

OMSTORTINGEN VAN  
WATERWINNINGSPUTTEN  
EN HET MAXIMAAL  
TOELAATBARE PUTDEBIET

door

E.J.M. Kobus, T.N. Olsthoorn,  
H. Tuinzaad en A.N.G. de Vogel

Mededeling nr. 45 van het KIWA

Rapport van de commissie putten

Rijswijk, maart 1976

## INHOUDSOPGAVE

	Blz.
1. Samenvatting :	E.J.M. Kobus 4
2. Summary :	E.J.M. Kobus 12
3. Inleiding :	E.J.M. Kobus 18
4. Literatuuroverzicht :	E.J.M. Kobus en A.N.G. de Vogel 20
4.1 Maximaal toelaatbaar zandtransport	20
4.2 Korreldiameter van de omstorting	20
4.3 Maximale intredesnelheid	29
5. Beschrijving van de apparatuur :	E.J.M. Kobus en A.N.G. de Vogel 37
6. Uitvoering van de proeven :	E.J.M. Kobus en A.N.G. de Vogel 45
6.1 Gebruikte zandsoorten	45
6.2 Keuze van het omstortingsmateriaal	45
6.3 Metingen vóór het vullen van het model	45
6.4 Het vullen van het putmodel	45
6.5 Doorstroming met water	47
7. Waarnemingen :	E.J.M. Kobus en A.N.G. de Vogel 49
7.1 Ontzanding	49
7.2 Stijghoogteverlies in de formatie en de omstorting	49
7.3 Verblijftijd van het water in het putmodel	50
8. Resultaten :	E.J.M. Kobus en A.N.G. de Vogel 51
8.1 Ontzanding	51
8.2 Stijghoogteverlies en doorlatendheid	67
8.3 Inktinjecties	68
9. Consequenties voor de praktijk :	H. Tuinzaad 73
Literatuur	89
Bijlage 1: De maximale intredesnelheid volgens Sichardt: T.N. Olsthoorn	92

## 1. SAMENVATTING

In de praktijk van de grondwaterwinning speelt de keuze van het omstortingsmateriaal van waterwinningsputten een belangrijke rol.

Wordt de omstorting te grof gekozen dan is het risico niet denkbeeldig dat de put ook na intensief schoonpompen al bij een laag debiet zand gaat leveren. Kiest men de omstorting te fijn ten opzichte van de filterspletten, dan bestaat de kans dat de omstortingskorrels in de filterspletten dringen en deze verstoppen. Ook is het mogelijk dat een eventueel aanwezige spoelingkoek dan tijdens het schoonpompen onvoldoende verwijderd kan worden.

Op verzoek van de Commissie Putten heeft het KIWA de bovengenoemde problematiek in haar speurwerkprogramma opgenomen. Het onderzoek is begonnen met een literatuurrecherche, waarvan in Hoofdstuk 4 een korte samenvatting wordt gegeven. De beschikbare literatuur concentreert zich voornamelijk op de vraag welke korreldiameter van de omstorting gekozen dient te worden als functie van de eigenschappen van de watervoerende laag. Daarbij streeft men er in het algemeen naar de omstorting zo grof mogelijk te kiezen met behoud van de garantie dat de put tijdens normaal bedrijf zandvrij water levert. Over de vraag wat zandvrij water is zijn de meningen verdeeld. De meeste auteurs stellen echter dat een put tijdens normaal bedrijf niet meer dan  $10^{-5}$ - $10^{-4}$  kg zand/m<sup>3</sup> water mag leveren. Het is duidelijk dat de hoeveelheid zand die met het onttrokken water wordt meegevoerd niet uitsluitend bepaald hoeft te worden door de eigenschappen van de omstorting en de watervoerende laag maar dat ook de snelheid waarmee het water door de omstorting stroomt een belangrijke rol kan spelen. Aan dit laatste wordt vaak onvoldoende aandacht besteed. Veel auteurs gaan uit van richtlijnen betreffende het maximaal toelaatbare putdebiet, zoals deze in de voor-

oorlogse literatuur (Sichardt, Gross, e.a.) genoemd worden en trachten dan een omstorting te vinden die een zandvrije waterleverantie bij dit putdebiet garandeert. Men gaat dan echter voorbij aan het feit dat de vooroorlogse putten vaak wezenlijke verschillen met de huidige putten vertoonden (tressengaas, geen omstortingen). Ook was de interpretatie van de experimentele gegevens waaruit een norm voor het maximaal toelaatbare putdebiet werd gedestilleerd, in deze tijd vaak onjuist door onvoldoende theoretisch inzicht. Zo is in dit onderzoek gebleken dat de ook nu nog door veel auteurs (Bieske, Davidenkoff) gehanteerde "Sichardt" snelheid als maat voor het maximaal toelaatbare putdebiet in wezen ongefundeerd is, zeker als men dit doet om verstopping of verzanding te voorkomen. Aangezien deze "Sichardt" snelheid ook in Nederland nog veel wordt gebruikt, wordt de betreffende theorie van Sichardt in bijlage 1 aan een kritische beschouwing onderworpen. Gezien het bovenstaande is het niet verwonderlijk dat in de literatuur vele tientallen, onderling sterk verschillende normen bestaan voor de keuze van de omstorting en het maximaal toelaatbare putdebiet. Het gevolg hiervan is dat veel waterleidingbedrijven in Nederland op dit gebied onderling sterk afwijkende richtlijnen hanteren. Doel van het hieronder beschreven onderzoek was daarom in eerste instantie om meer inzicht in de betreffende problematiek te krijgen, in de hoop dat het hierdoor mogelijk zou worden eenvoudige, algemeen aanvaardbare richtlijnen voor nederlandse omstandigheden te formuleren. De Commissie Putten is steeds van oordeel geweest dat de uiteindelijke richtlijnen op dit gebied alleen kunnen worden vastgesteld aan de hand van onderzoek op praktijkschaal. Gezien de grote financiële en organisatorische problemen, die een dergelijk onderzoek met zich mee zou brengen, is echter gekozen voor een stapsgewijze benadering. In eerste instantie zou getracht worden met behulp van modelonder-

zoek globale richtlijnen voor de omstortingskeuze en het maximaal toelaatbare putdebiet te formuleren. De waarde van deze richtlijnen zou dan in tweede instantie in de praktijk getest dienen te worden.

Een eerste vereiste bij onderzoek in een model van een put is dat men absolute zekerheid moet hebben dat het model betrouwbaar werkt. De modelonderzoeken die in de literatuur worden beschreven laten wat dit betreft veel te wensen over. Zo wordt uit onderzoek in een putmodel aan de Technische Universität Berlin geconcludeerd dat het maximaal toelaatbare putdebiet vele orden van grootte hoger kan zijn dan thans gebruikelijk is. Een kritische beschouwing van het gebruikte model doet echter het vermoeden rijzen dat het merendeel van het water dat aan het putmodel onttrokken werd, via kortsluitstromingen langs de wanden van het model stroomde en niet de formatie en de omstorting passeerde. Om deze reden is in het hieronder beschreven onderzoek zeer veel zorg aan de constructie van het model besteed en is m.b.v. verblijftijdsmetingen metterdaad aangetoond dat de stroming in het model een getrouwe weergave van de praktijk vormde. In hoofdstuk 5 wordt de gebruikte apparatuur beschreven. Het putmodel heeft de vorm van een cirkelkwadrant, zodat een radiale stroming gerealiseerd kan worden. Tijdens de experimenten is het putmodel stapsgewijs met toenemend debiet doorstroomd en is de hoeveelheid zand in het onttrokken water bepaald. De experimenten zijn uitgevoerd met drie verschillende formaties, te weten:

- a. een slibvrije zandsort met een bijzonder lage uniformiteitscoëfficiënt (zeer fijn duinzand:  $C_u = 1,25$ ;  $d_{60} = 0,18$  mm);
- b. een iets grovere slibvrije zandsort met een lage uniformiteitscoëfficiënt (duinzand uit de omgeving van Leiduin:  $C_u = 1,45$ ;  $d_{60} = 0,23$  mm);

c. een slibhoudende nog grovere zandsort met een hoge uniformiteitscoëfficiënt (zand afkomstig van de Veluwe:  $C_u = 2,40$ ;  $d_{60} = 0,45$  mm).

Uit de proeven met zeer fijn duinzand is gebleken dat een omstorting van 1,5 - 2,5 mm voor deze formatie goed bruikbaar is. Bij intredesnelheden (snelheden op het grensvlak van de omstorting en de formatie) tot  $2 \cdot 10^{-3}$  m/s wordt minder dan  $1 \text{ à } 2 \cdot 10^{-5}$  kg/m<sup>3</sup> zand meegevoerd.

Kiest men de intredesnelheid hoger ( $\geq 3 \cdot 10^{-3}$  m/s) dan wordt de formatie instabiel en treedt een aanzienlijk zandtransport op. De gevonden kritische intredesnelheid is ongeveer even groot als door Davidenkoff is aangegeven.

Uit de experimenten met duinzand uit Leiduin is gebleken dat omstortingen van 1,5 - 2,5 mm en van 2 - 3 mm uit oogpunt van zandtransport goed voldoen. Deze omstortingen zijn wat fijner dan Davidenkoff op grond van zijn modelonderzoeken aanbeveelt, maar grover dan in Nederland op grond van de richtlijnen van auteurs als Hünerberg en Bieske veelal wordt aangehouden. Bij gebruik van de genoemde omstortingen van 1,5 - 2,5 mm en van 2 - 3 mm zijn intredesnelheden van resp.  $3,3 \cdot 10^{-3}$  m/s en  $2,1 \cdot 10^{-3}$  m/s mogelijk zonder dat enig zandtransport optreedt, noch bij stationair bedrijf, noch bij uit- en aanschakelen van de pomp. Deze snelheden zijn van dezelfde orde van grootte als Davidenkoff gevonden heeft, maar zijn enkele malen hoger dan in Nederland op grond van de richtlijnen van Sichardt, Gross, Truelsen e.a. veelal wordt aangehouden.

Voor het onderzochte veluwezand worden in de literatuur veel grovere omstortingen dan voor duinzand aanbevolen ( $D_{50} \approx 3-5$  mm). Uit de experimenten in het putmodel blijkt dat omstortingen van 3 - 5 mm en van 5 - 8 mm inderdaad goed voldoen, mits de put na het gereedkomen voldoende schoongepompt wordt ten einde het fijne materiaal in de direkte omgeving van de put te verwijderen. Op deze wijze wordt een z.g. "tweede omstorting" gevormd waardoor

ontzanding effectief wordt tegengegaan. Voor de vorming van een effectieve tweede omstorting blijkt langdurig schoonpompen bij een bepaald debiet veel minder effect te hebben dan kortdurend schoonpompen met regelmatig aan- en uitschakelen van de pomp. Een regel voor de maximale intredesnelheid bij gebruik van de bovengenoemde omstortingen valt uit de experimenten niet af te leiden. In het algemeen zal men kunnen stellen dat uit oogpunt van zandtransport elke intredesnelheid toelaatbaar is, die lager is dan de snelheid waarbij tijdens intermitterend pompen geen zand werd meegevoerd. Gebruikt men voor het onderzochte veluwezand een fijnere omstorting (1,5 - 2,5 mm) dan blijkt dat zelfs bij zeer hoge intredesnelheden (tot  $1,7 \cdot 10^{-2}$  m/s) een verwaarloosbaar kleine hoeveelheid zand wordt meegevoerd, zowel tijdens stationair bedrijf als tijdens het schakelen van de pomp. Bij gebruik van deze omstorting is intensief schoonpompen van de put ten einde een effectieve tweede omstorting te krijgen dus niet nodig. Hetzelfde geldt voor een omstorting van 2 - 3 mm tot een maximale intredesnelheid van  $1,6 \cdot 10^{-3}$  m/s.

In hoofdstuk 9 worden, uitgaande van de praktijk, een aantal kanttekeningen bij de resultaten van het modelonderzoek geplaatst. Met name wordt ingegaan op de experimenten met beide soorten duinzand, waaruit blijkt dat uit oogpunt van zandtransport grovere omstortingen en een hoger putdebiet gekozen kunnen worden dan thans gebruikelijk is. Wat betreft het maximaal toelaatbare putdebiet kan men zich afvragen of er geen andere redenen zijn om het putdebiet aanzienlijk lager te kiezen dan uit oogpunt van zandtransport in het putmodel mogelijk lijkt.

Veelal wordt b.v. een snelheidsbeperking aanbevolen omdat bij verlaging van de putbelasting de eventueel aanwezige neiging tot putverstopping zou verminderen. Men kan zich voorstellen dat het bij een halvering van het putdebiet wellicht tweemaal zo lang duurt voordat de put geregene-

reerd moeten worden. Ook als het hierboven gestelde juist is, kan het nut van een verlaging van de putbelasting op deze gronden echter betwijfeld worden. Voor eenzelfde produktie heeft men bij een halvering van het putdebiet immers tweemaal zoveel putten nodig, zodat er per schoonmaak ook tweemaal zoveel putten geregenereerd moeten worden. Het nut van de verlaging van het putdebiet is dan op z'n minst twijfelachtig.

Een vergroting van de gebruikelijke putbelasting brengt behalve een snelheidsverhoging ook een vergroting van de afpompings op het putfilter met zich mee. Dit aspect heeft twee kanten:

- 1) hydrostatische drukverlaging kan ontgassing veroorzaken, waardoor het kalk-koolzuur evenwicht kan verschuiven, hetgeen weer neerslag van het slecht oplosbare  $\text{CaCO}_3$  ten gevolge kan hebben. Ook hier geldt bovengenoemde gedachtengang. Indien het bovengenoemde verschijnsel zich op grond van de waterkwaliteit kan voordoen dan lost men het probleem in het algemeen niet op door wat minder drukverlaging toe te staan. Men zou bijvoorbeeld, wanneer men het plan heeft om over een bepaalde lengte een zekere hoeveelheid water in een dergelijke (gevoelige) grondwaterlaag te winnen, de putopbrengst kunnen halveren door het aantal putten te verdubbelen. Het zogenaamde "reeks-effekt" zal dan niet of nauwelijks veranderen, maar slechts het "puteffekt" wordt gehalveerd. Aangezien het reekseffekt doorgaans belangrijk groter is dan het put-effekt wordt slechts een relatief geringe reductie van de afpompings bereikt, terwijl men daarvoor het dubbele aantal putten moet plaatsen;
- 2) de afpompings dient soms beperkt te worden wanneer optrekken van zout water mogelijk is. In dat geval kan er een kritische verlaging van de stijghoogte zijn die het nodig maakt een bepaalde putbelasting niet te overschrijden.



Beziet men bovengenoemde argumenten dan kan men slechts tot de conclusie komen dat er, afgezien van de beperkingen die voortvloeien uit lokale hydrologische omstandigheden, geen zwaarwegende argumenten zijn om de putbelasting aanzienlijk te beperken.

Een en ander betekent niet dat de Commissie Putten van oordeel is dat de uit het modelonderzoek voortvloeiende aanbeveling om bij uniforme formaties zoals duinzand grovere omstortingen en hogere putbelastingen toe te passen, zonder meer in de praktijk kan worden overgenomen. Er dient bijvoorbeeld rekening mee te worden gehouden dat bij een put de snelheid op de buitenkant van de omstorting in het algemeen niet overal gelijk zal zijn, zulks in tegenstelling tot bij de proefopstelling in het laboratorium. Een gelijkmatige snelheidsverdeling is alleen mogelijk bij een put waarvan de filterbuis boven en onder tot een afsluitende laag reikt en de doorlatendheid van de watervoerende laag over de gehele hoogte van de filterbuis dezelfde is. Dit is in de praktijk zelden het geval.

Een ander aspect waar men rekening mee moet houden is dat er een duidelijk onderscheid bestaat tussen de wijze waarop de omstorting in de praktijk en in het putmodel wordt aangebracht. Hoe gelijkmatig en hoe langzaam het aanvullen van het boorgat met de omstorting ook geschiedt, het blijft een verschil met het netjes ter plaatse met de hand aanbrengen in het laboratorium.

Ook dient men er rekening mee te houden dat de boorgatwand in het putmodel volkomen vlak is, hetgeen in de praktijk nooit gerealiseerd zal kunnen worden. Dit behoeft geen bezwaar te vormen, mits de omstorting overal precies aan de boorgatwand aansluit. Dit laatste is wellicht in de praktijk niet altijd het geval. Bovenstaande verschillen tussen modelonderzoek en praktijk, die wellicht nog met andere kunnen worden aangevuld, tonen duidelijk aan dat nog uitgebreid onderzoek op praktijkschaal gedaan moet worden.

Uit dit onderzoek zal ongetwijfeld volgen dat voor de vertaling van de experimenten in het putmodel naar de praktijk een bepaalde veiligheidsfactor ingevoerd moet worden.

In tegenstelling tot de experimenten met uniforme formaties zoals duinzand, die een tendens aangaven naar grovere omstortingen en hogere putbelastingen hebben de modelproeven met het veel minder uniforme veluwezand de vraag doen rijzen of het gebruik van fijne omstortingen (1,5 - 2,5 mm) hier niet te prefereren valt boven de combinatie van grovere omstortingen (3 - 5 of 5 - 8 mm) en intensief intermitterend schoonpompen van de put ten einde een tweede omstorting in de formatie te vormen. Door Nahrgang is afdoende aangetoond dat noch het gebruik van de grovere omstorting, noch het plaatselijk verhogen van de doorlatendheid van de formatie ten gevolge van het intermitterende schoonpompen, een noemenswaardige invloed heeft op de opbrengst van de put.

Langdurig intermitterend schoonpompen van putten met relatief grove omstortingen lijkt in dit opzicht alleen zinvol als het nut ervan in de praktijk daadwerkelijk kan worden aangetoond. Gedacht kan worden aan een eventuele positieve invloed van langdurig intermitterend schoonpompen op de verwijdering van achtergebleven resten spoelingkoek of op de uiteindelijke levensduur van de put. Het is duidelijk dat ook aan deze aspecten in het toekomstige onderzoek nog uitgebreid aandacht moet worden besteed.

## SUMMARY

The selection of the correct gravel packing is an important part in the design of groundwater abstraction boreholes. At the request of the Committee on Wells, KIWA included this topic in its research programme.

The investigation started with a literature study, a summary of which has been given in Chapter 4. The available literature mainly concentrates on the choice of grain size in relation to the properties of the formation. The general aim is to choose as coarse a packing as possible while ensuring that in normal operation the well supplies water free from sand. Opinions as to the definition of sand free water differ. Most authors however, suggest that during normal operation a well should not supply more than  $10^{-5}$  to  $10^{-4}$  kg/m<sup>3</sup> sand. The amount of sand carried along with the water is not only determined by the properties of the packing and the formation but also by the speed with which the water flows through the gravel packing. This is often neglected. Many authors start from the maximum permitted well yield quoted in pre-war literature (Sichardt, Gross a.o.) and try to find a gravel packing that guarantees a sand free water supply at the same yield. In following this approach the fact that the design and method of construction of pre-war wells differs from modern wells is neglected. Moreover at that time the theory necessary for the determination of the maximum permitted well yield was not available. Thus, it appears that the "Sichardt" velocity, although still applied by many as a means for determining the maximum permitted well yield, is unfounded, particularly when used to prevent clogging or to give a sand free operation in a well. As this "Sichardt" velocity is still widely used in the Netherlands, its theory is subjected to

a detailed consideration in appendix 1.

In view of the above it is not surprising that the literature contains many different methods for the design of the gravel packs and the maximum permitted well yield. Consequently the water companies in the Netherlands do not follow the same design methods. The KIWA investigations therefore aimed initially to gain an understanding of these problems so as to be able to propose a simple design method that would be generally applicable to the Dutch situation. The investigation consists of two parts. Firstly model tests have been used to give preliminary rules to guide the choice of both the packing and the maximum permitted well output. Secondly these rules will be tested in the practical situation.

In any investigation of well performance by means of models it is necessary to ensure that the model correctly simulates the well. Many model investigations described in the literature do not appear to achieve this. During the KIWA investigations great care was taken in the design and the construction of the model. The measurements of the retention time established that the flow in the model simulated the practical situation. The model is a quarter segment of a circle and allows radial flow. The model was tested with gradually increasing flows and the amount of sand present in the discharge water was determined at each flow rate.

Three different types of formation material were tested, as follows:

- a. fine clay free sand with a low uniformity co-efficient (very fine dune sand:  $C_u = 1.25$ ;  $d_{60} = 0.18$  mm);
- b. medium clay free sand with a low uniformity co-efficient (dune sand from the surroundings of Leiduin:  $C_u = 1.45$ ;  $d_{60} = 0.23$  mm);

c. coarser sand with a small clay content and a high uniformity co-efficient (sand originating from the Veluwe:  $C_u = 2.40$ ;  $d_{60} = 0.45$  mm).

From experiments with very fine dune sand it appeared that a packing of 1.5 - 2.5 mm can be used for this formation. At entrance velocities up to  $2 \times 10^{-3}$  m/s, less than  $1$  to  $2 \times 10^{-5}$  kg/m<sup>3</sup> sand is transported in the discharge water. At higher entrance velocities ( $\geq 3 \times 10^{-3}$  m/s) the formation becomes unstable and a considerable sand transport results. This critical entrance velocity of  $3 \times 10^{-3}$  m/s is of the order of that quoted by Davidenkoff.

Packings of 1.5 - 2.5 mm and of 2 - 3 mm proved to be very satisfactory with dune sand from Leiduin. These packings are finer than recommended by Davidenkoff, but coarser than those generally used in the Netherlands, based on the recommendations of Hünnerberg and Bieske. With packings of 1.5 - 2.5 mm and of 2 - 3 mm sand transport was avoided for entrance velocities of  $3.3 \times 10^{-3}$  m/s and  $2.1 \times 10^{-3}$  m/s respectively. This applied for both intermittent and constant rate pumping. These velocities are of the same order of magnitude as those found by Davidenkoff, but several times greater than those generally adopted in the Netherlands based on the recommendations of Sichardt, Gross, Truelsen and others.

In the literature much coarser packing ( $D_{50} = 3 - 5$  mm), are recommended for the investigated Veluwe sand than for dune sand. The model experiments showed that packings of 3 - 5 mm and of 5 - 8 mm are satisfactory provided that the well is sufficiently developed to remove the fines in the aquifer adjacent to the well. In this way a so-called "natural packing" is formed by which transport of sand is effectively prevented. In order to form an effective

secondary or natural packing in the aquifer a prolonged pumping at a certain yield appears to be less effective than a series of short intermittent period pumpings. No rules could be derived from the experiments for the maximum permitted entrance velocity when using the above packings. Any entrance velocity is permitted that does not cause sand to enter the well during the intermittent pumping. Finer packings (1.5 - 2.5 mm) used with the Veluwe sand gave negligibly sand transport even at high entrance velocities (up to  $1.7 \times 10^{-2}$  m/s) under constant rate or intermittent abstraction from the well. When using this finer packing the well therefore needs no intensive pumping to develop an effective secondary natural packing. This also applies to a packing of 2 - 3 mm and up to a maximum permitted entrance velocity of  $1.6 \cdot 10^{-3}$  m/s.

The practical results of the model investigation are discussed in Chapter 9.

Special attention has been paid to experiments with both types of dune sand from which it appears that it is possible to choose coarser packings and a higher well yield than used at present.

With respect to the maximum permitted well yield the question arises as to whether or not there are good reasons for choosing the well yield considerably lower than seems possible from the results of the model experiments. A reduced abstraction rate is often recommended because it has been thought that the clogging might decrease, causing a longer interval between two cleanings. However, where the abstraction rate is reduced one will need more wells for the same production, which means that at every cleaning more wells must be regenerated. The reason for reducing well yields is therefore questionable.

A high well yield will also cause the draw down in the well to increase and may lead to the following effects:

1) a hydrostatic pressure decline can cause degassing, as a result of which the carbonate equilibrium can shift leading to a precipitation of  $\text{CaCO}_3$ .

Hereto a reduced abstraction is often recommended.

The reason for this may be questioned, because this measure will hardly be of any influence on the reduction of the groundwaterhead caused by other wells, which total is generally of much greater importance than the draw-down of each well.

2) upconing of salt water may occur in some situations.

In such a case the draw down and hence the yield may have to be limited.

It may be concluded that, apart from the limitations resulting from local hydrological circumstances, there are no overwhelming reasons why serious limitations should be placed on well yields. The Committee on Wells is not however recommending that, as a result of the model investigation, coarser packings and higher well yields in uniform formations such as dune sand, can be indiscriminately applied in practice. For instance due regard must be paid to the fact that in practice the velocity on the outside of a well's packing is not as constant as in the model. A constant velocity will only be possible in a well where the wellscreen reaches an impermeable layer at the top and bottom of the formation which has uniform permeability with depth. This is very rare in practice. Another aspect to be considered is the great difference between the way in which the packing is placed in the well model and in the field. However carefully the packing is placed in the borehole it will be different from that found in the model under laboratory conditions. Attention should also be paid to the flat

wall of the borehole in the well model, which can never be realized in practice. This does not present any drawback, provided that the wall of the borehole and the packing, are in close contact.

These differences between the model and field situation clearly indicate that an extensive programme of field investigation needs to be undertaken. Following these investigations it should be possible to apply a safety factor to the laboratory experiments so that the results of the model tests may be used in practice.

In contrast to the experiments with uniform formations such as dune sand, which indicated a tendency towards coarser packings and higher well yields, the model tests with the much less uniform Veluwe sand indicate that it may be better to use finer packings (1.5 - 2.5 mm) rather than coarser packings (3 - 5 mm or 5 - 8 mm) combined with intensive intermittent pumping of the well in order to form a secondary nature packing in the formation. Nahrgang proved beyond any doubt that neither the use of a coarser packing nor a local increase of the formation's permeability as a result of the intermittent pumping, have a material influence on the yield of the well. The use of coarse packings, combined with intensive intermittent pumping is therefore questionable, unless it can be actually proved that remainders of a mudcake can be removed this way, or that the intermittent pumping has a positive influence on the life of the well. It is clear that in future the investigation must pay attention to these aspects.



### 3. INLEIDING

Aan omstortingen van waterwinningsputten worden een aantal, vaak tegenstrijdige eisen gesteld. Hun primaire functie is het opvullen van de ruimte tussen het boorgat en het putfilter. Dit moet op een zodanige wijze gebeuren dat een eventueel aanwezige spoelingkoek en fijn materiaal bij het schoonpompen gemakkelijk kunnen worden verwijderd. Is de put eenmaal in produktie dan moet de omstorting een geringe weerstand hebben en toch verhinderen dat met het water zand uit de formatie wordt meegesleept.

Om meer informatie te krijgen over de optimale korreldiameter van een omstorting in relatie tot de korrelopbouw van de watervoerende laag, zijn drie in Nederland voorkomende zanden in een putmodel getest, in combinatie met een aantal verschillende omstortingen. Het betreft hier zeer fijn duinzand ( $d_{85} = 0,20$  mm;  $Cu = 1,25$ ), normaal duinzand ( $d_{85} = 0,30$  mm;  $Cu = 1,45$ ) en aanzienlijk grover zand, afkomstig van de Veluwe ( $d_{85} = 1,32$  mm;  $Cu = 2,40$ ). Tijdens de proeven is het putdebiet gevariëerd om te weten te komen bij welk debiet de put zand gaat leveren.

In de volgende hoofdstukken wordt een beschrijving gegeven van de resultaten van het onderzoek en van de conclusies die daaruit getrokken kunnen worden. De consequenties, die deze resultaten voor de praktijk van de waterwinning hebben, worden in hoofdstuk 9 behandeld. Tenslotte is een bijlage toegevoegd. Hierin wordt een publikatie van Sichardt (1928) behandeld, die nog steeds en naar de mening van de schrijvers ten onrechte grote invloed heeft op de moderne richtlijnen die gegeven worden voor het maximaal toelaatbare putdebiet van een waterwinningsput.

Het onderzoek is begeleid door de Commissie Putten van het KIWA, die ten tijde van het onderzoek de volgende samenstelling had:

Prof.Ir. L. Huisman	Technische Hogeschool Delft (Voorzitter)
Ing. P. van Winsen	KIWA (Sekretaris)
Ir. M.C. Brandes	Rijksinstituut voor Drinkwater- voorziening
A.J.N. Horstmeyer	N.V. Waterleiding Maatschappij Gelderland
Dr. E.J.M. Kobus	KIWA
Ir. P.A.N.M. Nühn	N.V. Waterleiding Maatschappij N.W. Brabant
Ir. H. Tuinzaad	Duinwaterleiding van s'Gravenhage
Ir. K.D. Venhuizen	N.V. Waterleiding Maatschappij voor de provincie Groningen
Drs. F. Walter	Dienst Grondwaterverkenning T.N.O.
Ir. G. Zoet	N.V. Waterleiding Maatschappij N.W. Brabant

#### 4. LITERATUUROVERZICHT

##### 4.1 Maximaal toelaatbaar zandtransport

Eén van de voorwaarden voor een jarenlang goed fuktioneren van een pompput is, dat er bij normaal bedrijf weinig of geen zand wordt meegevoerd. In de literatuur worden verschillende waarden genoemd voor de maximale hoeveelheid zand, die met het water meegevoerd mag worden.

- Het Bureau of Reclamation in de V.S. (lit.21) geeft als maximum  $2 \cdot 10^{-2} \text{ kg/m}^3$ .
- Het Research Panel van het Institution of Water Engineers and the Society For Water Treatment (lit.21) adviseren een maximale ontzanding van  $10^{-4} \text{ kg/m}^3$ . Zij constateren echter dat er waterwinningsputten bestaan die  $5 \cdot 10^{-4} \text{ kg/m}^3$  zand leveren en toch uitstekend voldoen.
- In een verslag over een studiereis door Duitsland van Brandes en v.d. Vlucht (lit.6) worden waarden genoemd van  $10^{-5} \text{ kg/m}^3$  voor een pompput tijdens normaal bedrijf en van  $10^{-4} \text{ kg/m}^3$  tijdens de laatste fase van het ontwikkelen.
- Truelsen (lit.28) houdt een maximum aan van  $10^{-4} \text{ kg/m}^3$  tijdens pompproeven met een debiet van  $1\frac{1}{2}$  á 2 maal het bedrijfsdebiet.

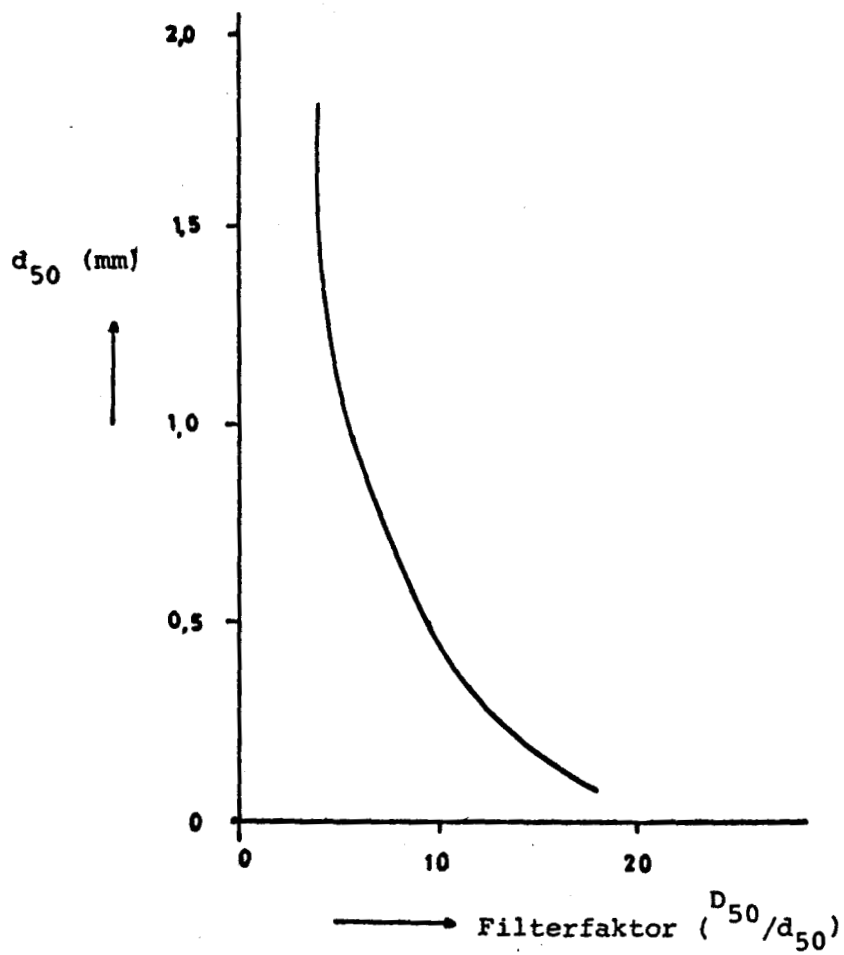
Afgezien van de norm van het Bureau of Reclamation wordt dus steeds geadviseerd dat de putten minder dan  $10^{-5} - 10^{-4} \text{ kg. zand per m}^3 \text{ water leveren.}$

##### 4.2. Korreldiameter van de omstorting

Teneinde aan beperkingen, gesteld aan de maximale hoeveelheid meegevoerd zand te kunnen voldoen en tegelijkertijd tijdens het ontwikkelen van de put het fijne materiaal en de spoelingkoek te kunnen verwijderen, zijn de mogelijkheden ten aanzien van de keuze van de korreldiameter van de om-

storting beperkt. In de oudere literatuur (lit. 1,11, 24) wordt uitgegaan van een korreldiameterverhouding  $D_{50}/d_{50} \approx 4$ , waarin  $D_{50}$  de 50-procents korreldiameter van de omstorting is (d.w.z. dat 50 gewichtsprocenten van de korrels een kleinere diameter heeft dan  $D_{50}$ ) en  $d_{50}$  de 50-procents korreldiameter van de formatie is. De faktor 4, de filterfaktor genaamd, is ongeveer het gemiddelde van de verhouding van de korreldiameter en de poriengrootte bij de dichtste bolstapeling en bij de meest losse bolstapeling. Proeven, o.a. met putmodellen, hebben aangetoond dat deze faktor aanzienlijk hoger gekozen kan worden. In de recente literatuur is daarom een tendens zichtbaar naar het gebruik van grovere omstortingen.

- Voor de berekening van de korreldiameter van de omstorting gebruikt men tegenwoordig vaak de verhouding  $D_{50}/d_{85}$  inplaats van  $D_{50}/d_{50}$ . Volgens resultaten vermeld door Hünerberg (lit.13) dient voor de faktor  $D_{50}/d_{85}$  een waarde van ongeveer 4 gekozen te worden. Voor een formatie met een uniformiteitscoëfficiënt van omstreeks 3 levert dit een  $D_{50}/d_{50}$  van 10 tot 16 op.
- Davidenkoff (lit.7) heeft modelproeven uitgevoerd met een blokvormig putmodel, waarin de stroming laminair was. Deze proeven wijzen uit dat de optimale korreldiameter van de omstorting niet alleen afhankelijk is van de verhouding  $D_{50}/d_{50}$ , maar tevens van de absolute korrelgrootte. De optimale filterfaktor als functie van de absolute korreldiameter wordt gegeven in fig.1.
- Bij het uitgebreide veldonderzoek dat Major (lit.17) in Hongarije heeft verricht is een verhouding  $D_{50}/d_{50}$  van



Figuur 1: De optimale filterfaktor volgens Davidenkoff bij verschillende  $d_{50}$  van de formatie.

7 tot 15 nodig gebleken om verzanding te voorkomen.

- Aan de hand van een groot aantal zeefanalyses van veel voorkomende watervoerende lagen stelt Bieske (lit.4,5) dat voor het bepalen van de filterfaktor niet zonder meer gebruik gemaakt mag worden van de  $d_{50}$  of de  $d_{85}$  van de formatie. De korreldiameter die bij het bepalen van de filterfaktor van belang is, blijkt voor de verschillende formaties te liggen tussen  $d_{95}$  en  $d_{35}$ , afhankelijk van de zeefanalyse van de formatie. De volgens Bieske karakteristieke korreldiameter van de formatie ( $d_k$ ) wordt verkregen door het snijpunt te bepalen van de zeefkromme van de formatie en een empirisch bepaalde lijn die in fig.2 is weergegeven. De verhouding tussen de  $D_{50}$  van de omstorting en deze karakteristieke korreldiameter moet volgens Bieske ongeveer 4 zijn, zodat de volgende vergelijking ontstaat:

$$D_{50}/d_k \approx 4.$$

- Terzaghi (lit.25) geeft om ontzanding te voorkomen de volgende restricties voor de korreldiameter van de omstorting:

$D_{15}/d_{85} < 4$ , voor de laag met het fijnste formatiemateriaal en  $D_{15}/d_{15} > 4$  voor de laag met het grofste formatiemateriaal.

- Bertram (lit.2) vindt dat de optimale filterfaktor ook afhankelijk is van het feit of de formatie meer of minder uniform is. Volgens hem moet voor uniforme formaties gelden:

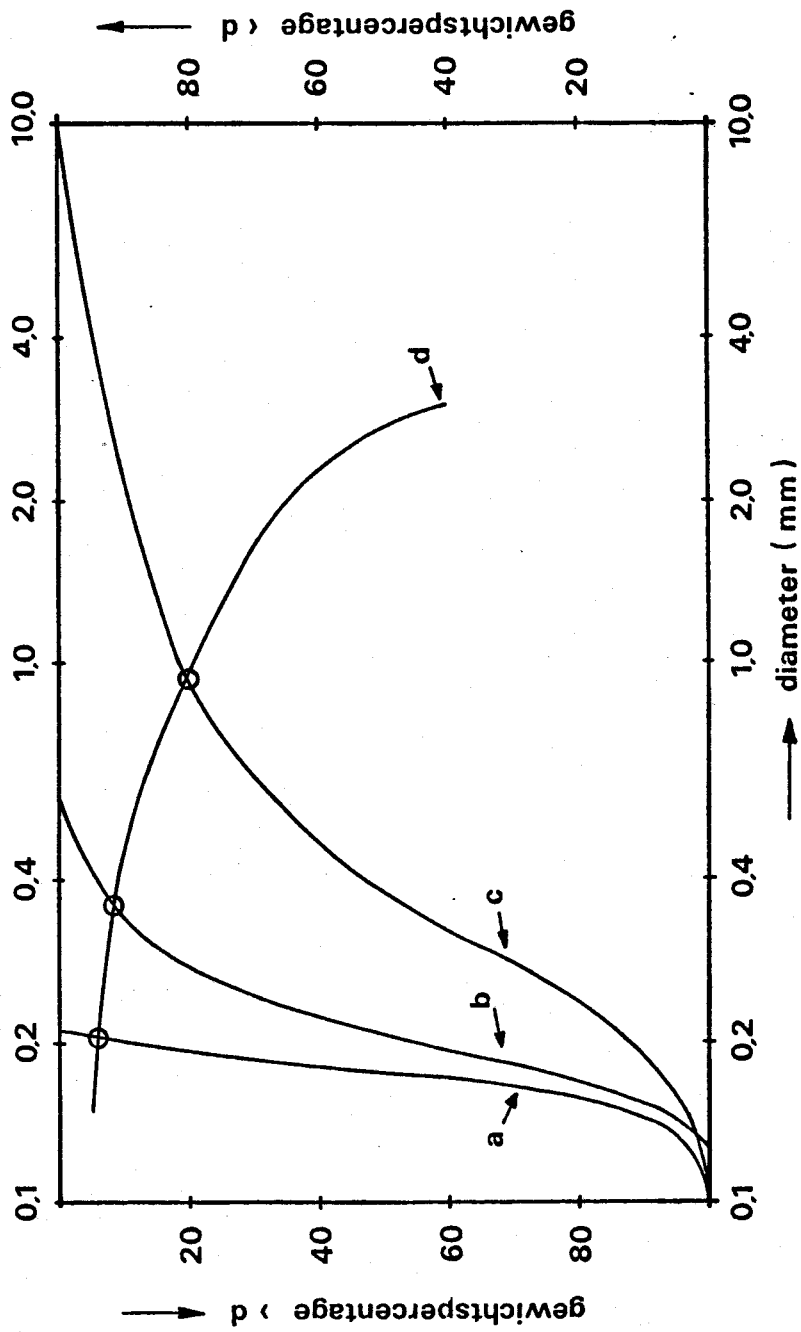
$$D_{15}/d_{15} \approx 9$$

en voor niet-uniforme formaties

$$D_{15}/d_{85} \approx 6$$

- Ook Karpoff (lit.9) maakt bij het bepalen van de korrelgrootte van de omstorting onderscheid tussen uniforme en niet-uniforme formaties.

Figuur 2: Bepaling van de karakteristieke korrel diameter ( $d_k$ ) volgens Bieske.



- a. zeer fijn duinzand:  $d_{50} = 0,176$  mm;  $d_{85} = 0,20$  mm
- b. duinzand (Leiduin):  $d_{50} = 0,21$  mm;  $d_{85} = 0,30$  mm
- c. veluwezand :  $d_{50} = 0,37$  mm;  $d_{85} = 1,32$  mm
- d. empirische lijn volgens Bieske

0 = karakteristieke korrel diameter

Voor de uniforme formaties geeft hij:

$$D_{50}/d_{50} = 5 \text{ tot } 10$$

en voor niet-uniforme formaties:

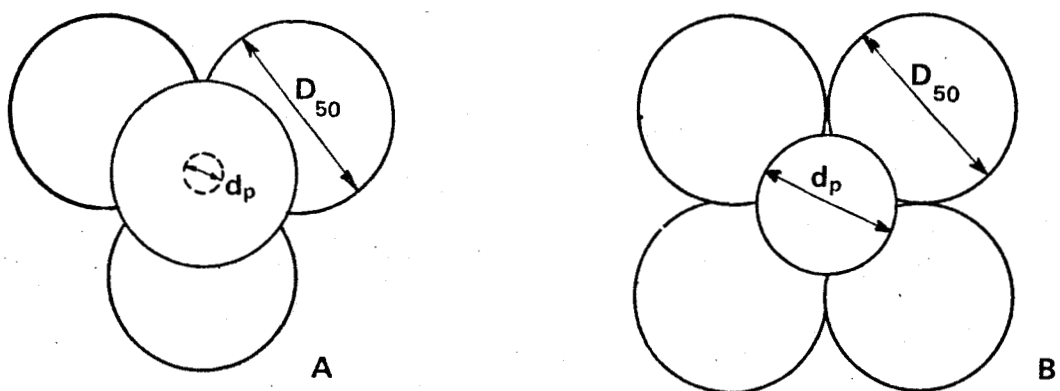
$$D_{50}/d_{50} = 12 \text{ tot } 58$$

- Peter (lit.20) gaat niet uit van een vaste verhouding tussen de korreldiameters en van de omstorting en de formatie. Hij beschouwt de grootte van de holle ruimte tussen de omstortingskorrels en dimensioneert zodanig dat een bepaalde korrel uit het formatiezand (waarvoor Peter de  $d_{60}$  aanhoudt) juist in de holle ruimten tussen de korrels van de omstorting past. Behalve van de diameter van het omstortingsmateriaal hangt de diameter van de ruimte tussen de korrels ook af van de pakking (en dus van de porositeit) van de omstorting. De verhouding tussen de diameter van de omstortingskorrels en die van een in de holle ruimte passende korrel ( $D_{50}/d_p$ ) bedraagt 4,42 als men de holle ruimte beschouwt die zich in het centrum bevindt van vier volgens een tetraeder gerangschikte omstortingskorrels (dichtste bolstapeling, porositeit: 25,8%, zie fig.3A). In het andere uiterste geval (de meest losse bolstapeling) bevindt de holle ruimte zich in het centrum van acht volgens een oktaeder gerangschikte korrels en bedraagt de verhouding  $D_{50}/d_p$  1,37 bij een porositeit van 47,6% (fig.3B). Uit deze relatie kan het volgende verband tussen genoemde verhouding en de porositeit ( $\epsilon$  in %) worden afgeleid:

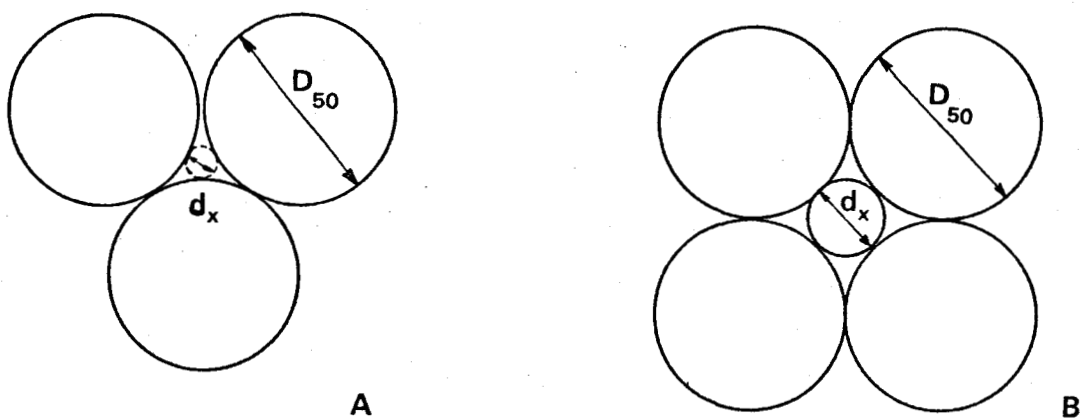
$$\frac{D_{50}}{d_p} = \frac{100}{2,31 (\epsilon - 25,8) + 22,6}$$

Bij een porositeit van 35% (de gemiddelde porositeit van de omstorting tijdens de proeven van Peter), wordt





Figuur 3:  $d_p$  volgens Peter bij de dichtste bolstapeling (A) en bij de meest losse bolstapeling (B) van de omstorting.



Figuur 4: Maximale diameter van een zandkorrel die de omstorting kan passeren bij de meest dichte bolstapeling (A) en bij de meest losse bolstapeling (B).

de verhouding  $D_{50}/d_p$  derhalve 2,3, zodat volgens Peter zou moeten gelden:  $P$

$$D_{50} = 2,3 \cdot d_{60}$$

Peter's omstortingskeuze mist een direkte fysische grondslag, doordat de korrels welke door het omstortingsmateriaal worden tegengehouden in feite aanzienlijk kleiner zijn dan overeenkomt met korrels met een diameter  $d_p$ . De meeste auteurs gebruiken daarom ook niet de diameter van de holle ruimte in het centrum van de tetraeder respectievelijk de octaeder maar de diameter van de doorlaatopening (fig. 4). Deze is maatgevend voor de grootte van de korrels die juist zonder klem te lopen de omstorting kunnen passeren.

- 
- De hierboven vermelde richtlijnen kunnen nog met vele andere worden aangevuld. Een goed overzicht hiervan wordt gegeven door Hunter Blair (lit.14).

Voor de drie in het putmodel geteste formaties zijn de belangrijkste richtlijnen voor de dimensionering van de omstorting in tabel 1 uitgewerkt.

Neemt men aan dat bij gebruik van een uniforme omstorting de  $D_{15}$  niet veel verschilt van de  $D_{50}$ , dan blijkt uit tabel 1 dat de meeste auteurs bij de beide types duinzand, die in het putmodel onderzocht zijn, een omstorting aanbevelen met een  $D_{50}$  variërende van 0,6 tot 1,4 mm. Alleen Davidenkoff en Major schrijven een grovere omstorting voor met een  $D_{50}$  van 2-3 mm, en Peter een fijnere omstorting met een  $D_{50}$  van 0,4-0,5 mm. Voor het gebruikte veluwezand dat veel minder uniform is kan volgens de meeste auteurs een  $D_{50}$  van omstreeks 3-5 mm aangehouden worden. Bertram en Karpoff adviseren aanmerkelijk grovere omstortingen, terwijl in de oudere literatuur en door Peter veel fijnere omstortingen voorgeschreven worden.

In Nederland wordt als omstortingsmateriaal meestal grind van 1,25 - 1,75 mm gebruikt. Uit het bovenstaande blijkt

Tabel 1: Richtlijnen voor de korreldiameter (in mm) van de omstorting volgens verschillende auteurs.

		oudere literatuur	Hünerberg	Davidenkoff	Major	Bieske	Terzaghi	Bertram	Karpoff	Peter (ε = 35%)
zeer fijn duinzand $d_{15} = 0,15$ $d_{50} = 0,18$ $d_{60} = 0,18$ $d_{85} = 0,20$ $C_u = 1,25$	richtlijn	$\frac{D_{50}}{d_{50}} = 4-5$	$\frac{D_{50}}{d_{85}} = 4$	$\frac{D_{50}}{d_{50}} \approx 15$	$\frac{D_{50}}{d_{50}} = 7-15$	$\frac{D_{50}}{d_k} = 4$ $d_k = 0,21$	$\frac{D_{15}}{d_{85}} < 4$ $\frac{D_{15}}{d_{15}} > 4$	$\frac{D_{15}}{d_{15}} \approx 9$	$\frac{D_{50}}{d_{50}} = 5-10$	$\frac{D_{50}}{d_{60}} = 2,3$
	berekende korreldiameter	$D_{50} = 0,7-0,9$	$D_{50} = 0,8$	$D_{50} \approx 2,7$	$D_{50} = 1,3-2,7$	$D_{50} = 0,8$	$0,6 < D_{15} < 0,8$	$D_{15} \approx 1,4$	$D_{50} = 0,9-1,8$	$D_{50} = 0,4$
normaal duinzand $d_{15} = 0,16$ $d_{50} = 0,21$ $d_{60} = 0,23$ $d_{85} = 0,30$ $C_u = 1,45$	richtlijn	$\frac{D_{50}}{d_{50}} = 4-5$	$\frac{D_{50}}{d_{85}} = 4$	$\frac{D_{50}}{d_{50}} \approx 14$	$\frac{D_{50}}{d_{50}} = 7-15$	$\frac{D_{50}}{d_k} = 4$ $d_k = 0,36$	$\frac{D_{15}}{d_{85}} < 4$ $\frac{D_{15}}{d_{15}} > 4$	$\frac{D_{15}}{d_{15}} \approx 9$	$\frac{D_{50}}{d_{50}} = 5-10$	$\frac{D_{50}}{d_{60}} = 2,3$
	berekende korreldiameter	$D_{50} = 0,8-1,0$	$D_{50} = 1,2$	$D_{50} \approx 2,9$	$D_{50} = 1,5-3,2$	$D_{50} = 1,4$	$0,6 < D_{15} < 1,2$	$D_{15} \approx 1,4$	$D_{50} = 1,1-2,1$	$D_{50} = 0,5$
veluwe-zand $d_{15} = 0,21$ $d_{50} = 0,37$ $d_{60} = 0,45$ $d_{85} = 1,32$ $C_u = 2,40$	richtlijn	$\frac{D_{50}}{d_{50}} = 4-5$	$\frac{D_{50}}{d_{85}} = 4$	geldt alleen voor zeer uniforme formaties	$\frac{D_{50}}{d_{50}} = 7-15$	$\frac{D_{50}}{d_k} = 4$ $d_k = 0,95$	$\frac{D_{15}}{d_{85}} < 4$ $\frac{D_{15}}{d_{15}} > 4$	$\frac{D_{15}}{d_{85}} \approx 6$	$\frac{D_{50}}{d_{50}} = 12 - 58$	$\frac{D_{50}}{d_{60}} = 2,3$
	berekende korreldiameter	$D_{50} = 1,5-1,8$	$D_{50} = 5,3$	-	$D_{50} = 2,6-5,6$	$D_{50} = 3,8$	$0,8 < D_{15} < 5,3$	$D_{15} \approx 7,9$	$D_{50} = 4,4-21$	$D_{50} = 1,0$

dat dit voor duinzand redelijk in overeenstemming is met de waarden in tabel 1. Voor het onderzochte veluwezand worden echter door veel auteurs aanmerkelijk grovere omstortingen aanbevolen.

Wat betreft het ontwikkelen van putten is een publikatie van Nahrgang (lit.19) van belang, waarin gesteld wordt dat het effect van het ontwikkelen van een put nauwelijks afhankelijk is van de mate waarin fijn materiaal in de omgeving van de put uit de formatie verwijderd wordt. Met behulp van een voorbeeld toont hij aan dat om een 100% verhoging van de opbrengst te verkrijgen de diameter van het boorgat uiteindelijk 30 maal zo groot moet zijn als de oorspronkelijke diameter. Aanzienlijke verhoging van de putopbrengst, doordat uit de formatie rond de omstorting het fijne materiaal wordt verwijderd, kan volgens hem daarom niet optreden. Deze kan alleen optreden als op de grens van de omstorting en de formatie een duidelijk minder doorlatend laagje aanwezig is, dat tijdens het ontwikkelen wordt verwijderd.

#### 4.3 Maximale intredesnelheid

Ook voor de maximale intredesnelheid, d.w.z. de maximaal toelaatbare snelheid op het grensvlak van de omstorting en de formatie, zijn in de literatuur verschillende benaderingen bekend.

- Een veel gehanteerde maximale intredesnelheid is die welke Sichardt (lit.22,23) omstreeks 1930 heeft bepaald aan de hand van een aantal praktijkputten in freatische pakketten. Deze snelheid ( $v = \frac{\sqrt{k}}{15}$ , met  $v$  en  $k$  in  $\text{m/s}$ ) wordt ook nu nog door veel auteurs gehanteerd. In bijlage 1 wordt de theorie van Sichardt aan een kritische beschouwing onderworpen. De belangrijkste konklusie hieruit is dat het dimensioneren van putten op basis van de z.g. "Sichardt-snelheid" ongefundeerd is, zeker als men dit doet om verstopping en verzanding te voorkomen en als de "Sichardt-snelheid" wordt toegepast

voor putten in pakketten met (semi-)spanningswater.

- In dezelfde tijd als Sichardt geeft Gross (lit.11) de maximaal toelaatbare intredesnelheid als functie van de  $d_{40}$  en wel volgens:

$$V_m = 2 \cdot d_{40},$$

waarin  $V_m$  is uitgedrukt in  $m/s$  en  $d_{40}$  in mm.

- Truelsen (lit.28) vindt uitgaande van de formule van Sichardt, voor het maximaal toelaatbare pompdebiet:

$$Q = 10^3 \cdot \frac{\pi \cdot H \cdot d_{10}}{280} B,$$

waarin  $Q$  = debiet ( $m^3/s$ )

$H$  = filterhoogte (m)

$B$  = boorgatdiameter (m)

$d_{10}$  = werkzame korreldiameter (m)

Omgerkend naar de intredesnelheid op de grens omstorting-formatie geeft dit:

$$V_m = \frac{10^3 \cdot d_{10}}{280}$$

als  $V_m$  wordt uitgedrukt in  $m/s$  en  $d_{10}$  in m.

- Proeven aan de Technische Universität Berlin, vermeld door Hünerberg (lit.13) geven als resultaat de volgende relatie:

$$D_{50}/d_{85} = \frac{39}{(Re_m)^{0,27}}$$

waarin het maximaal toelaatbare getal van Reynolds:

$$Re_m = \frac{V_m \cdot D_{50}}{\nu}$$

Hierin is  $V_m$  de maximale intredesnelheid uitgedrukt in  $m/s$ ,  $D_{50}$  en  $d_{85}$  in m en  $\nu$  in  $m^2/s$ .

- De veldproeven die Major (lit.17) heeft uitgevoerd geven voor de maximum snelheid de volgende vergelijking:

$$V_m = \frac{\sqrt{d_{10}}}{20} + \frac{3 \cdot 10^{-9}}{d_{10}}$$

$V_m$  wordt uitgedrukt in  $m/s$  en  $d_{10}$  in m.

- Davidenkoff (lit.7) vindt een verband tussen het begin

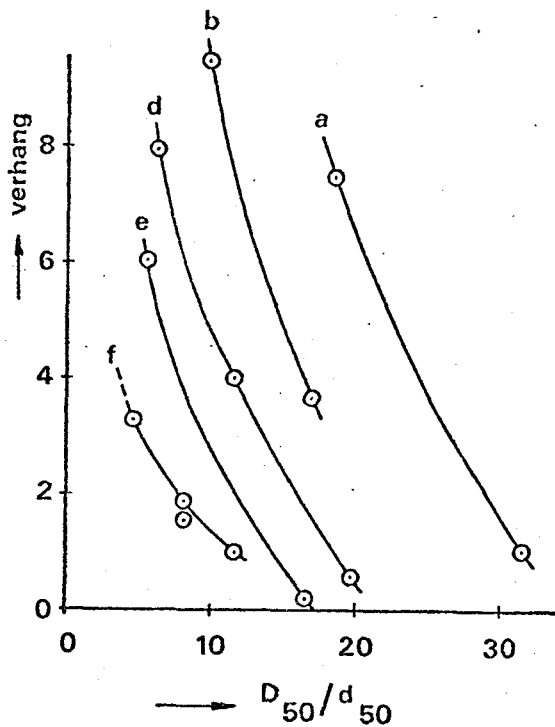
van de instabiliteit van de formatie, te weten het punt waarop voor het eerst zandtransport wordt geconstateerd en het verhang in de formatie, dat via de doorlatendheid direkt gerelateerd kan worden aan het debiet. In fig. 5 wordt voor verschillende formaties en bijbehorende filterfactoren aangegeven bij welk verhang de eerste tekenen van instabiliteit optreden.

Een tweede fase van instabiliteit treedt volgens Davidenkoff op wanneer in zijn proefopstelling zoveel ontzanding is opgetreden dat de dikte van de formatie op de grens met de omstorting kleiner wordt. Ook voor deze instabiliteit geeft hij een zelfde soort grafiek (fig.6).

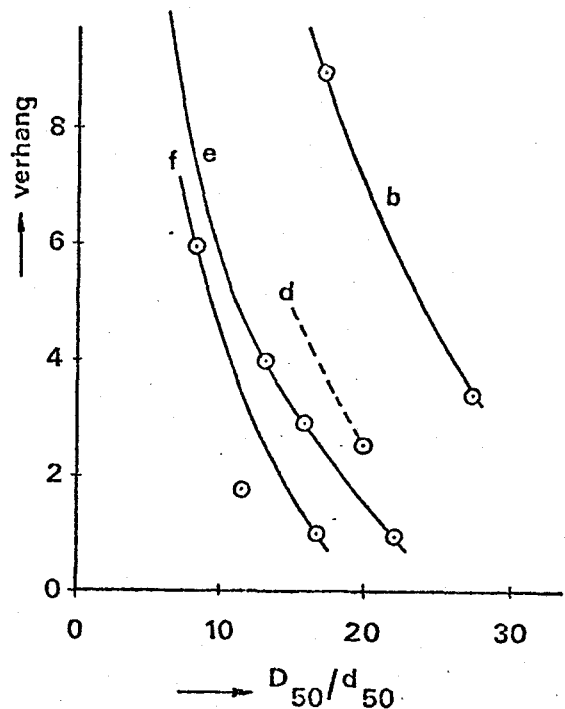
- Zweck (lit.29) heeft in een soortgelijke apparatuur als Davidenkoff een serie proeven uitgevoerd. Hij heeft het bed op drie wijzen doorstroomd, namelijk vertikaal van boven naar beneden, vertikaal van beneden naar boven en horizontaal. Overigens geeft hij zijn resultaten op dezelfde wijze weer als Davidenkoff. Fig.7 geeft de resultaten die hij verkregen heeft tijdens de proeven met horizontale doorstroming. Kriterium voor het optreden van instabiliteit is volgens hem:

- a) het visueel waargenomen transport van zanddeeltjes die de omstorting binnendringen;
- b) verhoging van de doorlatendheid van het grensgebied omstorting-formatie, onder invloed van de verwijdering van de fijnere fraktie uit de formatie.

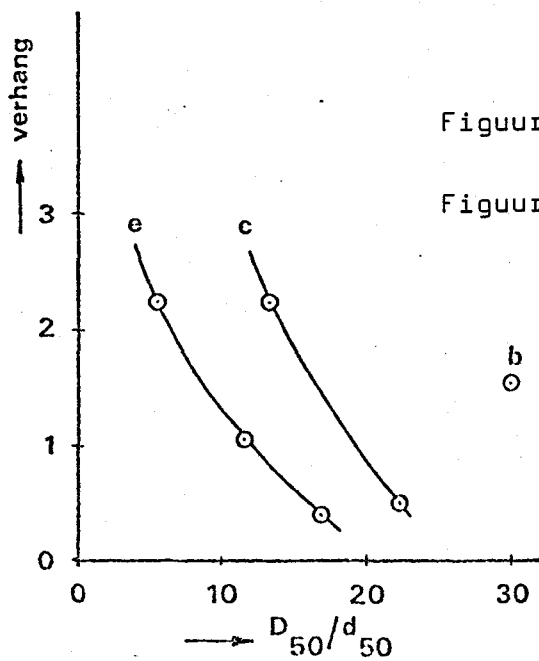
- Geiseler (lit.10) heeft experimenten in een sektorvormig putmodel uitgevoerd met verschillende, uniforme en minder uniforme formaties. Uit zijn proeven blijkt dat de uniformiteit van de formatie een zeer grote invloed heeft op de stabiliteit ervan. Zijn resultaten (fig.8) geven een verband aan tussen de uniformiteitscoëfficiënt  $C_u$  van de formatie en een kritisch Reynoldsgetal op de grens van de omstorting en de filterbuis, bij overschrijding waarvan ontzanding optreedt.



Figuur 5



Figuur 6



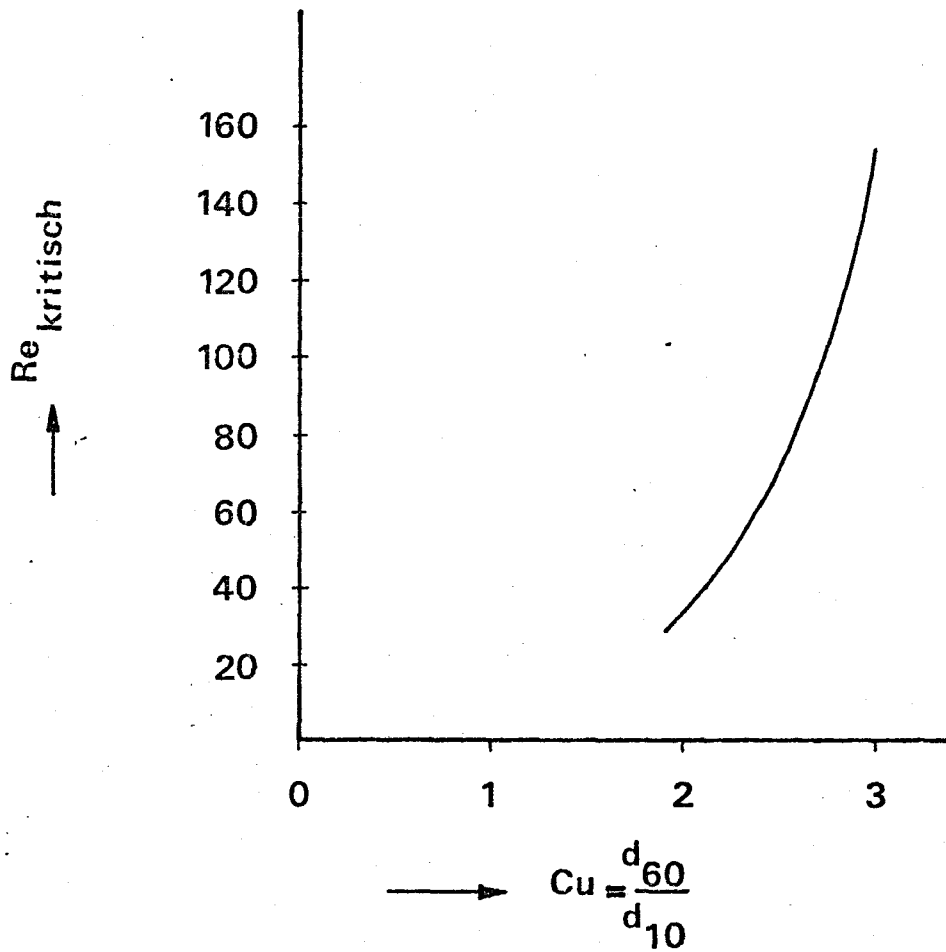
Figuur 7

Figuur 5: maximaal toelaatbare verhang volgens Davidenkoff voor de eerste fase van de ontzanding als functie van de  $D_{50}/d_{50}$

Figuur 6: idem voor de tweede fase van de ontzanding

Figuur 7: maximaal toelaatbare verhang volgens Zweck voor de ontzanding als functie van de  $D_{50}/d_{50}$

- a.  $d = 0,06 - 0,1$  mm
- b.  $d = 0,1 - 0,2$  mm
- c.  $d = 0,2 - 0,5$  mm
- d.  $d = 0,2 - 0,6$  mm
- e.  $d = 0,5 - 1,0$  mm of  
 $d = 0,6 - 1,0$  mm
- f.  $d = 1,0 - 2,0$  mm



Figuur 8: verband tussen de uniformiteitscoëfficiënt ( $C_u$ ) van de formatie en het maximaal toelaatbare Reynoldsgetal op de grens van het putfilter en de omstorting volgens Geiseler.



De richtlijnen van de hierboven vermelde auteurs vallen in wezen in twee groepen uiteen. Sichardt, Gross, Truelsen en Major komen tot hun voorschriften aan de hand van praktijkgegevens. Gross en Truelsen richten zich daarbij naar het onderzoek van Sichardt dat in bijlage 1 nader belicht wordt. Major geeft geen enkele informatie over de wijze waarop hij tot zijn richtlijnen gekomen is. De vorm van zijn vergelijking voor de kritische intredesnelheid doet echter sterk denken aan die van Sichardt, Gross en Truelsen. Met behulp van de voorschriften van deze groep auteurs zijn in tabel 2 de kritische intredesnelheden van de drie in het putmodel geteste zandsoorten berekend. De spreiding tussen de toelaatbare intredesnelheden blijkt slechts gering. Gross schrijft de laagste waarden voor ( $4 - 6 \cdot 10^{-4}$  m/s voor de drie formaties) en Sichardt de hoogste (1,0 tot  $1,3 \cdot 10^{-3}$  m/s). De tweede groep auteurs baseert zijn richtlijnen op modelonderzoeken (Zweck, Davidenkoff, Geiseler en onderzoek aan T.U. Berlin). De uitkomsten van deze onderzoeken kunnen sterk beïnvloed worden door onvolkomenheden in de gebruikte apparatuur. Vooral de apparatuur die bij het onderzoek aan de T.U. Berlin gebruikt is, lijkt volstrekt ontoereikend om betrouwbare meetresultaten te garanderen. De bij dit onderzoek gevonden toelaatbare intredesnelheden liggen een faktor 1000 tot 100.000 hoger dan de intredesnelheden die door de eerste groep auteurs zijn voorgeschreven. Waarschijnlijk zijn deze hoge snelheden veroorzaakt doordat in de apparatuur geen voorzieningen waren getroffen om preferente stroming langs de wanden van het model te voorkomen. (lit.6) Davidenkoff en Geiseler hebben hiervoor wel maatregelen getroffen. Van deze auteurs heeft alleen Geiseler een cirkelvormig model gebruikt waarin de stroming radiaal was. Bij het onderzoek aan de T.U. Berlin en bij de experimenten van Davidenkoff en Zweck zijn doosvormige modellen gebruikt. Zowel Davidenkoff als Zweck hebben in deze modellen alleen zeer uniforme zanden onderzocht. In tabel 2 zijn de richtlijnen van Davidenkoff daarom alleen op duinzand toegepast. De richtlijnen van

*Verlenging met gebuiken!*

Tabel 2: Maximaal toelaatbare intradoseelheid, berekend volgens richtlijnen van verschillende auteurs.

Formatie	$C_u \left( \frac{d_{60}}{d_{10}} \right)$	• normaal duinzand					• zeer fijn duinzand					• veluwend				
		6	7	11	15	2,40	6	7	11	15	2,40	6	7	11	15	2,40
U getal	53	1,45	1,45	1,45	1,45	1,45	1,45	1,45	1,45	1,45	1,45	1,45	1,45	1,45	1,45	1,45
$d_{10}$ (mm)	0,16	0,16	0,16	0,16	0,16	0,16	0,16	0,16	0,16	0,16	0,16	0,16	0,16	0,16	0,16	0,16
$d_{40}$ (mm)	0,19	0,19	0,19	0,19	0,19	0,19	0,19	0,19	0,19	0,19	0,19	0,19	0,19	0,19	0,19	0,19
$d_{50}$ (mm)	0,21	0,21	0,21	0,21	0,21	0,21	0,21	0,21	0,21	0,21	0,21	0,21	0,21	0,21	0,21	0,21
$d_8$ (mm)	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30
nummer van proef in putmodel		6	7	11	15	2,40	6	7	11	15	2,40	6	7	11	15	2,40
gebruikte fraktie (mm)		1,5 - 2,5	2 - 3	3 - 5	1,5 - 2,5	1,5 - 2,5	1,5 - 2,5	1,5 - 2,5	1,5 - 2,5	1,5 - 2,5	1,5 - 2,5	1,5 - 2,5	1,5 - 2,5	1,5 - 2,5	1,5 - 2,5	1,5 - 2,5
omstorting $D_{10}$		1,85	2,47	3,82	1,85	1,85	1,85	1,85	1,85	1,85	1,85	1,85	1,85	1,85	1,85	1,85
maximaal toelaatbare intradoseelheid (m/s)		$1,1 \cdot 10^{-3}$	$1,1 \cdot 10^{-3}$	$1,1 \cdot 10^{-3}$	$1,0 \cdot 10^{-3}$	$1,0 \cdot 10^{-3}$	$1,0 \cdot 10^{-3}$	$1,0 \cdot 10^{-3}$	$1,0 \cdot 10^{-3}$	$1,0 \cdot 10^{-3}$	$1,0 \cdot 10^{-3}$	$1,0 \cdot 10^{-3}$	$1,0 \cdot 10^{-3}$	$1,0 \cdot 10^{-3}$	$1,0 \cdot 10^{-3}$	$1,0 \cdot 10^{-3}$
Sichardt		$4 \cdot 10^{-4}$	$4 \cdot 10^{-4}$	$4 \cdot 10^{-4}$	$3 \cdot 10^{-4}$	$3 \cdot 10^{-4}$	$3 \cdot 10^{-4}$	$3 \cdot 10^{-4}$	$3 \cdot 10^{-4}$	$3 \cdot 10^{-4}$	$3 \cdot 10^{-4}$	$3 \cdot 10^{-4}$	$3 \cdot 10^{-4}$	$3 \cdot 10^{-4}$	$3 \cdot 10^{-4}$	$3 \cdot 10^{-4}$
Gross		$6 \cdot 10^{-4}$	$6 \cdot 10^{-4}$	$6 \cdot 10^{-4}$	$5 \cdot 10^{-4}$	$5 \cdot 10^{-4}$	$5 \cdot 10^{-4}$	$5 \cdot 10^{-4}$	$5 \cdot 10^{-4}$	$5 \cdot 10^{-4}$	$5 \cdot 10^{-4}$	$5 \cdot 10^{-4}$	$5 \cdot 10^{-4}$	$5 \cdot 10^{-4}$	$5 \cdot 10^{-4}$	$5 \cdot 10^{-4}$
Truelsen		$6,6 \cdot 10^{-4}$	$1,7 \cdot 10^{-1}$	$2,2 \cdot 10^{-2}$	$1,5 \cdot 10^{-1}$	$1,5 \cdot 10^{-1}$	$1,5 \cdot 10^{-1}$	$1,5 \cdot 10^{-1}$	$1,5 \cdot 10^{-1}$	$1,5 \cdot 10^{-1}$	$1,5 \cdot 10^{-1}$	$1,5 \cdot 10^{-1}$	$1,5 \cdot 10^{-1}$	$1,5 \cdot 10^{-1}$	$1,5 \cdot 10^{-1}$	$1,5 \cdot 10^{-1}$
T.U. Berlin		$6,5 \cdot 10^{-4}$	$6,5 \cdot 10^{-4}$	$6,5 \cdot 10^{-4}$	$6,1 \cdot 10^{-4}$	$6,1 \cdot 10^{-4}$	$6,1 \cdot 10^{-4}$	$6,1 \cdot 10^{-4}$	$6,1 \cdot 10^{-4}$	$6,1 \cdot 10^{-4}$	$6,1 \cdot 10^{-4}$	$6,1 \cdot 10^{-4}$	$6,1 \cdot 10^{-4}$	$6,1 \cdot 10^{-4}$	$6,1 \cdot 10^{-4}$	$6,1 \cdot 10^{-4}$
Major		$2,3 \cdot 10^{-3}$	$1,5 \cdot 10^{-3}$	$5,6 \cdot 10^{-4}$	$2,0 \cdot 10^{-3}$	$2,0 \cdot 10^{-3}$	$2,0 \cdot 10^{-3}$	$2,0 \cdot 10^{-3}$	$2,0 \cdot 10^{-3}$	$2,0 \cdot 10^{-3}$	$2,0 \cdot 10^{-3}$	$2,0 \cdot 10^{-3}$	$2,0 \cdot 10^{-3}$	$2,0 \cdot 10^{-3}$	$2,0 \cdot 10^{-3}$	$2,0 \cdot 10^{-3}$
Davidenkoff (1e fase)		$\pm 5 \cdot 10^{-3}$	$\pm 3 \cdot 10^{-3}$	$\pm 2 \cdot 10^{-3}$	$\pm 4 \cdot 10^{-3}$	$\pm 4 \cdot 10^{-3}$	$\pm 4 \cdot 10^{-3}$	$\pm 4 \cdot 10^{-3}$	$\pm 4 \cdot 10^{-3}$	$\pm 4 \cdot 10^{-3}$	$\pm 4 \cdot 10^{-3}$	$\pm 4 \cdot 10^{-3}$	$\pm 4 \cdot 10^{-3}$	$\pm 4 \cdot 10^{-3}$	$\pm 4 \cdot 10^{-3}$	$\pm 4 \cdot 10^{-3}$
Davidenkoff (2e fase)		$\pm 1,0 \cdot 10^{-2}$	$\pm 7,6 \cdot 10^{-3}$	$\pm 4,9 \cdot 10^{-3}$	$\pm 6,6 \cdot 10^{-3}$	$\pm 6,6 \cdot 10^{-3}$	$\pm 6,6 \cdot 10^{-3}$	$\pm 6,6 \cdot 10^{-3}$	$\pm 6,6 \cdot 10^{-3}$	$\pm 6,6 \cdot 10^{-3}$	$\pm 6,6 \cdot 10^{-3}$	$\pm 6,6 \cdot 10^{-3}$	$\pm 6,6 \cdot 10^{-3}$	$\pm 6,6 \cdot 10^{-3}$	$\pm 6,6 \cdot 10^{-3}$	$\pm 6,6 \cdot 10^{-3}$
Geiseler		$1,0 \cdot 10^{-2}$	$7,6 \cdot 10^{-3}$	$4,9 \cdot 10^{-3}$	$6,6 \cdot 10^{-3}$	$6,6 \cdot 10^{-3}$	$6,6 \cdot 10^{-3}$	$6,6 \cdot 10^{-3}$	$6,6 \cdot 10^{-3}$	$6,6 \cdot 10^{-3}$	$6,6 \cdot 10^{-3}$	$6,6 \cdot 10^{-3}$	$6,6 \cdot 10^{-3}$	$6,6 \cdot 10^{-3}$	$6,6 \cdot 10^{-3}$	$6,6 \cdot 10^{-3}$
Sichardt: $v_m = \frac{v_c}{15}$ met $k = 11 \cdot 10^3 (d_{10})^2$ , dus $v_m = 7 \cdot d_{10}$																
Gross: $v_m = 2 \cdot d_{10}$																
Truelsen: $v_m = \frac{10^3 \cdot d_{10}}{280} = 3,57 \cdot d_{10}$																
T.U. Berlin: $\frac{v_m}{d_{85}} = \frac{v_m}{d_{50}} \cdot \frac{d_{50}}{d_{85}}$ met $Re_m = \frac{v_m \cdot d_{50}}{\nu}$ en $v = 1,31 \cdot 10^{-6} m^2/s$ of $v_m = \frac{v}{d_{50}} \cdot 39 \cdot d_{85}$																
Major: $v_m = \frac{10}{20} + \frac{1 \cdot 10^{-9}}{d_{10}}$																
Davidenkoff (1e fase): zie fig. 3																
Davidenkoff (2e fase): zie fig. 4																
De richtlijnen van Davidenkoff gelden alleen voor zeer uniforme formaties en kunnen dus niet op veluwend toegepast worden																
Gelezer: zie fig. 8.																

Zweck konden zelfs niet op duinzand toegepast worden omdat Zweck alleen voldoende meetgegevens heeft voor grovere uniforme formaties (fig.7). Wel zijn in tabel 2 de kritische intredesnelheden volgens Geiseler berekend. Deze snelheden liggen ongeveer een faktor 10 hoger dan de door Sichardt voorgeschreven snelheden. Dit verschil is in wezen kleiner omdat Sichardt de kritische intredesnelheid op het grensvlak van de omstorting en de formatie geeft en Geiseler op het grensvlak van de omstorting en de filterbuis.

Samenvattend kan men stellen dat de literatuurvoorschriften inzake de maximaal toelaatbare intredesnelheid weinig vertrouwen inboezemen. Uit bijlage 1 blijkt dat de voorschriften van Sichardt en daarmee ook de richtlijnen van Truelsen en Gross in wezen ongefundeerd zijn. Voor de modelonderzoeken geldt anderzijds dat de resultaten van een aantal onderzoeken onbetrouwbaar zijn, terwijl andere onderzoeken alleen met zeer uniforme zanden zijn uitgevoerd, die in Nederland weinig gangbaar zijn.

## 5. BESCHRIJVING VAN DE APPARATUUR

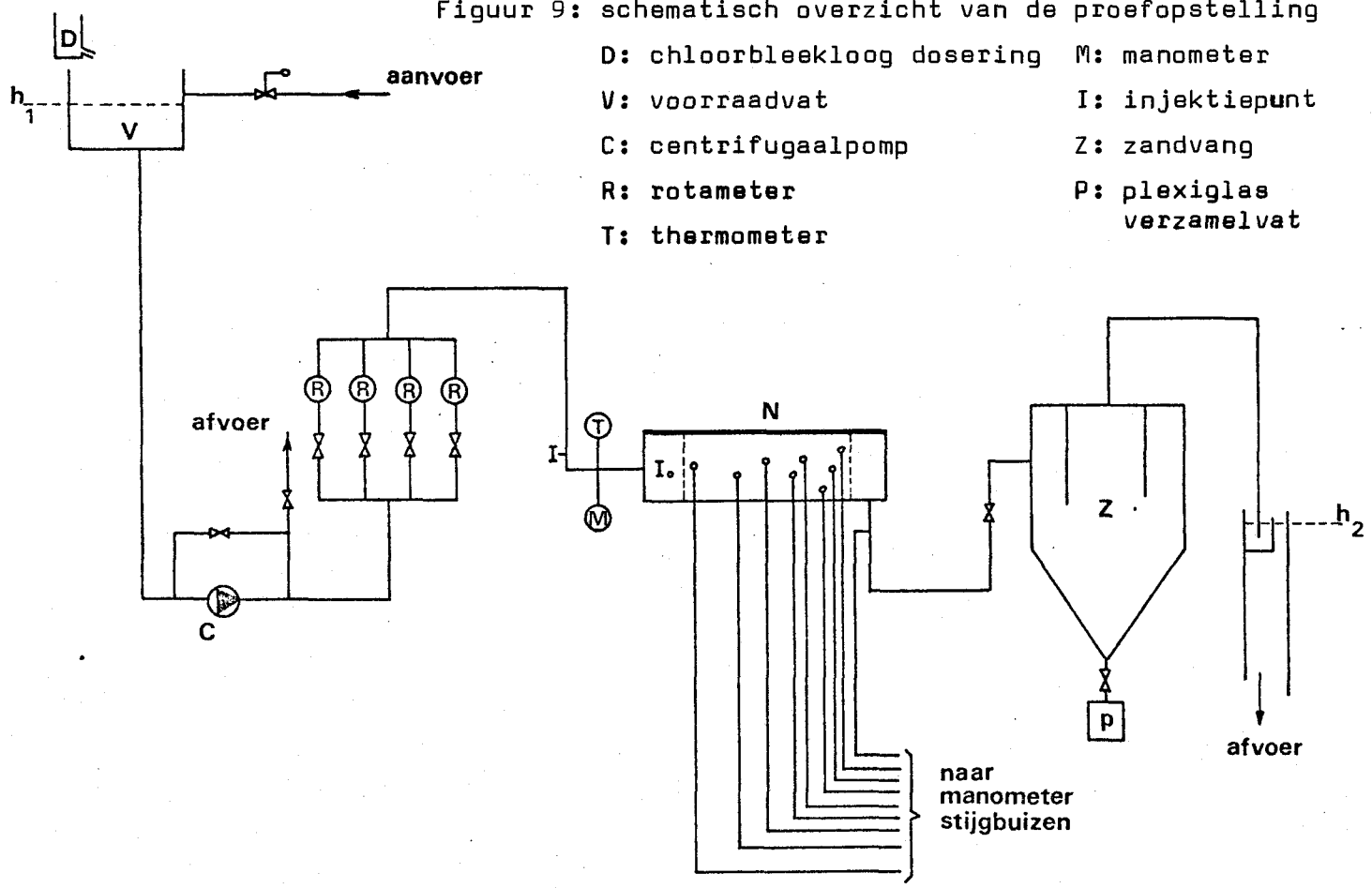
Een schematisch overzicht van de apparatuur wordt gegeven in fig.9. Het water stroomt van een voorraadvat (V) met konstant niveau-regeling ( $h_1$ ) via pomp (C) en rotameter (R) naar het eigenlijke putmodel (N). Vandaar stroomt het met eventueel meegevoerd materiaal naar de zandvang (Z) waar het zand gelegenheid krijgt te bezinken. Hierna wordt het water via een konstant niveau regeling ( $h_2$ ) afgevoerd.

Vorraadvat (V). Het voorraadvat dat gevuld is met leidingwater, bestaat uit een grote P.V.C.-bak met een inhoud van ca.  $0,25 \text{ m}^3$ . Het waterpeil in dit vat wordt konstant gehouden met behulp van een vlotterinstallatie. Dit voorraadvat wordt gebruikt om fouten te voorkomen die zouden kunnen ontstaan door schommelingen in de waterleidingdruk. Tijdens de proeven wordt in dit voorraadvat 1,5 procentige chloorbleekloog druppelsgewijs gedoseerd (D) om algengroei in de leidingen en verstopping van het putmodel tegen te gaan.

Centrifugaalpomp (C). Deze pomp wordt gebruikt als de door het hoogteverschil geleverde voordruk niet voldoende is om het gewenste debiet te leveren. De pomp is voorzien van een shunt met een afsluiter, waarmee het gewenste debiet ingesteld kan worden. Omdat bij kleine debieten de temperatuur van het water in de shunt te veel oploopt is in deze shunt een afvoer aangebracht.

Rotameters (R). In de leiding zijn parallel vier rotameters aangebracht met een meetbereik van nul tot respectievelijk  $1,4 \cdot 10^{-5}$ ,  $5,6 \cdot 10^{-5}$ ,  $2,8 \cdot 10^{-4}$  en  $1,4 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3/\text{s}$ .

Thermometer (T). De temperatuur van het Haagse drinkwater dat voor de proeven gebruikt wordt, varieert slechts weinig door de afvlakking tijdens de kunstmatige infiltratie



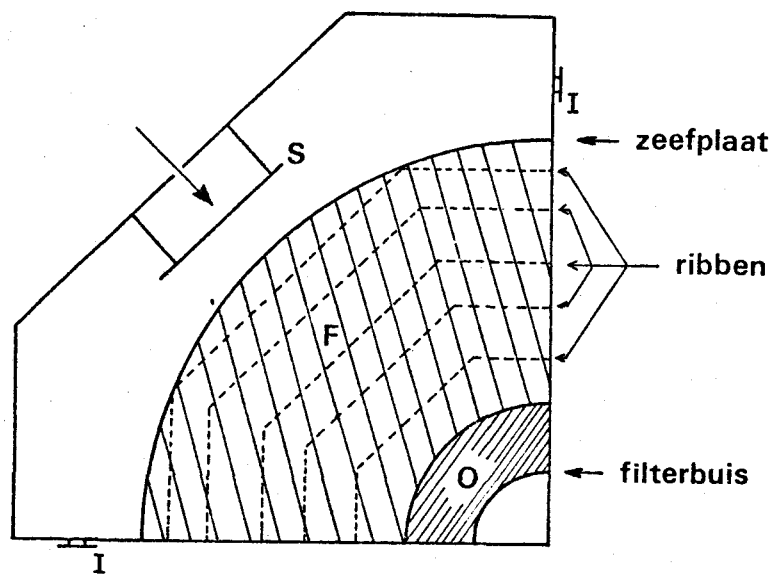
Figuur 9: schematisch overzicht van de proefopstelling

- D: chloorbleekloog dosering
- M: manometer
- V: voorraadvat
- I: injectiepunt
- C: centrifugaalpomp
- Z: zandvang
- R: rotameter
- P: plexiglas verzamelvat
- T: thermometer

in de duinen (variaties tussen 10 en 15°C). Bij kleine debieten kunnen echter door opwarming temperatuurverschillen gedurende de proef ontstaan. Aangezien de viscositeit en daarmee de sleepkracht van het water afhankelijk is van de temperatuur, wordt deze bij iedere doorstroomsnelheid vlak vóór het putsegment bepaald.

Manometer (M). In de afvoerleiding vóór het putmodel is een kontaktmanometer aangebracht. Als de waterdruk voor het putmodel hoger dan het ingestelde maximum of lager dan het ingestelde minimum wordt, slaat de pomp automatisch af.

Putmodel. In de figuren 10 en 11 worden het boven- en het zijaanzicht van het putmodel gegeven. Dit model bestaat uit een cirkelsektor met een middelpuntshoek van 90°. De hoogte van deze sektor is 20 cm. De zijwanden en de onderkant van het model zijn vervaardigd van plexiglas zodat eventueel zandtransport aan de wanden met het oog waarneembaar is. In de hoek van het cirkelkwadrant is een filterbuis aangebracht met een diameter van 20 cm. Deze bestaat uit verstevigd messinggaas dat eenvoudig te verwijderen is, zodat voor iedere proef de juiste maaswijdte aangebracht kan worden. Het gaas dient namelijk alle korrels van het omstortingsmateriaal tegen te houden, terwijl het zo grof mogelijk moet zijn om alle eventueel door de omstorting meegevoerde zandkorrels door te laten. Om deze filterbuis wordt een laag omstortingsmateriaal (O) met een breedte van 10 cm aangebracht. In lit.8 wordt een omstortingsbreedte aanbevolen van 7,5 tot 20 cm. De hier gekozen breedte wordt in de praktijk veel gebruikt en is ook door anderen bij proeven in een putmodel aangehouden. (lit.9, 10). Rond de omstorting wordt een 40 cm brede laag formatiemateriaal (F) aangebracht. Aan de buitenzijde wordt deze formatie gesteund door een zeefplaat die met 5 mm dik geperforeerd staalplaat verstevigd is. De maaswijdte van de zeefplaat is zo klein gekozen dat alle deeltjes van de formatie



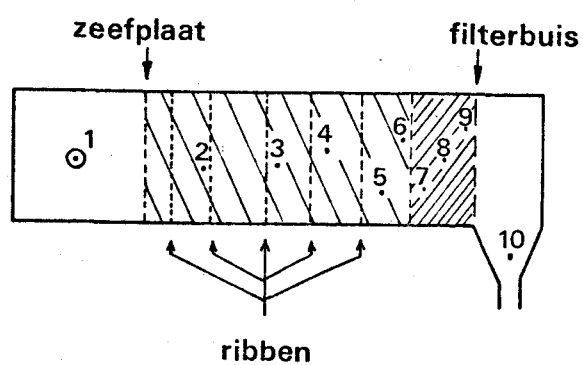
Figuur 10: Bovenaanzicht van het putmodel

S: stootplaatje

I: injektieput

F: formatie

O: omstorting



Figuur 11: Zijaanzicht van het putmodel  
met de meetpunten voor de  
bepaling van de stijghoogte

erdoor tegengehouden worden. Een stootplaatje (S) zorgt ervoor dat het water in het reservoir achter de zeefplaat goed verdeeld wordt.

Een probleem bij modelproeven vormt het voorkomen van preferente doorstroming tussen de deksel van het model en het bovenoppervlak van de formatie. Ook bij zorgvuldig vullen van het model en eventueel verdichten van het ingebrachte zand kan deze preferente doorstroming optreden, omdat tijdens de proeven het zand nog verder kan gaan inklinken en er bovendien zand door het water kan worden meegevoerd. Men kan deze preferente doorstroming op twee manieren voorkomen. Sommige auteurs brengen tussen de deksel van het putmodel en het bovenoppervlak van de formatie een rubber zak aan, die gevuld is met water met een bepaalde voordruk. Bij inklinken van de formatie zwelt de rubber zak zodat geen ruimte ontstaat waardoorheen preferente doorstroming kan plaatsvinden. Een bezwaar van deze methode is dat men in verband met de bedrijfszekerheid van de rubber zak vrij stug rubber moet gebruiken, dat niet altijd in staat is eventuele onregelmatigheden in het oppervlak van de formatie te volgen. Een ander methode is om tussen het putdeksel en het bovenoppervlak van de formatie een laag voor water ondoorlatend celrubber aan te brengen. Deze laag wordt bij het monteren van het deksel van het model samengedrukt en kan weer expanderen als het zand tijdens de proeven inklinkt. Vooral als men slechts weinig inklinking verwacht voldoet deze methode uitstekend. Voor experimenten waarbij de dikte van de zandlaag tijdens de proeven door ontzanding plaatselijk aanzienlijk kan verminderen is deze methode echter minder geschikt, omdat het celrubber bij expansie slechts een beperkte vrijgekomen ruimte kan opvullen.

Bij de hier beschreven experimenten is een combinatie van beide boven beschreven methoden gebruikt. Het oppervlak van de formatie wordt afgedekt met een neopreen celrubber-



laag van 10 mm dik. Hierop wordt een rubber zak aangebracht waarin zich water bevindt met een druk gelijk aan de voordruk van de putsektor. Tevens zijn, om preferente doorstroming langs de gladde plexiglaswanden en bodem te voorkomen, ribben aangebracht die loodrecht op de stroomrichting van het water staan. Deze ribben hebben een hoogte van 5 mm. (fig. 10 en 11)

In beide zijwanden van het putmodel zijn op overeenkomstige plaatsen negen meetpunten voor de bepaling van de stijghoogte van het water aangebracht. De meetpunten zijn op verschillende hoogten in het putmodel geplaatst (fig. 11), zodat de metingen zo min mogelijk verstoord worden door onregelmatigheden in de stroming onder invloed van een stroomopwaarts gelegen meetpunt. De meetpunten, met behulp waarvan de stijghoogte op circa 5 cm afstand van de wand wordt bepaald, zijn aangesloten op manometerbuizen, gevuld met water, waarmee stijghoogten tot 2 mWk gemeten kunnen worden. De meetpunten die zich in de formatie bevinden zijn tevens aangesloten op kwikmanometers, waarmee ook grotere stijghoogten gemeten kunnen worden. Om kleine plaatselijke verstoringen te nivelleren, kan bovendien de gemiddelde stijghoogte van twee overeenkomstige meetpunten aan elk van beide zijden van het putmodel afgelezen worden.

In de aanvoerleiding en in beide zijwanden zijn een drietal injectiepunten (I) aangebracht. Met behulp van deze injectiepunten kan aangetoond worden of preferente doorstroming aan de wanden van het putmodel optreedt. Wanneer namelijk via deze injectiepunten inkt in het putmodel wordt geïnjecteerd moet voor alle drie de meetpunten de tijd tussen het moment dat de inkt de formatie binnendringt en het moment dat de eerste inkt in de filterbuis zichtbaar wordt, gelijk zijn. Treedt aan één wand preferente doorstroming op, dan zal de reistijd van de inkt aan die zijde korter zijn. Met behulp van injecties van een zoutoplossing kan tevens de effectieve porositeit gemeten worden.

### Verbinding tussen de putsektor en de zandvang

Deze verbinding bestaat uit een doorzichtige P.V.C.-slang. De diameter van deze slang moet zo klein zijn dat alle zanddeeltjes die in de filterbuis zijn gekomen, door de snelheid van het water in de slang meegevoerd worden naar de zandvang. Anderzijds dient de diameter zo groot te zijn dat bij grote debieten de wrijvingsweerstand in de slang zo laag blijft dat ook de drukken bij de meetpunten in de omstorting, met de manometerbuizen, gevuld met water, gemeten kunnen worden. In de praktijk komt het er op neer dat bij zeer kleine debieten een slang met een maximale diameter van 16 mm voldoet en bij zeer hoge debieten een minimale diameter van 40 mm vereist is. Bij veel proeven kon van het begin tot het eind worden volstaan met een slang met een diameter van 30 mm.

### De zandvang (Z)

De zandvang bestaat uit een annulus, waarin het water tangenciaal instroomt. Het water stroomt eerst naar beneden om dan via het middelste gedeelte dat een diameter van 0,8 m heeft, op te stijgen. De zanddeeltjes zakken naar de spits toelopende onderzijde van de zandvang. In dit gedeelte bevinden zich negen buisvormige sproeiers, die verhinderen dat de zanddeeltjes zich afzetten op de schuine wand en tevens het zand naar het plexiglas verzamelbakje (P) geleiden. Deze negen sproeiers geven een totaal debiet van ca.  $1,1 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3/\text{s}$ . Bij een extreem hoog debiet van het putmodel van eveneens  $1,1 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3/\text{s}$  wordt de opwaartse snelheid in het middelste gedeelte van de zandvang:

$$v = \frac{Q}{A} = \frac{2,2 \cdot 10^{-3} (\text{m}^3/\text{s})}{5,0 \cdot 10^{-1} (\text{m}^2)} = 4,4 \cdot 10^{-3} \text{ m/s.}$$

Volgens de wet van Stokes geldt voor de diameter van een bolletje dat juist bezinkt:

$$d = \left[ \frac{18 \nu}{g} \left( \frac{\rho}{\rho_d - \rho} \right) s \right]^{0,5}$$

waarin: d = diameter in m

$\nu$  = viscositeit van het water bij 10 °C,  
(1,31.10<sup>-6</sup> m<sup>2</sup>/s)

g = 9,81 m/s<sup>2</sup>

$\rho$  = soortelijke massa van het water (10<sup>3</sup> kg/m<sup>3</sup>)

$\rho_d$  = soortelijke massa van het bolletje zand  
(2,61.10<sup>3</sup> kg/m<sup>3</sup>)

s = opwaartse snelheid. (4,4.10<sup>-3</sup> m/s)

Dit levert voor deeltjes die juist bezinken een diameter op van 0,08 mm. Aangezien praktisch gesproken noch in duinzand noch in veluwezand deeltjes aanwezig zijn kleiner dan 0,08 mm, bezinken bij maximum afvoer nog nagenoeg alle meegevoerde zandkorrels.

#### Plexiglas verzamelbakje (P)

Het plexiglas verzamelbakje dat zich onderaan de zandvang bevindt kan met een kogelafsluiter afgesloten en daarna afgeschroefd worden, zodat op elk gewenst moment het bezonken zand verwijderd, gedroogd en gewogen kan worden.

#### Afvoer

Het niveau van het uitstromende water wordt konstant gehouden met behulp van een overstort zodat de drukval over de totale apparatuur bij niet ingeschakelde pomp konstant is. Het debiet kan dan geregeld worden met de membraanafsluiters die voor de rotameters zijn geplaatst.

## 6. UITVOERING VAN DE PROEVEN

### 6.1 Gebruikte zandsorten

Bij de proeven is gebruik gemaakt van drie verschillende zanden, te weten zeer fijn duinzand, verkregen door het fijnste gedeelte van opgestoven duinzand af te zeven, normaal duinzand, afkomstig uit Leiduin en zand afkomstig van de Veluwe. De zeefkrommen van de drie onderzochte zanden zijn in fig. 12 gegeven. Van alle drie de zandsorten is behalve een zeefkromme ook een slibanalyse gemaakt. Uit deze analyse blijkt dat de beide soorten duinzand vrijwel slibvrij waren en dat het gebruikte veluwezand 1,2 % slib bevatte.

### 6.2 Keuze van het omstortingsmateriaal

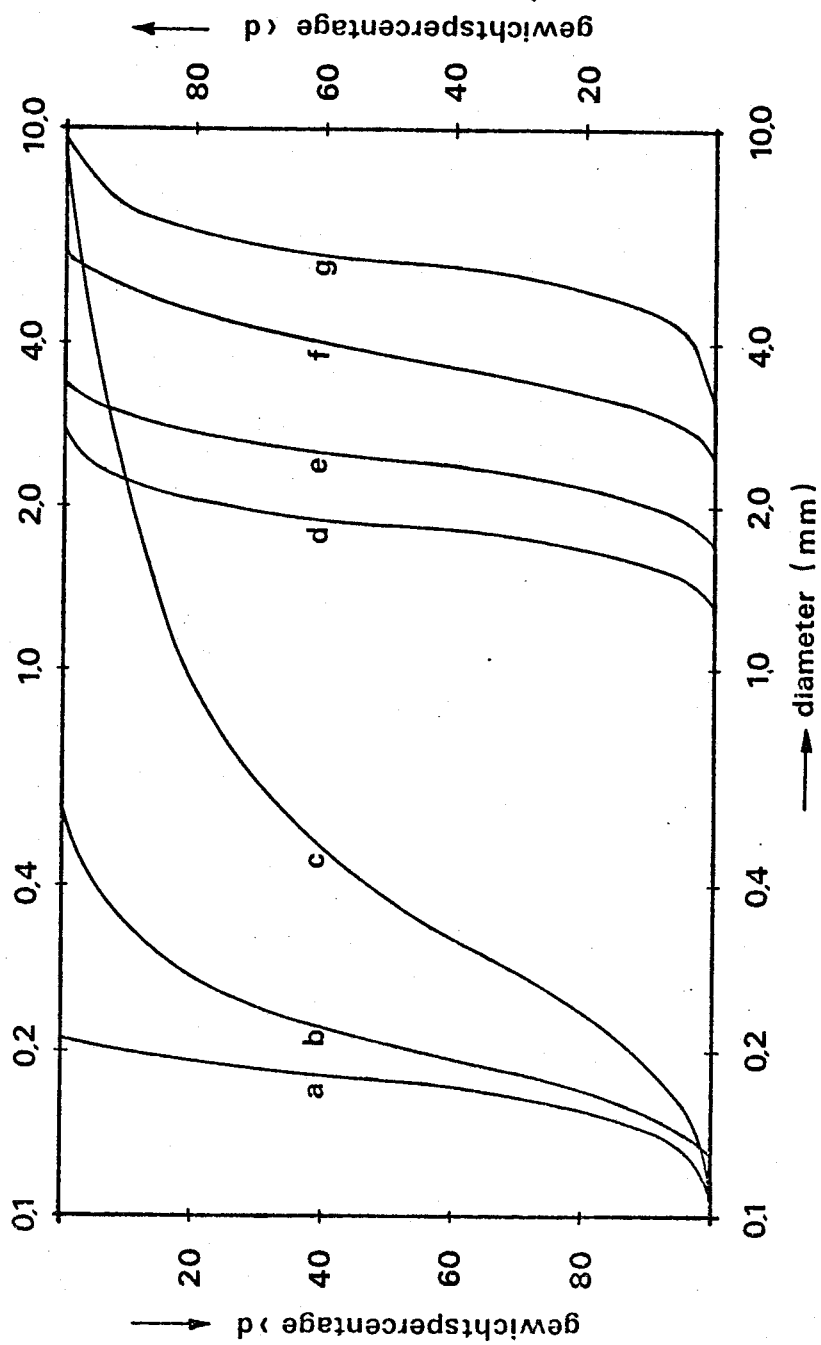
Als omstorting zijn een aantal uniforme grindfrakties gebruikt, die ook in de praktijk veelvuldig toepassing vinden. De zeefanalyses van deze frakties zijn gegeven in fig. 12.

### 6.3 Metingen vòòr het vullen van het model

Zowel het formatie- als het omstortingsmateriaal worden gedroogd en gewogen alvorens het putmodel ermee gevuld wordt. Met behulp van deze drooggewichten, de soortelijke massa's en het volume van de gedeelten van het putmodel die gevuld zijn, kan de porositeit van de formatie en de omstorting berekend worden.

### 6.4 Het vullen van het putmodel

Het vullen van het putmodel geschiedt onder water om luchtinsluitingen in de poriën te voorkomen. Tijdens het vullen wordt er zorg voor gedragen dat konstant een laagje water van circa 3 cm het zand bedekt. Een grotere laag is ongewenst, aangezien dan een scheiding van grote en kleine deeltjes onder invloed van het verschil in bezinksnelheid zou kunnen optreden. Om een scherpe scheiding tussen omstorting en formatie te bewerkstelligen, wordt



Figuur 12: Zeefanalyses van:

- a. zeer fijn duinzand uit putmodel
- b. duinzand (Leiduin) uit putmodel
- c. veluwezand uit putmodel

- d. omstorting 1.5-2.5 mm
- e. omstorting 2 -3 mm
- f. omstorting 3 -5 mm
- g. omstorting 5 -8 mm

tijdens het vullen tussen beide materialen een messing plaat van 0,15 mm dikte in het putmodel geplaatst. Nadat de put gevuld is, wordt de messing plaat vertikaal uit het putmodel getrokken. Na het vullen worden zowel de omstorting als de formatie met behulp van een trilnaald verdicht. Hiermee wordt bereikt dat overal een vrijwel gelijke pakking ontstaat, waardoor een zuiver radiale stroming in de richting van het putfilter gewaarborgd wordt. De zodoende verkregen porositeit ligt weliswaar iets lager dan de gemiddelde natuurlijke porositeit, maar onderling zijn de waarden goed vergelijkbaar. Nadat het zandbed verdicht is, worden de ontstane ruimten opgevuld met formatie- en omstortingsmateriaal en wordt het bovenoppervlak van beide vlak gemaakt. Tenslotte worden de neopreen rubberlaag en de rubberzak op het zand gelegd en wordt de deksel op de put bevestigd.

#### 6.5 Doorstroming met water

Nadat het putmodel gesloten is, wordt het geheel met een konstante snelheid doorstroomd gedurende ongeveer vier uur, waarna het eventueel meegevoerde zand wordt verwijderd. Gebleken is dat reeds na ongeveer één uur, het stijghoogte verlies over de formatie bij konstant debiet niet of nauwelijks meer verandert, zodat aangenomen mag worden dat de formatie dan niet verder inklinkt. Na vier uur wordt de pomp vijf maal achtereen uit-en ingeschakeld met tussenpozen van telkens 15 seconden. Vervolgens wordt na nog één uur doorstroming opnieuw het eventueel meegevoerde zand verwijderd. Deze hoeveelheid zand geeft een indicatie van de invloed van intermitterend pompen op de ontzanding. De doorstroming met gelijkblijvend debiet wordt in totaal ongeveer 24 uur aangehouden. Na deze 24 uur wordt met behulp van de meetpunten de stijghoogte in de formatie en de omstorting bepaald en wordt het eventueel meegevoerde zand opnieuw verwijderd. Hierna wordt deze cyclus een aantal malen herhaald, waarbij het debiet

stapsgewijs wordt verhoogd. Wanneer grote hoeveelheden zand worden meegevoerd of wanneer het maximale debiet bereikt is, wordt de proef stopgezet. Teneinde de invloed te kunnen bepalen van de vorming van een z.g. tweede omstorting die bij de ontzanding van niet uniforme formaties kan ontstaan, zijn in een aantal gevallen de proeven bij het debiet, waarbij voor het eerst ontzanding optrad, herhaald. Als deze tweede omstorting inderdaad gevormd wordt, mag bij deze herhalingsproef geen zand meer worden meegevoerd. Vervolgens wordt het putmodel geopend en de exakte hoogte van het bed bepaald teneinde de porositeit van de formatie te berekenen. Bij de volgende ontzandingsproef wordt de put steeds gevuld met nieuw formatiemateriaal en een nieuwe omstorting, waarvan zeefanalyses worden gemaakt. Omdat zowel voor duinzand als voor veluwezand is gebleken dat de zeefanalyses van het zand, gebruikt voor de verschillende proeven, nauwelijks enige verschillen vertoonden, is bij de berekeningen gebruik gemaakt van de gemiddelde zeefanalyses.

## 7. WAARNEMINGEN

### 7.1 Ontzanding

De ontzanding van de formatie kan op verschillende manieren geconstateerd worden:

- a. Het zandtransport kan visueel worden waargenomen aan de zijwanden en de onderkant van het putmodel. Het moment waarop transport van formatiemateriaal voor het eerst wordt waargenomen, is volgens Zweck (lit. 29) en Davidenkoff (lit. 7) het begin van de instabiliteit van de formatie.
- b. Daarnaast kan zandtransport kwantitatief bepaald worden door de hoeveelheid zand die in de zandvang bezinkt, te drogen en te wegen. Met behulp van het gewicht van deze hoeveelheden en het debiet kan het gehalte aan zand van het uitstromende water berekend worden tijdens de eerste vier uren van konstante doorstroming, in het vijfde uur na vijf maal in- en uitschakelen van de pomp en gedurende het zesde tot en met het 24<sup>e</sup> uur van konstante doorstroming. Een bijkomend voordeel van deze methode is dat men een zeefanalyse kan maken van het in de zandvang bezonken materiaal en deze kan vergelijken met de zeefkromme van het oorspronkelijke formatiemateriaal.

Het zandtransport is daarom bij alle proeven volgens de onder b. beschreven methode bestudeerd.

### 7.2 Stijghoogte verlies in de formatie en de omstorting

Nadat de formatie 24 uur met een konstant debiet is doorstroomd, wordt met behulp van de meetpunten in de wanden van het putmodel het stijghoogteverlies in de formatie en de omstorting bepaald. Dit stijghoogteverlies biedt de mogelijkheid de doorlatendheid van de formatie en de omstorting te berekenen en geeft tevens een indicatie omtrent de homogeniteit van de pakking van de formatie.



Zet men de stijghoogte op verschillende punten in de formatie grafisch uit als funktie van de logaritme van de afstand tot het hoekpunt van het putmodel, dan moet een lineair verband ontstaan.

### 7.3 Verblijftijd van het water in het putmodel

Naast de hierboven beschreven metingen worden dagelijks ook verblijftijdmetingen uitgevoerd teneinde een extra zekerheid te hebben dat preferente doorstroming, ondanks alle voorzorgen om deze tegen te gaan, niet voorkomt. Bij ieder debiet wordt hiertoe via de injectiepunten beurte- lings inkt in het putmodel geïnjecteerd. Als de tijd tussen het moment dat de inkt de formatie binnendringt en het moment dat de eerste inkt in de verbindingsslang tussen het putmodel en de zandvang zichtbaar wordt, voor alle drie de injectiepunten nagenoeg gelijk is, wordt aangenomen dat aan geen der wanden van het putmodel kort- sluitstromen optreden.

## 8. RESULTATEN

### 8.1 Ontzanding

Gegevens over de hoeveelheid meegevoerd formatiemateriaal tijdens de verschillende proeven worden gegeven in de tabellen 3 t/m 10. In elke tabel staat in de derde kolom vermeld hoeveel zand gedurende de eerste vier uur na het instellen van de gewenste stroomsnelheid is meegevoerd. Deze hoeveelheid is niet indicatief voor een stationaire onttrekking van de put omdat bij het instellen van een nieuwe (hogere) snelheid vrijwel altijd wat zand wordt meegevoerd. Om een indruk te krijgen van de hoeveelheid zand die per m<sup>3</sup> onttrokken water wordt meegevoerd als deze stationaire toestand wel is ingetreden, wordt in kolom 5 de zandconcentratie in het puteffluent gegeven tussen 5 en 24 uur na het instellen van de doorstroomsnelheid. In kolom 4 is tenslotte aangegeven hoeveel zand bij elke snelheid meegevoerd wordt ten gevolge van het vijf maal uit- en aanzetten van de pomp.

Voor de interpretatie van de resultaten zal vooral gebruik gemaakt worden van de zandconcentratie in het puteffluent in de stationaire toestand (kolom 5) en van de gegevens over de hoeveelheid zand die meegevoerd wordt ten gevolge van het uit- en aanschakelen van de pomp (kolom 4).

De experimenten met duinzand uit Leiduin en een omstorting van 1,5 - 2,5 mm (tabel 3) tonen aan dat pas bij een intredesnelheid van  $4,3 \cdot 10^{-3}$  m/s de eerste zandmeevoer plaatsvindt. Om een indruk te krijgen of de zandconcentratie bij stationair bedrijf in het puteffluent toeneemt als veel grotere intredesnelheden gekozen worden, zijn de proeven tot zeer hoge snelheden voortgezet. Uit de resultaten blijkt dat ook bij deze zeer hoge snelheden de zandconcentratie tijdens stationair bedrijf in het

Tabel 3 : gegevens over de ontzanding tijdens proef 6

Formatie : duinzand (Leiduin) ;  $d_{85} = 0,30$  mm;  $C_u = 1,45$

Omstorting: grindfraktie 1,5 - 2,5 mm;  $D_{50} = 1,85$  mm

debiet $10^{-3} \text{ m}^3/\text{s}$	snelheid op de grens forma- tie-omstorting $10^{-2} \text{ m/s}$	hoeveelheid meegevoerd materiaal		
		0 - 4 uur $10^{-6} \text{ kg/m}^3$	na 5 maal uit/aan $10^{-6} \text{ kg}$	5 - 24 uur $10^{-6} \text{ kg/m}^3$
0,07	0,12	nih.	nih.	nih.
0,10	0,16	nih.	nih.	nih.
0,15	0,24	nih.	nih.	nih.
0,21	0,33	nih.	nih.	nih.
0,27	0,43	nih.	25	1,1
0,32	0,51	5,6	9	0,7
0,37	0,58	13	28	-
0,43	0,68	9,9	90	0,8
0,49	0,78	15	200	1,5
0,54	0,86	13	204	3,9
0,59	0,95	19	295	6,5
0,64	1,03	21	452	4,9
0,71	1,13	10	368	10,2
0,77	1,22	8,7	457	6,1
0,83	1,32	7,7	273	5,6
0,90	1,44	4,2	844	1,3
0,99	1,58	4,4	1032	1,4
0,26	0,41	5,1	nih.	nih.
0,32	0,52	2,5	nih.	nih.
0,38	0,61	5,6	15	-

- = niet gemeten

Tabel 4 : gegevens over de ontzanding tijdens proef 7

Formatie : duinzand (Leiduin) ;  $d_{85} = 0,30$  mm;  $C_u = 1,45$

Omstorting: grindfractie 2 - 3 mm ;  $D_{50} = 2,48$  mm

debiet $10^{-3} \text{ m}^3/\text{s}$	snelheid op de grens forma- tie-omstorting $10^{-2} \text{ m/s}$	hoeveelheid meegevoerd materiaal		
		0 - 4 uur $10^{-6} \text{ kg/m}^3$	na 5 maal uit/aan $10^{-6} \text{ kg}$	5 - 24 uur $10^{-6} \text{ kg/m}^3$
0,05	0,08	nih.	nih.	nih.
0,09	0,15	nih.	-	-
0,14	0,21	nih.	nih.	nih.
0,19	0,30	-	246	20
0,24	0,35	270	779	192
0,28	0,45	276	1860	66
0,34	0,54	478	3850	61
0,39	0,63	153	6860	58
0,45	0,71	272	8990	52
0,52	0,82	180	10380	33
0,55	0,88	135	12520	99
0,61	0,98	93	14550	38
0,67	1,07	119	14480	29
0,73	1,17	128	14300	34
0,80	1,27	-	17340	32
0,86	1,37	49	16720	16
0,17	0,28	29	nih.	nih.

- = niet gemeten

Tabel 5 : gegevens over de ontzanding tijdens proef 11

Formatie : duinzand (Leiduin) ;  $d_{85} = 0,30$  mm;  $C_u = 1,45$

Omstorting: grindfractie 3 - 5 mm ;  $D_{50} = 3,82$  mm

debiet $10^{-3} \text{ m}^3/\text{s}$	snelheid op de grens formatie omstorting $10^{-2} \text{ m/s}$	hoeveelheid meegevoerd materiaal		
		0 - 4 uur $10^{-6} \text{ kg/m}^3$	na 5 maal uit/aan $10^{-6} \text{ kg}$	5 - 24 uur $10^{-6} \text{ kg/m}^3$
0,015	0,02	-	-	264
0,03	0,05	585	59	128
0,05	0,08	610	42	121
0,06	0,10	509	22	91
0,08	0,12	53	20	53
0,10	0,15	159	8420	7480
0,12	0,19	41000	-	-

- = niet gemeten

Tabel 6 : gegevens over de ontzanding tijdens proef 9

Formatie : veluwezand ;  $d_{85} = 1,32$  mm  $C_u = 2,40$

Omstorting: grindfractie 1,5 - 2,5 mm;  $D_{50} = 1,85$  mm

debiet $10^{-3} \text{ m}^3/\text{s}$	snelheid op de grens forma- tie-omstorting $10^{-2} \text{ m/s}$	hoeveelheid meegevoerd materiaal		
		0 - 4 uur $10^{-6} \text{ kg/m}^3$	na 5 maal uit/aan $10^{-6} \text{ kg}$	5 - 24 uur $10^{-6} \text{ kg/m}^3$
0,05	0,08	nih.	nih.	nih.
0,11	0,17	19,6	nih.	-
0,17	0,27	nih.	nih.	-
0,21	0,34	nih.	nih.	1,8
0,26	0,42	5,5	nih.	nih.
0,33	0,52	nih.	nih.	nih.
0,39	0,63	0,7	nih.	nih.
0,44	0,71	2,7	nih.	0,4
0,50	0,80	1,7	nih.	nih.
0,56	0,89	3,3	nih.	0,4
0,62	0,98	1,5	41	0,3
0,68	1,08	4,2	nih.	1,0
0,74	1,18	0,7	18	0,4
0,80	1,27	3,2	11	-
0,85	1,36	5,2	36	0,5
0,91	1,45	1,3	25	0,2
0,97	1,54	0,3	4	-
1,08	1,73	0,6	21	0,1

- = niet gemeten

Tabel 7 : gegevens over de ontzanding tijdens proef 8

Formatie : veluwezand ;  $d_{85} = 1,32$  mm;  $C_u = 2,40$

Omstorting: grindfractie 2 - 3 mm;  $D_{50} = 2,48$  mm

debiet $10^{-3} \text{ m}^3/\text{s}$	snelheid op de grens forma- tie-omstorting $10^{-2} \text{ m/s}$	hoeveelheid meegevoerd materiaal		
		0 - 4 uur $10^{-6} \text{ kg/m}^3$	na 5 maal uit/aan $10^{-6} \text{ kg}$	5 - 24 uur $10^{-6} \text{ kg/m}^3$
0,10	0,16	nih.	nih.	nih.
0,17	0,27	-	66	9,0
0,22	0,34	-	178	37
0,26	0,42	398	471	106
0,31	0,49	985	1460	256
0,39	0,62	1870	1780	464
0,45	0,71	1870	2280	383
0,50	0,80	544	389	26
0,56	0,90	69	328	36
0,61	0,97	181	198	8,9
0,68	1,08	20	261	5,2
0,73	1,17	15	309	4,6
0,80	1,28	14	480	4,9
0,85	1,36	17	761	6,6
0,90	1,44	8	914	4,5
0,17	0,28	nih.	nih.	-

- = niet gemeten

Tabel 8 : gegevens over de ontzanding tijdens proef 12  
 Formatie : veluwezand ;  $d_{85} = 1,32$  mm;  $C_u = 2,40$   
 Omstorting : grindfractie 3 - 5 mm ;  $D_{50} = 3,82$  mm

debiet $10^{-3} \text{ m}^3/\text{s}$	snelheid op de grens forma- tie-omstorting $10^{-2} \text{ m/s}$	hoeveelheid meegevoerd materiaal		
		0 - 4 uur $10^{-6} \text{ kg/m}^3$	na 5 maal uit/aan $10^{-6} \text{ kg}$	5 - 24 uur $10^{-6} \text{ kg/m}^3$
0,01	0,02	-	28	32
0,03	0,05	31	nih.	nih.
0,04	0,07	40	nih.	7
0,06	0,10	16	13	-
0,09	0,14	29	nih.	107
0,11	0,17	472	124	258
0,13	0,21	623	201	183
0,15	0,24	59	31	80
0,15	0,24	46	25	4
0,17	0,28	28	9	2
0,20	0,32	18	9	61
0,22	0,36	7	10	1
0,25	0,40	3	8	3
0,27	0,43	314	163	6
0,31	0,49	23	100	4
0,33	0,53	13	485	11
0,36	0,58	23	80	5
0,40	0,64	44	345	5
0,45	0,71	-	472	5
0,49	0,78	33	900	6
0,55	0,87	97	2050	21
0,60	0,96	117	4790	8
0,66	1,06	70	4840	4
0,72	1,15	91	4670	16
0,78	1,24	70	3190	8
0,85	1,35	97	6490	4
0,92	1,47	136	7440	10

- = niet gemeten



Tabel 9 : gegevens over de ontzanding tijdens proef 13  
 Formatie : veluwezand ;  $d_{85} = 1,32$  mm;  $C_u = 2,40$   
 Omstorting: grindfraktie 5 - 8 mm ;  $D_{50} = 5,8$  mm

debiet $10^{-3} \text{ m}^3/\text{s}$	snelheid op de grens forma- tie-omstorting $10^{-2} \text{ m/s}$	hoeveelheid meegevoerd materiaal		
		0 - 4 uur $10^{-6} \text{ kg/m}^3$	na 5 maal uit/aan $10^{-6} \text{ kg}$	5 - 24 uur $10^{-6} \text{ kg/m}^3$
0,02	0,03	nih.	-	nih.
0,03	0,05	nih.	nih.	nih.
0,06	0,10	nih.	nih.	nih.
0,12	0,19	nih.	nih.	nih.
0,17	0,28	43	53	5
0,22	0,36	-	295	16
0,30	0,47	60	457	27
0,35	0,55	446	2300	38
0,42	0,67	433	7440	56
0,49	0,78	691	13100	-
0,56	0,90	443	25880	48
0,63	1,01	805	25550	51
0,71	1,13	382	24590	41
0,78	1,24	1208	34140	52
0,92	1,47	1875	67330	72
1,07	1,70	569	38400	-

- = niet gemeten

Tabel 10 : gegevens over de ontzanding tijdens proef 15

Formatie : fijn duinzand ;  $d_{85} = 0,20$  mm;  $C_u = 1,25$

Omstorting: grindfractie 1,5 - 2,5 mm;  $D_{50} = 1,85$  mm

debiet $10^{-3} \text{ m}^3/\text{s}$	snelheid op de grens forma- tie-omstorting $10^{-2} \text{ m/s}$	hoeveelheid meegevoerd materiaal		
		0 - 4 uur $10^{-6} \text{ kg/m}^3$	na 5 maal uit/aan $10^{-6} \text{ kg}$	5 - 24 uur $10^{-6} \text{ kg/m}^3$
0,03	0,05	67	-	nih.
0,06	0,10	297	57	12
0,09	0,14	116	14	4
0,12	0,19	23	10	21
0,15	0,23	52	10	14
0,17	0,28	40	1100	448
0,20	0,32	2730	47000	1290
0,22	0,36	13200	97000	1400
0,25	0,40	3450	123000	-

- = niet gemeten

puteffluent kleiner dan  $10^{-5} \text{ kg/m}^3$  blijft, d.w.z. beneden de maximaal toelaatbare zandconcentratie zoals deze in verschillende publikaties wordt aangegeven. Uit oogpunt van zandmeevoer in stationair bedrijf zijn bij duinzand en een omstorting van 1,5 - 2,5 mm dus snelheden mogelijk die vele malen hoger zijn dan ooit in de praktijk gerealiseerd kunnen worden. Bekijkt men de hoeveelheid zand die bij 5x aan- en uitschakelen van de pomp wordt meegevoerd, dan komt deze ook bij de hoogste snelheid niet boven  $10^{-3} \text{ kg}$ . Hoewel deze hoeveelheid nog vrij beperkt is en er in ieder geval geen sprake is van een echte instabiliteit van de formatie, is het toch de vraag of een ontzanding van deze orde van grootte bij het schakelen van de pomp toelaatbaar is. Een ontzanding in het putmodel (hoogte 0,2 m,  $\frac{1}{4}$  cirkeloppervlak) van  $10^{-3} \text{ kg}$  komt in een praktijkput overeen met een ontzanding van  $4 \times 5 \times 10^{-3} = 0,02 \text{ kg}$ . per meter filterlengte. Neemt men een put met een filter van 50 m lang en veronderstelt men dat deze put per jaar 1000 maal in- en uitgeschakeld wordt, dan wordt per jaar  $50 \times 0,02 \times \frac{1000}{5} = 200 \text{ kg}$  zand verwijderd. In 25 jaar loopt dit op tot  $5000 \text{ kg}$  ( $\pm 3 \text{ m}^3$ ). Hoewel de uitkomsten van dit voorbeeld aanvechtbaar zijn omdat stilzwijgend is aangenomen dat ook na jaren gebruik de put bij het aan- en uitschakelen van de pomp nog steeds evenveel zand levert, geven zij toch aan dat een dergelijke zandmeevoer bij het schakelen van de pomp risico's voor verzakkingen in de directe omgeving van de put kan opleveren.

Uit de proeven met hetzelfde duinzand en een omstorting van 2 - 3 mm (tabel 4), blijkt dat bij intredesnelheden tot  $2,1 \cdot 10^{-3} \text{ m/s}$  geen enkele ontzanding optreedt. Zoals te verwachten valt vindt de eerste zandmeevoer hier bij een lagere snelheid plaats dan bij gebruik van een omstorting van 1,5 - 2,5 mm. Bij hogere snelheden is de zandconcentratie tijdens stationair bedrijf kleiner dan

$10^{-4} \text{ kg/m}^3$ , d.w.z. omstreeks 10 maal zo groot als bij gebruik van een omstorting van 1,5 - 2,5 mm. De ontzanding bij het schakelen van de pomp loopt op tot  $1,7 \cdot 10^{-2} \text{ kg}$  bij de hoogste snelheden, hetgeen gezien het bovenstaande ontoelaatbaar lijkt. Samenvattend kan men concluderen dat een omstorting van 2 - 3 mm bij het onderzochte duinzand zeker gebruikt kan worden, mits men de intredesnelheid niet boven  $2,1 \cdot 10^{-3} \text{ m/s}$  kiest. Onder deze condities vindt geen enkele zandmeevoer plaats.

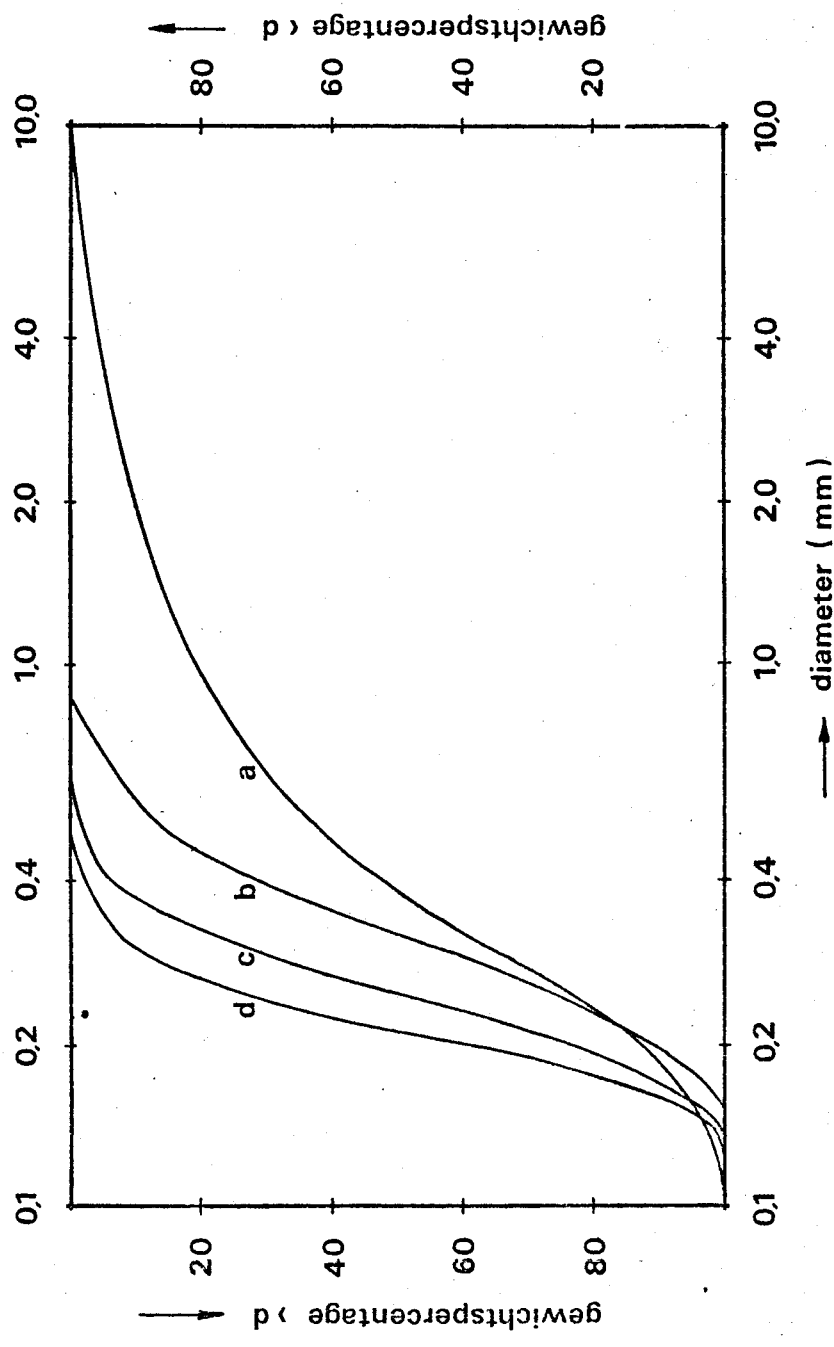
Tenslotte is nog een proef gedaan met hetzelfde duinzand en een omstorting van 3 - 5 mm. Ook bij de laagste onderzochte intredesnelheid ( $2 \cdot 10^{-4} \text{ m/s}$ ) wordt hier tijdens stationair bedrijf al meer zand meegevoerd ( $2,6 \cdot 10^{-4} \text{ kg/m}^3$ ) dan toelaatbaar moet worden geacht. Bij hogere snelheden neemt de ontzanding aanvankelijk iets af, totdat bij een snelheid van  $1,5 \cdot 10^{-3} \text{ m/s}$  grote hoeveelheden zand worden meegevoerd, zowel tijdens stationair bedrijf als bij het schakelen van de pomp. Bij een geringe snelheidsverhoging tot  $1,9 \cdot 10^{-3} \text{ m/s}$  wordt de formatie volledig instabiel, hetgeen blijkt uit een ontzanding van  $4,1 \cdot 10^{-2} \text{ kg/m}^3$  gedurende de eerste uren. Uit het bovenstaande blijkt duidelijk dat een omstorting van 3 - 5 mm voor duinzand te grof is om een betrouwbare wateronttrekking te garanderen.

Samenvattend blijkt uit de experimenten met het duinzand uit Leiduin ( $d_{10} = 0,16 \text{ mm}$ ;  $d_{85} = 0,30 \text{ mm}$ ) dat omstortingen van 1,5 - 2,5 mm en van 2 - 3 mm uit oogpunt van zandmeevoer goed voldoen. Dit zijn grovere omstortingen dan in Nederland bij dit type zand gebruikelijk zijn (i.h.a. 1,25 - 1,75 mm). Vergelijkt men de resultaten met de voorschriften in tabel 1 dan blijkt dat de genoemde omstortingen fijner zijn dan Davidenkoff aanbeveelt, maar aanmerkelijk grover zijn, dan door de in Nederland veel bekendere auteurs als Hünerberg en Bieske worden aanbevolen. Kijkt men naar de maximaal toelaatbare intredesnelheid bij gebruik van de genoemde omstortingen van

1,5 - 2,5 mm en van 2 - 3 mm, dan zijn snelheden tot resp.  $3,3 \cdot 10^{-3}$  m/s en  $2,1 \cdot 10^{-3}$  m/s mogelijk zonder dat enig zandtransport optreedt, noch bij stationair bedrijf, noch bij aan- en uitschakelen van de pomp. Deze snelheden zijn vrijwel dezelfde als door Davidenkoff aanbevolen worden (tabel 2), en wat lager dan Geiseler gevonden heeft, ook als men verdisconteert dat Geiseler zijn snelheden opgeeft aan het grensvlak van de omstorting en de filterbuis en niet zoals gebruikelijk aan het grensvlak van de formatie en de omstorting. Vergelijkt men de resultaten met de voorschriften van Sichardt, Truelsen, Gross en Major, dan blijkt dat de intredesnelheid op grond van de experimenten in het putmodel enkele malen hoger gekozen kan worden dan door hen is voorgeschreven en in Nederland nog veel wordt toegepast.

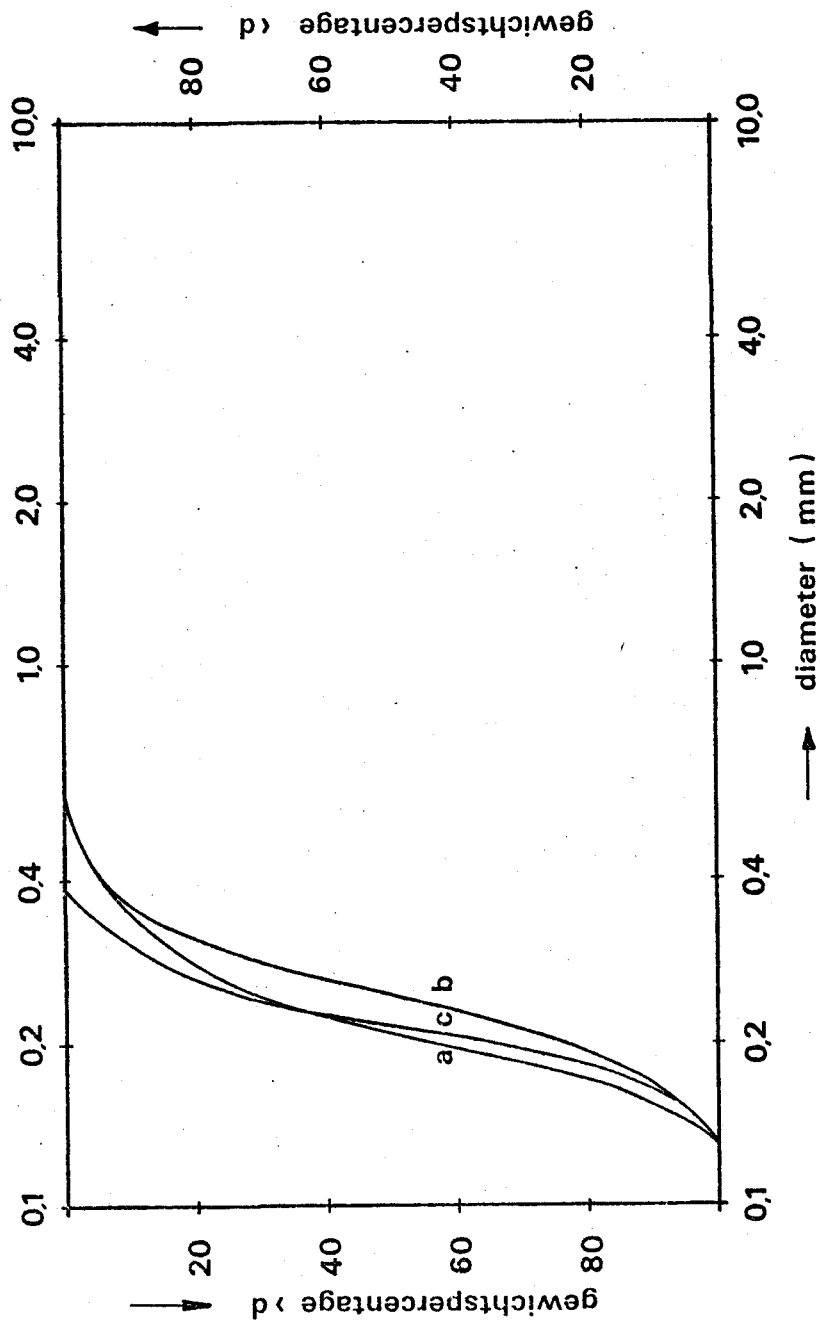
Bij de proeven met veluwezand en een omstorting van 1,5 - 2,5 mm (tabel 6) blijkt, dat zelfs bij de hoogst bereikbare intredesnelheden ( $1,7 \cdot 10^{-2}$  m/s) in stationair bedrijf een verwaarloosbaar kleine hoeveelheid zand wordt meegevoerd. Ook de ontzanding tengevolge van het aan- en uitschakelen van de pomp is zeer gering ( $< 5 \cdot 10^{-5}$  kg bij vijfmaal schakelen). Op grond van deze gegevens kan men concluderen dat snelheden tot en met  $1,7 \cdot 10^{-2}$  m/s toelaatbaar zijn. Deze combinatie van veluwezand met een omstorting van 1,5 - 2,5 mm is aanzienlijk stabielere dan die van duinzand met dezelfde omstorting. Dit is begrijpelijk omdat veluwezand grover is dan duinzand en de filterfaktor ( $\frac{D_{50}}{d_{50}}$ ) dus kleiner is (1,4 voor veluwezand en 6,2 voor duinzand). Kiest men de omstorting wat grover (2 - 3 mm; filterfaktor 1,9) dan vindt de eerste zandmeevoer plaats bij een snelheid van  $2,7 \cdot 10^{-3}$  m/s (tabel 7). Bij hogere snelheden treedt een interessant verschijnsel op. De ontzanding zowel bij stationair bedrijf als bij het schakelen

van de pomp neemt aanvankelijk aanzienlijk toe om bij verdere snelheidsverhoging weer af te nemen. Dit verschijnsel wordt algemeen toegeschreven aan de vorming van een z.g. tweede omstorting waarmee wordt bedoeld dat het fijne zand aan de buitenkant van de omstorting wordt mee- geslept waarna daar ter plaatse een skelet van grovere korrels ontstaat, dat verder zandtransport belemmert. Zoals uit fig. 13 blijkt bestaat het tijdens deze proef meegevoerde zand inderdaad vrijwel uitsluitend uit de fijnere frakties van het veluwezand. Bij de proeven met het veel uniformere duinzand is dit niet het geval (fig. 14). De zeefkromme van het meegevoerde materiaal verschilt niet veel van die van het duinzand zelf. Een tweede omstorting wordt dan ook niet gevormd. Hieruit kan men de konklusie trekken dat intensief schoonpompen van putten, d.w.z. het afpompen van nieuwe putten met een debiet dat enkele malen groter is dan bij normale bedrijfsvoering toegepast zal worden, uit oogpunt van zand- meevoer alleen zinvol is bij niet-uniforme formaties. De mate waarin bij het schoonpompen een tweede omstorting wordt gevormd, hangt behalve van de uniformiteit van de formatie af van de effectiviteit en de duur van het schoonpompen. Uit de experimenten is gebleken dat het meeste zand niet tijdens stationair bedrijf wordt meege- voerd, maar tijdens het schakelen van de pomp of bij het instellen van een hogere snelheid. Voor de vorming van een effectieve tweede omstorting heeft langdurig schoon- pompen van de put bij één bepaald debiet daarom veel minder effect dan korter schoonpompen met regelmatig aan- en uitschakelen van de pomp. Gezien het bovenstaande is het niet mogelijk om zonder meer de maximale intredesnel- heid aan te geven bij een combinatie van het onderzochte veluwezand en een omstorting van 2 - 3 mm. Uit tabel 7 blijkt dat een intredesnelheid van  $1,6 \cdot 10^{-3}$  m/s mogelijk is zonder dat een meetbare ontzanding optreedt, noch



Figuur 13: Zeefanalyses van:

- a. veluwezand uit putmodel
- b. meegevoerd materiaal (omstorting 5-8 mm)
- c. meegevoerd materiaal (omstorting 3-5 mm)
- d. meegevoerd materiaal (omstorting 2-3 mm)



Figuur 14: Zeefanalyses van:

- a. duinzand (Leiduin) uit putmodel
- b. meegevoerd materiaal (omstorting 3-5 mm)
- c. meegevoerd materiaal (omstorting 2-3 mm)



bij stationair bedrijf, noch bij schakelen van de pomp. Wordt de put echter effectief schoongepompt dan zijn zeer veel hogere snelheden toelaatbaar. Waar de kritische snelheid ligt hangt dus af van de uniformiteit van de formatie en van de mate van schoonpompen. In het algemeen zal men kunnen stellen dat elke intredesnelheid toelaatbaar is, die lager is dan de snelheid waarbij tijdens intermitterend schoonpompen nog juist geen zand wordt meegevoerd.

De proeven met veluwezand zijn ook uitgevoerd met grovere omstortingen van 3 - 5 mm en van 5 - 8 mm, zoals deze in het algemeen in de literatuur worden aanbevolen. (tabel 1) De resultaten van de proeven geven aan dat zelfs bij de hoogste onderzochte intredesnelheden (ca.  $1,5 \cdot 10^{-2}$  m/s) in stationair bedrijf geen zandtransport groter dan  $10^{-4}$  kg/m<sup>3</sup> optreedt (zie tabel 8 en 9). Bij gebruik van deze grovere omstortingen zal tijdens het intermitterend schoonpompen meer zand uit de formatie verwijderd moeten worden voordat een effectieve tweede omstorting is gevormd. Men kan zich afvragen of tegenover de hiermee gepaard gaande hogere kosten van het langer intermitterend schoonpompen, aanzienlijke voordelen staan. Dit te meer daar het nog wel gehanteerde argument dat de verwijdering van veel fijn zand in de omgeving van de put tot een aanzienlijke opbrengstverhoging leidt, door Nahrgang (lit.19) afdoende is ontzenuwd. Het gebruik van deze grovere omstortingen en het daardoor noodzakelijk langduriger schoonpompen lijkt daarom alleen verantwoord als aangetoond kan worden dat hierdoor een eventueel aanwezig minder doorlatend laagje op de grens van de omstorting en de formatie (b.v. resten van een spoelingkoek) beter verwijderd kunnen worden, of dat de opbrengst van dergelijke putten in de loop der jaren minder snel achteruit gaat. Zolang dit niet afdoende is aangetoond, verdient het aanbeveling om bij het hier onderzochte veluwezand relatief

fijne omstortingen van 1,5 - 2,5 mm of van 2 - 3 mm te gebruiken. Bij de omstorting van 1,5 - 2,5 mm zijn ook zonder vorming van een "tweede omstorting" zeer hoge intredesnelheden tot  $1,7 \cdot 10^{-2}$  m/s mogelijk, terwijl de maximale intredesnelheid bij gebruik van omstortingsmateriaal van 2 - 3 mm afhangt van de hoogste snelheid waarbij tijdens het intermitterend schoonpompen geen zand meer werd meegevoerd.

Tenslotte is een proef uitgevoerd met zeer fijn duinzand en een omstorting van 1,5 - 2,5 mm (tabel 10). Bij deze combinatie blijken snelheden tot  $2 \cdot 10^{-3}$  m/s mogelijk te zijn zonder dat meer dan  $1 \text{ à } 2 \cdot 10^{-5}$  kg/m<sup>3</sup> zand wordt meegevoerd. Deze kritische snelheid is ongeveer even groot als die welke Davidenkoff voorschrijft (tabel 2). Bij intredesnelheden van  $3 \cdot 10^{-3}$  m/s en hoger wordt de formatie volledig instabiel, getuige de zeer grote hoeveelheden zand die dan bij het schakelen van de pomp worden meegevoerd.

## 8.2 Stijghoogteverlies en doorlatendheid

Bij iedere snelheid werd na 24 uur doorstroming aan beide wanden van het putmodel op negen plaatsen de stijghoogte in de formatie gemeten. De stijghoogteverliezen moeten recht evenredig zijn met de logaritme van de afstand volgens de vergelijking:

$$\Delta H = \frac{Q}{2\pi k h} \ln \frac{R}{r'}$$

waarin :  $\Delta H$  = verschil in stijghoogte over de radiale afstand R-r (mWk)

Q = debiet (m<sup>3</sup>/s)

k = doorlatendheid (m/s)

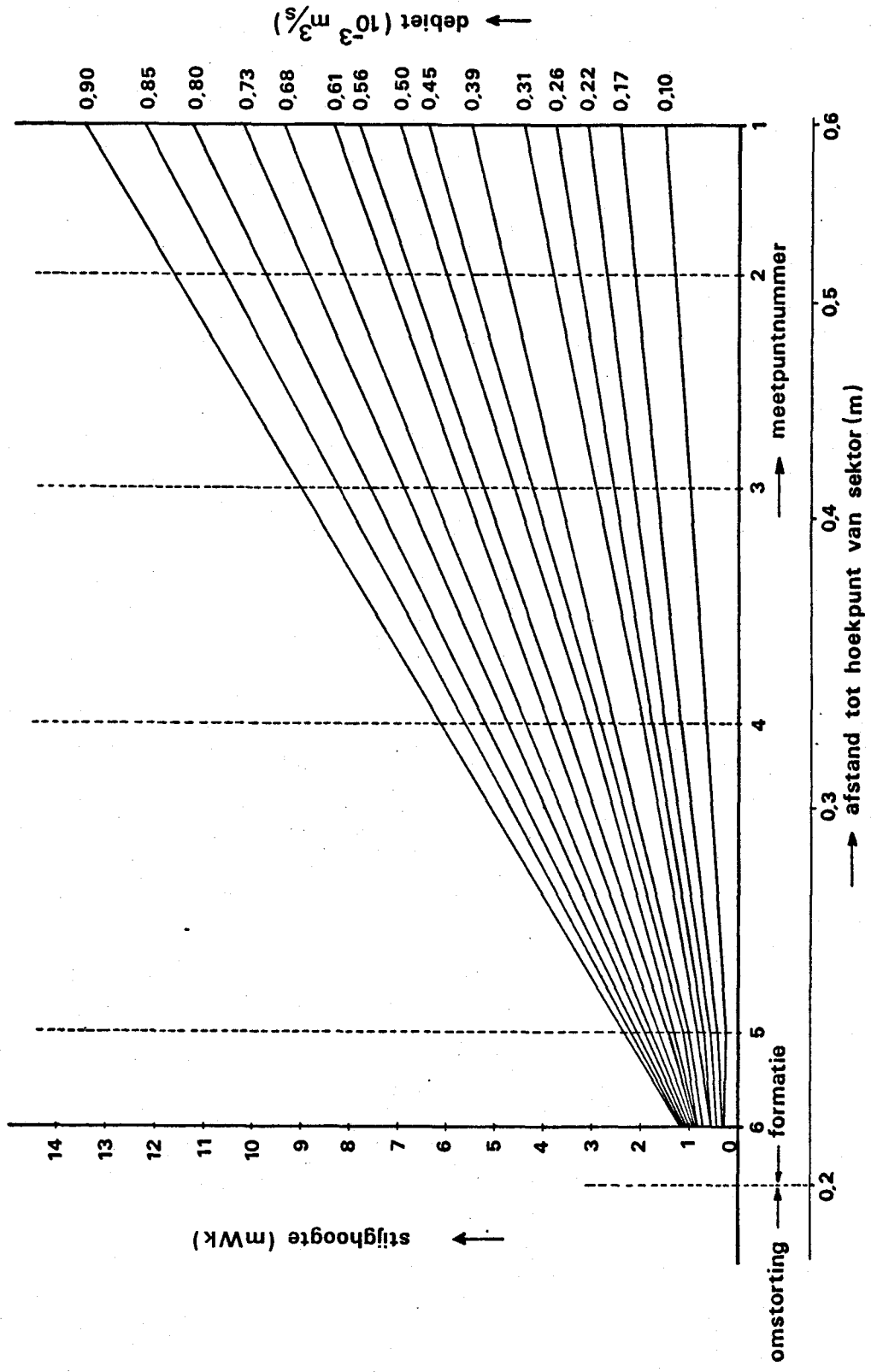
h = hoogte van het filter (m)

R-r = radiale afstand waarover het stijghoogteverlies is bepaald (m)

Bij alle proeven is het verloop van de stijghoogte bij de verschillende proefomstandigheden grafisch uitgezet als functie van de logaritme van de radiale afstand. Een voorbeeld van een dergelijke grafiek wordt in fig. 15 gegeven. Uit deze grafieken kunnen doorlatendheden van de in het putmodel onderzochte formaties berekend worden. De resultaten van deze berekeningen zijn in tabel 11 vermeld. Het in het putmodel onderzochte veluwezand is hetzelfde zand waarmee een aantal infiltratieketels gevuld zijn in het kader van de experimenten van de Commissie Proefinstallatie Infiltratie (C.P.I.). In deze ketels is een verticale doorlatendheid gemeten van  $2,5 \cdot 10^{-4}$  m/s (22 m/d), terwijl van een monster van hetzelfde zand, gestoken op de Veluwe, een horizontale doorlatendheid van  $3,0 \cdot 10^{-4}$  m/s (26 m/d) en een verticale doorlatendheid van  $1,7 \cdot 10^{-4}$  m/s (15 m/d) is bepaald. De in het putmodel bepaalde doorlatendheden ( $2,0 - 2,4 \cdot 10^{-4}$  m/s of 17 - 21 m/d) is met de bovenstaande waarden in goede overeenstemming. De doorlatendheid van het duinzand uit Leiduin, zoals deze in het putmodel is bepaald, lijkt op het eerste gezicht aan de hoge kant. ( $1,8 - 2,3 \cdot 10^{-4}$  m/s of 16 - 20 m/d). Dit is te wijten aan de relatief hoge  $d_{10}$  van dit duinzand (0,16 mm). Van een op een andere plaats in Leiduin gestoken duinzandmonster bleek de doorlatendheid aanzienlijk lager te zijn ( $1,5 \cdot 10^{-4}$  m/s of 13 m/d.) Zoals in fig. 16 is aangegeven is de  $d_{10}$  van dit duinzandmonster echter aanzienlijk kleiner (0,125 mm) dan de  $d_{10}$  van het in het putmodel gebruikte duinzand.

### 8.3 Inkt-injekties

Uit de inkt-injekties, die tijdens de doorstromingsproeven zijn uitgevoerd, is gebleken dat de verblijftijd van de inkt in de formatie en de omstorting voor alle drie de injectiepunten in het algemeen onderling niet meer afwijking vertoont dan 10% van de gemiddelde verblijf-



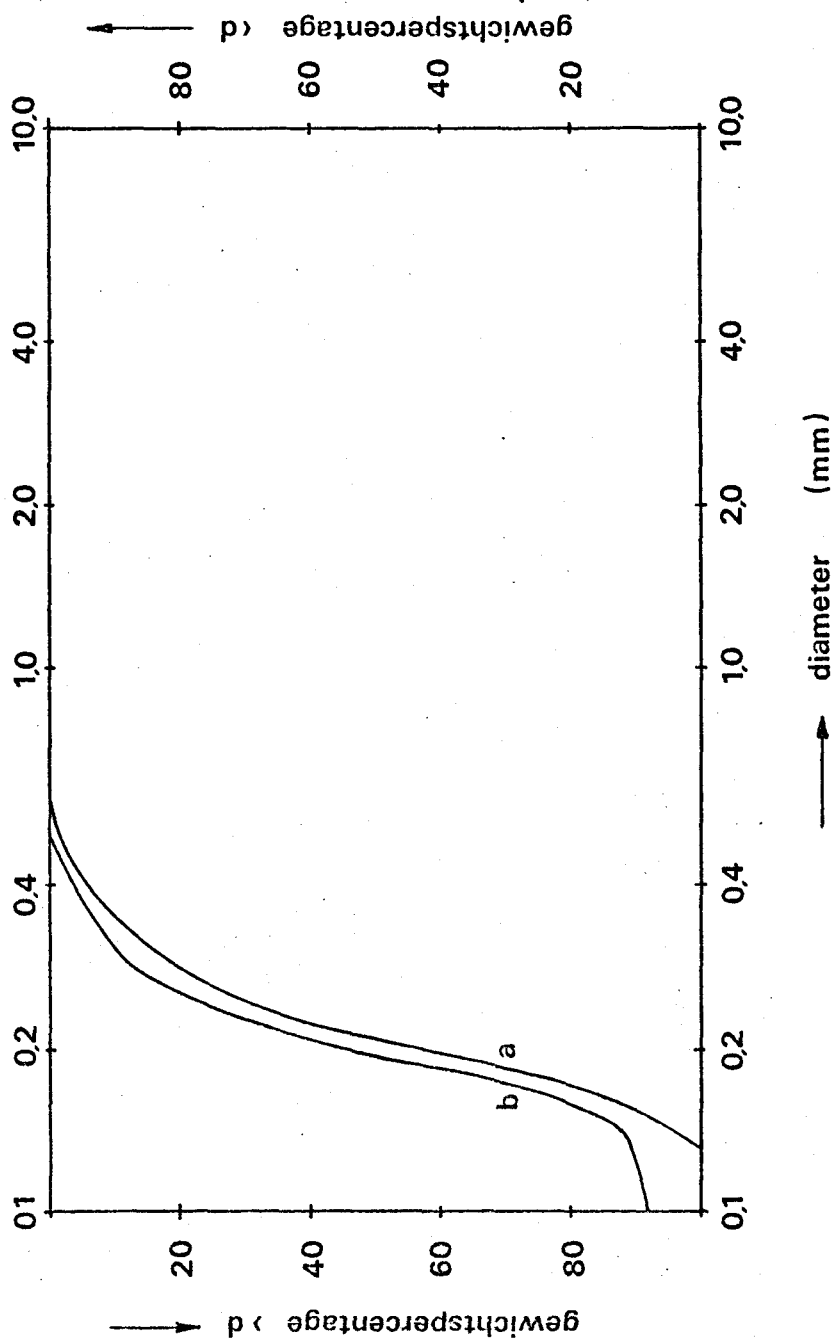
Figuur 15: Stijghoogteverlies over de formatie tijdens proef 8 met veluwezand en omstorting 2 - 3 mm.

Tabel 11: doorlatendheden van de onderzochte formaties.

formatie materiaal	omstorting (mm)	doorlatendheid	
		( $10^{-4}$ m/s)	(m/d)
duinzand (Leiduin)	1,5 - 2,5	1,83 ± 0,07	15,8 ± 0,6
	2 - 3	1,98 ± 0,07	17,1 ± 0,6
	3 - 5	2,34 ± 0,16	20,2 ± 1,4
veluwezand (Epe)	1,5 - 2,5	2,41 ± 0,15	20,8 ± 1,3
	2 - 3	2,36 ± 0,09	20,4 ± 0,8
	3 - 5	2,13 ± 0,15	18,4 ± 1,3
	5 - 8	1,99 ± 0,10	17,2 ± 0,9
zeer fijn duinzand	1,5 - 2,5	1,26 ± 0,05	10,9 ± 0,4

standaardafwijkingen berekend m.b.v. de vergelijking

$$s = \sqrt{\{\Sigma(x - \bar{x})^2 / (n - 1)\}}$$



Figuur 16: Zeefanalyses van:

a. duinzand (Leiduin) uit putmodel

b. gestoken duinzand monster te Leiduin met  
 horizontale doorlatendheid van  $1.5 \cdot 10^{-4} \text{ m/s}$  ( $13 \text{ m}^2/\text{d}$ )

tijd. Op grond hiervan is aangenomen dat tijdens de proeven geen preferente doorstroming langs één der zijden optrad.

## 9. CONSEQUENTIES VOOR DE PRAKTIJK

Voor de praktijk (in het bijzonder van de duinwaterwinning) zijn de belangrijkste conclusies van het modelonderzoek:

- 1) omstortingen van 1,5 - 2,5 mm kunnen ook in zeer fijne uniforme formaties toegepast worden zonder dat gevaar voor zandtransport bestaat;
- 2) bij gebruik van een omstorting van 1,5 - 2,5 mm kan het debiet van de put uit oogpunt van zandtransport, zelfs bij zeer fijne uniforme formaties, hoger gekozen worden dan tot nu toe gebruikelijk is.

In het onderstaande wordt, uitgaande van de praktijk, op beide conclusies nader ingegaan:

ad 1) de omstorting vervult een brugfunctie tussen het bodemmateriaal en de filterbuis. De korreldiameter van de omstorting moet zodanig worden gekozen dat de korrels niet door de filterspletten gaan dan wel deze te veel afsluiten, terwijl anderzijds geen ontoelaatbare ontzanding van de omringende bodemformatie mag plaatsvinden. Vergelijken we de korreldiameter met de overspanning van een brug, dan zien we wanneer in een concreet geval de korreldiameter moet worden vastgesteld, dat de ene "oever" vastligt, namelijk de gradatie van het bodemmateriaal, maar dat de andere "oever" nog kan worden gekozen: de spleetwijdte van de filterbuis. Hoe kleiner we de spleet kiezen des te eenvoudiger wordt het omstortingsvraagstuk. De openingen kunnen zelfs zo klein worden dat, behoudens enig materiaal ter aansluiting van de filterkonstructie aan de boorgatwand, vrijwel geen omstorting nodig is. Wij komen dan terecht bij het vroeger wel toegepaste tressengaas dat nu vervangen kan worden gedacht door bijv. nylongaas, gespannen op een filterbuis



met grote opening. Met een maaswijdte van 100 à 150 µm zou bijvoorbeeld fijn duinzand in voldoende mate worden tegengehouden. Een dergelijke uitvoering van de put, die wellicht niet duurder is dan de tegenwoordig gebruikelijke, lijkt echter niet aanbevelenswaardig. Hoewel het waarschijnlijk nog nooit duidelijk is aangetoond, mag worden aangenomen dat een fijnmazige filterkonstruktie meer neiging tot verstopping zal vertonen dan een filterbuis met wijde spleten en een goed aansluitende omstorting. Niet alleen de mechanische afzetting van fijne deeltjes maar ook verstopping door fysisch-chemische en microbiologische processen kunnen door het fijner maken van de openingen worden bevorderd. Voorts kan men zich afvragen of bij toepassing van boorspoeling de pleisterlaag op de boorgatwand tijdens het schoonpompen wel voldoende wordt verwijderd. Er zijn dus zeker redenen om de spleetwijdte niet te klein te kiezen en eigenlijk ware te streven, gelet op de functie van de put om zoveel mogelijk water met zo weinig mogelijk weerstand te winnen, naar zo groot mogelijke openingen. Zolang uit de proefnemingen niet is gebleken dat een nauwere spleet zonder enig bezwaar kan worden toegepast, lijkt het daarom verstandig om een spleetwijdte van ten minste 1 mm aan te houden. Een daarbij goed aansluitende omstorting bedraagt 2 - 3 mm. Ook een omstorting van 1,5 - 2,5 mm lijkt nog wel verantwoord. Nog fijnere omstortingen kunnen in combinatie met filterspleten van 1 mm niet aangeraden worden, zodat men dan is aangewezen op een dubbele omstorting. Op deze wijze komen we terug op de klassieke uitvoeringswijze van putten in een fijnzandig pakket, namelijk toen de put nog gemaakt werd door middel van een puls boring in een verbuisd boorgat. Het inbrengen van een

schutbuis om de twee omstortingen gescheiden te kunnen aanbrengen kostte bij die boormethode relatief niet zoveel extra arbeid. Nu voor drinkwaterputten normaliter een verbuisd boorgat te arbeidsintensief is geworden en de bouwtijd van een bijv. 50 m diepe put door het toepassen van het zuigboorsysteem van ongeveer twee weken tot ongeveer twee dagen is teruggebracht, werkt het inbrengen en weer uithalen van een schutbuis wel zeer kostenverhogend.

Het zal duidelijk zijn dat men op grond van het bovenstaande in de praktijk zo veel mogelijk tracht met een enkele omstorting te volstaan. Dit heeft ertoe geleid dat bij fijnzandige formaties (type duinzand van de modelproeven) veelal een omstorting van 1,25 - 1,75 mm wordt aangebracht in combinatie met een spleetbreedte van 1 mm. De ondergrens van deze omstorting is maar nauwelijks groter dan de sleufwijdte, waarbij men dient te bedenken dat het bestelde omstortingsmateriaal volgens Duitse norm (DIN 4924) 10% "onder- en bovenmaat" heeft. Het ligt dus voor de hand dat al gauw enige procenten van het omstortingsgrind kleiner zullen zijn dan 1 mm. Daarbij behoeft minder vrees te bestaan voor het bij het omstorten door de spleten vallend materiaal (dat bij het schoonpompen verwijderd kan worden) dan wel voor de korrels die in de spleten blijven klemmen. Voorts kunnen bij een eventueel benodigde schoonmaakbeurt, waarbij men door sektiegewijs beurtelings sterk afzuigen en terugpersen van water de verstopping rondom het filter wil opheffen, de korrels juist nog meer in de spleten worden klemgetrokken. Het bezwaar hiervan is niet zozeer gelegen in het feit dat de intredeweerstand van de spleten wordt vergroot (te ver-

waarlozen ten opzichte van de totale afpomping), maar meer daarin dat de verkleinde openingen allereerst het schoonpompen belemmeren en daarna tijdens de exploitatieperiode de eventueel aanwezige neiging tot verstopping zullen vergroten.

De resultaten van de doorstroomproeven zijn vooral van belang waar zij aantonen dat het duinzand met een soortelijk oppervlak van  $U = 53$  zelfs tot een vrij hoge snelheid bij een omstorting van 1,5 - 2,5 mm in het geheel niet wordt meegevoerd, terwijl ook bij een omstorting van 2 - 3 mm tot redelijk hoge snelheden nog geen ontzanding optreedt. Ook bij nog fijner duinzand ( $U = 61$ ) bleek een omstorting van 1,5 - 2,5 mm goed te voldoen, getuige het feit dat bij een intredesnelheid van  $5 \cdot 10^{-4}$  m/s geen enkel zandtransport optrad tijdens stationair bedrijf. Als deze resultaten door praktijkproeven bevestigd worden zullen grovere omstortingen die beter afgestemd zijn op de te kiezen minimale spleetbreedte van 1 mm, zonder gevaar voor zandtransport, ook in fijne formaties gebruikt kunnen worden. Tegelijkertijd is men dan het probleem kwijt dat volgens de huidige inzichten pas aan de hand van de zeefanalyses van het bovengekomen formatiemateriaal de korreldiameter van de omstorting en de spleetbreedte van het filter gekozen kunnen worden. Gezien de snelle techniek van het spoelboren leidt dit tot ongewenste (want kostbare) vertraging die voorkomen kan worden als de combinatie van een putfilter met een spleetbreedte van 1 mm en een omstorting van 1,5 - 2,5 mm universeel toepasbaar is.

- ad 2) Uit het literatuuroverzicht in hoofdstuk 4 blijkt dat er in wezen nog geen aanvaardbare normen bestaan voor de maximaal toelaatbare putbelasting. De door de meeste auteurs (bijv. Truelsen, Gross, Bieske)

gehanteerde normen zijn direkt of indirekt terug te voeren tot de door Sichardt gedefinieerde maximaal mogelijke intredesnelheid, waarvan in bijlage 1 wordt aangetoond dat deze in wezen ongefundeerd is, zeker indien een relatie met zandtransport getrokken wordt en indien deze intredesnelheid ook wordt toegepast voor putten in pakketten met (semi)-spanningswater.

Uit de proeven in het putmodel blijkt dat uit oogpunt van zandtransport hogere snelheden toelaatbaar zijn dan thans in de praktijk gebruikelijk zijn. Vanzelfsprekend dringt zich direkt de vraag op of deze gegevens overdraagbaar zijn naar de praktijk. Hierop zal nog nader worden ingegaan. Daarnaast is van belang of er, afgezien van het zandtransport, andere argumenten zijn om het debiet van een put te beperken. Veelal wordt een snelheidsbeperking aanbevolen omdat bij een verhoging van de putbelasting de eventueel aanwezige neiging tot fysisch-chemische of microbiologische putverstopping versterkt zou kunnen worden. Een norm daarvoor is in feite nog nooit duidelijk gefundeerd. Het nut van een snelheidsbeperking op die gronden moet dan ook betwijfeld worden. De kans is groot dat de putverstopping niet voorkomen maar slechts vertraagd wordt. Halveert men bijvoorbeeld het putdebiet dan duurt het wellicht tweemaal zo lang voordat de put geregenereerd moet worden. Voor dezelfde produktie heeft men nu echter tweemaal zoveel putten nodig zodat er per schoonmaak ook tweemaal zoveel putten geregenereerd moeten worden. Het voordeel is dan op z'n minst twijfelachtig. Een vergroting van de belasting brengt niet alleen een snelheidsvergroting maar ook een grotere afpomping op het putfilter met zich mee. Dit aspect heeft twee kanten:

1) Hydrostatische drukverlaging kan ontgassing veroorzaken, waardoor het kalk-koolzuur evenwicht kan verschuiven, hetgeen weer neerslag van het slecht oplosbare  $\text{CaCO}_3$  ten gevolge kan hebben. Ook hier geldt bovengenoemde gedachtengang. Indien het bovengenoemde verschijnsel zich op grond van de waterkwaliteit kan voordoen dan lost men het probleem in het algemeen niet op door wat minder drukverlaging toe te staan. Men zou bijvoorbeeld, wanneer men het plan heeft om over een bepaalde lengte een zekere hoeveelheid water in een dergelijke (gevoelige) grondwaterlaag te winnen, de putopbrengst kunnen halveren door het aantal putten te verdubbelen. Het zogenaamde "reeks-effekt" zal dan niet of nauwelijks veranderen, maar slechts het "puteffekt" wordt gehalveerd. Aangezien het reekseffekt doorgaans belangrijk groter is dan het puteffekt wordt slechts een relatief geringe reductie van de afpompings bereikt, terwijl men daarvoor het dubbele aantal putten moet plaatsen.

2) De afpompings dient soms beperkt te worden wanneer optrekken van zout water mogelijk is. In dat geval kan er een kritische verlaging van de stijghoogte zijn die het nodig maakt een bepaalde putbelasting niet te overschrijden.

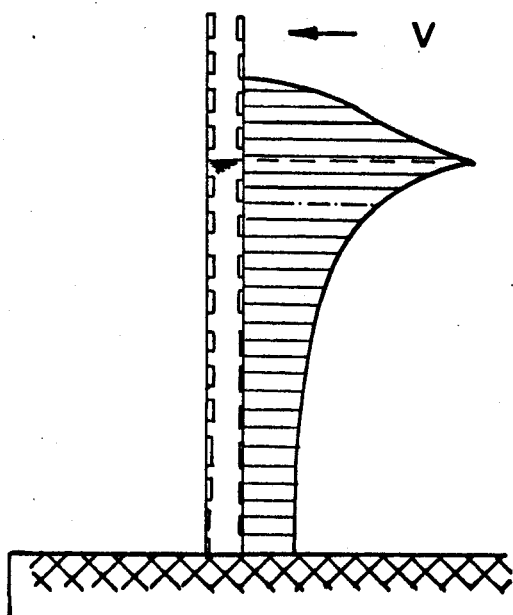
Beziet men bovengenoemde argumenten dan kan men slechts tot de conclusie komen dat er, afgezien van de beperkingen die voortvloeien uit lokale hydrologische omstandigheden, geen zwaarwegende argumenten zijn om de putbelasting aanzienlijk te beperken. Hierbij is er vooralsnog van uit gegaan dat de resultaten van de proeven in het putmodel overdraagbaar zijn naar de praktijk. Bij deze aanname zijn wel enige kanttekeningen te plaatsen. Er dient bij-

voorbeeld rekening mee te worden gehouden dat bij een put de snelheid op de buitenkant van de omstorting in het algemeen niet overal gelijk zal zijn, zulks integenstelling tot bij de proefopstelling in het laboratorium. Een gelijkmatige snelheidsverdeling is alleen mogelijk bij een put waarvan de filterbuis boven en onder tot een afsluitende laag reikt en de doorlatendheid van de watervoerende laag over de gehele hoogte van de filterbuis dezelfde is. Er zal altijd enige ongelijkmatigheid aanwezig zijn. Deze wordt van betekenis wanneer de stroomlijnen in de nabijheid van het putfilter een grote kromming gaan vertonen. Dat is veelal zo aan de bovenzijde van putfilters die in freatisch water zijn geplaatst en voorts bij elke onvolkomen put. Door Nahrgang (lit. 18) is met behulp van de potentiaaltheorie de snelheidsverdeling op het filter van een put in freatisch water onderzocht. Beide schetsen van fig. 17 zijn aan deze studie ontleend.

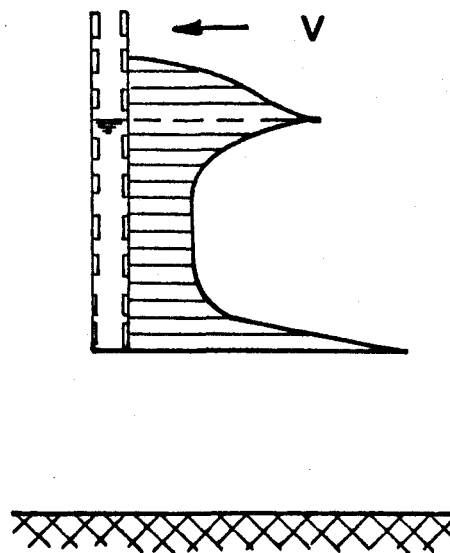
**Zij illustreren in welke mate de snelheid bij een put in freatisch water aan de bovenzijde van het filter (volkomen put) of aan beide zijden (onvolkomen put) kan toenemen. Uiteraard vertonen onvolkomen putten in spanningswater of semi-spanningswater ook een dergelijk stromingsbeeld.**

Een ander aspekt waar men rekening mee moet houden is dat er een duidelijk onderscheid bestaat tussen de wijze waarop de omstorting in de praktijk en in het putmodel wordt aangebracht. Hoe gelijkmatig en hoe langzaam het aanvullen van het boorgat met de omstorting ook geschiedt, het blijft een verschil met het netjes ter plaatse met de hand aanbrengen in het laboratorium. Wanneer na het aanvullen van het boorgat de put wordt ingepeild, zullen onder in

Volkomen Put



Onvolkomen Put



Figuur 17: Intredesnelheden bij volkomen en onvolkomen putten.

de put altijd wel enkele centimeters zand worden aangetroffen. Hoewel het zand na het schoonzuigen van de put als het goed is afwezig blijft, ook tijdens en na het schoon- en proefpompen, geeft het toch een aanwijzing dat er tijdens het aanbrengen van de omstorting zandtransport is geweest. Een enigszins door zand verontreinigde omstorting kan zodanig worden schoongepompt dat bij het normale, lagere bedrijfsdebiet geen zandtransport meer optreedt. Het is echter mogelijk dat plaatselijk bij het aanvullen zandkanaaltjes zijn ontstaan, zwakke plekken in de omstorting, die niet verdwijnen tijdens het schoonpompen. Deze kanaaltjes kunnen wellicht een blijvend zandtransport geven.

Een ander verschil met het putmodel is dat de boorgatwand in het putmodel volkomen vlak is, hetgeen in de praktijk nooit gerealiseerd kan worden. Dit behoeft geen bezwaar te vormen, mits de omstorting overal precies aan de boorgatwand aansluit. Dit laatste is wellicht in de praktijk niet altijd het geval. Men kan zich voorstellen dat er plaatselijk holten in de boorgatwand kunnen voorkomen die niet volledig met omstortingsgrind zijn aangevuld. De put kan dan zand leveren totdat de formatie en de omstorting volledig zijn aangesloten.

Bovenstaande verschillen tussen de praktijk en het laboratorium maken het waarschijnlijk dat de resultaten van de proeven in het putmodel niet zonder een bepaalde veiligheidsfaktor overdraagbaar zijn naar de praktijk. Om deze veiligheidsfaktor te leren kennen zullen nog uitgebreide proeven in het veld gedaan moeten worden.

Bij de Duinwaterleiding van 's-Gravenhage is een eerste poging gedaan om enige (voorlopige) gegevens te ver-



krijgen van bestaande putten. In tabel 12 zijn enkele van de waarnemingen weergegeven die verkregen zijn bij het proefpompen van een viertal diepe putten. De putten hebben alle dezelfde konstruktie, filterbuizen van PVC, diameter 190/200 mm, met spleten 1 x 50 mm. Het filter reikt van ongeveer 20 meter tot ongeveer 45 meter beneden NAP, in het pleistocene pakket dat is samengesteld uit fijn tot matig grof zand met een U-cijfer van ongeveer 30 tot 50, soms over geringe dikte oplopend tot U = 60. De filterlengte varieert van 20 tot 25 meter, de boorgatdiameter bedraagt ongeveer 450 mm. Er is één omstortingslaag toegepast, bij de putten E12 en E14 van 1,25 - 1,75 mm en bij de putten K12 en F15 van 1,8 - 2,5 mm. De putten zijn alle volgens het zuigboorsysteem geboord en wel op dezelfde uitvoeringswijze. Bij geen der putten is boorspoeling toegepast. De putten E12 en E14 zijn in 1965 geboord en zijn sindsdien, verdeeld over enkele perioden, in totaal ongeveer 75 weken in bedrijf geweest met een opbrengst van ongeveer  $2 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3/\text{s}$  ( $7 \text{ m}^3/\text{h}$ ) per put. De put K12 is medio 1974 geboord en is nog slechts in totaal 4 weken in bedrijf geweest, verdeeld over een paar perioden. De opbrengst van deze put bedroeg in die tijd ongeveer  $3,3 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3/\text{s}$  ( $12 \text{ m}^3/\text{h}$ ). Tenslotte put F15, die deel uitmaakt van een serie van 40 putten waarvan de uitvoering in maart 1975 is begonnen en welke put nog niet in bedrijf is geweest. Alle genoemde putten zijn voor het bedoelde onderzoek enige malen met een debiet van  $1,7 \cdot 10^{-2} \text{ m}^3/\text{s}$  ( $60 \text{ m}^3/\text{h}$ ) beproefd gedurende korte achtereenvolgende perioden van 0,5 tot 1,5 uur. Daarbij werd telkens direkt na de start en vervolgens meestal na elk kwartier gedurende 2 minuten een nylon net ( $30 \mu\text{m}$ ) in de straal gehouden. De gevonden gewichtshoeveelheden zand zijn dus elk afkomstig van  $\frac{2}{60} \times 60 = 2 \text{ m}^3$  water. Het blijkt dat bij geen der bemonsterde putten het net geheel zandvrij was. In het algemeen neemt de zanddoorslag in de opeenvolgende perioden af. Enkele incidentele waarnemingen die na proefpompen gedurende langere tijd (enige uren)

Tabel 12: Zandmeevoer bij een intredesnelheid van  $5 \cdot 10^{-4}$  m/s.

Putnr.	Omstorting (mm)	Zandmeevoer in $\text{kg}/\text{m}^3$			
		Direkt na de start	Na 30 minuten	Na 45 minuten	Na enkele dagen
Put 12 Serie E	1,25 - 1,75	$(7 \pm 1) \cdot 10^{-4}$	$(8 \pm 9) \cdot 10^{-5}$	-	$9 \cdot 10^{-5}$
Put 14 Serie E	1,25 - 1,75	$(5 \pm 4) \cdot 10^{-4}$	$(2 \pm 1) \cdot 10^{-5}$	-	$5 \cdot 10^{-6}$
Put 12 Serie K	1,8 - 2,5	$(4 \pm 2) \cdot 10^{-3}$	$(9 \pm 8) \cdot 10^{-5}$	$(4 \pm 3) \cdot 10^{-5}$	-
Put 15 Serie F	1,8 - 2,5	$(8 \pm 6) \cdot 10^{-4}$	$(3 \pm 3) \cdot 10^{-5}$	-	-

standaardafwijkingen berekend m.b.v. de vergelijking

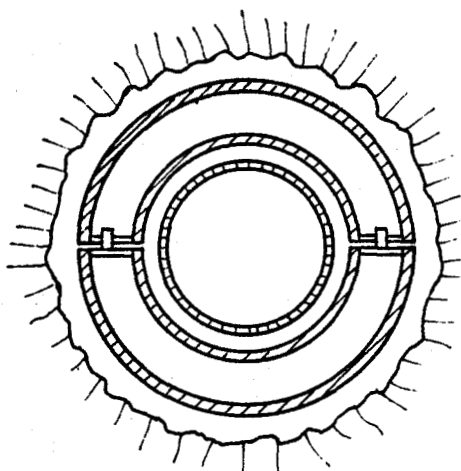
$$s = \sqrt{\{\sum(x-\bar{x})^2 / (n-1)\}}$$

gedaan werden versterkten de indruk dat de hoeveelheden meegevoerd zand na verloop van tijd nog verder vermindern. Bezien we tabel 12 nader dan valt op dat de ontzanding bij de betreffende intredesnelheid van  $5 \cdot 10^{-4}$  m/s groter is dan bij de proeven met zeer fijn duinzand ( $U = 61$ ) en een omstorting van 1,5 - 2,5 mm in het putmodel werd gekonstateerd. Daar werd bij een intredesnelheid van  $5 \cdot 10^{-4}$  m/s geen enkele ontzanding tijdens stationair bedrijf waargenomen en bij de eerstvolgende intredesnelheid van  $10^{-3}$  m/s een zandtransport van  $1,2 \cdot 10^{-5}$  kg/m<sup>3</sup> (tabel 10). Dit verschil kan wellicht voor een gedeelte verklaard worden door het feit dat het zandtransport in het putmodel in de periode van 5 tot 24 uur na het aanslaan van de pomp werd gemeten, terwijl bij deze praktijkproeven de tijdsduur tussen de meting en het aanslaan van de pomp veel korter was (1/2 uur - 2 uur) en, zoals boven vermeld, waarschijnlijk nog afnam als functie van de tijd. Daarnaast kunnen andere oorzaken een rol spelen. Zo zullen, mede gelet op de zeker aanwezige verschillen in doorlatendheid in de watervoerende laag bij de betreffende putten plaatselijk snelheden op de buitenkant van de omstorting kunnen optreden die groter zijn dan de gemiddelde bovengenoemde  $5 \cdot 10^{-4}$  m/sec. Een flow-meting over de lengte van de filterbuis kan hier zekerheid over verschaffen. Wellicht spelen ook andere effecten zoals het niet overal volledig aangesloten zijn van de omstorting en de formatie, en de aanwezigheid van zandadertjes in de omstorting een rol. Overigens zijn de gedurende korte tijd na de start meegevoerde hoeveelheden zand, vergeleken met de in het buitenland wel gehanteerde normen ( $10^{-5} - 10^{-4}$ ) kg/m<sup>3</sup> bij de twee putten E14 en F15 zeker aanvaardbaar, namelijk resp.  $2 \cdot 10^{-5}$  en  $3 \cdot 10^{-5}$  kg/m<sup>3</sup>, terwijl E12 en K12 met  $8 \cdot 10^{-5}$  en  $9 \cdot 10^{-5}$  kg/m<sup>3</sup> nog niet verontrustend zijn, vooral gelet op het feit dat het hier een proefbepaling betreft met ten minste het drievoudige debiet van de normale maximale putbelasting à  $5,5 \cdot 10^{-3}$  m<sup>3</sup>/s (20 m<sup>3</sup>/h).

De algemene tendens uit de resultaten van het modelonderzoek, dat hogere intredesnelheden uit oogpunt van zandtransport toelaatbaar zijn, lijkt dus in eerste instantie wel bevestigd.

De bovenstaande oriënterende proeven tonen daarbij duidelijk het nut van praktijkonderzoek ter toetsing van de resultaten van de experimenten in het putmodel aan. Zolang dit onderzoek niet heeft plaatsgevonden, is het nut van de modelproeven met name dat duidelijk is komen vast te staan dat bij een zorgvuldig aangebrachte omstorting van 1,5 - 2,5 mm geen zandtransport plaats hoeft te vinden, ook niet in zeer fijne formaties bij hogere snelheden dan thans gebruikelijk is. In hoeverre deze ideale omstandigheden in de praktijk benaderd kunnen worden is nog niet duidelijk. Men zal daarbij ook onderscheid dienen te maken tussen enerzijds putten en anderzijds draineerleidingen, waarbij de omstorting veel zorgvuldiger kan worden aangebracht. In dat verband kan uit de ervaring met de aanleg van draineerleidingen bij de Duinwaterleiding (zelfde buis en perforatie als bij de genoemde putten) worden medegedeeld dat door de speciale wijze van aanleg en bekisting de zekerheid wordt verkregen dat de omstorting overal met de voorgeschreven dikte aanwezig is, zonder enige zandinsluiting. Daarbij wordt in hetzelfde duinzand een nog grovere omstorting gebruikt dan bij de putten ten einde een zo goed mogelijke aansluiting op de 1 mm wijde spleten te verkrijgen, en wel 2,5 - 3,5 mm. Met een (eenvoudige) doorstroomproef bleek dat bij een snelheid van  $3 \cdot 10^{-4}$  m/sec geen zand in het nylon net werd opgevangen. In de praktijk bedraagt de snelheid op de omstorting maximaal ca.  $10^{-4}$  m/s, zodat gelet op de omstortingsdikte van ten minste 12,5 cm en de wijze waarop de omstorting kan worden aangebracht, het duidelijk is dat geen zandtransport plaatsvindt. Hoewel de omstorting bij putten nooit zo zorgvuldig zal kunnen worden aangebracht als bij draineerbuizen, zijn er wellicht toch wel enkele mogelijkheden die zodanig verbetering kunnen geven dat de resultaten in het putmodel

zo dicht mogelijk benaderd kunnen worden. Men kan bijvoorbeeld denken aan het inbrengen van de omstorting door middel van een tweedelige stortkoker. Beide helften van de stortkoker, elk opgebouwd uit korte elementen worden tegelijk met filter- en stijgbuis ingelaten. Aan elkaar gekoppeld vormen zij een koker die de filterbuis geheel omhult en tevens voor de centrering zorgt. Zie figuur 18.



**Fig. 18: Doorsnede van boorgat met filterbuis en tweedelige stortkoker**

Voor deze methode zal de praktijk moeten uitwijzen of de bereikte verbetering opweegt tegen de meerdere kosten. Men kan zich ook afvragen of de boorspoeling een positieve invloed heeft. De boorgatwand wordt door deze spoeling misschien zo afgesmeerd en glad gemaakt dat van het oppervlak geen zand meer wordt meegenomen. Het nadeel van boorspoeling is dat de gevormde huid moeilijk is te verwijderen. Daarvoor is het mede van belang een zo grof mogelijke omstorting toe te passen, terwijl sektiegewijs schoonpompen is aan te bevelen, zo nodig inter-

minterend. Met dit sektiegewijs pompen kan tevens de eerder genoemde controle op plaatselijke zandlekken worden uitgevoerd. Het sektiegewijs intermitterend schoonpompen kan ook van invloed zijn op de aansluiting van de formatie en de omstorting. Op plaatsen langs de boorgatwand waar de omstorting en de formatie niet volledig aangesloten zijn, zullen bij het sektiegewijs schoonpompen minuscule zandinstortingen plaatsvinden die zich langs de boorgatwand naar boven verplaatsen totdat over de hele filterlengte de formatie goed aangesloten is aan de omstorting. Bij een op deze wijze ontwikkelde put kan men zich voorstellen dat de resultaten van het putmodel dicht benaderd kunnen worden. Er vanuit gaande dat in de praktijk altijd met meer of minder zandtransport rekening gehouden moet worden, dient de vraag te worden gesteld, hoe groot de ontzanding dan wel mag zijn. De in het buitenland gehanteerde normen stellen in het algemeen  $10^{-5}$  tot  $10^{-4}$  kg/m<sup>3</sup> bij normaal bedrijf. In het putmodel en ook in de praktijk is echter gebleken dat de grootste hoeveelheid zand bij het schakelen van de pomp wordt meegevoerd. Afgezien van het feit dat hieruit de konklusie getrokken kan worden, dat bij schoonpompen van putten veelvuldig aan- en uitschakelen van de pomp gewenst is, kan men zich afvragen hoeveel zandtransport tijdens het schakelen in normaal bedrijf nog geoorloofd is. Men kan zich bijvoorbeeld voorstellen dat een put bij elke start 5 gram zand levert. Bij een installatie die frekvent wordt geschakeld, bijv. 200 maal per jaar, zal dan door telkens starten  $200 \times 5 = 1000$  gram zand per jaar aan de formatie worden onttrokken. Wanneer dat gelijkmatig verdeeld over de gehele oppervlakte van de omstorting geschiedt, zal dat zeker toelaatbaar zijn. Wordt echter één kg zand per jaar aan één enkele (zwakke) plek van de omstorting onttrokken, dan is het denkbaar dat er op den duur plaatselijk een instabiliteit ontstaat, waardoor op dat punt de omstorting kan gaan bezwijken. Verder onderzoek zal moeten uitwijzen in hoeverre met het

bovenstaande in de praktijk rekening gehouden zal moeten worden.

## LITERATUUR

1. Anacker, H. en Riempp, G.: Stand und Entwicklungstendenzen im Ausbau von Bohrbrunnen mit Kiesschüttung für die Wasserversorgung; W.W.T. 1968, H 11/12
2. Bertram, : An experimental investigation of protective filters. Harvard University Soil Mechanics Series (1940) nr. 7
3. Bieske, E.: Probleme bei Kiesschüttung für Bohrbrunnen. Wasser Kalender 1972, p. 49-64.
4. Bieske, E.: Schüttkornbestimmung nach dem Kennkornverfahren. Wasser Kalender 1972, p. 65-91.
5. Bieske, E.: Zur Schüttkornbestimmung bei Kiesschüttungsbrunnen. B.B.R. 1961.
6. Brandes, M.C. en van der Vlugt, J.C.: Verslag van een studiereis in Duitsland, 13 april tot 1 mei 1969.
7. Davidenkoff, R.: Dimensionierung von Kiesschüttungsfiltern im Brunnenbau. B.B.R. 1968.
8. Drillers Journal: Proper gravel pack thickness important. Nov. - Dec. 1966.
9. Fuchs, G.: Die wirksamste Abstufung von künstlichen Kiesschüttungen in den Filterstrecken bei Bohrbrunnen. Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft, T.U. Berlin. Mitteilung nr. 60.
10. Geiseler, W.D.: Über die Stromungsvorgänge bei Vertikal Filterrohrbrunnen mit einfachen Kiesschüttungen unter besonderer Berücksichtigung der Leistungssteigerung durch Entsandern. Dissertatie 1967.



11. Gross, E.: Handbuch der Wasserversorgung. 1930  
München.
12. Huisman, L.: Groundwater Recovery.  
Mac Millan, London (1972)
13. Hünenberg, K.: Neue Erkenntnisse bei Bau und Betrieb  
von Brunnen. G.W.F. 1967, H 32
14. Hunter Blair, A.: Well screens and gravel packs  
W.R.A. Technical Paper 64.
15. Krems, G.: Studie über die Brunnenalterung.  
Bundesministeriums des Innern, Unterabteilung  
Wasserwirtschaft, Dezember 1972.
16. de Lathouder, A.: Eigenschappen en karakterisering  
van filtermateriaal.  
Mededeling nr. 1 van de Commissie Snelfilters.
17. Major, P.: Die Erhöhung des Brunnenertrages bei  
feinkornigem Grundwasserleiter.  
G.W.F., Oktober 1968. H 44.
18. Nahrgang, G.: Zur Theorie der vollkommenen und  
unvollkommenen Brunnen, Berlin 1954.
19. Nahrgang, G.: Über theoretische Überlegungen über  
Leistungssteigerungen beim Entsand von Bohrbrunnen.  
B.B.R. augustus 1963.
20. Peter, IJ.: Zur Korngrösse des Filterkieses.  
Wasser und Boden, 1968, H 1.
21. Research Panel nr. 6: Efficiency of well screens  
and gravel packs: Final report.
22. Sichardt, W.: Das Fassungsvermögen von Rohrbrunnen  
und seine Bedeutung für die Grundwasserabsenkung,  
ins besondere für grössere Absenkungstiefen, Berlin  
1928.

23. Sichardt, W. en Kyrieleis: Grundwasserabsenkung bei Fundierungsarbeiten, Berlin 1930.
24. Sichardt, W.: Kies- und Sandfilter im Grund- und Wasserbau.  
Die Bautechnik, März 1952, H 3.
25. Terzaghi, K.: Theoretical soil mechanics New York, Wiley, 1943.
26. Truelsen, Chr.: Korngrößenbestimmung der Kiesschüttungen für Bohrbrunnen.  
B.B.R. 1957.
27. Truelsen, Chr.: Neue Erkenntnisse zur Verhinderung der Verockerung und Alterung von Bohrbrunnen.  
B.B.R. 1958.
28. Truelsen, Chr.: Langjährige Erfahrungen und neuere Erkenntnisse im Brunnenbau.  
B.B.R. 1961.
29. Zweck, H.: Versuchsergebnisse über die Zusammensetzung von Filtern.  
Mitteilungsblatt der Bundesanstalt für Wasserbau, nr. 12.  
Karlsruhe 1959.

## Bijlage 1

### DE MAXIMALE INTREDESNELHEID VOLGENS SICHARDT

#### 1. Inleiding

Dr. Ing. Willy Sichardt publiceerde in 1928 een bekend geworden publikatie (lit.7). Dit stuk is nog heden aktueel, daar ook in Nederland in deze tijd vele putten voor de waterwinning volgens de door Sichardt gepubliceerde snelheid ( $v = \frac{\sqrt{k}}{15}$ ) worden gedimensioneerd.

Sichardt's kennis omtrent het stroombeeld in de onmiddellijke omgeving van een put in een freatisch pakket was beperkt daar een zaak als het kwelvlak destijds nog niet bekend was. Dit heeft tot gevolg gehad dat zijn theorie niet juist is, zoals tegenwoordig kan worden aangetoond. De grote invloed die Sichardt evenwel heeft gehad moge blijken uit tamelijk recente publikaties (Truelsen, 1961; Bieske, 1966; Davidenkoff, 1967), waarin door auteurs die wel kennis hadden van de moderne theoriën omtrent de stromingssituatie rond putten, de Sichardt-snelheid nog steeds gehanteerd werd.

#### 2. Samenvatting van de theorie van Sichardt

Een samenvatting van genoemde publikatie uit 1928 lijkt hier op zijn plaats.

Sichardt heeft in de praktijk ervaren dat de opbrengst van een put in een freatisch pakket niet onbeperkt kan worden opgevoerd. Voor zo'n put blijkt een bepaald maximum debiet te gelden. Hij nam aan dat het verhang van het freatisch vlak een bepaalde waarde niet zou kunnen overschrijden. Dit maximum verhang zou uitsluitend een functie van de doorlatendheidscoëfficiënt van het bodemmateriaal zijn. Deze theorie is gebaseerd op een onderzoek aan een negental putten uit de praktijk, alle bronbemalingen, waarbij steeds een hele reeks putten tegelijkertijd in bedrijf was. Deze putten hadden geen

omstorting doch waren met fijn tressengaas, dat de bodempartikels moest tegenhouden, omspannen.

Van deze negen putten werd met formule (1) het optredende verhang aan de buitenzijde van het putfilter berekend, nadat de putten gedurende een lange periode continu in bedrijf waren en de stroming praktisch stationair was geworden:

$$i_o = Q_o / 2\pi r_o y_o k \quad (1)$$

waarin:  $i_o$  = het verhang aan buitenzijde van het putfilter

$Q_o$  = maximale opbrengst bij stationaire stroming ( $m^3/s$ )

$2r_o$  = diameter van het putfilter (m)

$y_o$  = lengte van de natte buitenzijde van het putfilter (m)

$k$  = doorlatendheidscoëfficiënt (m/s).

De zo verkregen  $i_o$ -waarden werden uitgezet als functie van de doorlatendheidscoëfficiënt (zie fig. 1).

De verkregen punten lagen bij benadering op de hyperbool die voldoet aan:

$$i_o = \frac{1}{15 \sqrt{k}} \quad (2)$$

Sichardt stelt dat de gevonden  $i_o$ -waarden zich in de praktijk hebben voorgedaan na een lange pompperiode en zij derhalve een praktische waarde bezitten. Weliswaar kunnen, volgens Sichardt, gedurende kortere pompperioden nog grotere verhangen ( $i_m$ ) worden bereikt, doch omdat het tressengaas bij te hoge grondwatersnelheden gaat dichtslibben moet er steeds voor gezorgd worden dat het verhang beneden een bepaalde voor de praktijk geldende maximale waarde  $i_o$  blijft.

Verderop zegt Sichardt ervan te hebben afgezien het absoluut grootste verhang, dat gedurende korte tijd moge-

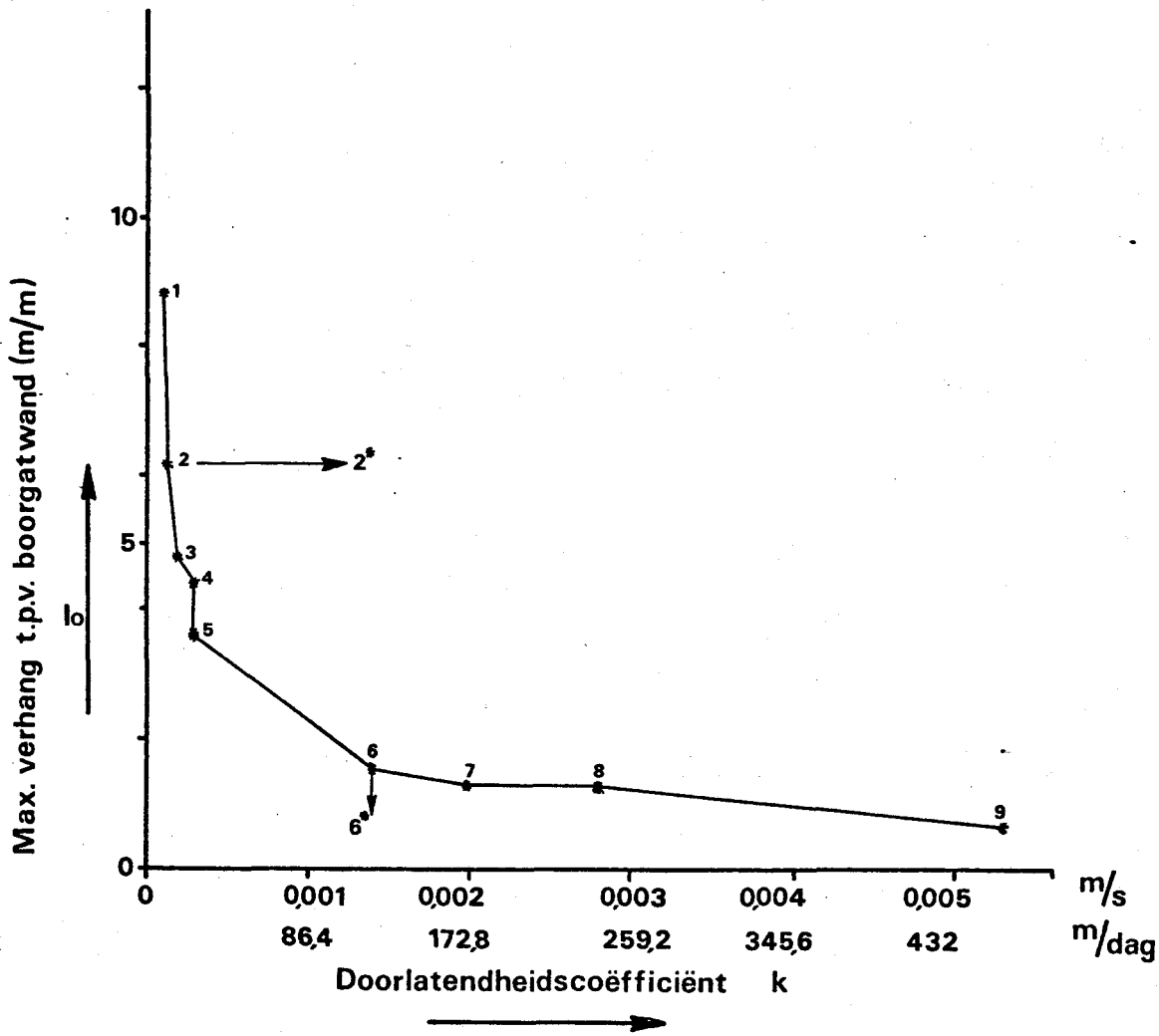


Fig.1 Metingen welke ten grondslag liggen aan de Sichardt - snelheid.

lijk zou zijn, vast te stellen.

In plaats daarvan worden de in de praktijk bereikte ver-  
hangen bij stationaire stromingstoestand bepaald.

Hij vermeldt nergens in hoeverre de door hem vastge-  
stelde  $i_o$ -waarde in stationaire toestand theoretisch nog  
zou kunnen worden overschreden en spreekt uitsluitend  
over praktijkwaarden.

### 3. De huidige opvatting

Ofschoon nog geen sluitende analytische oplossing voor  
de grondwaterstroming rond een put in een freatisch pak-  
ket is gevonden, is op grond van modelonderzoek, stroom-  
beeldanalyse e.d. een benaderingsformule opgesteld voor  
de berekening van de lengte van de kwelzone (Huisman,  
1972).

In de kwelzone sijpelt het grondwater door de boorgatwand  
en stroomt vertikaal langs deze wand naar het wateropper-  
vlak in de omstorting, vanwaar het wordt meegevoerd de  
put in (zie fig. 2). De lengte van de kwelzone ( $m_o$ ) is:

$$m_o \approx \frac{H}{2} \left( 1 - \frac{h_o^2}{H^2} \right) \quad (3)$$

waarin  $H$  de oorspronkelijke pakketdikte en  $h_o$  de water-  
stand in de put.

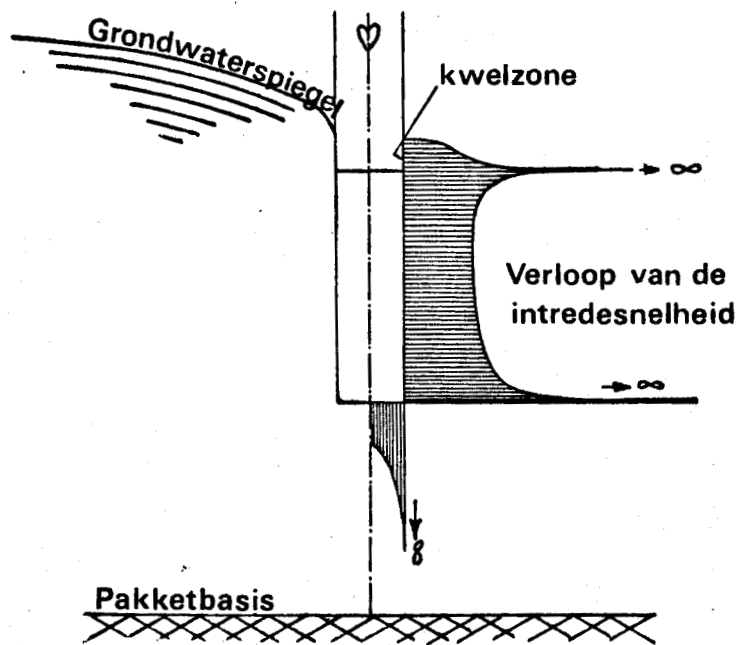
$h_o$  blijkt aan de vergelijking van Dupuit te voldoen:

$$H^2 - h_o^2 = \frac{Q_o}{\pi k} \ln \left( \frac{R}{r_o} \right) \quad (4)$$

waaruit de maximale opbrengst volgt door  $h_o = 0$  in te  
vullen:

$$Q_o \text{ max} = \pi k H^2 / \ln \left( \frac{R}{r_o} \right) \quad (5)$$

Uit (3) en (4) blijkt nu dat het freatisch vlak buiten de  
putten nooit verder verlaagd kan worden dan tot de helft  
van de oorspronkelijke pakketdikte en dat dit alleen dan  
nog maar kan indien  $h_o$  tot nul verlaagd kan worden, d.w.z.  
als de put volledig droog wordt gepompt hetgeen speciale



**Fig 2** Verdeling van de intredesnelheid bij onvolkomen put.

voorzieningen zal vereisen.

#### 4. Sichardt's putten

Voor de gegevens van 3 van de 9 putten wordt door Sichardt verwezen naar het boek van Dr. Ing. Joachim Schultze, 1924 (lit. 6).

Deze 3 putten hebben betrekking op de bouw van de sluis te Wemeldinge. De afstand van het freatisch vlak direkt buiten de putten tot aan de zuigleiding bedroeg hier 5,70m; de afstand van de zuigleiding tot de basis van het watervoerend pakket 10,65 m. Omdat in de praktijk de zuighoogte beperkt zal blijven tot 7 à 8 meter moet men veronderstellen dat de waterstand in de putten nog 2,65 à 3,65 meter zal zijn geweest. De theoretische maximale opbrengst is derhalve te Wemeldinge niet gehaald. De maximale opbrengst werd waarschijnlijk door het bereiken van de maximum zuighoogte bepaald.

Een andere put die nagetrokken kan worden betreft de bronbemaling bij de bouw van de noordelijke sluis in de Plötzensee (1909) welke beschreven wordt in de dissertatie van Dipl. Ing. Wilhelm Kyrieleis (1911). Hier werden in een freatisch pakket met een oorspronkelijke dikte van 14,45 m putten toegepast met een filterlengte van slechts 4 meter. De waterdiepte om de put met maximale verlaging bedroeg nog  $\pm$  8 meter, terwijl dit voor de meeste putten beduidend meer was. Een aanzienlijk deel van de afpompings moet hier worden toegeschreven aan het effect van onvolkomenheid van het putfilter, zodat met volkomen putten stellig een grotere opbrengst mogelijk was geweest. Ook hier is vermoedelijk niet de maximum capaciteit bereikt.

#### 5. Tegenstellingen tussen de moderne opvatting en de theorie van Sichardt



Volgens de moderne inzichten is het maximale verhang rond een put geheel onafhankelijk van de doorlatendheid, dit verhang wordt uitsluitend bepaald door de geometrie van het watervoerend pakket en de put. Dit is eenvoudig in te zien door vgl. 5 in vgl. 1 te substitueren. Het maximale verhang wordt dan:

$$i_0 = \frac{(H^2 - h_0^2)}{2r_0 y_0 \ln\left(\frac{R}{r_0}\right)} \quad (\text{met } h_0 = 0) \quad (6)$$

In deze vgl. komt de  $k$  niet voor, terwijl zij de enige parameter in de vgl. van Sichardt is (zie (2)).

In fig. 1 is de grafiek weergegeven waarop Sichardt zijn theorie heeft gebaseerd. De formule (2) is wiskundig wel goed geconditioneerd doch in de praktijk betekent zij dat: a) bij kleine  $k$ -waarden grote variaties in  $i_0$  zijn te verwachten b) bij kleine  $i_0$ -waarden sterk verschillende  $k$ -waarden kunnen worden aangetroffen. Dat dit plausibel is leert nadere beschouwing van fig. 1. Uit deze figuur blijkt dat bij eenzelfde  $k$ -waarde van 0,0003 m/s twee verschillende  $i_0$ -waarden werden gevonden nl. 3,54 en 4,44. Iets dergelijks geldt bij een  $i_0$ -waarde van 1,30 waarbij twee verschillende  $k$ -waarden werden aangetroffen nl. 0,002 m/s en 0,0028 m/s. Men moet dus concluderen dat de benaderde formule van Sichardt niet erg nauwkeurig kan zijn voor grote en voor kleine  $k$ -waarden, terwijl we in het tussenliggende deel niet over metingen beschikken.

Deze variaties zijn groot, hetgeen zeer waarschijnlijk is omdat met enige gedachten experimenten kan worden aangetoond dat de grafiek gebaseerd is op een groot aantal toevalligheden in plaats van op bepaalde fysische wetten. Indien bijvoorbeeld de diameters van de putten om willekeurige redenen tweemaal zo groot zouden zijn geweest dan

zouden de punten in de grafiek op een geheel andere plaats zijn gelegen en zou de Sichardt-formule er anders hebben uitgezien.

Immers, de maximale opbrengst van de put is evenredig met  $\ln \left( \frac{R}{r_0} \right)$ . Onder normale omstandigheden heeft R een orde van grootte van 50 à 1000 m. Bij een putdiameter van 0,15 m bedraagt de waarde van deze logaritme 6,50 à 9,50. Bij verdubbeling van de putdiameter nemen deze waarden toe tot 7,20 à 10,19, waaruit volgt dat het putdebiet bij verdubbeling van de diameter toeneemt met 11 à 7%; gemiddeld 9%. Het maximale verhang zou derhalve met 9% stijgen door debietstoename maar tegelijkertijd met 50% dalen door verdubbeling van de putradius. Door deze verdubbeling neemt het maximum verhang dus af met ca. 45%. In plaats van het gevonden punt no.6 van de grafiek zou dan punt 6<sup>x</sup> zijn gevonden.

Aan het begin van deze paragraaf is reeds op de diskrepantie geduid welke bestaat tussen de moderne theorie en de Sichardt-formule ten aanzien van de invloed van de doorlatendheidscoëfficiënt op het maximum verhang. In werkelijkheid is dit verhang onafhankelijk van k. Dit impliceert dat Sichardt geheel andere punten in zijn grafiek had gevonden indien de doorlatendheid toevallig anders was geweest. Zou de geometrie van de situatie elders overeenkomstig die van put 2 zijn doch de doorlatendheidscoëfficiënt het 10-voudige bedragen dan zou naast punt 2 punt 2<sup>x</sup> zijn gevonden.

In beide gevallen zou de zo bekende grafiek vermoedelijk nooit zijn ontstaan.

Tenslotte kon Sichardt nog geen weet hebben van het bestaan van een kwelzone (zie fig. 2). De grondwater-spiegel staat terplaatse van de boorgatwand vertikaal en raakt hier dus aan; evenwel zonder dat het verhang terplaatse oneindig hoog is.

Dit verhang bedraagt nl. 1 omdat de stroming niet horizontaal doch volledig vertikaal is. Afzakkend langs de kwelzone loopt het "de put in gerichte" verhang op van nul tot oneindig aan de onderzijde van deze zone. Ook onder de kwelzone verloopt het verhang terplaatse van de boorgatwand nog enigszins en verandert sterk aan de onderzijde van een onvolkomen putfilter, (Nahrgang, 1954, zie fig. 2).

De gehanteerde  $i_0$ -waarden hebben dus uitsluitend rekenkundige betekenis.

#### 6. Oneigenlijk gebruik van de Sichardt snelheid

De theorie van Sichardt beperkt zich, in tegenstelling tot het gebruik van zijn formule, tot putten in freatische pakketten. Hij stelt persoonlijk (lit. 7. blz. 16-17) dat zijn theorie niet geldt voor putten in pakketten met spannings- of semispanningswater omdat in deze putten het piëzometrisch niveau bepalend is, dat verder kan worden verlaagd dan de grondwaterstand rond putten in pakketten met freatisch water (Sichardt, 1928, P16).

Gebruik van de Sichardt snelheid bij de dimensionering van putten in watervoerende pakketten met (semi-) spanningswater is derhalve oneigenlijk.

## 7. Conclusies

1. De theorie rond de Sichardt snelheid heeft uitsluitend betrekking op putten in freatische pakketten bij een stationaire toestroming.
2. Sichardt stelt zelf dat de theorie voor putten in pakketten met (semi)-spanningswater niet geldt.
3. Sichardt vermeldt ten aanzien van verstopping van de putten uitsluitend dat de intredesnelheid beneden een voor de praktijk geldende maximale waarde moet blijven, daar anders het tressengaas zou verstoppen.
4. Sichardt concludeert dat zijn waarden in de praktijk bereikt werden na een lange pompperiode en dat deze waarden de gezochte voor de praktijk geldende maxima zijn.
5. Met 3 en 4 motiveert Sichardt het niet verder theoretisch uitdiepen en staven van zijn theorie.
6. Sichardt's verband tussen verhang en doorlatendheid blijkt op toevallige omstandigheden te berusten.
7. Het kan geenszins gegarandeerd worden dat de maximale opbrengst van de onderzochte putten werkelijk is bereikt.
8. De theorie van Sichardt kan een toetsing aan de huidige opvattingen niet doorstaan.
9. Het dimensioneren van putten op basis van de "Sichardt-snelheid" is in wezen ongefundeerd, zeker indien men dit doet om verstopping en verzanding te voorkomen en de Sichardt snelheid wordt toegepast voor putten in pakketten met (semi)-spanningswater.
10. Het is zeer gewenst tot alternatieve ontwerpnormen te komen welke beter, door praktijk en theorie worden gestaafd.

## LITERATUUR

1. Bieske, E.: Wassergewinnung durch Bohrbrunnen, Technische Berichte J.F. Nold & Co, Stockstadt/Rhein, Nr 26, Nov. 1966.
2. Davidenkoff, R.: Dimensionierung von Kiesschüttungsfiltern im Brunnenbau BBR, 1967, pp 15-19.
3. Huisman, L.: Groundwater recovery, London Mac Millan, 1972.
4. Kyrieleis, W.: Grundwasserabsenkung bei Fundierungsarbeiten, Berlin: Julius Springer 1913.
5. Nahrgang, G.: Zur Theorie des Vollkommenen und des Unvollkommenen Brunnens, Berlin/Göttingen/Heidelberg: Springer 1954.
6. Schultze, J.: Die Grundwasserabsenkung in Theorie und Praxis, Berlin: Julius Springer 1924.
7. Sichardt, W.: Das Fassungsvermögen von Rohrbrunnen und seine Bedeutung für die Grundwasserabsenkung, insbesondere für grössere Absenkungstiefen, Berlin: Julius Springer 1928.
8. Truelsen, Chr.: Langjährige Erfahrungen und neuere Erkenntnisse im Bohrbrunnenbau. BBR, 1961, pp 213-224.