwaarden wordt opgesteld. (zie fig.11)

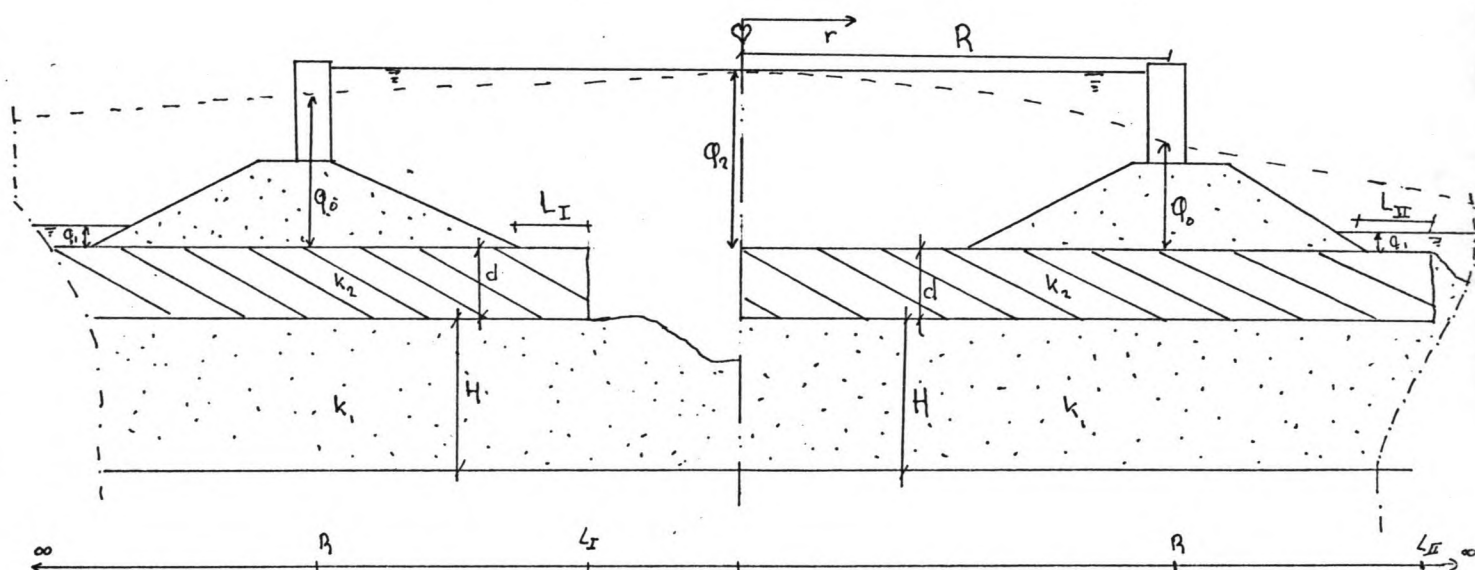


fig 11

$$\frac{d^2 \phi}{dr^2} + \frac{1}{r} \frac{d\phi}{dr} - \frac{\phi - \phi_{1,2}}{\lambda^2} = 0 \quad (1)$$

ϕ = stijghoogte

$\phi_{1,2}$ = stijghoogte buiten resp binnen het bekken.

r = plaats coördinaat, straal

$$= (k_1/k_2 d H)^{1/2}$$

d = dikte slecht doorlatende laag

H = dikte watervoerende (zand) laag

$k_{1,2}$ = doorlatendheid van zand resp. klei/veen

De hier beschreven differentiaal vergelijking kan worden opgelost door de relatieve stijghoogte (s) als hulp variabele in te voeren.

$$s_{1,2} = \phi_{1,2} - \phi \quad \text{dow?}$$

De diff. verg. wordt nu:

$$\frac{d^2 s}{dr^2} + \frac{1}{r} \frac{ds}{dr} - s/\lambda^2 = 0$$

De oplossingen van deze D.V. kunnen worden gevonden m.b.v. zo genaamde Besselfuncties

$$s_{1,2} = A I_0(r)\lambda^2 + B K_0(r)\lambda^2$$

Hierin zijn I_0 en K_0 Besselfuncties. Deze functies en hun gebruik bij grondwater problemen worden nader beschreven in Theory of groundwater-flow, Verruijt (lit 1)

In het navolgende is de D.V. voor de drie/twee deel gebieden steeds opgesteld met verwerking van de R.V.W.. Hierbij is de hulpvariabele s weer in ϕ uitgeschreven. De verekening van de constanten A,B,C,D heeft uiteraard plaats gehad maar is in dit verslag niet opgenomen.

6.4.0. Schematisatie

grond.

De opbouw van de alluviale laag is behandeld in paragraaf 2.3.0.

Ten behoeve van de berekening zijn uit deze gegevens de volgende gemiddelden bepaald:

Watervoerende pleistocene laag	dikte	$H = 17$ m. [*])
	doorlatendh.	$k_1 = 10^{-4}$ m/s.

Slecht doorlatende alluviale laag	dikte	$d = 8$ m.
	doorlatendh.	$k_2 = 10^{-8}$ m/s.

^{*}) Voor deze dikte is de dikte van het eerste watervoerende pakket aangehouden

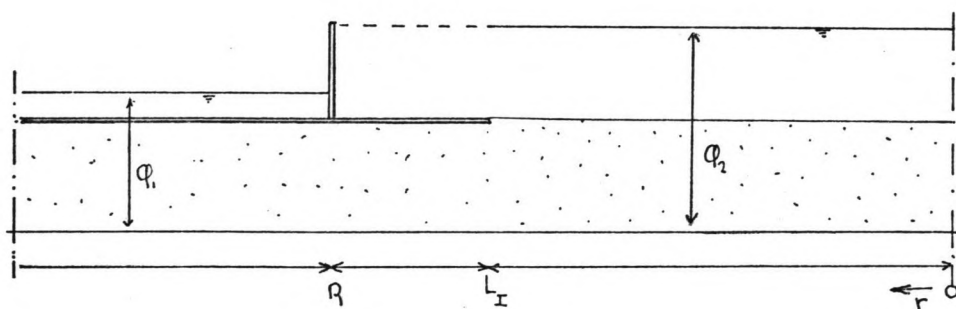
bekken.

Afmetingen	straal	$R = 4000$ m.
	voorland	$L_I = 1000$ m.
	achterland	$L_{II} = 1000$ m.

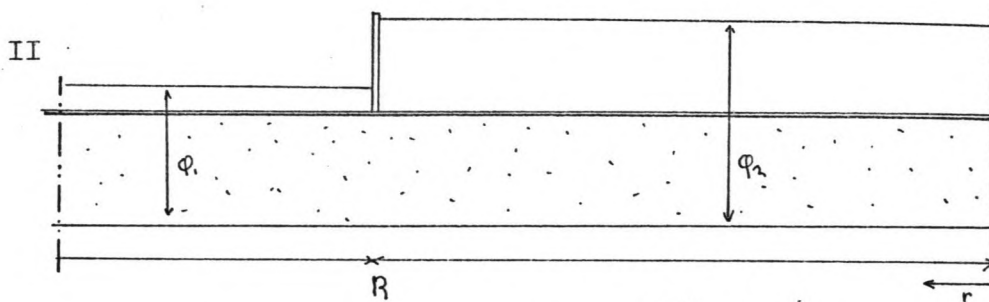
Stijghoogten	buiten het b.	$\phi_1 = 0$ m.
	binnen het b.	$\phi_2 = 23.70$ m.

6.5.0. Berekeningen.

I

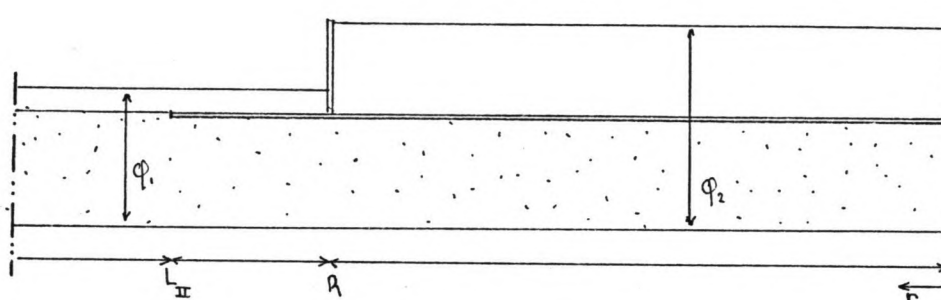


$0 < r < L_I$	$\phi = \phi_2$
$L_I < r < R$	$\phi = \phi_2 + (\phi_0 - \phi_2) (A J_0(r/\lambda) + B K_0(r/\lambda))$
$R < r < \infty$	$\phi = \phi_1 + (\phi_0 - \phi_2) \frac{K_0(r/\lambda)}{K_0(R/\lambda)}$



$$0 < r < R \quad \phi = \phi_2 + (\phi_0 - \phi_2) \frac{K_0(r/\lambda)}{K_0(R/\lambda)}$$

$$R < r < \infty \quad \phi = \phi_1 + (\phi_0 - \phi_1) \frac{J_0(r/\lambda)}{J_0(R/\lambda)}$$



III

$$0 < r < R \quad \phi = \phi_2 + (\phi_0 - \phi_2) \frac{J_0(r/\lambda)}{J_0(R/\lambda)}$$

$$R < r < L_{II} \quad \phi = \phi_1 + (\phi_0 - \phi_1) (C J_0(r/\lambda) + D K_0(r/\lambda))$$

$$L_{II} < r < \infty \quad \phi = \phi_1$$

Uit deze vergelijkingen is de stijghoogte ϕ_0 te bepalen door de gemeenschappelijke randvoorwaarden gelijk te stellen. Hierdoor is tevens ϕ bepaald. Om de invloed op de stijghoogte op grote afstand na te gaan is de ϕ waarde op $r = 10$ km. bepaald.

Door het gewicht per m^2 van de afsluitende laag achter de kering te bepalen kan uit het quotient van deze druk en de stijghoogte ϕ_0 volgt dan de veiligheid tegen opdrukken van deze afsluitende laag door wateroverspanning.

Gewicht afsluitende laag:

$$\begin{aligned} d \times v.m. &= 8 \times 19 = 152 \text{ kN/m}^2 \\ h \times v.m. &= 35 \times 10 = 35 \text{ kN/m}^2 \\ \hline &187 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

Het kwel debiet volgt uit:

$$Q = k_1 2\pi R H \frac{d\phi}{dr}$$

De resultaten staan vermeld in tabel 6

tabel 6 kweldebiet door bodem						
situatie	Q [m ³ /week]	ϕ_0 [m]	ϕ_{10km} [m]	Gewicht/m ² [kN/m ²]	Opwaartse druk [kN/m ³]	V.C.
I	$0.32 \cdot 10^6$	12.9	0.04	187	129	1.45
II	$0.25 \cdot 10^6$	10.0	0.03	..	100	1.87
III	$0.26 \cdot 10^6$	9.1	-	..	91	2.05

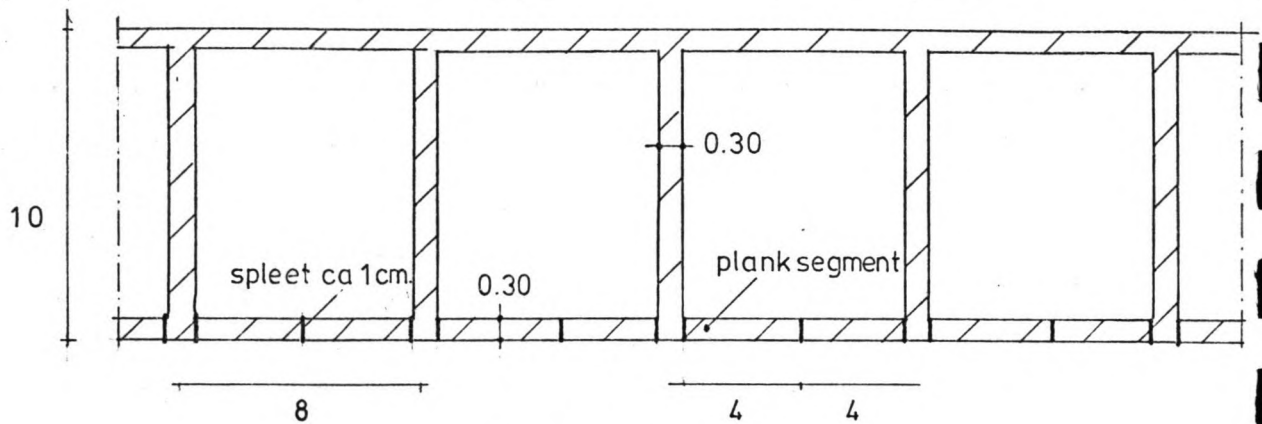
6.6.0. Conclusies

- De kweldebieten zijn van de zelfde orde grootte als die van de waterkering.
- De debieten van de drie verschillende situaties vertonen slechts geringe verschillen.
- De voortplanting van de stijghoogte is bij de situaties I en II op 10 km. nog duidelijk aanwezig. Bij situatie III treedt het grondwater uit via het baggercunnet zodat de waterspanning zich niet kan voortplanten
- Het gevaar voor opdrukken van de slecht doorlatende laag juist achter de kering is bij situatie I het grootst en bij III het kleinst. De veiligheid in situatie I is minimaal wanneer in rekening wordt genomen dat hier een gemiddeld grond gewicht in rekening is gebracht.

Literatuurverwijzingen.

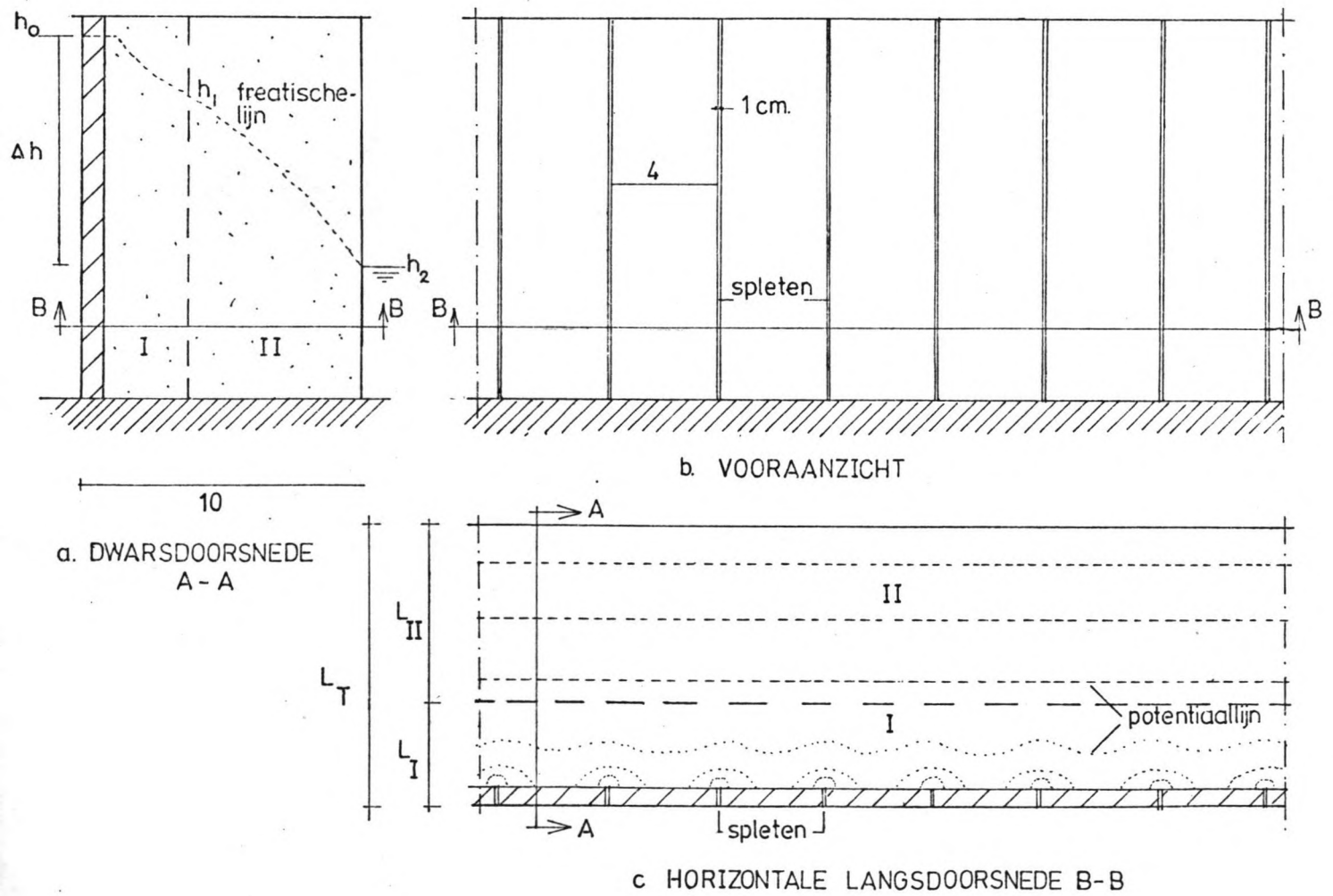
- 1 Theory of Groundwater Flow,
A. Verruijt, 1970,
Macmillan and Co. LTD., London, 1970.
- 2 Windenergie en waterkracht,
Rapport van de Begeleidingscommissie Voorstudie Plan Lieveense,
Staatsuitgeverij, 's-Gravenhage, mei 1981.
- 3 Energiebekken IJsselmeergebied - Ontwerp en uitvoering ringdijken.
Laboratorium voor grondmechanica, Delft,
Ing. F.J. van Duren.
Rapport nr.: CO-254000/25
- 4 Stencils voor het college f9a
(zie ook lit. 5)
- 5 Hauptprobleme de Bodenmechanik,
J. Brinch Hansen und H. Lundgren,
Springer-Verlag, Berlin, 1960.
- 6 Rapport ELNAG
Deltadienst hoofdafdeling waterloopkunde
project: G7724B00

BIJLAGEN.



DOORSNEDE B - B schaal 1 : 250

FIG I CONSTRUCTIESCHEMA V.D. KIST



ONEINDIGLANG EILAND
maten in m. schaal 1 : 250
FIG II

I.1. Onderzoek naar de doorlatendheid van de kist

De kist is een gewichts constructie die de bovenste 13 m. water moet keren. Ze is opgebouwd uit betonnen kokers die aan elkaar zijn geschakeld. (fig. I) De kokers worden geballast met bijvoorbeeld het pleistocene zand. Uit constructieve overwegingen is het interessant te onderzoeken of de kokers uit plank elementen kunnen worden opgebouwd. (afmetingen zie fig. I) Tussen deze elementen kunnen spleten van ca. 1 cm. optreden waardoor de kistwand doorlatend wordt. Onderzocht moet worden hoe groot deze doorlatendheid is.

I.2 Doelstelling.

Het bepalen van de weerstand van een zandpakket dat vanuit verticale spleten wordt doorstroomd, en het hieruit bepalen van een equivalente doorlaatendheid voor een pakket dat over de volledige breedte wordt aangestroomd.

I.3. Schematisatie.

- Voor de weerstands bepaling wordt een oneindiglang eiland beschouwd, waarover een waterstands verschil Δh staat. Aan de zijde met de hoge waterstanden treedt het water in via 1 cm. brede openingen over de totale hoogte van het pakket (zie fig. 4)
- In fig II is een schatting van het stroombeeld gegeven d.m.v. de freatischelijns in IIa en de vorm van de potentiaallijnen in IIc. De stroming valt uiteen in twee stroomgebieden. Het eerste juist achter de spleet, waarin de potentiaallijnen veranderen van cirkels tot rechten, gebied I. In het tweede gebied zijn de potentiaallijnen nagenoeg recht, gebied II.
- Van gebied I zal m.b.v. metingen de weerstand moeten worden bepaald. Gebied II laat zich analytisch beschrijven. Het probleem moet tot een twee dimensionaal probleem worden vereenvoudigd, ten behoeve van de metingen met een electrisch model. De variatie van de hoogte van het doorstroomde pakket in gebied I is slechts gering t.o.v. de totale hoogte. Hierdoor kan deze als constant worden verondersteld en kan een twee dimensionaal horizontaal model worden opgesteld.

I.4. Weerstands en doorlatendheids bepaling.

Met behulp van het horizontaal electrisch model wordt het debiet onder het verval Δh gemeten. Eveneens worden de equipotentiaallijnen van de stijghoogte bepaald, (bijlageVII). Uit deze laatste wordt wordt de lengte van gebied I en II bepaald, respectievelijk L_I en L_{II} . Weerstand:

Darcy: $v = k \frac{d\phi}{dx}$ (afgezien van het teken)

In differentie

vorm: $v = k \frac{\Delta h}{\Delta L}$

$q = b \times v = k \Delta h / \Delta L \times b$ in deze beschouwing is $\Delta L = L$

$W = \Delta h / q = L / (k \times b)$

Voor het spleten probleem geldt nu:

$$\Delta h = W_T \times q$$

$$h_0 - h_1 = W_I \times q$$

$$h_1 - h_2 = W_{II} \times q$$

$$\Delta h = h_0 - h_2 = (W_I + W_{II}) \times q = W_T \times q$$

$$W_I = W_T - W_{II}$$

In het bovenstaande is de weerstand van gebied I bepaald. Om voor de waterkering een totaal beeld te krijgen kan deze weerstand t.g.v. de instroming via de spleten beter als een weerstand van een slecht-doorlatende laag worden beschouwd. De radiale stroming wordt dan omgewerkt tot een equivalente rechtlijnige stroming, waardoor een doorlatendheid k is te bepalen k_{eq} (equivalent).

$$W_I = L_I / (k \times b)$$

$$k_{eq} = L_I / (W_I \times b)$$

I.5. Instroming.

Extra aandacht verdient de instroming van het grondwater bij de spleten. Ten opzichte van de weerstand in het zandpakket onder vindt het water in de spleet zelf nauwelijks enige weerstand. Juist achter de spleet stroomt het water in het zandpakket, waarschijnlijk is het daarom dat erig fijn materiaal hier weg zal spoelen zodat over het eerste gebied ook geen weerstand zal optreden. Tot hoever dit gebied zich uitstrekt is niet voorspelbaar. Daarom zal de gevoeligheid v.d. totale weerstand op de grootte van dit gebiedje worden onderzocht door vijf weerstands bepalingen te doen. De straal van het weerstandsloze gebied varieërd hierbij van 0.02 m. tot 0.30m.

X

bijlage I tabel i						
straal r_b [m]	W_T [s/m]	L_{II} [m]	W_{II} [s/m]	W_I [s/m]	L_I [m]	k_{eq} [m/s]
0.02	$7.7 \cdot 10^4$	7.15	$3.6 \cdot 10^4$	$4.1 \cdot 10^4$	2.85	$3.4 \cdot 10^{-5}$
.05	$6.9 \cdot 10^4$	..	..	$3.3 \cdot 10^4$	-	$4.3 \cdot 10^{-5}$
.10	$6.5 \cdot 10^4$	..	..	$3.0 \cdot 10^4$	..	$4.8 \cdot 10^{-5}$
.20	$6.0 \cdot 10^4$	..	..	$2.4 \cdot 10^4$	..	$5.9 \cdot 10^{-5}$
.30	$5.6 \cdot 10^4$	..	..	$2.0 \cdot 10^4$	..	$7.10 \cdot 10^{-5}$

I.6. Conclusies.

- De gevoeligheid van W_I ten gevolge van de grootte van het weerstandsloze gebied is klein.
- De weerstands vergroting ten gevolge van de spleten is klein in vergelijking met de weerstand van gebied I als deze over de volledige breedte zou worden aangestroomd. Deze bedraagt dan $W = 7.1 \cdot 10^3$ []
- De doorlatendheid van de kist met spleten kan worden gesteld op:

$$k_{I \text{ min.}} = 3.4 \cdot 10^{-5} \text{ m/s.}$$

$$k_{I \text{ max.}} = 7.1 \cdot 10^{-5} \text{ m/s.}$$

$$\text{Bij: } k_{\text{zand}} = 10^{-4} \text{ m/s.}$$

$$L_I = 2.85 \text{ m.}$$

$$r_b = 0.02 \text{ tot } 0.30 \text{ m.}$$

$$b = 4 \text{ m.}$$

} def

II Lokale stabiliteit.

De lokale stabiliteit is niet eenvoudig te controleren. Exacte methodes zijn tot op heden nog niet bekend. Enkele beschouwingen over stabiliteit van grond waardoor water stroomt zijn beschreven in "Hauptprobleme der Bodenmechanik" van Brinch Hansen/Lundgren (lit 5). Hierin wordt uit gegaan van de stromingsdruk die wordt uitgeoefend door stationair stromend grondwater. De stromingsdrukken zijn dan te bepalen uit de verhangen. Brinch Hansen beschouwt echter slechts stabiliteits verstoringen door uittredend water.

Het funderen van de kist brengt hoge spanningen in het zandlichaam met zich mee. Daardoor is het voorstelbaar dat onder invloed van grondwaterstroming het zand zich binnen het zandlichaam verplaatst naar gebieden met een lagere spanning. Tegen dit verplaatsen verzet zich de stabiliteit van elke korrel afzonderlijk maar ook de samenhang van de korrels (het skelet). In de beschouwingen zoals van Brinch Hansen wordt met de sterkte van dit skelet niet gerekend omdat slechts beschouwingen voor de buitenste korrels worden gedaan. Wanneer het criterium van Brinch Hansen echter overal in het zandlichaam zou worden geeist, wordt daarmee in elk geval aan een veilig criterium getoetst.

Welke gedachten?

Lokaal stabiliteits criterium (Brinch Hansen)

$$i_{kr} = \frac{dh}{dx} = 1 \quad (\text{voor verticaal opwaarts gerichte stroming})$$

Met darcy kan hieruit worden bepaald:

$$v = k \frac{dh}{dx} = k = 10^{-4} \text{ (m/s)}$$

Het kritische vernang wordt gevonden door te eisen dat de aanstromings kracht per eenheid even groot is als het gewicht (onder water) per eenheid. Voor zand bedraagt dat dus 1. Bij horizontale stroming zal de stromings druk dus geen evenwicht met het gewicht moeten maken maar met de wrijvingskracht. Deze wrijving bedraagt $G \tan \phi$, zodat ook het verhang en dus de maximale snelheid in horizontale richting $\tan \phi$ maal zo klein zijn.

$$\begin{aligned} v_{\max} &= 10^{-4} \text{ m/s} && \text{verticaal omhoog} \\ &= 0.5 \cdot 10^{-4} \text{ m/s} && \text{horizontaal} \\ \tan \phi &= 0.5 \end{aligned}$$

III.1. Materiaal keuze voor taludbekleding.

De constructie stelt de volgende eisen:

- De bekleding moet worden aangebracht op de binnenzijde van het zandlichaam.
- De lengte van de bekleding bedraagt 30 km.
- Het oppervlak 10^5 m^2 .
- De bekleding moet de grondwater instroming zoveel mogelijk beperken en dus een zo laag mogelijke doorlatendheid hebben.
- Op golfaanval behoeft niet te worden gedimensioneerd.
- De bekleding moet bestand zijn tegen zettings verschillen.

III.2. Materialen die bij deze eisen in aanmerking komen zijn:

- asphalt
- kunstof folie
- klei

Van deze materialen zullen de voor en nadelen worden opgesomd in de navolgende staten.

- Asphalt
- arbeids intensief
 - gevoelig voor zettingen
 - geen mogelijkheid tot zelfherstel bij beschadiging.
 - laag vol. gew., gevaar voor opdrukken.
 - kwetsbare aansluitingen met de kist en de bodem

- + Bijzonder lage doorlatendheid
- + konstante materiaal kwaliteit.

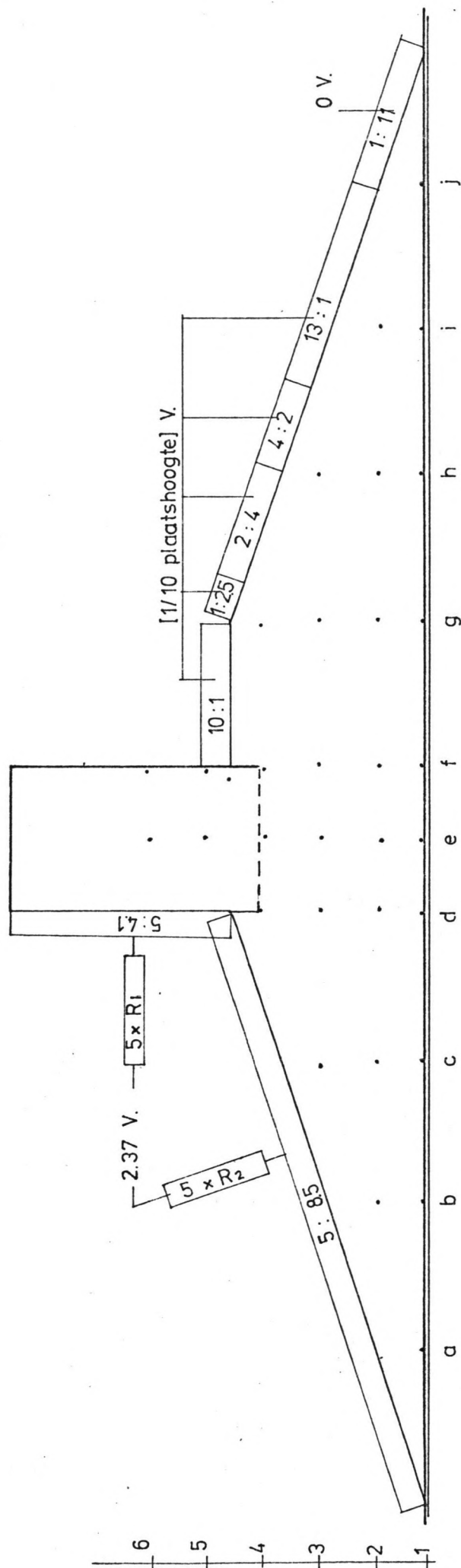
- Kunstof
- dure grondstof
 - gevoelig voor zettingen.
 - geen mogelijkheid tot zelf herstel
 - kwetsbare aansluitingen bij: kist bodem en interne naden

- + Bijzonder lage doorlatendheid
- + konstante materiaal kwaliteit.

- Klei
- geen extreem lage doorlatendheid.
 - variabele materiaal kwaliteit
 - arbeids intensief
 - veel materiaal noodzakelijk
-
- + Materiaal goedkoop doordat het een afval product is bij de zand winning
 - + Lage transport kosten
 - + Mogelijkheid het materiaal eerst als perskaden bij het opspuiten te gebruiken
 - + Mogelijkheid tot zelf herstel bij beschadiging door dicht slibben
 - + Weinig zettings gevoelig
 - + Hoog volume gewicht

Het materiaal klei komt in dez opsomming als gunstigste naar voren. Vooral de mogelijkheid het materiaal twee maal te benutten en de overvloedige aanwezigheid van de klei zijn bijzonder aantrekkelijk. Onderzocht dient te worden of het materiaal voldoende ondoorlatend is.

IV a



ELEKTRISCH MODEL
schaal 1:4

model schaal 1:100
voltage: stijghoogte = 10:1

punten: meetplaatsen stijghoogte
lamellen [aantal: lengte (cm)]
papier: Teledeltos R_a 1500 Ω

Stijghoogte per alternatief per coördinaat (i,j).

Stijghoogten in m. Alternatief I						
coördinaat	1	2	3	4	5	6
a	23.67	-	-	-	-	-
b	23.44	23.48	-	-	-	-
c	22.45	22.59	23.01	-	-	-
d	19.88	19.92	20.53	21.63	-	-
e	17.73	17.80	18.26	19.51	20.62	22.72
f	15.33	15.31	15.29	14.76	20.05	21.49
g	10.64	10.51	10.29	9.99	-	-
h	6.90	6.91	6.87	-	-	-
i	3.49	3.52	-	-	-	-
j	0.50	-	-	-	-	-
stijghoogten in m. Alt. II						
a	23.66	-	-	-	-	-
b	23.29	23.37	-	-	-	-
c	21.78	21.86	22.59	-	-	-
d	18.08	18.03	18.28	18.57	-	-
e	15.38	15.59	15.20	14.63	14.00	13.87
f	13.43	13.28	12.88	11.82	12.34	13.54
g	9.79	9.74	9.67	9.53	-	-
h	6.69	6.68	6.73	-	-	-
i	3.46	3.43	-	-	-	-
j	0.51	-	-	-	-	-

Stijghoogte in m Alt III						
	1	2	3	4	5	6
a	10.60	-	-	-	-	-
b	10.53	10.53	-	-	-	-
c	10.43	10.44	10.47	-	-	-
d	10.14	10.18	10.38	10.71	-	-
e	9.77	9.83	10.05	10.65	11.56	12.44
f	9.24	9.26	9.37	9.45	10.99	12.16
g	7.74	7.76	7.87	8.10	-	-
h	5.86	5.92	6.08	-	-	-
i	3.29	3.36	-	-	-	-
j	0.52	-	-	-	-	-
stijghoogten in m Alt. II A, II A						
a	18.00	-	-	-	-	-
b	16.65	16.65	-	-	-	-
c	15.00	15.03	15.13	-	-	-
d	13.11	13.09	13.14	13.20	-	-
e	12.07	12.10	12.10	12.16	12.15	11.15
f	11.05	11.06	11.05	11.13	11.98	12.11
g	8.81	8.83	8.86	8.98	-	-
h	6.33	6.38	6.53	-	-	-
i	3.40	3.41	-	-	-	-
j	0.52	-	-	-	-	-

Bepaling van M_{tot} , F_{vert} en F_{hydr} per m' damlengte

M_{tot}

$$M_{tot} = M_{hydr} + M_{opwdr} - M_{gew. water}$$

$$M_{hydr} = \frac{1}{6} g h^3$$

$$M_{opwdr} = w \times F_{opwdr} = \sum h_i \times B_i \times v.g. water \times w_i$$

$$M_{g wat.} = v \times F_{g wat.} = \frac{1}{6} b \times F_2$$

F_{vert}

$$F_{vert} = F_{grond} + F_{beton} + F_{g wat.} - F_{opwdr}$$

$$F_{grond} = 10 \times h_{tot} \times l \times v.g. grond$$

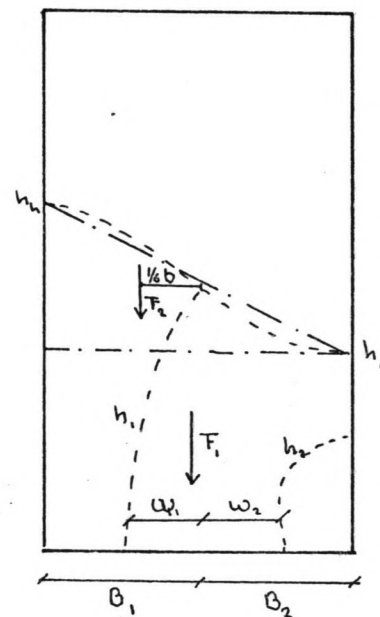
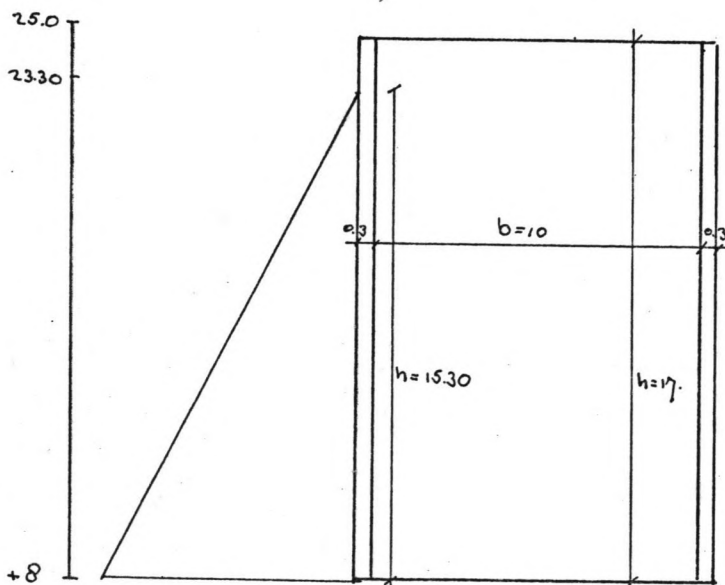
$$F_{beton} = 0.60 \times h_{tot} \times l \times v.g. beton$$

$$F_{opwdr} = \sum h_i \times B_i \times v.g. water$$

$$F_{g wat.} = F_1 + F_2 = (h_1 \times b \times l + \frac{1}{2}(h_h - h_1) \times b \times l) \times n \times v.g. water$$

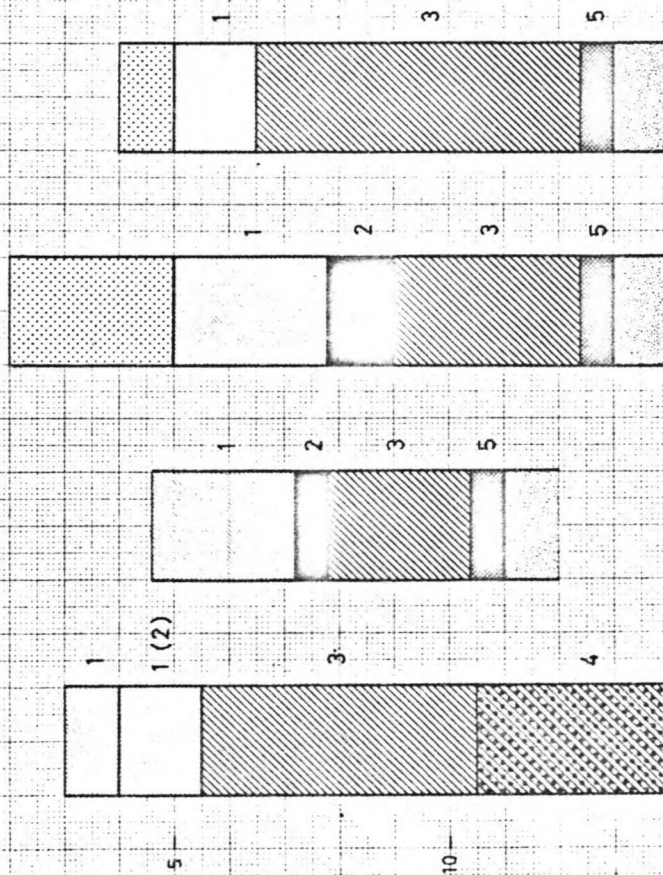
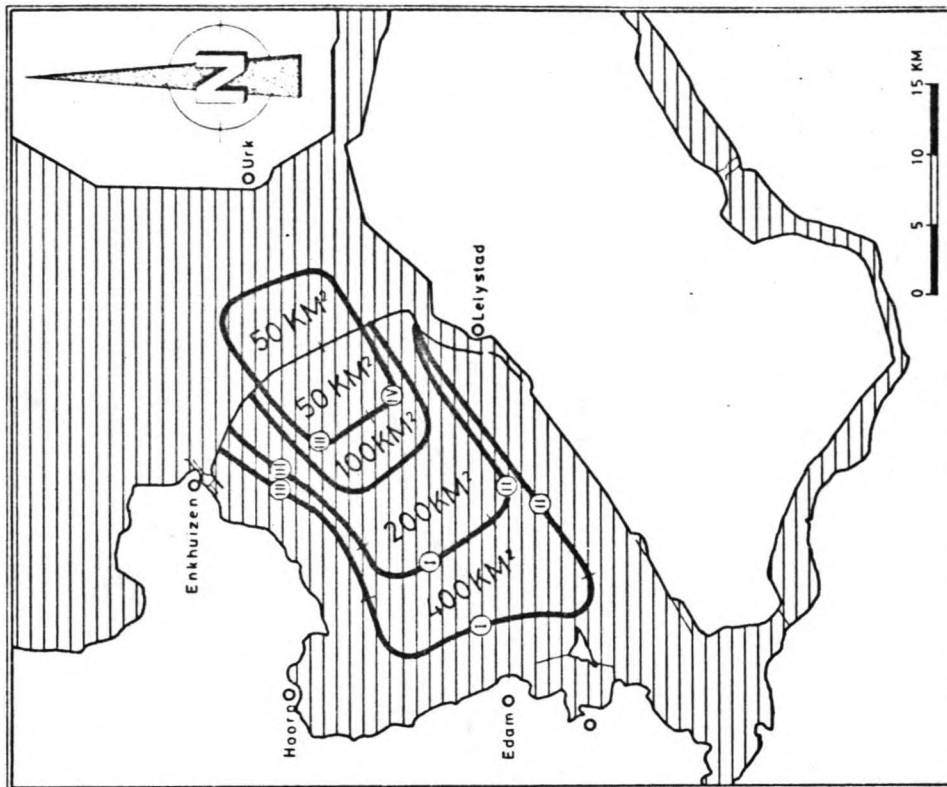
F_{hydr}

$$F_{hydr} = \frac{1}{2} g h^2 v.g. water$$



Aannamen:	Alt	V _{grond} m ³ /m	T _{grond} kN/m	U _{beton} m ³ /m	F _{beton} kN/m	U _{water} m ³ /m	F _{water} kN/m	F _{opwdu} kN/m	F _{vert} kN/m	F _{hydv} kN/m
$\tan \phi = 0.58$ *	I	170	2805	10.2	245	53.1	520	1009	2561	1147
$\sigma_{g, \text{grond}} = 16.5$ * kN/m ³	II					26.4	259	677	2632	
$n_{\text{poriëusgeel.}}$ * * globale gegevens voor zand.	III					34.2	335	224	3161	
$\sigma_{g, \text{water}} = 9.8$ kN/m ³	IV					0.0	0.0	0	3050	
$\sigma_{g, \text{beton}} = 24.0$ kN/m ³	IVA					140	137	396	2791	
	V					58.1	569	0	3619	
	VA					58.1	569	396	2363	

Alt	w _m	m _{opwdu} kN/m	U	m _{water} kN/m	m _{hydv} kN/m	m _{bet} kN/m
I	0.20	202	0.15	8.0	5850	6044
II	0.46	312	0.79	21		6141
III	0.09	202	1.17	40		5830
IV	-	60	-	-		5850
IVA	0.13	51.4	0.42	6		5895
V	-	60	-	0		5850
VA	0.13	51.4	0	0		5901



1 t/m 5 - grondsoortnummers
zie ook tabel 1.1

 laboratorium voor grondmechanica delft telefoon (015) - 56 92 23 telex: 33326 sodab nl	d.d.	get
	CO-254000	gec
	BIJL. K 9	norm 30/40

ENERGIEBEKKEN IJSSELMEERGEBIED.

STANDAARD GRONDPROFIELEN 1 t/m IV



grondsoort		massa/volume ρ in t/m ³	samendrukkingsconstanten			
nrs.	aard		1/cp	1/cs	grens- spanning kN/m ²	1/cp' 1/cs'
0	opgebracht zand	1,8-2,0	--	--	--	--
1	klei	1,57	0,0340	0,0082	57	0,0101
2	Hollandveen	1,11	0,0743	0,0298	73	0,0479
3	klei	1,46	0,0397	0,0123	75	0,0165
4	zandige klei	1,37	0,0279	0,0068	43	0,0120
5	Basisveen	1,07	0,0565	0,0250	90	0,0478

nrs.	Doorlatendheidswaarden		Wrijvingswaarden	
	vertikale k-waarde m/s	C_v in m ² /s	ϕ in graden	cohesie in kN/m ²
0	--	--	30	0
1	7,34.10 ⁻¹⁰	1,33.10 ⁻⁷	21,1	7,6
2	8,14.10 ⁻¹⁰	6,70.10 ⁻⁸	43,2	1,26
3	1,33.10 ⁻⁹	1,87.10 ⁻⁷	22,2	4,3
4	1,32.10 ⁻⁸	2,04.10 ⁻⁷	24,0	2,0
5	5,00.10 ⁻¹⁰	4,36.10 ⁻⁸	27,5	7,61

Tabel 1.1.

Aannamen:	Alt	V _{grond} m ³ /m	F _{grond} kN/m	U _{beton} m ³ /m	F _{beton} kN/m	U _{water} m ³ /m	F _{water} kN/m	F _{oppdv} kN/m	F _{vert} kN/m	F _{hydv} kN/m
t _g ϕ = 0.58 *	I	170	2805	10.2	245	53.1	520	1009 1774	2561 1796	1147
U _g _{grond} = 16.5 * kN/m ³	II	..	..	..	..	26.4	259	1442	1867	..
n _{poort} = 0.37 * globale gegevens over zand.	III	..	..	..	..	34.2	335	224 1008	2377	..
U _g _{water} = 9.8 kN/m ³	IV	..	..	..	..	0.0	0.0	0	3050	..
U _g _{beton} = 24.0 kN/m ³	IVA	..	..	..	..	140	137	336 1180	2431 2607	..
	IV	..	..	..	..	58.1	569	0	3619	..
	IVA	..	..	..	..	58.1	569	336 1180	3223 2439	..

Alt	w _m	m _{oppdv} kN/m ³	U _m	m _g _{water} kN/m ³	m _{hydv} kN/m ³	m _{tot} kN/m ³
I	0.20	355	0.15	8.0	5850	6044 6197
II	0.46	663	0.79	21	..	6111 6492
III	0.69	696	1.17	40	..	6506
IV	-	60	-	-	..	5850
IVA	0.13	153	0.42	6	..	5997
IV	-	0.0	-	0	..	5850
IVA	0.13	153	0	0	..	6003

