

mededeling
nr. 71

verstopping van
persputten



keurings
instituut
voor
waterleiding
artikelen
kiwa n.v.

Werkgroep Persputten

VERSTOPPING VAN PERSPUTTEN

Ir. T.N. Olsthoorn

Rapport samengesteld binnen het speurwerkprogramma van de
VEWIN

Rijswijk, september 1982

Keuringsinstituut voor Waterleidingartikelen KIWA N.V.

correspondentieadres

Sir Winston Churchill-laan 273
Postbus 70
2280 AB Rijswijk
Telefoon (070) 90 27 20
Telex 32480
Postrekening 52 92 95

speurwerklaboratorium

Groningehaven 7
Postbus 1072
3430 BB Nieuwegein
Telefoon (03402) 6 08 60

<u>INHOUD</u>	<u>Blz.</u>
VOORWOORD	1.7
SUMMARY	1.11
SAMENVATTING EN CONCLUSIES	1.17
1 INLEIDING	1.25
1.1 Persputten, doel en toepassing	1.25
1.2 Technische problematiek	1.28
1.3 Het Nederlandse persputtenonderzoek	1.30
1.4 Organisatie van het Nederlandse pers- puttenonderzoek	1.32
1.5 In werkgroepverband onderzochte persputten	1.34
1.6 Verloop van het verstoppingsonderzoek	1.36
1.7 Verloop van het hydrologische onderzoek	1.43
1.8 Kwaliteitsaspecten	1.47
2 BODEMSPLIJTING DOOR TE HOGE INJECTIEDRUK	2.1
3 PERSPUTVERSTOPPING	3.1
3.1 Inleiding	3.1
3.2 Zwevende stof	3.2
3.2.1 Verstopping door zwevende stof	3.2
3.2.2 Berekening, uitgangspunten	3.33
3.2.3 Berekening, filtratieformules	3.36
3.2.4 Toetsing van de theorie	3.41
3.2.5 Meting van de zwevende stof	3.52
3.2.5.1 Inleiding	3.52
3.2.5.2 Troebelheid	3.52
3.2.5.3 Concentratie	3.53
3.2.5.4 Proeffiltertjes	3.55
3.2.5.5 Membraanfilters	3.57
3.2.5.6 Deeltjestellers	3.76

	<u>blz.</u>
3.3	Gas- of luchtbellen in het infiltratiewater 3.90
3.3.1	Inleiding 3.90
3.3.2	Herkomst van gasbellen 3.95
3.3.2.1	Overzicht 3.95
3.3.2.2	Vrije val van het water en onderdruk in de infiltratieleiding 3.95
3.3.2.3	Onderdrukken in afsluiters en dergelijke 3.99
3.3.2.4	Vrijkomen van gas door verwarming van infiltratiewater 3.101
3.3.2.5	Ontstaan van (methaan)gasbellen bij grondwater door verlaging van de waterdruk 3.104
3.4	Bacteriegroei en neerslagvorming 3.105
3.4.1	Inleiding 3.105
3.4.2	Bacteriegroei 3.105
3.4.3	Neerslagvorming in de put 3.120
3.5	Reacties tussen het infiltratiewater en het grondwater 3.121
3.6	Interactie tussen het infiltratiewater en de bodem 3.126
3.6.1	Inleiding 3.126
3.6.2	Interactie tussen infiltratiewater en kleimineralen 3.127
3.6.3	Zwelling en dispersie van kleimineralen 3.129
3.6.4	Verandering van de kationenconcentraties 3.138
3.6.5	Omvang van de ionenwisselingscapaciteit van de bodem 3.141
3.6.6	Remedie en preventie 3.143
3.7	Verandering van de structuur van de bodem 3.149
3.8	Samenvatting 3.150
4	REGENEREREN 4.1
4.1	Inleiding 4.1
4.2	Mechanisch regenereren 4.2
4.2.1	Overzicht 4.2

	<u>blz.</u>
4.2.2 Borstelen	4.4
4.2.3 Schoonpompen	4.4
4.2.3.1 Algemeen	4.4
4.2.3.2 Schoonpompduur en -intensiteit	4.5
4.2.3.3 Sectiegewijs pompen	4.33
4.2.3.4 Ring met hulpspoelputjes	4.35
4.2.3.5 Spoelpijpen	4.38
4.2.3.6 Schoonspuiten	4.38
4.2.3.7 Intermitterend pompen	4.40
4.2.3.8 Juteren met perslucht	4.42
4.2.3.9 Opzettelijke zandmeevoer	4.60
4.2.4 Samenvatting mechanisch regenereren	4.63
4.3 Chemisch regenereren	4.64
4.3.1 Inleiding	4.64
4.3.2 Veiligheid en materiaalaantasting	4.65
4.3.3 Chemisch versus mechanisch	4.66
4.3.4 Indeling chemicaliën	4.68
4.3.5 Aanwijzingen voor de keuze van het chemische middel	4.69
4.3.5.1 Inleiding	4.69
4.3.5.2 Verloop van de verstopping	4.71
4.3.5.3 Waterherkomst en -zuivering	4.74
4.3.5.4 Samenstelling van opgepompt vast materiaal	4.74
4.3.5.5 Samenstelling van de zwevende stof in het infiltratiewater	4.75
4.3.5.6 Chemische analyse infiltratiewater	4.76
4.3.5.7 Kationenconcentraties in het grondwater	4.77
4.3.5.8 Kleidispersieproeven	4.77
4.3.5.9 Doorstroomproeven	4.78
4.3.5.10 Samenvatting	4.78
4.3.6 Illustratie aan de hand van een praktijkvoorbeeld	4.79
4.3.6.1 De 2e persput van de Duinwaterleiding van 's-Gravenhage	4.79

	<u>blz.</u>
4.3.6.2 Informatie verkregen door schoonpompen	4.81
4.3.6.3 Informatie uit regenereren met chloorgas op deze put	4.91
4.3.6.4 Informatie uit regenereren met zoutzuur	4.94
4.3.6.5 Resultaten met regenereren verkregen	4.100
4.3.7 Resultaten van chemisch regenereren	4.103
4.3.7.1 Algemeen	4.103
4.3.7.2 Chloor en hypochloriet	4.105
4.3.7.3 Zuur	4.106
4.3.7.4 Eerst chloor, dan zuur	4.108
4.3.7.5 Polyfosfaat	4.111
4.3.7.6 Polyfosfaat, zuur en gasbellen	4.121
4.3.8 Samenvatting chemisch regenereren	4.126
5 ONTWERPMETHODIEK EN KOSTENMINIMALISATIE	5.1
5.1 Inleiding	5.1
5.2 Overzicht	5.1
5.3 Ontwerpmethodiek	5.5
5.4 Voorbeeld	5.22
5.5 Randvoorwaarden	5.35
5.5.1 Toelaatbare regeneratiefrequentie	5.35
5.5.2 Hydrologisch-grondmechanische randvoor- waarde	5.37
5.6 Samenvatting en conclusies	5.42
6 PUTONTWERP	6.1
6.1 Economisch	6.1
6.2 Hydrologisch	6.3
6.3 Hydraulisch	6.5
6.4 Technisch	6.7
6.5 Illustratie	6.10
7 GEBRUIKTE SYMBOLEN	7.1

		<u>blz.</u>
8	LITERATUUR	8.1
	APPENDIX A	
A	ELIMINATIE STORENDE FACTOREN BIJ DE WEERSTANDSMETING	a1
A.1	Temperatuur	a1
A.1.1	De invloed van de temperatuur	a1
A.1.2	Temperatuurscorrectie	a8
A.1.2.1	Absolute fout	a10
A.1.2.2	Relatieve fout	a11
A.1.2.3	2 voorbeelden	a12
A.2	Eliminatie hydrologische verstoringen	a16
A.2.1	De verstoppingsweerstand	a16
A.2.1.1	Geen waarnemingsput op korte afstand	a18
A.2.1.2	Waarnemingsput op korte afstand	a19
A.2.1.3	Microprocessor	a21
	APPENDIX B	
	SAMENSTELLING VAN DE WERKGROEP PERSPUTTEN	b1

VOORWOORD

Dit rapport is tussen 1979 en 1982 geschreven, nadat in Nederland al sinds 1956 enig en sinds 1970 intensief onderzoek naar de techniek van de diepte-infiltratie met zogenaamde persputten en met name hun verstoppingsproblematiek was verricht. Uit het buitenland zijn succesvolle toepassingen bekend sinds het begin der vijftiger jaren, maar de geringe bedrijfszekerheid maakte onderzoek voor de specifiek Nederlandse omstandigheden noodzakelijk. Dit onderzoek wordt sinds 1970 onder auspiciën van de Werkgroep Persputten uitgevoerd.

De auteur was van 1974 tot 1980 bij het onderzoek betrokken als door KIWA aangestelde projectleider, belast met de coördinatie en rapportage van het met en door de participanten uitgevoerde onderzoek. Het is dan ook vanzelfsprekend dat dit rapport vol zit met de ervaring die is ingebracht door anderen en met name die van de leden van de Werkgroep Persputten, de Commissie Infiltratie, de mensen uit de praktijk die het onderzoek grotendeels uitvoerden, collega's van het KIWA e.a.. In het rapport is gepoogd om naast deze kennis en ervaring, die van de talloze buitenlandse onderzoekers te verwerken, wier werk mij gedeeltelijk uit direct contact, doch vooral uit hun publicaties bekend is. Waar onduidelijkheden optraden is getracht deze kwantitatief op te helderen door de oorspronkelijke gegevens na te rekenen en waar nodig opnieuw te interpreteren. Steeds is gepoogd het gestelde doel te benaderen, namelijk de onderzoeksresultaten van zoveel verschillende plaatsen afkomstig en onder zoveel verschillende omstandigheden uitgevoerd te zamen met de eigen resultaten,

die ons uit directe waarneming het beste bekend zijn, in een consistent beeld te verenigen. Hoewel dit werk omvangrijk was, leek het de beste weg om een betere grip te verwerven op de problematiek. De merites van de vele factoren die een rol spelen uit eigen onderzoek te leren kennen en kwantificeren, immers, zou door de daarvoor noodzakelijke omvang van het onderzoek, te kostbaar en tijdrovend zijn.

Bij de ervaringen van derden dienen die van de olie-industrie te worden opgeteld, die sinds decennia duizenden persputten in bedrijf heeft. In de tekst wordt hier dan ook regelmatig naar verwezen en de literatuurlijst bevat een groot aantal publikaties uit deze branche. Hetzelfde geldt voor de ervaringen die op veel plaatsen in de wereld zijn opgedaan met de injectie van afvalstoffen in de bodem. Deze techniek ligt zeer dicht tegen die van de olie-industrie aan. Beide verschillen wat uitvoering en omstandigheden betreft (geologie, injectiedruk, watersamenstelling) zodanig van wat in de waterleidingbranche mogelijk is, dat eigen onderzoek noodzakelijk is gebleven.

Vanwege hun directe inzet voor het onderzoek wil ik, ondanks het gevaar daarbij enkelen ten onrechte te vergeten, onderstaande personen met name noemen:

ir. C. v.d. Akker (GW*), B. Baardolf (DWL*),
J. Bakker (DWL), ir. C.G.E.M. van Beek (KIWA),
ir. M.C. Brandes (RID), ir. G.A. Bruggeman (RID),
ir. B. Bulten (VEWIN), ing. P.L. Buijink (DWL),
drs. F.A.M. Claessen (RWS), ing. J. Duijve (GW),

* Zie afkortingenlijst op de volgende pagina.

H.C. Folmer (PWN), drs. A.C. Hoekstra (DWL),
H. Houtzager (KIWA), heeft alle tekeningen verzorgd,
ir. J. Hrubec (RID), prof.ir. L. Huisman (THD),
M.D.A. Keizer (PWN), dr. E.J.M. Kobus (KIWA),
ir. D. v.d. Kooij (KIWA), ing. A. Kostense (KIWA),
ing. J.P.J. Krabbendam (HO),
ir. J. v.d. Laan (WMN), ir. A. de Lathouder (KIWA),
drs. H.J.M. Lips (PWN), C. Mooijman (DWL),
H.G. Nowee (KIWA), P. Post (PWN),
ir. J. v. Puffelen (DWL), ir. A.C. Roebert (GW),
J. Reinders (PWN) ir. J.C. Schippers (KIWA),
ing. E.A.M. v. Soest, J.W.F. Spiering (DWL),
ing. J.J. Steinmetz (GW), J.L. Straathof (DWL),
ing. M.J. Trappenburg (DWL), ir. H. Tuinzaad (DWL),
ir. J.K. Visser (KIWA), ir. J.W. Vlasblom (PWN),
A.N.G. de Vogel (KIWA), J.P. de Vries (DWL),
R. Westerveld (GW), ir. R.J. Wildschut (PWN)

Tenslotte geldt mijn bijzondere erkentelijkheid prof. ir. L. Huisman en ir. M.C. Brandes (+ 1981), voor hun kritische en nauwgezette bestudering van de tekst en de waardevolle discussies en adviezen die daaruit volgden. Beiden beschouw ik als mijn persoonlijke leermeesters.

Gebruikte afkortingen

DWL = Duinwaterleiding van 's-Gravenhage ('s-Gravenhage)
GW = Gemeentewaterleidingen Amsterdam (Amsterdam)
GWG = Gemeentelijk Waterbedrijf Groningen (Groningen)
HO = ESTEL Hoogovens B.V. (IJmuiden)

- KIWA = Keuringsinstituut voor Waterleidingartikelen KIWA N.V. (Rijswijk en Nieuwegein)
- PWN = Provinciaal Waterleidingbedrijf van Noord-Holland (Bloemendaal)
- RID = Rijksinstituut voor Drinkwatervoorziening (Leidschendam)
- RWS = Rijkswaterstaat, Waterhuishouding en Waterbeweging, district Noord (Lelystad)
- THD = Technische Hogeschool Delft (Delft)
- VEWIN = Vereniging van Exploitanten van Waterleidingbedrijven in Nederland (Rijswijk)
- WMN = Waterleidingbedrijf Midden-Nederland (Utrecht)

UDC: 556.332.634.004.64

UDC: 556.332.634.001.13

Keywords: Artificial (groundwater) recharge
Recharge well/Injection well/Infiltration well/Clogging/Redevelopment/Design

SUMMARY

Artificial infiltration of (prepurified) surface water into the subsoil (artificial groundwater recharge) is an important process in drinking-water preparation in the Netherlands and elsewhere. The research by Dutch waterworks and other concerns was conducted and financed since 1973 under the auspices of the VEWIN* association and supervised by the KIWA**-Committee on Artificial Recharge. Specialised areas such as the recharge-well research are being investigated in greater depth by various working groups. The participants (see page 1.32) are represented in the working groups and, more often than not, at the same time in the Committee. This report is produced within the terms of reference of the working group on Recharge Wells (see Appendix B).

The research under the guidance of other similarly functioning working groups reporting to the Recharge Committee (the "Working Group on the Hydrology of Recharge-Well Systems" and the "Working Group on Health Aspects allied to Soil Filtration"), will be reported separately.

* VEWIN = Netherlands' Water Works Association

** KIWA = Testing and Research Institute of the Netherlands' Waterworks

Artificial infiltration or recharge gives waterworks an opportunity to make reliable use of surface water, an intrinsically unreliable resource. If suitable soil strata are present but cannot be utilised or are not suited to creation of an open recharge basin, then recharge wells may be an alternative means to bring water into the soil. An important difference between groundwater recharge by wells and that via recharge ponds is the entry velocity, which with wells is some two orders of magnitude higher. As a result of this, the risk of clogging is very great with recharge wells. Therefore emphasis has long been laid on the study of the clogging phenomenae.

This report presents the results of this research as well as a number of guidelines for the design of recharge-well systems. A much more condensed version is available, in Dutch*, as well as in English**.

Since, thanks to modern knowhow, practical ways of preventing clogging of recharge wells exist, application of recharge wells is technically feasible in principle. One method is illustrated by the examples in chapters 5 and 6.

Clogging, however, is only part of a much more complex problem. Hydrological factors such as divergent subterranean residence times and stock

* T.N. Olsthoorn; Verstopping van persputten, hoofdlijnen.

KIWA-mededeling 72, KIWA, Rijswijk, 1982.

** T.N. Olsthoorn; The clogging of recharge wells, main subjects.

KIWA-communication 72, KIWA, Rijswijk, 1982

accumulation plus the problem associated with saline and brackish water can be decisive factors determining the sense or nonsense of a recharge-well system. The same applies to chemical and biochemical quality improvement during subsoil passage and the attendant degradation by bacteria and viruses. These factors are still being subjected to intensive study within the VEWIN-research programme.

This report deals with the following:

The maximum-permissible pressure in an injection well without causing soil fractures is a boundary condition, limiting application (see chapter 2). A permissible head of 2 m water column above ground level for every 10 m that the top of the gravel pack or the well screen is below ground level can be taken as a practical rule of thumb.

Chapter 3 deals with the causes and prevention of well clogging and mentions the hallmarks of this phenomenon. Apparently, obstruction by air bubbles and gas bubbles, by formation of precipitates, by reaction with soil material and by soil subsidence, can be prevented or, at least, restricted by simple technical expedients and good preliminary exploration. Removal of suspended matter is more difficult and more expensive. However, although clogging can be greatly minimized even in respect of suspended matter, it may be more advantageous to weigh up the degree of prepurification against the number of wells and frequency of redevelopment (chapter 5).

In practically all cases, recharge wells can be

redeveloped successfully (chapter 4). On average, back pumping removes three quarters of any obstruction material accumulated since the previous redevelopment. Flushing rates and flushing times are almost irrelevant, unless they are extremely high or extremely long. More intractible residue, in the mean time, can only be eliminated by intensive methods.

In mechanical removal procedures repeated to and fro movement of water is essential. Intermittent pumping action, e.g. switching the pump on and off repeatedly is not conducive to redevelopment. A compressed-air system is the most flexible, least vulnerable and simplest means to clean injection wells, both mechanically and chemically. It is at the same time a powerful flushing pump, a facility for propelling water back and forth in the formation and a means to submit the well to short, but intensive peakflows. Applying compressed air in this sense we call air-lift juttering.

Only when a large number of wells has to be pumped clean very frequently, should preference be given to a system with fixed submersible pumps (no noise nuisance, for example). High-pressure jetting nozzles are suitable for flushing out wells which are clogged internally (within the well-screen slots). This type of obstruction seldom occurs in recharge wells, but should be anticipated in the extraction wells of the system.

Where the action of mechanical methods of redevelopment does not come up to expectation, chemicals may be added, in which case the method is termed "chemical redevelopment". Chlorine-containing agents, acid and polyphosphates are the chemicals most commonly employed. The correct choice of

agents will depend on the nature of the obstruction material and therefore on the cause of the clogging. The main clogging cause one faces in a particular situation, can be deduced only indirectly from various kinds of measurements and other indices while comparison with experiences acquired elsewhere (chapter 3) is also important.

Although it remains difficult to predict, a priori, the performance of a future injection well system, with the data from adequate preliminary investigations it now is possible to make a good design that will yield lowest costs for the system as a whole. The general design procedure, based on such preliminary research, is discussed in chapter 5, while the planning of actual injection wells is discussed in chapter 6. Also at the level of the wells themselves, optimization proofs feasible.

According to the insight given in this report clogging is no longer an insolvable problem and therefore recharge wells may be considered as a technical means to inject water into underground strata.

UDC: 556.332.634.004.64

UDC: 556.332.634.001.13

Trefwoorden: Kunstmatige infiltratie,
Persput, injectieput, infiltratieput,
Verstopping, regeneratie, ontwerp

SAMENVATTING EN CONCLUSIES

Het kunnen beheersen van de technische problemen die spelen bij de diepe infiltratie van gezuiverd oppervlaktewater is een eerste vereiste om persputten te kunnen toepassen. In de praktijk betekent dit met name dat de verstopping, die bij persputten zo'n grote rol speelt, beheerst moet kunnen worden. Hierop is dit rapport gericht.

Dit rapport is opgesteld nadat in Nederland gedurende een decennium gezamenlijk onderzoek naar de techniek van de infiltratie met persputten was verricht. Aan het onderzoek is deelgenomen door diverse waterleidingbedrijven, overheidsinstanties een industrie en het KIWA (zie pagina 1.32). Naast de bijdragen van de participanten werd het onderzoek door de VEWIN (Vereniging van Exploitanten van Waterleidingbedrijven in Nederland) gefinancierd.

Behalve de resultaten van het Nederlandse onderzoek, is veel informatie gebruikt uit buitenlands onderzoek en uit buitenlandse praktijkervaringen. De beschikbare informatie is zoveel mogelijk kwantitatief verwerkt en de resultaten van de verschillende onderzoekers aan elkaar en ons eigen onderzoek getoetst. Het was meestal noodzakelijk om terug te gaan tot de basisinformatie voor zover die uit de publikaties kon worden ontnomen.

Hoofdstuk 1 behandelt uitgangspunten; het onderzoek wordt hierin afgebakend tot korrelige formaties en met name fijnkorrelige formaties. Dit zijn de bodems waarin verstoppingsproblemen belangrijke vormen plegen aan te nemen. Gespleten gesteenteformaties zijn in dit opzicht minder interessant; zij komen bovendien in de Nederlandse situatie nauwelijks voor en zijn daarom buiten beschouwing gelaten.

Hoofdstuk 2 behandelt de druk die in een persput mag worden toegelaten. Beperking van deze druk is nodig om te voorkomen dat de grond rond de put bezwijkt. Gesteld kan worden dat de drukhoogte ($p/\rho g$) in het putfilter tot hoogstens $0,2 h$ boven maaiveld mag reiken. h is hier de diepte van de bovenkant van de omstorting beneden maaiveld.

Hoofdstuk 3 behandelt de oorzaken van persputverstopping. Voor de praktijk zou er een streep getrokken moeten worden tussen "zwevende stof" als oorzaak en de "overige oorzaken" van verstopping. De overige oorzaken zijn stuk voor stuk belangrijk, maar hebben gemeen dat zij vrij eenvoudig zijn te voorzien en te voorkomen door het treffen van de juiste maatregelen, door een juist ontwerp en door een juiste bedrijfsvoering. De zwevende stof daarentegen is een veel hardnekkiger verstoppingsoorzaak. Niet alleen komt dit door het feit dat zwevende stof in praktisch elk water, ook gezuiverd water, in zekere mate aanwezig is, maar ook door de vele manieren waarop de zwevende stof zich als verstopping kan uiten. Dit wordt veroorzaakt door de vele soorten zwevende stof en hun onderlinge interactie, waarbij de soort formatie en de infiltratiesnelheid een belangrijke rol spelen.

Het vinden van een geschikte maat om de zwevende stof te karakteriseren bleek buitengewoon moeilijk. Gewichtsconcentratie en troebelheid blijken vooral ter karakterisering van de betere watersoorten volstrekt ontoereikend. Deeltjestellers geven stellig meer relevante informatie, maar het onderzoek is tot nog toe niet ver genoeg om de tellingen kwantitatief in verstoppingen te vertalen. Proeffilters, waarmee de ondergrondse verstopping bovengronds wordt nagebootst, geven eveneens meer informatie, maar verschaffen vooral een betere grip op het materiaal dat de verstopping veroorzaakt. Ook hier is nog ervaring nodig alvorens a priori conclusies voor de praktijk uit proeffiltermetingen kunnen worden afgeleid. De meest geschikte en effectieve meting is op dit moment de membraanfilterverstoppingstest die in situ wordt uitgevoerd en een zogenaamde "membraanfilterindex" levert. De membraanfiltertest is ook voor de betere watersoorten voldoende gevoelig. Hij kan goede diensten bewijzen om kwaliteitsveranderingen te meten en om de oorzaak van kwaliteitsverslechtingen op te sporen. Ook hier geldt, dat een a-priori-voorspelling van de verwachte verstoppingssnelheid op basis van uitsluitend membraanfiltertests niet mogelijk is. Wel kan, met de nodige voorzichtigheid, op basis van de opgedane ervaringen in relatie tot de behandeling die het infiltratiewater heeft ondergaan, enige indicaties worden gegeven van de te verwachten verstoppingssnelheid, wanneer wordt geïnfiltreerd in formaties die uit matig fijn tot matig grof zand bestaan. Voor het overige blijft een proef met een echte put noodzakelijk. De verstopping in zo'n put is dan vaak niet uitsluitend het gevolg van de zwevende stof, maar tevens van ande-

re in hoofdstuk 3 aangegeven oorzaken. Met name zal dit het geval zijn wanneer blijkt dat de verstopping in de put sneller verloopt, dan op grond van de ervaring met de membraanfiltertest mocht worden verwacht.

Zoals in de tekst voor veel voorbeelden is aange-
toond, mag wat de verstoppingssnelheid in de put
betreft, in de praktijk worden verwacht dat deze,
bij zwevende stof als oorzaak, ongeveer kwadra-
tisch evenredig is met de infiltratiesnelheid.
Dit punt is niet alleen van belang bij het ontwer-
pen van persputten (zie hoofdstuk 5) maar maakte
het ook mogelijk om verstopping van de verschil-
lende persputten, met inbegrip van buitenlandse,
naar een zelfde basis terug te rekenen en onder-
ling vergelijkbaar te maken.

Hoofdstuk 4 behandelt het regenereren, zeg schoon-
maken, van eenmaal verstopte putten. Regeneratie-
technieken zijn noodzakelijk aangezien het ook bij
het beste water niet uitgesloten kan worden dat
een persput gedurende zijn bestaan een keer ver-
stopt zal raken.

Gelukkig leert de ervaring dat het in de regel
steeds mogelijk is om een verstopte put weer te
reinigen, tenzij de verstopping te ver is door-
gegaan of wordt veroorzaakt door een defect aan de
put (verzanden) of een structuurverandering van de
bodem (kleidispersie, -zwellings).

Met het oog op een zo gering mogelijke belasting
van het milieu, zal in het algemeen de voorkeur
uitgaan naar mechanische regeneratiemethodieken,
vooropgesteld dat deze voldoende effectief zijn.
Ook bij chemische methoden worden vaak mechanische
gebruikt; namelijk om, door de agitatie die de
mechanische methode met zich brengt, een zo goed

mogelijk contact tussen het reinigingsmiddel en het te verwijderen materiaal te verkrijgen.

Uit de gegevens kwam als opmerkelijk feit naar voren, dat schoonpompen in het algemeen een hoog rendement heeft; in de orde van 80 % van de opgetreden verstopping wordt namelijk door schoonpompen als regel weer verwijderd. Dit betekent, dat in de regel pas na een aantal infiltratieruns met tussentijds schoonpompen het hardnekkige deel van verstopping zover is toegenomen, dat het zin heeft of nodig wordt om extra, zij het mechanische of chemische, maatregelen te treffen.

Voor een goede mechanische regeneratie is een hoog schoonpompdebiet noodzakelijk. De capaciteit van een onderwaterpomp is in de regel hiervoor onvoldoende. Een efficiënte methode om gedurende een korte tijd een zeer hoge onttrekking te realiseren is jutteren met perslucht. Hierbij wordt met perslucht de waterspiegel in de put tot enkele 10-tallen m omlaag gedrukt, die vervolgens door aflaten van de luchtdruk (door het openen van een snelafsluiter) omhoog schiet. Deze procedure dient een aantal keren te worden herhaald. In tegenstelling tot wat vaak wordt gedacht is het niet zozeer de schok tijdens het openen van de afsluiter, als wel de enorme volumestroom die kortstondig wordt bereikt, die het reinigende effect teweeg brengt. Door de massatraagheid van het water treedt nauwelijks een schok op, maar nadert de stroomsterkte in enkele tienden van een seconde asymptotisch tot zijn maximale waarde. Bij intermitterend pompen met een onderwaterpomp treedt om dezelfde reden evenmin een schok op. Dit intermitterend pompen heeft dan ook op zichzelf geen effect. Het is voor een efficiënte regeneratie van groot belang dat de stroming in de put tijdens de regeneratie vaak van

richting verandert. Bij jutteren met perslucht gebeurt dit wel, bij intermitterend pompen niet. Dit is dan ook de tweede reden waarom jutteren effectief is en als meest effectieve mechanische regeneratiemethode moet worden aangemerkt, zodat het zinvol is een persput hierop te dimensioneren (zie hoofdstuk 6). Efficiënte mechanische methoden die de olie-industrie gebruikt, met name hydraulic fracturing en het gebruik van explosieven zijn in PVC-putten in de fijnzandige, relatief ondiepe formaties (die voor de waterwinning van belang zijn) niet toepasbaar.

In putten ten behoeve van de drinkwatervoorziening is het scala chemicaliën dat kan worden gebruikt beperkt. De belangrijkste zijn: zoutzuur, hypochloriet en polyfosfaat. Met de bestaande gegevens is de werking van het polyfosfaat echter niet afzonderlijk aantoonbaar. Enerzijds maskeert de tijdens de regeneraties toegepaste mechanische agitatie het effect, anderzijds wordt het polyfosfaat steeds te zamen met hypochloriet gebruikt. De grote werking die vaak van chloor uitgaat, evenals die van de mechanische regeneratie, doen aan de eigen bijdrage van het polyfosfaat twijfelen.

Chloor (c.q. hypochloriet) en zoutzuur, doch vooral chloor en daarna zoutzuur, zijn in de regel efficiënte chemicaliën om een persput mee te reinigen. Bij voldoende dosering van het zuur is jutteren zelfs niet altijd nodig. Bij de chemische regeneratie is de concentratie van het middel belangrijker dan de hoeveelheid. Een hoeveelheid die reikt tot enkele decimeters buiten de putomstorting is voldoende in fijnzandige tot matig grofzandige formaties.

Hoofdstuk 5 behandelt het ontwerpen van een persputtensysteem op basis van de in de voorgaande

hoofdstukken verworven inzichten. Bij het ontwerpen van een persputtensysteem blijken de kosten van verder voorzuiveren zinvol te kunnen worden afgewogen tegen het grotere aantal persputten en regeneraties dat bij een mindere kwaliteit water benodigd is. Minder ver voorzuiveren verhoogt de verstoppingssnelheid. Op grond van hoofdstuk 3 kan deze echter worden verminderd door het infiltratiedebiet per put te reduceren. Er zijn dan wel meer putten noodzakelijk. In relatie tot het aantal putten en de snelheid waarmee deze verstopping staat het aantal regeneraties dat per jaar moet worden uitgevoerd (hoofdstuk 4). Het blijkt mogelijk om voorzuivering, aantal putten en regeneraties zo op elkaar af te stemmen, dat de kosten per m³ geïnfiltriseerd water een minimum zijn. De conclusie van een dergelijke afweging kan tenslotte zeer wel zijn, dat een vergaande voorzuivering uit kostenoogpunt niet optimaal is. Dit bleek ook in het gegeven voorbeeld zo te zijn. Het ontwerp wordt in hoofdstuk 5 gebaseerd op resultaten die worden geacht te zijn verkregen met een proefput. Een interessant aspect is dat aan de afgeleide formules kon worden ontleend welke proefresultaten belangrijk zijn, waardoor duidelijk wordt, waarop een vooronderzoek zou moeten worden gericht. Het vooronderzoek wordt hierdoor directer en dus goedkoper.

De afgeleide formules zijn zo eenvoudig mogelijk opgezet, ten einde een analytische optimalisering te kunnen uitvoeren en te komen tot een kostprijs per m³ geïnfiltriseerd water. Voor een werkelijk ontwerp kan een meer evenwichtige optimalisering van investerings- en variabele lasten gewenst zijn, bijvoorbeeld een cash-flow-analyse zal nodig zijn, waarbij investeringen en rente naast de in

de toekomst verwachte produktie en afschrijving zo goed mogelijk dienen te worden ingeschat. Van belang is hierbij dat de investeringen voor de voorzuivering en hoofdtransportleidingen in één keer zullen moeten worden gedaan, terwijl het persputten-terugwinningssysteem zonodig gefaseerd kan worden uitgevoerd om gelijke tred te houden met de toename van het waterverbruik. Een dergelijke gedetailleerde analyse hangt zo nauw samen met de specifieke situatie waarvoor zij is bedoeld, dat deze niet in dit rapport thuishoort en met de gevolgde procedure is volstaan.

De uiteindelijke resultaten van de optimalisering (kostenminimalisatie) zijn intussen niet meer dan een gegeven ten behoeve van het te voeren beleid. Het beleid zelf kan niet worden berekend. Uit geheel andere hoofde dan de kosten, kan het derhalve noodzakelijk zijn om tenslotte van het berekende optimum af te wijken. Zo kan bijvoorbeeld uit oogpunt van milieu een verdere voorzuivering en een geringer aantal regeneraties, ondanks hogere kosten, de voorkeur verdienen.

Natuurlijk dient de ontwerper nog de hygiënische en de hydrologische aspecten, zoals gewenste verblijftijd en voorraadvorming, in het ontwerp en de uiteindelijke bedrijfsvoering te integreren.

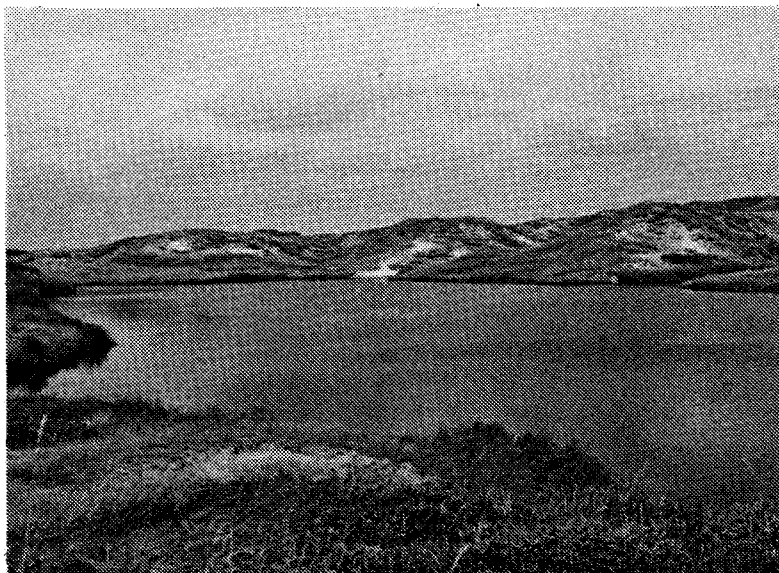
1 INLEIDING

1.1 Persputten, doel en toepassing

Waar de van nature aanwezige hoeveelheid grondwater te gering is, te zeer wordt aangesproken of zelfs dreigt uit te putten of te verzilten, kan een kunstmatige aanvulling met oppervlaktewater een oplossing bieden; een oplossing die het gebruik van oppervlaktewater combineert met het natuurlijke afvlakkings-, zuiverings- en bergingsvermogen van de ondergrond, het onverminderd gebruik van de bestaande grondwaterwinningsmiddelen en tot dan gebruikelijke technieken en voorts, met eenvoud en stabiliteit van techniek en bedrijfsvoering, weinig tot geen gebruik van chemicaliën, alsmede een welkome vermenging met natuurlijk grondwater (Huisman en Olsthoorn, 1983).

Kunstmatige aanvulling van grondwater, algemeen aangeduid met kunstmatige infiltratie, kan worden omschreven als het proces waarbij men al dan niet voorgezuiverd oppervlaktewater in de bodem laat wegzijgen, om dit later, eventueel te zamen met natuurlijk grondwater, weer te kunnen onttrekken. Ondergrondse voorraadvorming en kwaliteitsverbetering, met inbegrip van afvlakking van de kwaliteitsfluctuaties die in het oppervlaktewater voorkomen, zijn meestal de doelstellingen.

Op dit moment wordt nog in hoofdzaak open infiltratie toegepast, het proces waarbij het water via open infiltratiebekkens in de bodem wordt geleid. Deze bekkens, die menigmaal in natuurrijk en landschappelijk waardevol terrein liggen, vergen veel ruimte en de aanwezigheid van doorlatende lagen op geringe diepte. Geschikte, maar diepere formaties



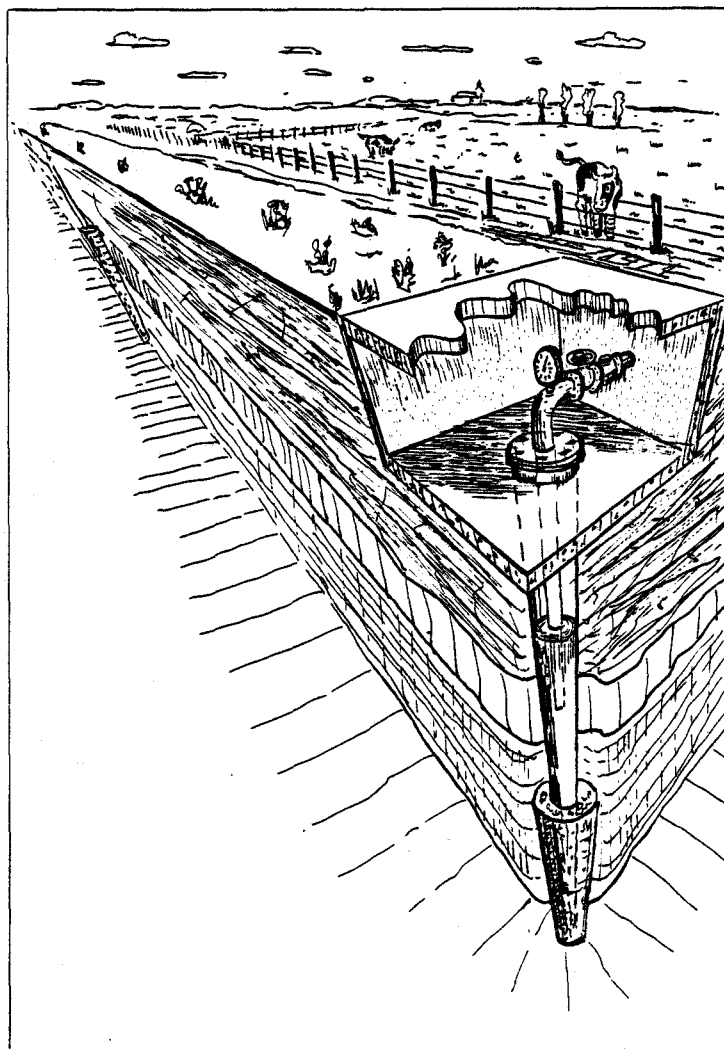
Figuur 1.1 - Infiltratievijver

zijn met open infiltratie vaak slecht bereikbaar door de meestal aanwezige horizontale, slecht doorlatende lagen.

Persputten (infiltratieputten) kunnen hier een oplossing bieden. Een persput kan omschreven worden als een geboorde put, die qua constructie grotendeels overeenkomt met de in de waterleidingtechniek gebruikelijke putten voor de winning van grondwater, maar ervoor is ingericht om water op zekere diepte in de bodem te brengen. De vraag of dit persen onder druk geschiedt, dan wel, zoals bij de meeste persputten in de waterleidingindustrie het geval is, uitsluitend met behulp van de zwaartekracht, is hierbij onbelangrijk.

Persputten vergen nauwelijks ruimte en kunnen praktisch onzichtbaar in het terrein worden opgenomen (fig. 1.2) en zij zouden zodoende op veel meer plaatsen kunnen worden toegepast dan open infiltratiesystemen.

Bestaande terreinen zouden intensiever kunnen worden benut, aangezien persputten het infiltratiewa-



Figuur 1.2 - Eenvoudige persput

ter, dwars door allerlei afsluitende lagen heen, in anders onbereikbare lagen kunnen infiltreren. Zij zouden daarom een aantrekkelijk infiltratiemiddel kunnen vormen, zodra de technische problematiek tot beheersbare proporties is gereduceerd (Bulten, 1977). Op dit moment wordt hieraan op veel plaatsen gewerkt.

1.2 Technische problematiek

De infiltratie via persputten verschilt in menig opzicht van die via open bekkens en kanalen. Zo ligt de snelheid waarmee het water de grond in-treedt in een persput in de regel zo'n 2 ordes van grootte boven die in open bekkens. Persputten zouden bij een zelfde watersamenstelling hierdoor veel sneller verstoppem dan open infiltratiemidde-len. Persputten vergen daarom een verdergaande kwaliteitsbeheersing van het te infiltreren water. Een bijkomend facet is de ontoegankelijkheid van de verstopping, die zich diep in de bodem bevindt, direct buiten de persput. Een eenvoudig afschrappen van een dunne verstoppingslaag of het laten drogen en verwaaien hiervan, zoals bij open infiltratie-systemen gebruikelijk is (Huisman en Olsthoorn, 1983), moet nu worden vervangen door een soms ge-compliceerd systeem voor de regeneratie (het reinigen) van de persputten. Voor de afvoer van het vuile regeneratiewater zijn aparte voorzieningen noodzakelijk.

Doordat de processen in en rond persputten zich aan het oog onttrekken en eventuele mankementen en verstoppingsproblemen niet of nauwelijks via visu-ele inspectie kunnen worden herkend en verholpen, kan, mede met het oog op de gevoeligheid voor ver-stoppen en het risico van bezwijken van de bo-dem rond de putten bij overdrukken, nauwelijks meer intuïtief te werk worden gegaan. Waar pers-putten op grote schaal worden ingezet zijn dan ook een gedegen wetenschappelijke onderbouwing en training van het personeel noodzakelijk, naast een absolute coördinatie tussen de waterproduktie en het kwaliteitsbeheer.

Op veel plaatsen waar persputten tot op grotere diepte infiltreren ontstaat een directe beïnvloeding van het zoute grondwater, dat door de infiltratie kan mengen met zoet grond- en infiltratiewater. Verziltingsprocessen en dichtheidstromen (zout water heeft een hoger soortelijk gewicht dan zoet water) komen hierdoor bij persputsystemen veel sterker naar voren dan bij open infiltratie.

Om verontreiniging van het toevoerwater te voorkomen is een gesloten leiding tot elke put een noodzaak. Dit sluit een natuurlijke kwaliteitsverbetering, zoals die in open bekkens kan optreden, uit. Een pluspunt is, dat door de gesloten toevoer algengroei wordt voorkomen. Mogelijk verlopen door de korte verblijftijd in de gesloten toevoerleidingen en de putten alsmede door de hoge intredesnelheid in de bodem, een aantal geo- en biochemische processen bij persputten anders dan bij open infiltratiesystemen.

Al met al vormt de techniek van een persputtensysteem, mede met het oog op een veel intensievere bemeting, bewaking, afregeling en het noodzakelijke onderhoud, een contrast met die van de open infiltratie. De voordelen van persputten ten opzichte van open infiltratiesystemen zullen derhalve tegen een drastische verhoging van het niveau van de toegepaste techniek en daarmee samenhangende kosten moeten worden afgewogen.

De technische problematiek kan in vier onderdelen worden gesplitst:

- a. verstoppingsaspecten
- b. hydrologische aspecten
- c. kwaliteitsaspecten
- d. technische opzet van persputtensystemen.

1.3

Het Nederlandse persputtenonderzoek

Het was in fijnzandige formaties, zoals algemeen ook in Nederland worden aangetroffen, van oudsher de snelle verstopping van de persputten, die hun toepassing in de weg stond. Het leren beheersen van de verstoppingsprocessen en het schoonmaken van verstopte putten, waren gedurende lange tijd (1970-1980) de zwaartepunten van het Nederlandse onderzoek naar de techniek van de putinfiltratie.

Meer nog dan bij de open infiltratie spelen bij de diepe infiltratie de hydrologische aspecten een rol. De optimale ondergrondse verblijftijdsverdeling van het geïnfiltreerde water moet nu worden bereikt door een juiste plaatsing van persputten en winningsputten, zowel in horizontale als verticale zin. Nog zwaarder echter drukt de hydrologie op de ondergrondse voorraadvorming.

Vorraadvorming is nauwelijks mogelijk in geheel met zoet water gevulde diepe watervoerende pakketten. Hier tegenover staan de pakketten die geheel of gedeeltelijk met zout en/of met brak water zijn gevuld. De verdringing van dit zoutere water schept een enorme opslagmogelijkheid voor zoet infiltratiewater. De brakke overgangszone tussen het zoete en het zoute water, zijn verplaatsing en zijn veranderingen, zijn nog moeilijk beschrijfbaar, maar spelen niettemin een cruciale rol bij vraagstukken die samenhangen met de dynamiek van de voorraadvorming, bij verziltingsprocessen en lange termijninvloeden op de omgeving. Hierbij dienen inhomogeniteiten in de bodem, anisotropie en gelaagdheid, op de juiste wijze te worden verdisconteerd. Het momenteel lopende hydrologische onderzoek (gestart in 1979) is gericht op de ade

quate beschrijving van de relevante processen; hierbij vormt het verkrijgen van de noodzakelijke bodemgegevens een aparte problematiek. Dit onderzoek zal nog enkele jaren vergen.

De kwaliteitsaspecten vormen de derde pijler van het persputtenonderzoek. De infiltratie van vreemd water lokt allerlei interacties uit met het bodemmateriaal, waardoor het teruggewonnen water een andere samenstelling heeft, dan het infiltratiewater. Op den duur veranderen ook de chemische eigenschappen van het bodemmateriaal, waardoor de verschillende processen anders gaan verlopen en zullen afzwakken. Deze processen en hun afloop in de tijd vormen een punt van studie sinds 1973.

Van wellicht nog groter belang is kennis omtrent de desinfecterende werking van de bodempassage, zowel ten aanzien van bacteriën en schimmels als ten aanzien van virussen. Wanneer door een goede opzet van het infiltratie-terugwinningssysteem een voldoende desinfectie kan worden bereikt, kan de chemische desinfectie, met zijn soms schadelijke bijprodukten, achterwege blijven. Wanneer tevens andere toxische stoffen die nog in uiterst geringe concentraties in voorgezuiverd water voorkomen, door de bodempassage op natuurlijke wijze kunnen worden verwijderd, kan de kunstmatige infiltratie, zowel de open infiltratie als die met persputten, ook in de toekomst een belangrijke bijdrage aan de volksgezondheid blijven leveren, als mogelijkheid om deugdelijk drinkwater te produceren zonder daarbij chemicaliën te gebruiken. Ook naar deze punten wordt apart onderzoek verricht.

Tenslotte zal onderzoek nodig zijn naar de technische realisatie van een persputtensysteem als ge-

heel. Het leidingenwerk, met de nodige spui- en reinigingsmogelijkheden, vormt hierbij een eigen problematiek. De gevoeligheid van een persput voor verstopping maakt een uitgebreide meet- en regeltechniek bij de voorzuivering gewenst, terwijl het voor een voorspoedige bedrijfsvoering noodzakelijk kan zijn om verregaand te automatiseren, zo nodig via een op grotere afstand opgesteld bewakings- en regelsysteem waarop alle procesinformatie binnenkomt en wordt verwerkt.

1.4 Organisatie van het Nederlandse persputtenonderzoek

Nadat vanaf 1956 respectievelijk 1960 enkele oriënterende experimenten waren uitgevoerd door de Duinwaterleiding van 's-Gravenhage en Gemeentewaterleidingen van Amsterdam, werd in 1970 tot een gecoördineerde aanpak besloten. De toenmalige Werkgroep Infiltratie Rivierwater in de Duinen (WIRDu) richtte de Werkgroep Persputten op. Deze Werkgroep* heeft sindsdien gefunctioneerd onder het bezielend voorzitterschap van ir. B. Bulten. De taak van de Werkgroep is nog altijd het bevorderen, coördineren en begeleiden van het onderzoek naar de techniek van de putinfiltratie, dat door de participanten**, dikwijls met proefputten op

* Zie appendix B, samenstelling van de werkgroep.

** Participanten aan het onderzoek:

- Vereniging van Waterleidingexploitanten in Nederland (VWN)
- Keuringsinstituut voor Waterleidingartikelen KIWA N.V. (KIWA)
- Duinwaterleiding van 's-Gravenhage (DWL)
- Gemeentewaterleidingen van Amsterdam (GW)
- Gemeentelijk Waterbedrijf Groningen (GWG)
- Provinciaal Waterleidingbedrijf van Noord-Holland (PWN)
- Waterleidingbedrijf Midden-Nederland (WMN)
- ESTEL-Hoogovens B.V. (HO)
- Rijksinstituut voor Drinkwatervoorziening (RID)
- Rijkswaterstaat, directie Waterhuishouding en Waterbeweging, District Noord (RWS)

technische schaal, werd en wordt uitgevoerd. Sinds 1974 participeert de VEWIN (Vereniging van Exploitanten van Waterleidingbedrijven in Nederland) en werd de auteur als projectleider bij het KIWA aangesteld. Sindsdien is de WIRDu een KIWA-commissie, de Commissie Infiltratie.

Exploitatie en investeringen, voor het persputtenonderzoek werden gedragen door de participant die het experiment uitvoerde. Zo'n participant ontving per in bedrijf genomen proefput een tegemoetkoming van de andere participanten, met dien verstande, dat de financiële bijdrage van de waterleidingbedrijven door de VEWIN werd betaald.

Het onderzoek van de Werkgroep Persputten heeft zich in belangrijke mate toegespitst op de verstopingsproblematiek, die altijd als "bottle-neck" is beschouwd en als eerste diende te worden opgelost. Nadat het onderzoek tot 1978 voldoende vertrouwen in de beheersbaarheid van deze problematiek had opgeleverd, werden de inspanningen op de 2 andere terreinen verzwaaard. Voor de begeleiding van het onderzoek op deze gebieden werden in 1979 2 nieuwe werkgroepen opgericht, namelijk:

- 1) De Werkgroep Hydrologie van Persputsysteem
- 2) De Werkgroep Hygiënische Aspecten bij Bodempassage.

Deze laatste Werkgroep, richt zijn aandacht met name op het ondergrondse gedrag van stoffen die voor de gezondheid van de drinkwaterconsument van belang zijn, haar werkgebied is derhalve ruimer dan de persputtenproblematiek.

1.5 In werkgroepverband onderzochte persputten

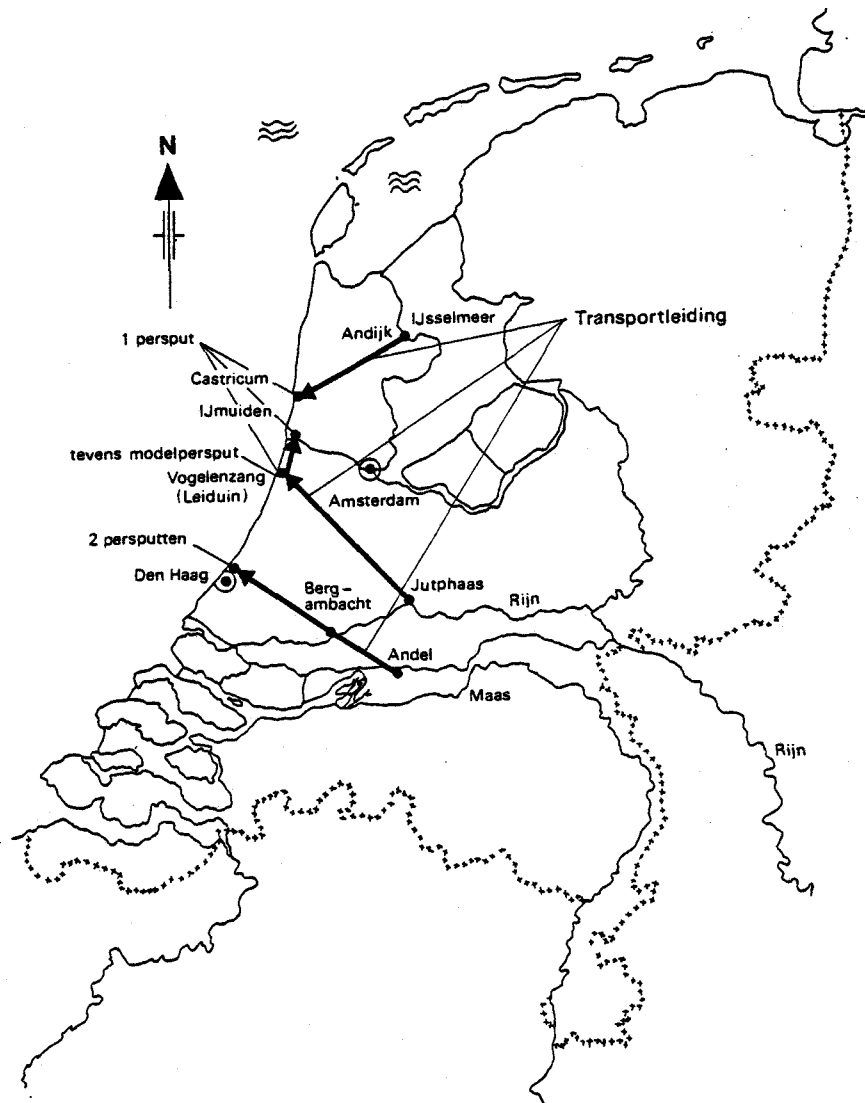
Figuur 1.3 geeft de locatie van de proefputten die onder auspiciën van de Werkgroep Persputten tot stand zijn gekomen en door haar zijn onderzocht. Tabel 1.1 geeft de details van deze putten. De beschrijving van het onderzoek komt in de volgende paragrafen aan de orde.

1.6 Verloop van het verstoppingsonderzoek

Het onderzoek van de Werkgroep Persputten begon in 1970 met een in 1948 geboorde winningsput van ESTEL-Hoogovens B.V. te IJmuiden. Deze put kon na enkele aanpassingen als infiltratieput dienst doen

Voorheen, namelijk vanaf 1956 door de Duinwaterleiding van 's-Gravenhage en vanaf 1960 door Gemeentewaterleidingen, was al enig onderzoek verricht. Hierbij waren de persputten voorzien van gefiltreerd rivierwater dat, om een extra fijnfiltratie te bewerkstelligen, met drains van onder een infiltratiebassin werd onttrokken. Door uitvlokkend ijzer, als uiteindelijk gevolg van de anaërobie die in een deel van het geïnfiltreerde water ontstond, waren de resultaten tamelijk teleurstellend (Olsthoorn, 1979).

In 1970 werd een uit 1948 stammende winningsput van ESTEL-Hoogovens B.V. aangepast en als proefpersput in gebruik genomen. Deze Hoogovenput werd direct met gefiltreerd rivierwater gevoed. Daar er een vrij snelle verstopping optrad, moest de put al na drie maanden worden schoongepompt. Twee en een halve maand daarna was de put opnieuw aan een reiniging toe. Na een terugwinproef is de put in-



Figuur 1.3 - Locatie van in werkgroepverband onderzochte putten (periode 1970-1980)

termitterend bedreven. Hierbij werd steeds globaal anderhalve dag lang geïnfiltreerd, waarna 15 minuten schoonpompen volgde met een volumestroom die tweemaal zo hoog was als tijdens de infiltratie.

Eigenaar van de infiltratieput	ESTEL Hoogovens B.V.	Duinwaterleiding van 's-Gravenhage (DWL)		Prov. Waterleidingbedrijf van Noord-Holland (PWN)	Gemeentewaterleidingen Amsterdam (GW)	Rijksinstituut voor Drinkwatervoorziening (RID)
Bijzonderheden	Gefiltreerd rivierwater	Drinkwaterinfiltratie	Nazuivering in proefinstallatie	Drinkwater uit Andijk	Rivierwater na coagulatie, bezinking en filtratie	Modelput, vergaande voorzuivering in proefinstallatie
PLAATS	IJMUIDEN	DEN HAAG	DEN HAAG	CASTRICUM	VOGELENZANG	VOGELENZANG
Boormethode	Pulsboring	Pulsboring	Pulsboring	Spoolboring	Pulsboring	—
Boorgatdiepte (-NAP) (m)	40,2	45,6	42,6	93,0	38,0	—
Boorgatdiameter (m)	0,40	0,45	0,45	0,80	0,57	0,40
Omstortingslengte (m)	12,1	21,6	21,2	11,4	16,6	3,0
Uitwendig omstortingsoppervlak (m ²)	15,5	30,8	30,3	29,7	29,2	4,0
Omstortingsgrind (mm)	1-2/2-4	1,5-2,5	1,5-2,5	1,2-1,7	1,2-1,7	1,5-2,5
Filtermateriaal	Koper	PVC	PVC	PVC	PVC	PVC
Filterlengte	10	19,4	19,4	9,4	14,0	2,0
Filterdiameter (mm)	125/121	200/190	200/190	200/180	250/230	200/190
Filteroppervlak (m ²)	3,97	12,2	12,0	5,9	10,7	0,63
Filterspleetwijdte (mm)	1-10	1	1	1	1	1
Open oppervlakte van het filter (%)	?	6,7	± 7	6	7	± 7
Dikte van het watervoerend pakket (m)	28	30	60?	60	60	4,5
Doorlatendheidscoëfficiënt (m/s)	0,15.10 ⁻³	0,28.10 ⁻³	0,26.10 ⁻³	0,35.10 ⁻³	0,16.10 ⁻³	0,2.10 ⁻³
Infiltratiedebiet (m ³ /h)	16,7	36 à 60	36	10 à 30	30	3,5
Infiltratiesnelheid op boorgatwand (m/h)	1,1	1,2 à 2,0	1,2	0,34 1,0	1,0	0,9
Bouwjaar	1948	1973	1974	1974	1976	1978
In gebruik als infiltratieput	Aug. 1970 tot Febr. 1974	Sedert Mrt. 1973, tot 1980	Sedert Juli 1974, tot 1980	Sedert Sept. 1975	Sedert Nov. 1976, tot 1980	Aug. 1978 tot Jan. 1979
Geïnfiltreerd volume tot mei 1979 (m ³)	0,13.10 ⁶	2,5.10 ⁶	0,7.10 ⁶	0,7.10 ⁶	0,3.10 ⁶	48000

Tabel 1.1 - Gegevens van de Nederlandse Persputten (tot 1980) die door de Werkgroep intensief zijn onderzocht.

Deze werkwijze kon tot februari 1974 worden volgehouden. Deze oude winningsput bleek toen bezweken en daarmee uiteindelijk niet bestand tegen de voortdurende afwisseling van infiltreren en schoonpompen, waar hij ook niet voor was ontworpen. De proef werd als redelijk succesvol beschouwd. Dankzij de intermitterende bedrijfsvoering had de put uiteindelijk rond 130.000 m³ water opgenomen. Het toenmalige doel, namelijk infiltreren zonder verstopping was echter niet bereikt (Bulten, 1971, 1972; Olsthoorn, 1977a).

Om na te gaan of verstoppingsloze infiltratie van gezuiverd (en dus zuurstofhoudend) water in onze fijnzandige (meestal zuurstofloze) formaties mogelijk was, werd op 29 maart 1973 een tweede put in bedrijf genomen. Deze put, van de Duinwaterleiding van 's-Gravenhage, werd met drinkwater, direct af pompstation, gevoed. Dit water onderging de volgende, uitgebreide zuivering: Inname rivierwater, snelfiltratie, kunstmatige infiltratie, poederkooldosering, beluchting en snelfiltratie, nogmaals beluchting en, tenslotte, een langzame zandfiltratie. De proef verliep steeds probleemloos, in die zin, dat gedurende de 7 jaren dat de put praktisch continu in bedrijf was en waarin ruim 2 miljoen m³ water is geïnfiltreerd, geen verstopping van enige betekenis is opgetreden.

Geconcludeerd werd, dat, mits het water voldoende wordt voorgezuiverd, de persputinfiltratie van zuurstofhoudend water in van oorsprong anaerobe formaties geen verstoppingsproblemen behoeft te geven.

In september 1973 ondernam een werkgroepdelegatie een studiereis door de Verenigde Staten. Op deze

reis werden tal van infiltratie- en vooral persputprojecten bezocht. Het in 1974 uitgebrachte verslag (Bulten et al, 1974) geeft een uitvoerig overzicht van de toenmalige stand van zaken in de USA en bevat veel systematisch gerangschikte technische informatie over de Amerikaanse projecten. Na afloop van de reis en na deelname aan het "Second International Symposium on Underground Waste Management and Artificial Recharge" in New Orleans (van 26-30 september 1973), was men optimistisch gestemd en van mening dat de verstoppingsproblemen oplosbaar zouden zijn, mits aan enkele stringente voorwaarden zou worden voldaan, namelijk dat:

- a. het te infiltreren water zodanig wordt voorgezuiverd dat daarin geen verstoppende bestanddelen meer aanwezig zijn;
- b. geen ongewenste chemische reacties met aanwezig grondwater of bestanddelen van de bodem optreden;
- c. eventueel optredende bacteriegroei met een lichte chlooring in de hand wordt gehouden;
- d. voldoende overdruk in het systeem wordt onderhouden, zodat geen lucht wordt meegezogen.

Momenteel, 1982, staan deze conclusies nog onverminderd overeind. Conclusies b tot en met d leveren, na adequaat vooronderzoek en de juiste technische maatregelen, in de praktijk nauwelijks problemen op. Punt a is een hoeksteen van het onderzoek. Een groot deel van het verstoppingsonderzoek en van de andere delen van dit rapport heeft dan ook betrekking op de zwevende stof in het infiltratiewater.

Na het succes met de drinkwaterinfiltratieput diende te worden onderzocht of met een eenvoudige voorzuivering kan worden volstaan. Op 27 juli 1974 nam de Duinwaterleiding van 's-Gravenhage hiertoe een tweede, nieuwe persput in bedrijf. Het infiltratiewater was gefiltreerd Lekwater, dat per pijpleiding werd aangevoerd vanuit Bergambacht en in Scheveningen, in een grote proefinstallatie, verder werd behandeld. Deze behandeling bestond oorspronkelijk uit een beluchting, coagulatie met ijzerchloride, vlokverwijdering door middel van een drijvende, opwaarts doorstroomde vlokkendeken en een snelfiltratie. De zeer snelle verstopping, die onmiddellijk na de start optrad, was een teleurstelling die noopte tot een meer gedetailleerde studie en het steeds verder verbeteren van het zuiveringsproces. De verstopping kon feitelijk pas vanaf mei 1978 worden vermeden, nadat de filtratie was verdubbeld, een chlooring voor de nafilters werd toegepast en de ijzerchloride-dosering van circa 10 tot 20 à 25 mg Fe/l was verhoogd.

Tijdens de proeven bleek een dieper inzicht in de werking van zuiveringsprocessen op zwevende deeltjes nodig, dan oorspronkelijk voorhanden was. Verder bleken gebruikelijke meetmethodes voor zwevende stof, zoals de troebelheidsmeting, niet te voldoen. Pas de gelijktijdige ontwikkeling en invoering van meetmethodes op basis van membraanfilters (zie hoofdstuk 3) en de toegenomen kennis omtrent de verwijdering van zwevende stof uit water dat op zichzelf al helder is, maakte dit uiteindelijke resultaat mogelijk. (Deze kennis kwam voort uit onderzoek in KIWA-verband naar de voorzuivering van water voor hyperfiltratie-installaties.)

In september 1975 werd, eveneens in het kader van het persputtenonderzoek, door het Provinciaal Waterleidingbedrijf van Noord-Holland (PWN), een persput in Castricum in bedrijf genomen. De put werd gevoed met drinkwater dat te Andijk uit IJsselmeerwater wordt bereid. Breekpuntschlooring, coagulatie met ijzersulfaat, kalkdosering en snelfiltratie zijn de hoofdstappen in dit zuiveringsproces. De put verstopte sneller dan alle andere, zodat een continu infiltratieproces niet mogelijk was. Door een intermitterend bedrijf, namelijk wekelijks schoonpompen van de put, werd de nettoverstopping tot een lage waarde gereduceerd. Hierdoor kon dit systeem een aantal jaren achtereen in bedrijf blijven voordat de put aan een extra reinigingsbehandeling moest worden onderworpen. De hier optredende verstopping is in hoofdzaak te wijten aan een groei van micro-organismen in de put zelf. Deze leven bij de gratie van het voedsel in het continu langsstromende water. Verbeteringen in het zuiveringsbedrijf te Andijk deden de verstoppingssnelheid sterk verminderen.

In november 1976 werd een vijfde persput in bedrijf genomen, eveneens in het kader van het onderzoek. Deze put is eigendom van Gemeentewaterleidingen en de technische gegevens zijn uitgebreid gepubliceerd door Steinmetz (1977). Voorafgaand aan de eigenlijke injectieproef, die zou worden uitgevoerd met behandeld rivierwater uit Jutphaas, het WRK-water, (coagulatie, bezinking, snelfiltratie, transportchlooring wanneer dit nodig wordt geacht), werd 42 dagen lang drinkwater geïnfiltreerd. Dit drinkwater werd verkregen met een zuivering die vergelijkbaar is met die van het Haagse drinkwater, zij het dat Gemeentewaterlei-

dingen, in tegenstelling tot de Duinwaterleiding van 's-Gravenhage, steeds een chloring van het gezuiverde water toepast. Deze drinkwaterinfiltratie gaf geen verstopping te zien in de 42 dagen dat de proef duurde (Stuijzand, 1977). Dit feit wordt beschouwd als een bevestiging van de proef in Den Haag, waar bij drinkwaterinjectie evenmin verstopping optrad.

Aangezien het WRK-water rivierwater is dat slechts een beperkte zuivering heeft ondergaan, stond al tevoren vast, dat bij een ononderbroken injectie van dit water verstopping zou optreden. Doel van de proef was dan ook, te bezien wat bereikbaar is met frequent schoonpompen, als alternatief voor voorzuiveren. De put werd dagelijks schoongepompt vanaf februari 1977. Net als bij andere putten die op een dergelijke manier zijn bedreven, blijkt een zekere hardnekkige weerstand op te treden, die niet met schoonpompen kan worden verwijderd. Na verloop van maanden tot jaren zal de put dus aan een meer intensieve regeneratie moeten worden onderworpen. Dat dit meestal met een eenvoudige mechanische methode succesvol kan worden uitgevoerd wordt in de tekst van dit rapport toegelicht (hoofdstuk 4).

Van augustus 1977 tot januari 1979 is te zamen met het Rijksinstituut voor Drinkwatervoorziening een proef uitgevoerd met een persputmodel, ingebouwd in een stalen ketel, 6 m hoog en 2 m diameter (Olsthoorn, 1979). Doel van de proef was tweeledig: een indruk verkrijgen omtrent de infiltrerbaarheid van het betreffende water en met de 40 rond en in de put geplaatste drukmeetpunten, een meer gedetailleerd inzicht verschaffen omtrent de penetratiediepte van de verstoppende stoffen.

Steekmonsters achteraf zouden ook de aard van de verstoppende materialen beter aan het licht brengen dan met praktijkputten mogelijk is. De put werd gevoed met WRK-water uit Jutphaas, dat in een proefinstallatie te Leiduin een verdere zuivering onderging. Deze zuivering bestond uit een breekpuntschlooring, in-line-coagulatie met ijzerchloride en gelijktijdige vlokverwijdering door upflow-filters, ontchlooring met sulfiet, ozonisering, snelfiltratie over zand en koolfiltratie. Met dit water trad een geringe verstopping op. De penetratie van het materiaal beperkte zich praktisch tot de eerste 5 cm formatiezand. Een groot deel van het verstoppende materiaal bleek organisch van aard en bevatte tevens veel water. Een gedetailleerd rapport is in bewerking.

Naast deze proeven, die vallen onder de auspiciën van de Werkgroep Persputten, zijn door de waterleidingbedrijven ook onder geheel eigen verantwoording proeven uitgevoerd, waarvan de resultaten worden ingebracht. Met name geldt dit voor de experimenten van het Provinciaal Waterleidingbedrijf van Noord-Holland met persputten op Texel, waarin met succes ontzilt water wordt geïnfilterd, afkomstig van de "flash-verdamper" die is aangesloten op de elektriciteitscentrale op het eiland. Doel van deze proeven is ondergrondse voorraadvorming in verband met piekverbruik in het hoogseizoen op dit toeristische eiland. Sinds eind 1979 wordt ook door het Gemeentelijk Waterbedrijf Groningen een persput bedreven met drinkwater van het pompstation Haren, terwijl de BDZK (Belangen-gemeenschap Drinkwatervoorziening Zuid-Kennemerland in 1980 2 nieuwe proefpersputten in gebruik namen, gevolgd door Gemeentewaterleidingen met 1 nieuwe proefpersput in 1981.

Het onderzoek is lange tijd moeizaam verlopen door het ontbreken van een geschikte maat voor de waterkwaliteit, een maat waarmee iets kan worden gezegd over de verstoppende eigenschappen van het te infiltreren water. Uiteindelijk is een membraanfiltertest en met name de zogenaamde MFI (Membraan Filter Index; Modified Fouling Index (Schipper en Verdouw, 1980)) het meest geschikt gebleken. Pas nadat deze MFI-bepaling beschikbaar was, konden kleinere kwaliteitsverschillen en -verbeteringen als gevolg van verbeteringen in het zuiveringsproces gemeten worden en werd het optimaliseren van dit proces mogelijk. Andere veel gebruikte analysemethoden voor zwevende stof, zoals troebelheid, drooggewicht of ijzerconcentratie bleken te ongevoelig.

Op het punt van de voorspelling van de verstoppende eigenschappen van te infiltreren water op basis van uitsluitend een eenvoudige test is het laatste woord zeker nog niet gezegd. De eerste ervaringen met het verband tussen de MFI en de putverstopping zijn echter reeds in dit rapport opgenomen.

1.7

Verloop van het hydrologische onderzoek

De hydrologie van persputsystemen heeft vooral betrekking op de onderstaande punten:

- * de ondergrondse verbreiding van het water en afstromingsverliezen;
- * verblijftijden en verblijftijdsspreiding;
- * ondergrondse voorraadvorming;
- * beïnvloeding van de omgeving met de gevolgen daarvan, door bijvoorbeeld grondwaterstandsveranderingen.

Aangezien de meeste van deze aspecten niet eenvoud-

dig zijn te extrapoleren uit een kort experiment op een enkele put, is het noodzakelijk over modellen te beschikken, waarmee voorspellingen en extrapolaties van de effecten van een groot systeem en een lang tijdsbestek mogelijk zijn.

Tot begin 1979 is door de Werkgroep Persputten uitsluitend experimenteel met de beschikbare proefputten naar hydrologische facetten gekeken; hoofdzaak was voor haar de verstoppingsproblematiek. Met de voortgang van het verstoppingsonderzoek steeg de urgentie van onderzoek naar de hydrologie van persputsystemen. In februari 1979 werd hiertoe de KIWA-werkgroep "Hydrologie van Persputsystemen" opgericht, die de taak kreeg, de noodzakelijke modellen te verzamelen en voor zover nodig te ontwikkelen en te toetsen. De resultaten van het onderzoek, dat in nauwe samenwerking met de TH-Delft wordt uitgevoerd, zijn binnen enkele jaren te verwachten.

In de loop van de jaren is in het kader van het persputtenonderzoek ook reeds een aantal experimentele hydrologische onderzoeken uitgevoerd, waarvan hieronder een samenvatting volgt.

Bij het onderzoek met de Hoogovenput is in de jaren 1970 en 1971, met behulp van een elektrodenkabel en chloridecijfers van een aanzienlijk aantal peilfilters, nauwkeurig nagegaan, hoe het geïnfiltreerde water zich ondergronds verbreidde en hoe het oorspronkelijke, voor een groot deel brakke grondwater, werd verdrongen (Bulten, 1971, 1972). Bij de na infiltratie van 70.000 m³ water uitgevoerde terugwinproef, bleek 60 % terugwinning mogelijk, voordat opnieuw brak water werd opge-

pompt. Dat niet meer dan 60 % van het geïnfiltreerde water weer kon worden teruggenomen bleek te wijten aan de regionale grondwaterbeweging, die de geïnfiltreerde bel zoet water ten opzichte van de put met zo'n 4 cm per dag verschoof. Met een meer stroomafwaarts gelegen winningsput zou, zo was de conclusie, een hoger rendement zijn bereikt.

Bij beide putten van de Duinwaterleiding van 's-Gravenhage bleef het hydrologische onderzoek beperkt. Uit het routinematig uitgevoerde chemische onderzoek van het water uit diverse peilfilters, zijn globaal de reistijden tot deze peilfilters bepaald. Een poging om deze reistijden met een kunstmatige zoutinjectie nauwkeuriger te bepalen mislukte, als gevolg van een te geringe respons van het geleidingsvermogen in de waarnemingsputten. De geïnjecteerde zoutpiek (200 mg extra Cl^- /l gedurende enkele uren) was stellig door dispersie teveel afgevlakt om in de waarnemingsfilters op 15 m afstand te kunnen worden gemeten. In beide putten is een aantal maal een zogenaamde "flowmeting" uitgevoerd die een beeld geeft van de verdeling van het infiltratiewater over de lengte van het putfilter. Van de drinkwaterinfiltratieput bestaat een pompproefrapport (Schaapman, 1974). Aangezien in Den Haag uitsluitend in zoete watervoerende lagen is geïnfiltreerd, zijn de resultaten niet van groot belang voor ondergrondse voorraadvorming.

In contrast tot de 2 putten in Den Haag werd de persput van het Provinciaal Waterleidingbedrijf van Noord-Holland met zijn "voet" in het brakke water geplaatst, op 90 m diepte. Met 2 elektroden-

kabels in de 135 m diepe waarnemingsput op 8 m afstand, wordt bestudeerd in welke mate het zoute en brakke grondwater tijdens de infiltratie naar beneden wordt gedrongen. Intussen is dit voor het brakke water ruim 12 m en voor het zoute ruim 6 m. Met andere woorden, de dikte van de laag met brak water neemt af, waarschijnlijk doordat brak water naar opzij wordt afgevoerd. Deze resultaten zijn door het Provinciaal Waterleidingbedrijf van Noord-Holland (PWN) grafisch verwerkt (zie bijvoorbeeld in Olsthoorn, 1977). Als bijzonderheid heeft deze put 2 filters (elk met een aparte stijgbuis) in hetzelfde boorgat. Tot nu toe is uitsluitend van het diepe filter (80-90 m-NAP) gebruik gemaakt. Het ondiepe (50-60 m-NAP) is beschikbaar voor latere studies, met name ook hydrologische studies.

Behalve deze put in Castricum beschikt het PWN momenteel over 3 persputten op het eiland Texel en 2 in de Kennemerduinen. De putten op Texel infiltreren op experimentele basis destillaat van de plaatselijke "flash-verdamper" die, gekoppeld aan de elektriciteitscentrale, zeewater ontzilt. Ook deze putten brengen het water in een pakket waarin een zoet-zout grensvlak aanwezig is. Uiteindelijk beoogt men op deze wijze ondergronds een voorraad water op te bouwen om te gebruiken in het korte maar drukke toeristische hoogseizoen. De verdringing van het zoute grondwater wordt ook hier nauwkeurig gevolgd, onder meer met behulp van elektrodenkabels. De recentelijk door het PWN en de BDZK in gebruik genomen putten in de Kennemerduinen dienen in hoofdzaak het verstoppingsonderzoek.

De persput in Leiduin van Gemeentewaterleidingen van Amsterdam, bevindt zich, net als de twee putten in Den Haag, in een volledig met zoet water gevuld pakket. De voorraadvorming wordt met deze put dan ook hoogstens zijdelings bestudeerd. Wel is uitvoerig onderzoek verricht naar de bodemconstanten (Pastoors, 1977; Van Briemen, 1978) en de ondergrondse verbreiding van het water. Dit is zowel experimenteel gedaan (Stuijzand, 1977) als modelmatig getoetst (Van Briemen, 1978).

Gemeentewaterleidingen heeft in 1981 een nieuwe persput in bedrijf genomen, met als bijzonderheid, dat het filter geheel in zout grondwater is geplaatst en dat de diverse processen met behulp van een microprocessor nauwkeurig worden gevolgd. Deze put biedt zodoende een goede gelegenheid de diverse verdringingsprocessen te bestuderen en te vergelijken met modelberekeningen.

Zoals aan het begin van dit overzicht is gesteld, kon niet met experimentele studies worden volstaan. Het is noodzakelijk om over voorspellende modellen te beschikken, die vanzelfsprekend voor gebruik aan veldonderzoek moeten zijn getoetst. Dit is de taak van de nieuwe Werkgroep Hydrologie van Persputsystemen.

1.8

Kwaliteitsaspecten

Reeds bij de Hoogovenput, de eerste persput die in werkgroepverband werd onderzocht, zijn het ingangde water en het water in de peilfilters op verschillende afstanden tot de put regelmatig bemonsterd en uitvoerig geanalyseerd. De metingen (periode 20 juli tot 18 december 1970) zijn opgenomen in het eerste interimrapport van de Werkgroep

Persputten (Bulten, 1971). De analyses, te weten de totale hardheid, HCO_3^- , KMnO_4 -verbruik, methyl-oranjealkaliniteit (m-getal), NH_4^+ , Fe-totaal, pH en Cl^- zijn echter nooit gedetailleerd tegen een geochemische achtergrond bewerkt. Het tweede interim-rapport (Bulten, 1972) beperkt zich wat chemie betreft tot chloride, met als uitsluitend doel de ondergrondse verbreiding van het geïnfiltreerde water en het percentage terugwinbaar zoet water vast te stellen.

De drinkwaterinfiltratieput van de Duinwaterleiding van 's-Gravenhage werd op 29 maart 1973 in bedrijf genomen. Pas op 22 oktober 1973 werd met een uitgebreid bemonsterings- en analyseprogramma gestart, nadat was gebleken dat in deze put de verstopping geen rol zou spelen. Het bemonsterings-programma is, behoudens enkele wijzigingen en een later verlaagde frequentie, tot het eind van de proef, begin 1980, voortgezet. Zie voor een eerste verslag Van Beek en Van Puffelen in Olsthoorn e.a. (1975). Een rapportage van het totaal der gegevens is recentelijk tot stand gekomen (Kooper en Van Beek, 1979). Een eindverslag zal in de toekomst worden gepubliceerd. Het ingaande water en dat in enkele nabijgelegen peilbuizen is enkele keren zeer gedetailleerd onderzocht, waarvan de verslagen aan de werkgroep zijn voorgelegd. Van 29 november 1976 tot 14 februari 1977 werd de put bepompt. Het opgepompte water, dat de chemische veranderingen in de omgeving van de put weerspiegelt, werd uitgebreid onderzocht. Een eerste verslag is aan de Werkgroep gepresenteerd (Olsthoorn, 1979) en is daarna nader uitgewerkt (Van Beek, 1980).

Bij de tweede persput van de Duinwaterleiding van 's-Gravenhage heeft vanaf het begin, juli 1974, min of meer routinematig chemisch onderzoek plaatsgehad. De verstoppingsproblemen, die hun stempel op deze put drukten, hebben de uitwerking van de chemische analyses voor een deel naar de achtergrond verdrongen, ook al omdat de vele onderbrekingen van de infiltratie, de vele wijzigingen van de voorzuivering en de bij de regeneratie toegepaste chemicaliën (zuur en chloor respectievelijk chloorbleekloog) de interpretatie naar verwachting ernstig zouden bemoeilijken. Recente grafische weergaven van een deel van de sinds 1974 verzamelde gegevens, namelijk de veranderingen van de diverse parameters als functie van het werkelijke aantal langs elk monsterpunt gestroomde porievolumina aan infiltratiewater, geven echter een interessant trendmatig beeld weer. De Werkgroep Hygiënische Aspecten bij Bodempassage zal hier nader over rapporteren.

Eind 1975 nam het Provinciaal Waterleidingbedrijf van Noord-Holland zijn eerste persput in bedrijf. Bij deze 90 m diepe put bij Castricum werd gedurende de eerste maanden intensief en uitgebreid chemisch onderzoek verricht. Een summiere statistische bewerking van de gegevens is opgesteld door Veenendaal en anderen (1976), terwijl Van Beek en Kooper (1979) het gehele gegevensbestand tegen een geochemische achtergrond plaatsten (werkgroeprapporten).

Op 8 november 1976 nam Gemeentewaterleidingen een persput in bedrijf op haar produktieterrein te Leiduin. Alvorens te beginnen met de infiltratie van het licht gezuiverde rivierwater uit Jutphaas

(WRK-water) werd gedurende 42 dagen een infiltratieproef uitgevoerd met drinkwater. Deze proef heeft onder meer meer inzicht verschaft in de ondergronds optredende chemische processen (Stuijzand, 1977). Tijdens de navolgende proeven met WRK-water is aan deze put geen of nauwelijks chemisch kwaliteitsonderzoek gedaan.

Naast de in werkgroepverband verkregen informatie zijn de gegevens ingebracht die het Provinciaal Waterleidingbedrijf van Noord-Holland verkreeg bij de injectie van gedestilleerd water in 3 putten op Texel. Het bijzondere karakter van het infiltratiewater maken deze informatie interessant.

Na deze studies is met name een integrale interpretatie van de verkregen gegevens van belang. Om dit te bereiken voor de persputten, maar tegelijkertijd ook voor de sinds tientallen jaren in de duinen in bedrijf zijnde open infiltratiesystemen, nam de Commissie Infiltratie het initiatief tot de oprichting van een aparte Werkgroep. Deze Werkgroep "Hygiënische Aspecten bij Bodempassage", ging begin 1979 van start. De Werkgroep legt zich met name toe op de verwerking van de kolossale berg betreffende gegevens die door duinwaterleidingbedrijven gedurende jaren achtereen zijn verzameld. De Werkgroep zal zich verder toespitsen op de gegevens die voor de gezondheid van de drinkwaterconsument van belang zijn.

BODEMSPLIJTING DOOR TE HOGE INJECTIEDRUK

Wordt onder zwaartekrachtcondities geïnfiltreerd, in tegenstelling tot infiltratie onder druk, dan is in de put een vrije waterspiegel aanwezig, waarvan de hoogte wordt bepaald door het infiltratiedebiet, de diverse hydraulische weerstanden en de grondwaterstand op enige afstand van de put (fig. 1.2). Bij infiltratie van oppervlaktewater, dat geen constante temperatuur heeft, speelt ook de viscositeit van het infiltratiewater een rol. Zonder verstopping, bij constante watertemperatuur en een constant infiltratiedebiet, benadert de waterspiegel na enkele uren tot dagen een evenwichtsstand. In de meeste grondwatervoerende lagen is deze, zelfs bij aanzienlijke debieten, maar enkele meters hoger dan de natuurlijke grondwaterstand (fig. 3.17).

Treedt verstopping op, dan stijgt de waterstand in de put voortdurend, voorop gesteld dat het debiet en de watertemperatuur constant zijn. De put zal dan vroeg of laat overlopen. Om dit te voorkomen moet het debiet verkleind of, wat beter is, de put direct geregenereerd worden.

Is een put van boven afgesloten dan wordt, vanaf het moment dat hij zou overlopen, onder druk geïnfiltreerd. Bij onbelemmerde druktoename zal de bodem rond de put op een bepaald moment splijten. In de olie-industrie, waar op vele honderden meters diepte wordt geïnfiltreerd, is deze manier van bodemsplijting ("hydraulic fracturing") al meer dan een half miljoen keer toegepast om in een put nieuw en schoon oppervlak te creëren (Howard en Fast, 1970). Bij de ondiepere filters van de

putten voor de openbare watervoorziening, baant de scheur zich echter vaak een weg omhoog naar het maaiveld, waarna het infiltratiewater langs de stijgbuis, maar soms ook op allerlei andere plaatsen in de buurt van de put, uit de grond kan gaan stromen en de put door uitspoeling van bodemmateriaal onherstelbare schade oploopt. De infiltratieput is dan onderloops (fig. 2.1).

Om dit bezwijken te voorkomen is de hoogst toelaatbare injectiedruk een eerste randvoorwaarde van een persputstelsel.

De spanningen in een punt in de grond zijn normaliter niet in alle richtingen gelijk. In sedimenten bestaande uit ongeconsolideerde zanden en kleien is de verticale spanning meestal de grootste. De kleinste spanning is dan horizontaal. Van deze situatie wordt hier uitgegaan. De verticale spanning kan worden berekend uit het gewicht van de bovenliggende formaties:

$$\sigma_v = \rho_n g z \quad (2.1)$$

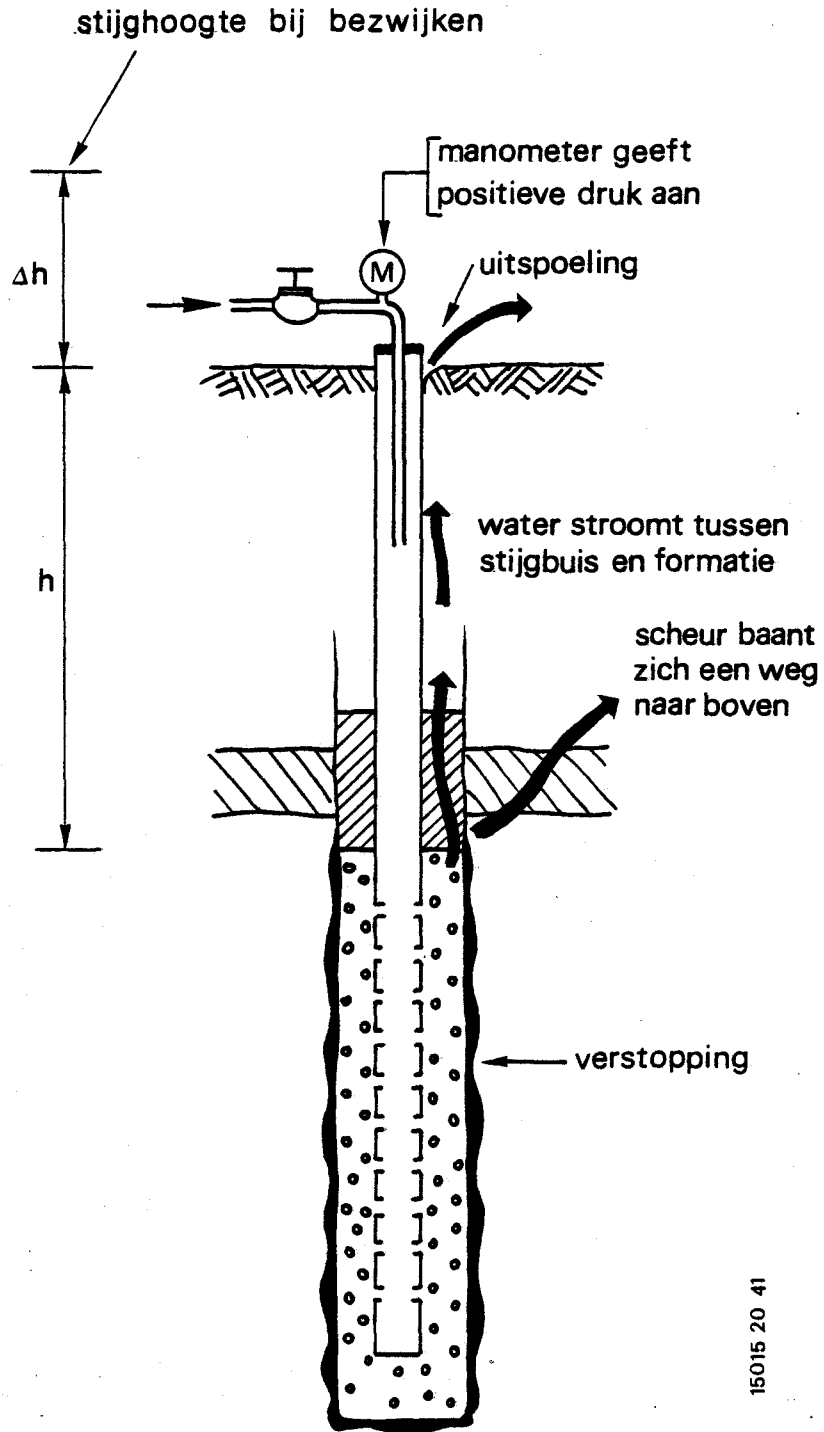
Waarin: σ_v = verticale spanning in een punt op diepte z (N/m^2)

ρ_n = gemiddelde volumieke dichtheid van de (natte) formatie tussen diepte 0 en z (kg/m^3)

g = sterkte van het zwaartekrachtsveld (N/kg)

z = diepte van het punt beneden maaiveld (m)

De verticale effectieve spanning, de korrelspanning σ_{kv} , hangt tevens af van de waterspanning, u ,



Figuur 2.1 - Onderloopsheid (achterloopsheid) van een infiltratieput

in het beschouwde punt:

$$\sigma_{kv} = \sigma_v - u \quad (2.2)$$

Volgens de Coulomb-Navier-relatie (figuur 2.2) kan de verhouding λ tussen de minimale (hier horizontale) en de maximale (hier verticale) korrelspanning een bepaalde minimum-waarde niet onderschrijden:

$$\sigma_{kh} > \sigma_{kv} \operatorname{tg}^2(45^\circ - \frac{\phi}{2}) - 2c \operatorname{tg}(45^\circ - \frac{\phi}{2}) \quad (2.3)$$

Waarin: σ_{kv} = de verticale, tevens maximale korrelspanning in het beschouwde punt (N/m^2)

σ_{kh} = de minimale, horizontale korrelspanning in dat punt (N/m^2)

ϕ = de hoek van inwendige wrijving van het bodemmateriaal ter plaatse (graden)

c = schijnbare cohesie of haakweerstand van het bodemmateriaal ter plaatse (N/m^2).

Om een indruk te geven van de waarde van ϕ en c , (Langejan, 1977):

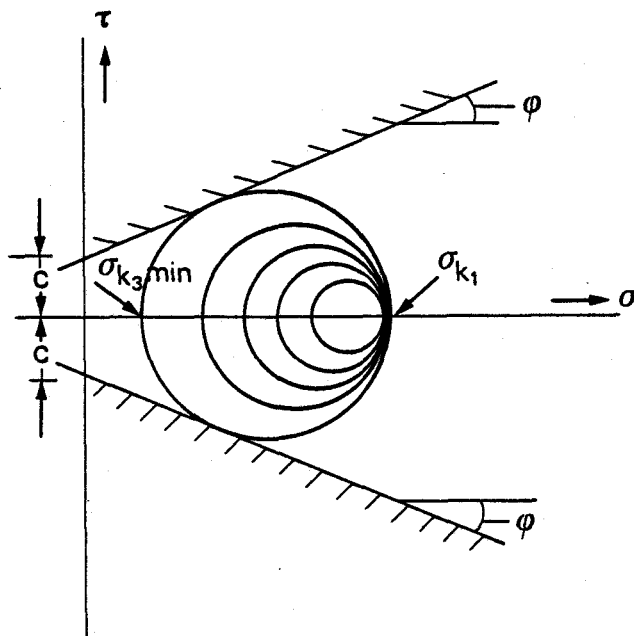
zand: $\phi = 30^\circ$ tot 40° ; $c = 0$ tot 1000 N/m^2

klei: $\phi = 20^\circ$ tot 30° ; $c = 0$ tot 1000 N/m^2

Op enige diepte is de schijnbare haakweerstand, c , zo klein ten opzichte van de korrelspanningen (1000 N/m^2 is immers $0,1 \text{ bar}$ of $1 \text{ mH}_2\text{O}$), dat hij kan worden verwaarloosd. Bij de ongunstigste waarden van ϕ , namelijk 40° voor zand en 30° voor klei volgt dan (met 2.3) voor een punt in de bodem:

in zand: $\sigma_{kh} > 0,22 \sigma_{kv} \rightarrow \lambda = 0,22$
in klei: $\sigma_{kh} > 0,33 \sigma_{kv} \rightarrow \lambda = 0,33$

De spleet die bij hydraulische fracturing in de bodem ontstaat verloopt loodrecht op de richting van de minimale korrelspanningen (Hubbert and Willis, 1972). In de hier beschouwde kritische situatie zijn de minimale korrelspanningen horizontaal, zodat een verticale scheur zal optreden. (In de praktijk wordt veelal de formatie van de stijgbuis weggedrukt, wat ook als verticale scheur is op te vatten.)



Figuur 2.2 - Omhullende bezwijklijnen volgens Coulomb-Navier (zie bijv. Hubbert and Willis, 1972)

Beschouwen we eenvoudigheidshalve een scheur in een ondoorlatende formatie, of een scheur met afgepleisterde wanden (boorspoeling), dan kan deze alleen worden open gehouden, wanneer de kritische waterdruk in de scheur minstens gelijk is aan de totale druk die beide scheurwanden voorheen op elkaar uitoefenden. De toelaatbare druk, p , moet derhalve onder deze kritische druk blijven. Er geldt dus de eis:

$$p < \sigma_{kh} + u > \lambda \sigma_{kv} + u \quad (2.4)$$

Schrijven we formeel:

$$p = h\rho g + u \quad (2.5)$$

Waarin: h = stijghoogte boven de oorspronkelijke stijghoogte in het beschouwde punt

ρ = dichtheid van het infiltratiewater
(1000 kg/m³)

Dan volgt uit (2.4) en (2.5) voor de niet te overschreiden kritische stijghoogtevermeerdering h :

$$h < \frac{\lambda \sigma_{kv}}{\rho g} \quad (2.6)$$

In de praktijk kan (2.6) veelal tot een eenvoudige vuistregel worden gereduceerd. Dit is het geval wanneer de bodem hoofdzakelijk uit materiaal bestaat met een ongeveer gelijke dichtheid, bijvoorbeeld ongeconsolideerd zand (porositeit 35-40 %), waarvoor een ρ_n van ongeveer 2000 kg/m³ geldt.

Vervangen we voorts u door $\rho g z$, dan gaat (2.6) met (2.2) over in:

$$h < \lambda \frac{g (\rho_n - \rho)}{\rho g} z \quad (2.7)$$

ofwel:

$$\frac{h}{z} < \lambda \frac{(\rho_n - \rho)}{\rho} \quad (2.7)$$

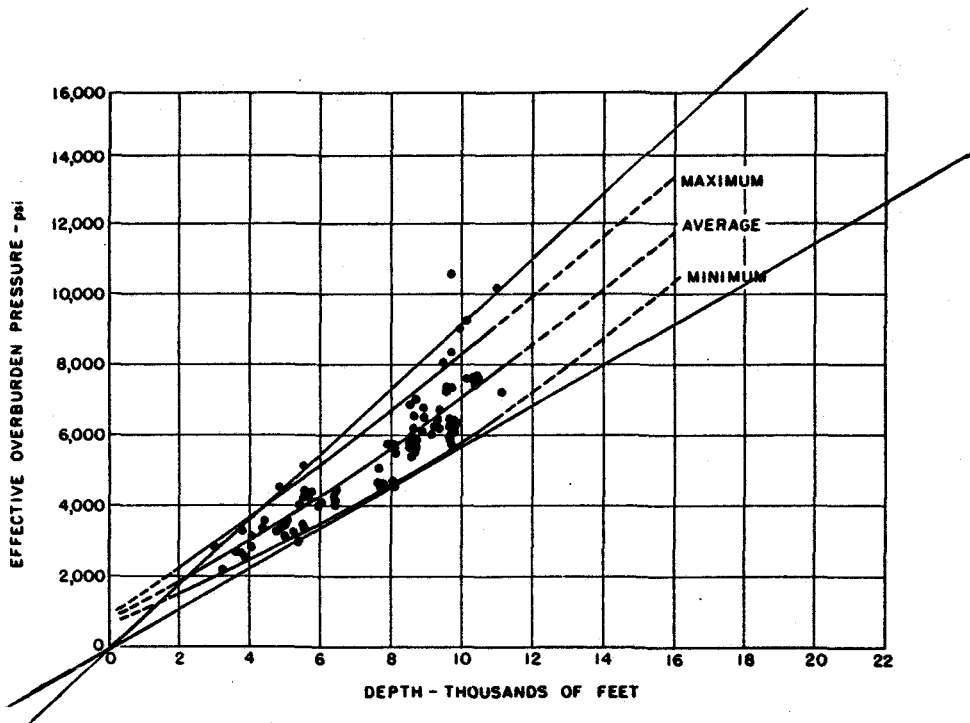
Met $\rho_n = 2000 \text{ kg/m}^3$, $\rho = 1000 \text{ kg/m}^3$ en de ongunstige λ van 0,22:

$$h < 0,22 z \quad (2.8)$$

Waarin h geïnterpreteerd wordt als de maximum toelaatbare stijghoogte boven maaiveld en z als de diepte van het meest kritische punt onder maaiveld. Dit meest kritische punt is de bovenzijde van de putomstorting of de onderzijde van de afdekkende slecht doorlatende laag.

Ofschoon de grondwaterstijghoogte normaliter niet tot maaiveld reikt is de vervanging van u door $\rho g z$ geen bezwaar. Hoe dieper de grondwaterstand, des te hoger namelijk de korrelspanningen en des te groter dus de veiligheid die deze vervanging met zich meebrengt. Onder de gestelde voorwaarden kan de vuistregel zelfs voor arthesisch grondwater worden gebruikt, mits h wordt geïnterpreteerd als de maximaal toelaatbare stijghoogte boven maaiveld. In het geval van arthesisch water resteert dan vanzelf een geringere ruimte voor de injectiedruk.

De ervaringen van de olie-industrie leiden tot een zelfde resultaat. Figuur 2.3 geeft het verband tussen de druk die nodig is om een scheur open te houden (effective overburden pressure) en de diepte voor tal van putten waarin fracturing is toegepast (Howard en Fast, 1970). De zogenaamde "formation breakdown pressure" die nodig is om een spleet teweeg te brengen, ligt gemiddeld wat hoger, omdat tal van diepe gesteentes een zekere treksterkte hebben, hetgeen bij los zand en klei niet het geval is. De door ons in de figuur 2.3 getrokken rechte maximumlijn heeft een gradient van 0,95 psi/ft (2,2 mH₂O/m diepte). Deze lijn is op te vatten als de druk die nodig is om de boven



Figuur 2.3 - Druk nodig om fracturatus open te houden (uit: Howard and Fast, 1970)

liggende formatie op te tillen. De maximumlijn behoort dus bij horizontale scheuren. De waarde 2,2 mH₂O/m komt goed overeen met de volumieke dichtheid van het diepere gesteente. De minimumlijn correspondeert derhalve met verticale spleten. De gradient bedraagt 0,59 psi/ft ofwel 1,40 mH₂O/m en correspondeert kennelijk met de maximum verhouding σ_{kv}/σ_{kh} die in het veld voorkomt. Bij een gemiddelde dichtheid van het formatiewater van 1,00 à 1,11 g/cm³ (Anoniem, 1973) en een algemeen hydrostatisch verloop van de druk geldt een verticale korrelspanning overeenkomende met:

$$2,2 - (1,00 \text{ à } 1,11) = (1,2 \text{ à } 1,1) \text{ mH}_2\text{O/m}$$

en een horizontale die overeenkomt met:

$$1,4 - (1,00 \text{ à } 1,11) = (0,40 \text{ à } 0,29) \text{ mH}_2\text{O/m}$$

De minimum verhouding tussen de verticale en de horizontale korrelspanning, λ , bedraagt dus:

$$\lambda = \left\{ \frac{0,40}{1,2} = 0,33 \text{ à } \frac{0,29}{1,1} = 0,26 \right\}$$

Welke laatste, $\lambda = 0,26$, als empirisch minimum zou kunnen worden geïnterpreteerd.

De olie-industrie werkt zelf met totale drukken en hanteert een minimum verhouding tussen de minimum splijtdruk en de verticale druk van 0,6 (Howard en Fast, 1970).

Dit direct toegepast op $\rho_n = 2000 \text{ kg/m}^3$ en $\rho = 1000 \text{ kg/m}^3$ levert een veilige injectiedruk op ter plaatse van de breuk, die zou overeenkomen met:

$$h_z = (0,6)(2,0)z = (1,2)z \text{ mH}_2\text{O}$$

De toelaatbare stijghoogte boven maaiveld zou dan bedragen:

$$h = (1,2-1)z = (0,2)z$$

overeenkomende met betrekking (2.8).

Samenvattend mogen we stellen dat de vuistregel:

$$h < \alpha z \quad (2.9)$$

bruikbaar is voor de maximum stijghoogte, h , boven maaiveld, die in een persput mag worden toegelaten met het oog op het voorkomen van bodemsplijting. z is hierbij de diepte van de bovenzijde van de overstorting (of de onderzijde van de afdekkende slecht doorlatende laag, indien deze zich slechts enkele meters hoger bevindt). Bestaat de formatie tot aan het maaiveld uit materiaal met een volumieke dichtheid van circa 2000 kg/m^3 (zand en compacte klei), dan mag voor α in (2.9) de waarde 0,2 worden aangehouden. Zijn de bovenliggende formaties beduidend lichter dan 2000 kg/m^3 , dan dient van formule (2.6) te worden uitgegaan, waarin voor λ de waarde 0,2 à 0,25 mag worden gebruikt.

3

PERSPUTVERSTOPPING

3.1

Inleiding

Een persput moet, om enigszins rendabel te kunnen zijn, ondanks een relatief gering contactoppervlak met de formatie, een aanzienlijk infiltratiedebiet kunnen verwerken. Het infiltratiedebiet van een persput is in orde van grootte gelijk aan dat van een winningsput met gelijke afmetingen in dezelfde formatie. De infiltratiesnelheid, dit is de filtersnelheid op de grens tussen de omstorting en de formatie, ligt hierdoor enkele ordes van grootte boven de infiltratiesnelheid die door de waterleidingbedrijven wordt toegepast in open infiltratiebassins. Een persput zal daarom veel sneller verstopt raken dan een infiltratiebekken, zodat de kwaliteit van het infiltratiewater en de schoonmaakmethoden bij persputten veel aandacht vragen.

We kunnen de volgende oorzaken van verstopping aangeven: (zie ook Sniegocki en Brown, 1970)

- 1) zwevende (gesuspendeerde) deeltjes van allerlei aard in het infiltratiewater;
- 2) gas- of luchtballen in het infiltratiewater;
- 3) groei van bacteriën en vorming van chemische en biologische neerslagen in de put, de omstorting en de eerste cm van de formatie;
- 4) zwellings- en dispersie van (klei)deeltjes door interactie tussen bodem en infiltratiewater;
- 5) neerslagvorming in de formatie door reacties tussen het infiltratiewater en het verdrongen grondwater;
- 6) verandering van de opbouw van het korrelskelet (porositeit) door diverse oorzaken.

Bovengenoemde verstoppingsoorzaken, hun onderken-

ning en preventie worden in de volgende paragrafen nader behandeld.

3.2 Zwevende stof

3.2.1 Verstopping door zwevende stof

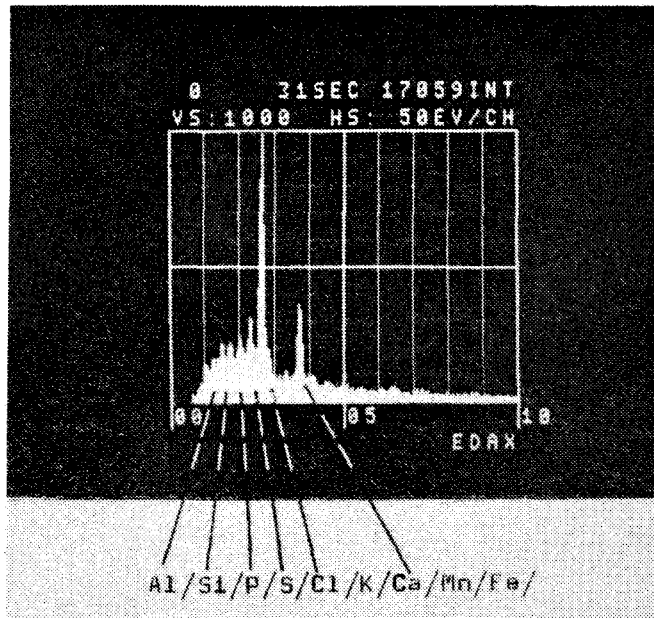
Zwevende stof komt in praktisch elk water voor en vormt doorgaans de grootste bron van problemen bij putinfiltratie in fijnkorrelige formaties. De zwevende stof kan een heel scala aan materiaalsoorten omvatten. Planten- en algenresten, waaronder skeletjes van diatomeeën, verder half verteerd organisch materiaal (organische macromoleculen, detritus), zand, silt, kleideeltjes, ijzer- en aluminiumvlokjes komen veel voor (fig. 3.1 en 3.2).

Elke soort materiaal draagt in zekere mate bij tot de verstopping of beïnvloedt het verstoppingsproces op een (on)bepaalde wijze. We kunnen deze "invloed per stof" of elke gecombineerde invloed van stoffen die naast elkaar aanwezig zijn, onmogelijk kwantificeren. Afgezien van de vraag of elke stof adequaat geanalyseerd zou kunnen worden (qua analysetechniek, kosten en mede in acht genomen de voortdurende veranderingen in de samenstelling van de meeste watersoorten) is het mogelijke aantal combinaties van stoffen en van de factoren die hun gedrag beïnvloeden (zuurgraad, redoxpotentiaal, ionensamenstelling en -sterkte, temperatuur, complex gebondenheid van stoffen, lading, adsorptie van andere ionen en moleculen, coagulatie, polymerisatie, bacteriën, soorten organische stof, humus, soort bodemmateriaal, oververzadi-



Figuur 3.1 - Materiaal afgevangen op een membraanfilter tijdens schoonpompen van een persput na infiltratie van WRK-water uit Jutphaas. (Leiduin, 14 december 1977. Opname met rasterelektronenmicroscop, TFDL-Wageningen.)

ging, kleigehalte en -soorten en -nieuwvorming, zeta-potentiaal e.a.) zo gecompliceerd, dat we op dit moment nog van een uitsplitsing naar afzonderlijke stoffen moeten afzien.

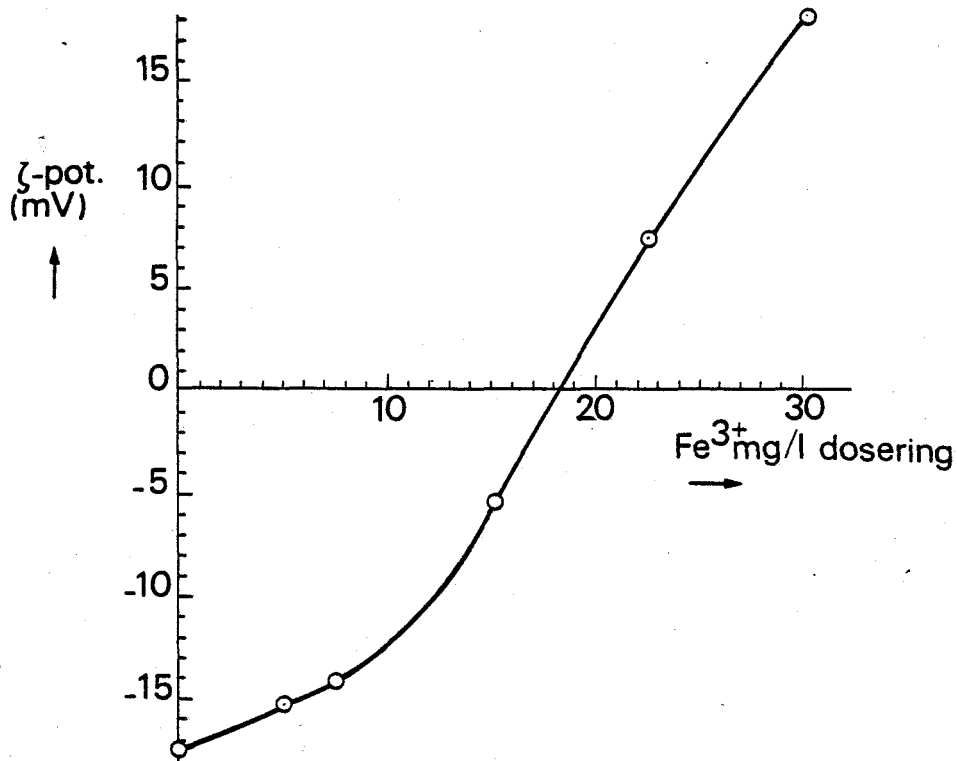


Figuur 3.2 - Röntgenmicro-analyse van het materiaal op het membraanfilter van fig. 3.1. Opname TFDL-Wageningen.

In natuurlijk oppervlaktewater of in water dat alleen een snelfiltratie heeft ondergaan, overheersen echter de planten- en algenresten, verder silt en vooral kleideeltjes. In water dat tevoren is gecoaguleerd zijn ijzer- respectievelijk aluminiumvlokjes belangrijker. Kalkbrokjes komen soms los uit transportleidingen of ontstaan na een pH-verhoging van het water, die soms noodzakelijk is om de agressiviteit van het water ten opzichte van beton te verkleinen.

IJzerdeeltjes kunnen ook ontstaan door corrosie van stalen leidingen, afsluiters en dergelijke, terwijl bij gebruik van ijzerhoudend grondwater na beluchting een water ontstaat dat door ijzervlokken bruin gekleurd en voor infiltratie volstrekt onbruikbaar is.

In natuurlijk of alleen maar gefiltreerd oppervlaktewater bestaat de zwevende stof overwegend uit deeltjes met een negatieve elektrische lading. Deze deeltjes zijn vaak moeilijk door filtratie te verwijderen, omdat het filterzand zelf een negatief oppervlak heeft. Dit is opnieuw in tegenstelling tot gecoaguleerd water waarin de deeltjes een positieve of althans een minder negatieve lading hebben (fig. 3.3).



Figuur 3.3 - De zetapotential van de colloïden in gefiltreerd Maaswater en de verandering daarvan door toevoeging van ijzerchloride (uit Schippers e.a., 1980).

Het bodemzand rond een infiltratieput is zelf ook een filter met een negatief geladen oppervlak. Hierdoor is het mogelijk dat een niet-gecoaguleerd water een geringere verstopping veroorzaakt dan een gecoaguleerd water hoewel het niet gecoaguleerde water meer zwevende stof en een veel hogere troebelheid heeft dan het gecoaguleerde water.

Het beroemde onderzoek dat Sniegocki tussen 1957 en 1963 uitvoerde met 2 infiltratieputten in de Grand Prairie Region in Arkansas (USA), vormt hiervan een mooie illustratie (Sniegocki, 1965). Wij hebben zijn 23 infiltratieproeven, waarin hij in totaal 89600 m³ water heeft geïnfiltreerd, opnieuw onderzocht. Hiertoe is uit zijn grafieken het waterstandsverschil tussen de put en een nabij gelegen waarnemingsput aan het eind van elke proef vergeleken met dat 10 minuten na de start van elke proef. Deze waterstandsverschillen zijn omgerekend naar een infiltratiedebiet van 29 m³/h, dat wil zeggen een infiltratiesnelheid van 1 m/h op het grensvlak tussen de omstorting en de formatie van Sniegocki's eerste put, RW1 genaamd. Hierna zijn de waterstandsverschillen, die bij uiteenlopende watertemperaturen werden bepaald, omgerekend naar de waarden die zouden zijn gemeten als de watertemperatuur steeds 10 °C zou hebben bedragen. Dit is gedaan door te vermenigvuldigen met de verhouding tussen de viscositeit van water van 10 °C en die van het water op het moment van infiltratie. Hiertoe is onderstaande eenvoudige formule gebruikt:

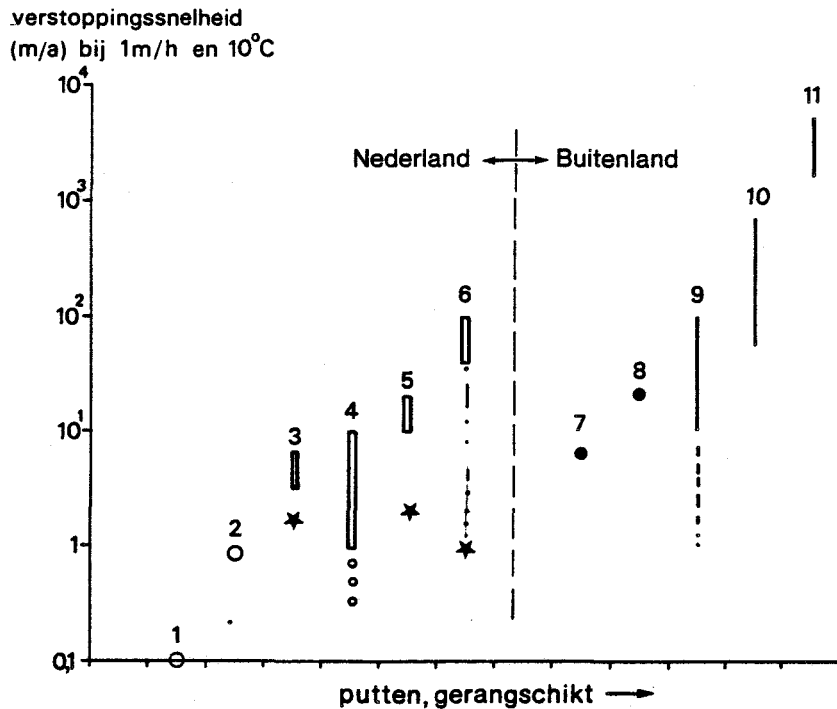
$$\frac{\mu_{10}}{\mu_T} = \frac{(T_C + 20)}{30} \quad \text{of} \quad \frac{(T_F + 4)}{54} \quad (3.1)$$

waarin μ de viscositeit en T de temperatuur voorstelt. T_C is de temperatuur in °C en T_F in °F.

Zoals later wordt aangetoond, wordt een zuivere maat voor de verstopping van de put en hiermee van de relatieve kwaliteit van het geïnfiltreerde water verkregen, door de gecorrigeerde waterstandsverschillen van elkaar af te trekken en te delen door het totale volume dat is geïnfiltreerd. Deze maat is de stijging van de waterstand in de put ten gevolge van verstopping, als 1 m³ water met een temperatuur van 10 °C is geïnfiltreerd, met een zodanige volumestroom (debiet), dat de infiltratiesnelheid op de boorgatwand 1 m/h bedraagt. Om getallen te verkrijgen die meer tot de verbeelding spreken is nog vermenigvuldigd met het filtratieoppervlak van de put en het aantal uren per jaar. Op deze manier verkregen we de stijging van de waterstand in de put na infiltratie gedurende 1 jaar met 1 m/h op de boorgatwand en aan het begin en einde van het jaar een watertemperatuur van 10 °C.

Op deze manier worden de persputproeven en persputten van verschillende plaatsen op de wereld onderling vergelijkbaar gemaakt (fig. 3.4).

In tabel 3.1 zijn de 23 proeven van Sniegocki (1965) onder elkaar gezet. In kolom 2 is de berekende verstoppingssnelheid opgenomen in m/a bij 1 m/h en 10 °C. Kolom 3 bevat de troebelheid en kolom 4 de elementen van de toegepaste zuivering van het water. Daar sommige proeven sterk nadelig zijn beïnvloed door luchtballen in het water, is dit in kolom 4 apart bij de betreffende proeven vermeld.



1. Den Haag, drinkwaterinfiltratie (1973-1980)
2. Leiduin, modelpersput (1978-1979)
3. Leiduin, WRK-waterinfiltratie (1977-1979)
4. Den Haag, rivierwater voorgezuiverd; proefinstallatie (1974-1980)
5. Hoogovens, gefiltreerd rivierwater (1970-1974)
6. Castricum, drinkwater in Andijk (1975-1980)
7. Putten Israël (Rebhun en Schwarz, 1968)
8. Putten Californië (Bulten, 1973)
9. Put in Texas (Sniegocki, 1965)
10. Put Long Island N.Y. (Vecchioli, 1972)
11. Put Norfolk Virginia (Brown en Silvey, 1973)

Vergelijking verstoppingsnelheid van Nederlandse en buitenlandse persputten

- * = dagelijks tot wekelijks schoonpompen
- ... = verbetering voorzuivering
- ≡ = diverse proeven

Figuur 3.4 - Overzicht van de verstoppingsnelheden van diverse persputten en modelproeven in fijn tot matig grof zand

	proefnummer	verstoppings- snelheid	troebelheid mgSiO ₂ /l	Voorzuivering en luchtme- voer voor zo- ver opgetre- den	proefnummer	verstoppings- snelheid	troebelheid mgSiO ₂ /l	Voorzuivering en luchtme- voer voor zo- ver opgetre- den
persput RW1	1	0,58	-	grondwater	1	0,58	-	grondwater
	2	14	15	K+S+C+F	13	1,2	2	CuSO ₄ +K+S+C+F
	3	360	3	K+S+C+F lucht	12	4,4	2	CuSO ₄ +K+S+C+F
	4	350	4	K+S+C+F lucht	16	7,4	65	C+F
	5	26	6	K+S+C+F	15	8,5	27	C+F
	6	110	3	K+S+C lucht	7	12	3	K+S+C
	7	12	3	K+S+C	2	14	15	K+S+C+F
	8	14	6	K+S+C	8	14	6	k+S+C
	9	16	16	K+S+C	9	16	16	K+S+C
	10	34	7	K+S+C	17	16	50	C+F
	11	30	27	K+S+C lucht	14	18	50	C+F
	12	4,4	2	CuSO ₄ K+S+C+F	5	26	6	K+S+C
	13	1,2	2	CuSO ₄ K+S+C+F	10	37	7	K+S+C
	14	18	50	C+F	11	90	17	K+S+C lucht
	15	8,5	27	C+F	6	110	3	K+S+C lucht
	16	7,4	65	C+F	4	350	4	K+S+C+F lucht
	17	16	50	C+F	3	360	3	K+S+C+F lucht
persput RW2	18	6	3	CuSO ₄ K+S+C+F	19	1,9	57	C+F
	19	1,9	57	C+F	18	6,0	3	CuSO ₄ +K+S+C+F
	20	22	80	C	20	22	80	C+F
	21	170	70	C	23	64	68	C+F
	22	330	55	C	21	170	70	C
	23	64	68	C+F	22	330	55	C

Tabel 3.1 - Overzicht van de resultaten van de infiltratieproeven van Sniegočki (1965). Kolom 2 geeft de verstoppingssnelheid in m waterstandsstijging per jaar bij een infiltratiesnelheid van 1 m/h op de boorgatwand en een watertemperatuur van 10 °C. Ofschoon put RW₂ een andere constructie had is ook daar met een boorgatoppervlak van 29 m² gerekend. Kolom 3 geeft de gemiddelde troebelheid van het geïnfiltreerde water in mgSiO₂/l en kolom 4 de toegepaste zuivering (CuSO₄ is gedoseerd om algen te doden, K is koagulatie met Al, S is bezinking, C is NaOCl-dosering, F is snelfiltratie. Lucht betekent dat het infiltratiewater luchtballen meevoerde.) In kolommen 5 t/m 8 zijn de proeven gerangschikt naar oplopende verstoppingssnelheid.

In tabel 3.1, vanaf kolom 5, zijn de proeven gerangschikt naar oplopende verstoppingssnelheid. Onmiddellijk blijkt, dat de geringste verstopping optrad met de infiltratie van grondwater. De tweede belangrijke conclusie is, dat na grondwater de geringste verstopping optreedt met water dat als laatste behandeling werd gefiltreerd (vergelijk vooral proef 18 en 19). De coagulatie blijkt vaak onbelangrijk ten opzichte van filtratie (zie RW 2). Tegelijkertijd blijkt overduidelijk de volstrekte irrelevantie van de troebelheid als algemene kwaliteitsparameter van infiltratiewater. Vergelijk hiertoe proef 13, 12 en 18 met proeven 19 en 16. Bij proeven waarin het water een troebelheid van 60 mg SiO₂/l had, verstopte de put even snel als in andere proeven met een lage wattertroebeling van 2 à 3 mg SiO₂/l die met een coagulatie en een bezinking bereikt was. De opvallende verstopping door luchtbellen wordt in paragraaf 3.3 behandeld.

Uit het bovenstaande blijkt in feite, dat er zonder coagulatie nogal wat deeltjes zijn die een zandfilter ongehinderd kunnen passeren, waardoor het gefiltreerde water nog een hoge troebelheid heeft. Omdat deze deeltjes logischerwijze ook in de bodem slecht worden afgevangen, is de putverstopping gering.

De kleine, negatief geladen en dus moeilijk filtreerbare deeltjes kunnen ver in de bodem doordringen. Dit wordt door proef 19 van Sniegocki (1965) bevestigd. Het water dat in de proef 18 was geïnfiltreerd had een troebelheid van 3 mg SiO₂/l, en bevatte circa 10 mg zwevende stof/l (Sniegocki 1963); dat van proef 19 had echter een troebelheid

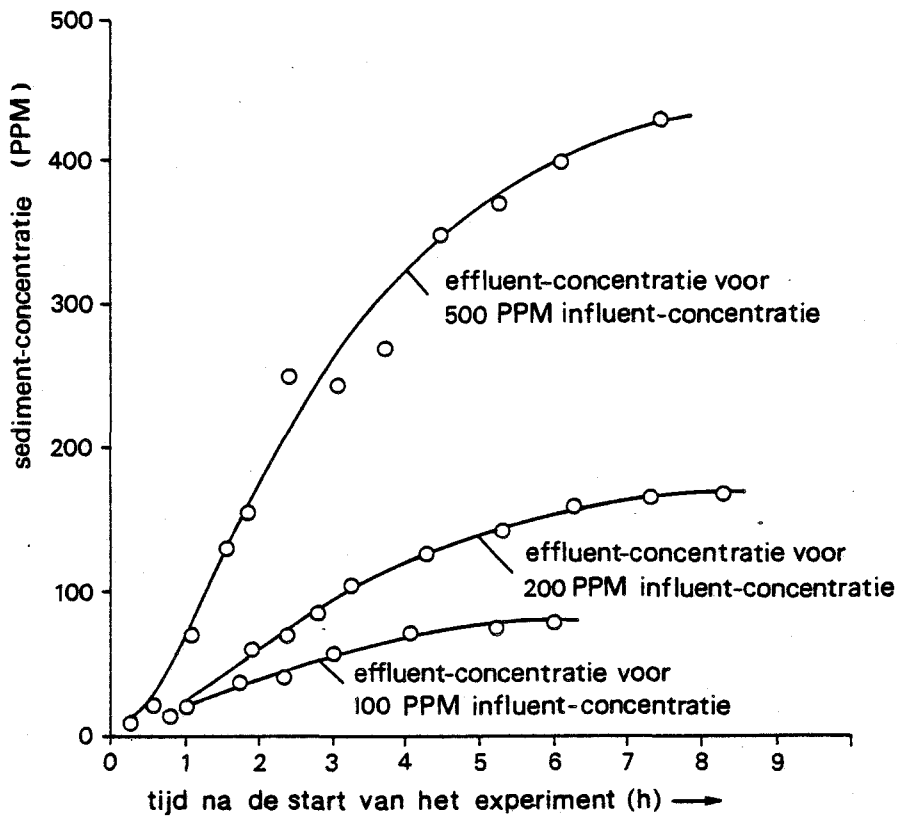
van bijna 60 mg SiO₂/l en bevatte ruim 200 mg zwevende stof. Tijdens proef 19 steeg in een waarnemingsput op 12 m afstand de troebelheid van 2 tot 17 mg SiO₂/l. De in proeven 18 en 19 geïnfiltreerde hoeveelheden water waren voldoende om de waarnemingsput te bereiken. Deze diepe penetratie gaat gepaard met een lagere verstoppingsnelheid, ondanks de geringere zuivering (tabel 3.1). Ook door anderen is een diepe penetratie van colloïden waargenomen (Nightingale en Bianchi, 1977). In het laboratorium blijken kleideeltjes en zelfs fijn zand in grote getale een zandfilter te kunnen passeren (fig. 3.5).

Er kan dus onmogelijk een directe relatie bestaan tussen de verstoppingsnelheid van de put en de troebelheid van het infiltratiewater, zeker niet bij deeltjes van een zo verschillende herkomst en bij zulke verschillen tussen de verstoppingsmechanismen. Illustratief is de troebelheid van 3 kleisoorten die Signor (1973) opgeeft (tabel 3.2).

100 mg klei/l	troebelheid (J.T.U.)*
fijn kaoliniet	120
Na-montmorilloniet	42
Ca-montmorilloniet	18

Tabel 3.2 - De troebelheid van 100 mg van verschillende kleimineralen per liter water (uit Signor, 1973)

* J.T.U. = Jackson Turbidity Units.



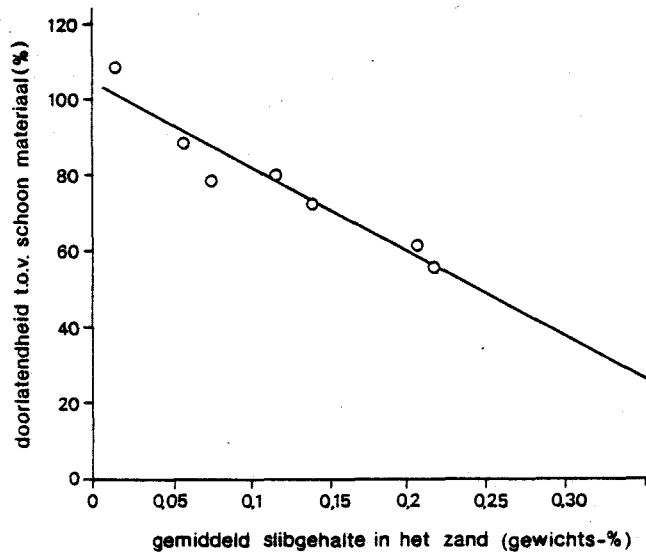
Figuur 3.5 - Verloop van de concentratie zwevende stof in het effluent van een persput-model (putsectie van 15° , 1,35 m lang en 1,2 m hoog, gevuld met zand, $d_{eff} = 0,2$ mm en $u, d_{60}/d_{10} = 1,25$. Zwevende stof: 50 % bentoniet + 50 % kaoliniet). Uit Rahman et.al. 1969.

Indien maar één kleisoort domineert, is het wellicht wel mogelijk om experimenteel een verband vast te stellen tussen troebelheid en concentratie. Onderzoek aan steekmonsters Rijn- en Maasslib

wees uit, dat het anorganische gedeelte voor 80 % uit illiet bestaat en het restant voornamelijk uit kwarts. Het slib van de Drentse Aa bevatte hoofdzakelijk kwarts, terwijl illiet en andere kleimineralen niet in aantoonbare hoeveelheden aanwezig waren (Boeter en Van Breemen, 1979). Of met een empirisch verband tussen troebelheid en kleiconcentratie ook een voor alle seizoenen geldende relatie tussen troebelheid en verstoppingssnelheid zou zijn vastgelegd is een open vraag.

Volgens Signor (1973) verschillen niet alleen de verstoppende eigenschappen van kleisoort tot kleisoort, maar zelfs tussen kleimonsters van dezelfde soort maar van verschillende vindplaatsen.

Hoewel kleideeltjes diep in de formatie kunnen doordringen, is van belang, dat één gewichtsprocent klei een zand nagenoeg geheel kan verstoppen, ofschoon deze hoeveelheid klei slechts een fractie van de poriën kan vullen (fig. 3.6).



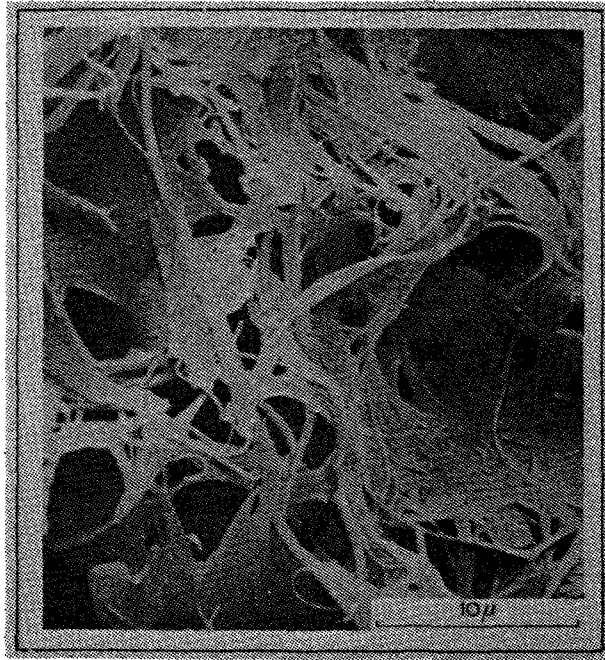
Figuur 3.6 - Verband tussen de doorlatendheid en de hoeveelheid klei, die in het zand is afgezet. Uit Rahman et al 1969; zie voor verdere gegevens tekst onder fig. 3.5.

Dit komt waarschijnlijk omdat de kleimineralen in de poriën een structuur kunnen vormen die elke porie in een groot aantal miniporiën verdeelt. Montmorrilloniet bijvoorbeeld (tegenwoordig smectiet genaamd, Millot, 1979) vormt een soort honingraatstructuur (fig. 3.7), zodat het een effectievere verstopper is dan bijvoorbeeld kaoliniet dat dit in veel mindere mate doet (Signor, 1973).



Figuur 3.7 - Montmorrillonietstructuur in verstoppt Ogalalla-zand, na doorstroming met een montmorrillonietsuspensie (26 000 mg/l). Uit Signor, 1973.

Illiet vormt soms lange, dunne draden (fig. 3.8, Stalder, 1973) die ook een drastische verkleining van de doorlatendheid met zich meebrengen.

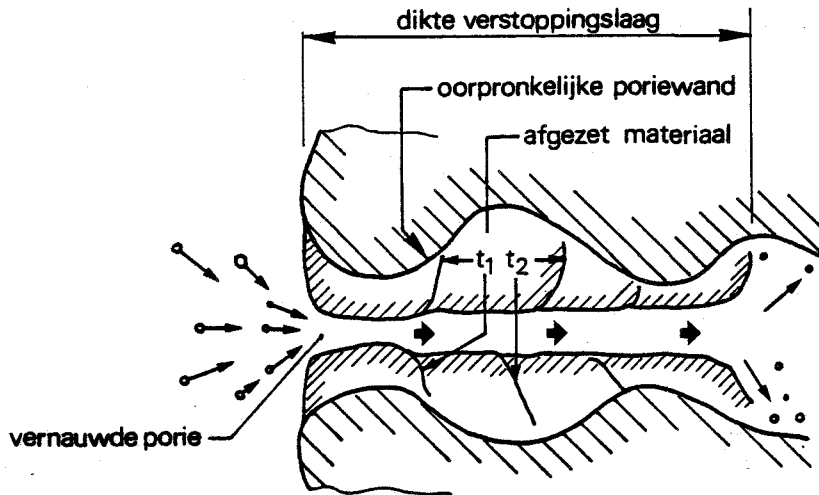


Figuur 3.8 - Illit-kristaldraden, gegroeid in de poriën van "Rotliegend" zandsteen. Uit stalder, 1973.

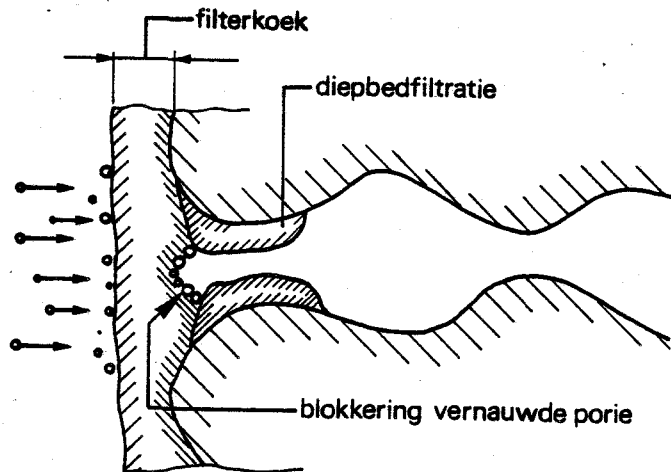
Het gevaar van de geringe weerstandsopbouw als het water veel zwevende stof bevat die diep in de bodem kan doordringen, is, dat het afgezette materiaal naderhand stellig moeilijker verwijderd wordt en een volledige regeneratie van de put dan misschien niet meer mogelijk is.

Tenzij het formatiemateriaal zeer grof is (effectieve korreldiameter, $d_{eff} > 0,5$ mm) en/of de infiltratiesnelheid erg hoog (>10 m/h), vormen ijzer- en aluminiumvlokjes en draadvormige deeltjes als bijvoorbeeld ijzerbacteriën, een verstoppingslaag die maar enkele mm tot cm dik is. In eerste instantie treedt een vorm van diepbedfiltratie op in de eerste millimeters van de formatie, waardoor

daar de poriën nauwer worden. De nauwe poriën kunnen vervolgens worden geblokkeerd waarna zich op de boorgatwand een filterkoek gaat afzetten, zo althans kunnen wij ons het verstoppingsmechanisme voorstellen (fig. 3.9).



Figuur 3.9a - Voortgang diepbedfiltratie.



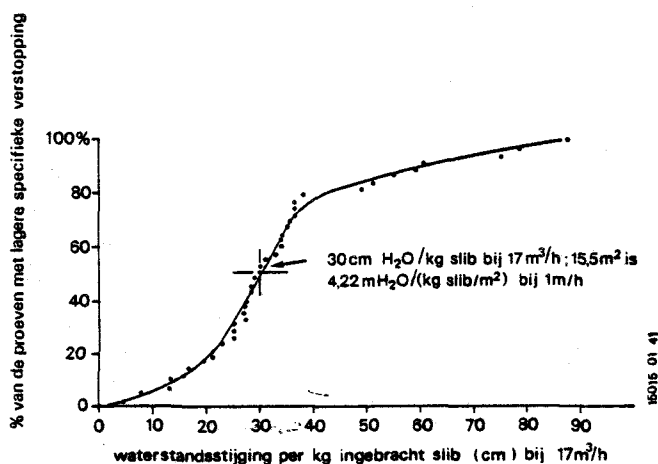
15015 08 40

Figuur 3.9b - Koekfiltratie: na een korte periode van diepbedfiltratie treedt blokkering op van de vernauwde poriën en ontstaat koekfiltratie.

Het is de vraag in hoeverre zo'n filterkoek echt wordt gevormd. We moeten waarschijnlijk eerder aan een diepbedfiltratie denken die onder de omstandigheden die op de boorgatwand heersen (vrij lage filtratiesnelheden en fijn zand) bijzonder effectief verloopt en daardoor nog maar enkele millimeters diep in de formatie reikt op het moment dat de weerstand al zover is opgelopen, dat de put moet worden geregenereerd. Een echte filterkoek zoals die welke op een membraanfilter ontstaat (zie paragraaf 3.2.5.5) geeft veel meer weerstand dan optreedt in een put. Bovendien zou een duidelijke overgang van het ene naar het andere mechanisme tot uiting moeten komen in het verloop van de weerstandskurves van persputten (zoals bij de in paragraaf 3.2.5.6.f besproken proeffilters). Dit is zelden het geval, meestal neemt de weerstand min of meer lineair toe vanaf de start van de infiltratie.

Fig. 3.10 (zie bij fig. 3.14, p. 32) is een beeld van een verstopt proeffilter dat uit fijne (0,15 mm) en grove (2 mm) glasparels is opgebouwd. Beide filterlagen waren aanvankelijk geheel wit. Aan de verkleuring is te zien dat de gehele laag met grof materiaal als diepbedfilter heeft gewerkt. Het fijne materiaal werkte evenzeer als diepbedfilter, daar de donkere verstoppingslaag zich geheel in het fijne materiaal bleek te bevinden en er niet als een koek bovenop lag. Dit fijne materiaal filtreert echter efficiënter, waardoor de verstopping in een dunne laag van circa 5 mm geconcentreerd is. Op deze plaats, op de overgang tussen grof omstortingsmateriaal en fijn bodemzand, concentreert zich in een put de weerstand.

Bij deeltjes die efficiënt worden afgevangen, kunnen enkele grammen zwevende stof per m² boorgatwand al een meter waterstandsverhoging in de put veroorzaken (bij 1 m/h infiltratiesnelheid op de boorgatwand en 10 °C temperatuur van het infiltratiewater). Bevat het water deeltjes die dieper in de bodem kunnen dringen, dan zijn tientallen tot duizenden grammen zwevende stof per m² boorgatwand nodig om dezelfde waterstandsverhoging in de put te veroorzaken (Bichara, 1974).

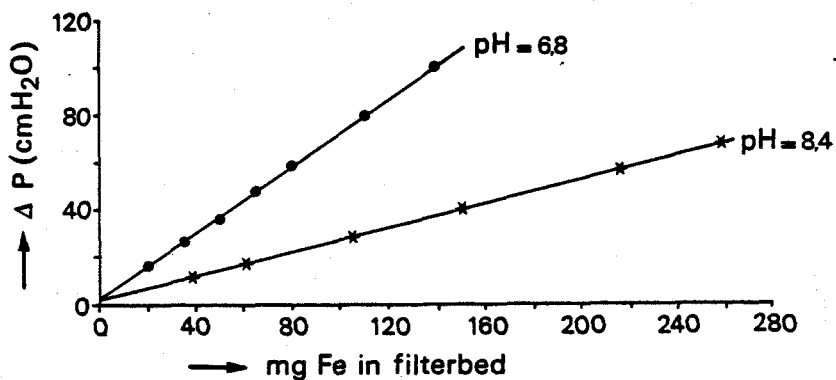


Figuur 3.11 - Persput Hoogovens in Beverwijk. cm waterstandsstijging per kg zwevende stof bij 17 m³/h. (Infiltratieoppervlak is 15,5 m². Gefiltreerd en gechloord Rijnwater.)

In fig. 3.11 is van de persput van de ESTEL-Hoogovens B.V. (verder Hoogovens genoemd), in Noord-Holland, de waterstandsstijging in de put gegeven per kg geïnfiltreerd slib, bij een infiltratiesnelheid van 1,1 m/h op de boorgatwand. De put werd gevoed met gechloord en gefiltreerd water uit

de Lek en er werden ca. 40 infiltratieproeven gedaan, met een lengte die varieerde tussen 1 dag en 3 maanden. Afgezien van de grote verschillen die tussen de proeven voorkwamen en waaruit blijkt dat ook het zwevende stofgehalte geen eenduidige maat voor de verstoppende eigenschappen van infiltratiewater is, bedraagt de gemiddelde waarde 4 mH₂O per kg slib die elke m² boorgatwand heeft opgenomen bij 1 m/h op de boorgatwand (250 gram slib/m² boorgatwand voor 1 m waterstandsstijging bij 1 m/h).

De weerstand die een zekere hoeveelheid zwevende stof veroorzaakt, blijft moeilijk a priori te voorspellen, zelfs in situaties met maar één soort zwevend materiaal in het water. Dit geldt niet alleen voor klei (Signor, 1973), maar evenzeer voor bijvoorbeeld ijzervlokken (Lerk, 1965). Door een verandering in de structuur of de grootte van de ijzervlokken veroorzaakt een bepaalde hoeveelheid afgefiltreerd ijzer bij een hogere pH een veel lagere weerstand dan bij een lagere (fig. 3.12).



Figuur 3.12 - Drukhoogteverval (cm) over een filterbed als functie van de hoeveelheid "ijzer" die in het filter aanwezig is, bij filtratie van suspensies met een verschillende zuurgraad, onder overigens gelijke omstandigheden. (Uit Lerk, 1965).

Interessant, ter illustratie van wat er in een filter gebeurt, waarbij we ook de bodem als filter beschouwen, zijn de experimenten van Lerk (1965). Hij vindt bij filtratie van een bepaalde ijzerhydroxydesuspensie door met glaspereels (met diameter d_0) gevulde filtertjes,

$$\Delta p = \Delta p_0 + \alpha V \quad (3.2)$$

hierin is Δp_0 de drukval over het schone filter, en V de totaal per m^2 filter afgefiltereerde hoeveelheid ijzervlok (m^3/m^2).

De evenredigheidsconstante α heeft de dimensie mH_2O/m (mH_2O per m^3 -Fe-vlok die per m^2 filter wordt afgezet). Deze uitdrukking impliceert een lineair verband tussen totale drukval en lokaal afgezette hoeveelheid materiaal, aangezien het volgens de formule niet uitmaakt, op welke plek in het filter de afzetting plaatsvindt. In feite is dit het gevolg van de constante vorm van het steeds voortschrijdende afzettingsfront in het filter, dat in Lerks proeven optreedt. (Er komt per tijdseenheid een laagje verstopt filter bij, aan de achterzijde van het verstopingsfront.)

Van belang is nu, dat α onafhankelijk van de filtersnelheid is, zoals experimenteel door Lerk is bewezen. α is verder onafhankelijk van bedlengte en concentratie. α is uiteraard wel afhankelijk van de eigenschappen van de gefiltreerde suspensie en verder van de grootte van de filterkorrels. Lerk vindt voor zijn suspensie:

$$\alpha d_0^2 = 9 \cdot 10^{-6} \text{ (mH}_2\text{O}\cdot\text{m)} \quad (3.3)$$

Uit Lerks vergelijking volgt met $\Delta p/v = i$ (v de filtersnelheid en i de specifieke drukval over het vervuilde filter), $\Delta p_0/v = i_0$ (idem, over het schone filter) en α onafhankelijk van v en, ten slotte, V constant (momentopname, danwel filtratie van helder water op het moment van meting):

$$i = i_0 + \left(\frac{\alpha}{v}\right) \cdot V \quad (3.4)$$

Met andere woorden de specifieke weerstand van een filter (dus de weerstand in een bepaald, verstopt punt van het filter) neemt af wanneer we de filtersnelheid, v , verhogen.

Hierbij blijft de totale drukval, Δp , volgens Lerk echter gelijk. Snelheidsverhoging veroorzaakt dus een verplaatsing van verstoppingsmateriaal in het filter, naar het nog niet verstopte deel toe. Het materiaal wordt over een dikkere verstoppingslaag verdeeld.

Hoewel Lerk er zelf niet in lijkt te geloven (Lerk, 1965, Mintz, 1966) wijst deze betrekking op een evenwicht tussen enerzijds de schuifsterkte van het afgevangen ijzerhydroxyde en anderzijds de schuifspanning die door het stromende water wordt uitgeoefend. Onderzoekers verschillen van mening over het al dan niet bestaan van zo'n evenwicht, maar Mintz (1966) laat zien, dat het effluent, van een verzadigd filter dat continu met suspensie wordt gevoed, helder wordt, zodra in plaats van de suspensie helder water met dezelfde snelheid wordt gefiltreerd. Wordt vervolgens de filtersnelheid een stapje verhoogd, dan wordt met elke verhoging een deel van het afgezette materiaal uit het filter gespoeld, tot zich een nieuw evenwicht instelt en het effluent weer helder wordt (tabel 3.3).

	v (m/h)	H (cm)	H ₀ * (cm)	$\frac{i}{i_0}$	c ₀ (mgAl ₂ O ₃ /ml filter)
**	8,25	0,5	0,5	1	0
***	8,25	11,1	0,5	22,2	4,80
IV	11,0	10,9	0,6	18,2	4,18
IV	14,1	11,4	0,75	15,2	3,60
IV	34,7	13,5	2,20	6,15	2,82
IV	47,0	15,0	3,25	4,60	2,13
* tevoren gemeten met helder water					
** schoon filter					
*** verstopt filter na 120 minuten filtreren met 8,25 m/h en 47 mg Al ₂ O ₃ /l					
IV filtratie van helder water					

Tabel 3.3 - Effect van filtratie van helder water met hogere snelheid op de weerstand, H, respectievelijk i/i_0 en de specifieke afzetting, c₀, in verstopt proeffilter (Mintz, 1966)

Uit tabel 3.3 blijkt, dat het specifieke verhang i/i_0 na elke debietsverhoging afneemt, wat met Lerks betrekking overeenstemt.

Dit en Lerks betrekking impliceert, dat het materiaal zich in een dunnere laag concentreert, naarmate de filtratiesnelheid verlaagd wordt en/of een fijner filtermateriaal wordt gekozen: 1) bij de lagere filtersnelheid wordt in elke laag van het filter meer materiaal afgezet voordat de maximale schuifsterkte van het afgezette materiaal wordt bereikt. 2) Bij het fijnere filtermateriaal en het

daarmee samenhangende grotere specifieke oppervlak, wordt de stromingsweerstand van het water over dit grotere oppervlak verdeeld, waardoor de uitgeoefende schuifspanning afneemt en zich meer materiaal in elke laag van het filter kan afzetten, voordat de schuifsterkte van het afgezette materiaal wordt bereikt.

Wordt nu een typisch snelfilter met een typische persput vergeleken, dan stellen we vast, dat het snelfilter een filtersnelheid van 5 à 15 m/h heeft en een persput een van 0,5 à 2 m/h (uitzonderingen daargelaten). Een snelfilter heeft korrels in de orde van 0,6 à 3 mm, terwijl de meeste zandformaties in ons land een effectieve korreldiameter hebben tussen 0,1 en 0,3 mm. Dit verschil tussen snelfilters en persputten veroorzaakt meestal een concentratie van de verstopping in een dunne schil formatiemateriaal rond de persput, direct buiten de omstorting.

In de regel is de putweerstand zo sterk opgelopen en regeneratie bij gevolg noodzakelijk, nog voordat het afgezette materiaal tot enige diepte is doorgedrongen.

Terugkomend op Lerks betrekking; voor zijn ijzersuspensies geldt voor een snelfilter met korrels van een diameter, d , van 1,5 mm en voor een formatie met een effectieve korreldiameter, d , van 0,2 mm:

$$\text{Snelfilter: } d = 1,5 \text{ mm} \rightarrow \alpha = 9 \cdot 10^{-6} / (1,5 \cdot 10^{-3})^2 = 4 \text{ mH}_2\text{O/m}$$

$$\text{Persput : } d = 0,5 \text{ mm} \rightarrow \alpha = 9 \cdot 10^{-6} / (0,2 \cdot 10^{-3})^2 = 225 \text{ mH}_2\text{O/m}$$

Regenereren we de put, zodra de weerstand met 1 mH₂O is gestegen, dan is het materiaal in dit

geval nog maar $1/225 = 0,005$ m (dit is 5 mm) diep in de formatie doorgedrongen. In het filter echter, zou het materiaal dan al tot 25 cm diepte zijn doorgedrongen. Dit verschil tussen een snel-filter en een persput treedt ook op tussen een snelfilter en een langzaam zandfilter.

Het effect van een grovere formatie en het hierdoor dieper doordringen van materiaal, in dit geval hoofdzakelijk organische stof, blijkt onder meer uit de onderzoeken van Rebhun en Schwarz (1968), die, met perspex' zandkolommen van 127 mm diameter en 1 m hoogte, de verstopping trachtten na te bootsen, die in Israëlische persputten optreedt. Kolommen met grof zand (2 mm effectieve korrels; $d_{60}/d_{10} = 1,7$ en fijn zand 0,16 mm effectieve korrels; $d_{60}/d_{10} = 1,4$) werden met drinkwater van Tel Aviv doorstroomd in een periode dat de kwaliteit ervan dezelfde was als van het water dat in putten werd geïnfiltrerd (water afkomstig uit het meer van Genezareth).

De filtersnelheden bedroegen volgens de auteurs 16 tot 20 m/h in het grove zand en 4 tot 16 m/h in het fijne zand. De doorlatendheden nadat in 30 dagen tijd 120 m^3 ($9450 \text{ m}^3/\text{m}^2$, gemiddeld 13,1 m/h) water door het zand was gestroomd en nadat het zand was schoongespoeld door achteraf $0,3 \text{ m}^3$ ($23,6 \text{ m}^3/\text{m}^2$) in tegengestelde richting te laten stromen met gemiddeld 5,9 m/h, zijn in onderstaande tabel gegeven voor de eerste en de tweede 50 cm zand achter de inlaat.

grof zand ($d_{\text{eff}} = 2\text{mm}$, $U^* = 1,7$)				fijn zand ($d_{\text{eff}} = 0,6\text{ mm}$, $U^* = 1,4$)		
diepte (m)	voor filtra- tie	na filtra- tie	na schoon- pompen	voor filtra- tie	na filtra- tie	na schoon- pompen
0 -0,5	150	40	70	1,5	0,1	0,5
0,5-1,0	150	40	50	1,5	1,0	-

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

Tabel 3.4 - Doorlatendheden (m/h) in schone zandkolommen, na filtratie van 9450 m³ Tel Aviv'drinkwater per m² filtratieoppervlak met gemiddeld 13,1 m/h en na schoonpompen met 23,6 m³/m² met 5,9 m/h. Uit Rebhun en Schwarz, 1968.

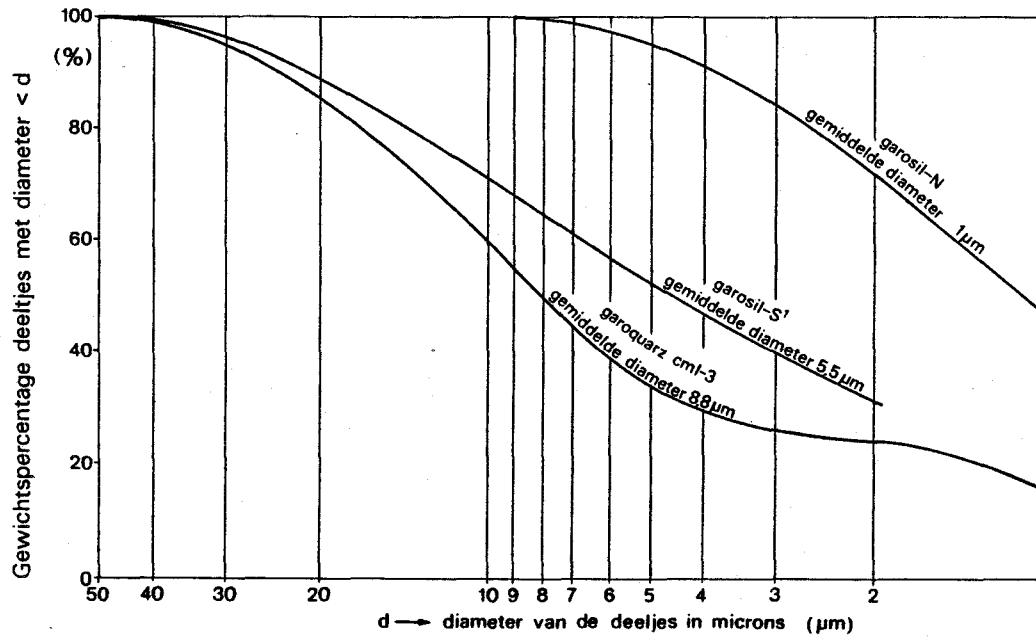
Uit tabel 3.4 blijkt duidelijk het diepe doordringen van het vuil in het grove zand; de sectie tussen 0,5 en 1,0 m is daar evenveel verstopt als die tussen 0 en 0,5 m. In het fijne zand is verstopping van de eerste sectie 10 keer zo groot als van de 2e sectie en vermoedelijk is de verstopping geconcentreerd in het eerste deel van de eerste sectie. In het grove zand is de verbetering die door het schoonpompen wordt bereikt klein ten opzichte van de verstopte situatie, terwijl die in het fijne zand, hoewel onvolledig, toch groot is. De absolute weerstand is in het grove zand echter onder alle omstandigheden veel kleiner dan in het fijne zand, zodat men weinig merkt van de diepe verstopping die in het grove zand optreedt. Op den duur, wanneer als de verstopping in het

grove zand wel goed merkbaar zal zijn geworden, zal echter kunnen blijken dat de put niet meer adequaat kan worden gereinigd. Daarom kan het ook in grove formatie aan te bevelen zijn een put regelmatig schoon te pompen, om hiermee een steeds diepere verstopping te vermijden.

Bichara (1974) voerde onder meer met perspex' put-modellen een aantal infiltratieproeven uit. Hij gebruikte zand met een effectieve korreldiameter van 0,15 mm en een uniformiteit (d_{60}/d_{10}) van 1,3. De doorlatendheid bedroeg 23 m/d bij 24 °C (14 m/d bij 10 °C). Bichara voegde zwevende stof aan het gebruikte drinkwater toe. De zwevende stof was respectievelijk "Garoquarz CML 3" met een mediane diameter van 8,8 μ , "Garosil S" met 5,5 μ en "Garosil N" met 1 μ gemiddelde korrel (fig. 3.13).

In al zijn proeven duurt het enige tijd voordat de verstopping merkbaar wordt, waarna meestal een min of meer lineaire toename van de weerstand optreedt. De hoeveelheden zwevende stof die nodig zouden zijn om (bij 10 °C en 1 m/h) 1 mH₂O waterstandsstijding in de put te krijgen zijn in tabel 3.5 weergegeven voor de proeven met de lagere concentraties. (Bichara ging tot 250 mg zwevende stof per liter.)

De verstopping blijkt belangrijk trager te verlopen naarmate de zwevende deeltjes kleiner zijn. Enerzijds komt dit doordat de kleinere deeltjes gemakkelijker het zand passeren dan de grotere (kolom 4 in tabel 3.5), terwijl anderzijds de grotere deeltjes de poriën kunnen blokkeren, waarna een zeer effectief filtrerende filterkoek wordt afgezet. Om poriën te kunnen blokkeren moeten de



Figuur 3.13 - Verdeling van de deeltjesgrootte van de door Bichara gebruikte kwartssuspensies. (Uit Bichara, 1974).

zwevende stof (kg/m ²)	proeven zonder om- storting (kg/m ²)	proeven met om- storting* (kg/m ²)	doorslag zwevende stof % van gedoseerde concentratie	doorslag zwevende stof door 1 µ cuno- filter na putmodel % **
Garoqu.CML3 (8,8 µ)	0,150	2	1 %	80 %
Garosil S (5,5 µ)	-	7	5 %	60 %
Garosil N (1,0 µ)	~ 20	20	60 %	-

* omstorting 1,5 - 2,5 mm, 65 mm dik

** % van doorgeslagen concentratie.

Tabel 3.5 - Hoeveelheid zwevende stof (kg/m² "boorgatwand") nodig voor 1 m waterstandsstijging in een equivalente put met 1 m/h en 10 °C. Berekend uit gegevens van Bichara, 1974, voor een debiet tussen 80 % en 40 % van het begindebiet. (Proeven zijn uitgevoerd onder constante drukval.)

deeltjes een diameter hebben die minstens $\frac{1}{10}$ à $\frac{1}{7}$ bedraagt van die van de poriën (hier circa 40 µm); "Garoquarz" (8,8 µ) voldoet hier wel aan, maar "Garosil N" (1 µ) niet. "Garosil S" (5,5 µ) is een grensgeval, zodat de grote poriën niet en de kleinere wel geblokkeerd kunnen worden. Bij het "Garoquarz CML 3" treedt, ten gevolge van de filterkoek, dan ook nauwelijks doorslag op, in tegenstelling tot vooral "Garosil N", waarbij continu rond 60 % van de toegevoerde zwevende stof door het zand heenstroomt en het putmodel weer verlaat.

Bij "Garosil S" is dit percentage veel geringer. De constante stroom van rond 5 % van het toegevoerde materiaal die het model blijkt te passeren, wijst erop dat niet alle poriën geblokkeerd worden. Was dit wel zo dan zou dit percentage steeds lager moeten worden.

Garoquarz CML-3 veroorzaakt een filterkoek. Dit kan als volgt aannemelijk worden gemaakt: benaderen we de filterkoek als een laag korreltjes met diameter d en porositeit ϵ ($\approx 0,4$) dan bedraagt de doorlatendheid volgens Kozeny:

$$k = \frac{1}{180} \frac{\rho g}{\mu} \frac{\epsilon^3}{(1-\epsilon)^2} d^2 \quad (\text{m/s}) = 7600 d^2 \quad (\text{m/s})$$

ρ = waterdichtheid (1000 kg/m^3)

g = sterkte zwaartekrachtveld ($9,81 \text{ N/kg}$)

μ = dynamische waterviscositeit ($1,3 \cdot 10^{-3} \text{ Ns/m}^2$)

Volgens tabel 3.5 veroorzaakt $0,250 \text{ kg/m}^2$ bij $10 \text{ }^\circ\text{C}$ een drukval overeenkomend met $1 \text{ mH}_2\text{O}$ bij 1 m/h filtersnelheid.

Bij een deeltjesdichtheid, ρ , van 2650 kg/m^3 en een porositeit, ϵ , van 40% bedraagt de bijbehorende laagdikte, d_l , $(0.250/2650)10.6$

$= 1.57 \cdot 10^{-4} \text{ m}$, zodat:

$$k = \frac{v d_l}{\Delta \phi} = \frac{(1/3600)d_l}{1} = 4.4 \cdot 10^{-8} \text{ m/s}$$

zodat uit beide relaties volgt, dat $d = (2.4)10^{-6} \text{ m}$, wat in overeenstemming is met de effectieve korrelgrootte van een laag Garoquarz CML-3 (20% korrel $\approx 2 \cdot 10^{-6} \text{ m}$, fig. 3.13) en de veronderstelling van filterkoekvorming.

Door de "efficiency van de filterkoek" bij "Garoquarz CML-3" zijn de deeltjes die het model verlaten bijzonder klein. Dit blijkt uit het hoge percentage van de zwevende stof die, uit het model gekomen, ongehinderd door een cuno-kaarsenfilter kan stromen met poriën van $1 \mu\text{m}$ (tabel 3.5, kolom 5). Het restant "Garosil S" dat het model kan passeren bevat grovere deeltjes dan het restant "Garoquarz CML-3", zoals blijkt uit de grotere efficiency van het 1μ cuno-filter waar dit water vervolgens doorheen werd gevoerd. Dit wijst, evenals de constante 5 % doorslag, op een niet volledig ontwikkelde filterkoek bij de infiltratie van "Garosil S". In dit voorbeeld treden dus zowel de zogenaamde koekfiltratie (Garoquarz CML-3) als de diepbedfiltratie (Garosil N) op. Bij het Garosil S kunnen beide mechanismen naast elkaar voorkomen. Het is duidelijk dat de grofheid van de formatie hier bepalend is voor het mechanisme dat bij deze soorten zwevende stof zal optreden.

In alle gevallen echter bleef de verstopping tot de eerste 5 cm formatiezand beperkt en in alle gevallen dat het grove "Garoquarz CML-3" beproefd werd zelfs tot de eerste 5 mm.

Een belangrijk aspect is de aanwezigheid van een omstorting. Met name bij grovere deeltjes (Garoquarz CML-3) verstopt een put veel sneller zonder omstorting dan met omstorting. Dit komt omdat de omstorting zelf filtreert. Bichara toonde aan, dat circa 90 % van het gedoseerde "Garoquarz CML-3" in de omstorting achterblijft. Derhalve bereikt maar circa 10 % van de 2 kg/m^2 in kolom 3 van tabel 3.5 ($= 0,2 \text{ kg/m}^2$) de boorgatwand. Deze hoeveelheid is ongeveer gelijk aan die in kolom 1 met de proeven zonder omstorting.

Op de fijnere deeltjes ("Garoquarz N") heeft de omstorting geen vat meer en is de hoeveelheid zwevende stof per m² boorgatwand die 1 m waterstandsverhoging veroorzaakt (bij 1 m/h en 10 °C) onafhankelijk van de aanwezigheid van een omstorting. Er zij wel op gewezen dat de proeven met het "Garosil N" onderling aanzienlijke verschillen vertonen, zodat een beperkte invloed van de omstorting mogelijk blijft, maar hier niet kan worden aangetoond.

De invloed van de omstorting is ook reeds aangeduid naar aanleiding van figuur 3.10 en wordt nog duidelijker weerspiegeld in figuur 3.14 waarin omstortingsgrind in 2 proeffilters over een diepte van circa 4 cm met ijzervlokken is verstopt (na doorslag van de snelfilters van de voorzuivering).

Met glaspereels gevulde, in Andijk opgestelde proeffiltertjes (Ø 55 mm) van het Provinciaal Waterleidingbedrijf van Noord-Holland (PWN), waarvan het debietsverloop bij constante voordruk is gemeten, laten eveneens een weerstandsverminderend effect van de "omstorting" zien (figuren 3.15 en 3.16.).

Dit weerstandverminderende effect is hetzelfde dat met dubbellaagsfiltratie in de zuiveringstechniek wordt beoogd. Het water passeert eerst een grove laag die een deel van het vuil bergt en de fijne laag hiermee ontlast.



Fig. 3.14 Verstopt omstoringsgrind na filterdoorslag. Infiltratiewater 2e persput Duinwaterleiding van 's-Gravenhage, 1975.



Fig. 3.15 Verstopt proeffilter, 55 mm diameter, glasparsels (0,15 mm) wel en niet afgedekt met grove parels (2 mm). Doorstroomd met drinkwater te Andijk, vanaf 16 augustus 1976.

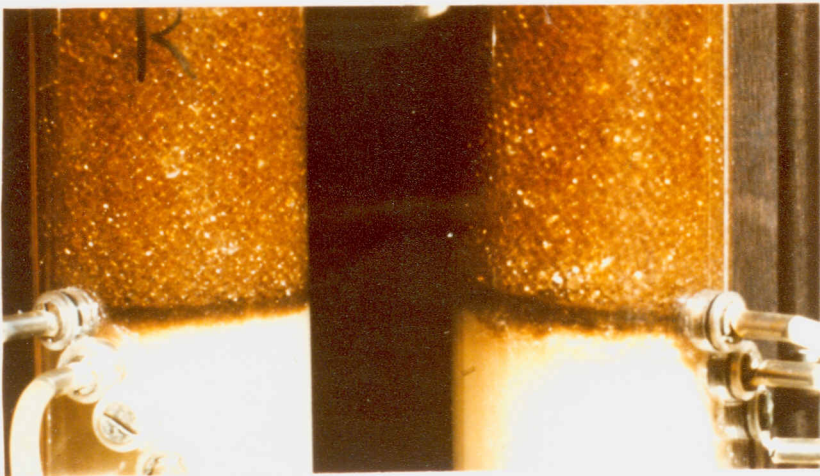
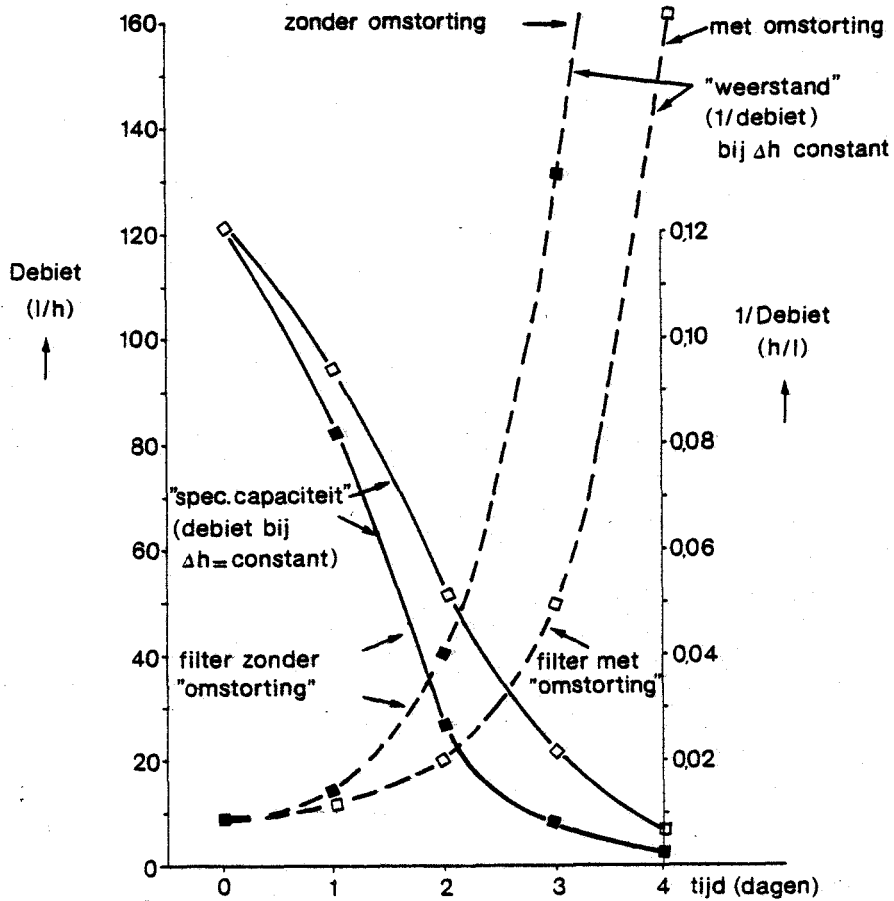


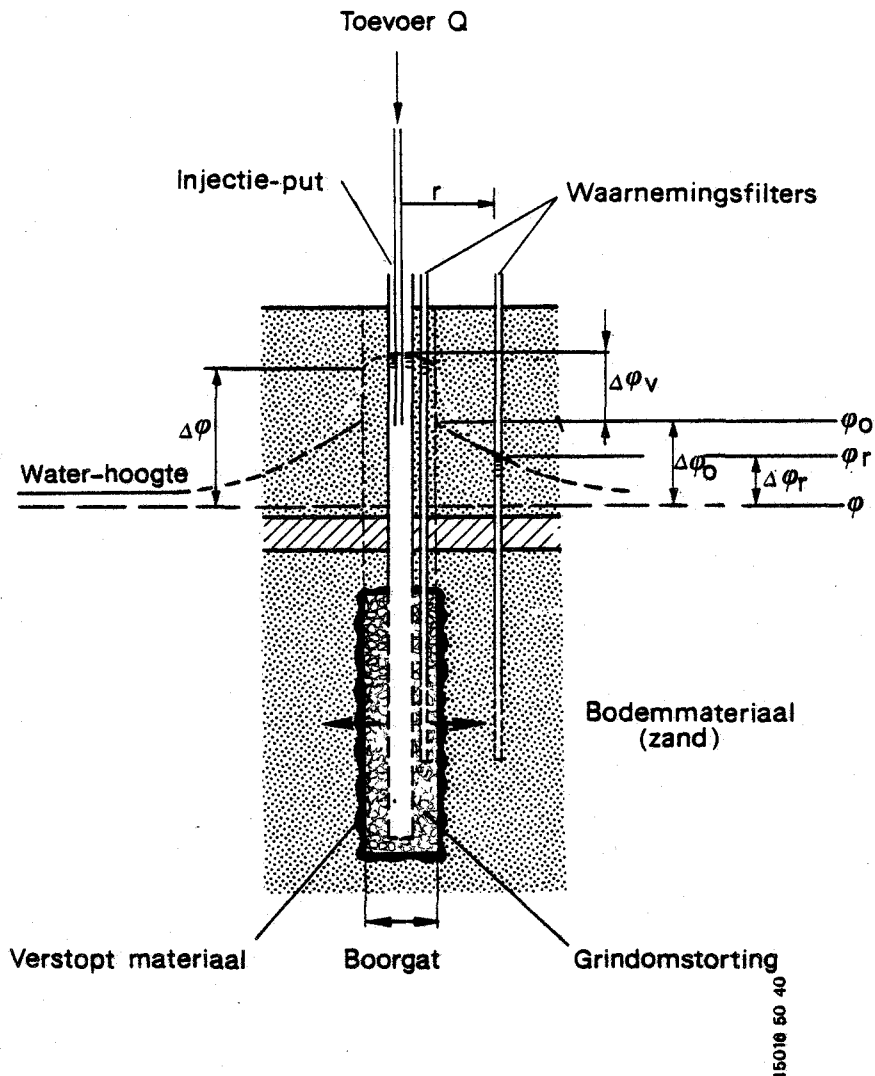
Fig. 3.10 Verstopte proeffiltertjes (50 mm breed) met glasparsels, 0,15 mm en 2 mm na doorstroming met infiltratiewater voor de 2e put van de Duinwaterleiding van 's-Gravenhage, 1975.



Figuur 3.16 - Verloop van het debiet door de proeffilters in fig. 3.15, (diameter 55 mm, constante drukval overeenkomend met 1,5 mH₂O).

3.2.2 Berekening, uitgangspunten

De toename van de stijghoogte $\Delta\phi$ in een persput, ten opzichte van de rustwaterstand of het niveau in een nabije waarnemingsput, wordt gesplitst in



Figuur 3.17 - Putverstopping en relevante waterstanden

een deel, $\Delta\phi_o$, ten gevolge van de bodem zelf en een deel, $\Delta\phi_v$, door verstopping (figuur 3.17) die de doorlatendheid, k , tussen de grenzen r_o en r_v tot k_v heeft gereduceerd. De in totaal benodigde

stijghoogtetoeename, $\Delta\phi$, in de put bedraagt bij putfiltratie:

$$\Delta\phi = \frac{Q}{2\pi k_v^* H} \ln \left(\frac{r_v}{r_o} \right) + \frac{Q}{2\pi k H} \ln \left(\frac{R}{r_v} \right)$$

Dit is te schrijven als:

$$\Delta\phi = \frac{Q}{2\pi k^* H} \ln \left(\frac{r_v}{r_o} \right) + \frac{Q}{2\pi k H} \left[\ln \left(\frac{r_v}{r_o} \right) + \ln \left(\frac{R}{r_v} \right) \right] \quad (3.5)$$

Waarin R een integratieconstante is (m).

Aangezien de laatste 2 termen te zamen de natuurlijke bodemweerstand leveren, namelijk:

$$\Delta\phi_o = \frac{Q}{2\pi k H} \ln \left(\frac{R}{r_o} \right); \text{ volgt met } \Delta\phi_v = \Delta\phi - \Delta\phi_o:$$

$$\Delta\phi_v = \frac{Q}{2\pi k^* H} \ln \left(\frac{r_v}{r_o} \right) = \frac{Q}{2\pi H} \left\{ \frac{1}{k_v} - \frac{1}{k} \right\} \ln \left(\frac{r_v}{r_o} \right) \quad (3.6)$$

zodat de sommatie steeds is toegestaan, mits k_v wordt vervangen door k^* :

$$k^* = k k_v / (k - k_v) \quad (3.7)$$

Daar normaliter $k > k_v$, reduceert vergelijking (3.7) tot

$$k^* = k_v.$$

De viscositeit van het water zit in deze doorlatendheidscoëfficiënten als volgt verwerkt:

$$k = \frac{\rho g}{\mu} k_i \quad (3.8)$$

k = doorlatendheidscoëfficiënt (m/s), ρ = dichtheid van water: $\rho = 1000 \text{ kg/m}^3$, g = sterkte van het zwaartekrachtsveld: $g = 9,81 \text{ N/kg}$, k_i is de intrinsieke doorlatendheidscoëfficiënt (m^2), een materiaaleigenschap die onafhankelijk is van de vloeistof die er doorheen stroomt.

3.2.3 Berekening, filtratieformules

Hoewel bij de verstopping door zwevende stof onderscheid wordt gemaakt tussen diepbedfiltratie en koekfiltratie (fig. 3.9), kunnen we beide mechanismen met dezelfde formules beschrijven.

Bij diepbedfiltratie worden de deeltjes vastgehouden in de poriën van het bodemzand. Deze vernauwen zich hierdoor, totdat (bij constant infiltratiedebiet) de watersnelheid in de poriën zo hoog is geworden, dat per seconde evenveel deeltjes worden afgezet als meegesleurd. Zij dringen dan dieper in de bodem, tot de plaats waar de poriën nog niet verstopt zijn. Het afzettingsfront verplaatst zich derhalve van de formatiewand steeds verder de bodem in (zie bijvoorbeeld Albert, 1971).

Diepbedfiltratie is alleen mogelijk als de deeltjes in het water klein genoeg zijn, bijvoorbeeld kleiner dan $\frac{1}{7}$ van de poriediameter of $< 10 \mu$ volgens de formules van Herzig (1970) in fijn zand met een korreldiameter van 200μ .

Grotere deeltjes kunnen elk op zich of met een aantal tegelijk (brugvorming) een porie blokkeren (fig. 3.9). Treedt zo'n blokkering op enige diepte op, dan ontstaat een inwendige filterkoek (Barkman

en Davidson, 1972), maar meestal zal de filterkoek op de boorgatwand worden afgezet, waar de grove omstorting in fijn formatiezand overgaat.

Zoals we zagen heeft de verstopte laag, of dit nu de koek zelf is dan wel de bodemlaag die met verstopingsmateriaal gevuld is, een bepaalde, zij het kleine, doorlatendheid:

$$k^* = \rho g k_i / \mu \quad (3.8)$$

Waarin k^* de doorlatendheid van de verstopte laag (m/s); k_i de intrinsieke doorlatendheid (m^2), onafhankelijk van de viscositeit van de vloeistof; en μ de viscositeit van de vloeistof (Ns/m^2); ρ is de vloeistofdichtheid (kg/m^3) en g de sterkte van het zwaartekrachtsveld (N/kg).

De drukval dp (N/m^2) ten gevolge van de stroming door een verstopingslaagje met dikte dl (m) en doorlatendheid k_i (m^2), bedraagt, bij een debiet Q (m^3/s) en een filtratieoppervlak A (m^2):

$$dp = \left(\frac{\mu}{k_i}\right) \left(\frac{Q}{A}\right) dl \quad (3.9)$$

Daar p recht-evenredig is met Q en μ , kan het begrip weerstand (W) worden ingevoerd:

$$dW = d\left(\frac{p}{Q\mu}\right) = \left(\frac{1}{k_i A}\right) dl \quad (3.10)$$

Het toegevoerd volume verstopingslaag per m^3 water, dV , hangt, via A , direct met dl samen: $dV = A dl$, terwijl voor een put: $dV = (2\pi r)(H)dr$ met r

de afstand tot het hart van de put vanaf de plāats waar de verstopping plaatsvindt en H de lengte van de omstorting, zodat:

$$dW = \frac{dV}{k_i A^2} = \left(\frac{1}{2\pi k_i H} \right) \left(\frac{dr}{r} \right) \quad (3.11)$$

Met $W = 0$ als $t = 0$, dat wil zeggen $r =$ de boorgatradius, r_0 :

$$W = \frac{1}{2\pi k_i H} \ln \left(\frac{r}{r_0} \right) \quad (3.12)$$

Bij koekfiltratie op de boorgatwand (figuur 3.9, onder) neemt r steeds verder af ($r < r_0$), zodat:

$$V = \int_0^t Q c dt = \pi H (r_0^2 - r^2) \quad (3.13)$$

Waarin c de concentratie zwevende stof (dimensie: m^3 verstopte laag per m^3 aangevoerd water).

Bij diepbedfiltratie (figuur 3.9, boven) geldt het omgekeerde ($r > r_0$), zodat:

$$V = \int_0^t Q c dt = \pi H (r^2 - r_0^2) \quad (3.14)$$

Dit levert nu, met $\phi = \frac{p}{\rho g}$:

$$\Delta\phi_v = \frac{(\mu/\rho g)Q}{4\pi k_i H} \ln\left(1 \pm \frac{V}{\pi r_0^2 H}\right) \quad (3.15)$$

Het plusteken voor diepbed- en het minteken voor koekfiltratie. (Uiteraard hoort bij een ander filtratieproces ook een andere doorlatendheid.)

Voor een kleine tijd en dus kleine V gaat de betrekking over in die voor lineaire filtratie:

$$\Delta\phi_v = \left(\frac{1}{\rho g}\right) \left(\frac{\mu}{k_i}\right) \left(\frac{QV}{A_o^2}\right), \text{ waarin } A_o = 2\pi r_o H \quad (3.16)$$

Ofwel:

$$\Delta\phi_v = \left(\frac{1}{\rho g}\right) \left(\frac{\mu}{k_i}\right) v \bar{V} \quad (3.17)$$

waarin v de infiltratiesnelheid op de boorgatwand (m/h) en \bar{V} het per m^2 boorgatwand ingebrachte volume zwevende stof (m).

Aangezien deze betrekking onafhankelijk van de momentane volumestroom is afgeleid, geldt zij algemeen voor dit soort verstoppingen en is zowel bruikbaar bij infiltratie onder constante druk als bij infiltratie onder constant debiet.

Bij constante concentratie c (m^3 verstoppingslaag per m^3 water) geldt:

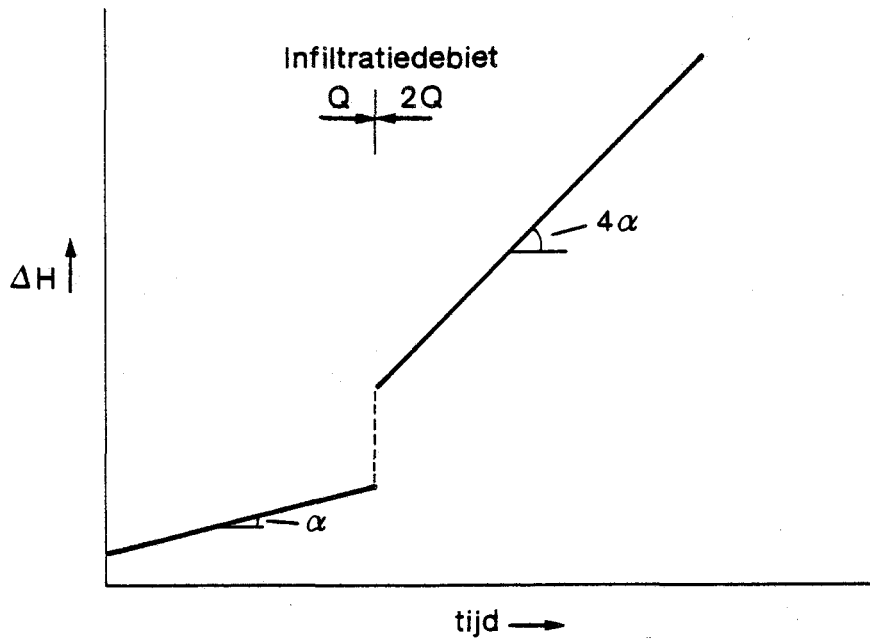
$$\Delta\phi_v = \left(\frac{1}{\rho g}\right) \left(\frac{c\mu}{k_i}\right) v \bar{U} \quad (3.18)$$

met \bar{U} het totaal per m^2 boorgatwand geïnfiltreerde volume water (m).

Is bovendien het debiet constant, dan geldt:

$$\Delta\phi_v = \left(\frac{1}{\rho g}\right) \left(\frac{c\mu}{k_i}\right) v^2 t \quad , \quad (3.19)$$

een kwadratisch verband tussen druktoename en infiltratiesnelheid (fig. 3.18).



Figuur 3.18 - Het effect van een verdubbeling van het infiltratiedebiet op de waterstand in de persput ten opzichte van die in een naburige waarnemingsput. (Op het moment van de verhoging verdubbelt de waterstand in de put ten opzichte van die in een naburige waarnemingsput; de door verstopping veroorzaakte stijgsnelheid verviervoudigt echter.)

Bij constante druk, p , of stijghoogte, ϕ , totaal geïnfiltreerd volume, \bar{U} , per m^2 boorgatwand en met $v = v_0$ als $t = 0$ volgt, uitgaande van (3.9):

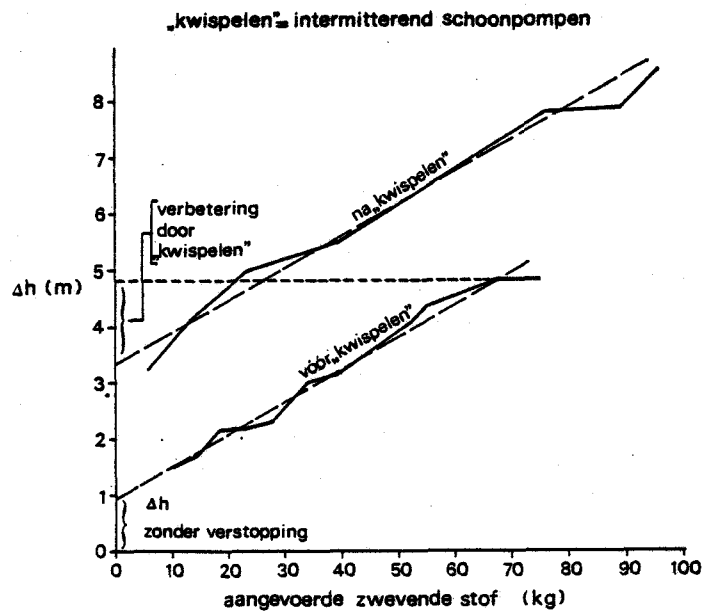
$$v = \frac{v_0}{a + 1} \quad \text{met } a = \left(\frac{v_0}{p}\right) \left(\frac{c\mu}{k_i}\right) \bar{U} \quad (3.20)$$

terwijl uitwerking naar de tijd t in plaats van naar \bar{U} oplevert:

$$v = \frac{v_0}{\sqrt{(bt + 1)}}, \text{ met } b = \left(\frac{2}{p}\right) \left(\frac{c_u}{k_i}\right) v_0^2 \quad (3.21)$$

3.2.4 Toetsing van de theorie

De afgeleide formules worden hierna getoetst aan de hand van een aantal praktijkgevallen, respectievelijk praktijkproeven. Zo toont fig. 3.19 het praktisch lineaire verband tussen waterstand in de put en de in totaal geïnfiltreerde hoeveelheid slib, zoals gemeten bij de persput van ESTEL-Hoogovens B.V. in Beverwijk.

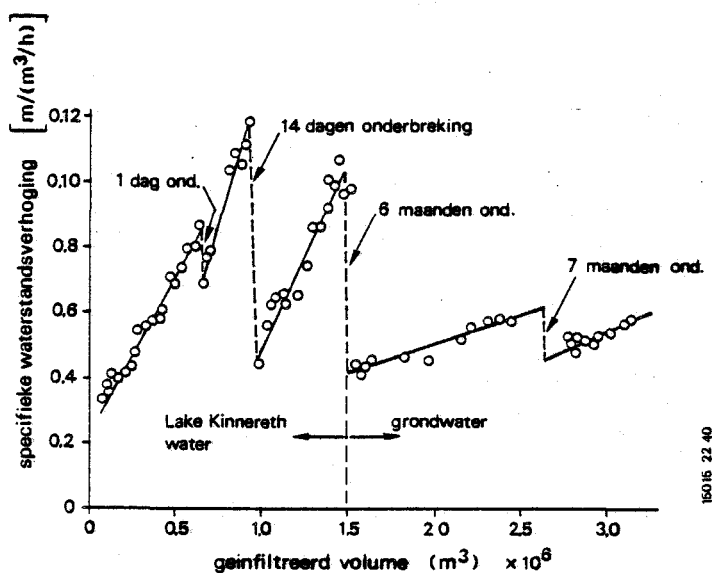


Hoogovenput, „weerstand“ vs. aangevoerd slib.

Figuur 3.19 - Waterstand in de put (ten opzichte van die in een waarnemingsput op 40 m afstand) als functie van de totale hoeveelheid slib die in de put is gebracht. Hoogovenput, Noord-Holland, periode augustus 1970 tot februari 1971. Debiet $17 \text{ m}^3/\text{h}$; infiltratieoppervlak $15,5 \text{ m}^2$, gefiltreerd en gechloord Rijnwater (Brandes, in Bulten, 1972)

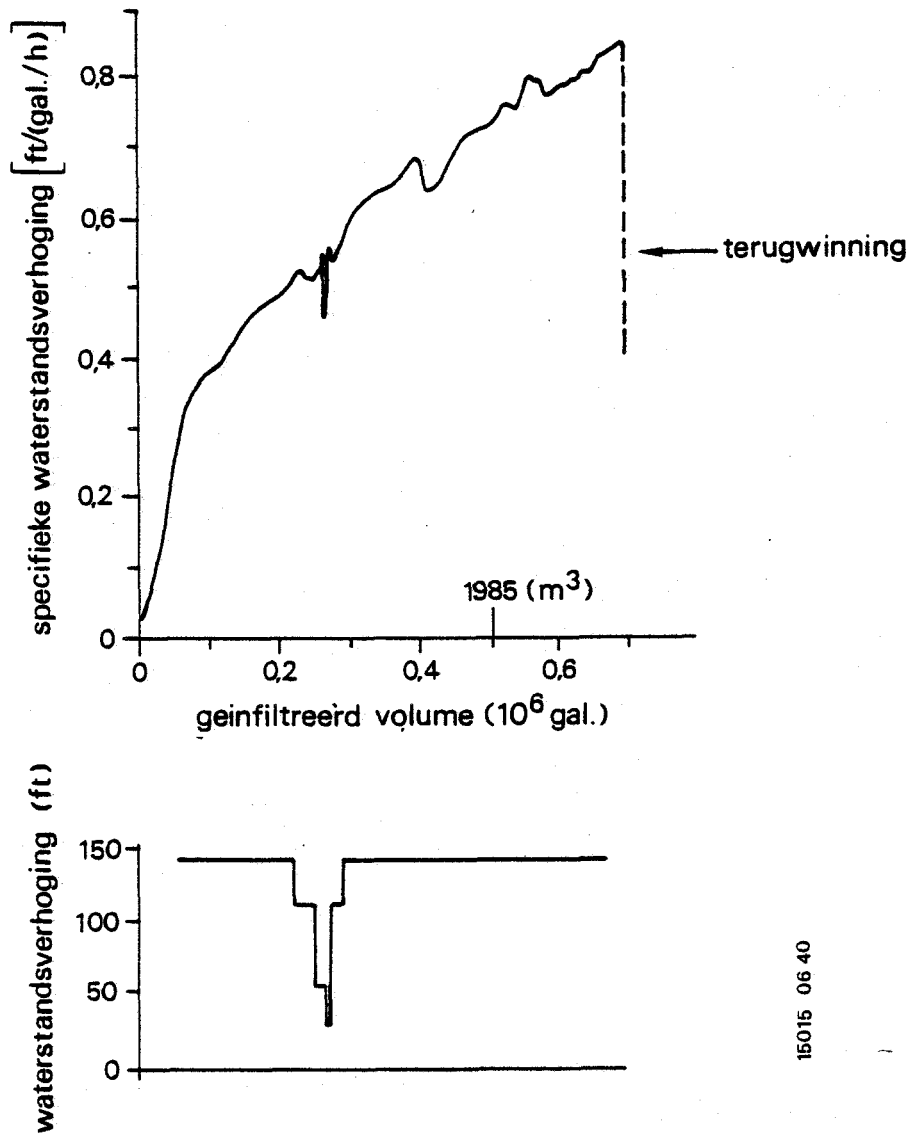
De concentratie aan zwevende stof in het gechloorde en gefiltreerde rivierwater dat werd geïnfiltreerd varieerde tussen rond 1 en 5 mg/l. Over langere perioden zal de samenstelling van het slib veranderen en dit lineaire verband niet goed meer opgaan, zoals uit de op deze put betrokken figuur 3.11 blijkt.

Waar een meer constante kwaliteit water voorhanden is moet naar verwachting het lineaire verband (tussen de door verstopping veroorzaakte waterstandsstijging in de put en totaal geïnfiltreerde volume) van formule 3.18 opgaan. In fig. 3.20 blijkt dit het geval voor een put in Israël en in fig. 3.21 voor een put in Engeland.



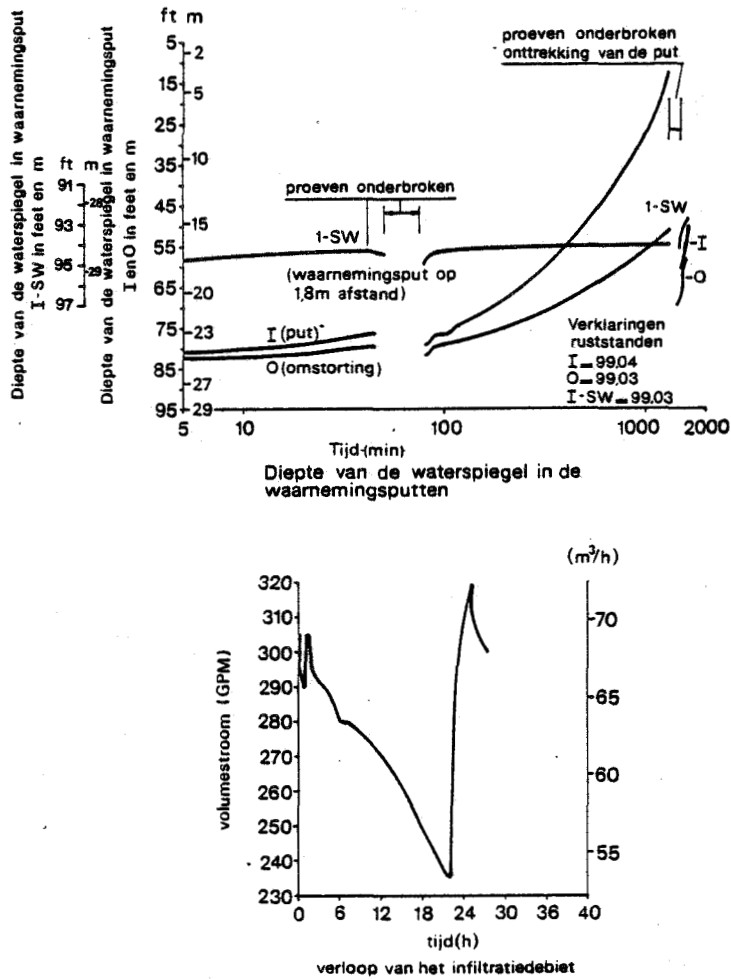
Figuur 3.20 - Verloop van de specifieke waterstandsverhoging als functie van het totaal geïnfiltreerde volume bij achtereenvolgende infiltratie van 2 soorten water. (Put Gilgal, Israël. Uit discussie Harpaz, 1970.)

In fig. 3.21 blijkt de grootte van de infiltratiesnelheid, zoals verwacht, praktisch niet van invloed op de weerstandstoename. Hetzelfde geldt voor fig. 3.20, aangezien ook daar de infiltratiesnelheid varieerde.



Figuur 3.21 - Verloop van de verstopping (waterstandsstijging teruggerekend naar een standaarddebiet) als functie van het totaal geïnfilteerde volume en naar de daadwerkelijke waterstand in de put boven de ruststand. (Uit Marshall et al, 1968.)

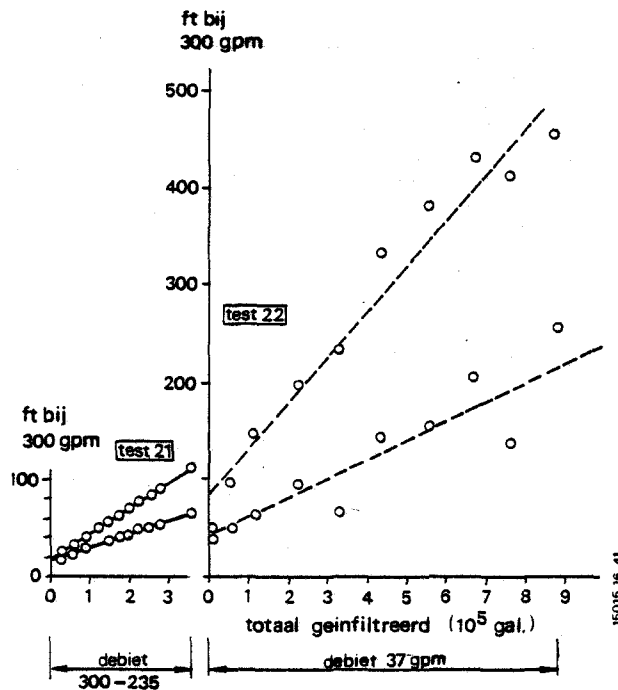
Het door formule 3.18 vastgelegde verband blijkt ook op te gaan voor de gegevens uit proef 21 en 22 van Sniegocki (1965), die zijn resultaten echter zelf presenteerde op de wijze van figuur 3.22.



Figuur 3.22 - Verloop van waterstanden in de put (I), in de zandomstorting (O) en in de waarnemingsput (I-SW) op 1,8 m afstand, alsmede het verloop van het infiltratiedebiet; zoals gepresenteerd door Sniegocki (1965), proef 21. Infiltratie van gechloord oppervlaktewater.

Het betrof infiltratie van gechloord oppervlakte-water.

In proef 21, met een constante watertemperatuur van 15 °C, verliep het infiltratiedebiet van 300 gpm (68 m³/h) tot 235 gpm (53 m³/h). Door nu het peilverschil tussen de put en de waarnemingsput, 1-SW, op 1,8 m afstand terug te rekenen naar een vast debiet van 300 gpm (de dimensies zijn hiervoor onbelangrijk) en een temperatuur van 10 °C, verkregen we fig. 3.23, waarin het lineaire verband van formule 3.18 opnieuw opduikt.

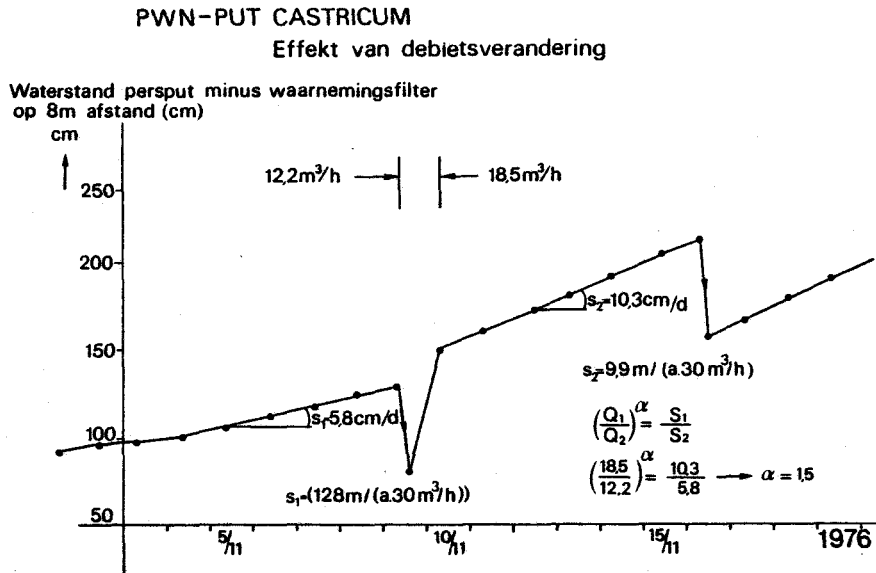


Figuur 3.23 - Verloop van het waterstandsverschil tussen put respectievelijk zandomstorting en de waarnemingsput op 1,8 m afstand (teruggerekend naar 10 °C en 300 gpm) als functie van het totaal geïnfiltereerd volume. Proeven 21 en 22 van Sniegocki 1975 (zie fig. 3.22).

Het verschil tussen Sniegocki's beide proeven is, dat proef 22 met een gemiddeld zeven maal zo klein debiet werd uitgevoerd, namelijk met 37 gpm ($8,4 \text{ m}^3/\text{h}$), bij een watertemperatuur van $8 \text{ }^\circ\text{C}$. De helling van de lijnen in fig. 3.23, die de resultaten van de 2 proeven weergeven, stemmen, ondanks het grotere debietsverschil tussen beide proeven, opvallend goed overeen. Het is niet uit te sluiten dat een gering verschil in waterkwaliteit de wat sterkere weerstandstoename in test 22 heeft veroorzaakt. De in werkelijkheid opgetreden gemiddelde stijgsnelheid van het water in de put bedroeg tijdens proef 21 (met $\bar{Q} = 274 \text{ gpm}$) $12,6 \text{ m/d}$ en gedurende proef 22 (met $\bar{Q} = 37 \text{ gpm}$) $0,9 \text{ m/d}$.

Indien, zoals hierboven het geval, formule 3.18 het verstoppingsproces goed beschrijft, geldt automatisch formule 3.19. Vanzelfsprekend komen in de praktijk afwijkingen van dit geïdealiseerde beeld voor. Dit zal met name het geval zijn wanneer de verstopping niet alleen door zwevende stof wordt veroorzaakt. In fig. 3.24 bedraagt de macht, die in formule 3.19 gelijk aan 2 is, slechts 1,5. Deze put in Castricum, die met drinkwater werd gevoed, verstopte voor een aanzienlijk deel door bacteriegroei in de put (paragraaf 3.4, pag. 3.106).

Het niet geheel kwadratische verband dat hier optrad kan zodoende aan verstrengeling van verstoppingsmechanismen worden toegeschreven. De kans hierop is groter naarmate het water minder zwevende delen bevat waardoor zwevende stof als oorzaak naar de achtergrond wordt gedrongen.



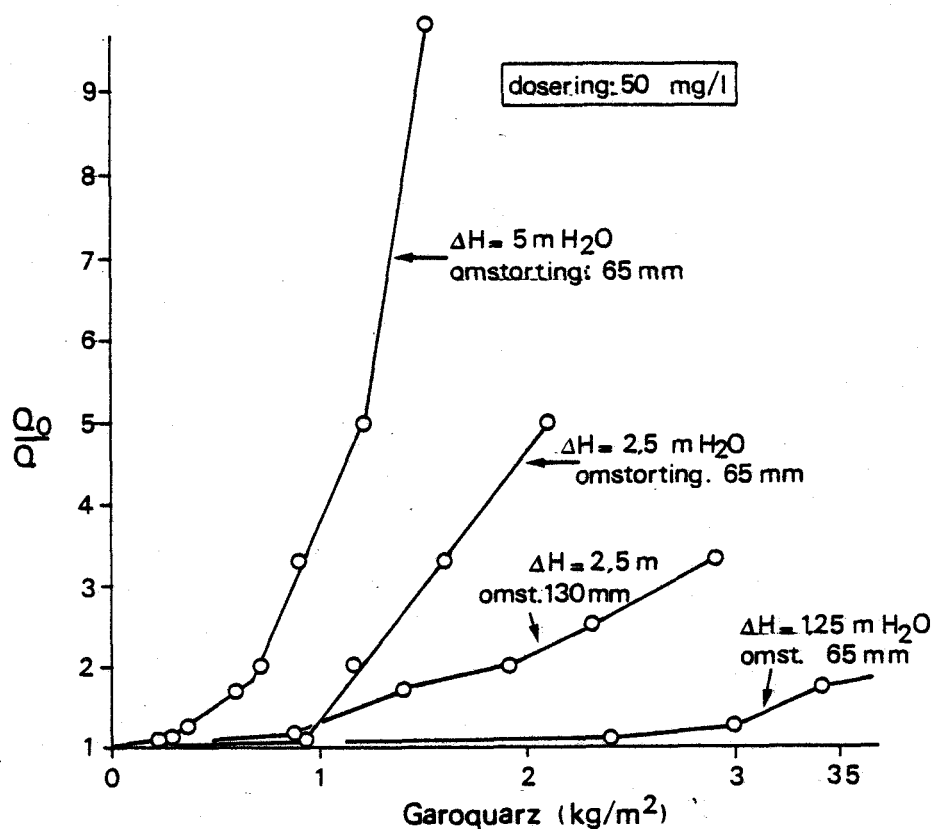
Figuur 3.24 - Effect van debietsverhoging op de verstoppingssnelheid in de persput te Castricum. Infiltratie met drinkwater uit Andijk.

Bichara (1974) vindt soms echter een macht die groter is dan 2. Dit blijkt het gevolg van de werking van de omstorting. Hij mat, bij het door hem toegepaste Garoquarz CML-3 als zwevende stof en een omstorting van 65 mm dikte (fig. 3.13, tabel 3.5 op pag. 3.28), dat slechts 20 % van het Garoquarz CML-3 de formatiewand van zijn perspex' putmodel bereikte. De rest, 90 %, bleef in de omstorting achter. Deze metingen zijn in overeenstemming met zijn proeven zonder omstorting. In deze proeven blijkt namelijk inderdaad slechts ongeveer 10 % van het materiaal dezelfde weerstand te veroorzaken als in de proeven met een omstorting van 65 mm dikte. Naarmate de omstorting dikker is en dus meer materiaal kan afvangen neemt de weerstand van de put minder snel toe, zoals bevestigd wordt door fig. 3.25 (zie experimenten met zelfde constante totaal-drukval, Δh , van 2,5 mH₂O

en omstorting van respectievelijk 65 en 130 mm dikte). Met toenemende infiltratiesnelheid daalt de efficiency van de omstorting met een grotere doorslag en belasting van de formatie als gevolg. Een bepaalde hoeveelheid zwevende stof kan hierdoor bij toenemende infiltratiesnelheid een extra sterke weerstandstoename veroorzaken met als gevolg een macht die groter is dan 2. Deze relatief sterke weerstandstoename met de infiltratiesnelheid trad bij Bichara op (fig. 3.25), zie grafiek met dezelfde omstortingsdikte maar verschillende, constante totaal-drukval over het putmodel.

Zo extreem als in fig. 3.25 hebben we dit effect in de praktijk niet aangetroffen, vermoedelijk omdat de zwevende stof zelden uit zulke grote deeltjes bestaat als het Garoquarz CML-3 van Bichara (fig. 3.13). Naarmate de deeltjes kleiner worden en zij gemakkelijker de omstorting passeren wordt de invloed van de omstorting minder. Tabel 3.5 (pag. 3.28) illustreert dit uit het feit dat bij Garosil N, deeltjesgrootte gemiddeld 1μ , de omstorting in het geheel geen effect meer heeft. Voorts houdt een en ander de waarschuwing in, op te passen het infiltratiedebiet tijdens een "run" sterk te vergroten. Het is denkbaar dat hierbij materiaal uit de omstorting tegen de boorgatwand wordt aangespoeld en een plotselinge sprong in de weerstand veroorzaakt.

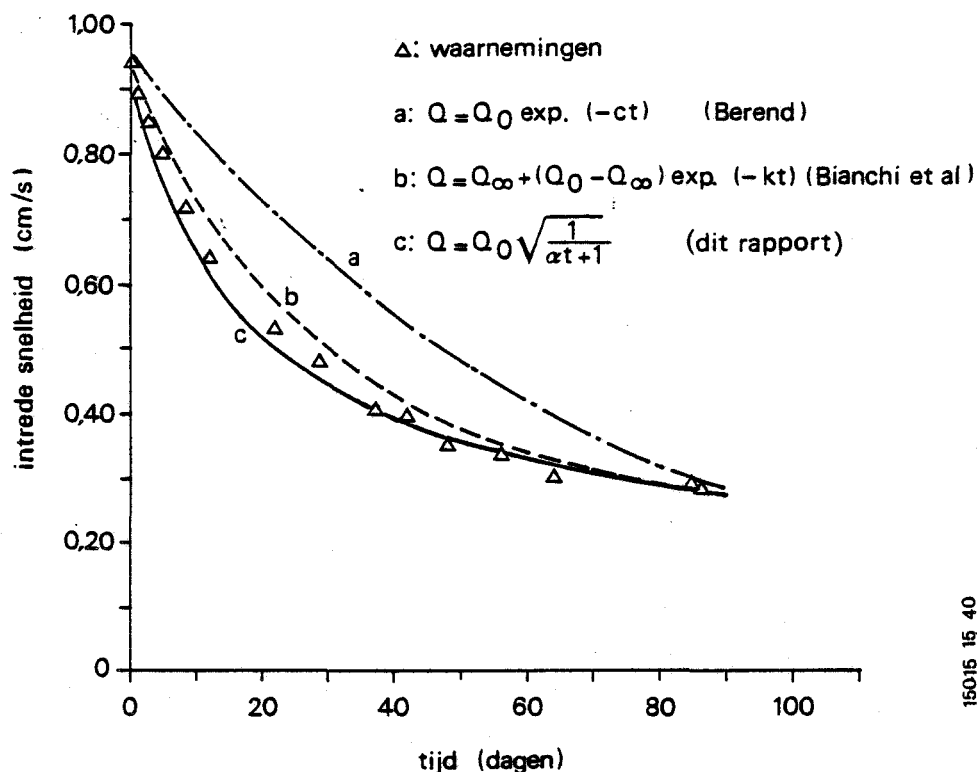
Het verband tussen variabel debiet en tijd bij constante druk, zoals weergegeven door formule 3.21 wordt op een fraaie wijze door metingen van Bianchi en Nightingale (fig. 3.25) bevestigd; formule 3.21 geeft een betere dekking van de me-



15015 14 40

Figuur 3.25 - Verband tussen de verstoppingsnelheid als verhouding tussen begindedbiet en momentane debiet en de totale hoeveelheid slib per m^2 infiltratieoppervlak, voor verschillende constante totaal-drukval over het perspex' model en verschillende omstortingsdiktes. (Infiltratie van water met "Garoquarz CML-3", $d_{50} = 8,8 \mu$. Gegevens van Bichara, 1974.)

tingen dan de door henzelf gebruikte vergelijkingen (fig. 3.26) waaraan overigens een duidelijke fysische achtergrond ontbreekt.



15015 15 40

Figuur 3.26 - Verloop van de infiltratiesnelheid als functie van de tijd, vergelijking met verschillende benaderingsformules. Bianchi et al (1978).

De afgeleide formules kunnen worden gebruikt ter beschrijving van de verstopping door zwevende stof.

De waterkwaliteit zelf, die gelijk gesteld kan worden aan de factor $\frac{c}{k_i}$ is alleen proefondervindelijk vast te stellen en zal in een natuurlijk water op onbekende wijze variëren, terwijl c en k_i ook nog van de formatie afhangen. Van belang is, dat de formules het mogelijk maken de verstopping van willekeurige persputten onderling te vergelijken. Hiertoe wordt de opgetreden stijghoogtetoe-

me teruggerekend naar het aantal meters waterstandsstijging, dat zou zijn opgetreden, wanneer het water een temperatuur van 10 °C had en gedurende 1 jaar, met een snelheid van 1 m/h op de boorgatwand zou zijn geïnfiltreerd.

Het is hierbij voldoende om alleen een punt aan het begin en aan het einde van de te beschouwen periode met elkaar te vergelijken. Aan het begin van de te beschouwen periode bedraagt het debiet Q_b , is de waterviscositeit μ_b en de waterstand ten opzichte van de ruststand of die in een nabij gelegen peilput ϕ_b . Aan het einde van de beschouwde periode zijn deze grootheden respectievelijk: Q_e , μ_e en ϕ_e .

Gedurende de periode, met de lengte t , werd het watervolume, U , geïnfiltreerd. De put heeft een infiltratieoppervlak A . De gezochte standaardwaterstandsstijging, $\Delta\phi_s$, die zou optreden bij de standaard-infiltratiesnelheid, $v_o = Q_o/A$ (1 m/h), waterviscositeit, μ_o , (watertemperatuur 10 °C) gedurende de standaardtijd, t_o (8760 h), bedraagt:

$$\Delta\phi_s = \left\{ \phi_e \left(\frac{\mu_o}{\mu_e} \right) \left(\frac{v_o}{Q_e/A} \right) - \phi_b \left(\frac{\mu_o}{\mu_b} \right) \left(\frac{v_o}{Q_b/A} \right) \right\} \left\{ \frac{v_o t_o}{U/A} \right\} \quad (3.22)$$

die, wanneer $\mu_e = \mu_b = \mu_o$, $Q_e = Q_b = v.A$ en $U = vAt$, overgaat in het berekende kwadratische verband:

$$\Delta\phi_s = (\phi_e - \phi_b) \left(\frac{v_o^2}{v} \right) \left(\frac{t_o}{t} \right) \quad (3.23)$$

Met deze formules zijn persputten waarvan de gegevens bekend zijn onder eenzelfde noemer gebracht (zie fig. 3.4). Het bleek daarbij dat bekende,

succesvol genoemde installaties soms maar matig afsteken tegenover andere die als minder succesvol bekend staan.

3.2.5 Meting van de zwevende stof

3.2.5.1 Inleiding

Gezien het belang van zwevende stof bij persputverstopping, is ook het meten van de zwevende stof essentieel. Het verkrijgen van een relevant cijfer met betrekking tot zwevende stof, is steeds een moeilijk punt geweest, aangezien de verschillende methoden elk maar een bepaald facet (lichtverstrooiing, gewichtskoncentratie en dergelijke) van de zwevende stof vastleggen. Het betreffende facet bleek in de praktijk vaak maar weinig verband te houden met de verstopping die de gemeten zwevende stof veroorzaakte. Hierna komen diverse meetmethoden aan de orde en wordt hun relevantie voor de voorspelling en begeleiding van persputverstopping zoveel mogelijk aan een nadere analyse onderworpen.

3.2.5.2 Troebelheid

Zoals bleek (tabel 3.1) zegt de troebelheid op zichzelf nauwelijks iets over de verstoppende eigenschappen van een te infiltreren watersoort. In Sniegocki's proeven bleek zelfs water met een troebelheid van 60 mgSiO₂/l niet sneller te verstoppen dan water met een troebelheid van 2 à 3 mgSiO₂/l. Ook was er gedurende afzonderlijke proeven van Sniegocki geen verband tussen troebelheid en verstopping. Bij persputten in Nederland was er evenmin een relatie tussen de troebelheid

en verstopping, tenzij een hoge troebelheid veroorzaakt werd door een storing in de voorzuivering (doorslag van de nafilters bijvoorbeeld). Meestal echter varieert de verstoppingssnelheid terwijl de troebelheid constant blijft.

3.2.5.3 Concentratie

Het gehalte zwevende stof levert soms een relatie met de verstopping (fig. 3.21). Dit is echter alleen zo als de slibsamenstelling constant is. Bij gebruik van natuurlijk oppervlaktewater als uitgangsmateriaal is over langere perioden geen constante slibsamenstelling te verwachten (fig. 3.7); hier spelen seizoensvariaties een rol.

Omdat de slibsamenstelling van watersoorten van verschillende herkomst zelden gelijk is, kan het gewicht van de zwevende delen in het water onmogelijk een goede algemene maat zijn voor de waterkwaliteit.

Uiteraard heeft geen enkele bepaling van de zwevende stof betekenis wanneer de verstopping een andere oorzaak heeft (bijvoorbeeld bacteriegroei, reactie tussen infiltratiewater en bodem).

Persputten worden vaak met ver voorgezuiverd water gevoed. Zulk water bevat soms zo weinig zwevende stof, dat het gehalte ervan nauwelijks meer kan worden gemeten. Tabel 3.5 geeft het zwevende-stofgehalte van enkele watersoorten die de Duinwaterleiding van 's-Gravenhage heeft bepaald met zogenaamde "Millipore Matched Weight Pairs", membraanfilterparen met poriën van 0,8 μm . Ook is het totale volume vermeld dat ten behoeve van de meting

door het filterpaar is gestroomd, evenals de hieronder te behandelen Membraanfilterindex (MFI), van hetzelfde water, maar bepaald met Millipore membraanfilters ("HAWP 4700", met poriën van 0,45 µm).

Watersoort	datum in 1978	doorge- stroemd volume (l)	zwevende stof (mg/l)	MFI (s/l ²)
Gefiltreerd rivierwater	31 mei	-	-	200
	19 okt.	2,1	1,27	825
Na coagulatie en filtratie in een proefinstallatie	31 mei	-	-	12,0
	19 okt.	18,2	0,02	7,3
	13 nov.	17,3	0,01	5,4
Idem, na dubbele filtratie	31 mei	-	-	7,0
	19 okt.	19,4	0,00	4,3
	13 nov.	19,0	0,00	5,0
Grondwater (anaeroob)	18 okt.	19,5	0,00	0,6

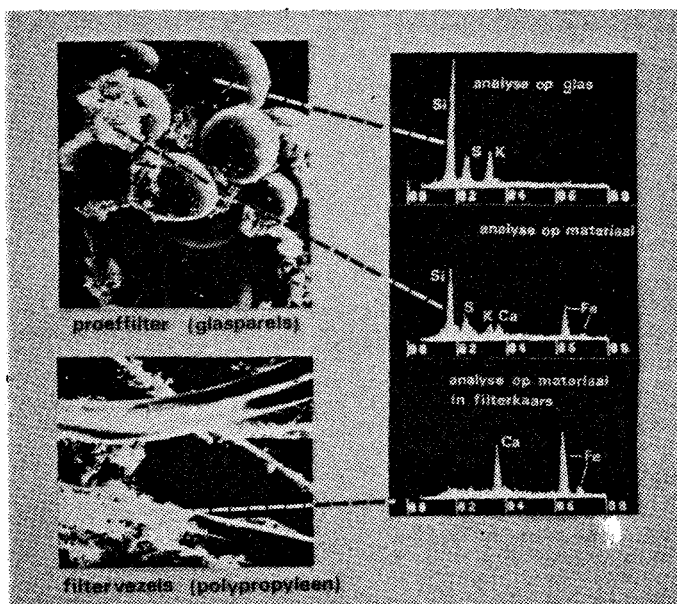
Tabel 3.6 - Concentratie zwevende stof van enkele watersoorten, bepaald door de Duinwaterleiding van 's-Gravenhage met "Millipore Matched Weight Pairs", membraanfilters met poriën van 0,8 µm; het volume dat de membraanfilters is gepasseerd ten behoeve van de meting en de "Membraanfilterindex" die is bepaald met Millipore HAWP 4700 membraanfilters met poriën van 0,45 µm.

Zoals uit deze tabel blijkt, bevatten de betere watersoorten zeer weinig zwevende stof. Dit geldt ook voor het gefiltreerde rivierwater en vooral voor het water uit de proefinstallatie, na coagulatie en filtratie. Desondanks veroorzaken deze watersoorten een tamelijk snelle putverstopping. Het zwevende-stofgehalte van de verder gezuiverde watersoorten kan alleen worden bepaald door een groot volume te filtreren. Zou maar één liter monster zijn gebruikt, dan was, behalve bij het gefiltreerde rivierwater, een concentratie gelijk aan nul gevonden. Het is bij zulke metingen bovendien noodzakelijk om de apparatuur direct op de leiding aan te sluiten en "in situ" te meten. De kleinste hoeveelheden stof in monstervaten geven bovendien al relatief grote fouten, zodat de zwevende-stofconcentratie in de praktijk slechts bij uitzondering bruikbaar is als maat voor de waterkwaliteit.

3.2.5.4 Proeffilttertjes

Het beste middel om de verstoppende eigenschappen van het water te meten is een proefput. Voor het verkrijgen van een indruk kan men als alternatief het water door een korrelmedium laten stromen. Door een goede keuze van de filtratiesnelheid en het medium, kan zo de verstopping bovengronds zichtbaar gemaakt worden. Als korrelmedium kunnen gestoken boormonsters (McCune 1977, Farley and Redline, 1967) of, indien deze niet voorhanden zijn, ander opgeboord materiaal uit de te onderzoeken laag worden gebruikt. Daar waar vooral een nauwkeurige chemische analyse van het verstoppende materiaal gevraagd wordt, kunnen we bijvoorbeeld van glasparels of gesinterd glas met bekende samenstelling gebruik maken (Cirini, 1953).

Een proef met een proeffiltertje kan, afhankelijk van de waterkwaliteit, uren tot weken duren, aangezien het filtermateriaal ongeveer even snel verstopt als een put. De totale weerstandsopbouw geeft dan ook een goed inzicht in de gemiddelde kwaliteit van het water gedurende de totale proefperiode. Bovendien krijgen we een indruk van het verstoppingsmechanisme (diepbed- dan wel koekfiltratie, zie fig. 3.9) en wordt er voldoende materiaal afgevangen voor een gedegen chemisch onderzoek achteraf (fig. 3.27). Een bijkomend voordeel

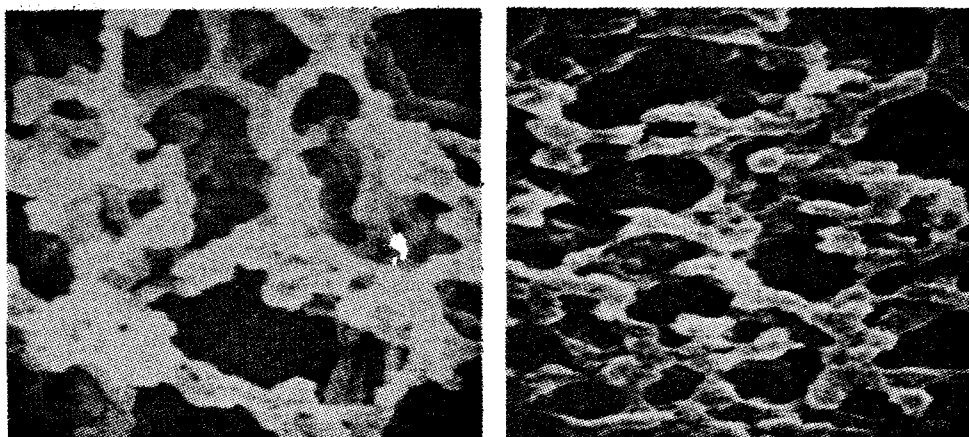


Figuur 3.27 - Röntgenmicro-analyse van het verstoppende materiaal en de glasparels alsmede van het materiaal en de polypropyleenvezels van de filterkaars. De opnamen zijn gemaakt met de rasterelektronenmicroscop. Filtertjes stonden opgesteld bij de persput in Castricum en werden doorstroomd met het infiltratiewater, namelijk drinkwater uit Andijk. Filtersnelheid van de glasparelfiltertjes met korrels van 0,15 mm bedroeg 2,4 m/h. Zij waren in bedrijf van 23 december 1975 tot 11 maart 1976). Opname TFDL-Wageningen. (Olsthoorn, 1977b.)

van zo'n langer durende proef is, dat andere verstoppingsmechanismen dan verstopping door zwevende stof, die meer tijd kosten voor ze merkbaar worden (bijvoorbeeld groei van micro-organismen en corrosie van leidingen), nu onderkend kunnen worden. De kleurverandering, die goed zichtbaar is bij gebruik van glas als medium, kan een snelle indicatie geven.

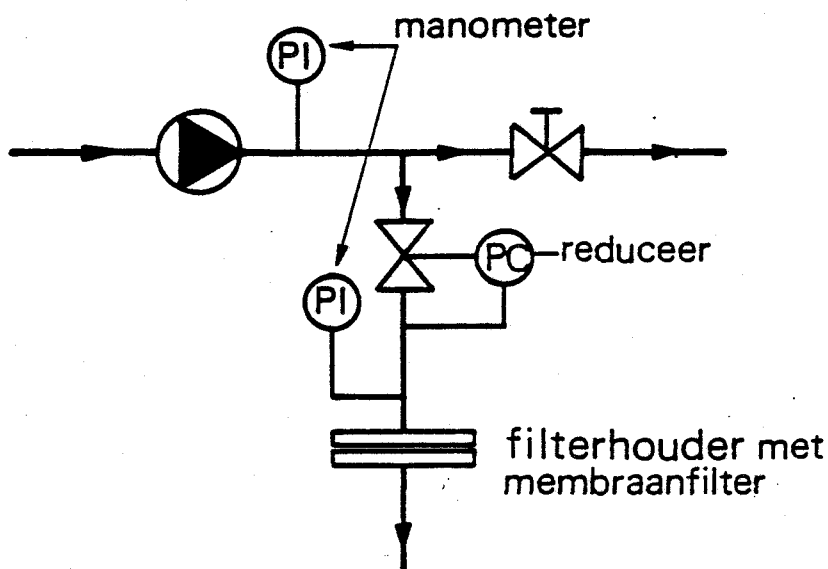
3.2.5.5 Membraanfilters

Tegenwoordig wordt veel van membraanfilters gebruik gemaakt om de waterkwaliteit te meten, meestal met poriën van $0,45 \mu$ (fig. 3.28) en soms



Figuur 3.28 - Voor- (links) en achterzijde (rechts) van een Millipore-membraanfilter "HAWP 4700", poriën $0,45 \mu\text{m}$. Opname met rasterelektronenmicroscop van de Afdeling Chemische Technologie, TH-Twente. (Uit Schippers et al 1979.)

met poriën van $0,8 \mu$. Meting van de verstoppende eigenschappen van water voor persputten met membraanfilters, wordt op grote schaal door de olie-industrie toegepast, sinds Doscher en Weber in 1957 het uitgebreide onderzoek publiceerden van de "Study Committee on Water Treatment of the Southern District of the American Petroleum Institute". De test bestaat uit een interpretatie van het verloop van het debiet door het membraanfilter (met poriën van $0,45 \mu$ en een netto diameter van 42 mm) als functie van het totaal gefiltreerde volume. De meting wordt onder constante drukval uitgevoerd (fig. 3.29). Membraanfiltertests worden



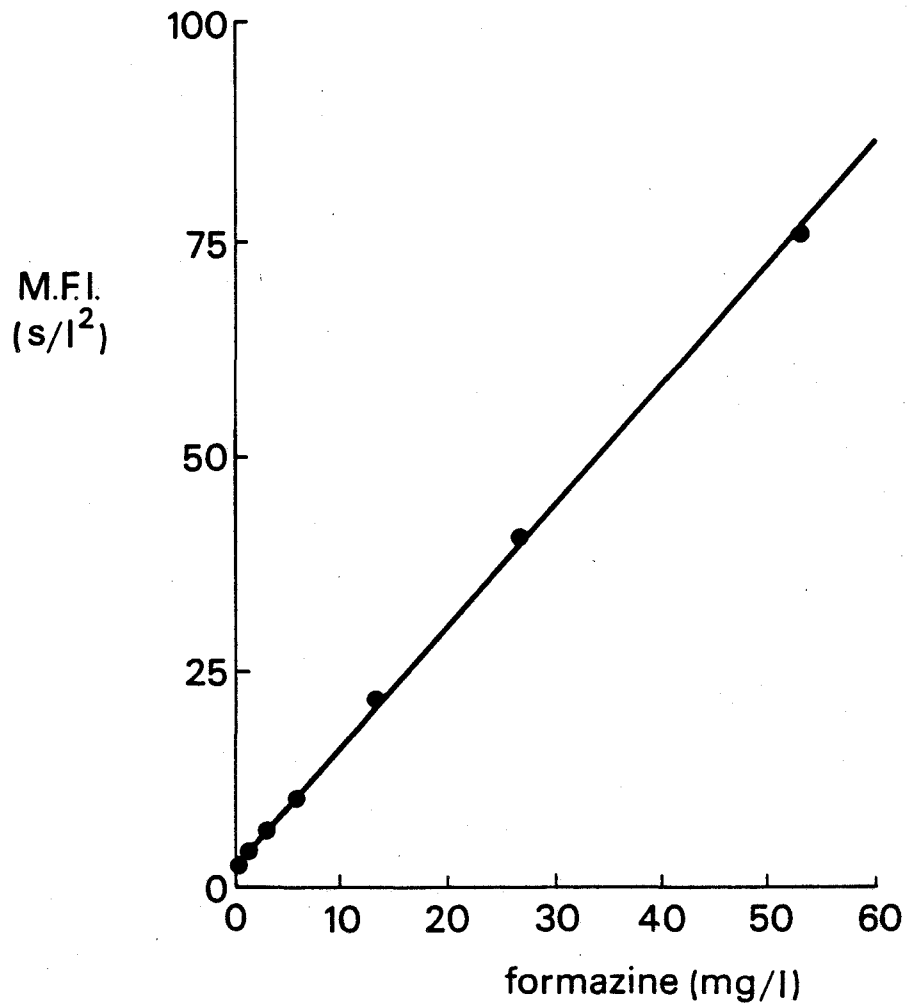
Figuur 3.29 - Apparatuur voor uitvoeren van verstoppingsproeven met membraanfilters (Schippers et al, 1980).

in detail op verschillende manieren uitgevoerd en geïnterpreteerd. Benamingen als "Membrane Filter Test", "Plugging Tendency", "Silting Index", "Silt Density Index", "Fouling Index" "Modified Fouling Index" en tenslotte "Membrane Filter Index", "(MFI)" worden gebruikt.

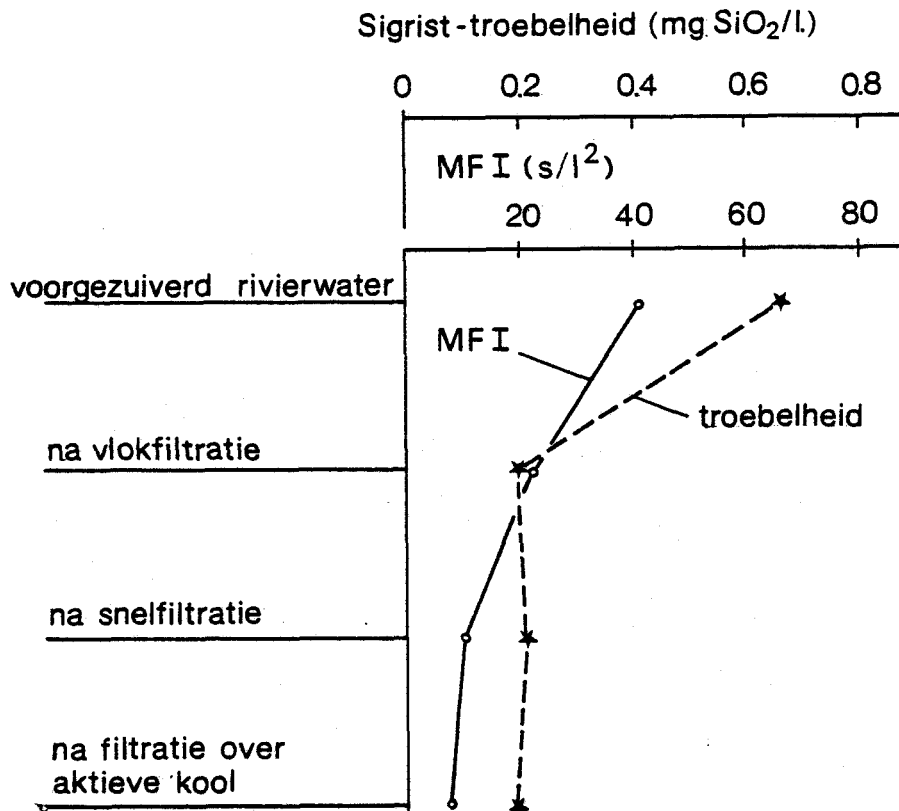
De membraanfilterindex, de "MFI", zoals die recentelijk is ontwikkeld, is de enige methode die daadwerkelijk gebruik maakt van een filtratietheorie (Schipper en Verdouw, 1980). Curieus is dat genoemde Studiecommissie de door Schippers gebruikte theoretische basis al in 1957 aanbeval (Doscher en Weber, 1957).

In tegenstelling tot de andere methoden, is de MFI evenredig met de concentratie van een standaard-colloïd als bijvoorbeeld formazine (fig. 3.30). De membraanfilterindex blijkt veel gevoeliger voor variaties in de waterkwaliteit dan de troebelheid. Met name bij lage troebelheden, waar een volgende stap in de zuivering géén afname van de troebelheid te zien geeft, kunnen kwaliteitsverbeteringen nog wél met de MFI worden gemeten (fig. 3.31).

De MFI is de toename van de weerstand van de filterkoek die zich op het membraanfilter afzet per liter gefiltreerd water, bij een watertemperatuur van 10 °C, een totale constante drukval van 2 bar en bij gebruik van Millipore membraanfilters "HAWP 4700" in bijbehorende Millipore filterhouders. Andere membraanfiltersoorten en filterhouders kunnen andere waarden van de MFI leveren en zijn dan niet meer vergelijkbaar. Verdere bezwaren tegen het gebruik van andere materialen zijn er niet.



Figuur 3.30 - Verband tussen M(embraan) F(ilter) I(ndex) en concentratie bij formazine als zwevende stof (Schipper en Verdouw, 1980.)



Figuur 3.31 - Afname van de troebelheid en de membraanfilterindex (MFI) in een zuiveringsinstallatie (Olsthoorn, 1979).

Voor de stroming door het membraanfilter geldt:

$$p = \frac{\mu Q}{A} \left(\frac{L_f}{k_f} + \frac{L_c}{k_c} \right) \quad (3.24)$$

p = de constant gehouden drukval over het filter (N/m²)

μ = dynamische waterviscositeit (Ns/m²)

Q = volumestroom (m³/s)

A = oppervlak van het filter (m²)

L_f = dikte van het schone filter (m)

L_c = dikte van de gevormde filterkoek (m)

k_f = intrinsieke doorlatendheid van het membraanfilter (m^2)

k_c = intrinsieke doorlatendheid van de filterkoek (m^2)

zodat met

$$Q_o = \frac{pAk_f}{\mu L_f} \text{ en } Q = \frac{dU}{dt} \quad (3.25)$$

Q_o = volumestroom door het schone filter (m^3/s)

$U-U_o$ = doorgestroomd volume tussen t en t_o (m^3)

t = tijd

en

$$L_c = \frac{c}{A} (U-U_o) \quad (3.26)$$

c = concentratie zwevende stof (m^3 filterkoek/ m^3 water, derhalve dimensieloos)

volgt

$$dt = \frac{dU}{Q_o} + \frac{\mu c}{pA^2 k_c} (U-U_o) dU \quad (3.27)$$

Na integratie met grenzen $U=U$ als $t=t$ en $U=U_o$ als $t=t_o$; volgt, na deling door $U-U_o$:

$$\frac{t-t_o}{U-U_o} = \frac{1}{Q_o} + \frac{\mu c}{2pA^2 k_c} (U-U_o) \quad (3.28)$$

Formule 3.28 geldt vanaf het moment t_0 dat zich op het membraanfilter een filterkoek begint af te zetten. Wordt vanaf dat moment gemeten, door $t_0 = 0$ en $U_0 = 0$ te stellen, dan ontstaat een lineair verband tussen t/U en U , waarvan de helling $tg(\alpha)$:

$$tg(\alpha) = \left(\frac{\mu}{2pA^2}\right) \left(\frac{c}{k_c}\right) \quad (3.29)$$

$tg(\alpha)$ is nu per definitie gelijk aan de MFI, de Membraan Filter Index, wanneer we de proef onder afgesproken standaardomstandigheden uitvoeren of het resultaat hiernaar terugrekenen en wanneer voor de dimensie seconden en liters worden gebruikt.

De standaardomstandigheden zijn:

$A = A_0$: gebruik van Millipore membraanfilter HAWP 4700" (poriën van 0,45 μm , diameter 47 mm) in bijbehorende Millipore filterhouder

$p = p_0$: 2 bar drukval ($2 \cdot 10^5 \text{ N/m}^2$)

$\mu = \mu_0$: water van 10 °C ; $\mu_0 = 1,3 \cdot 10^{-3} \text{ (Ns/m}^2\text{)}$

Aldus:

$$tg(\alpha) = \left(\frac{\mu}{\mu_0}\right) \left(\frac{A_0^2}{A}\right) \left(\frac{p_0}{p}\right) \left[\left(\frac{\mu_0}{2p_0 A_0^2}\right) \left(\frac{c}{k_c}\right)\right] \quad (3.30)$$

en

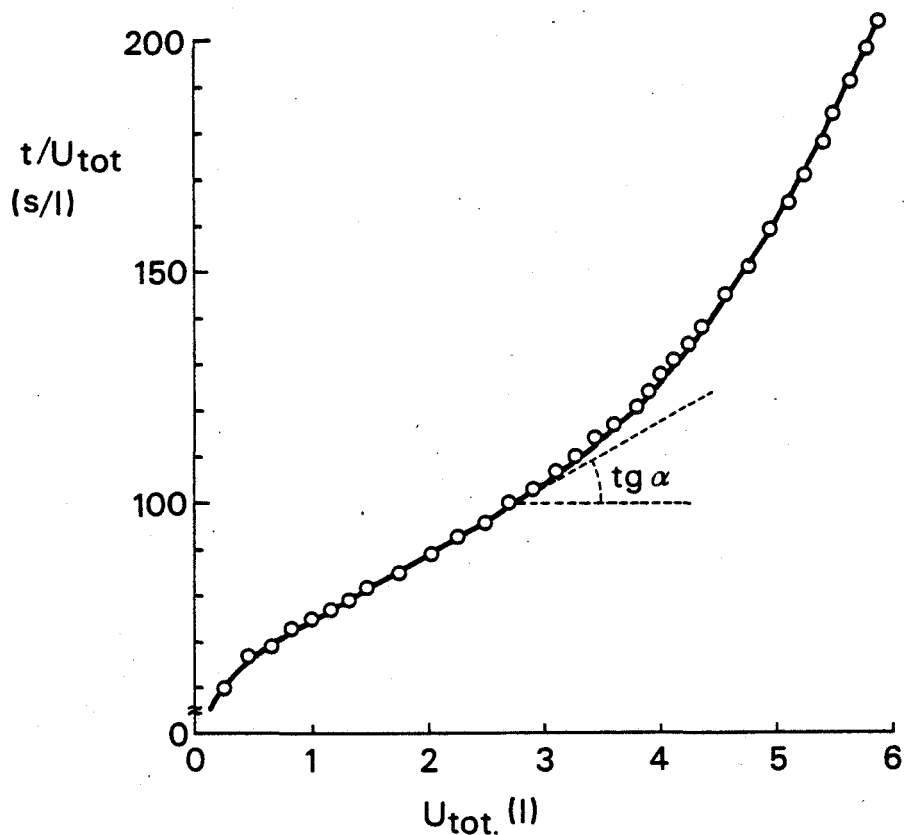
$$tg(\alpha) = \left\{ \left(\frac{\mu}{\mu_0}\right) \left(\frac{A_0^2}{A}\right) \frac{p_0}{p} \right\} \text{ (MFI)} \quad (\text{s/l}^2) \quad (3.31)$$

Onder de afgesproken proefomstandigheden geldt uiteraard:

$$\left(\frac{\mu}{\mu_0}\right) \left(\frac{A_0^2}{A}\right)^2 \left(\frac{p_0}{p}\right) = 1 \text{ en } tg(\alpha) = \text{MFI} \quad (3.32)$$

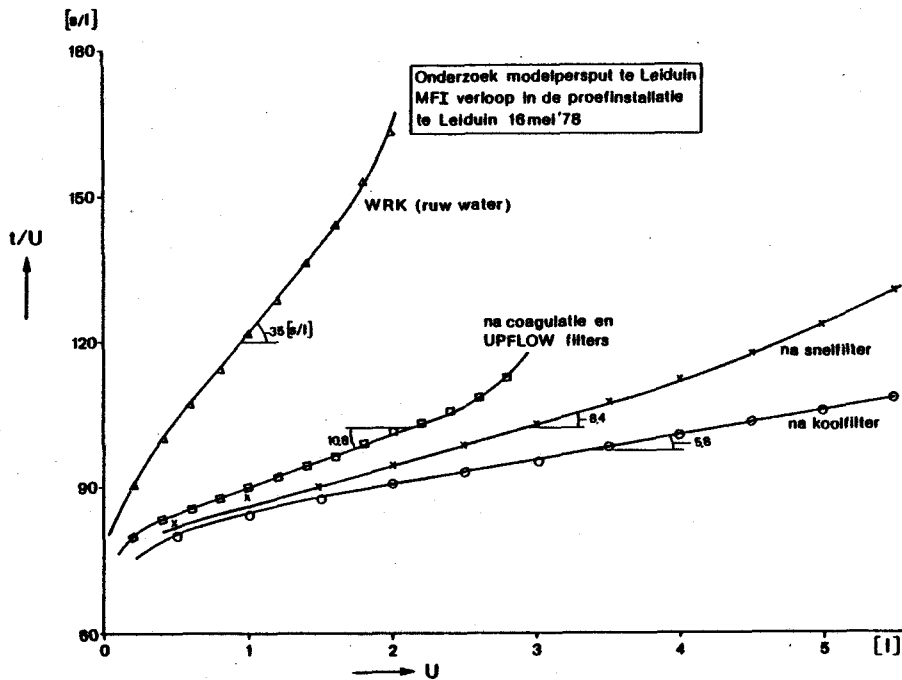
$\text{tg}(\alpha)$ volgt uit de helling in de grafiek waarin t/U (in s/l) is uitgezet tegen U (in liters). Omdat de koekfiltratie op een membraanfilter praktisch ogenblikkelijk begint, worden t en U normaliter vanaf de start van de proef genomen.

De grafieken waarin t/U tegen U is uitgezet zijn meestal uit 3 stukken opgebouwd (fig. 3.32):



Figuur 3.32 - Het verband tussen het quotiënt t/U en U bij de MFI-bepaling van gezuiverd Rijnwater en het totaal gefiltreerde volume. Gezuiverd Rijnwater gefiltreerd door Millipore-membraanfilter "HAWP 4700" ($0,45 \mu$) bij 2 bar drukval (uit Schippers en Verdouw, 1980).

1) Een krom beginstuk dat wordt veroorzaakt door verwaarlozing van U_0 , het volume dat door het filter moet stromen voordat zich een koek begint af te zetten; 2) een recht stuk, dat aan de theorie voldoet; 3), tenslotte, een progressief stijgende lijn, waarin de samendrukking van de afgezette filterkoek tot uiting komt. Dit laatste treedt mogelijk bijzonder sterk op als de deeltjes uit sterk gehydrateerde ijzervlokjes bestaan (fig. 3.33, effluent upflow-filter (zie ook fig. 3.31 die betrekking heeft op dezelfde proefinstallatie)).

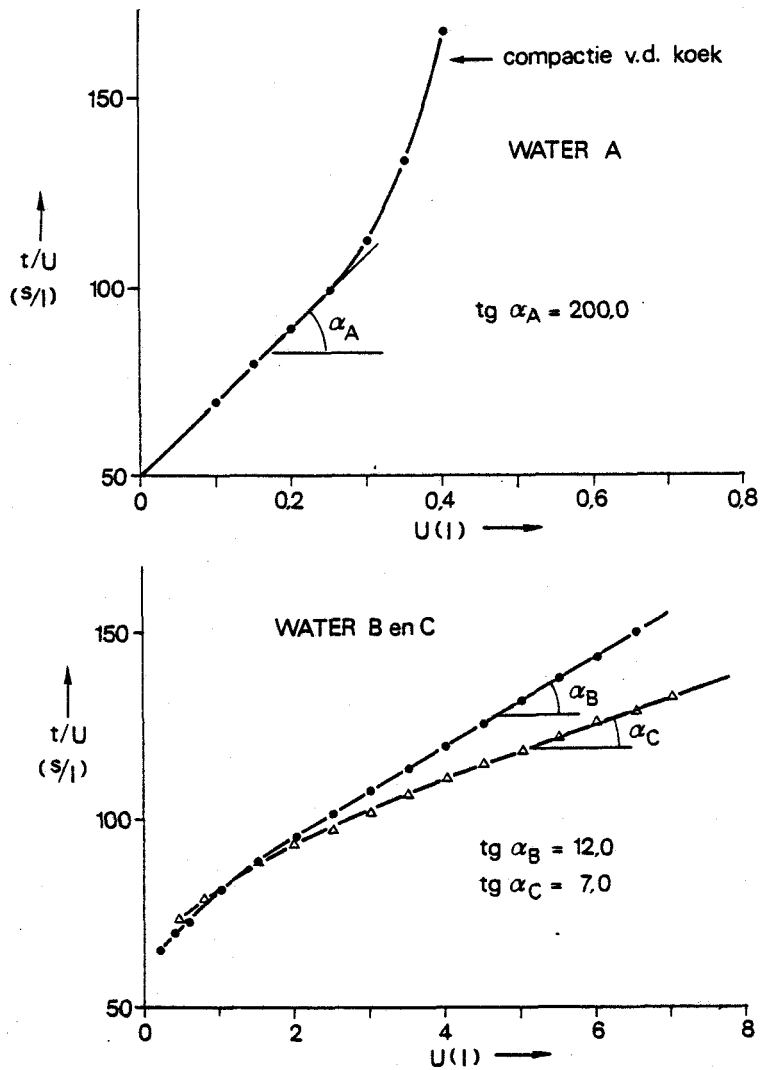


Figuur 3.33 - Verandering van de MFI-curves van WRK water op zijn weg door de proefinstallatie te Leiden (zie ook fig. 3.36)

De MFI wordt berekend uit de helling van het rechte stuk van de grafiek of, als tak 3 onmiddellijk op tak 1 volgt, uit het buigpunt. $\text{tg}(\alpha)$ is dus altijd de kleinste helling in de grafiek. Heeft de grafiek alleen een buigpunt zonder recht traject dan is de werkelijke $\text{tg}(\alpha)$ wellicht iets kleiner dan de gevonden waarde, zodat de meting altijd ongunstiger en dus veiliger uitvalt. In het geval dat een snelle compressie van de koek de meting bemoeilijkt, kan de proef beter met een lagere druk worden uitgevoerd (Schippers en Verdouw, 1980).

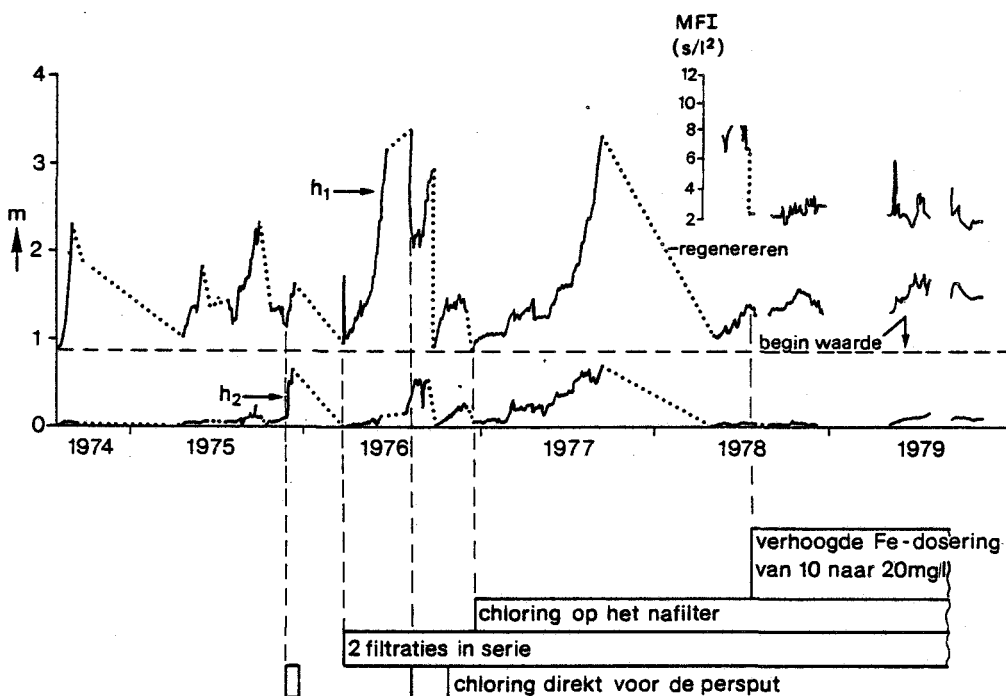
Fig. 3.34 geeft als voorbeeld de t/U -versus- U -grafieken voor de watersoorten van tabel 3.6 op pag. 3.54, met uitzondering van die van het grondwater. In het ruwe, gefiltreerde rivierwater (0,4 l doorgeleid) kunnen alleen takken 2 en 3 gemeten worden, terwijl in beide andere grafieken in deze figuur (6,5 à 7 l doorgeleid) alleen takken 1 en 2 naar voren kwamen, waarbij tak 1, zoals verwacht, langer is in het dubbel gefiltreerde water dan in het enkel gefiltreerde water.

De membraanfilterindex (MFI) wordt op dit moment door ons als de belangrijkste kwaliteitsparameter beschouwd voor water dat met putten moet worden geïnfiltreerd. De index heeft een veel grotere gevoeligheid dan de troebelheid en is bij een bepaalde soort zwevende stof een directe maat voor het volume filtreerbaar materiaal. Hoewel het verstoppingsmechanisme in een put af zal wijken van dat op een membraanfilter, is voor beide het volume slib dat afgefiltreerd kan worden maatgevend. Voor watersoorten met slib met vergelijkbare eigenschappen (bijvoorbeeld slib in water na coagulatie en filtratie) zijn dus vergelijkingen mo-



Figuur 3.34 - Verband tussen t/U en U bij filtratie van gefiltreerd Maaswater (A) en Maaswater na coagulatie en snelfiltratie (B), alsmede van Maaswater na coagulatie en dubbele snelfiltratie (C). Drukval 2 bar; membraanfilter HAWP 4700, $0,45 \mu$; proefinstallatie Duinwaterleiding van 's-Gravenhage te Scheveningen.

gelijk die gebaseerd zijn op de MFI (en andere membraanfiltertesten). Doscher en Weber (1957) melden met betrekking tot het genoemde uitgebreide Amerikaanse onderzoek dan ook, dat, hoewel er met een membraanfiltertest geen directe voorspelling mogelijk is van de snelheid waarmee een put zal verstopten, er toch steeds een kwalitatieve relatie is gevonden tussen de verstoppingssnelheid van membraanfilters en die van doorstroomde grondmonsters. Ook bij ons onderzoek bleek zo'n verband te bestaan: bij een put in Den Haag verminderde de verstoppingssnelheid van 1,25 m/a (bij 1 m/h en 10 °C) tot praktisch nul toen de MFI, na verhoging van de ijzerdosering van 10 tot 20 mg/l, daalde van 12 tot 4 s/l² (fig. 3.35 en fig. 3.3) De troebelheid veranderde door deze maatregel niet.



Figuur 3.35 - Verloop van de verstopping van de tweede persput van de Duinwaterleiding van 's-Gravenhage en van de MFI van het infiltratiewater

Barkman and Davidson (1972) pogen, in hun bij persputspecialisten in de oliebranche zeer bekende artikel, wèl de verstoppingssnelheid te voorspellen uit de resultaten van een membraanfiltertest, die sterk overeenkomt met de MFI-test. Zij berekenen de zogenaamde Water Quality Ratio:

$$\frac{w}{k_c} = 2 \rho_w \frac{pA^2}{\rho_c \mu} \operatorname{tg}(\alpha) \quad (3.34)$$

Waarin w de concentratie aan zwevende stof (kg/kg water), ρ_c de volumedichtheid van de gevormde filterkoek (kg/m³ koek), terwijl $\operatorname{tg}(\alpha)$ wordt verkregen uit de boven behandelde MFI-grafiek. Barkman en Davidson gebruiken zelf een waarde S , die echter direct met $\operatorname{tg}(\alpha)$ samenhangt:

$$\operatorname{tg}(\alpha) = 1/S^2; \quad S^2 = 1/\operatorname{tg}(\alpha) \quad (3.34)$$

Door apart de concentratie zwevende stof te meten kan de doorlatendheid van de filterkoek worden berekend, mits, en daar stappen Barkman en Davidson wat gemakkelijk overheen, de volume-dichtheid van de filterkoek, ρ_c , bekend is.

Met geschatte of anderszins bekende filterkoek-dichtheid kan de doorlatendheid van de gevormde filterkoek berekend worden. Barkman en Davidson komen dan steeds tot hetzelfde resultaat, onafhankelijk van de toegepaste drukval (5 psi of 20 psi) en de poriegrootte van het toegepaste membraanfilter (0,1 μ of 0,45 μ).

Hierbij moet worden aangetekend dat de proeven zijn uitgevoerd met 9000 mg zwevende stof/l (MFI = 32000 à 40000 s/l²). Uit eigen ervaring weten we dat hun voorspellingsmethodiek bij gezuiverd water, met MFI's tussen 0 en 100 s/l², niet opgaat.

Barkman en Davidson leiden formules af voor 4 verschillende verstoppingsmechanismen, te weten:

1) vernauwing van het boorgat door afzetting op de boorgatwand; 2) invasie: verstopping door brugvorming op enige diepte in de formatie waar vervolgens een filterkoek op wordt afgezet; 3) opvulling van het boorgat door bezinking onderin en; 4) verstopping van de perforaties van het putfilter door afzetting van een filterkoek erin. Zij berekenen een soort halfwaardetijd, de tijd waarin de waterdruk verdubbelt die nodig is om de gekozen infiltratie-snelheid in stand te houden. In de formules zijn derhalve de geohydrologische constanten en randvoorwaarden verweven met de eigenschappen van de zwevende stof.

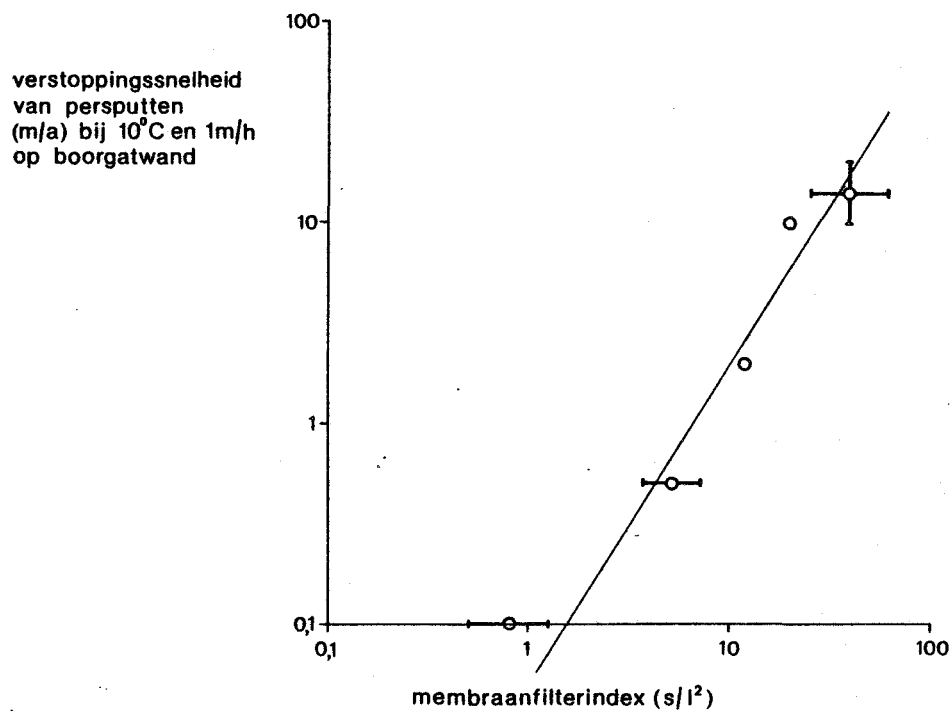
Voor vergelijking van de verstopping van verschillende putten is hun methode niet geschikt, omdat geohydrologische randvoorwaarden als parameters in de formules zijn verwerkt, hoewel deze met de verstopping niets te maken hebben. Wij geven er de voorkeur aan de hydrologische drukopbouw gescheiden te houden van de drukopbouw door verstopping.

Hun voorspellingen zijn verder gebaseerd op de doorlatendheid van de filterkoek die op het membraanfilter ontstaat. Dit is wellicht mogelijk voor de hoge concentraties zwevende stof in het water (9000 mg/l) en de lage doorlatendheid van de formaties waar de olie-industrie mee te maken heeft (in de orde van 100 millidarcy, dat wil zeggen 0,06 m/dag bij 10 °C). Door de kleine poriën (circa 5 μ) die hiermee gepaard gaan, lijken deze formaties meer op een membraanfilter, dan de formaties die voor ons belangrijk zijn met een meer

dan 100 maal zo grote doorlatendheid en circa 10 maal zo grote poriën.

Voor ons werkt deze methode, die in de olie-industrie wordt toegepast, niet, tenzij we zulke grote deeltjes in het water hebben als bij sommige proeven van Bichara (1974) (zie slot van paragraaf 3.2.1). Als een MFI-waarde van 1 s/l^2 zonder meer zou worden vertaald naar een put met 1 m/h op de boorgatwand, dan zou de waterstand in de put meer dan 2000 m/jaar moeten stijgen door verstopping. Bij hogere MFI-waarden zou de putverstopping evenredig groter zijn. Deze waarden werden nergens ook maar bij benadering bereikt (fig. 3.4). Een put met een MFI van 1 verstopt praktisch niet en zelfs putten met een MFI in de orde van 10 s/l^2 verstopten met maar enkele m/a. Wij kunnen dus alleen een kwalitatieve correlatie leggen tussen de membraanfilterindex en de verstopping van een persput (tabel 3.7, op pag. 3.73, fig. 3.36).

Omdat membraanfilters niet de dieptewerking van een zandbodem kunnen hebben kan er onmogelijk een eenduidig verband worden gelegd tussen MFI-waarden en verstoppingssnelheden van willekeurige persputten. Zo wordt een kleisuspensie door een membraanfilter volledig verwijderd of er nu wel of niet een coagulatiemiddel aan het water wordt toegevoegd. Hier staat tegenover dat een niet gecoaguleerde klei vrij slecht door een zandfilter wordt verwijderd, met als gevolg een diepere filtratie en een geringere weerstandsopbouw dan bij filtratie van een gecoaguleerde klei. Dit verschil kan niet uit de membraanfiltertest worden voorspeld. Een kleine aluminium-dosering bij een Ca-montmorilloniet klei verlaagt juist de MFI, omdat een



Figuur 3.36 - Verband tussen verstoppingsnelheid en MFI voor diverse Nederlandse persputten (zie tabel 3.7)

lossere structuur in de filterkoek ontstaat, maar verhoogt daarentegen de verstoppingsnelheid van een zandfilter omdat de grotere vlokken van klei en coagulatiemiddel daarin juist beter worden verwijderd (Cleasby, 1969). De membraanfiltertest

nr. water-soort (zie onderstaande verklaring)	Herkomst en wijze van zuivering	MFI (S/1 ²)	verstoppings-snelheid (m/a) bij 1 m/h en 10 °C
1	Volledig anaeroob grondwater	0,5-1,5	0,1
2	MW + SF + (TCL ₂) + KI + AK + SF + LZ + (Cl ₂)	0,5-1,5	0,1
3	MW + SF + TCL ₂ + KOAG (Fe + SF (573) + SF	1-2	-**
4	MW + KOAG (Fe = 35) + VV + SF	1	-
5	MW + SF + TCL ₂ + KOAG (Fe = 20) + VV + Cl ₂ + SF + SF	4	0,5
6	WRK 1 (zie water 9) + Cl ₂ + KOAG (Fe = 10) + VV + SO ₂ + O ₃ + SF + AK	7	0,5
7	MW + SF + TCL ₂ + KOAG (Fe = 10) + VV + SF + SF	12	2
8	RW/MW* + SF + TCL ₂ + KOAG (Fe = 10) + VV + SF	20	10
9	RW + KOAG (Fe = 3) + VV + SF + (TCL ₂)	30-60	10-20
10	MW + SF + TCL ₂	100-1000	-
11	RW + SF + TCL ₂	-	13-20

* na 1976; ** = niet geïnfiltreerd of gemeten.

MW = Maaswater, RW = Rijnwater

Cl₂ = (breekpunts)chloring; TCL₂ = transportchloring; (TCL₂) transportchloring naar behoefte, afh. van watertemperatuur. KOAG (Fe = ...) = coagulatie met FeCl₃, dosering ... mg Fe/l. VV = vlokverwijdering door middel van vlokkendecken, flotatie of bezinking. SF = snelfiltratie. LF = langzaam zandfiltratie. KI = kunstmatige infiltratie via bekkens SO₂ = chloorverwijdering met sulfiet. O₃ desinfectie met ozon. AK is actieve koalfiltratie. SF C₅₇₃ = in line coagulatie met superfloc C₅₇₃.

Tabel 3.7 - Indicatief verband tussen verstoppingssnelheid van persputten, MFI en voorzuivering.

Verklaring van de nummers:

1. Proef met 3 persputten op het pompstation Lichtenvoorde van de Waterleidingmij. Oostelijk Gelderland, tussen juli 1978 en mei 1979.
2. Drinkwater van de Duinwaterleiding van 's-Gravenhage geïnfiltreerd in Scheveningen vanaf 1973 tot 1980.
3. Proeffilters te Scheveningen (in line coagulatie), op water uit Bergambacht. Onderzoek Schippers et al 1979.
4. Experimenten van de Duinwaterleiding van 's-Gravenhage met Maaswater te Brakel, 1979.
5. Persput te Scheveningen van de Duinwaterleiding van 's-Gravenhage voeding met water uit Bergambacht na verdere behandeling in proefinstallatie te Scheveningen, sinds mei 1978 (fig. 3.32).
6. Onderzoek met modelpersput in Leiduin tussen augustus 1977 en januari 1979. Voeding met WRK-1 water (zie watersoort nr. 9) na verdere zuivering in proefinstallatie te Leiduin.
7. Als watersoort nr. 5. Voorzuivering in de periode tussen december 1976 en mei 1978.
8. Als 7. Voorzuivering in de periode tussen augustus 1974 en 1976.
9. WRK-water uit Jutphaas, geïnfiltreerd in persput van Gemeentewaterleidingen in Leiduin in 1979.
10. Gefiltreerd Maaswater uit Bergambacht, gemeten in Scheveningen (niet geïnfiltreerd).
11. Infiltratie in Hoogovenput in Beverwijk tussen augustus 1970 en februari 1971.

blijkt wèl de werking van een diatomeeënfilter redelijk te voorspellen, wat een bevestiging inhoudt van de vorige alinea waarin een betere directe vertaalbaarheid van de MFI naar praktijkputten van de olie-industrie, aan de kleinere poriën in hun formaties werd toegeschreven.

In tabel 3.7 en fig. 3.36 willen we, ondanks bezwaren van vertaalbaarheid, een indruk geven van de relatie tussen de MFI-waarde en de verstoppingssnelheid van putten in formaties die bestaan uit fijn tot matig grof zand. Zoals in het voorgaande bleek, is de voorzuivering van het water essentieel voor het hieronder gegeven indicatieve verband tussen verstoppingssnelheid en MFI, zodat deze ook in de tabel is opgenomen.

Een zeer belangrijke functie van de MFI is het opsporen van de oorzaak van de verstopping en van de bron van de verstoppingsproblemen. Juist in die gevallen waar een bepaald filter niet optimaal werkt tussen andere die dat wel doen, dan wel in het geval dat zich ergens in het leidingstelsel (roest)problemen voordoen, kan de oorzaak snel worden achterhaald met de MFI-apparatuur (zie ook fig. 3.1 en 3.2, opname van verstopt membraanfilter).

Wellicht ten overvloede zij hier nog opgemerkt dat de MFI en alles wat in dit hoofdstuk tot nog toe is gezegd uiteraard alleen geldt als de oorzaak van de verstopping in de zwevende stof moet worden gezocht. Andere oorzaken worden pas in de volgende paragrafen behandeld.

3.2.5.6 Deeltjestellers

a) Inleiding

Aangezien de vaste bestanddelen in het infiltratiewater welhaast altijd in meerdere of mindere mate tot de verstopping van infiltratieputten zullen bijdragen, kan een directe bepaling van deze bestanddelen een relevante kwaliteitsmaat opleveren. Veel van de verstoppende eigenschappen van deeltjes zijn gerelateerd aan hun volume. De meeste fysische filtratietheoriën gaan hier direct van uit. De tot nu toe beschreven methodieken om vaste stof in water te meten zijn, indirecte bepalingen, die geen direct of eenduidig verband opleveren tussen het meetresultaat en het volume van de deeltjes. Zo meet een troebelheidsmeter lichtverstrooiing, geeft het slibgehalte het gewicht van de deeltjes, meet de membraanfilterindex de hydraulische weerstand die de deeltjes op een membraanfilter veroorzaken en bepaalt een chemische analyse alleen het gewicht van een element of ion van de deeltjes nadat zij zijn opgelost. Vandaar dat directe gegevens over het volume van de deeltjes gewenst kunnen zijn.

b) Tellingsmethodieken

Er zijn verschillende methoden om deeltjes te tellen en het gezochte verband tussen aantal en grootte op te stellen. Zonder hier diep op in te gaan zullen er hieronder een aantal van worden genoemd.

c) Bewerkelijke methodieken

Een oude methodiek is de deeltjes te laten bezinken en de gewichtstoename te meten van de schaal van een nauwkeurige balans die zich op een bepaalde diepte onder water bevindt. Deze methode is indirect, omdat voorkennis is vereist over de dichtheid van de deeltjes, hun vorm (wrijvingsweerstand tijdens bezinken) en de viscositeit van het medium. Voor een nauwkeurige meting van de kleinere deeltjes kan de analyse meerdere dagen in beslag nemen. Deeltjes met een dichtheid in de buurt van die van water, alsmede deeltjes kleiner dan circa $1 \mu\text{m}$, die onder invloed van de Brownse beweging staan, zijn op deze wijze niet of nauwelijks meer meetbaar. De bezinksnelheid van de kleinere deeltjes is verder zo laag, dat, onder meer, speciale warmte-isolatiemaatregelen nodig zijn om storingen te voorkomen door bijvoorbeeld kleine temperatuurverschillen in het vat.

Een veel toegepaste methode is het tellen en meten van deeltjes onder een microscoop, nadat zij met een membraanfilter uit het water zijn gefiltreerd. Het is daarbij vaak niet eenvoudig over voldoende lichtsterkte te beschikken, wanneer, vanwege het niet transparante filter, met opvallend strooi-licht moet worden gewerkt. Dit euvel kan worden ondervangen door de membraanfilters met speciale olie transparant te maken. Deze methode geeft directe informatie over soort deeltjes (vezeltjes, vlokjes etc. en hun kleur). Een nadeel is zijn bewerkelijkheid. De tellingen zullen in de regel beperkt zijn tot deeltjes groter dan $1 \mu\text{m}$.

De moderne rasterelektronenmicroscoop met aange-

koppelde röntgenmicroanalyseapparatuur biedt vele mogelijkheden. Zijn enorme vergrotingscapaciteit maakt het mogelijk ook deeltjes waar te nemen die veel kleiner zijn dan $1 \mu\text{m}$ (fig. 3.1).

Met de aangekoppelde apparatuur, kunnen deze deeltjes bovendien direct worden geanalyseerd. Veel apparatuur is nog beperkt tot analyse van elementen met een atoomgewicht dat groter is dan dat van natrium. De ontwikkeling zal ook hier verder gaan en nieuwe mogelijkheden vrijmaken. Het gebruik van de rasterlektronenmicroscop is, door zijn kosten* en het soms wat omslachtige organisatie-werk dat nodig is om de analyses te laten uitvoeren door bedrijven of instituten die over deze geavanceerde apparatuur beschikken, vaak beperkt tot min of meer incidenteel onderzoek. Voor routinematig onderzoek, met het doel infiltratie-installaties te besturen en zonodig te alarmeren, zijn alle hiervoor genoemde methoden te omslachtig. Een verder nadeel van beide microscopische methoden, is de mogelijke structuurverandering die de deeltjes ondergaan, als zij, afgevangen op een of ander membraanfilter, worden gedroogd. Met name verstoort dit de beoordeling van die vlokjes die in het water volumineus zijn.

* Om meerdere monsters niet alleen te bekijken maar ook chemisch te analyseren, is deze apparatuur directer, gedetailleerder, completer en beduidend goedkoper dan het scala van normale natte analyses dat anders in het laboratorium zou moeten worden uitgevoerd.

d) Snelle, zo nodig geheel automatiseerbare methoden

Wellicht het meest bekend zijn de zogenaamde Coulter Counters. Met een elektrode ter weerszijde van een nauwe doorstroomopening wordt de verandering gemeten van het geleidingsvermogen van de vloeistof (met deeltjes) tussen de elektrodes. Het te analyseren monster moet hiertoe veel zout bevatten en moet zonodig zout worden gemaakt. Niet geleidende deeltjes (oliedruppeltjes, gasbelleltjes, zandkorreltjes) zijn met deze methoden goed meetbaar, aangezien zij bij passage van de doorstroomopening het geleidingsvermogen tussen de elektrodes gedurende korte tijd sterk verkleinen. De kleinst meetbare deeltjes zijn ongeveer 0,6 μm in diameter (brochure Coulter Counter). Gezien het voorgaande is de Coulter Counter bijzonder geschikt voor persputten van de olieindustrie waar vaak met name de aanwezige oliedruppeltjes van belang zijn. Voor natuurlijk of chemisch behandeld water heeft de noodzakelijke zouttoevoeging belangrijke nadelen. Beoordeling van het verloop van een coagulatieproces of de grootte van vlokjes is hierdoor nauwelijks meer mogelijk.

De "scanning-laser particle counter" telt deeltjes door registratie van de lichtpulsen die zijn afgeketst op de vaste deeltjes in de vloeistof. Elk deeltje geeft, na door de laser te zijn getroffen een lichtpuntje, waarvan de hoogte en breedte niet alleen worden bepaald door de afmetingen van het deeltje, maar ook door zijn plaats in het monstervat. Dit impliceert, dat het instrument een nauwe fractie deeltjes beduidend diffuser weergeeft dan de werkelijkheid is. Ook kunnen meer deeltjes te-

gelijktijd worden gemeten als één deeltje van grotere afmetingen. Het is dan ook geen instrument voor nauwkeurige bepaling van de deeltjesgrootteverdelingen (Porter, 1975). Metingen zijn mogelijk tot deeltjes van 1 μm .

Een nauwkeurige, eveneens snelle meetmethode, die bovendien geschikt is voor metingen in zoet water, is die van het merk HIAC (Beard and Tanaka, 1977; Tate and Trussel, 1978). De apparatuur meet de lichtblokkering die de deeltjes veroorzaken als zij een nauwe doorstroomopening passeren. Waar de Coulter Counter dus direct het volume meet, wordt hier de doorsnede bepaald en deze omgerekend naar de diameter van een bolletje met dezelfde doorsnede. De apparatuur, werkt snel (20 seconden per analyse), en geeft goed reproduceerbare resultaten.

Een belangrijk voordeel dat ook voor de laserapparatuur geldt, is, dat het te onderzoeken watermonster direct en zonder enige voorbehandeling kan worden geanalyseerd. Niet alleen is dit van belang bij aanwezigheid van deeltjes die door verschillende monsterbehandelingen van structuur zouden veranderen, maar ook omdat bij verdere bewerkingen gemakkelijk stof en deeltjes van allerlei aard in het water terecht kunnen komen. Dit geschiedt reeds als het monster enige tijd in open contact met de lucht verkeert en zeker in stoffige ruimten en wanneer in de buurt wordt gerookt.

e) Deeltjesverdeling, aantal deeltjes, deeltjesvolume

Bij verstoppingsprocessen lijkt met name het volu-

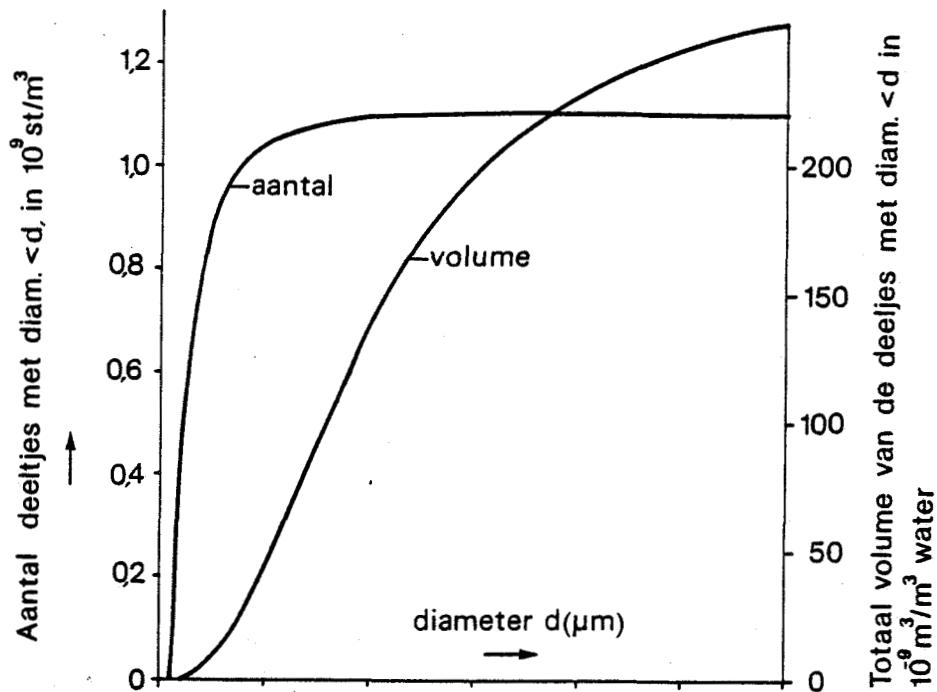
me van de deeltjes van belang. Deeltjestellingen leveren echter doorgaans het aantal deeltjes op, in relatie tot hun diameter. Aangezien het volume van de deeltjes via de derde macht met zijn diameter toeneemt, werkt deze manier van weergave verwarrend. Het volume van een groot aantal kleine deeltjes kan immers veel kleiner zijn dan dat van een enkel exemplaar met grotere afmetingen. Het verschil tussen diameter en volume wordt geïllustreerd in fig. 3.37 en 3.38, aan de hand van metingen aan de KIWA-proefinstallatie te Nieuwegein (zie tekst onder fig. 3.39) die Lekwater zuivert en onder meer een coagulatie met $\text{Fe}(\text{OH})_3$ en een snelfiltratie omvat. De betreffende metingen zijn in onderstaande tabel opgenomen.

10 ml	diameterrange (μm)	aantal deeltjes per (soort)
	1 - 60	11000
	2 - 60	6400
	4 - 60	2900
	7 - 60	1200
	10 - 60	500
	20 - 60	28

Tabel 3.8 - Op 10-4-1979 met HIAC-deeltjesteller gemeten deeltjesverdeling in het effluent van de KIWA-proefinstallatie in Nieuwegein.

Fig. 3.37 geeft de gemeten aantallen deeltjes als cumulatieve frequentiekromme en de hieruit berekende cumulatieve frequentiekromme van het volume van de deeltjes:

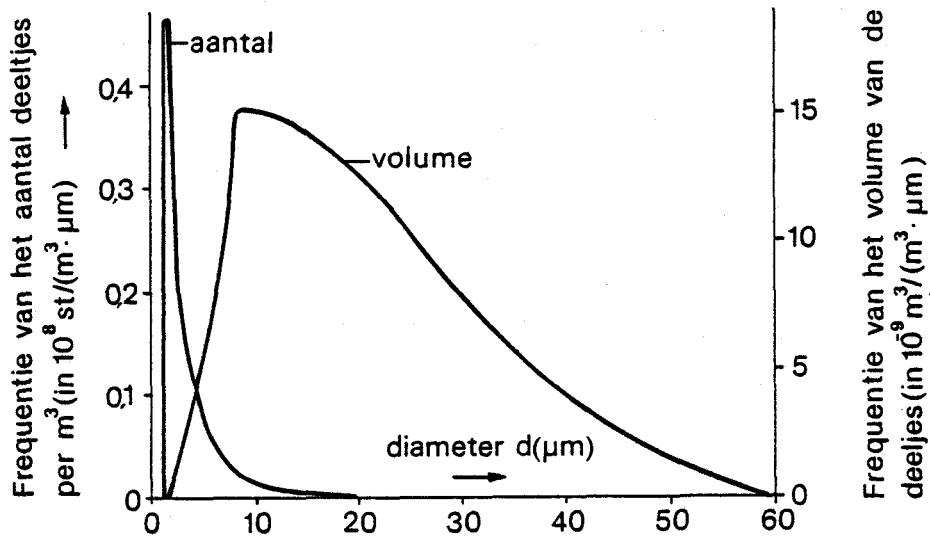
$$V_{d_1 d_2} = \int_{d_1}^{d_2} \frac{1}{6} \pi d^3 \frac{dn}{dd} dd \quad (3.35)$$



Figuur 3.37 - Cumulatieve frequentieverdeling van het totale aantal deeltjes en het totale volume van de deeltjes in hetzelfde monster. (Water uit de KIWA-proefinstallatie te Nieuwegein, 10 april 1979).

Hierin is $V_{d_1 d_2}$ het volume van de deeltjes met een diameter tussen d_1 en d_2 en $n =$ het aantal deeltjes (per volume-eenheid water) met een diameter kleiner dan d .

Worden de opeenvolgende punten (aantal deeltjes n_1 met diameter d_1 en aantal deeltjes n_2 met diameter d_2 door rechte lijnstukken verbonden, dan is $\frac{dn}{dd}$



Figuur 3.38 - Frequentieverdeling van het aantal deeltjes en van hun volume, in hetzelfde monster. (Water als fig. 3.37a)

tussen deze punten constant:

$$\frac{dn}{dd} = \frac{n_2 - n_1}{d_2 - d_1} \quad (3.36)$$

Na integratie tussen d_i en d_{i+1}

$$V_{d_i d_{i+1}} = \frac{1}{24} \pi (n_{i+1} - n_i) \frac{d_{i+1}^4 - d_i^4}{d_{i+1} - d_i} \quad (3.37)$$

De cumulatieve frequentiekromme van het deeltjesvolume $F = \int_0^d V_{dd'}$, is voor de gegeven metingen in fig. 3.38 berekend en in fig. 3.37 weergegeven.

De cumulatieve frequentiekromme van het totale volume van de deeltjes met diameter $< d$, blijkt nog nauwelijks van nul te onderscheiden, wanneer al meer dan de helft van het totale aantal deeltjes is geteld. Omgekeerd vertegenwoordigen de laatste 28 grote deeltjes de helft van het totale volume, terwijl hun aantal maar een kwart procent van het totale aantal deeltjes bedraagt.

Fig. 3.38 geeft de frequentiekromme van het aantal deeltjes en hun volume. Deze krommen zijn de eerste afgeleide van de krommen in fig. 3.37 en geven aan welke deeltjesfracties het sterkst bijdragen tot het totale aantal deeltjes en het totale volume van de deeltjes. Het verschil is evident; de piek bij het aantal deeltjes ligt bij 2μ en die van het volume bij 10μ . Het bovenstaande betekent, dat conclusies op grond van de verdeling van het aantal deeltjes de plank mis kunnen slaan, wanneer hun volume de relevante parameter is. Met name bij diepbedfiltratie en diepbedverstopping zullen, bij gegeven deeltjesverdeling, de deeltjes onder de $2 \text{ à } 5 \mu\text{m}$ nauwelijks een rol spelen in het verstoppingsproces daar deze niet alleen dieper in de bodem kunnen doordringen maar vooral ook in totaliteit maar zeer weinig volume omvatten.

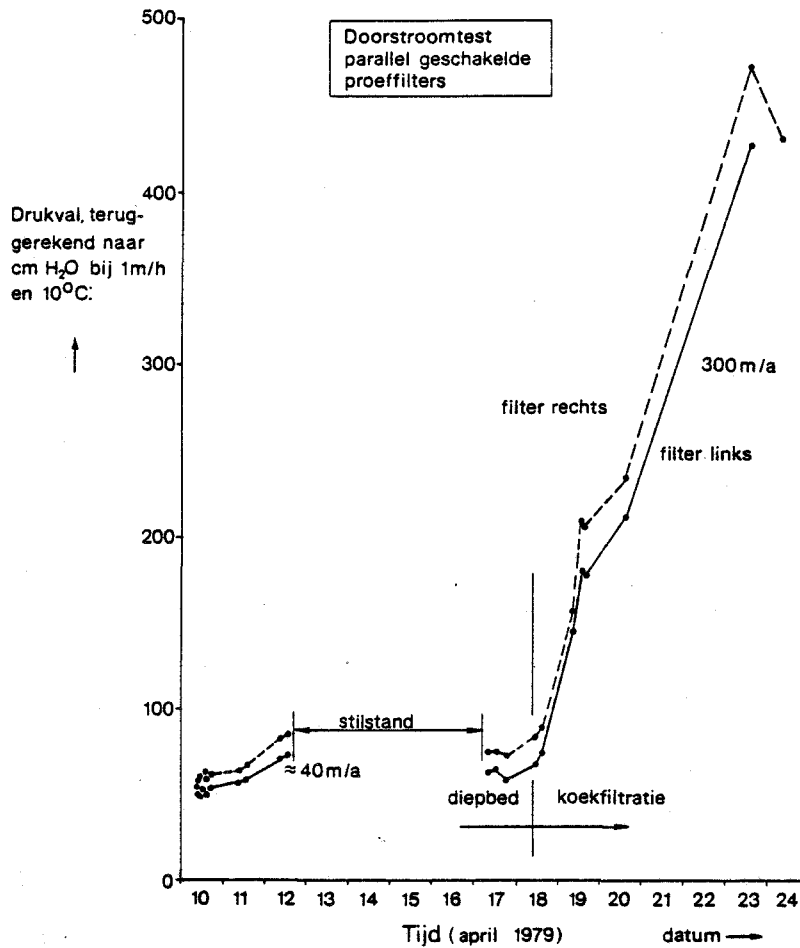
Het gaat er derhalve om de grotere deeltjes uit het water te weren en met name deze grotere deeltjes zijn uitstekend meetbaar met de deeltjesteller. Het lijkt zodoende voor ons doel weinig zinvol veel geld te besteden aan deeltjestellers die kleinere deeltjes kunnen meten dan $1 \mu\text{m}$.

- f) Illustratie van het gebruik van een deeltjesteller bij het verstoppingsonderzoek.

Het verwaarlozen van de hele kleine deeltjes zal alleen toelaatbaar zijn, zolang geen koekfiltratie optreedt. Waar dit wel het geval is, kunnen met name de kleine deeltjes effectief bijdragen aan de verstopping. Dit is de reden waarom colloïdverwijdering zo belangrijk is bij hyperfiltratieprocessen, waar ook de kleine deeltjes de kleine poriën van de membranen kunnen verstoppen. Wanneer in een persput koekfiltratie optreedt, zou de verstopping echter dusdanige vormen aannemen, dat snel ingrijpen en regenereren van de put onvermijdelijk worden.

Een illustratie hiervan kunnen we geven aan de hand van een verstoppingsproef met twee filterjes in Nieuwegein.

Twee filters, met een diameter van 100 mm, en gevuld met een 10 cm dikke laag glaspereels (diameter 0,2 mm) waarop een 10 cm dikke laag andere glaspereels (diameter 2 mm), werden 10 dagen lang horizontaal doorstroomd met het effluent van de KIWA-proefinstallatie in Nieuwegein. De stroomsnelheid bedroeg 1 m/h en de stroomrichting was horizontaal, waarbij het water eerst door de grove korrels (die de putomstorting moesten nabootsen) en vervolgens door de fijne korrels stroomde. Beide filters verstopten even snel (fig. 3.39). De verstoppingssnelheid gedurende de eerste paar dagen bedroeg circa 40 m/a bij 1 m/h en 10 °C en later 300 m/a bij 1 m/h en 10 °C. Het knikpunt tussen beide verstoppingssnelheden trad op na 3 dagen en lijkt het gevolg te zijn van een gewijzigd verstoppingsmechanisme, namelijk overgang van diepbed- naar koekfiltratie.



Figuur 3.39 - Verloop van de weerstand (cm H₂O bij 1 m/h en 10 °C) in twee parallel geschakelde en met glaspereels gevulde proeffilters, doorstroomd met water uit de KIWA-proefinstallatie te Nieuwegein van 10 april 1979 tot 24 april 1979, met een stilstand tussen 12 april en 17 april 1979. (Filterdiameter: 10 cm, beddikte: 10 cm glaspereels van 2 mm diameter, waaronder 10 cm glaspereels met diameter 0,2 mm; filtratiesnelheid circa 1 m/h.)

Om dit te onderzoeken zijn de deeltjestellingen van vóór het knikpunt vergeleken met die erna (tabel 3.9). Van vóór het knikpunt waren 8 tellingen beschikbaar, van zowel het influent als het effluent van de filters en na het knikpunt eveneens 8.

Vóór het knikpunt blijkt de verhouding tussen het aantal ingaande en uitgaande deeltjes 3,5 tot ruim 8 maal zo laag als erna. De toegenomen verhouding geldt over de gehele diameter-range tussen 1 en 60 μm . Alle binnenkomende fracties blijken dus na het knikpunt veel beter te worden afgefilterd dan ervoor.

Dit is een aanwijzing dat koekfiltratie een belangrijke rol is gaan spelen. Ofschoon de gemiddelde volumeconcentratie ná het knikpunt beduidend lager was dan ervoor, namelijk $0,7 \cdot 10^{-7} \text{ m}^3$ deeltjes/ m^3 water in plaats van $2,4 \cdot 10^{-7}$, is de verstoppingsnelheid na het knikpunt veel groter dan ervoor, namelijk 300 m/a bij 1 m/h en 10 °C in plaats van 40 m/a bij 1 m/h en 10 °C.

(Ter oriëntatie: 10^{-7} m^3 zand/ m^3 water komt overeen met 0,27 mg/l.

g) Samenvatting en conclusies inzake deeltjestellers

Uit de hierboven aangevoerde gegevens blijkt, dat het verstoppingsmechanisme hier een overheersende rol heeft gespeeld, een rol die beduidend groter was, dan die van het volume van de aangevoerde zwevende bestanddelen. Deze rol kon worden gedemonstreerd door met een deeltjesteller de verhouding te bepalen tussen het aantal ingaande en passerende deeltjes. In de praktijk, bij echte putten, is dit verschil nooit meetbaar en moet

Gemiddelde* van de deeltjestellingen tot 18-4-1979			
deeltjes range (μm)	aantallen deeltjes per 10 ml, gemiddeld		relatieve deeltjesverwijdering (verhouding tussen het aantal ingående en uitgaande deeltjes)
	in	uit	
1-60	11600	7900	1,5 : 1
2-60	6100	4520	1,4 : 1
4-60	2700	1800	1,5 : 1
7-60	840	630	1,5 : 1
10-60	370	300	1,2 : 1
20-60	32	44	0,73 : 1
totaal volume (m^3/m^3)	$2,4 \cdot 10^7$	$2,6 \cdot 10^7$	volumeverhouding 0,9 : 1
Gemiddelde* van de deeltjestellingen vanaf 18-4-79			
range	aantallen per 10 ml		verhouding in/uit
	in	uit	
1-60	12800	2350	5,5 : 1
2-60	5900	910	6,5 : 1
4-60	1460	130	11,2 : 1
7-60	335	27	12,4 : 1
10-60	100	10,4	9,6 : 1
20-60	6	2,1	2,9 : 1
totaal volume (m^3/m^3)	$0,70 \cdot 10^7$	$0,13 \cdot 10^7$	volumeverhouding 5,4 : 1

*) 8 waarnemingen

Tabel 3.9 - Vergelijking deeltjestellingen in influent en effluent van proeffiltertje bij KIWA-proefinstallatie te Nieuwegein (zie ook fig. 3.39)

worden volstaan met de bepaling van het volume deeltjes in het ingaande water. Dit volume is dan nauwelijks meer direct interpreteerbaar.

Het is van belang te constateren, dat vooral de grotere deeltjes tot het volume van de vaste bestanddelen bijdragen. Zolang diepbedfiltratie optreedt, wat in persputten nagenoeg steeds het geval zal zijn, spelen de deeltjes kleiner dan 1 à 2 μm geen rol van betekenis; althans, zolang grotere deeltjes aanwezig zijn.

De grotere deeltjes, hoewel gering in aantal, zijn, afgezien van hun volume, ook van belang omdat zij poriën kunnen blokkeren. Voor dit blokkeren zijn verbazingwekkend weinig grotere deeltjes nodig. Een fijnzandige bodem met korrels van 0,2 mm heeft poriën in de orde van 0,05 mm diameter (50 μm). Per m^2 boorgatwand, met 0,4 m^2 open oppervlak, zijn dit $2 \cdot 10^8$ poriën. Zou het water 1 groter deeltje van 50 μm bevatten per 10 ml water ($= 10^5/\text{m}^3$), dan is het oppervlak volledig verstopt na 2000 h infiltreren met 1 m/h. Bij de proeven in Nieuwegein bevatte het water per 10 ml rond 20 deeltjes met een diameter tussen 20 en 60 μm , zodat op een volledige verstopping binnen 10 h moet worden gerekend. Als dit toch niet gebeurt, kan dit worden geweten aan berging van een deel van de deeltjes in de grovere omstorting en aan vervorming van de deeltjes waardoor ze aanvankelijk toch het filter kunnen passeren.

In Nieuwegein was de weerstand na 100 h infiltreren met 1 m/h met 1 mH_2O en na 200 h met bijna 4 mH_2O gestegen. Er trad dus een snelle verstopping op binnen een tijd die aan de hand van de hiervoor gegeven grove benadering, op basis van

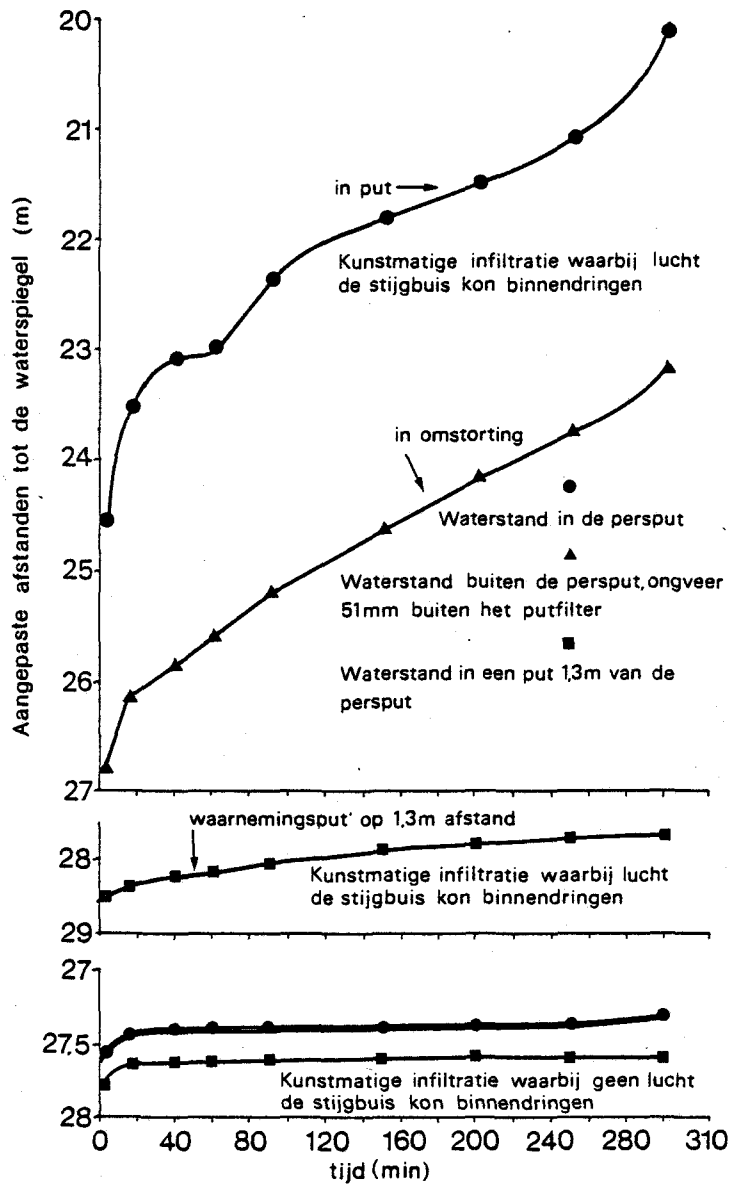
telling van grotere deeltjes kan worden geschat. Juist ter onderkenning en bestrijding van deze belangrijke grotere deeltjes kan de deeltjesteller in de praktijk zijn nut afwerpen.

In de olieindustrie zijn succesvolle toepassingen bekend, waar de tellers zijn gebruikt om de filtratiefijnheid van in te zetten filterkaarsen te bepalen (Farley and Redline, 1967). In gevallen waar verstopping optreedt zonder dat dit duidelijk aan de gemeten deeltjes geweten kan worden (c.q. nauwelijks deeltjes $< 2 \mu$ aanwezig), zijn de tellingen een aanwijzing voor andere, chemische of biologische verstoppingsmechanismen. (Voor verdere informatie over deeltjestellers in watertechnologie zij verwezen naar Beard en Tanaka, 1977 en Tate and Trussell, 1978).

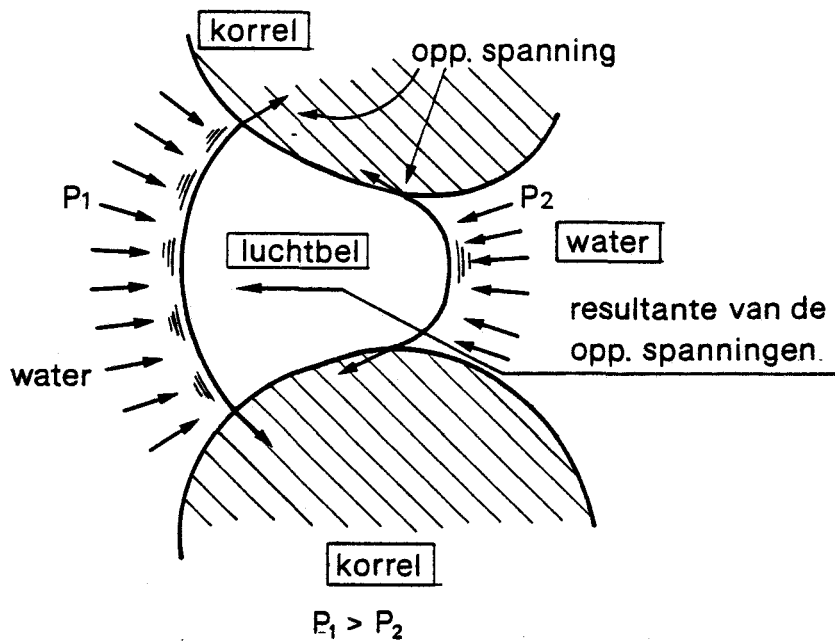
3.3 Gas- of luchtbellen in het infiltratiewater

3.3.1 Inleiding

Gasbellen hebben een bijzonder snelle en drastische verstopping tot gevolg als zij met het infiltratiewater worden meegeïnfiltreerd (fig. 3.40, tabel 3.1, op pag. 3.9). Het gas verstopt niet alleen het formatiemateriaal, maar ook de omstorting van een persput. Wanneer de bodemkorrels slechts gedeeltelijk bevochtigd zijn, kunnen gasbellen zich tegen een drukval verzetten door te vervormen (fig. 3.41). Hierdoor kan de oppervlaktespanning een kracht leveren die verplaatsing van het gas in de bodem effectief verhindert. Dit zogenaamde Jamin-effect is voor gasbellen in dunne leidingen (van auto-analysers e.d.) beschreven door Smith and Crane, 1930.



Figuur 3.40 - Snelle verstopping door meegevoerde luchtballen. (Vergelijking tussen het waterstandsverloop in de put en de omstorting met en zonder meegevoerde lucht, gegevens Sniegocki, 1970.)



Figuur 3.41 - Weerstand van een vastgelopen gasbel door vervorming, waardoor de oppervlaktespanning een weerstandbiedende kracht oplevert.

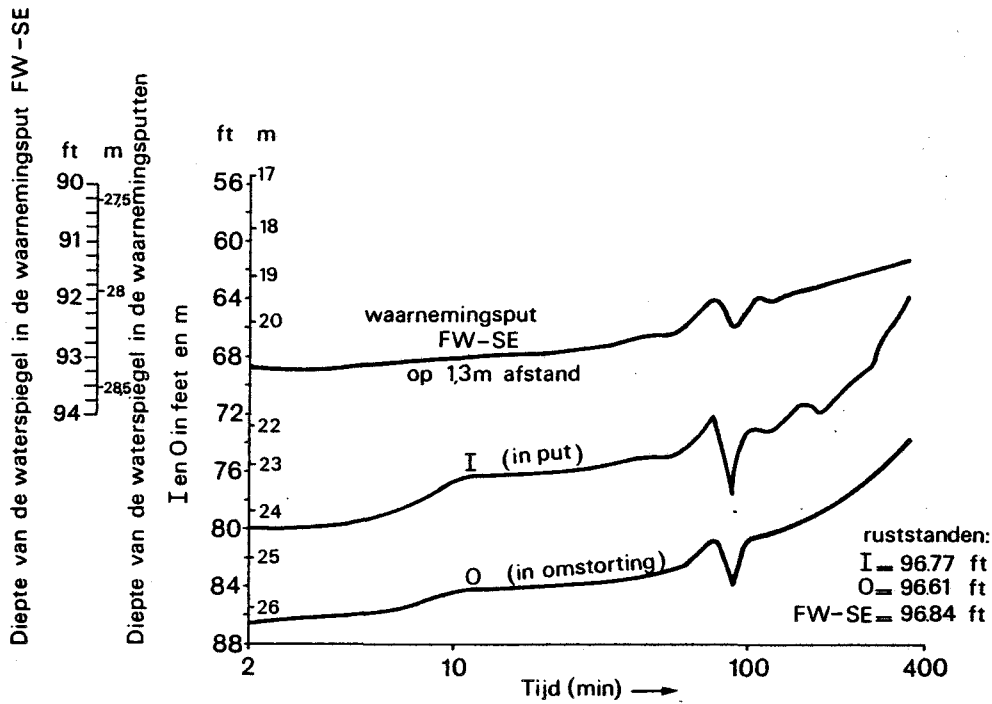
De stijgsnelheid van gasbellen in stilstaand water bedraagt 0,3 à 0,4 m/s over de brede diameterrange tussen 0,1 en 10 mm (Rautenberg, 1972). Dit betekent, dat bellen die zich eenmaal in het water bevinden, bij de gebruikelijke neerwaartse watersnelheden in een stijgbuis van rond 1 m/s, het putfilter bereiken en put en bodem zullen verstoppen.

Als we de snelle druktoename, die deze verstopping

kenmerkt, gepaard laten gaan met een steeds lager infiltratiedebiet, dan ontstaat uiteindelijk een dynamisch evenwicht, indien bij een afnemende, neerwaartse watersnelheid in de put de kleine hoeveelheid lucht die uiteindelijk nog kan worden meergevoerd, gelijk is aan de hoeveelheid die beneden per tijdseenheid oplost.

Verstopping door gasbellen kenmerkt zich ook door de bellen die in de stijgbuis opstijgen nadat de infiltratie is gestopt. In extreme gevallen kan de opstijgende lucht in de stijgbuis gedurende korte tijd een fontijn veroorzaken (Sternau, 1967). Bij injectie via een aparte leiding die in de stijgbuis loopt en tot beneden de waterspiegel reikt, kan opstijgend gas waarneembaar zijn of waarneembaar worden gemaakt door de put af te sluiten. De opwaartse gasdruk onder het putdeksel neemt dan toe. Hetzelfde kunnen we doen met waarnemingsfilters in de putomstorting of met de soms toegepaste pijpen waarmee de omstorting kan worden aangevuld in het geval deze mocht zetten (zogenaamde Tremiepipes, fig. 4.18).

Opvallend is de constante drukval over de omstorting in fig. 3.40 en 3.42. Een zich onmiddellijk, binnen 2 minuten na de start, volledig ontwikkelend en verder constant verschil van circa 2 mH₂O tussen de waterstand in de put en de omstorting, komt voor bij alle proeven van Sniegocki (1965) waarin lucht de hoofdoorzaak van de verstopping was. Het is echter onwaarschijnlijk dat dit drukverschil juist was: door de luchtbellen in de stijgbuis wordt de kolom water in de stijgbuis lichter. Om een constant debiet te kunnen houden moet dit door een langere waterkolom en dus door een hogere waterstand in de put worden gecompens-



Figuur 3.42 - Verloop van de waterstand in de put (T), de omstorting (O) en de waarnemingsput (FW-SF) op enkele m afstand (Schaal waarnemingsput is uitgerek; proef 6, uit Sniegocki 1965; verstopping door luchtbelllen).

seerd. Dit deel van de waterstandsverhoging heeft niets met de verstopping te maken ("lucht-lift-effect") en kan een verklaring zijn voor het constant blijven van het stijghoogteverschil over de omstorting in de proeven van Sniegocki.

3.3.2 Herkomst van gasbellen

3.3.2.1 Overzicht

Gasbellen kunnen in het water terecht komen door twee mechanismen, namelijk a) meeslepen of aanzuigen van (lucht)bellen en b) vrijkomen van gas ten gevolge van oververzadiging. In dit verband verdienen onderstaande situaties de aandacht:

- a.1. Vrije val van het water in de put en onderdruk in de val- of injectieleiding
- a.2. Onderdrukken in afsluiters en dergelijke
- b.1. Vrijkomen van gas door verwarming van het infiltratiewater.
- b.2. Ontstaan van methaangasbellen bij methaanhoudend grondwater door verlaging van de waterdruk.

3.3.2.2 Vrije val van het water en onderdruk in de infiltratieleiding

De vrije val van water in de put en de onderdrukken in de infiltratieleiding, de leiding die het water vanaf de aanvoerleiding in de put leidt, worden gelijktijdig geëlimineerd door tijdens de infiltratie een positieve druk in de infiltratieleiding te handhaven. Soms wordt dit bereikt door het water door de onderwaterpomp heen te infiltreren, na verwijdering van de voetklep (PWN-persput in Castricum). In andere gevallen wordt de toevoerleiding aan de onderzijde afgesloten met een caliberplaat (persputten DWL te 's-Gravenhage). (Een caliberplaat is een plaat die van één of meer kleine gaten is voorzien, zodanig dat de weerstand die de plaat levert de leiding onder druk houdt

(Olsthoorn en anderen, 1975).) Meestal echter wordt de toevoerleiding zelf zo nauw gemaakt, dat de wandwrijving de benodigde tegendruk levert (Reeder, 1972). Bij wijze van uitzondering wordt de onderzijde van de toevoerleiding van een afsluiter voorzien die vanaf maaiveld kan worden bediend (Edworthy, 1978).

Het dimensioneren van een toevoerleiding zal nu nader worden uitgewerkt. Een leiding met lengte $L(m)$, diameter $D(m)$ en wandruwheid $k(m)$, veroorzaakt bij een debiet $Q (m^3/s)$ een stijghoogteverlies $H (mH_2O)$ volgens (Huisman, 1969):

$$H = \left(\frac{\lambda L}{D}\right) \frac{(Q/A)^2}{2g} \quad (3.38)$$

met $A = \pi D^2/4$ volgt:

$$H = \left(\frac{8}{\pi}\right) \left(\frac{\lambda L}{g}\right) \left(\frac{Q^2}{D^5}\right) \quad (3.39)$$

λ wordt gevonden met de formule van Coolebrook (zie eveneens Huisman, 1969).

$$\lambda = \frac{0,50}{\text{Log} \left(\frac{1}{0,4R_e \lambda} + \frac{k}{3,7D} \right)} \quad (3.40)$$

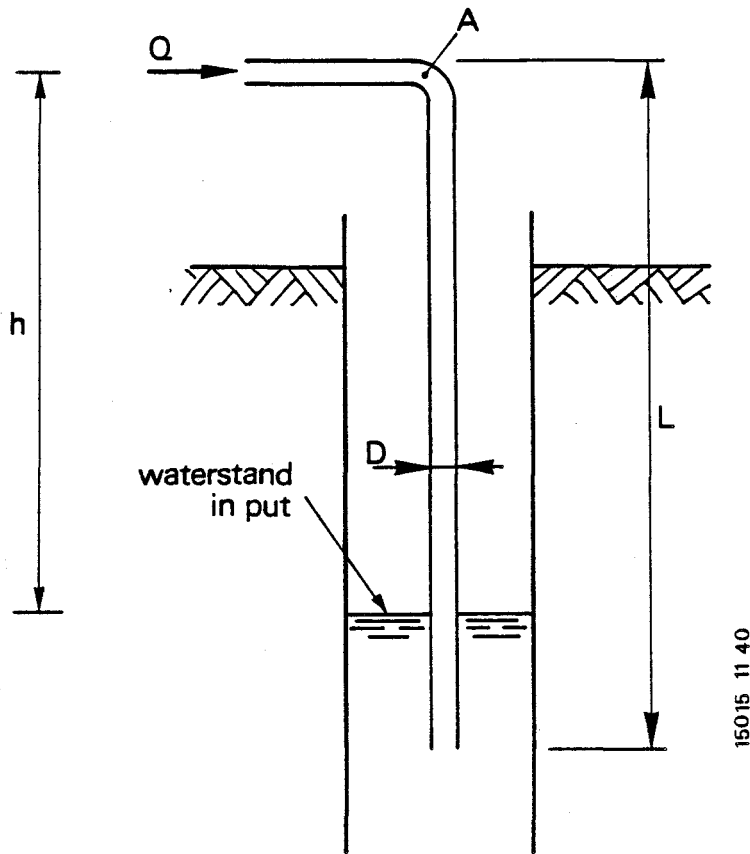
De weerstand van 1 m leiding is voor een aantal diameters en debieten met bovenstaande formules berekend voor een wandruwheid, k , van 0,02 mm (PVC) en een watertemperatuur van 10 °C (Tabel 3.10).

Q (m ³ /h)	D(mm)								
	25	30	40	50	60	70	80	90	100
5	0,33	0,15	0,04						
10	1,39	0,56	0,13	0,04					
25	8,10	3,19	0,75	0,24	0,10	0,05			
50		12,3	2,81	0,91	0,36	0,17	0,09	0,05	
100			10,9	3,46	1,37	0,63	0,32	0,18	0,11
200				13,4	5,26	2,39	1,21	0,67	0,39
400	waarden van H/L T = 10 °C k = 0,02 mm				20,6	9,28	4,67	2,56	1,49
600						20,7	10,4	5,66	3,30
800							18,3	9,97	5,80
1000								15,5	9,00

Tabel 3.10 - Verband tussen debiet, Q (m³/h), buisdiameter, D(mm) en de wrijvingsweerstand, H/L (mH₂O/m lengte), bij 10 °C watertemperatuur, T en een wandruwheid, k, van 0,02 mm.

De weerstanden, H/L, blijken nauwelijks van de watertemperatuur, T, afhankelijk (nl 0,03 % °C), terwijl een verdubbeling van de wandruwheid, een toename van de weerstand met 8 % veroorzaakt.

De toevoerleiding dient nu zo te worden gedimensioneerd, dat op het kritische punt, het punt met de laagste druk (dit is punt A in fig. 3.43) nog een positieve druk aanwezig is. Bij een bepaald infiltratiedebiet, Q, kunnen we dit bereiken door een goede keuze van de diameter, D en de verticale lengte, L, van de injectieleiding. De stijghoogte aan de onderzijde van deze injectie- of infiltratieleiding bedraagt H. Bij punt A moet de stijghoogte, overeenkomstig fig. 3.43, ten minste 0 be-



Figuur 3.43 - Maten die van belang zijn bij dimensionering van de infiltratieleiding.

dragen. Dit vereist een weerstand W per meter buis gelijk aan:

$$W = H/L \quad (3.41)$$

Na keuze van L ligt de buisweerstand, H/L , vast en kan de juiste buisdiameter, D , uit de tabel 3.10 worden afgelezen. Anderzijds kan de buisdiameter worden gekozen en met de weerstand uit de tabel de noodzakelijke buislengte, L , worden berekend.

Op analoge wijze kunnen ook caliberplaten worden gedimensioneerd, die tot doel hebben om door middel van hun weerstand, bij het ontwerpdebiet, de gehele infiltratieleiding onder positieve druk te houden. In situaties waar het infiltratiedebiet voortdurend sterk varieert of regelmatig moet worden veranderd, kan beter met al dan niet automatisch bediende afsluiters worden gewerkt, die dan wel op zekere diepte in de put moeten zijn aangebracht. Soms kan een bundel nauwe injectieleidingen een regelbare, diep aangebrachte afsluiter vervangen, zodat er, al naar behoefte, meer kunnen worden bijgeschakeld.

3.3.2.3 Onderdrukken in afsluiters en dergelijke

Luchtbellen kunnen ook in het water komen via gedeeltelijk geknepen, lekkende afsluiters. De lucht wordt dan meestal via de spindel van de afsluiter naar binnen gezogen, door de onderdruk die direct achter de afsluiter heerst. De onderdruk kan worden berekend uit de drukval over de afsluiter, de druk op enkele meters achter de afsluiter en het debiet.

Met behulp van de wet van Bernoulli en de "wet van behoud van beweging" volgt (fig. 3.44):

$$h_2 = h_3 - 2 \sqrt{\Delta H \frac{v^2}{2g}} \quad (3.42)$$

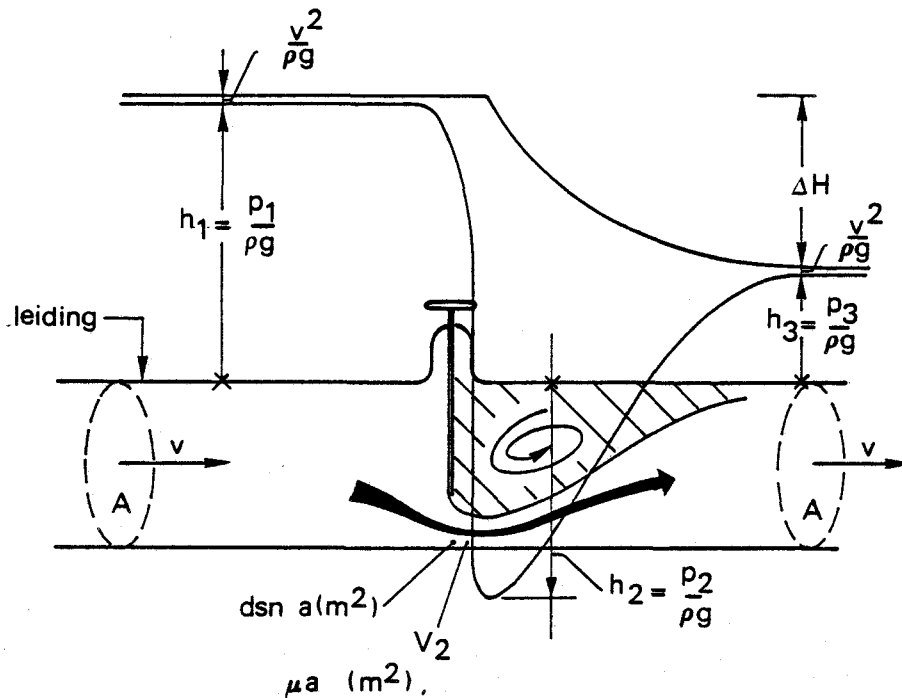
h_2 = de drukhoogte in de keel van de afsluiter (m)

h_3 = de drukhoogte op enkele m achter de afsluiter (m)

ΔH = het drukhoogteverval over de afsluiter (m)

v = de gemiddelde snelheid in de volle leiding (m/s)

g = sterkte van het zwaartekrachtsveld (N/kg)



15015 18 40

Figuur 3.44 - "Drukverloop" in en achter een geknepen afsluiter

Met deze vergelijking kunnen we controleren of er direct achter een afsluiter onderdruk optreedt. Onderdrukken worden voorkomen als $h_2 > 0$, of

$$h_3 > 2 \sqrt{\Delta H \frac{v^2}{2g}} \quad (3.43)$$

De drukverlaging direct achter een afsluiter kan dus aanzienlijk zijn (tabel 3.11), vooral wanneer een te sterke pomp gebruikt wordt of, wat op hetzelfde neerkomt, een deel van de putten buiten bedrijf is en een bestaande pomp flink moet worden geknepen.

Q/A (m/s)	$\Delta H = h_1 - h_3$						
	1	2	5	1	15	2	30 (m)
0,1	0,05	0,06	0,10	0,14	0,17	0,20	0,25
0,2	0,09	0,13	0,20	0,29	0,35	0,40	0,49
0,5	0,23	0,32	0,50	0,71	0,87	1,01	1,24
1	0,45	0,64	1,01	1,43	1,75	2,02	2,47
1,5	0,68	0,96	1,51	2,14	2,62	3,03	3,71
2	0,90	1,28	2,02	2,86	3,50	4,04	4,95
3	1,35	1,92	3,03	4,28	5,25	6,06	7,42
5	2,26	3,19	5,05	7,14	8,74	10,1	12,4
8	3,61	5,11	8,08	11,4	14,0	16,2	19,8

Tabel 3.11 - Verlaging van de drukhoogte $h_3 - h_2$ (m) direct achter een afsluiter ten opzichte van de drukhoogte enkele m verderop achter de afsluiter.

Het verdient in het algemeen echter sterke aanbeveling, om bij een persputtensysteem alleen afsluiters te gebruiken waarbij geen lucht naar binnen kan lekken (membraanafsluiters).

3.3.2.4 Vrijkomen van gas door verwarming van infiltratiewater

De oplosbaarheid van een gas in water varieert met zijn partiële druk, p_i (N/m^2), in de eventueel aanwezige gasfase (bellen, vrij oppervlak) en de temperatuur, T (K). Voor gasbellen in water geldt, bij verwaarlozing van oppervlaktespanningen en effecten van belwandkromming, dat de beldruk gelijk is aan de totale vloeistofdruk ter plaatse. De

beldruk is volgens de wet van Dalton de som van de partiële spanningen van de deelnemende gassen. Aannemende dat deze gassen zich als ideale gassen gedragen, geldt met de wet van Henry:

$$p_{\text{vloeistof}} = \sum p_i = RT \sum \frac{c_i}{k_i} \quad (3.44)$$

waarin R de universele gasconstante, 8,134 J/(mol K); c_i de concentratie van gas i in het water (mol/m³); k_i de verdelingscoëfficiënt van Henry volgens $c_i = k_i c_{i(\text{gas})}$ (dimensieloos). De toename van de vloeistofdruk die nodig is om de concentraties c_i in de vloeistof te kunnen houden wanneer de temperatuur stijgt, volgt uit $\partial p / \partial T$. Met gebruik van de thermodynamische betrekking van Van 't Hoff:

$$\frac{\partial \ln k}{\partial T} = \frac{\Delta H^\circ}{RT^2} \quad (3.45)$$

en gebruik van (3.44) levert deze differentiatie:

$$\frac{\partial p}{\partial T} = \sum \left\{ \frac{p_i}{T} \left(1 - \frac{\Delta H_i^\circ}{RT} \right) \right\} \quad (3.46)$$

zodat, bij benadering,

$$\Delta p \approx \frac{\Delta T}{T} \sum p_i \left(1 - \frac{\Delta H_i^\circ}{RT} \right) \quad (3.47)$$

Hierin is ΔH_i° de enthalpieverandering, die ontstaat bij het oplossen van 1 mol van gas i (volgens Stumm & Morgan, 1981, pag. 69 en fig. 2.8 op p. 71) is ΔH° praktisch onafhankelijk van de temperatuur, zodat de normaliter voor 1 atmosfeer en 25 °C getabelleerde waarden ook voor andere temperaturen (en overigens ook drukken) een goede indicatie verschaffen.

Een nauwkeuriger, doch wat ingewikkelder betrekking wordt verkregen door (3.44) voor vaste c_i bij 2 temperaturen, T_1 en T_2 , te berekenen met getabelleerde waarde van k_i . Dit doende levert

$$\begin{aligned} \Delta p &= RT_1 \sum \frac{c_i}{k_{i1}} \left\{ \left(\frac{T_2}{T_1} \frac{K_{i1}}{k_{i2}} \right) - 1 \right\} \\ &= \sum p_{i1} \left\{ \left(\frac{T_2}{T_1} \frac{K_{i1}}{k_{i2}} \right) - 1 \right\} \end{aligned} \quad (3.48)$$

Bevat het water (bijvoorbeeld opgepompt grondwater dat na gebruik voor koeling enigszins opgewarmd weer wordt geïnfiltrerd) bijvoorbeeld 40 mg N_2 /l, 50 mg CH_4 /l en 100 mg CO_2 /l (dus respectievelijk 1,43 mol N_2 /m³, 3,13 mol CH_4 /l en 2,27 mol CO_2 /l), dan bedraagt de som van de partiële spanningen bij k_i -waarden van respectievelijk 0,0192; 0,0433 en 1,23:

$$p = (8,314 \cdot 283) \left(\frac{1,43}{0,0192} + \frac{3,13}{0,0433} + \frac{2,27}{1,23} \right) = 3,50 \cdot 10^5 \text{ N/m}^2$$

zodat bovengronds een druk van minimaal 2,5 bar boven de atmosferische druk, nodig is, om de vorming van bellen te voorkomen. De drukverhoging die nodig is bij een temperatuurstijging van bijvoorbeeld 10° volgt met de k_i -waarden voor 20 °C van respectievelijk: 0,0166; 0,0335 en 0,943 uit (3.48) of door andermaal p te berekenen:

$$\begin{aligned} p_2 &= p + \Delta p = (8,134 \cdot 293) \left(\frac{1,43}{0,0166} + \frac{3,13}{0,0335} + \frac{2,27}{0,943} \right) = \\ &= 4,30 \cdot 10^5 \text{ N/m}^2. \end{aligned}$$

Zodat deze tamelijk forse temperatuurtoename een

drukverhoging noodzakelijk maakt van 4,30 - 3,50 = 0,80 bar of rond 20 % van de absolute druk. 20 tot 30 % toename van de absolute druk op de kritische plaats in het leidingsysteem per 10° temperatuurstijging is als eerste indicatie te beschouwen bij dit soort vraagstukken, waar ontgassing ten alle tijde dient te worden voorkomen. Het $\Delta H^\circ = 14240$ J/mol voor methaan (25 °C, 1 atmosfeer), zie Stumm & Morgan, 1981) volgt deze indicatie ook uit (3.47). Toegepast voor 15 °C en $\Delta T = 10$ °C, alleen methaan

$$\Delta P_{\text{CH}_4} = \frac{10}{288} P_{\text{CH}_4} \left(1 + \frac{14240}{8,134 \cdot 288} \right) = 0,24 P_{\text{CH}_4}$$

Er wordt weleens gesteld dat ontgassing in diepe putten zou kunnen optreden onder invloed van de temperatuurstijging, die met de diepte in de aarde optreedt. De afname van de oplosbaarheid door deze temperatuurstijging van bijvoorbeeld 3° per 100 m, een gradient die overigens onder invloed van het infiltreren snel verdwijnt, staat, zoals we hierboven hebben gezien, in geen enkele verhouding tot de hydrostatische druktoename die het water ondervindt op zijn weg naar de diepte. Alleen bij infiltratie in een laag met freatisch water kan het denkbaar zijn dat water, dat via de bovenste filterspleten wordt geïnfiltreerd en hierna buiten de put omhoog stroomt, ontgast. Deze situatie is nauwelijks van belang en kan hier verder buiten beschouwing worden gelaten.

3.3.2.5 Ontstaan van (methaan)gasbellen bij grondwater door verlaging van de waterdruk

Het herinfiltreren van grondwater (bij retourbema-

ling van bijvoorbeeld bouwputten of gebruik voor koeldoeleinden) wordt soms bemoeilijkt door methaangasbellen. Methaangas kan vrijkomen, wanneer het grondwater een aanzienlijke concentratie hiervan bevat. Door de afnemende druk bij het uit de diepte omhoog pompen van het grondwater, kan het verzadigingspunt voor dit gas worden overschreden, waarna bellen in het water ontstaan (Brandes et al, 1978).

3.4 Bacteriegroei en neerslagvorming

3.4.1 Inleiding

De laatste plaats waar, met bijvoorbeeld een membraanfilter, nog vaste stof kan worden gemeten, is de putkop. Hierna verdwijnt het water uit het zicht. Toch kan in de put en de formatie zelf vast materiaal worden gevormd, hetzij door micro-organismen (slijmige afzettingen), hetzij door chemische reacties (bijvoorbeeld navlokking aan een restant aan ijzer en mangaan).

3.4.2 Bacteriegroei

Micro-organismen kunnen een belangrijke verstoppingsoorzaak zijn, door het materiaal dat zij bij hun groei en vermenigvuldiging in de bodem vormen (fig. 3.45).

Het is hierbij nauwelijks belangrijk, hoeveel bacteriën het ingaande water bevat. Hun volume is, in alle gevallen dat we met gezuiverd water te maken hebben, volstrekt onvoldoende, om enige verstopping van betekenis te kunnen veroorzaken. Een tamelijk hoog aantal kiemen van 10^3 /ml, vertegen-



Figuur 3.45 - Opname met een rasterelektronenmicroscop van een ringvormige door bacteriën gevormde afzetting van organisch materiaal in een porie. (Uit: Signor, 1973.)

woordigt, als zij bolvormig zouden zijn met een diameter van 1μ , een volume, V , van

$$V = 0,5 \cdot 10^{-9} \text{ (m}^3 \text{ bacteriën/m}^3 \text{ water)}$$

Per m^3 water staat dit gelijk met het volume van één enkele zandkorrel met een diameter van 1 mm.

De verstopping door bacteriën wordt dus bepaald door het materiaal dat zij zelf vormen bij hun vermenigvuldiging. Zonder belemmeringen zou het aantal bacteriën exponentieel toenemen volgens:

$$n = n_0 \exp\left(\frac{t}{\tau}\right) \quad (3.49)$$

n_0 = het aantal bacteriën waarvan wordt uitgegaan.
 t = de tijd
 τ = de tijd waarin het aantal met een factor e
($\approx 2,72$) toeneemt
 τ hangt af van het milieu (watertemperatuur, voedselaanbod, remmende stoffen en dergelijke).

Een 1 cm dikke laag, met een porositeit van 40 %, bestaande uit bolvormige bacteriën met een diameter van 1 μ , (die dus per m^2 boorgatwand ($0,006 m^3$) / ($0,5 \cdot 10^{-18} m^3$ bacterie) = $1,2 \cdot 10^{16}$ bacteriën bevat) kan al gevormd worden in een tijd, t , van

$$t = \tau \ln (1,2 \cdot 10^{16}) = 37\tau$$

Uitgaande van één enkele bacterie per m^2 boorgatwand en redelijke waarden voor τ van 8h à 80h, is dit na 12 à 120 dagen al het geval.

Natuurlijk zijn er altijd meer bacteriën per m^2 infiltratieoppervlak, terwijl bovendien een put met een één cm dikke laag bacteriën volledig verstopt zal zijn. Anderzijds wordt de vermenigvuldiging van de bacteriën beperkt door het voedsel dat elke bacterie kan bemachtigen. Toch volgt uit bovenstaande berekening dat verstopping door bacteriën al na enkele dagen tot weken ernstige vormen kan aannemen, zonder dat hiervoor grote hoeveelheden bacteriën in het infiltratiewater nodig zijn. Zijn de factoren voor de groei van bacteriën gunstig (afwezigheid van chloor, assimileerbare organische koolstof in het water aanwezig), dan kan ook water met maar weinig of geen zwevende stof een ernstige putverstopping veroorzaken.

Bacteriën verklaren de ernstige verstopping van de

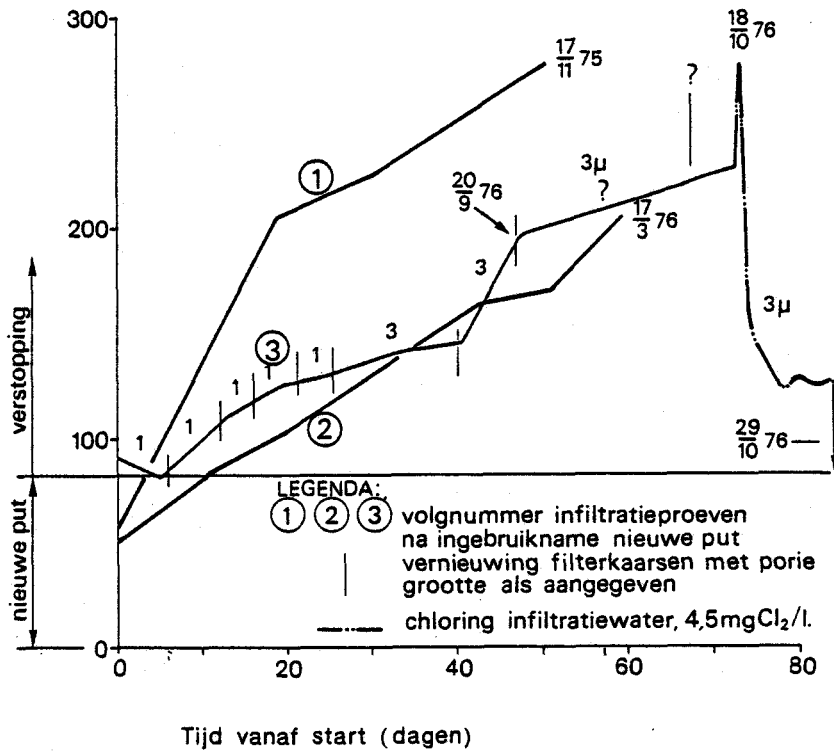
PWN-put in Noord-Holland (Castricum), die met drinkwater werd gevoed dat via transportleidingen over een afstand van 60 km wordt aangevoerd. Dit water bevat weinig bacteriën (100 m/l) en weinig zwevende stof. Toch bedraagt de verstoppingssnelheid rond 100 m/a (bij 1 m/h en 10 °C, fig. 3.4). Per meter dat de waterstand in deze put (bij 1 m/h en 10 °C) is gestegen, is nog maar ongeveer 1 gr zwevende stof per m² boorgatwand aangevoerd (Olsthoorn, 1979). Dit is 2 en meer ordes van grootte minder dan op andere plaatsen werd gemeten. (Zie hiertoe hoofdstuk 3.2, fig. 3.11, tabel 3.5 op pag. 3.28; waarbij 1 mg zwevende stof/l behoort.) Tijdens de 3e infiltratieproef met de put te Castricum werd al het water door een kaarsenfilter gevoerd, met poriën van 1 µm. De put verstopte echter nauwelijks langzamer dan voorheen (fig. 3.46).

Zwevende stof kan dus geen oorzaak zijn. Toen 4,5 mg chloor/l werd gedoseerd, verdween de weerstand nagenoeg volledig (fig. 3.46 en fig. 3.50, oktober 1976). Dit kan niet gebeuren bij een verstopping door anorganisch materiaal. De verstoppingssnelheid in deze put was bovendien veel groter dan in andere putten met minder ver voorgezuiverd water (fig. 3.4).

Bacteriën hechten zich aan vast materiaal als het putfilter en de bodemkorrels en groeien op hun eigen slijmafzettingen (fig. 3.45). Een bijkomende facet is, dat het voedselaanbod dicht bij de filterspletten, daar waar het water intreedt, het grootst is. Door deze twee factoren veroorzaken bacteriën een verstopping van de filterspletten en de omstorting, wat zwevende stof in het algemeen juist niet doet. Tijdens de 2e infiltratieproef in

PWN - PUT, CASTRICUM

Waterstand in persput minus
waarnemingsput op 8m (cm) bij
10m³/h (0,3m/h) en 10°C
watertemperatuur



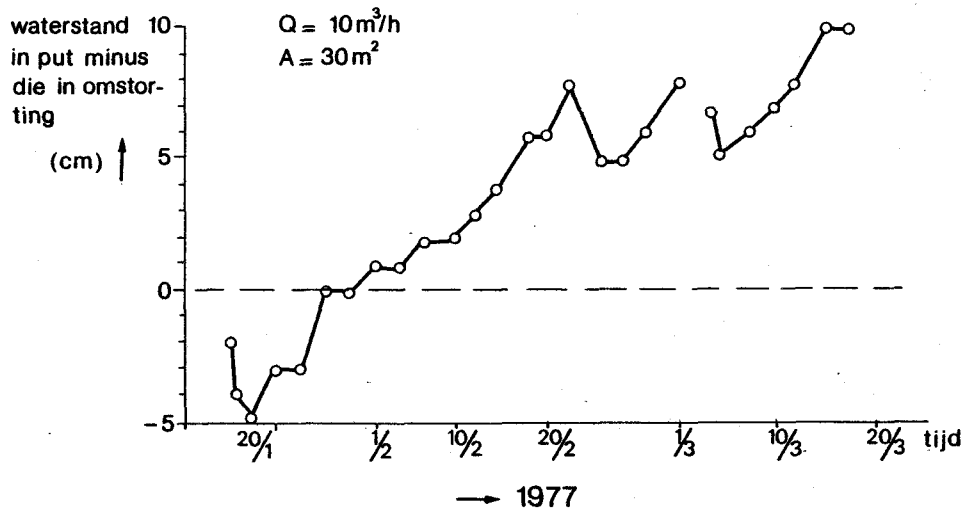
Figuur 3.46 - Waterstand in omstorting minus waterstand in put op 8 m afstand, gedurende 3 infiltratieproeven. Gedurende de 3e proef werd het infiltratiewater 27 dagen lang door een 1μ kaarsenfilter geleid en daarna door een 3μ kaarsenfilter. (Infiltratie te Castricum van drinkwater van pompstation Andijk.)

proef-nummer	proef-duur (d)	water-temp. (°C)	debiet (m ³ /h)	gefiltreerd volume (1000m ³)	waterstands-verhoging voor proef bij 1m/h en 10 °C*	idem na proef	verstoppings-snelheid m/a bij 1m/h en 10 °C	voorzuiivering **	troebelheid	Fe-to-taal (mg/l)	PO4 (mg/l)
1	2	22	45	2,2	4,45	4,93	145	K+S+DF+4AC+Cl +O			
2	2	16	80	3,8	3,97	4,41	75	K S DF 4AC Cl O			
3	2	14	80	3,8	3,74	3,76	4,3	K S DF 4AC Cl			
4	10	18	82	19,6	4,27	7,20	100	K S DF 4AC Cl	0,9	0,12	1,6
5	10	23	80	19,1	4,99	9,81	170	K S DF 4AC Cl O	0,6	0,24	3,6
6	2	14	77	3,7	4,69	5,48	140	K S DF 4AC Cl			
1) 7	33	16-20	80/45	51,5	5,43	51,0	580	K S DF 4AC Cl			
8	10	18	77	18,5	4,81	11,6	240	K S DF 4AC	0,1	0,32	0,34
9	10	18	81	19,3	4,81	8,33	120	K S DF 4AC Cl	0,3	0,30	0,28
Totaal gefiltreerd:				142 000 m ³							
* infiltratieloppervlak = 75m ²											
* temp.correctie: (omrekening naar weerstan bij 10 °C): (T = °C)											
** K = koagulatie, S = bezinking, DF = twee laags anthraciet-zandfilter, 4AC = 4 in serie geplaatste actief kool kolommen, Cl ₂ = chlorering, O = ontgassing.											
1) Op 19e dag infiltratiedebiet verlaagde van 80 naar 45m ³ /h.											
3							4,3	K+S+DF+4AC+Cl			
2							75	" +O			
4							100	"	0,9	0,12	0,16
9							120	"	0,3	0,30	0,28
6							140	"			
1							145	" +O			
5							170	" +O	0,6	0,24	3,6
8							240	" geen Cl	0,1	0,32	0,34
7							580	"			

Tabel 3.12. Overzicht van de resultaten van de injectieproeven in Bay Park, Long Island, New York (Vecchioli, 1972).

Bovenste tabel: chronologische volgorde van de proeven.

Onderste tabel: proeven geordend naar verstoppingsnelheid.



Figuur 3.47 - Toename van de weerstand in de omstorting van de persput van het Provinciaal Waterleidingbedrijf van Noord-Holland, locatie Castricum, tijdens de tweede infiltratieperiode. (Zie fig. 3.46, januari tot maart 1977.)

Castricum steeg het stijghoogteverschil over de omstorting met 45 cm H_2O bij 1 m/h en 10 °C, terwijl dit verschil aanvankelijk slechts ca. 2 cm bedroeg (fig. 3.47).

Ehrlich, Ehlke en Vecchioli (1973) wijzen op hetzelfde. Zij voerden 9 infiltraties uit met afvalwater dat tot drinkwaterkwaliteit was gezuiverd

(tabel 3.12). Van de proeven 4, 5, 8 en 9 die minstens 10 dagen duurden (het verloop van proef 7, waarin de put extreem snel verstopte, wordt helaas niet gegeven) geven de auteurs de stijging van de waterstand in de put, betrokken op 100 gpm (= 23 m³/h, fig. 3.48) (de werkelijke infiltratiedebieten schommelden rond 350 gpm, tabel 3.12). In alle proeven nu, met uitzondering van proef 8, werd het water gehoord. Van de in fig. 3.48 uitgezette proeven had proef 8 de laagste troebelheid (tabel 3.12).

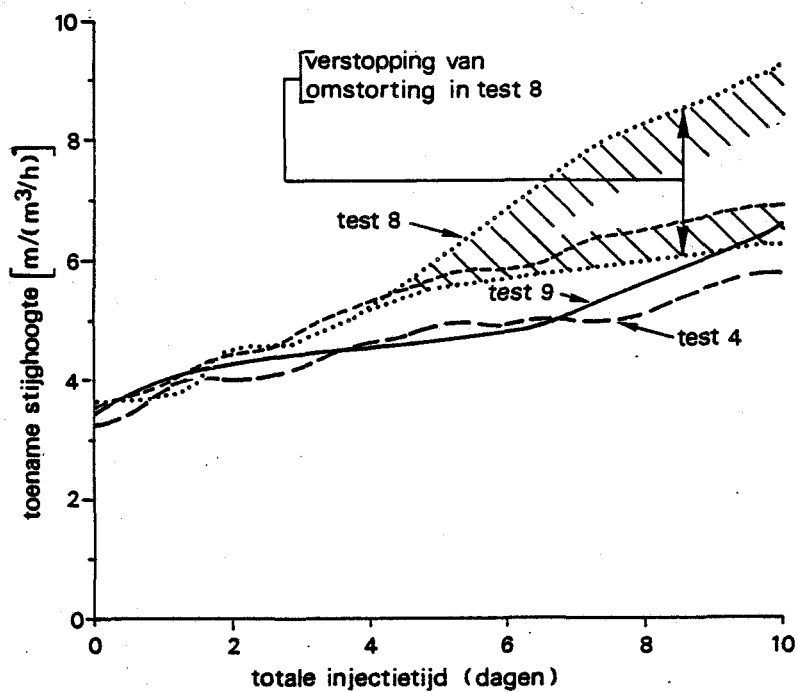
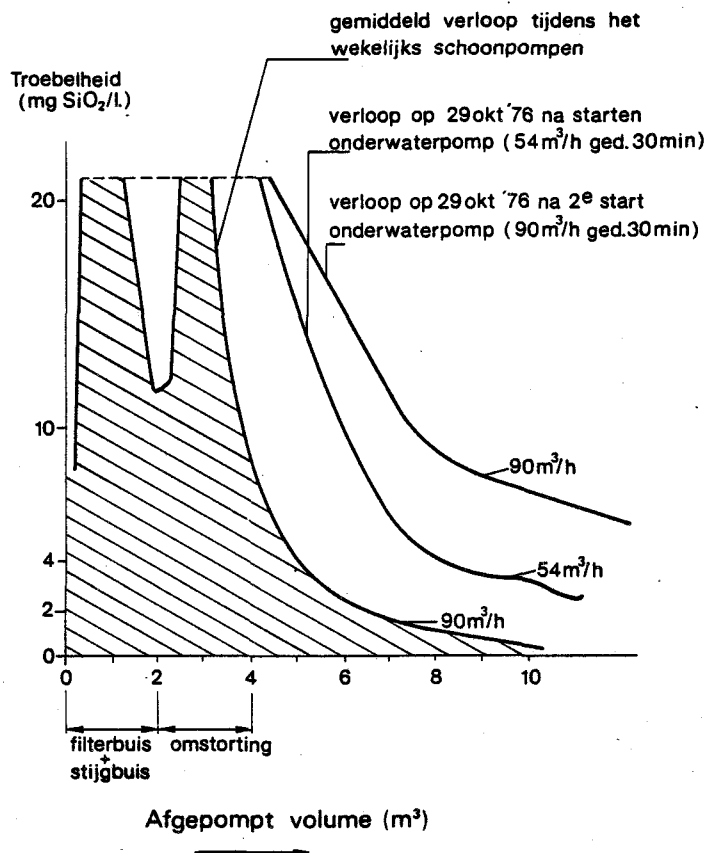


Fig. 3.48 - Stijging van de waterstand in de put gedurende 4 proeven. Alleen het water in proef 8 was niet gehoord, terwijl de troebelheid het laagst was; alleen in proef 8 verstopt de omstorting. (Uit: Ehrlich et al, 1973; zie ook tabel 3.12.)

Dat de put in proef 8 toch sneller verstopte wordt aan bacteriegroei geweten. In alle proeven met gechloord water nu was het stijghoogteverlies in de omstorting en de filterspletten praktisch nihil. In proef 8 echter nam met name het stijghoogteverschil over de filterspletten en de omstorting na 2 dagen snel toe, een aanwijzing voor bacteriegroei, zoals die ook in Castricum was ervaren.

Uit fig. 3.46 blijkt in de put in Castricum even een weerstandsverhoging op te treden, die onmiddellijk volgt op het starten van de chloor(bleekloog)dosering. Toen de put een jaar tevoren gedurende enkele uren werd gechloord trad dit verschijnsel ook op. Het lijkt een aanwijzing voor het uiteenvallen van de organische afzettingen in de omstorting, waarvan de brokstukken, wanneer zij vervolgens tegen de formatiewand worden aangespoeld, de weerstandsverhoging veroorzaken. Langzamerhand vindt verdergaande desintegratie plaats en neemt de weerstand af. Helaas is in Castricum de waterstand in de put zelf onbekend sinds tussen de 2e en de 3e proef een onderwaterpomp werd ingebouwd.

Verstopping van de omstorting blijkt ook uit het verloop van de troebelheid bij het schoonpompen van de put in Castricum (fig. 3.49). Normaliter is bij het wekelijks schoonpompen van de put (uitgevoerd na de 3e infiltratieproef (fig. 3.50)) de grootste troebelheid weer verdwenen vóórdat het water dat van de formatiewand afkomstig is, de bovengrondse troebelheidsmeter heeft bereikt. Na het chloren echter, werd ook materiaal van de boorgatwand omhoog gebracht (fig. 3.49).



Figuur 3.49 - Verloop van de troebelheid tijdens het wekelijkse schoonpompen van de put en na het chloren zoals aangegeven in fig. 3.46 en 3.50. (Infiltratie te Castricum van drinkwater uit Andijk.)

Dit bevestigt de desintegratie van de afzettingen in de omstorting en een gedeeltelijke verplaatsing naar de boorgatwand gedurende de chloordosering. Ook Ripley and Saleem (1973) wijzen erop, dat verstopping door bacteriën ondiep is, terwijl discrete kleideeltjes juist zeer diep kunnen doordringen.

De groei van bacteriën wordt in hoofdzaak bepaald door het voedselaanbod. Dit aanbod is begrensd,

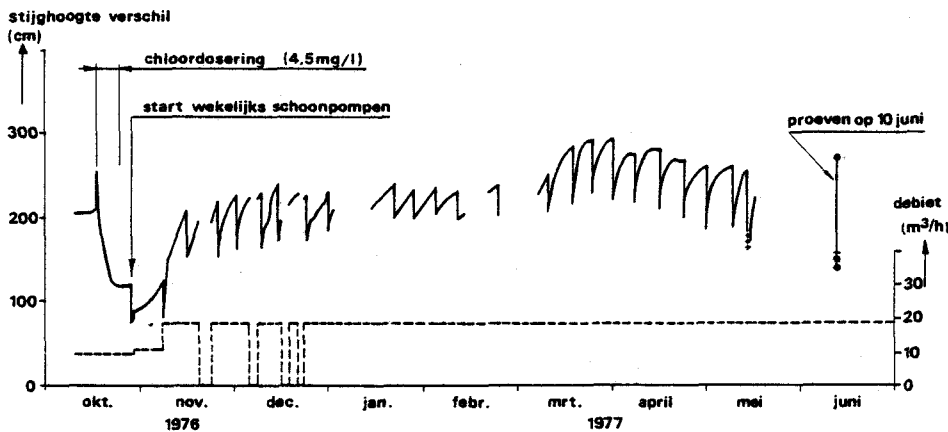
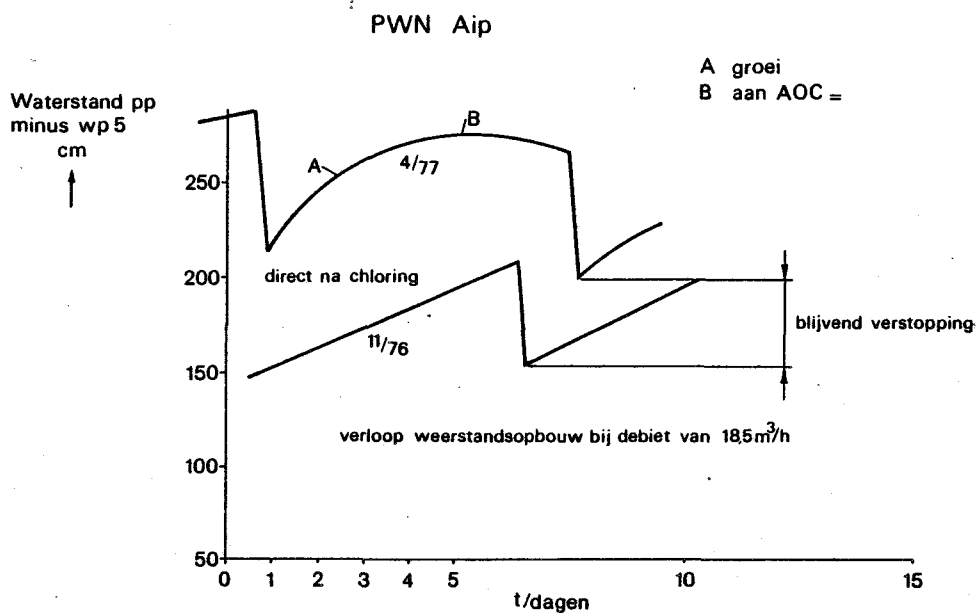


Fig.18 Stijghoogte in de omstorting van de put te Castricum minus stijghoogte in de waarnemingsput op 8 meter afstand, sinds september 1976.

Fig. 3.50 - Verloop van de verstopping (waterstandsverschil tussen omstorting en waarnemingsput op 8 m afstand, vanaf de 2e infiltratieproef. Persput Castricum, voeding met drinkwater uit Andijk.

zodat het aantal bacteriën in de bodem niet onbeperkt kan blijven toenemen. De groei en de vermenigvuldiging stagneert uiteindelijk geheel; al het aangevoerde voedsel is dan nodig voor de endogene ademhaling. Het verloop van de weerstandskrommen in Castricum na de 3e infiltratieproef lijkt dit te bevestigen (fig. 3.51). Na het chloren in november 1976 (fig. 3.50), zien we 2 weken lang een lineaire toename van de weerstand, die echter hoe langer hoe meer verandert in een verloop dat aanvankelijk steil is (direct na het schoonpompen) en dat tijdens de infiltratie steeds verder afvakt. In april '77 is de weerstandstoename per tijdseenheid aan het einde van een week infiltreren nog maar een fractie is van het aanvankelijke verloop, van vlak na het schoonpompen (fig. 3.51 en 3.50).



15018 86 40

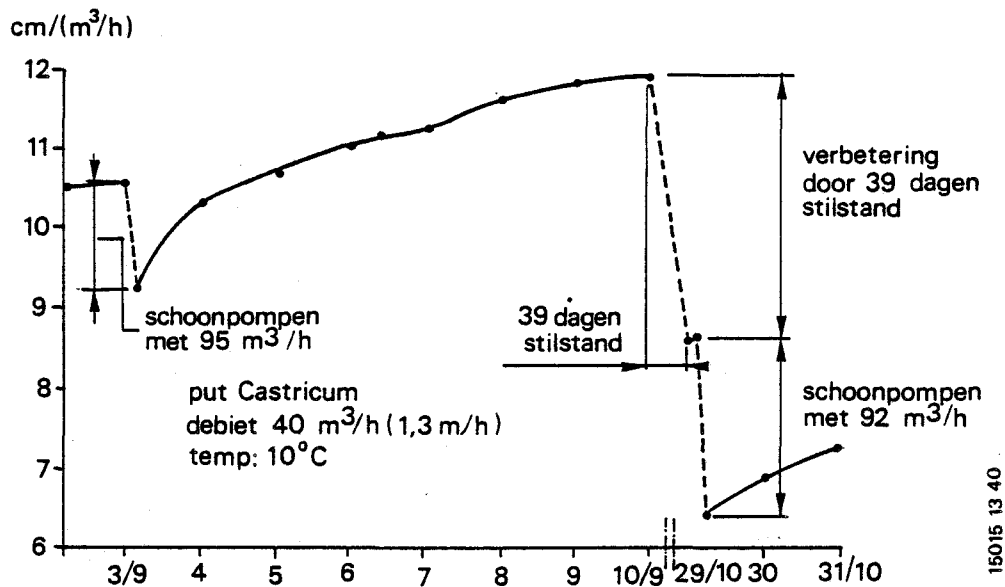
Figuur 3.51 - Verloop van het waterstandsverschil tussen de putomstorting en de waarnemingsput op 8 m afstand in november 1976 en april 1977. (Put Castricum, voeding met drinkwater uit Andijk; put wordt wekelijks schoongepompt; zie ook fig. 3.50.)

Typerend is ook, dat latere verhogingen van het infiltratiedebiet geen invloed hebben op de snelheid waarmee de weerstand in de tijd toeneemt,

terwijl reeds eerder is geconstateerd (fig. 3.24), dat de macht 2, die bij zwevende stof hoort, bij deze put geringer is.

Veel bacteriën en een deel van hun afzettingen lijken (in Castricum) dus door het schoonpompen te worden verwijderd, om na het schoonpompen, door de geringere concurrentie aan het begin van elke infiltratieperiode, weer snel aan te groeien. Deze groeisnelheid zal evenwel, door het toenemend aantal concurrerende bacteriën, weer dalen en bereikt na enkele dagen zeer lage waarden.

Verstopping door bacteriën wordt ook gekenmerkt door de weerstandsvermindering die optreedt als de infiltratie een tijd lang wordt gestaakt. In zo'n periode zonder voedselaanvoer sterven bacteriën af en ontstaat rotting. Dit komt tot uiting in stank van het eerste water dat na de stilstandsperiode wordt opgepompt en in hoge koloniegetallen in dit water (Rebhun en Schwarz, 1968, Eren en Goldschmid, 1970). Een voorbeeld van de weerstandsafname door stilstand, wordt onder meer gegeven door Harpaz (1970, zie figuur 3.20). Volgens Harpaz (1970), verstoppen de putten in Israël niet door bacteriegroei, maar door een "mat" van organisch materiaal die op de boorgatwand wordt afgezet. Het water bevat bovendien chloor. De weerstandsafname in de stilstandsperiode is, net als bij een put die door bacteriegroei verstopt, het gevolg van rotting. Een ander voorbeeld hiervan is wederom de put in Castricum waar 39 dagen stilstand een grotere verbetering opleverde, dan het schoonpompen 10 dagen vóór de stilstandsperiode (fig. 3.52).



Figuur 3.52 - Afname van de verstoppingsweerstand ((omstorting minus waarnemingsput)/debiet) door stilstand gedurende 39 dagen. (Infiltratieput in Castricum, voeding met drinkwater uit Andijk, september-oktober 1979.)

Bacteriegroei kan interfereren met zwevende stof (Crowe, 1968, zie ook paragraaf "Eerst chloor, dan zuur"). De slijmige afzettingen van de bacteriën kunnen zelf een filterwerking uitoefenen. Daar bacteriën zich bij voorkeur zo dicht mogelijk bij de filterspletten vestigen, betekent dit dat een deel van de deeltjes, dat normaliter een tot zekere diepte in de formatie zou doordringen, nu eerder wordt afgevangen.

In Castricum is de bacteriegroei met succes bestreden door regelmatig schoonpompen van de put. Beperking van het voedselaanbod is natuurlijk het beste. Een biologische zuivering van het water, als bijvoorbeeld langzame zandfiltratie, kan effectief zijn. Zo resulteerde de drinkwaterinfiltratie in Den Haag, waar 6,5 jaar achtereen ongechloord drinkwater werd geïnfiltreerd, in een verstopingssnelheid van minder dan 0,1 m/a (bij 1 m/h en 10 °C, zie tabel 3.7, op pag. 3.73).

Meestal zullen we het water op de een of andere manier dienen te chloren. Bij onderzoek toegepaste en voldoende beoordeelde chloordoseringen, uitgedrukt in mg vrij restchloor per liter, zijn hieronder weergegeven.

Sniegocki (1963)	1	mg Cl ₂ /l
Bruington and Sears (1965)	1,5	"
Vecchioli (1972)	2	"
Bichara (1974)	0,2 - 0,5	"

Tabel 3.13 - Door onderzoekers toegepaste en voor hun proeven voldoende beoordeelde chloordoseringen (mg restchloor /l).

1 à 2 mg aan restchloor per liter en wellicht minder (Bichara, 1974) zal in de praktijk voldoende zijn.

Omdat het gedoseerde chloor in de bodem verbruikt wordt, is het denkbaar de de bacterie-ontwikkeling alsnog op enige afstand van de put optreedt. Dit zouden we met een periodieke shockchlooring kunnen ondervangen. Hiertoe wordt aan een hoeveelheid water die voldoende is voor de put, de omstorting en

enkele decimeters van de formatie, chloor(bleekloog) toegevoegd zodanig dat een chloorconcentratie van minstens 100 mg/l ontstaat (Krone, 1970). Na een aantal uren contacttijd in de bodem, waarbij het water zo mogelijk heen en weer wordt bewogen (bijvoorbeeld met perslucht, zie hoofdstuk 4.2.3.6), wordt het water verwijderd en afgevoerd, na neutralisering van het chloor.

Afgezien van problemen van organisatorische aard (speciale aandacht voor regeneratie nodig, lozing van het vuile water) heeft een shockchlooring voordelen:

- 1) geen diepe penetratie van bacteriegroei;
- 2) veelal geringer chloorgebruik;
- 3) niet belastend voor het ondergronds milieu omdat het chloor weer wordt verwijderd;
- 4) toepassing alleen wanneer noodzakelijk. In winter minder frequent en bijvoorbeeld alleen wanneer schoonpompen niet meer voldoende respijt biedt;
- 5) voorkomen van nevenreacties (zie hierna).

3.4.3 Neerslagvorming in de put

Naast de hiervoor behandelde slijmafzettingen, die we biologische neerslagen kunnen noemen, zijn ook chemische neerslagen in de put mogelijk. Zo kan het water, bijvoorbeeld na coagulatie en filtratie, nog een restantje ijzer bevatten, dat onder invloed van de turbulentie, in de leidingen alsnog uitvlokt. Mangaan wordt moeilijk verwijderd door filters die frequent met water en lucht worden gespeeld. Dit omdat de katalytisch werkende zwakke Mn_3O_4 -huid op de korrels, die voor een goede ontmanganing nodig is, er telkens opnieuw van wordt

afgeschuurd wanneer te heftig met lucht wordt gespoeld (Graveland, 1971).

In de omstorting en de formatie zal de ontmangening wèl op gang kunnen komen, mede als gevolg van de doorgaans lage filtersnelheid ter plaatse (namelijk kleiner dan enkele meters per uur), met verstopping door mangaanoxydes als gevolg. Het water kan enigszins oververzadigd zijn aan calcium en bicarbonaat. Zodra zulk water in contact komt met de omstortings- en formatiekorrels, vormt zich om de korrels een kalkhuidje, waardoor de put langzaam maar zeker verstopt. Dit soort neerslagen is meestal het gevolg van veranderingen die in het gezuiverde water worden aangebracht, dat daardoor onstabiel is geworden. Samenvoegen van meerdere watersoorten, een laatste beluchting (overigens af te raden) en vooral een chloring kort voor de putten, kunnen problemen veroorzaken (zie ook hoofdstuk 4.3.5.4, pag. 4.74).

3.5 Reacties tussen het infiltratiewater en het grondwater

Grondwater is vaak zuurstofloos en bevat dan meestal opgelost, tweewaardig ijzer. Daar in praktisch alle gevallen gezuiverd oppervlaktewater wordt geïnfiltreerd, dat zuurstof bevat, zou, bij vermenging met het water in de grond, nagenoeg onmiddellijk een onoplosbare ijzerbrij moeten ontstaan, die de bodem zou verstoppen. In een echt poreus medium, waarin het water niet door spleten maar tussen de korrels stroomt, treedt echter gelukkig nauwelijks menging op. De mengzone tussen het grondwater en het infiltratiewater blijft dun en verplaatst zich verder van de put, naarmate de infiltratie langer duurt en het grondwater verder

wordt verdrongen. De mengzône, waarin de reacties plaatsvinden, raakt bovendien uitgeregadeerd, waarna deze op enige afstand van de put als bufferzône tussen grond- en infiltratiewater gaat dienst doen. Dit geldt niet alleen voor de vorming van ijzerveerslagen, maar voor alle mogelijke neerslagvormende reacties die tussen beide watersoorten mogelijk zijn.

Bernard (1955) heeft dit in het laboratorium aangetoond voor ijzerhoudend en sulfidehoudend water. Hij liet beide watersoorten direct achter elkaar door een grondmonster stromen en ook liet hij beide watersoorten elkaar rakend, evenwijdig aan elkaar, door een grondmonster stromen. In geen van beide gevallen trad enige verstopping van betekenis op. In het tweede geval was door de reactie gedurende de proef een zwarte scheidingslaag van ijzersulfide ontstaan. Voor Nederland, waar feitelijk al sinds 1940 met bassininfiltratie en sinds 1970 met persputinfiltratie steeds zuurstofhoudend water wordt geïnfiltrerd in bodemlagen die van oorsprong anaerob ijzerhoudend grondwater bevatten en nog geen aanwijzingen voor verstopping door deze mechanismen konden worden vastgesteld, mogen we concluderen, dat dit verstoppingsmechanisme in ongespleten, fijnkorrelige formaties buiten beschouwing gelaten kan worden.

In de olie-industrie, die persputten gebruikt om olie naar de produktieputten te verdringen, worden soms echter watersoorten van verschillende herkomst vóór de putten samengevoegd, om zo over voldoende infiltratiewater te kunnen beschikken of om het water, dat met de geproduceerde olie meekomt, weer te kunnen gebruiken en kwijtraken. Bij

zo'n menging van verschillende watersoorten vóór de infiltratieputten, ontstaan meestal problemen.

Vaak wordt verkeerd begrepen, dat de reactie tussen het geïnfiltreerde water en het grondwater in ongespleten formaties niet of nauwelijks in de bodem optreedt, maar juist in de onttrekkingsputten, waar het geïnfiltreerde water naar toestroomt en waarin water van verschillende herkomst en samenstelling wordt vermengd. In zijn boek, een handleiding voor de praktische injectieputtenspecialist voor de olie-industrie, wijst Case (1970) hier nog eens nadrukkelijk op.

Het gedeelte van het gevormde neerslag dat zich in de onttrekkingsput vasthecht, zal deze op den duur ernstig verstoppem (hetzelfde gebeurt bij gewone grondwaterwinningsputten die tegelijkertijd verschillende grondwatersoorten onttrekken, Kobus e.a., 1975), terwijl de rest van de gevormde vaste stof, bij (gedeeltelijke) herinfiltratie van het opgepompte water, verstopping in de persputten te weeg brengt.

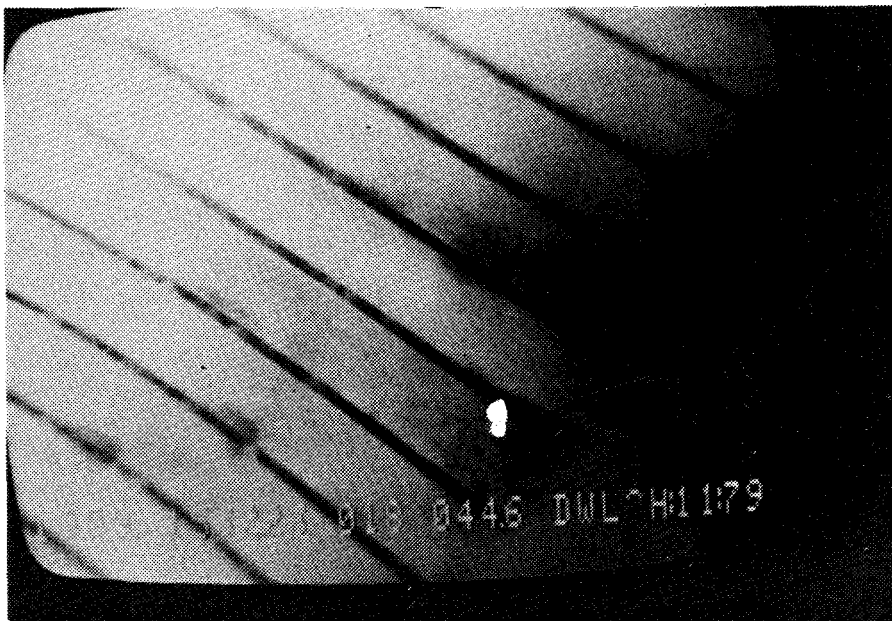
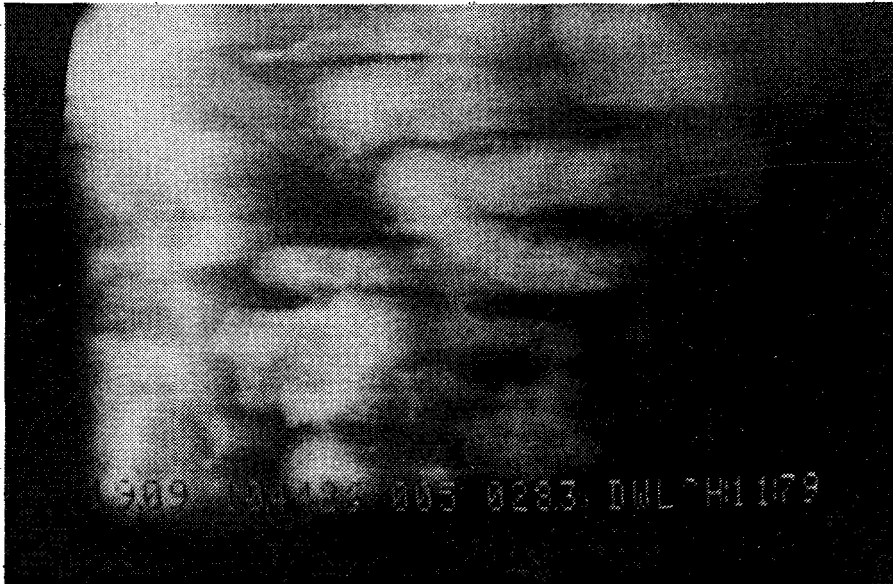
Ter illustratie iets over onze ervaringen in Den Haag, overigens zonder herinfiltratie van het teruggewonnen water. In Den Haag werd van 1973 tot 1980 nagenoeg ononderbroken ruim 2,5 miljoen m³ drinkwater in één put geïnfiltreerd. Hierbij steeg zijn weerstand nagenoeg niet. Het drinkwater bevatte rond 8 mg zuurstof per liter, terwijl de pleistocene bodemlaag tussen 20 en 50 m diepte, waarin werd geïnfiltreerd, van oorsprong zuurstofloos en ijzerhoudend grondwater bevatte.

In februari 1977 werd een nieuwe onttrekkingsput

in gebruik genomen op 35 m afstand van de persput. Zijn onttrekkingsdebiet was 60 m³/h, even hoog als het infiltratiedebiet van de persput. Binnen enkele maanden zette zich in deze onttrekkingsput een laag "ijzerbrij" af, die bij inspectie ca. 5 mm dik bleek te zijn. Ook de afvoerleiding en de onderwaterpomp waren met deze praktisch egale laag "ijzer" bedekt. Ook een gedeelte van de gaatjes van het intrede-rooster van de pomp zat geheel dicht, ondanks de hoge watersnelheden die daar heersen.

Bij tv-inspectie in september 1979 bleek ook een gedeelte van de filterspletten geheel met de afzetting bedekt en dus verstopt te zijn (fig. 3.53). De put werd met succes van binnen met een spuitkop schoongespoten (getuige de gemaakte TV-opnamen, figuur 3.53 en de achteraf verdwenen filterweerstand). Het succes van deze eenvoudige schoonmaakprocedure wijst erop, dat de afzetting alleen binnen in de put en in de filterspletten aanwezig was (ontstaan door menging in de filterbuis).

Omdat het grondwater normaliter stroomt, kan ook een dual-purpose-put (een put die zowel voor infiltratie als terugwinning wordt gebruikt) na een zekere tijd een mengsel van geïnfiltreerd water en van grondwater onttrekken, zodat daarin dezelfde afzettingen kunnen ontstaan als in de hierboven beschreven winningsput. Wordt vervolgens de infiltratie hervat, dan zouden brokstukken van de in de stijgbuis afgezette ijzerlaag een snelle verstopping kunnen veroorzaken. In hoeverre dit kan optreden, is nog onbekend. Waarschijnlijk gebeurt het niet, omdat de dual-purpose-put automatisch als "vyredoxput" werkt. Dat wil zeggen, als een



Figuur 3.53 - Onderwaterfoto's van de winpomp op 35 m afstand van de infiltratieput vóór (boven) en na (beneden) schoonpompen in september 1979. De winpomp was continu in bedrijf vanaf februari 1977 met 60 m³/h. (Drinkwater infiltratieproject Duinwaterleiding van 's-Gravenhage)

put waaromheen het grondwater ondergronds ontijzerd wordt, wat wordt bereikt door, voorafgaand aan een zekere onttrekkingsperiode, een beperkt volume zuurstofhoudend water te infiltreren in een bodem met anaeroob, ijzerhoudend grondwater (Van Beek en Vaessen, 1979).

De vorming van hinderlijke neerslagen in de bodem, door menging van infiltratiewater met het oorspronkelijke grondwater, lijkt wèl mogelijk in gespleten formaties, waar bijvoorbeeld enerzijds 90 % van het water in de poriën aanwezig is, terwijl anderzijds 90 % van de stroming door de spleten plaatsvindt. Hier kan het infiltratiewater zich snel over grote afstanden verplaatsen, terwijl overal in de poriën van de poreuze fijnkorrelige matrix tussen de spleten nog lange tijd oorspronkelijk grondwater aanwezig blijft, dat maar uiterst langzaam wordt verdrongen. In zo'n situatie ontstaat een langdurig contact tussen infiltratie- en grondwater, waardoor, bij "incompatibiliteit" tussen beide watersoorten, neerslagen in de formatie kunnen ontstaan.

3.6 Interactie tussen het infiltratiewater en de bodem

3.6.1 Inleiding

Naast reactie tussen het infiltratiewater en het grondwater, zijn ook reacties en interacties tussen het infiltratiewater en de bodem mogelijk. Zulke reacties treden nagenoeg altijd op, omdat de bodem in het algemeen niet in evenwicht verkeert met het infiltratiewater.

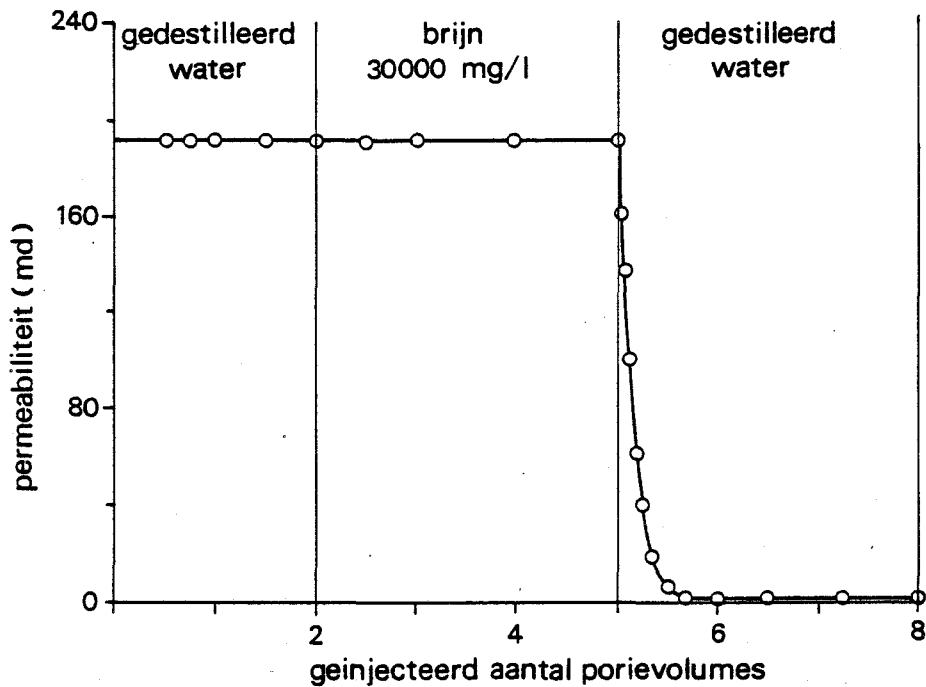
Vaak neemt het zuurstofgehalte van het infiltra-

tiewater tijdens de bodempassage af. Hiernaast vinden andere reacties plaats door het bodemcontact. De meeste van die reacties hebben uitsluitend betekenis voor de samenstelling van het teruggewonnen water, maar niet voor de verstoppingsproblematiek. De verstopping concentreert zich in de onmiddellijke omgeving van de put en daar wordt het milieu zeer snel, volledig bepaald door het infiltratiewater. Eén interactie is echter wel van groot belang, namelijk die tussen het infiltratiewater en kleimineralen, die rond de bodemkorrels aanwezig kunnen zijn.

3.6.2 Interactie tussen infiltratiewater en kleimineralen

Laboratoriumproeven tonen op dramatische wijze de mogelijke gevolgen van een interactie tussen bodem en infiltratiewater: een monster Bereazandsteen, dat alleen met (schoon) zeewater dan wel uitsluitend met gedestilleerd water werd doorstroomd, behield zijn doorlatendheid (fig. 3.54). Toen het materiaal echter eerst met zeewater en vervolgens met gedestilleerd water werd doorstroomd, nam de doorlatendheid praktisch onmiddellijk met meer dan 99 % af (Mungan, 1965).

Op dit effect moeten we steeds bedacht zijn, wanneer zoet water moet worden geïnfiltreerd in een laag met zout water. Een berucht voorbeeld is de injectieput in Norfolk, Virginia (Brown en Silvey, 1973). Hier werd drinkwater (20 mg Cl⁻/l) met een debiet van 90 m³/h geïnfiltreerd in een circa 30 m dikke, zwak gecementeerde zandsteenformatie, die brak water bevatte (± 1400 mg Cl⁻/l). De doorla-



Figuur 3.54 - Typerend effect van zoutgehalte (NaCl) van het doorstromend water op de doorlatendheid van een monster Berea-zandsteen (Mungan, 1965).

tendheidscoëfficiënt moet, volgens onze berekeningen met de gegevens van de auteurs, circa 14 m/dag hebben bedragen (auteurs geven 26 m/dag op). De put verstopte buitengewoon snel. De waterstand in de put steeg door verstopping met maar liefst 1,2 m/h. Bij de toegepaste infiltratiesnelheid van 1,7 m/h en een infiltratieoppervlak van circa 50 m², is dit, omgerekend naar een infiltratiesnelheid van 1 m/h:

$$\frac{d\phi}{dt} = \frac{(1,2) \cdot (24) \cdot (365)}{(1,7)^2} = 3640 \text{ (m/a bij 1 m/h)}$$

Een dergelijk extreem snelle verstopping is bij infiltratie van drinkwater uniek (fig. 3.4).

3.6.3 Zwelling en dispersie van kleimineralen

De extreem snelle verstopping bij Mungan (1965) in het laboratorium en van de put van Brown en Silvey (1973) is het gevolg van zwelling en dispersie van klei-agregaten en kleideeltjes die zich tussen of op de zandkorrels in de bodem bevinden.

Klei bestaat uit dunne, negatief geladen deeltjes, die verschillende vormen kunnen hebben (bijvoorbeeld draadjes bij illiet, Stalder, 1973, vlokken bij montmorrilloniet, Millot, 1979, of plaatjes kaoliniet (fig. 3.55), die elkaar willen afstoten. Positief geladen ionen, kationen, in het water tussen de deeltjes, zorgen ervoor, dat dit in de regel niet gebeurt. Hoe hoger de kationen-concentratie, hoe sterker de binding tussen de afzonderlijke kleideeltjes. In zeewater zitten de deeltjes daarom dicht tegen elkaar aan en nemen dus relatief weinig ruimte in beslag. Behalve de kationenconcentratie is ook hun waardigheid (lading, valentie) van groot belang. Tweewaardige kationen (Ca^{2+} , Mg^{2+}) geven een veel meer dan tweemaal zo sterke binding dan evenveel positieve ladingen van éénwaardige kationen (Na^+ , K^+). Drievoudige kationen (Fe^{3+} , Al^{3+}) leveren op hun beurt weer een veel meer dan evenredige binding dan een equivalent aantal tweewaardige ionen. Met andere woorden, naarmate de kationenconcentratie lager is en het aantal meerwaardige kationen kleiner ten opzichte van het aantal éénwaardige kationen, is de binding tussen de kleideeltjes lossier. Klei-agregaten kunnen dan zwellen en hierdoor poriën verkleinen, terwijl afzonderlijke kleideeltjes of brokjes los kunnen laten (kleidispersie), vervolgens met de stroom worden meegevoerd en, tenslotte,



Figuur 3.55 - Plaatsjesstructuur van kaoliniet.
(Uit Stalder, 1973.)

poriën blokkeren. De veel meer dan evenredige bindingssterkte die de kationen met hogere valentie hebben, impliceert dat een kleizwelling die optreedt bij vergaande verdunning van zeewater, (waarin de kationen dus praktisch uitsluitend uit Na^+ -ionen bestaan) niet hoeft op te treden bij verdringing met een natuurlijk zoet water, dat, in de regel, in vergelijking tot zeewater, veel meer tweewaardige calciumionen bevat ten opzichte van éénwaardige natriumionen.

Gedispergeerde kleideeltjes kunnen, als zij veel kleiner zijn dan de poriën, over 10-tallen meters

afstand worden meegevoerd, zoals geconstateerd werd door Nightingale and Bianchi, 1977. Kleidispersie uit zich dan ook vaak in een toename van de troebelheid van het effluent van grondmonsters die doorstroomd worden als bij Mungan (1965) of uit de hoeveelheid slib die uit de persput wordt verwijderd bij schoonpompen. Zo bevatte het teruggepompte water in Norfolk, Virginia, soms 5 à 6 minuten achtereen meer dan 350 mg klei, zand en slib per liter (Brown and Silvey, 1973).

We kunnen dus problemen verwachten in formaties die wat klei bevatten (bijvoorbeeld 1 %) en waarin de kationen-concentratie wordt verlaagd of de verhouding tussen éénwaardige en meerwaardige kationen wordt gewijzigd, ten gunste van de éénwaardige.

Wat betreft de verhouding tussen concentratie van de verschillende kationen, wordt wel naar de SAR (Sodium Adsorption Ratio) verwezen (Krone, 1970):

$$\text{SAR} = \left\{ \frac{[\text{Na}^+]^2}{[\text{Ca}^{2+}] + [\text{Mg}^{2+}]} \right\}^{\frac{1}{2}} \quad (3.50)$$

Waarin de concentraties in mol per m³ (mmol/l).

Volgens Krone (1970) zou geen klei-dispersie zijn de verwachten als de SAR < 3 en zouden met een SAR > 5 in de regel wel problemen optreden. Om welk water het gaat (infiltratiewater of grondwater) laat Krone (1970) in het midden.

In de irrigatiepraktijk gaat men uit van een SAR van 8 à 10 voor water met een laag zoutgehalte en een SAR van 3 à 6 voor water met een hoog zoutgehalte.

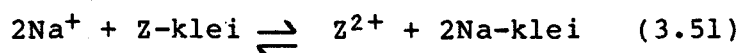
Analyses van het teruggewonnen water na infiltratieproef 1.								
	g*	Na ⁺	K ⁺	Ca ²⁺	Mg ²⁺	HCO ₃ ⁻	SO ₄ ²⁻	Cl ⁻
grondwater in monsters								
infiltratiewater	0	0,41	0,04	0,86	0,21	0,15	0,75	0,59
teruggewonnen water	1	2,09	0,22	0,32	0,16	0,98	0,71	0,99
	2	3,13	0,23	0,20	0,17	1,20	0,73	1,38
	11	6,96	0,33	0,40	0,19	2,11	0,94	4,79
	35	17,4	0,67	1,16	0,66	4,46	1,56	14,1
	61	30,9	0,90	1,56	0,99	6,92	2,08	24,2
grondwater	93	43,5	1,03	1,16	0,91	9,54	2,71	36,6
	100	52,2	1,03	0,70	0,71	10,1	3,12	39,4
Analyses van het teruggewonnen water na infiltratieproef 2.								
	g*	Na ⁺	K ⁺	Ca ²⁺	Mg ²⁺	HCO ₃ ⁻	SO ₄ ²⁻	Cl ⁻
infiltratiewater	0	0,41	0,04	0,86	0,21	0,15	0,75	0,51
teruggewonnen water	0,3	0,74	0,07	0,50	0,26	0,13	0,75	0,68
	0,5	0,87	0,09	1,00	0,31	0,51	0,87	0,76
	1,8	2,74	0,23	0,28	0,11	1,10	0,83	1,30
	3,3	3,70	0,23	0,27	0,09	1,33	0,83	1,89
	14	9,57	0,33	0,50	0,21	4,20	1,08	6,2
	28	15,7	0,38	0,80	0,40	3,74	1,00	11,6
	36	20,0	0,43	0,80	0,45	4,49	1,37	14,7
	43	23,0	0,49	0,80	0,49	5,11	1,48	17,5
	51	25,7	0,54	0,85	0,53	5,77	1,54	20,3
	58	29,6	0,59	0,95	0,59	6,56	1,44	23,1
	68	34,8	0,64	1,20	0,72	7,48	1,69	27,0
grondwater	96	43,5	0,74	1,10	0,82	10,2	1,31	33,8
	100	47,8	0,74	0,75	0,72	9,97	1,44	36,6

* berekend uit Cl⁻-concentratie en uit die van het grond- en het infiltratiewater.

Tabel 3.14 - Concentraties in meq/l van het grondwater en het infiltratiewater (drinkwater) in Norfolk en die van het teruggewonnen water na de eerste en de tweede infiltratieproef (Brown and Silvey, 1973). De auteurs waren vooral geïnteresseerd in de hoeveelheid water die weer kan worden teruggewonnen en hebben hun monsterneming geconcentreerd op veranderingen in het geleidingsvermogen. Zij geven niet het moment van monsternamen.

In Norfolk, waar een catastrofale kleidispersie optrad, was de SAR van het infiltratiewater 0,6 (dus veel kleiner dan 3) en die van het grondwater circa 60 (dus veel groter dan 10, tabel 3.14). Dat voor de dispersie in zijn algemeenheid in de praktijk uitsluitend de SAR van het grondwater van belang is en niet die van het infiltratiewater, zullen we hieronder aantonen.

Kleimineralen kunnen, afhankelijk van de soort klei, een aanzienlijk aantal kationen aan hun oppervlak adsorberen (in de orde van 0,5 meq per gram). Nemen we aan, dat de affiniteit voor klei van alle tweewaardige ionen (Ca^{2+} en Mg^{2+}) even groot is, zoals ook in de SAR-formule het geval, dan wordt de "strijd tussen de kationen om een plaatsje op het klei- oppervlak", beslecht volgens:



waarin:

$$[\text{Z}^{2+}] = [\text{Ca}^{2+}] + [\text{Mg}^{2+}]$$

en eigenlijk:

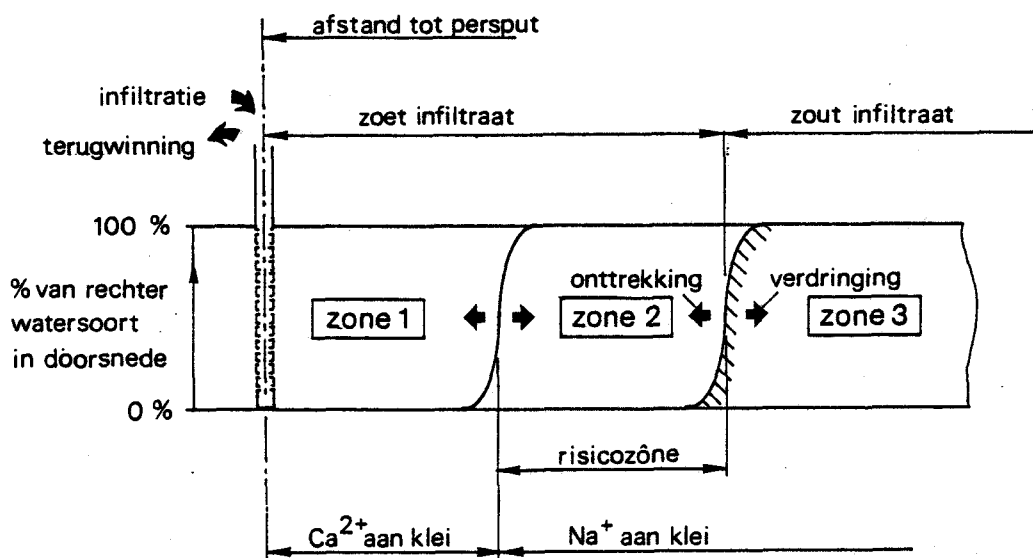
$$[\text{Na}^+] = [\text{K}^+] + [\text{Na}^+]$$

(concentraties in mol per liter).

Er wordt dus meer van een bepaald kation geadsorbeerd, naarmate zijn concentratie in het water hoger is ten opzichte van die van de andere. In een formatie met zout of brak water als in Norfolk, waarin de $[\text{Na}^+] \sim 50 ([\text{Ca}^{2+}] + [\text{Mg}^{2+}])$, zijn de adsorptieplaatsen van de klei dus over het meren-

deel door Na^+ -ionen bezet, terwijl dat niet het geval is in formaties met zoet water met een samenstelling zoals bijvoorbeeld het drinkwater van Norfolk met $[\text{Na}^+] \sim 0,4$ ($[\text{Ca}^{2+}] + [\text{Mg}^{2+}]$).

Verdringt het zoete water het oorspronkelijke brakke of zoute water, dan veranderen de concentraties van de verschillende kationen in het zoete water. Na^+ wordt hierbij van de klei verdreven en gaat in oplossing. Tegelijkertijd verdwijnen Ca^{2+} - en Mg^{2+} -ionen uit de oplossing en worden aan de klei geadsorbeerd. Bij voortschrijdende verdringing komt steeds nieuw klei-oppervlak, dat tevoren in evenwicht was met het zoutere water, in contact met het oprukkende zoete water. De hoeveelheid kleimineralen die tevoren in evenwicht met het zoute water verkeerde en nu beschikbaar komt om de kationenconcentraties in het zoete water te veranderen, is, voor het opdringende water, dus als onbeperkt te beschouwen. In een zône met het eerst geïnfiltreerde water, heeft zodoende een volledige kationenuitwisseling plaatsgehad, zodat dit water, bij voortgaande infiltratie, geen ionenwisseling meer teweeg brengt. De ionenwisseling verschuift dan naar later geïnfiltreerd water. Wanneer de bodem niet direct volledig dichtslaat, ontstaan er door deze uitwisseling 3 zônes in de bodem (zie fig. 3.56): de buitenste zône bevat verdrongen, van oorsprong brak of zout grondwater. De middelste zône bevat zoet infiltratiewater dat een volledige kationenwisseling met de bodem heeft ondergaan en met deze bodem in evenwicht verkeert. De binnenste zône, tenslotte, bevat het zoete infiltratiewater dat nog geen uitwisseling heeft ondergaan en waarbinnen de kationenconcentraties dus ongewijzigd zijn. (De dikte van de middelste zône wordt bepaald door de uitwisselingscapaciteit van



15015 19 40

Figuur 3.56 - Bij de verdringing van zout grondwater door zoet infiltratiewater ontstaan in de bodem 3 voortschrijdende zônes. Zône 3: oorspronkelijk grondwater; Zône 2: infiltratiewater na volledige kationenwisseling; Zône 1: infiltratiewater met ongewijzigde kationenconcentraties.

de bodem, de ionensterkte van het geïnfiltreerde water respectievelijk zijn kationenbuffercapaciteit en de verschuiving die nodig is om het evenwicht te bereiken.)

Bij de kationenwisseling blijft de totale ionensterkte van het water dat aan de uitwisseling wordt onderworpen gelijk, zodat zoet water dus zoet blijft. Het totale effect is, dat de kationenconcentraties in het eerst geïnfiltreerde water

zodanig veranderen, dat dit water sterk op verdund brak of zout water gaat lijken en daarin, net zoals in het zoute water, de Na^+ -ionen gaan overheersen ten opzichte van de Ca^{2+} - en Mg^{2+} -ionen. Hierin schuilt het gevaar: bij verdringing van zout water door zoet water in een bodem met een zekere kationenwisselingscapaciteit, ontstaat dus, ongeacht de samenstelling van het infiltratiewater, aangrenzend aan het zoute water, een zône met zoet water, waarin de verhouding tussen de verschillende kationenconcentraties zijn verschoven in de richting van die van het oorspronkelijk aanwezige zoute water. Er ontstaat een zône met water dat, wat kationen betreft, min of meer lijkt op een verdunning van het oorspronkelijke zoute water; een water, met een lagere ionensterkte, maar met onvoldoende meerwaardige kationen om de kleideeltjes te binden en de lage ionensterkte te compenseren.

De ontstane situatie is dus direct vergelijkbaar met de proef van Mungan (1965, fig. 3.54), zodat in een hiervoor gevoelige bodem zwellings en dispersie van kleimineralen op zal treden, met ogenblikkelijke verstopping als waarschijnlijk gevolg. Op deze wijze moet ook de verstopping in Norfolk worden verklaard.

Het zoete water in zône 2 (fig. 3.56) is geen exacte kopie van verdund zout water. Met formule (3.51) kan het volgende evenwicht (3.52) worden opgeschreven, waarin via het kwadraat van de éénwaardige kationen ($\text{Na}^+ + \text{K}^+$), een concentratie-effect zit opgesloten.

$$\frac{[\text{Y-klei}] \cdot Z}{[\text{Z-klei}] \cdot Y^2} = \text{constant} \quad (3.52)$$

waarin:

$$Y = [Na^+] \text{ of algemener: } [Na^+] + [K^+] \quad (3.53a)$$

$$Z = [Ca^{2+}] + [Mg^{2+}] \quad (3.53b)$$

De lineaire verhouding $\frac{[Y\text{-klei}]}{[Z\text{-klei}]}$ blijkt voor veel bodems te voldoen (Bolt en Bruggenwert, 1976).

Het water in de steeds breder wordende zône 2 is in evenwicht met de kleimineralen van de formatie. De kationenconcentraties in deze zône veranderen niet meer.

Bij voortgaande infiltratie ontmoet zône twee echter steeds verse formatie, met kleimineralen die in de oorspronkelijke verhouding met kationen bezet zijn. Wanneer nu de kationenconcentraties in zône 2, tijdens dit voortgaande contact met vers bodemmateriaal, niet meer veranderen, is de kationenbezetting van de kleimineralen in zône 2 dezelfde als in zône 3. Er geldt dus:

$$\frac{[Y\text{-klei}]_2}{[Z\text{-klei}]_2} = \frac{[Y\text{-klei}]_3}{[Z\text{-klei}]_3} \quad (3.54)$$

zodat met (3.52) volgt

$$\frac{Y_2}{Z_2} = \frac{Y_3}{Z_3}$$

Ofwel met (3.53) en (3.50):

$$SAR_2 = SAR_3 \quad (3.55)$$

Zodat beide zônes dezelfde SAR hebben.

Het resultaat van (3.56) verklaart het belang van de SAR voor het hierbeschreven klei-dispersieprobleem. Zoals aan het begin van deze paragraaf naar voren is gebracht, speelt ook de ionenconcentratie een rol.

De verwerking van het concentratie-effect van (3.52) in de SAR dekt deze invloed niet geheel. Immers zeewater met een gevaarlijk hoge SAR veroorzaakt geen kleizwelling of dispersie, integendeel. Naarmate het water zouter is, mag de SAR hoger zijn voordat zwelling optreedt. Dit effect is nu juist de oorzaak van de problemen. In tegenstelling tot de SAR in het oorspronkelijke zoute grondwater in zône 3, wordt de even grote SAR in zône 2 niet gecompenseerd door de hoge ionensterkte en kan in zône 2 dispersie optreden. Naarmate het zoutgehalte van het infiltratiewater lager is, is het gevaar groter, voorop gesteld natuurlijk, dat de formatie dergelijk zwelbare en disperseerbare kleimineralen in voldoende concentratie bevat (bijvoorbeeld $>0,5 \%$, Mungan, 1965).

Het is nu ook duidelijk waarom, in voor de praktisch relevante situaties, alleen maar naar de SAR van het grondwater gekeken hoeft te worden en nauwelijks naar die van het infiltratiewater. De SAR van het grondwater bedroeg in Norfolk 60 is dus zeer hoog in vergelijking met de risicowaarde van 3 à 5 die door Krone (1970) wordt gegeven.

3.6.4 Verandering van de kationenconcentraties

Het verloop van de kationen- en chlorideconcentraties in het teruggewonnen water (tabel 3.14) na afloop van de eerste en de tweede injectieproef in Norfolk, demonstreert de hierboven beschreven

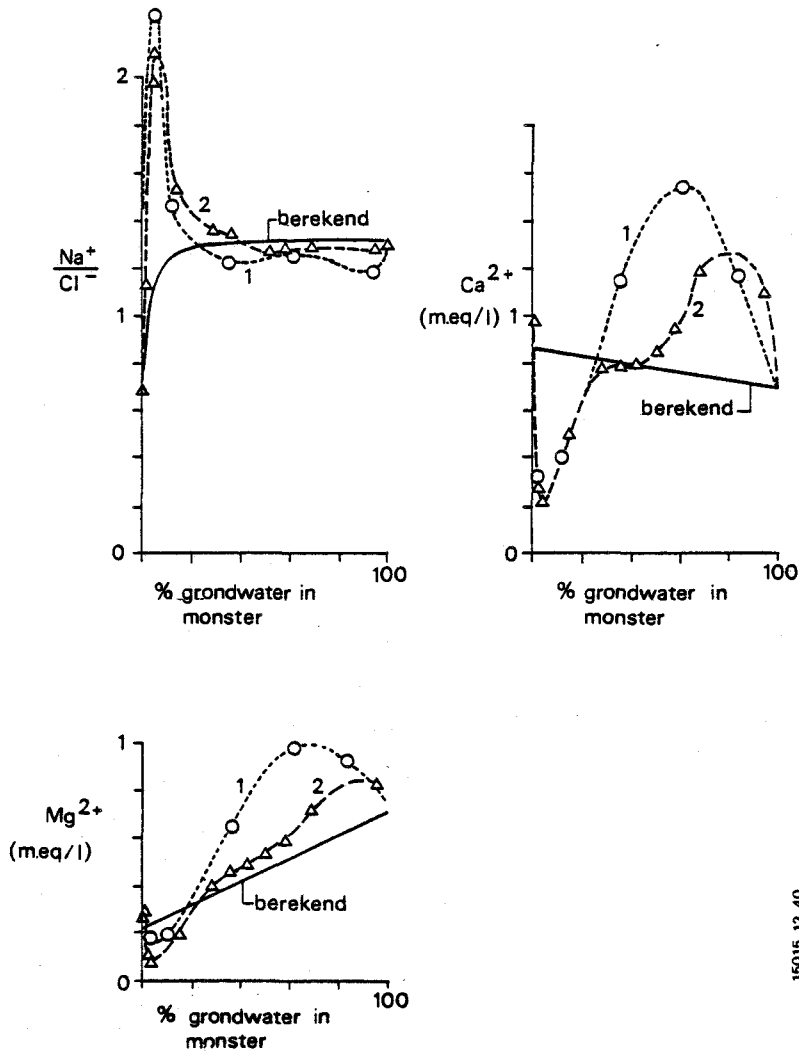
ionenwisseling. In figuur 3.55 is voor Ca en Mg de concentratie uitgezet als functie van de fractie oorspronkelijk grondwater, p , in het teruggewonnen water. Deze fractie is berekend uit de gemeten chlorideconcentratie in het teruggewonnen, Cl^- , die van het infiltratiewater, Cl_i^- , en die van het grondwater, Cl_g^- (zie tabel 3.12):

$$p = \frac{[Cl^-] - [Cl_i^-]}{[Cl_g^-] - [Cl_i^-]} \quad (3.56)$$

Zonder interactie met het bodemmateriaal zou het verloop van de concentratie, c , als functie van de fractie, p , voor elke parameter een rechte zijn, tussen de concentratie, c_i , van het infiltratiewater en de concentratie, c_g , van het grondwater:

$$c = c_i + p (c_g - c_i) \quad (3.57)$$

Het gemeten verloop is echter anders. Zowel na de eerste als na de tweede infiltratieproef, heeft het teruggewonnen water vlak voor de aankomst van het zoutwaterfront (lage p) een tekort aan tweewaardige ionen, maar zodra het zoutgehalte, en dus de Na^+ -concentratie, sterk toeneemt, worden de geadsorbeerde tweewaardige ionen weer van de klei verdreven en ontstaat een overschot ten opzichte van de rechte lijn, die voor uitsluitend menging gold (fig. 3.56). De verandering van de natriumconcentratie kan niet goed op dezelfde manier worden weergegeven, omdat deze te klein is ten opzichte van de zeer hoge natriumconcentraties van het grondwater.



15015 12 40

Figuur 3.57 - Het verloop van de calcium- en magnesiumconcentratie en de verhouding tussen de natrium- en de chlorideconcentratie als functie van de fractie grondwater in het teruggewonnen water na de eerste en tweede infiltratieproef (Brown en Silvey, 1973). De getrokken lijnen geven het verloop voor volledige menging zonder interacties.

Om dit te ondervangen is gebruik gemaakt van de verhouding tussen de natrium- en de chlorideconcentratie. Zonder interactie zou dan het in fig 3.57 getrokken verloop moeten worden gevonden, dat met onderstaande formule is berekend:

$$\frac{[\text{Na}^+]}{[\text{Cl}^-]} = \frac{[\text{Na}_i^+] + p ([\text{Na}_g^+] - [\text{Na}_i^+])}{[\text{Cl}^-] + p ([\text{Cl}_g^-] - [\text{Cl}_i^-])} \quad (3.58)$$

De gemeten waarden wijken duidelijk af van dit berekende beeld en zoals verwacht is de afwijking het spiegelbeeld van het verloop van de concentratie van de tweewaardige kationen (fig. 3.57).

Helaas geven Brown en Silvey niet de hoeveelheid verwijderd water op het moment van monstername, zodat geen berekening mogelijk is van de uitwisselingscapaciteit van de bodem.

3.6.5

Omvang van de ionenwisselingscapaciteit van de bodem

De kationenwisselingscapaciteit, τ , van 1 kg klei bedraagt rond 0,5 equivalent. Voor sommige kleimineralen als kaolinit is dit minder (bijvoorbeeld 0,3 eq/kg), voor andere als montmorilloniet weer meer (bijvoorbeeld 1 eq/kg, zie bijvoorbeeld Eriksson, 1952). Bij een lage τ van 0,3 eq/kg, een geringe kleiconcentratie, c_k , van 0,005 kg/kg in de formatie (dat wil zeggen 0,5 % klei, een minimumhoeveelheid die volgens Mungan, 1965, nog problemen kan opleveren), een porositeit, ϵ , van 0,35 en bodemkorrels met een dichtheid, ρ_b , van 2650 kg/m³, bedraagt de uitwisselingscapaciteit van de formatie, wc_f :

$$\begin{aligned} wc_f &= \tau \cdot c_k (1-\epsilon) \rho_b \quad (\text{eq/m}^3 \text{ formatie}) \quad (3.59) \\ &= (0,3 \frac{\text{eq}}{\text{kg}}) (0,005 \frac{\text{kg}}{\text{kg}}) ((1-0,35) \frac{\text{m}^3}{\text{m}^3}) (2650 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}) \\ &= 2,4 \text{ eq/m}^3 \text{ of } 2400 \text{ meq/m}^3 \text{ formatie.} \end{aligned}$$

Tegenover deze 2400 meq per m³ formatie staat een bepaalde hoeveelheid kationen wc_i in het infiltratiewater, namelijk:

$$wc_i = \epsilon ([Na^+] + [K^+] + 2[Ca^{2+}] + 2[Mg^{2+}]) \quad (\text{eq/m}^3 \text{ formatie}) \quad (3.60)$$

zodat in het geval van Norfolk (tabel 3.14 op pagina 3.132)

$$\begin{aligned} wc_i &= (0,35 \frac{\text{m}^3}{\text{m}^3}) ((0,41 + 0,04 + 0,86 + 0,21) \frac{\text{eq}}{\text{m}^3}) = \\ &= 0,532 \text{ eq/m}^3 \text{ of } 532 \text{ meq/m}^3 \text{ formatie} \end{aligned}$$

Dit is dus minder dan een kwart van de uitwisselingscapaciteit van grond met maar 0,5 % klei van een soort met een geringe uitwisselingscapaciteit per gram, zodat een gevoelige formatie uitermate snel kan dichtslaan. De grondmonsters in Norfolk bevatten echter meer klei. Het monster met de laagste kleiconcentratie, afkomstig van een 6 m lange sectie ter hoogte van het midden van het putfilter, bevatte 1 % kaoliniet, 1 % montmorrielleniet en 1 % illiet (Brown and Silvey, 1973). De uitwisselingscapaciteit van 1 m³ formatie was daarom minstens 10 maal de hier berekende, en dus voldoende om de kationenconcentraties van een aantal m³ infiltratiewater totaal te veranderen. Dit verklaart waarom de put zo snel en onmiddellijk na de start kon verstoppelen.

Deze verstopping was zo snel, dat de waterstand in de put 4 h 20 minuten na de start van de eerste proef (1,7 m/h op boorgatwand) al 5m was opgelopen. Het infiltratiewaterfront bevond zich op dat moment net 4m van de put. Binnen een straal van 4m zou de doorlatendheid overal met 83 % moeten afnemen om deze verstopping te kunnen bereiken. De laboratoriumproeven met grondmonsters gaven een doorlatendheidsreductie van 60 % te zien (Brown and Silvey, 1973). Het verschil wordt mogelijk veroorzaakt doordat in een kort monster in het laboratorium een deel van de gedispergeerde klei wordt afgevoerd (verhoogde troebelheid van het effluent). In de bodem gebeurt dit niet en is dus meer klei voor verstopping beschikbaar, waardoor daar de afname van de doorlatendheid sterker zal zijn dan in het laboratorium.

3.6.6 Remedie en preventie

Schoonpompen helpt weinig als remedie bij deze soort verstopping. Bij zuivere swelling* van klei (mogelijk bij montmorrilloniet) helpt het helemaal niet, tenzij we doorpompen tot het oorspronkelijke, zoute water wordt opgepompt en al het geïnfiltrateerde water ruimschoots is verwijderd; een voor de praktijk uitermate onaantrekkelijke zaak. Bij verstopping door losgeraakte kleideeltjes (kleidispersie) helpt schoonpompen wel enigszins, omdat, door de omkering van de stromingsrichting,

* Zolang er nog stroming mogelijk is, is swelling, in tegenstelling tot kleidispersie, een omkeerbaar proces. De mate van de swelling hangt nagenoeg uitsluitend van de aanwezige klei en kationen af.

de kleideeltjes weer uit deze poriën worden gezogen. De meeste deeltjes lopen echter weldra weer in de andere richting vast, zodat hier vooral een voortdurend herhalen van "infiltreren-en-wat-meer-onttrekken" nodig is, om de put enigermate schoon te krijgen. Een dispersiemiddel, als bijvoorbeeld polyfosfaat, kan nuttig zijn, vooropgesteld dat überhaupt nog enige stroming mogelijk is. De mate van verstopping verschilt, al naar gelang de aanwezige klei, per zône langs de verticaal (gelaagdheid van de bodem). In de praktijk zullen de minst verstopte zônes verreweg het grootste deel van het regeneratiemiddel opnemen en zal er in de sterkst verstopte zônes nauwelijks iets gebeuren. Het regeneratie-effect zal dus altijd zeer plaatselijk en dus beperkt zijn, zodat een aanzienlijk deel van het putfilter dicht zal blijven zitten.

Op minstens twee manieren kan schade door zwellings of dispersie van klei van tevoren worden tegengegaan. In de eerste plaats kan een aantal m³ water met een hoge concentratie aan tweewaardige metaal-ionen worden geïnfiltreerd en pas daarna het eigenlijke infiltratiewater. In de tweede plaats kan de klei van tevoren gestabiliseerd worden met, bijvoorbeeld, polymere hydrolyseerbare 3- of 4-waardige metaal-ionen. Deze laatste methode wordt toegepast in persputten in de olie-industrie. (Veley, 1969, Brown en Silvey, 1973.)

In het eerste geval wordt bijvoorbeeld een oplossing met een hoge calciumconcentratie (CaCl₂-oplossing) gebruikt, die als eerste geïnfiltreerd wordt. Natuurlijk ondergaat ook dit water de ionenwisseling met de klei in de bodem, maar het is, door de hoge concentratie calciumionen, goed gebufferd, waardoor de uitwisseling met de Natriumionen aan de klei pas op een zekere afstand van

de put voltooid is. Pas op grote afstand kan weer zwellen en dispersie van klei optreden. De doorlatendheidsafname die dan nog optreedt is gering. Brown en Silvey (1973) vonden, na een voorinfiltratie van 11 m³ water met 14000 mg CaCl₂/l, nog een afname van de specifieke capaciteit (m³/h per m waterstandsverhoging) van rond 10 %, zowel in het lab als in het veld. Ook Reed (1972) vond een dergelijk percentage (11 à 12 %) na behandeling van "watergevoelige formaties" met oplossingen van hydroxy-aluminium. Volgens hem moeten dergelijke percentages bij behandeling met CaCl₂ verwacht worden en op de koop toe genomen.

Uit discussies die Brown and Silvey (1973) met de betrokken employés van oliefirma's hadden, kwam naar voren, dat de bodem behandeld moet worden tot een afstand van 1 tot 3m buiten de put. Schatten we de uitwisselingscapaciteit, τ , in Norfolk (3 % klei) op 1 eq per kg, dan kunnen we de totale uitwisselingscapaciteit (uc) berekenen van de grond binnen een afstand r van de put:

$$uc_r = (\pi r^2 H)((1-\epsilon)\rho_b \cdot c_w \cdot \tau)$$

Waarin H = pakketdikte (~ 30 m), ρ_b dichtheid grondkorrels (~ 2650 kg/m³), c_k = kleiconcentratie ($\sim 3 \cdot 10^{-2}$ kg/kg grond) τ de uitwisselingscapaciteit van 1 kg klei (~ 1000 meq/kg), ϵ = porositeit ($\sim 0,35$). Aldus:

$$uc = 4,5 \cdot 10^3 r^2 \text{ (eq)}$$

De toegevoegde 11 m³ water, met 14 kg CaCl₂/l, bevatte (met 180 eq Ca²⁺ per kg CaCl₂):

$$uc = (11 \text{ m}^3) \cdot (14 \text{ kg/m}^3) \cdot (180 \text{ eq/kg})$$

$$uc = 28000 \text{ eq}$$

$$\text{en dus } r = \sqrt{\frac{28 \cdot 10^3}{4,5 \cdot 10^3}}$$

$$r = 2,5 \text{ m}$$

Uit deze berekening blijkt dat het calcium inderdaad tot enkele meters buiten de put werkzaam is geweest.

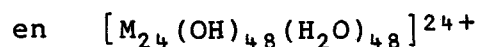
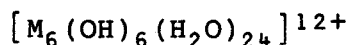
In tegenstelling tot de eerdere proeven van Brown and Silvey (1973), nam de specifieke capaciteit van de put in de proef met de voorfiltratie van $11 \text{ m}^3 \text{ CaCl}_2$ nog een tijdlang toe. Pas nadat circa 80 m^3 water was geïnfiltreerd begon de opnamecapaciteit weer langzaam af te nemen. Waarschijnlijk was het CaCl_2 tot ten minste dat moment actief. Het water bevond zich op dat moment bijna 2 m van de put, wat, gezien de vele noodzakelijke schattingen een redelijke overeenkomst betekent met de boven berekende afstand van 2,5 m.

Het mag vreemd lijken dat de doorlatendheid nauwelijks meer afneemt dan de genoemde 10 %, hoewel de behandelingsdiepte maar enkele m bedraagt. De infiltratiesnelheid heeft met de grootte van de doorlatendheidsafname weinig te maken. Mungan (1965) voerde zijn proeven uit met een filtersnelheid van 0,0006 m/h en hij vond soms meer dan 99 % afname van de doorlatendheid (fig. 3.54). Zoals wederom door Mungan (1965) aangetoond, gebeurt er niets meer met de klei, als de overgang van het zoute naar het zoete water maar langzaam genoeg verloopt. De verklaring van het succes van de slechts beperkte behandelingsdiepte is dus eerder

te zoeken in een meer gelijkmatig in de tijd verlopende overgang van het zoute naar het zoete water, dan in een lagere filtersnelheid. Zowel de hydrodynamische dispersie als de met de afstand tot de put afnemende stroomsnelheid veroorzaken de noodzakelijke trage overgang van zout naar zoet water rond de verderweg gelegen bodemkorrels.

Een andere methode om kleizwelling en -dispersie te voorkomen, is de put te behandelen met polymere hydrolyseerbare metaalionen. Brown en Silvey (1973) noemen polymeer hydroxy-aluminium, maar de olie-industrie gebruikt ook andere driewaardige metaalionen als ijzer (Fe), chroom (Cr), lanthanum (La) en de in het algemeen nog beter hydrolyserende vierwaardige metalen als zirconium (Zr), hafnium (Hf), thorium (Th) en titanium (Ti) (Veley, 1969). Hiernaast worden organische middelen toegepast, terwijl bekend is dat een beschermende laag organisch materiaal de zwelling en dispersie kan voorkomen (Mungan, 1965).

De hydrolyseerbare metaalionen nu (in feite coagulatiemiddelen) binden zich onderling, waardoor in feite macro-ionen ontstaan die zijn opgebouwd uit een groot aantal metaalionen. Zij hebben daarom een totale positieve lading, die veel groter is, dan van enig afzonderlijk ion. Bij driewaardige metalen komen dan onder andere 12- en 24-waardige macro-ionen voor (Veley, 1969):



Positieve ionen hechten zich meer dan evenredig

aan de negatieve kleideeltjes, naarmate hun waardigheid hoger is. Deze macro-ionen hechten zich daarom een miljoen en meer keer beter aan de kleideeltjes dan individuele kationen. Het evenwicht verschuift dan geheel ten gunste van deze macro-ionen die bijna alle andere kationen van hun plaats op de klei verdrijven. Bovendien ontstaan dwarsverbindingen tussen kleideeltjes en soms zelfs chemische bindingen. Na een dergelijke behandeling is de formatie niet meer gevoelig voor veranderingen van de zoutconcentratie (Veley, 1969).

Voor waterleidingbedrijven komen de genoemde zware metalen nauwelijks in aanmerking, maar zijn ijzer en aluminium op het eerste gezicht mogelijkheden. Zij zullen dan als zuur moeten worden geïnfiltreerd om uitvlokken tegen te gaan. Een te sterk zuur voorkomt echter de polymerisatie en daarmee het beoogde effect. In kalkhoudende formaties stijgt de pH echter oncontroleerbaar, zodat dan toch uitvloeking optreedt. Aan het gebruik van ijzer en aluminium zijn dus risico's verbonden. Het vereist ten minste een grondig vooronderzoek. Bovendien doet een zuurinjectie (voor regeneratiedoeleinden bijvoorbeeld) de stabilisering van de klei weer teniet.

Zolang aanwezigheid van enige klei rond de formatiekorrels niet is uit te sluiten, zijn dus problemen te verwachten als zoet water (met verder willekeurige samenstelling) wordt geïnfiltreerd in een formatie met zout water, die zodoende een hoge SAR heeft (3 à 5). In zulke gevallen kunnen, volgens de hiervoor beschreven ervaringen, de problemen het eenvoudigst en zonder grote risico's wor-

den voorkomen, door een vóórinfiltratie van enkele m³ water met een hoge Ca²⁺-concentratie. De geringe reductie van de doorlatendheid die dan nog zal optreden weegt niet op tegen de onzekerheid bij het gebruik van andere middelen, die wellicht iets beter zijn (Al³⁺ of Fe³⁺). Aangezien de kationenuitwisseling reversibel is, moet de behandeling met CaCl₂ telkens worden herhaald wanneer de put met zuur is geregenereerd of wanneer weer oorspronkelijk zout water is opgepompt.

3.7 Verandering van de structuur van de bodem

Het is denkbaar dat een voortdurende afwisseling van infiltreren en pompen het zand in de onmiddellijke omgeving van een persput verdicht. Deze gedachte is via Sniegocki (1970) terug te voeren op de laboratoriumproeven van Johnson e.a. (1966), die bij een voortdurende omkering van de stroming een afname van de doorlatendheid met circa 30 % vonden. Voor zover bekend, is dit verschijnsel niet als zodanig in de praktijk waargenomen. Ook persputten die frequent zijn verstopt en intensief zijn schoongepompt konden weer nagenoeg volledig worden geregenereerd (zie figuur 3.4 en 3.50 en hoofdstuk 4). Bovendien is een doorlatendheidsreductie van de formatie met 30 %, tot bijvoorbeeld 50 cm buiten de putomstorting nauwelijks van betekenis is en, zo die al optreedt, verder constant. De extra waterstandsverhoging die in de put hierdoor ontstaat volgt uit formule 3.6.

Kiezen we bij wijze van voorbeeld (zie formule 3.6)

$k = 10 \text{ m/d}$, $k_r = 7 \text{ m/d}$, $r_r = 0,7 \text{ m}$, $r_o = 0,2 \text{ m}$,
 $v = 1 \text{ m/h}$ (24m/d), $H = 1 \text{ m}$, zodat $Q/2\pi H = r_o v$,
dan volgt met (3.6):

$$\Delta\phi_r = (0,2)(24) \left\{ \frac{1}{7} - \frac{1}{10} \right\} \ln \left(\frac{0,7}{0,2} \right) = 0,26 \text{ m}$$

Andere verstoppingsfactoren die de structuur van de bodem kunnen veranderen zijn belangrijker dan deze zetting. Zo kunnen chemicaliën die bij regeneraties worden toegepast de structuur van de bodem veranderen. Zuur in sterk kalkhoudende grond kan een deel van het korrelskelet oplossen, waardoor zettingen mogelijk worden. Bovendien bevatten de meeste formaties fijne deeltjes ("formation fines", Muecke, 1979), die soms met kalk aan de korrels zijn gecementeerd (diverse zandsteensoorten). Als deze deeltjes in groten getale losraken na een zuurdosering, kunnen ze, op een wijze die vergelijkbaar is met de kleidispersie, poriën blokkeren.

Tenslotte is ook de bodemspijting een verandering van de structuur van de bodem waar we op bedacht moeten zijn (hoofdstuk 2).

3.8 Samenvatting

Hoofdstuk 3 behandelt de oorzaken van persputverstopping, de relevante mechanismen die optreden en, waar mogelijk, preventie. De problematiek is behandeld in de volgorde van de oorzaken zoals die op de eerste bladzijde van dit hoofdstuk zijn gegeven. De volgorde wijkt hier en daar af van de oorzakenlijst die door anderen is gegeven (Sniegocki en Brown, 1970) terwijl ook bepaalde oorzaken zijn samengenomen.

Centraal staat de problematiek van de zwevende stof, die wordt gekenmerkt door de vele soorten materiaal die kunnen voorkomen en het feit dat zwevende stof in nagenoeg elk water zit, ook als het is gezuiverd. Hierbij speelt, dat vooral lage concentraties, die wel belangrijk zijn voor persputinfiltratie, maar vaak nauwelijks voor de drinkwatervoorziening, moeilijk gemeten en bestreden kunnen worden. Hoofdstuk 3.2 behandelt het gedrag van de zwevende stof, de berekening en de meting van de verstopping door zwevende stof en tracht de theorie te toetsen aan resultaten van eigen en andere onderzoekingen. Het bleek van belang of een water tevoren al dan geen coagulatie heeft ondergaan. Dit gecoaguleerde (en gefiltreerde) water verstopt weliswaar sneller bij lage concentraties aan zwevende stof, maar het verstoppende materiaal dringt minder diep in de bodem. Voor de meting van zwevende stof is de membraanfilterindex, de "MFI", het meest geschikt. De mogelijkheden van deeltjestellingen zijn op dit moment nog te weinig uitgewerkt. Troebelheid en concentratie van zwevende stof voldoen slecht als kwaliteitsparameter voor persputwater. Mogelijk dat deeltjestellingen zinvolle informatie verschaffen, aangezien met name de grotere deeltjes ($>1 \mu$) van belang zijn. Interpretatie van de tellingen voor praktijkputten zal moeilijk zijn. Voor de praktijk, waarvoor plaatselijk onderzoek geboden blijft, is het van belang dat de snelheid van de weerstandstoename, over een vrij brede range, kwadratisch verloopt met de infiltratiesnelheid. Enerzijds is de aanvoer van zwevende stof hiermee evenredig, anderzijds is tegelijkertijd de weerstand hiermee evenredig, ingevolge de wet van Darcy. De voor berekening noodzakelijke formules zijn afgeleid en de persputten van andere onder

zoekers zijn hiermee vergelijkbaar gemaakt en te zamen met de onze in een grafiek bijeengebracht (fig. 3.4). Lucht- of andere gasbellen veroorzaken een snelle verstopping (fig. 3.40 en 4.19). Een adequaat ontwerp en een goede bedrijfsvoering voorkomen echter gasbellen. Bacteriën veroorzaken verstopping, wanneer zij zich in de put sterk kunnen vermenigvuldigen. Het kiemgetal van het ingaande water is van weinig belang, in tegenstelling tot de aanvoer van assimileerbare organische stoffen. De bacterieverstopping is zeer ondiep, hoofdzakelijk geconcentreerd in de omstorting en de filterspleten. De groei kan worden tegegegaan door chloring van het infiltratiewater, zij het continu of incidenteel. Een vergaande verlaging van het zogenaamde assimileerbare organische koolstofgehalte, waarschijnlijk via biologische voorzuivering, zal ook bacterieontwikkeling voorkomen. Chemische neerslag is geconstateerd als gevolg van veranderingen die werden aangebracht in de watersamenstelling direct voor de put (doseringen) of het aldaar samenvoegen van verschillende water-soorten. Reacties tussen het infiltratiewater en het verdrongen grondwater zijn, althans in poreuze, ongespleten formaties niet belangrijk voor de verstoppingsproblematiek, in tegenstelling tot mogelijke kleidispersie door interactie tussen infiltratiewater en bodemmateriaal. Bij infiltratie van zoet water in een zoute of brakke formatie dient men op kleizwelling en -dispersie bedacht te zijn, die een uitermate snelle en nauwelijks te verhelpen verstopping kan veroorzaken. De verandering van de bodemstructuur door zettingen is niet van groot belang voor de verstopping. Mogelijk geldt dit wel voor losraken van bodemdeeltjes door chemische reacties van verkittingsmateriaal en zeker voor bodemsplijting (hoofdstuk 2).

Er is een belangrijk verschil tussen de problematiek van de zwevende stof en de andere oorzaken van verstopping: in tegenstelling tot zwevende stof zijn de andere veroorzakers van verstopping te voorkomen door een juist ontwerp van de installatie, een juiste bedrijfsvoering en preventieve maatregelen (zie de diverse paragrafen). Wat betreft de zwevende stof heeft men de keuze tussen een zeer uitgebreide maar dure voorzuivering om deze geheel (?) te verwijderen dan wel haar te accepteren ten koste van meer putten en vaker regenereren (hoofdstuk 5). De andere oorzaken daarentegen kunnen tevoren goed worden onderkend en worden voorkomen, waardoor deze in een persputtenstelsel geen grote moeilijkheden hoeven te veroorzaken.

REGENEREREN

Inleiding

Er is weinig voor nodig om een persput te laten verstoppem. Door de opeenhoping van verstoppem materiaal vertegenwoordigen ook lage concentraties op den duur grote hoeveelheden. Zelfs met drinkwater kan een put verstopt raken. Het is daarom noodzakelijk erop te rekenen, dat regeneraties zullen moeten worden uitgevoerd. Zoals in hoofdstuk 5 wordt behandeld, is het veelal zelfs goedkoper om putten vaker te regenereren, dan om het te infiltreren water verder voor te zuiveren. Vandaar dat regeneratiemethoden speciale aandacht verdienen.

Hierna zullen de mechanische en chemische regeneratiemethoden apart worden behandeld. In het algemeen echter, geeft een combinatie van een chemische met een mechanische methode het beste resultaat. De ervaring in de huishouding, namelijk, dat ook bij gebruik van een goed reinigingsmiddel, geschrobd moet worden, is hier van toepassing.

Persputten kunnen met succes geregenereerd worden. Dit blijkt onder meer uit ervaringen met de zogenaamde "Sea-water-barriers" bij Los Angeles. De persputten, die om de 2 à 3 jaar geregenereerd moeten worden, zijn al 20 jaar in bedrijf (Bulten et.al. 1973). Een persput bij Barcelona neemt al sinds 1953 circa 300 m³ water per uur op met circa 20 mg zwevende stof per liter. De put kan door dagelijks schoonpompen in bedrijf worden gehouden (Custodio, 1979). Tijdens de 23 proeven van Sniegocki (1965), verstopte de put steeds. Desondanks was door het regenereren de specifieke put

capaciteit voor de laatste proef even groot of slechts weinig kleiner dan bij de nieuwe put. Voor de proeven van Vecchioli (1972) geldt hetzelfde. Dichter bij huis, bij de proeven in Den Haag (fig. 3.35), bleek de put, nadat hij 6 maal verstopt is geweest, weer geheel schoongemaakt te kunnen worden. De totale weerstand was achteraf weer gelijk aan de "nieuwwaarde" van de put.

In feite zijn er niet zoveel voorbeelden waar het echt mis ging doordat een put niet meer schoon te krijgen was. Waar het mis ging kwam dat meestal doordat de put bezweek door meevoeren van zand bij het pompen (Hoogovenput, Olsthoorn, 1977; enkele putten in Los Angeles County, Bulten et.al, 1973, Bruington, 1965). Zandmeevoer is echter, door een goede keuze van het omstortingsmateriaal, eenvoudig te voorkomen (Kobus en anderen, 1975). In andere gevallen zijn experimenten gestopt, omdat men tot de conclusie kwam, dat een praktijkinstallatie, economisch gezien (nog), niet haalbaar zou zijn. Van een technisch falen was hierbij geen sprake.

(Sniegocki, 1965, en vermoedelijk Vecchioli, 1972 respectievelijk Brown and Silvey, 1973). Een analyse van de kosten, zoals in hoofdstuk 5 ontwikkeld, tegen de achtergrond van de baten van het project (waaronder beleidsmatige) zullen licht op dit laatste facet moeten werpen.

4.2 Mechanisch regenereren

4.2.1 Overzicht

Er bestaat een groot aantal mechanische reinigingsmethoden voor putten. De meest gebruikelijke zijn hieronder in een schema bijeengezet (tabel 4.1) en worden in de volgende paragrafen nader behandeld.

Borstelen

Schoonpompen

Continu pompen

Laag debiet

Gedurende korte tijd

Gedurende lange tijd

Hoog debiet (altijd gedurende korte tijd)

Zonder extra hulpmiddelen

Met extra hulpmiddelen

Ring met hulpspoelputjes

Spoelpijpen in de omstorting

Sectiegewijs schoonpompen

Hogedrukspuiten

Discontinuu pompen

Intermitterend pompen

Jutturen met perslucht

Water heen en weer bewegen met zuiger

("surgen", "bailen")

Afwisselend infiltreren en pompen

Andere (niet gebruikelijk voor waterleidingputten)

Explosieven

Hoogfrequent trillen

Hydraulic fracturing

etc.

Tabel 4.1 - Overzicht mechanisch regenereren

4.2.2 Borstelen

Borstelen houdt in, dat een borstel in de stijgen filterbuis op en neer wordt bewogen. Deze methode wordt toegepast om materiaal te verwijderen dat zich in de stijgbuis en op de binnenzijde van de filterbuis heeft afgezet. Aangezien dit bij persputten zelden voorkomt, blijft het borstelen hoofdzakelijk tot onttrekkingsputten beperkt.

In winningsputten kan zich in putfilter en stijgbuis materiaal en dan meestal ijzer afzetten, dat daar uitvlokt wanneer zuurstofhoudend water en ijzerhoudend water gelijktijdig op verschillende punten het putfilter binnenstromen (fig. 3.52). Deze methode, borstelen, wordt hier verder niet behandeld.

4.2.3 Schoonpompen

4.3.2.1 Algemeen

Schoonpompen is de meest voor de hand liggende en meest gebruikte reinigingsmethode. Hiervoor kunnen zuigpompen, onderwaterpompen en andere worden toegepast. Ook kan de put worden "geluchtlift". Dit laatste geschiedt met een compressor, door inblazen van lucht op enkele tientallen meters diepte in de put. Voor automatisch schoonpompen worden meestal onderwaterpompen toegepast, terwijl voor incidenteel regenereren de luchtliftmethode aantrekkelijker kan zijn, zeker als agressieve chemicaliën worden gebruikt die een pomp zouden aantasten. De beperkte zuighoogte maakt zuigpompen praktisch ongeschikt voor regeneratie van persputten. Juist als de putten verstopt zijn, zou de zuigpomp het laten afweten. De trillingen die met

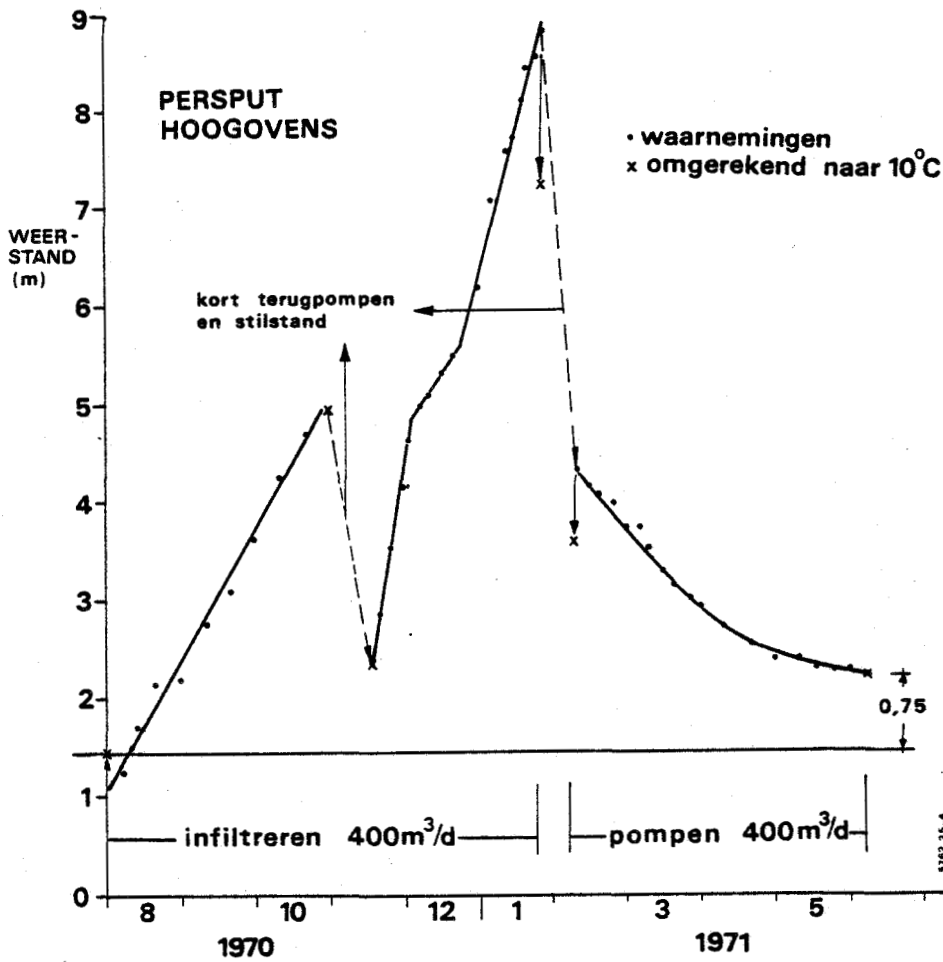
luchtlichten gepaard gaan zouden de reiniging kunnen bevorderen. De mate waarin dit gebeurt is onbekend.

4.2.3.2 Schoonpompsduur en -intensiteit

Schoonpompen neemt praktisch altijd een groot deel van de verstopping weg, maar een volledige verwijdering wordt er zelden mee bereikt. Bovendien moet onderscheid worden gemaakt tussen de onmiddellijke verwijdering, die optreedt zodra de pomp wordt gestart en een geleidelijke verwijdering, die pas na weken tot maanden pompen goed merkbaar wordt.

Fig. 4.1 geeft hiervan een duidelijke illustratie. Hierin is de absolute waarde uitgezet van het waterstandsverschil in de persput en de waarnemingsput op 40 m afstand, waardoor, bij constant debiet en constante temperatuur, een beeld wordt verkregen van het verloop van de weerstand van de put, zowel gedurende infiltratie- als tijdens onttrekkingsperioden.

Het waterstandsverschil bedroeg 1,4 m (bij 17 m³/h en 10 °C) in de schone put en liep in de eerste infiltratieperiode (tussen 27 juli en 3 november 1970) op tot 5,0 m. Op 6 november werd de put schoongepompt met 30 m³/h gedurende 1 h 14' en op 16 november werd de infiltratie hervat. Het waterstandsverschil bedroeg bij de start 2,4 m en nam in de tweede infiltratieperiode, die tot 28 januari duurde, toe tot 7,3 m (alle waarden bij 17 m³/h en 10 °C). Vanaf 9 februari 1971 werd het geïnfiltreerde water weer teruggewonnen met hetzelfde debiet als tijdens de infiltratie. Het waterstandsverschil bedroeg onmiddellijk na de start 3,6 m en nam tijdens het terugwinnen langzaam ver-



Figuur 4.1 - Verloop van het verschil tussen de waterstand in de put en een waarnemingsput op 40 m afstand, bij infiltreren met constant debiet. Tot schoonpompen in november 1970 bevatte het water een nagenoeg constante concentratie zwevende stof. (Put Hoogovens, IJmuiden, gefiltreerd en gechloord Rijnwater, Olsthoorn 1977a.)

der af tot 2,2 m, waarbij de afnamesnelheid gedurende de twee pompmaanden duidelijk terugliep. In tabel 4.2 zijn deze gegevens gerangschikt.

Datum	weerstand bij 17 m ³ /h en 10 °C (m)	idem, t.o.v. situatie schone put (m)	idem, t.o.v. situatie be- gin 2e inf. periode	toename in le periode	idem in 2e periode
27-07-70	1,4	0	-		
03-11-70	5,0	3,6	-	3,6*	
16-11-70	2,4	1,0	0	1,0**	
28-01-71	7,3	5,9	4,9		4,9*
09-02-71	3,6	2,2	1,2		1,2**
07-06-71	2,2	0,8	-0,2		

* Toename door tijdelijke plus hardnekkige verstopping

** Toename door hardnekkige verstopping

Tabel 4.2 - Verloop van de "weerstand" van de Hoogoven-persput tijdens infiltratie, schoonpompen en terugwinning. Verloop van het verschil tussen de waterstand in de put en een waarnemingsput op 40 m afstand, bij infiltreren met constant debiet. Tot schoonpompen in november 1970 bevatte het water een nagenoeg constante concentratie zwevende stof. (Put Hoogovens, IJmuiden, gefiltreerd en gechloord Rijnwater, Olsthoorn 1977a.)

De derde kolom in tabel 4.2 is verkregen door 1,4 m van kolom 2 af te trekken zodat de opgetreden verstopping wordt verkregen. De volgende kolommen zijn op een dergelijke manier samengesteld. Kolommen 5 en 6 geven de opgetreden verstopping in

de 1e respectievelijk 2e infiltratieperiode weer, en verder wat hiervan na schoonpompen overbleef. In de eerste periode was dit $1,0/3,6 = 28 \%$ en in de 2e $1,2/4,9 = 24 \%$.

Het hardnekkige deel van de verstoppingsweerstand is hier dus ongeveer een kwart van de in totaal opgetreden verstoppingsweerstand. Van de in totaal opgetreden verstopping (1e plus 2e periode) van $3,6 + 4,9 = 8,5$ m blijkt $2,2$ m hardnekkig te zijn. Hiervan blijft na 4 maanden pompen nog $0,8$ m over, zijnde $0,8/2,2 = 36 \%$. Dit restant kan nog verder worden verkleind met betere, zo nodig chemische regeneratiemethoden.

Het verschijnsel van voortgaande verbetering door langdurig pompen is ook van andere putten bekend. Zo geeft figuur 4.2 onder meer de weerstandsafname door langdurig bepompen van de persput van Gemeentewaterleidingen in Leiduin. In Israel, waar persputten met name dienen om water ondergronds op te kunnen slaan, om het er gedurende het irrigatie-seizoen weer (met dezelfde putten) uit te kunnen halen, wordt hiervan dankbaar gebruik gemaakt. De verstopping die tijdens het infiltratie-seizoen optreedt, wordt tijdens het pompseizoen dat erop volgt weer vanzelf verwijderd (Harpaz, 1970). Hierbij treedt hoogstens een geringe blijvende capaciteitsdaling tussen opeenvolgende jaren op (Rebhun and Schwarz, 1968, Sellinger and Aberbach, 1973).

Een illustratie van dit verschijnsel is te zien in tabel 4.3. Hierin zijn de resultaten weergegeven van metingen aan een viertal Israëliëse dual-purpose-putten die zich in zand(steen) bevinden, gevoed werden met oppervlaktewater uit het meer van Genezareth en waarvan een complete set gege-

vens bekend was (Bron: Final Report, Israel, Anoniem, 1968). De specifieke waterstandsverhoging, respectievelijk -verlaging aan het begin (schone put) en het einde van het infiltratieseizoen (vuile put) wordt vergeleken met die aan het begin en het einde van het volgende terugwinseizoen. De toename van de specifieke waterstandsverandering in het infiltratieseizoen is op 100 % gesteld, zodat dan direct is te zien, hoeveel hiervan over is aan het begin en het einde van het terugwinseizoen. Put GAT 6 is aan het eind zelfs beter dan toen hij nieuw was. Het pompdebiet is in alle putten lager dan het infiltratiedebiet en met putten GAT 9 en 24 is beduidend minder water teruggewonnen dan tevoren is geïnfiltreerd.

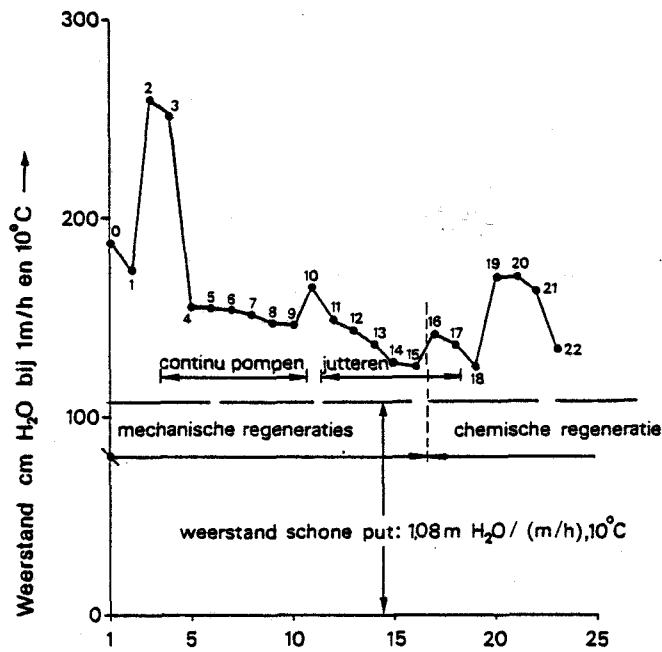
put	Q_i Q_p (m^3/h)	v_i v_p ($10 m^3/h$)	$\frac{\phi_0}{Q_i}$	$\frac{\phi_1}{Q_i}$	$\frac{\phi_2}{Q_p}$	$\frac{\phi_3}{Q_p}$	W_0	W_1	W_2	W_3
Gat 6	220 170	0,21 0,75	2,7	6,7	2,9	2,1	0	100	5	-15
Gat 9	425 160	0,90 0,37	0,9	4,5	1,5	1,0	0	100	17	3
GAT 21	780 500	1,7 1,95	0,28	1,9	0,67	0,33	0	100	25	3
GAT 24	520 440	1,0 0,39	0,76	3,1	1,7	1,1	0	100	39	15
Gemiddeld							0	100	22	2

Tabel 4.3 - Reductie van de tijdens een infiltratieseizoen opgetreden weerstand $(\phi_1 - \phi_0)/Q_i = W_1 = 100\%$ tot $\phi_2/Q_p - \phi_0/Q_i = W_2$, direct na het starten van pomp, respectievelijk $\phi_3/Q_p - \phi_0/Q_i = W_3$ aan het eind van het pompseizoen, voor 4 dual-purposeputten in Israël. (Anoniem, 1969: Underground Water Storage study Israel, Final Report, FAO, Rome, 1969.)

Het boven beschreven beeld is als algemeen te beschouwen. Het wordt stellig veroorzaakt door het deel van het verstoppende materiaal dat de poriën blokkeert terwijl het stromende water deze deeltjes stevig tegen en in de poriën drukt en daarin vasthoudt. Dit deel van de verstopping verdwijnt direct, zodra de stromingsrichting wordt omgekeerd. Het restant is moeilijker te verwijderen, hetzij omdat de deeltjes op hun terugweg opnieuw klem lopen (dan zou een heen-en-weer bewegen van het water helpen, zie paragraaf 4.2.3.8, pag. 4.42), hetzij omdat de deeltjes door allerlei hechtingsmechanismen vast blijven zitten (Van der Waals-krachten, verslijmingen etc.). De verbetering gedurende het langer achtereen pompen, kan het gevolg zijn van deeltjes waarvan er af en toe een paar loslaten (dan zou trillen kunnen helpen), van oplossen van afzettingen, van afsterven van bacteriën en andere micro-organismen, dan wel van rotting van organisch materiaal, waardoor de structuur van de afzettingen verdwijnt (zie ook paragraaf 3.4 en figuren 3.20 en 3.51).

Bij de Amsterdamse put (fig. 4.2) bedroeg het schoonpompdebiet $115 \text{ m}^3/\text{h}$. Dit is bijna 4 maal het infiltratiedebiet van $30 \text{ m}^3/\text{h}$ (= $1 \text{ m}/\text{h}$ op boorgatwand, tabel 1.1, pag. 1.27). Het resultaat van 5 weken ononderbroken pompen is desondanks gering, ook in vergelijking met 5 weken pompen op de Hoogovenput (fig. 4.1, tabellen 4.2 en 4.4) met een volumestroom die even groot was als het infiltratiedebiet.

Tabel 4.3 laat zien dat een hoog schoonpompdebiet hier nauwelijks effect heeft ten opzichte van andere factoren. Ook bij de persput in Castricum lijkt het schoonpompdebiet op het eerste gezicht



Achtereenvolgende fasen van de regeneraties na aug.77

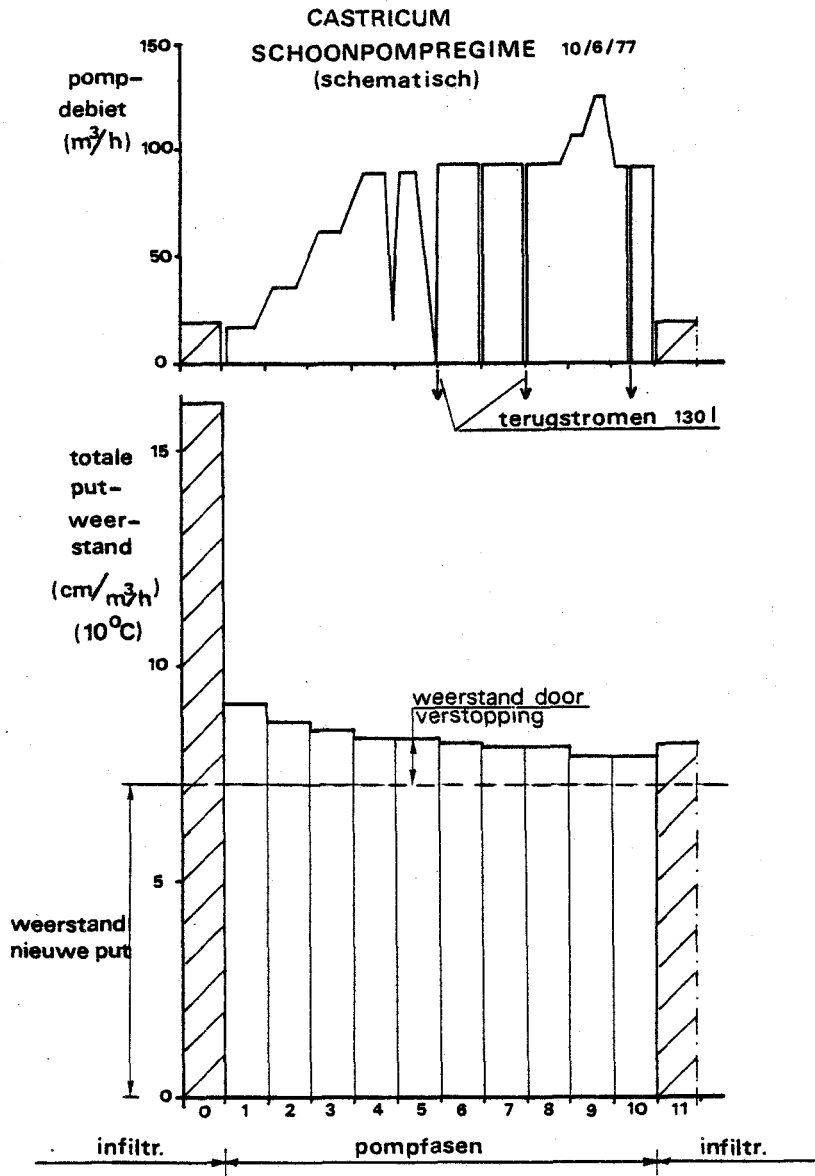
LEGENDA

- 0) put "verstopt"
- 1) 24 h intermitterend gepompt (aug. '77)
- 2) na infiltratie (30 m³/h, nov. '77)
- 3) 12 d. stilstand + 2 d. infiltratie
- 4) 2 d. continu gepompt (115 m³/h)
- 5) 7 d. " " " "
- 6) 14 d. " " " "
- 7) 21 d. " " " "
- 8) 28 d. " " " "
- 9) 35 d. " " " "
- 10) 2 d. geïnfilteerd (30 m³/h)
- 11) 10 x 10 keer gejutterd (2 bar) + 48 h geïnfilteerd
- 12) 6 x 10 keer gejutterd (2 bar) + 48 h geïnfilteerd
- 13) 3 x 10 keer gejutterd (1 bar) onderwijl gepompt (115 m³/h)
- 14) 8 x 10 keer gejutterd (1 bar) onderwijl gepompt (115 m³/h)
- 15) 10 x 10 keer gejutterd (1 bar) onderwijl gepompt (115 m³/h)
- 16) zoutzuurbehandeling + 1 x 20 keer gejutterd (2 bar)
- 17) debietsmeter geijkt
- 18) chloorbleekloogbehandeling + 1 x 10 keer gejutterd (2 bar)
- 19) dubbele polyfosfaatbehandeling + jutteren
- 20) 7 d. continu gepompt (115 m³/h)
- 21) 42 d. " " " "
- 22) zoutzuurbehandeling

Figuur 4.2 - Het resultaat van diverse regeneraties (Persput van Gemeentewaterleiding locatie Vogelenzang (Leiduin))

put (lokatie)	k (m/d)	A (m ²)	T (°C)	Q _i (m ³ /h)	Q _p (m ³ /h)	Δφ-Δφ _o start	Δφ-Δφ _o 5 weken	verbe- tering
						(m)	(m)	%
A'dam	18	30	7	30	115	0,69	0,58	16
H'ovens	15	15,5	10	17	17	2,2	1,4	36

Tabel 4.4 - Vergelijking van de verbetering door langdurig schoonpompen met hoog en laag debiet voor 2 verschillende putten. De putten bevinden zich in dezelfde formatie. De Amsterdamse put werd gevoed met Rijnwater na chloring, coagulatie (3 mg Fe³⁺/l), bezinking en filtratie (WRK-water van na de uitbreiding van de zuivering in 1974). De Hoogovenput ontving eveneens WRK-water, echter zonder voorafgaande coagulatie en bezinking (WRK-water van vóór 1974). k = de doorlatendheid van de formatie, A = het infiltratieoppervlak van de put. T = de referentietemperatuur waar naartoe de waterstandsverschillen zijn teruggerekend. Q_i = infiltratiedebiet, dat ook als referentiedebiet is aangehouden voor de waterstandsverschillen. Q_p = het pompdebiet, Δφ-Δφ_o = absolute waarde van het waterstandsverschil tussen put en nabijgelegen waarnemingsput, Δφ, ten opzichte van dit verschil in de schone put, Δφ_o, enkele uren na de start van het schoonpompen en 5 weken later. De laatste kolom geeft de verbetering weer, die door 5 weken pompen werd bereikt ten opzichte van de startwaarde.



Figuur 4.3 - Het verloop van de weerstand voor, tijdens en na het schoonpompen, op 10 juni 1977 (Persput van het Provinciaal Waterleidingbedrijf van Noord-Holland, lokatie Castricum).

Pomfase (zie fig. 4.3)	debiet Q (m ³ /h)	weerstand $\Delta\phi/Q$ cm/(m ³ /h)	idem t.o.v. schone put cm/(m ³ /h)	weerstand in % t.o.v. schone put
0	18,5*	16,3	9,3	100
1	16,8	9,2	2,2	24
2	36	8,8	1,8	19
3	61	8,6	1,6	17
4	90	8,4	1,4	15
5	90	8,4	1,4	15
6	90	8,3	1,3	14
7	90	8,2	1,2	13
8	106	8,2	1,2	13
9	124	8,0	1,0	11
10	90	8,0	1,0	11
11	18,5*	8,3	1,3	14

* Infiltratie

Tabel 4.5. Verloop van de totale weerstand en de verstoppingsweerstand (totale minus die van schone put) tijdens diverse regeneratiefasen op 10 juni 1977. Put te Castricum (zie fig. 4.3).

onbelangrijk (fig. 4.3 en tabel 4.5). Toen daar de put werd schoongepompt met een volumestroom (16,8 m³/h) die lager was dan het infiltratiedebiet (18,5 m³/h), nam de weerstand onmiddellijk sterk af. Stapsgewijs verhogen van het debiet tot uiteindelijk ruim 6,5 maal de infiltratiestroom (124 m³/h), gaf weinig verdere verbetering van de totale weerstand (namelijk van 9,2 naar 8,0 = 13 %). Scheiden we de verstoppingsweerstand van de totale weerstand, dan blijkt echter, dat de verstoppingsweerstand door debietsvergroting met 55 % afnam (namelijk van 2,2 tot 1,0).

Aangezien in totaal 89 % van de verstoppingsweerstand werd verwijderd waarvan reeds 76 % werd bereikt door pompen met een laag debiet, is hier het verhogen van het debiet niet bijzonder rendabel.

In tegenstelling tot de hier gebruikte weerstanden en specifieke waterstandsverschillen, wordt in de Amerikaanse literatuur (Sniegocki 1963,1965; Vecchiolo 1972; Brown en Silvey, 1973) meestal met de zogenaamde specifieke capaciteit gewerkt. Dit is echter een ongelukkige maat, die gemakkelijk tot verkeerde conclusies leidt. Zoals in hoofdstuk 3 aan meerdere voorbeelden en berekeningen is verduidelijkt, neemt de waterstand in de put ten opzichte van een referentiewaterstand (bij voorkeur gemeten op enkele meters van de put) doorgaans lineair toe met de aangevoerde hoeveelheid water, of beter, zwevende stof. De verstopping uit zich dus direct in de specifieke waterstandsverhoging op moment t , verminderd met die in de schone put. Met deze grootte mag lineair worden gerekend, zoals dit in de verschillende tabellen van dit hoofdstuk reeds is gedaan. Voor de specifieke capaciteit, die de reciproke waarde is van de specifieke waterstandsverhoging gaat dit niet op. Een afname van de specifieke capaciteit met een bepaalde waarde zegt daarom op zichzelf niets. Immers, een afname van 20 tot 18 (m^3/h)/m stelt niet veel voor, terwijl eenzelfde afname, maar nu van 2,1 tot 0,1 (m^3/h)/m betekent, dat de specifieke waterstand, en dus ook de druk in de put vertwintigvoudigt.

Ter illustratie van deze verwarring, zouden we de proeven van Vecchioli (1972) kunnen aanhalen. Hij meldt dat de specifieke capaciteit van zijn put in zijn langste proef afnam van 23,5 tot 2,5 gpm/ft.

Na schoonpompen met een debiet, dat stapsgewijs werd verhoogd van 300 tot 1000 gpm, ontstond ook een trapsgewijze verbetering van de specifieke capaciteit tot 18 gpm/ft. Hierboven kon met pompen niets meer worden bereikt. Een nadere beschouwing leert echter, dat de specifieke waterstandsverhoging in de put door verstopping toenam van $1/23,5 = 0,043$ ft/gpm tot $1/2,5 = 0,400$ ft/gpm, terwijl uiteindelijk $1/18 = 0,056$ ft/gpm resteerde. Verminderen we deze waarden met die aan het begin van de proef, dan blijkt de specifieke waterstandsverandering tijdens de proef door verstopping met $0,36$ ft/gpm te zijn toegenomen, waarvan na pompen nog $0,013$ ft/gpm over was. Dit is $0,013/0,36 = 3,6$ % van de opgetreden verstopping. Dit percentage is zo laag en het schoonpompresultaat dus zo goed ten opzichte van vele andere proeven die in dit hoofdstuk al zijn opgevoerd, dat Vecchioli zich de verdere moeite van de hierna uitgevoerde chemische regeneraties evengoed had kunnen besparen.

Uit het bovenstaande moge blijken dat, door te werken met de specifieke capaciteit, een ernstige verstopping wordt gemaskeerd, terwijl verstoppingen die nauwelijks de moeite waard zijn teveel aandacht krijgen.

Ook na de andere proeven was het schoonpompen bij Vecchioli effectief. Gedurende de eerste 6 proeven werd in totaal 52.000 m^3 tertiair gezuiverd afvalwater in de put gebracht, die een infiltratieoppervlak had van 75 m^2 (infiltratiesnelheid was $= 1 \text{ m/h}$). Na elke proef werd de put schoongepompt met een debiet, dat tot circa 3 maal het infiltratiedebiet opliep. Pas na afloop van de 7e proef zijn andere, chemische, regeneratiemethoden toege-

past. In deze eerste 6 proeven bedroeg de totale waterstandsverhoging 9,5 m. Dit is dus de som van de waterstandsverhogingen die in elke afzonderlijke proef optraden, berekend voor 1 m/h en 10 °C. Het totale verschil tussen de waterstandsverhogingen in de put bij de aanvang van proef 7 en proef 1 bedroeg 0,98 m, zodat 90 % van de opgetreden verstopping door schoonpompen is verwijderd (zie tabel 3.12).

Uit de kolomproeven van Rebhun en Schwarz (1968) (tabellen 3.4 op pagina 3.25 en 4.6), blijkt dat schoonpompen 82 % van de opgetreden verstopping uit het fijne zand verwijderd. Analoog berekend, wordt maar 40 % uit het grove zand verwijderd (zie tabel 3.4).

	schoon	verstopt	schoon- gepompt	schoon	verstopt	schoon- gepompt
	k ³⁾ m/h	k m/h	k m/h	1/k (h/m)	1/k (h/m)	1/k (h/m)
1e sectie ¹⁾	1,5	0,1	0,5	0,67	10,0	2,0
2e sectie ²⁾	1,5	1,0	≈1,0	<u>+0,67</u>	<u>+1,0</u>	<u>+1,0</u>
Totale weerstand				1,33	11,0	3,0

1) 0-0,5 m diep

2) 0,5-1,0 m diep

3) k = doorlatendheid van het zand (m/h)

Opgetreden verstopping: $11,0 - 1,33 = 9,7$ d.i. 100 %

Na schoonpompen : $3,0 - 1,33 = 1,7$ d.i. 18 %

Tabel 4.6 - Berekening van de weerstandsverwijdering door terugstromen van de met fijn zand gevulde kolommen van Rebhun en Schwarz (1968). Zie onderschrift van tabel 3.4 op pagina 3.25.

Activiteiten	specifieke waterstandsverhoging cm/(m ³ /h) bij 10 °C	idem t.o.v. schone put (juli '74)	toename door verstopping	verwijdering door schoonpompen	verwijdering door overige maatregelen
Nieuwe put (7-74)	2,1				
1) Verstoppte put (2-9-74) ¹⁾	6,2	4,1	4,1		
2) Na schoonpompen ²⁾	3,5	1,4		2,7	
Na intermitterend pompen	3,5	1,4			
Na infiltratie (20-9 tot 24-9-74)	5,6	3,5	2,1		
Na schoonpompen	3,5	1,4		2,1	
Na chloren (150-200 mg Cl ₂ /l)	2,8	0,7			0,7
Na zuren (pH = 1)	2,6	0,5			0,2
Na zuren + jutteren	2,5	0,4			0,1
Na infiltratie (29-4 tot 2-6-75)	4,3	2,2	1,8		
Na schoonpompen (15 m ³ verwijderd) ²⁾	3,3	1,2		1,0	
Na langer pompen ²⁾ (110 m ³ verwijderd)	3,3	1,2		0,0	
Na 4 cycli ³⁾	2,9	0,8			0,4
Na 5x intermitterend pompen	2,9	0,8			0,0
Na 4 cycli op 13-6-75 ³⁾	2,8	0,7			0,1
Totaal in procenten			8,0 100 %	5,8 73 %	1,5 19 %

1) Infiltratiedebiet steeds 36 m³/h

2) Schoonpompdebiet steeds 78 m³/h

3) Telkens 10 minuten pompen, waarna steeds 3 m³ in de put werd teruggevoerd bij een debiet van 63 m³/h

Tabel 4.7 - Verloop van de specifieke waterstandsverhoging (cm H₂O/(m³/h) bij 10 °C), door verstopping, schoonpompen en verdere regeneratiemaatregelen. Persput Duinwaterleiding van 's-Gravenhage. Voeding met gefiltreerd Lekwater na beluchting, coagulatie en snelfiltratie (Olsthoorn, 1977b).

Tabel 4.7 geeft het verloop van de specifieke waterstandsverhoging voor een persput van de Duinwaterleiding van 's-Gravenhage. Het infiltratiedebiet bedroeg daar $36 \text{ m}^3/\text{h}$ bij een infiltratieoppervlak van 30 m^2 ($1,2 \text{ m}/\text{h}$, tabel 1.1, pag. 1.35). Het schoonpompedebiet bedroeg in alle gevallen circa $78 \text{ m}^3/\text{h}$. Uit de tabel blijkt dat ruim 70 % van de opgebouwde verstoppingsweerstand door schoonpompen werd verwijderd. De verwijdering had zich telkens reeds voltrokken op het moment dat voor het eerst kon worden ingepeild (enkele minuten na het starten van de onderwaterpomp). Langer pompen lijkt ook hier niets uit te halen, tenzij (wellicht) weken achtereen wordt gepompt.

De andere toegepaste methoden verwijderen te zamen, nadat de put was schoongepompt, nog bijna 20 % van de opgetreden verstopping ofwel ruim $2/3$ van het hardnekkige deel van de verstopping, dat na schoonpompen nog was achtergebleven. Zoals later bleek (Olsthoorn, 1977 b), kon de verstopping geheel worden weggenomen als het bij de regeneratie toegepaste zuur (HCl) voldoende sterk was ($\text{pH} < 0$).

Bichara (1974) probeerde zijn perspex' persputmodellen te regenereren, nadat zij verstopt waren door het kwarts dat hij als zwevende stof toepaste. Figuur 4.4 is uit zijn werk overgenomen en geeft het effect van de schoonpompduur en de drukval over het model tijdens het schoonpompen. (Bichara werkte met constante drukken.) Hoewel zijn presentatie illustratief lijkt, geeft deze niettemin een vertekend beeld. Aangezien de weerstand over het model toeneemt in evenredigheid met de hoeveelheid ingebracht slib (hoofdstuk 3), bestaat bij constante drukval evenredigheid tussen

Influent conc. Garoquarz (mg/l.)	13,3	1,3	50,2	210	212	230
Terugstroomduur- duur (min)	720	720	30	30	2	2
Toegepaste verval tijdens terug- stromen (mH ₂ O)	2,5	5,0	25	5,0	2,5	5,0
	<p>100% 58.5% 12.5% a b c</p>	<p>100% 63% 11.2% a b c</p>	<p>100% 62.5% 16.1% a b c</p>	<p>100% 67% 16% a b c</p>	<p>100% 68% 17.6% a b c</p>	<p>100% 76.7% 16.2% a b c</p>
Testnummer Bichara	E8 - 4.4	E8 - 4.4	E10 - 5.3	E11 - 4.5	E11 - 4.5	E11 - 4.5

Figuur 4.4 - Invloed van de concentratie zwevende stof (Garoquarz CML-3, zie fig. 3.13), de terugstroomduur en de terugstroomintensiteit, op de specifieke capaciteit van een persputmodel met 65 mm omstorting. a = oorspronkelijke specifieke capaciteit (= 100 %), b = specifieke capaciteit na infiltratie, verstopt en c = specifieke capaciteit na terugstroming. 2,5 mH₂O verval komt bij Bichara overeen met 6,75 m/h op de "boorgatwand" bij 100 % specifieke capaciteit en de bij zijn proeven heersende temperatuur van 24 °C. (Proeven onder constante drukval, Bichara, 1974.)

de hoeveelheid ingebracht slib en de reciproke waarde van het debiet. Dit heeft consequenties voor de interpretatie van figuur 4.4; hoewel uit de figuur zou kunnen worden afgeleid dat met schoonpompen de weerstand van de verstopte put maar voor de helft wordt weggenomen, is dit in werkelijkheid 90 %! Als het debiet door verstopping (constante drukval) afneemt tot 12,5 % van de beginwaarde, betekent dit een weerstandstoename van 1 tot 8 maal de weerstand van het schone model. De weerstandstoename door verstopping is dus 7 maal die van het schone model. Na schoonpompen is het debiet 60 % van het begindebiet. De weerstand bedraagt dus 1,7 maal die van het schone model, zodat de resterende verstoppingsweerstand 0,7 x die van het schone model bedraagt. Het restant van de verstoppingsweerstand is dus $0,7/7 = 10\%$ van de opgetreden verstoppingsweerstand. Bichara heeft dus 90 % verwijderd in plaats van circa 50 %.

De onderstaande tabel geeft de op bovenstaande wijze berekende verwijderingspercentages voor de gegevens in figuur 4.3.

pompduur (min)	2		30		720		gemiddeld %
drukval (mH ₂ O)	2,5	5	2,5	5	2,5	5	
verwijderings- %	90	94	88	89	90	92	89 92
gemiddeld	92		88		92		%

Tabel 4.8 - Verband tussen pompduur en drukval over het perspex' putmodel tijdens het schoonpompen alsmede de verwijdering van de opgetreden verstoppingsweerstand. Berekend uit gegevens van Bichara 1974. (Zie onderschrift fig. 4.4.)

Uit tabel 4.8 blijkt dat de duur van het pompen geen invloed heeft op het resultaat. Ook het schoonpompdebiet heeft hier nauwelijks invloed. Aangezien Bichara met een constante drukval werkte, betekent een uiteindelijk debiet van 60 % van de beginwaarde bij dubbele drukval, nog een lage absolute waarde van het schoonpompdebiet, namelijk $0,6 \cdot 2 = 1,2$ maal het aanvankelijk infiltratiedebiet. Overigens is 90 % verwijdering een goed resultaat.

Aangezien het teruggewonnen water, in praktisch alle gevallen dat persputten (zonder chemicaliën) worden schoongepompt, na enkele minuten weer helder is, is het ook niet te verwachten, dat de duur van het terugspoelen veel invloed heeft, tenzij weken tot maanden achtereen wordt gepompt. De grootste concentratie zwevende stof treedt op, zodra het water boven komt dat uit de omstorting afkomstig is. Hierna neemt de concentratie weer (snel) af.

Fig. 4.5 is een voorbeeld. Het betreft de put van Hoogovens in IJmuiden. Hier is het verloop van de concentratie zwevende stof in het teruggewonnen water uitgezet, berekend als het gemiddelde van 9 schoonpompingen in de periode tussen 8 februari en 5 april 1972. Tussen elke schoonpomping is circa 450 m^3 water geïnfiltreerd met een gemiddelde concentratie van 11 mg zwevende stof/l. Het verschil tussen de bovenste en de onderste lijn, die zijn verkregen door de gemiddelde waarden met de berekende standaardafwijking te verhogen respectievelijk verlagen, geeft een indicatie van de range.

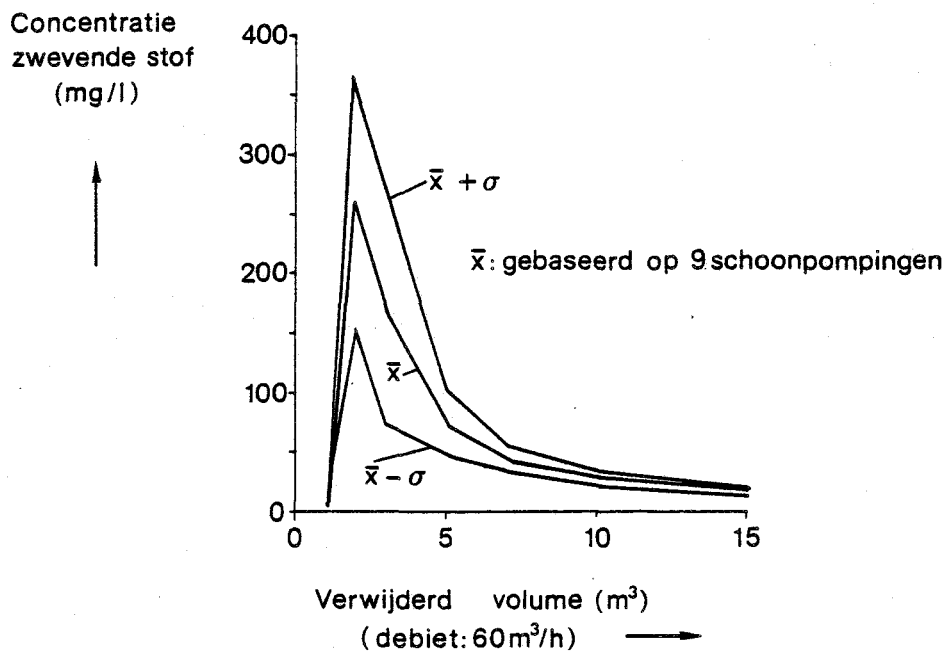
Voor deze put gelden onderstaande volumina.

	(m ³)
Doorsnede stijgbuis maal 10 m minus afpompings verstopte put	0,71
Volume stijgbuis beneden onderwaterpomp	0,21
Volume filterbuis	+ <u>0,14</u>
Totaal buisvolume	1,06
Volume omstorting	+ <u>0,54</u>
Totaal	1,6 m ³

Tabel 4.9 - Relevante volumina voor interpretatie van de slibconcentratie in het onttrokken water tijdens schoonpompen van de Hoogovenput

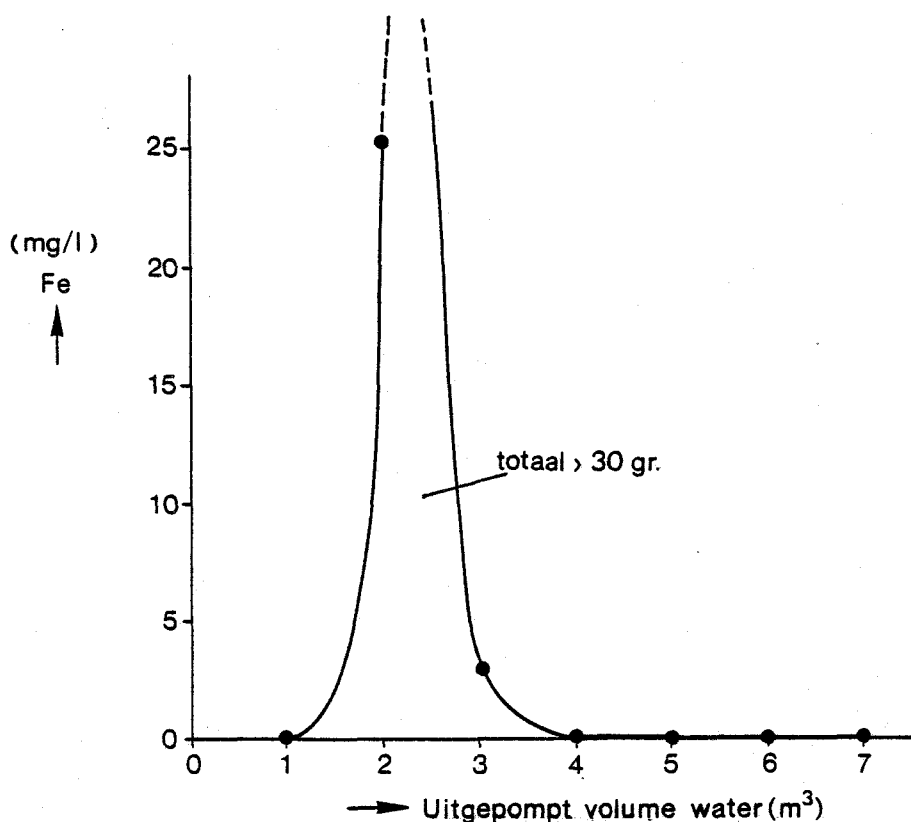
Er moet dus circa 1 m³ worden verwijderd, voordat omstortingswater wordt opgepompt, en 1,5 à 2 m³ om formatiewater boven maaiveld te krijgen. De grootste concentratie zwevende stof in fig. 4.5 ligt bij 2 m³ terwijl na 1 m³ water de concentratie nog nagenoeg gelijk is aan die van het infiltratiewater zelf (circa 11 mg/l). Omdat de monsters steeds om de m³ zijn genomen is de werkelijke ligging en hoogte van de piek niet nauwkeuriger vast te stellen.

Een ander voorbeeld is fig. 4.6, waarin het ijzergehalte in het teruggewonnen water is gegeven voor de put in Castricum. Hier is de inhoud van de buizen 2,2 m³ en van de omstorting 1,8 m³. Ook hier was het materiaal al voorbij, voordat het goed en wel bemonsterd kon worden. Een en ander komt overeen met het troebelheidsverloop bij het pompn van deze put (fig. 3.49), waarbij de eerste piek het gevolg is van lucht in de troebelheidsmeter en



Figuur 4.5 - Zwevende stof in het onttrokken water; gemiddeld verloop van 9 schoonpompingen tussen 8-2-1972 en 5-4-1972, alsmede het gemiddelde verloop \pm standaardafwijking (Put Hoogovens, IJmuiden.)

de tweede, bij circa 2,5 m³, door meekomend slib wordt veroorzaakt. In tabel 4.10 zijn hiervoor opgevoerde infiltratieputten, de kolommen van Rebhun en Schwarz (1968) en de putmodellen van Bichara (1974) nog eens op een rij gezet, gerangschikt naar oplopend verwijderingspercentage van de opgetreden verstopping. De gegevens hebben alle betrekking op gezuiverd oppervlaktewater, afkomstig



Figuur 4.6 - Verloop van de ijzerconcentratie gedurende het schoonpompen op 9 april 1976 na afloop van de 2e infiltratieproef (Persput te Castricum).

van uiteenlopende bronnen en na verschillende behandelingen. (Bichara voegde een soort kwarts als kunstmatige zwevende stof aan drinkwater toe (fig. 3.13, pag. 3.27).) Verder hebben bijna alle proeven betrekking op vrij fijn formatiezand met een effectieve korrel in de orde van 0,15 mm. Alleen bij de eerste kolomproeven van Rebhun en Schwarz en misschien enkele Israëlische putten

Put of modelproef	v_i (m/h)	v_p/v_i (-)	verwijderings- percentage
Rebhun & Schwarz (grof zand)	13 ¹⁾	0,46	40
put GAT 24 (Final Report Israel)	13 ²⁾	0,85	61
Hoogovenput	11 ⁰⁾	1,10	72
Den Haag	1,2 ⁰⁾	2,2	73
put GAT 21	37 ²⁾	0,64	75
Hoogovenput	1,1 ⁰⁾	1,7	76
Castricum	0,6 ⁰⁾	0,9	76
Rebhun & Schwarz (fijn zand)	13 ¹⁾	0,46	82
put GAT 9	11 ²⁾	0,38	83
Castricum	0,6 ⁰⁾	5,0	85
Bichara (constante drukval, afnemend debiet)	7 tot 1 ³⁾	0,6	89
Bichara	7 tot 1 ³⁾	1,2	92
put GAT 6	8 ²⁾	0,61	95
Vecchioli test 7	0,6 ⁴⁾	3	96
Mediaan:			80

0) Berekend uit oorspronkelijke gegevens.

1) Berekend uit opmerkingen in artikel van Rebhun en Schwarz (1968).

2) Berekend met gegevens uit Final Report Israel (1969), met geschatte boorgatdiameter van 0,6 m.

3) Berekend uit gegevens in proefschrift van Bichara (1974).

4) Proef duurde 33 dagen. Infiltratiesnelheid na 19 dagen verlaagd van 1,1 naar 0,6 m/h (Vecchioli, 1972).

Tabel 4.10 - Overzicht van het door schoonpompen bereikte verwijderingspercentage van de opgetreden verstoppingsweerstand, gerangschikt naar oplopend verwijderingspercentage

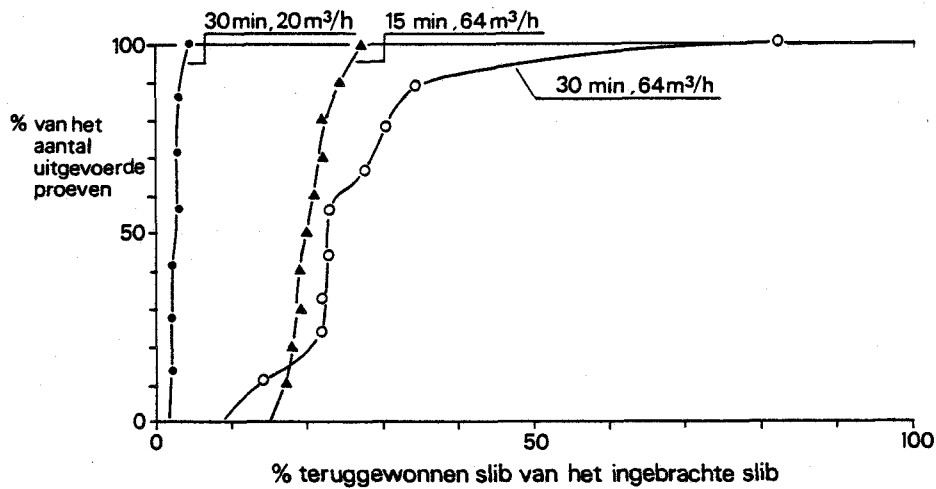
(GAT 21) is sprake van grof zand ($d_{\text{eff}} = 2 \text{ mm}$). Ondanks de enorme range wat betreft infiltratiesnelheid en de vaak relatief lage schoonpompsnelheden in verhouding hiermee, vinden we hoge verwijderingspercentages, ook bij kort schoonpompen. (De mediaan ligt rond 80 %.) Alleen de kolommen met grof zand vormen hierop een uitzondering. Echter in dit grove zand speelde de verstopping überhaupt nauwelijks een rol (zie tabel 3.4); het grootste deel van de aangevoerde zwevende stof passeerde ongehinderd de kolommen.

Het hele voorgaande verhaal betekent voor de praktijk, dat een put maar uiterst kort hoeft te worden schoongepompt, om rond 80 % van de opgetreden weerstand te verwijderen. Verlenging van de pompduur met enkele uren of dagen, levert nauwelijks iets op. Een duidelijk resultaat door verlenging van de pompduur, wordt pas verkregen na weken tot maanden continu pompen. Gezien tabel 4.10, is geen enkele directe richtlijn te geven met betrekking tot het optimale schoonpompdebiet. In zeer veel gevallen zijn hoge verwijderingspercentages bereikt met schoonpompdebieten die kleiner waren dan de infiltratiedebieten. Het is waarschijnlijk wel mogelijk om het verwijderingspercentage van een afzonderlijke put nog iets te vergroten door verhoging van het pompdebiet, maar "de grote klap" wordt veroorzaakt door het omkering van de stromingsrichting, zoals die altijd automatisch optreedt als van infiltreren wordt overgegaan op pompen.

Het effect van het schoonpompdebiet voor een individuele put, kwam reeds in tabel 4.5 tot uiting voor de put in Castricum (zie ook fig. 4.3). Wordt

slechts de weerstand beschouwd, dan lijkt het of er nauwelijks meer iets gebeurt na de omkering van de stromingsrichting. Dit komt door het vrij grote aandeel van de "schone" stromingsweerstand in het totaal en de grote verbetering die het eerste pompen teweeg brengt. Wanneer zuiver de verstoppingsweerstand wordt bekeken (kolommen 4 en 5 van tabel 4.5), dan blijkt het eerste pompen met laag debiet 76 % van de opgetreden verstopping weg te nemen, waarna dus nog maar 24 % weggenomen kan worden, door wat voor maatregel dan ook. Opvoering van het debiet van bijna 17 tot 36 m³/h, neemt nog eens 5 % weg (21 % van de resterende 24 %) en verdere verhoging tot 90 m³/h opnieuw 4 % (dat wil zeggen opnieuw 21 % van de bij 36 m³/h nog resterende 19 %), terwijl ook nog een verbetering optrad van 2 % toen het debiet tegen het eind van de proef van 90 tot 124 m³/h werd opgevoerd (15 % van de toen nog resterende 13 %). Debietsverhogingen hebben hier dus wel effect gesorteerd, dat aanzienlijk is in termen van verwijdering van de hardnekkige verstopping die na het eerste pompen aanwezig bleef. Immers, hierdoor werd van de resterende 24 % nog zo'n 46 %, dus bijna de helft, verwijderd, waardoor het verwijderingspercentage van 76 op 87 werd gebracht. De 2 % verschil van het uiteindelijke resultaat (89 %) zijn bereikt door intermitterend pompen waarbij tussentijds de inhoud van de afvoerslang (130 l) terug in de put vloeide. Intermitterend pompen zonder tussentijds terugvloeien had geen enkel effect.

Voor de Hoogovenput is nagegaan hoeveel van het ingebrachte slib door schoonpompen weer werd verwijderd (zie fig. 4.7). Aanvankelijk werd 30 minuten lang schoongepompt met een debiet van 20 m³/h

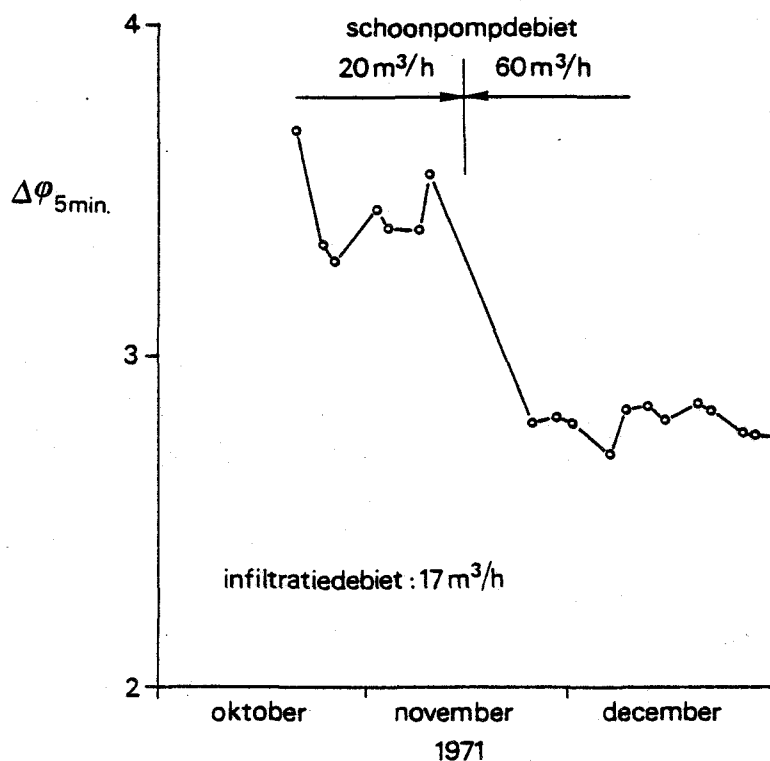


Figuur 4.7 - Percentage van het ingebrachte slib dat door schoonpompen weer werd verwijderd, bij verschillende schoonpompdebieten en -duur. (Put Hoogovens, periode 27-7-1970 tot 16-3-1972). Infiltratieoppervlak 15,5 m².

in vergelijking tot een infiltratiedebiet van 17 m³/h. Later is het pompdebiet verdrievoudigd tot 64 m³/h. Aangezien het water na 15 minuten pompen slibvrij leek, is weer later de pompduur van 30 minuten teruggebracht tot 15 minuten. De infiltratie is in deze proeven gelijk, namelijk steeds circa 450 m³ water met een debiet van 17 m³/h.

In de eerste periode (20 m³/h schoonpompen gedurende 30 min.) werd gemiddeld slechts 2 à 3 % van het ingebrachte slib weer verwijderd. Hierna 64 m³/h gedurende 30 min.) was dit rond 25 % en tenslotte (64 m³/h gedurende 15 min.) werd 20 % verwijderd.

Het is achteraf onmogelijk te zeggen, welk deel van de toegenomen slibverwijdering uit formatie-zand bestaat. In elk geval wordt maar een klein deel van het ingebrachte slib weer door het schoonpompen verwijderd. Verbetering door vergroting van het onttrekkingsdebiet zou dus mogelijk moeten zijn. Dit wordt nog bevestigd door het feit, dat tegelijk met de verhoging van het schoonpompen de weerstand aanzienlijk afnam (Olsthoorn, 1977a), fig. 4.8, waaruit geconcludeerd kan worden, dat



Figuur 4.8 - Effect van het schoonpompdebiet en het regelmatig schoonpompen op de waterstandsverhoging 5 minuten na de start van elke infiltratierun (Hoogovenput, infiltratieruns bestaande uit 450 m^3 bij $17\text{ m}^3/\text{h}$)

met het grotere pompdebiet inderdaad meer verstoppingsslib werd verwijderd. Ook Vecchioli (1972), bevestigt de stapsgewijze verbetering van de put door stapsgewijze vergroting van het schoonpompdebiet. Onverminderd het bovenstaande treedt de grootste weerstandsafname op bij het starten van de pomp, waardoor de stromingsrichting omkeert. Het schoonpompdebiet zegt op zichzelf niet veel. Het gaat om de watersnelheid, v , op de plaats waar de verstopping zit. Dit is meestal de boorgatwand. Het streven is dus naar een hoge waarde van $v = Q/A$; waarin Q het pompdebiet (m^3/h) en A het infiltratieoppervlak (m^2) is. Het is echter vaak bijzonder moeilijk, om werkelijk hoge snelheden op de boorgatwand te bereiken, dat wil zeggen snelheden zoals bij het spoelen van snelfilters worden toegepast (>20 m/h). Infiltratiesnelheden die in fijnzandige formaties worden toegepast, hebben een grootte van normaliter 1 tot enkele m/h. Tijdens het schoonpompen bedraagt de snelheid op de boorgatwand in de regel enkele malen de toegepaste infiltratiesnelheid en is daarmee zelfs nog lager dan de filtratiesnelheid van de meeste snelfilters (5 tot 15 m/h).

Ten gevolge van de grote afpomping en de wandwrijving in filter- en stijgbuis is het vaak niet goed mogelijk om zoveel water aan een put te onttrekken, dat een snelheid van, zeg, 20 m/h op de boorgatwand wordt bereikt. Dit kan met een voorbeeld worden geïllustreerd.

De grondwaterstandsverandering, $\Delta\phi$, door onttrekking of infiltratie kan in de regel worden weergeven met:

$$\Delta\phi = \frac{Q}{2\pi kD} \ln \left(\frac{R}{r_0} \right) \quad (4.1)$$

Hierbij wordt uitgegaan van een niet verstopte, volkomen put. De logarithme is nauwelijks afhankelijk van R/r_0 , daar R/r_0 normaal in de orde van $1000/0,25 = 4000$ ligt:

R/r_0	500	1000	2000	4000	10000
$\ln (R/r_0)$	6,2	6,9	7,6	8,3	9,2

Bij benadering kan daarom de waarde 8 worden aangehouden.

Aangezien de infiltratiesnelheid, v , gegeven wordt door

$$v = Q/(2\pi r_0 D) \quad (4.2)$$

Volgt nu met (4.1):

$$\frac{\Delta\phi}{v} = \frac{8r_0}{k} \quad (4.3)$$

Bij normale waarden; $r_0 = 0,25$ m, $v = 1$ m/h, $k = 24$ m/d (1m/h), volgt:

$$\frac{\Delta\phi}{v} = 2\text{m}/(\text{m/h})$$

Zodat bij $v = 20$ m/h een minimale afpompingsbehoorte van 40 m. De werkelijke afpompingsbehoorte is zelfs nog groter door onvolkomenheid van de put en, niet te vergeten, de verstopping.

Afgezien van de grote verlagingen die bij een dergelijke snelheid een rol zouden spelen, worden nu ook turbulentie-effecten en wandwrijving in de

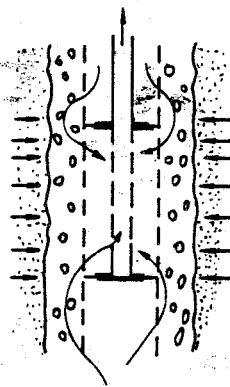
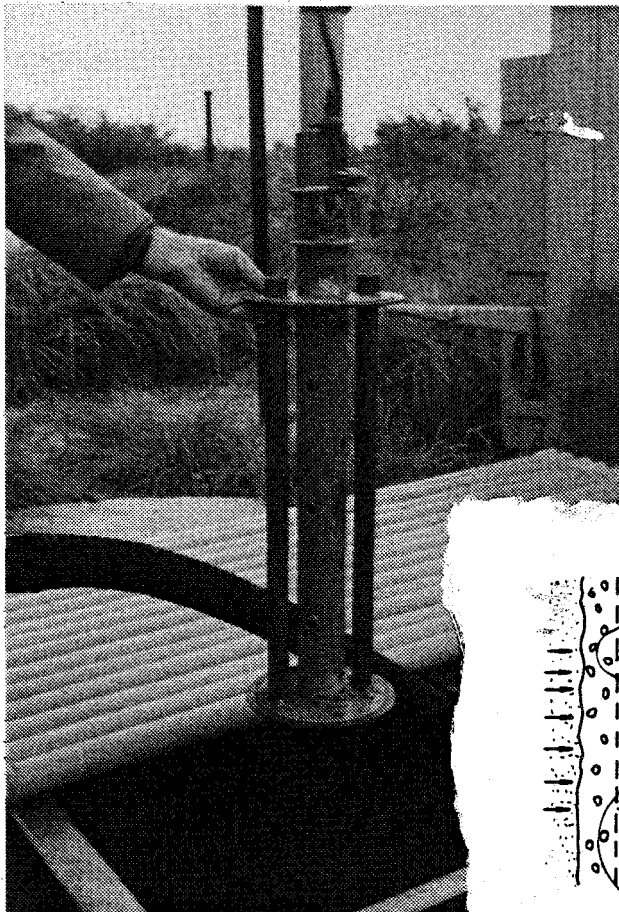
stijgbuis belangrijk. Om toch hoge snelheden op de boorgatwand te realiseren, worden andere, hierna te behandelen methoden en hulpmiddelen gebruikt.

4.2.3.3 Sectiegewijs pompen

Sectiegewijs pompen is één van de methoden waarmee getracht wordt om toch een hoge snelheid op de boorgatwand en in de omstorting te bereiken. Hiertoe wordt een zogenaamd sectieapparaat gebruikt, waarvan fig. 4.9 een voorbeeld geeft. Bij een gebruikelijke sectielengte van 1 m, zou een beperkt debiet van 15 m³/h al een snelheid op de boorgatwand leveren van 10 m/h, ware het niet, dat via de omstorting een sterke kortsluitstroom optreedt. Het apparaat werkt daarom vooral efficiënt als de omstorting zelf verstopt is. Dit zal vaak het geval zijn na doorslag van filters, vorming van chemische neerslagen of sterke bacteriegroei (paragraaf 3.4). Het apparaat is tevens geschikt om chemicaliën op de juiste plaats in het putfilter te brengen.

Zit de verstopping dieper dan in de omstorting, bijvoorbeeld op de formatiewand, wat in de regel het geval is, dan is de effectieve watersnelheid op de boorgatwand, door de kortsluitstroom, een stuk kleiner dan berekend uit debiet, sectielengte en boorgatdiameter. De kortsluitstroom neemt bovendien toe, naarmate de put ernstiger verstopt is en naarmate de verhouding tussen omstortingsdikte en sectielengte groter is.

Ellenberger en Aseltine (1977) werden eveneens geconfronteerd met een door kortsluiting zeer beperkte werking van het door hun met een 60 cm lang sectieapparaat ingebrachte zuur.



Kortsluiting tijdens sectiegewijs schoonpompen

Figuur 4.9 - Sectieapparaat zoals toegepast door de Duinwaterleiding van 's-Gravenhage om de 2e persput mee schoon te pompen op 29 september 1977

Zij losten het probleem op door (met "packers", dit zijn (meestal opblaasbare) middelen om een stijg- of filterbuis mee af te sluiten) alleen hele filtersecties te regenereren die aan de buitenzijde door "grout" (mengsel met cement) tegen kortsluiting waren afgedicht.

In onze situaties met grote, aaneengesloten filterlengtes moet anders te werk worden gegaan. Als daarbij dan toch van sectieapparaten gebruik wordt gemaakt, is het verstandig om deze een behoorlijke lengte te geven in verhouding tot de omstortingsdikte; bijvoorbeeld 20:1 en verder, behalve boven en onder, ook tussenin een aantal rubberen flappen te gebruiken tegen kortsluitstroming binnen de putfilterbuis.

4.2.3.4 Ring met hulspoelputjes

Bij Barcelona in Spanje wordt al sinds 1953 in een kanaal voorbezonken en gechloord oppervlaktewater, na microzeving, in een put geïnfiltreerd (Custodio, 1970; 1979). Het water bevat bij infiltratie nog circa 20 mg zwevende stof/per liter (mondelinge mededeling Custodio, 1976). De put bevindt zich in een grindlaag met een doorlatendheid, k , van rond 2000 m/d, terwijl de verzadigde pakketdikte 10 m bedraagt. Het infiltratiedebiet bedraagt 150 tot 300 m³/h. De put wordt 1 x per dag 15 minuten lang schoongepompt met een debiet van bijna 1500 m³/h. Tijdens het schoonpompen wordt eveneens 1500 m³ rein water per uur geïnfiltreerd in de 16 spoelputjes die de persput op 3 m afstand omringen. Dit systeem is nu ruim 25 jaar in bedrijf.

De spoelputjes hebben op zichzelf geen betekenis voor het schoonpompresultaat; ook zonder deze gelijktijdige infiltratie zou bij een onttrekkingsdebiet van 1500 m³/h een zelfde reinigingseffect worden bereikt. De enige directe functie van de spoelputjes is, de verlagingen tijdens het pompen te beperken. (Buiten de ring met spoelputjes, dus

op grotere afstanden dan 3 m van de put, treden nu helemaal geen verlagingen op.) Beperken van de verlagingen in de put tijdens schoonpompen is nodig wanneer anders een deel van het putfilter zou droogvallen. Gebeurt dit, dan kan het drooggevallen gedeelte van de verstopte formatie niet meer door schoonpompen worden gereinigd. Dergelijke spoelputten hebben dus vooral een functie bij infiltratie in pakketten met freatisch water. Hieronder zijn ook die gevallen te rekenen, waar onder kleilagen een vrije waterspiegel aanwezig is of door het pompen ontstaat.

In het speciale geval van Barcelona, waar gedurende 15 minuten per dag wordt schoongepompt, kan het effect van de spoelputjes berekend worden:

Bedraagt de extra weerstand ten gevolge van blijvende verstopping, α , volgens:

$$\alpha = \Delta\phi_v / Q \quad (4.4)$$

(Waarin $\Delta\phi_v$ volgens fig. 3.17, pag. 3.34 en Q het onttrekkingsdebiet), dan bedraagt de verlaging bij een onttrekking van 1500 m³/h in de grote put onder gelijktijdige infiltratie van 1500 m³/h verdeeld over de (16) kleine putjes:

$$\Delta\phi_1 = \alpha Q + \frac{Q}{2\pi kD} \ln\left(\frac{R}{r_0}\right) \quad (4.5)$$

Waarin kD = de doorlaatfactor van de bodem, R de radius van de spoelputjesring en r_0 de radius van de persputomstorting.

Zonder de gelijktijdige infiltratie is de stroming na 15 minuten nog instationair en zou de verlaging

bedragen:

$$\Delta\phi_2 = \alpha Q + \frac{Q}{4\pi kD} W\left(\frac{Sr_0^2}{4kDt}\right) \quad (4.6)$$

Waarin S de bergingscoëfficiënt van het watervoe-
rende pakket en t de tijd is. W is de zogenaamde
Well-function volgens Theis (zie formule 4.9).

Het verschil tussen beide situaties wordt nu bena-
derd door $\Delta\phi = \Delta\phi_2 - \Delta\phi_1$:

$$\Delta\phi = \frac{Q}{4\pi kD} \left\{ W\left(\frac{Sr_0^2}{4kDt}\right) - 2 \ln\left(\frac{R}{r_0}\right) \right\} \quad (4.7)$$

Met $Q = 1500 \text{ m}^3/\text{h}$, $kD = 20000 \text{ m}^2/\text{d}$, $S = 10^{-3}$, $R = 3 \text{ m}$, $r_0 = 0,5 \text{ m}$ en $t = 15 \text{ minuten}$, volgt, na om-
zetting in m en seconden:

$$\Delta\phi = 0,14 (14,4 - 3,58)$$

$$\Delta\phi = 2,07 - 0,50 = 1,57 \text{ m}$$

Bij een gunstiger bergingscoëfficiënt van 0,25 :

$$\Delta\phi = 0,14 (8,92 - 3,58)$$

$$\Delta\phi = 1,28 - 0,50 = 0,78 \text{ m}$$

Gezien de pakketdikte, die hier 10 m bedraagt, is
de winst die met de spoelputten wordt behaald hier
15 % van de totale pakketdikte en bij een grotere
bergingscoëfficiënt rond 10 %.

Bij freatisch water wordt het effect echter ver-
sterkt, aangezien de effectieve pakketdikte tij-
dens het pompen afneemt.

Het is duidelijk dat aparte spoelputjes zinvol kunnen zijn in relatief dunne, freatische pakketten, waar de kans bestaat dat een groot deel van de filterspletten wordt drooggepompt. Bij volkomen putten in freatisch water vormt zich bovendien een kwelzone, waarin de watersnelheid beperkt is (Nahrgang, 1954). Vooral in putten in freatische formaties met een beperkte doorlatendheid, kan dit betekenen dat niet alleen het drooggevalle infiltratieoppervlak, maar ook het bovendeel van de kwelzone, niet meer voldoende kan worden schoongepompt, zodat uiteindelijk alleen nog maar het onderste gedeelte van het putfilter werkzaam is.

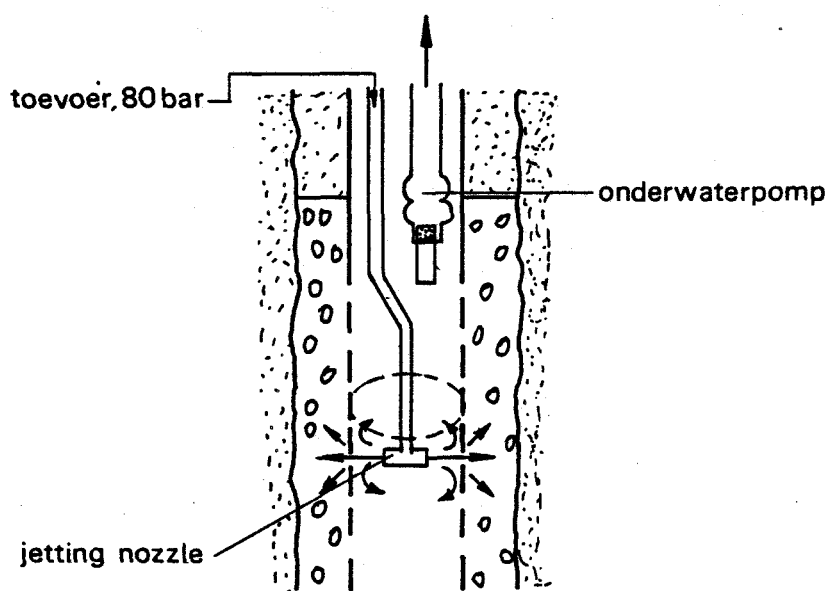
4.2.3.5 Spoelpijpen

Het reinigingsprobleem dat in freatisch water optreedt door het droogvallen van een deel van het putfilter, trachtte men in Engeland tegemoet te treden met spoelpijpen in de omstorting (Bichara, 1974, Edworthy, 1978). Door in deze pijpen schoon water te pompen, zal het vuil dat in de omstorting is opgehoopt, ook uit het filtergedeelte dat anders bij het droogpompen zou droogvallen worden gespoeld. De werking van deze pijpen blijkt echter tegen te vallen en is soms zelfs geheel afwezig (Bichara, 1974). Dit systeem zal steeds slechte resultaten geven wanneer, zoals in de regel het geval, de verstopping op het grensvlak tussen omstorting en formatie aanwezig is.

4.2.3.6 Schoonsputten

Bij het schoonsputten wordt water onder hoge druk aan de binnenzijde tegen de filterspletten gespoten (fig. 4.10). De methode is effectief waar filter-

spleten en/of de eerste paar cm van het omstoringsgrind verstopt zijn. Dit is meestal wel bij verstopte winningsputten het geval (fig. 3.53), maar zelden bij persputten. Bij persputten kan deze methode dan ook niet veel uitrichten, tenzij met name de omstorting is verstopt (zie par. 3.4). Het apparaat is wel goed geschikt om te agiteren na inbrengen van chemicaliën (Johnson, 1966).



„Jetting” (schematisch)

Figuur 4.10 - Schoonsputten onder hoge druk

4.2.3.7 Intermitterend pompen

Intermitterend pompen wordt toegepast om de schok teweeg te brengen, die zou ontstaan bij het starten van een pomp tegen een geheel geopende afsluiter. Het idee dat het plotseling starten van een onderwaterpomp een korte, hevige debietsverhoging oplevert, is echter een misvatting. Om dit te verduidelijken, wordt dit debietsverloop hieronder berekend.

De waterstandsverlaging $\phi(m)$ rond een put, als gevolg van het starten van de pomp met debiet Q (m^3/s), wordt gegeven door:

$$\phi = \frac{Q_0}{4\pi kD} W(u) \quad (4.8)$$

waarin

$$W(u) = \int_u^{\infty} \frac{\exp(-y)}{y} dy \quad (4.9)$$

en

$$u = \frac{Sr^2}{4kDt} \quad (4.10)$$

Hierin is S de bergingscoëfficiënt (dimensieloos), r de afstand tot het hart van de put (m), kD de doorlaatfactor van de bodem (m^2/s) en t de tijd sinds het starten van de pomp (s).

Het debiet $Q_r < Q_0$ op afstand r bedraagt:

$$Q_r = - (2\pi r) kD \frac{\partial \phi}{\partial r} \quad (4.11)$$

$$Q_r = -(2\pi r k D) \frac{Q_0}{4\pi k D} \cdot \frac{dW(u)}{du} \cdot \frac{\partial u}{\partial r} \quad (4.12)$$

$$\frac{dW(u)}{du} = \frac{d}{du} \int_u^\infty \frac{\exp(-y)}{y} dy = \frac{-\exp(-u)}{u} \quad (4.13)$$

$$\frac{\partial u}{\partial r} = \frac{2Sr}{4kDt} = \frac{2u}{r} \quad (4.14)$$

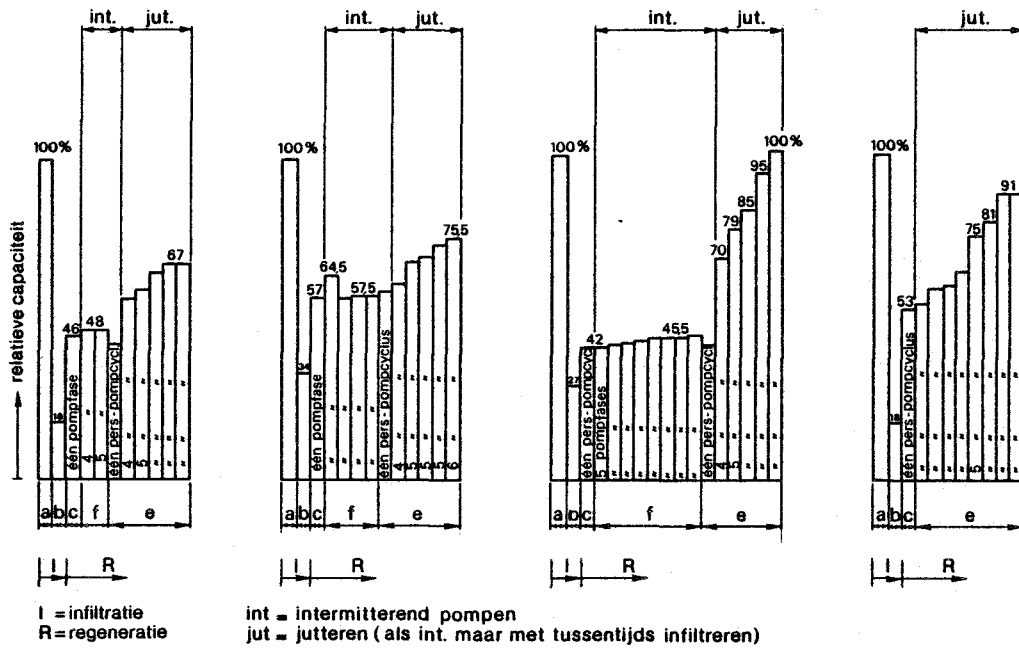
Zodat, met (4.12), (4.13) en (4.14):

$$Q_r = Q_0 \exp(-u) = Q_0 \exp\left(-\frac{Sr_0^2}{4kDt}\right) \quad (4.15)$$

Met $r=r_0$, de halve boorgatdiameter, is $Q_r = Q_0(t)$ alleen een functie van t . Er volgt nu:

$$\lim_{t \rightarrow 0} (Q_0(t)/Q_0) = \lim_{t \rightarrow 0} \exp\left(-\frac{Sr_0^2}{4kDt}\right) = 0 \quad (4.16)$$

Aangezien deze limiet nul is, neemt de snelheid op de boorgatwand vanaf het starten van de pomp geleidelijk toe en kan er dus van een echte schok geen sprake zijn. In overeenstemming met deze afleiding en ofschoon intermitterend pompen meestal wel steeds een kleine troebelheidspiek veroorzaakt, blijkt de weerstand van een put in de praktijk er inderdaad niet of nauwelijks door af te nemen. Dit geldt niet alleen voor het onderzoek van Bichara (1974) (zie fig. 4.11), maar evenzeer voor praktijkputten (fig. 4.12, tabel 4.7 op pag. 4.18). Ook bij de put van Gemeentewaterleidingen van Amsterdam (fig. 4.2) en de put van Marshall (1965), leverde herhaald pompen niets op.

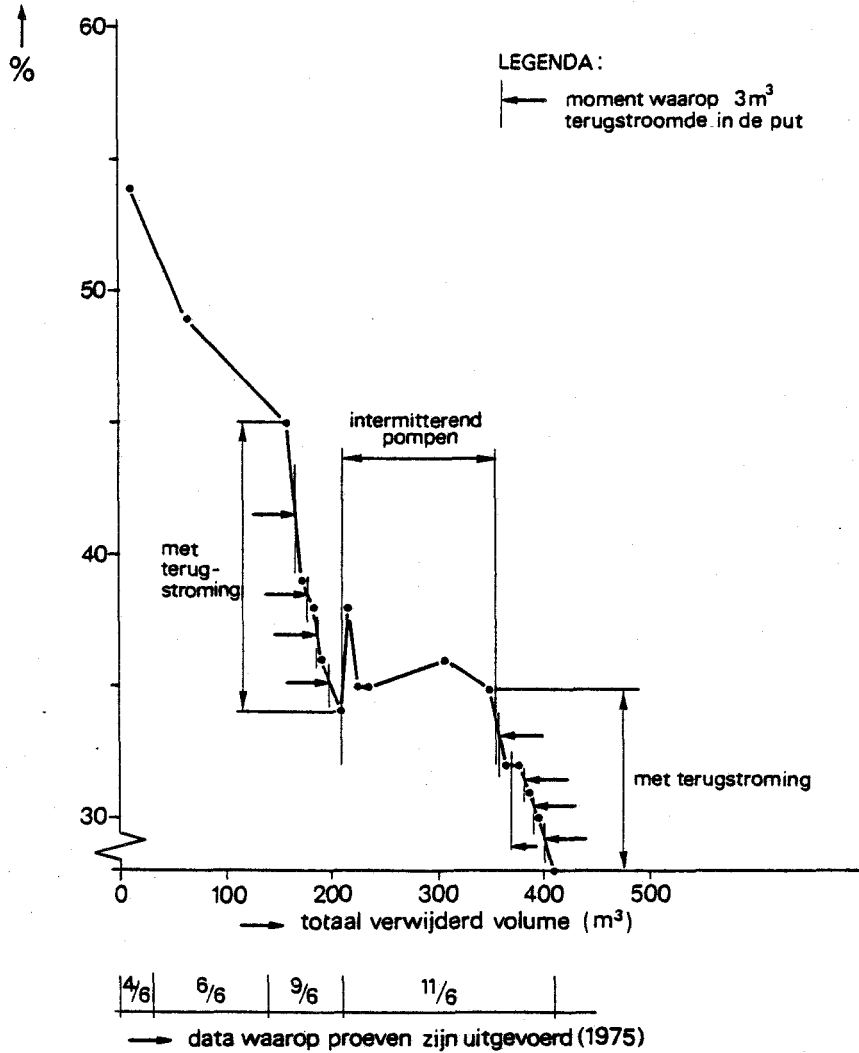


Figuur 4.11 - Het effect van intermitterend pompen op een verstopte persput. (Modelproeven van Bichara, 1974)

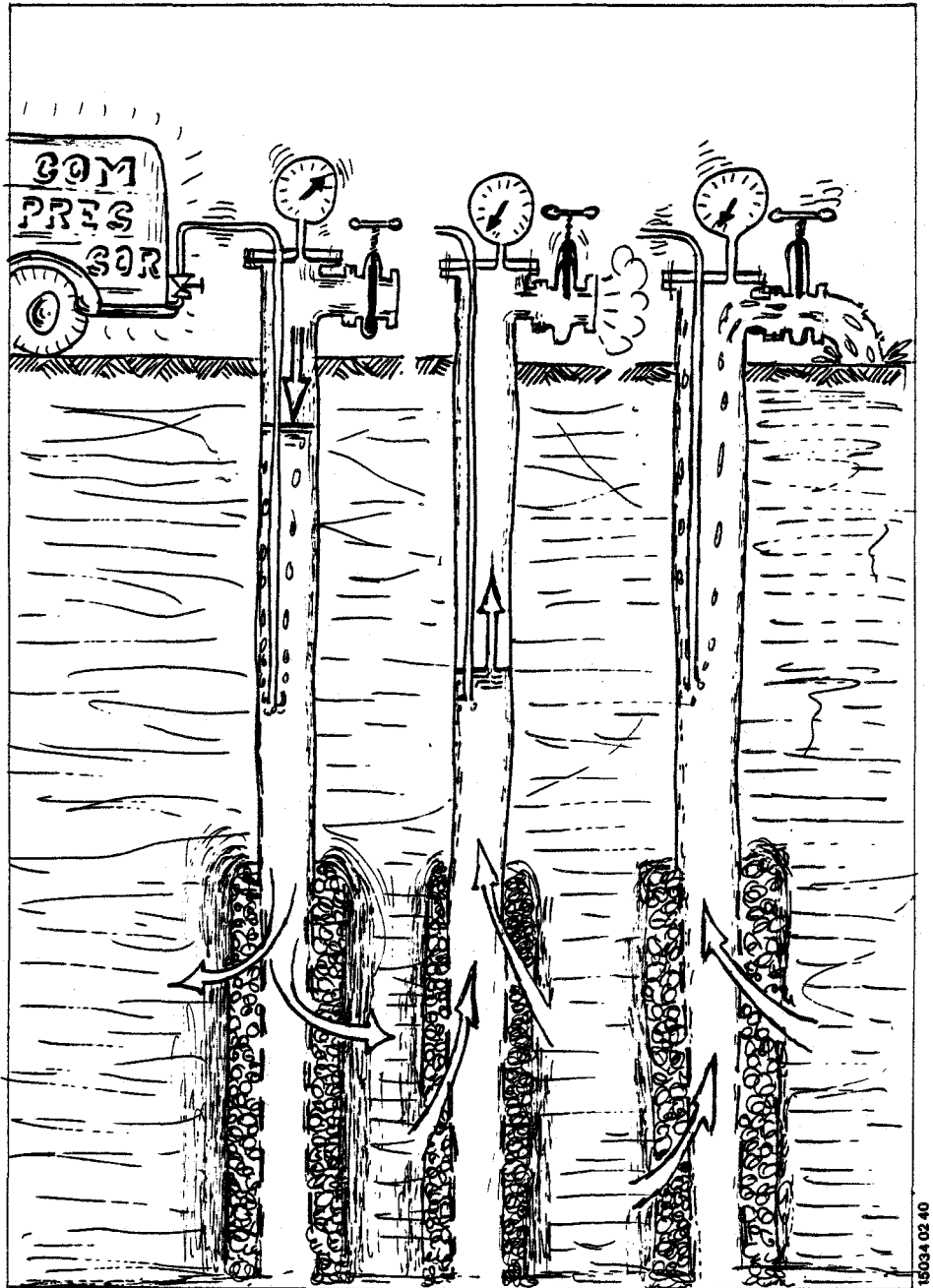
4.2.3.8 Jutteren met perslucht

Jutteren met perslucht (fig. 4.13) is de methode waarbij perslucht de waterspiegel in de put omlaag drukt, waarna we de samengeperste lucht onder het putdeksel plotseling laten ontsnappen. Hierdoor komt de waterspiegel met grote snelheid omhoog en

percentage van de verstoppings-
weerstand die in de direct vooraf-
gaande infiltratierun optrad



Figuur 4.12 - Het effect van omkering van de stroomrichting en van zuiver intermitterend schoonpompen op de verstopping van de 2e persput van de Duinwaterleiding van 's-Gravenhage



Figuur 4.13 - Jutturen met perslucht

ontstaat waarna we de samengeperste lucht onder het putdeksel plotseling laten ontsnappen. Hierdoor komt de waterspiegel met grote snelheid omhoog en ontstaat in de put gedurende enkele seconden een hoog "onttrekkingsdebiet". Naarmate de waterspiegel tevoren verder omlaag wordt gedrukt, neemt dit kortstondige debiet toe.

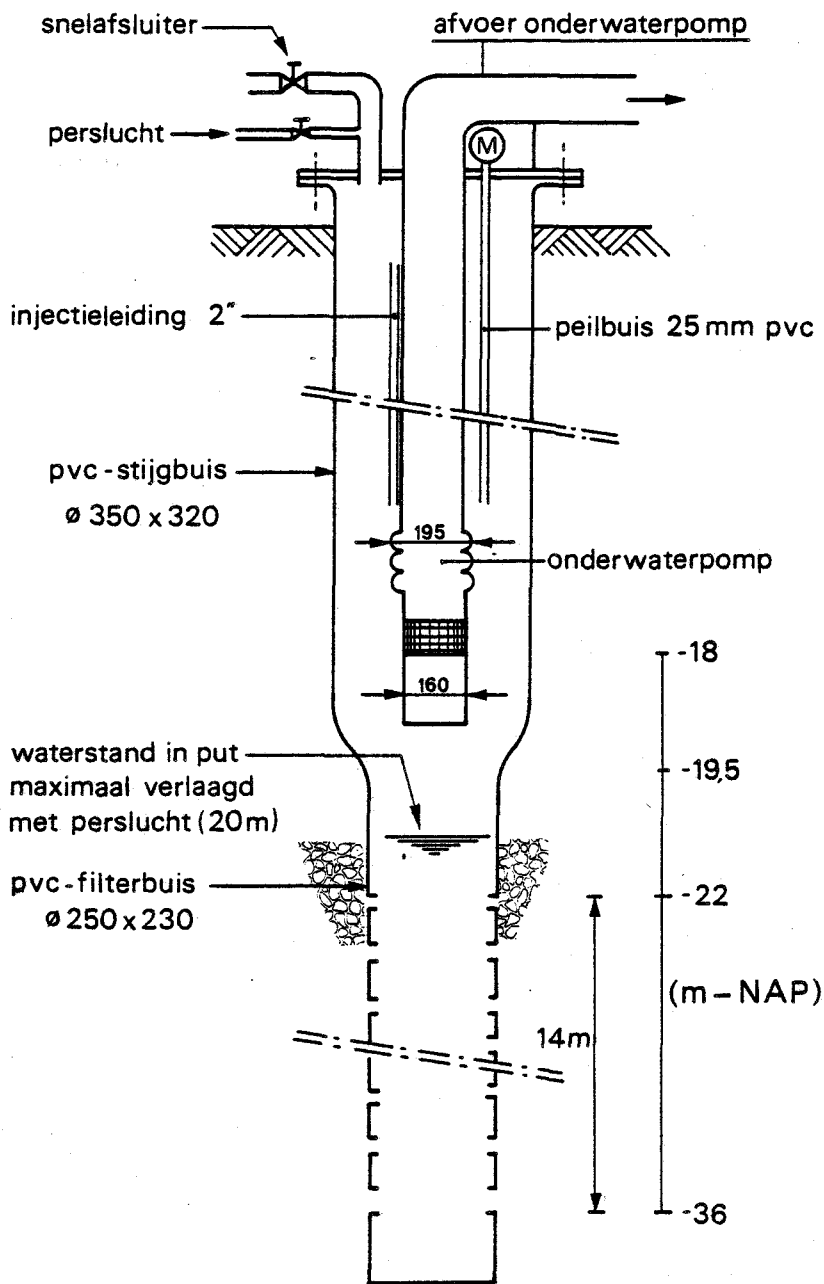
Bij de persput van Gemeentewaterleidingen van Amsterdam, werd de waterspiegel, ten behoeve van de regeneratie van de put (fig. 4.14), 20 m omlaag gedrukt. Na opendraaien van een snelafsluiter, ontsnapte de samengeperste lucht (onder luid geraas) in 4 seconden tijd. Men zou hieruit kunnen berekenen, dat, met een netto stijgbuisdoorsnede van $0,07 \text{ m}^2$, het debiet gedurende deze 4 seconden gemiddeld gelijk was aan

$$Q = \frac{(20)/(0,07)}{4} (3600) = 1250 \text{ m}^3/\text{h}$$

Uit onderstaande nadere beschouwing blijkt deze schatting te hoog. Toch trad er een naar omstandigheden hoog debiet op.

Een nauwkeurige berekening van dit verschijnsel is moeilijk, omdat tegelijkertijd traagheidskrachten, wandwrijvingskrachten, de weerstand door de aanwezige verstopping, de snel afnemende stijghoogte en de toenemende lengte van de waterkolom in de stijgbuis in rekening zouden moeten worden gebracht. Een pragmatische berekening, waarin wordt nagegaan welke grootte de verschillende variabelen hebben, is echter wel mogelijk.

Nadat de waterspiegel 20 m omlaag gedrukt is, is de situatie in de put van Gemeentewaterleidingen overeenkomstig figuur 4.14.



Figuur 4.14 - Situatie bij het jutteren met perslucht in de persput van Gemeentewaterleidingen, lokatie Vogelenzang (Leiduin)

Onmiddellijk na het opendraaien van de snelafsluiter, ondervindt het water in filter- en stijgbuis een opwaarts gericht kracht, K (fig. 4.15)

$$K = \rho g a \phi_0 \quad (4.17)$$

Op elk moment neemt in het filter de watersnelheid toe van de waarde nul onderin tot de waarde v_m aan de bovenzijde, waar het filter in de stijgbuis overgaat. Hierboven bedraagt de watersnelheid v_m ($v_m = v_m(t)$). Ook de vloeistofspiegel stijgt met deze snelheid. De hoeveelheid beweging, mv , in stijg- en filterbuis te zamen bedraagt:

$$mv = \rho a \left(\frac{L}{2} + \Delta L \right) v_0 \quad (4.18)$$

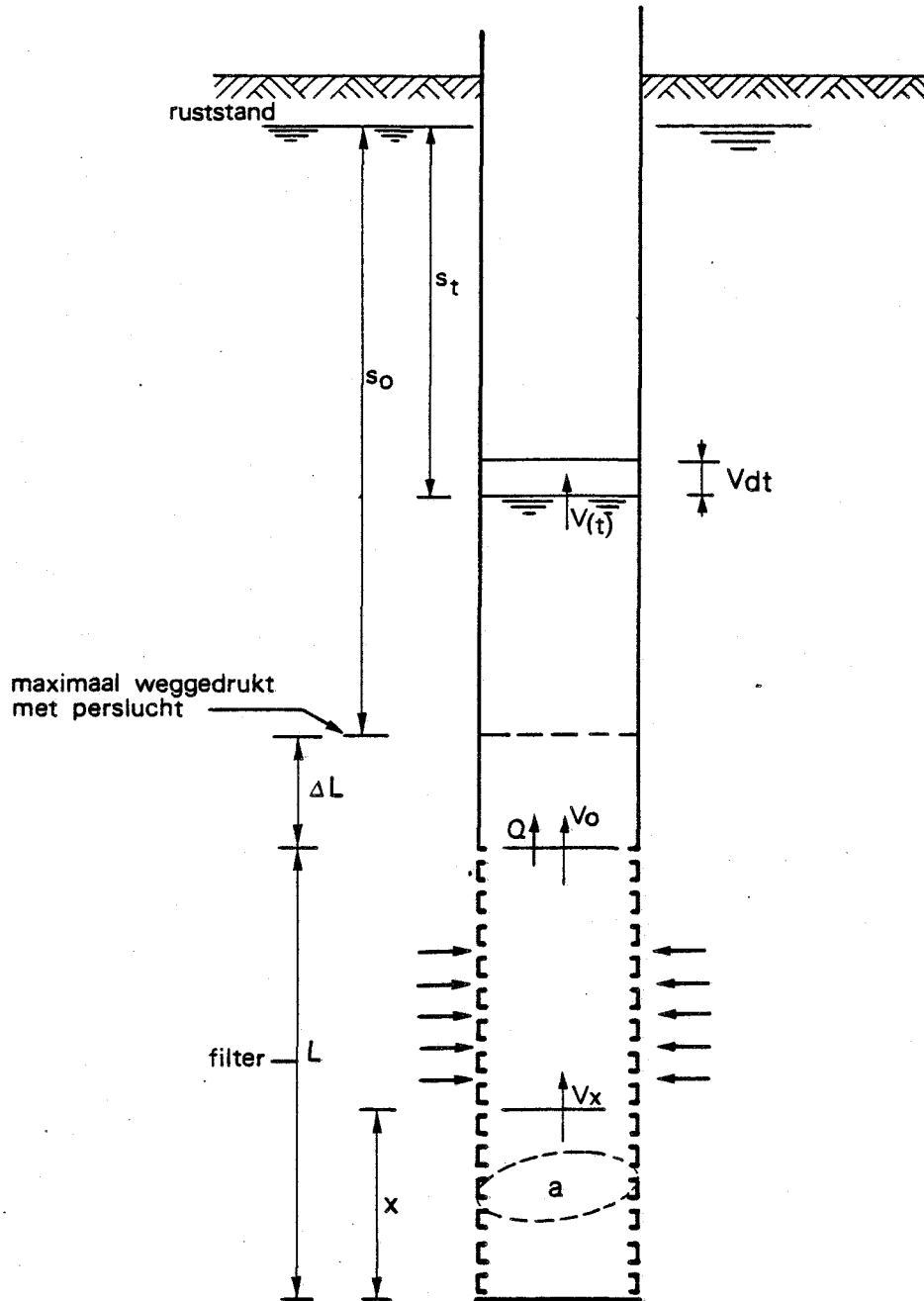
Waarin L de lengte van het filter en ΔL de hoogte van de waterkolom boven het filter.

Onmiddellijk na $t = 0$ is de versnelling maximaal en de watermassa nog ongeveer constant. De resulterende snelheid, v_m , bedraagt dan (constante versnelling):

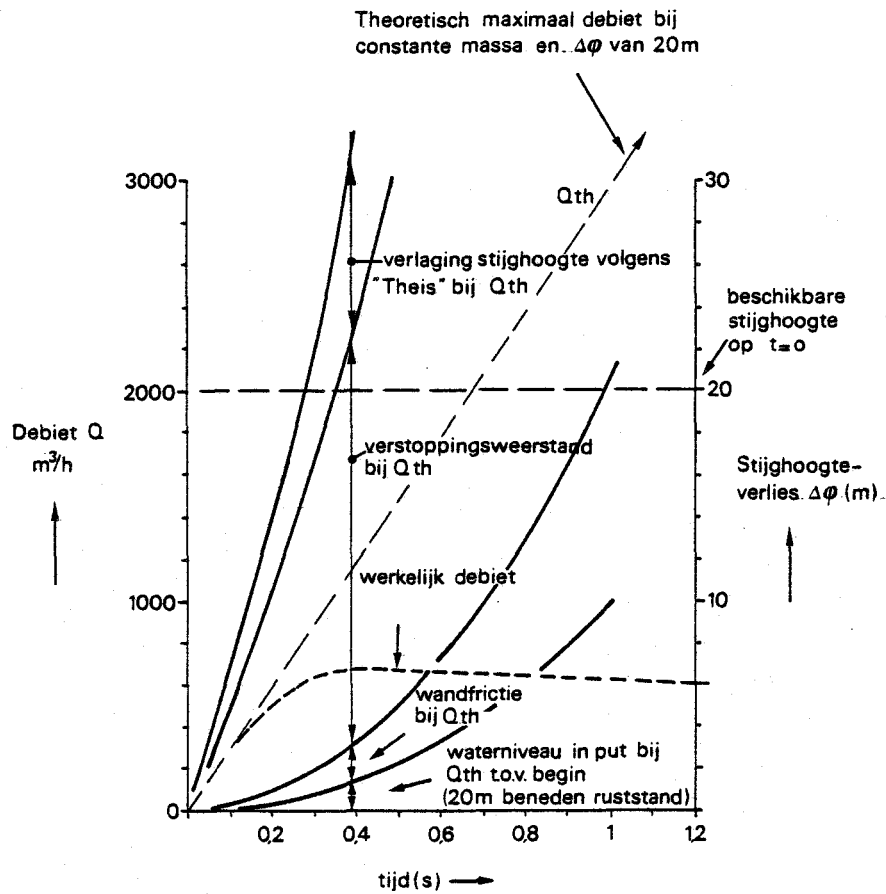
$$v_m = \frac{g \phi_0}{\left(\frac{L}{2} + \Delta L \right)} t \quad (4.19)$$

Deze snelheid geldt uitsluitend voor zeer kleine tijden.

In werkelijkheid wordt de stijgsnelheid van de vloeistofspiegel in de put snel kleiner. Desondanks kunnen geldige conclusies worden getrokken, wanneer we de consequenties van deze constante versnelling beschouwen.



Figuur 4.15 - Jutturen met perslucht; situatie na het openen van de snelafsluiter. Symbolen gebruikt bij de afleiding van de formules



Figuur 4.16 - Debiet en weerstandsverdeling (bij theoretisch maximaal debiet, Q_{th}) als functie van de tijd na het openen van de snelafsluiter, nadat de waterkolom in de put tevoren met perslucht 20 m omlaag was gedrukt. (Persput Gemeentewaterleidingen, lokatie Vogelenzang (Leiduin).)

In fig. 4.16 zijn, voor de put van Gemeentewaterleidingen, de diverse zaken uitgezet, die het gevolg zouden zijn van de berekende, steeds toenemende stijgsnelheid van de vloeistofspiegel. Deze onderdelen zijn:

- a) de bij de snelheid v_m behorende stijging van de vloeistofspiegel, s

$$s = \frac{1}{2} v_m t = \frac{1}{2} \frac{g\phi_0}{\left(\frac{L}{2} + \Delta L\right)} t^2 \quad (4.20)$$

- b) De bij v_m behorende wandfrictie, ϕ_w

$$\phi_w = \frac{\lambda L}{D} \frac{v_m^2}{2g} \quad (4.21)$$

met voop deze put $\lambda = 0,025$, $L=10$ m, $D=0,23$ m.

- c) De weerstand over de verstoppingslaag op de boorgatwand, ϕ_v (volgens fig. 4.2 bedroeg deze 0,5 mH₂O bij 30 m³/h (= 60 m/(m³/s))

$$\phi_v = 0,5 \frac{Q}{30} = 60 v_m a \quad (4.22)$$

waarin Q en het getal 30 in m³/h, v_m in m/s, a in m² en het getal 60 in m/(m³/s)

- d) De stijghoogteverlaging, ϕ_d , ten gevolge van het steeds toenemende debiet, Q

$$\phi_d = \frac{1}{4\pi kD} \int_0^t \left(\frac{\partial Q}{\partial t}\right) W(u) d\tau \quad (4.23)$$

waarin:

$$u = \frac{Sr_0^2}{4kD(t-\tau)} \quad (4.23)$$

Met voor de betreffende put: $S = 10^{-3}$, $r_0 = 0,25$ m, $kD = 1100$ m²/d, volgt de verlaging, ϕ_d , uit tabel 4.11).

t (s) → ΔQ	0,1	0,2	0,3	0,4
150 m ³ /h →	1,00	1,18	1,28	1,36
300 m ³ /h →		2,00	2,36	2,57
300 m ³ /h →			2,00	2,36
300 m ³ /h →				2,00
totale verlaging (m)	1,00	3,18	5,64	8,29

Tabel 4.11 - Berekening van de verlaging, ϕ_d , door constant groeiend debiet, Q, van 300 m³/h per 0,1 s (put Gemeentewaterleidingen).

$\phi_d(t=0,1$ s) is berekend door een constant debiet van 150 m³/h gedurende 0,1 seconde te nemen. $\phi_d(t=0,2$ s) is berekend door een constant debiet van 150 m³/h gedurende 0,2 s te nemen en hierbij op te tellen de verlaging door een constant debiet van 300 m³/h tussen 0,1 en 0,2 seconden etc..

Bovengenoemde, aparte termen zijn in fig. 4.15 gesommeerd. Uit de figuur blijkt nu, dat de som van de stijging van de waterstand, de wandfrictie, de verstoppingsweerstand en de afnemende stijghoogte

door de onttrekking, al binnen 0,3 seconden de totale beschikbare stijghoogte van 20 m zou overtreffen, indien alleen de traagheidskracht zou werken en het debiet volgens de getekende stippellijn zou toenemen. De wandwrijving telt dan nog maar nauwelijks mee en de waterstand in de put is dan nog geen meter gestegen. Uit de figuur blijkt voorts, dat de traagheidskrachten uitsluitend een rol spelen als $t < 0,2$ seconden, terwijl voor $t > 0,3$ seconden uitsluitend de verstoppingsweerstand te zamen met de opgetreden verlaging van belang zijn. Aangezien deze twee bijdragen te zamen al na zo'n 0,3 seconden de totale beschikbare stijghoogte in beslag nemen, ontstaat vervolgens, gedurende een of enkele seconden, een vrij constant debiet, dat nagenoeg volledig door deze twee factoren wordt bepaald.

De verlaging bij een constant debiet, Q , variëert niet veel gedurende de korte tijd die hier van belang is (formule 4.8 en de gegevens bij formule 4.24):

t	0,25	0,5	1	2	3	4	5	10	15 (seconden)
ϕ_d/Q	30	34	38	43	45	47	48	53	55 (m/(m ³ /s))

Voor de tijd tussen 0,3 en 0,6 s, waarin het debiet zijn maximale waarde bereikt, kunnen we veilig een gemiddelde van 35 m/(m³/s) aanhouden als verlaging door onttrekking. De extra verlaging door verstopping bedraagt 60 m/(m³/s). Het totaal bedraagt dus $\phi/Q \approx 95$ (m/m³/s).

Hieruit kan het maximum debiet bij benadering worden berekend met $\phi = 20$ m dan wel $\phi = 19$ m (dit is

ϕ na circa 0,3 s, zie fig. 4.15):

$$Q = \frac{\phi}{95} = \frac{20}{95} \text{ respectievelijk } \frac{19}{95} \text{ m}^3/\text{s}$$

ofwel

$$Q = 760, \text{ respectievelijk } 720 \text{ m}^3/\text{h}$$

Het te verwachten debietsverloop is in fig. 4.16 weergegeven.

Gezien de massastraagheid van het water kan ook bij het jutteren geen sprake zijn van een echt schok-effect. Wel loopt het debiet zeer snel, binnen circa 0,3 s, tot zijn maximale waarde op, die op zichzelf met rond 700 m³/h erg hoog is. (Vergelijk de vast in deze put ingebouwde onderwaterpomp met een capaciteit van 115 m³/h en het infiltratiedebiet van 30 m³/h, tabel 1.1, pag. 1.34.)

Op het moment dat het debiet zijn maximale waarde nadert, na 0,3 sec dus, is de waterstand in de put nog geen meter gestegen. Het is duidelijk aan fig. 4.13 te zien, dat de verstoppingsweerstand een grote rol speelt in het bereikte debiet. Uit dien hoofde is het niet verstandig om lang met deze regeneratiemethode te wachten; naarmate de blijvende weerstand toeneemt, dus in het algemeen, naarmate de put ouder is, zal de juttermethode hierdoor aan kracht inboeten.

Een iets andere, meer directe berekening van het probleem kan worden gemaakt met de formule voor "free-flowing-wells" (Kruseman en De Ridder, 1970),

$$Q = \frac{\phi 4\pi kD}{\ln(2,25 kDt/r_w^2)} \quad (4.25)$$

waarin Q variabel en ϕ constant. ϕ is de stijghoogte bij afgesloten uitstroomopening minus die bij langdurig geopende uitstroomopening van een vrij uitstromende, veelal natuurlijke grondwaterbron. Deze formule zou van toepassing, zijn wanneer de stijghoogte in de put op het verlaagde niveau, dat onmiddellijk na opening van de afsluiter aanwezig is, gehandhaafd kan worden. Aangezien het maximum debiet echter al wordt bereikt voordat het water 1 m is gestegen (zie fig. 4.16), is de formule bruikbaar voor afschatting van het maximum debiet bij het jutteren. Formule 4.25 moet echter iets worden aangepast, aangezien in een verstopte put een extra weerstand aanwezig is die een extra stijghoogte benodigt. Hierdoor verandert (4.25) in:

$$\phi = \frac{Q}{4\pi kD} \left(\ln \left(\frac{2,25 kDt}{S r_w^2} \right) + \alpha \right) \quad (4.26)$$

zodat:

$$Q = \frac{4\pi kD\phi}{\ln(2,25kDt/Sr_w^2) + \alpha} \quad (4.27)$$

In de beschouwde put leidt deze formule, met de eerder gegeven getallen (zie (4.24) waaronder de verstoppingsfrictie van

$$\phi_v/Q = 60 \text{ m}/(\text{m}^3/\text{s}) \text{ dus } \alpha = 4\pi \frac{(1100)}{(86400)}(60) = 9,60 \text{ (dimensieloos), voor } t = 0,3 \text{ s,}$$

tot

$$Q = 0,22 \text{ m}^3/\text{s},$$

ofwel

$$Q = 790 \text{ m}^3/\text{h}.$$

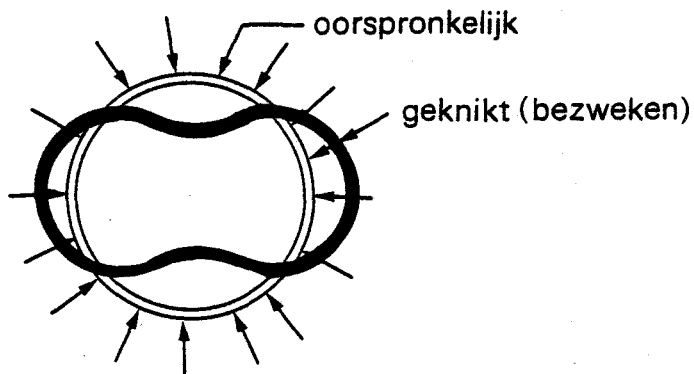
Houden we rekening met de na 0,3 sec tot circa

19 m afgenomen stijghoogte, dan volgt:

$$Q = 750 \text{ m}^3/\text{h}.$$

Deze waarde komt goed overeen met het eerder berekende debiet van 760 à 720 m³/h.

Bij het jutteren met perslucht ontstaat, na het openen van de afsluiter, een grote, netto naar binnen gerichte druk op de buitenzijde van de stijgbuis. In de put van Gemeentewaterleidingen was deze druk 2 bar. Een te grote uitwendige spanning kan de buis doen inknikken waarbij hij plotseling de vorm van een "8" krijgt (fig. 4.17).



Figuur 4.17 - Het inknikken van een buis bij te grote, alzijdige, uitwendige druk

Deze vorm van bezwijken treedt soms op, als een open boorgat te snel met materiaal wordt aangevuld. In een bestaand boorgat is de buis ingeklemd, zodat de kans op dit knikken klein lijkt. Toch is het aan te bevelen, om, bij het ontwerpen van een persput, een voldoende stevige buis toe te passen, zodat hij later tegen jutteren bestand is.

De uniforme uitwendige spanning, p , (N/m^2) waarbij een dunwandige buis van elastisch materiaal knikt, bedraagt

$$p = \frac{2E}{(1-\mu^2)} \left(\frac{d}{D}\right)^3 \cdot e^{-0,09\alpha} \quad (4.28)$$

Hierin is E de elasticiteitsmodulus van het materiaal (N/m^2), μ de constante van Poisson (dimensieloos), D de diameter van de buis berekend vanaf het midden van de wand (m) en d de wanddikte (m). α , tenslotte, is de excentriciteit, het percentage dat de afwijking aangeeft van een werkelijk ronde buis.

Voor een belangrijk materiaal als PVC neemt de elasticiteitsmodulus af naarmate het materiaal verouderd, naarmate de belasting langer duurt en naarmate de temperatuur hoger is. Voor kortdurende belastingen, zoals tijdens het jutteren, kan een elasticiteitsmodulus, E , worden aangehouden van $3 \cdot 10^9 \text{ N/m}^2$ en een μ -waarde van 0,4 (Uil en Deelder, 1978).

Voor verschillende druk- en stijfheidsklassen kan hiermee de maximaal mogelijke, uitwendige knikbelasting berekend worden.

Drukklasse (atm)	stijfheidsklasse (D/d)	$\alpha = 0$ Δp (mH ₂ O)	$\alpha = 0,03$ p (mH ₂ O)
5,0	51	5,4	4,1
6,3	41	10	8,0
7,5	34,3	18	14
10,0	26	41	31
12,5	21	78	59

Tabel 4.12 - Uitwendige bezwijkdrukken (uitgedrukt in drukhoogtes) van PVC-buizen van verschillende stijfheidsklassen

In de praktijk kunnen de waarden voor $\alpha = 0$ worden gebruikt mits een veiligheidsfactor wordt toegepast van bijvoorbeeld 0,5 (Uil en Deelder, 1978).

Uit de tabel blijkt, dat putten die we stevig willen jutteren, minstens drukklasse 10 (stijfheidsklasse 26) en bij voorkeur de zwaarste drukklasse, 12,5 (stijfheidsklasse 21), moet worden toegepast. De toegepaste stijgbuis in de put van Gemeentewaterleidingen voldoet hieraan met $D/d = 19$ voor het onderste deel (\emptyset 230/250) en D/d van 24 voor het bovenste deel (\emptyset 320/355).

De stromingsrichting van het water wordt altijd omgekeerd, wanneer na een infiltratieperiode de pomp wordt gestart om de put te reinigen ("flow reversal"). Zoals eerder in dit hoofdstuk bleek, neemt dit in de regel ruim drie kwart van de sinds de laatste reiniging opgetreden verstoppingsweerstand weg (tabel 4.10 op pag. 4.26). Langdurig

pompen helpt hierna niet veel, tenzij dit weken tot maanden wordt doorgezet. Intermitterend pompen helpt al evenmin. Bichara constateerde, dat, wanneer bij intermitterend pompen tussentijds steeds weer wat water wordt geïnfiltreerd, wèl een voortdurende weerstandsvermindering optreedt (fig. 4.11 en 4.18). Men kan dit verschijnsel verklaren uit blokkering van poriën op enige, zij het geringe diepte in het formatiezand. Bij het schoonpompen worden de blokkades losgetrokken. Een deel van het verstoppingsmateriaal wordt hierbij verwijderd, maar het restant loopt, in tegengestelde richting, opnieuw vast. Langer pompen helpt dan niet. Wel helpen nu een hoger schoonpompedebiet (bij flexibele deeltjes) danwel in het algemeen een voortdurend herhalen van de cyclus "pompen-infiltreren-pompen-infiltreren..." ("flow reversals", "perspompcycli").

Bij een persput in Den Haag vonden we het door Bichara beschreven verschijnsel ook (fig. 4.12). Op 4 juni 1975 werd de put schoongepompt ($78 \text{ m}^3/\text{h}$) waarna 54 % van de weerstand overbleef die in de voorafgaande infiltratieperiode (29-4-75 tot 2-6-75) was opgetreden. Bij $36 \text{ m}^3/\text{h}$ infiltratiedebiet was in deze periode het stijghoogteverschil tussen de put en de waarnemingsput op 4 m afstand opgelopen, van 2,21 tot 4,29 (cm/(m^3/h) bij $10 \text{ }^\circ\text{C}$ watertemperatuur). Op 6 juni werd opnieuw continu gepompt ($78 \text{ m}^3/\text{h}$). Op 9 juni is echter steeds slechts 10 minuten lang gepompt ($78 \text{ m}^3/\text{h}$), waarna we telkens 3 m^3 water, met een debiet van circa $60 \text{ m}^3/\text{h}$, in de put lieten terugvloeien, voordat het pompen werd hervat. Op 11 juni werd aanvankelijk intermitterend gepompt, zonder tussentijds terugvloeien en later met terugvloeien van steeds

3 m³ met circa 60 m³/h. Uit fig. 4.12 blijkt, dat de weerstand voortdurend afneemt, indien bij intermitterend pompen tussentijds een hoeveelheid water terug in de put stroomt. Er treedt echter geen verbetering op, indien uitsluitend met onderbrekingen wordt gepompt. Tijdens deze experimenten is de pomp in alle gevallen met geheel geopende afsluiter gestart, zodat het maximale debiet zich praktisch ogenblikkelijk instelde. De weerstandsverwijdering door het intermitterend pompen met tussentijds terugvloeien, bedroeg per cyclus gemiddeld 1,9 % van de in de voorafgaande infiltratietest opgetreden verstoppingsweerstand. Een dergelijke regeneratiemethode kan derhalve effectief zijn wanneer hij geautomatiseerd zou worden.

Er zijn ook andere methoden om de stroming om te keren. Zo kan de onderwaterpomp zonder terugslagklep worden gestart en na korte tijd weer gestopt. Het water in de afvoerbuis stroomt dan terug en wordt weer geïnfiltreerd. Analoog, al dan niet in combinatie met een sectieapparaat, kan met de luchtlift worden gewerkt. Onderbreking van de luchttoevoer bewerkstelligt omkering van de stroomrichting. Deze methode wordt "met succes" in Californië toegepast. (D.K. Cooper, 1971; zie ook volgende paragraaf (4.2.3.9)).

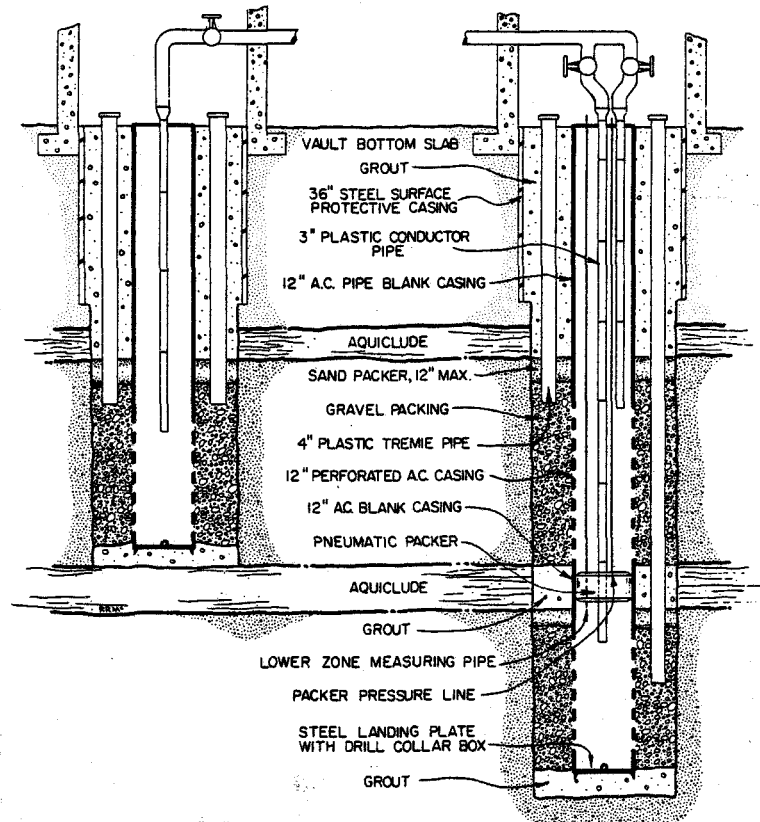
Ook kan gebruik worden gemaakt van een soort zuiger die in de stijgbuis op en neer wordt bewogen ("surge-block" het zogenaamde "surgen"). De zuiger kan echter slechts lage snelheden leveren, waardoor zijn effect gering is. Een wat beter resultaat kan waarschijnlijk worden bereikt met een puls, "bail", een soort "surge-blok" met klep. Tijdens het "surgen" wordt nu automatisch water met vuil verwijderd ("bailen"). Al deze methoden worden

toegepast als agitatiemethode bij chemisch regenereren (Sniegocki, 1965). Hierdoor ontstaat een beter contact tussen de aan te tasten verstoppingsresten en het regeneratiemiddel (zie paragraaf 4.3).

4.2.3.9 Opzettelijke zandmeevoer

Nightingale and Bianchi (1978) ontwierpen een persputomstorting zodanig, dat bij regenereren formatiezand wordt meegevoerd. De verwijdering van het verstoppende materiaal, die hiermee gepaard gaat, garandeert een schone put na regeneratie. De hoeveelheden zand die meegevoerd worden, zijn bijzonder groot, zodat spoedig verzakkingen in de omgeving van de put zouden ontstaan, als het verwijderde zand niet op de een of andere manier weer wordt aangevuld. Deze aanvulling geschiedt met filtergrind, via speciaal hiervoor aangebrachte pijpen, de zogenaamde "tremie pipes", die van maaiveld tot in de bovenzijde van de omstorting reiken (fig. 4.18).

In Californië wordt al sinds 1953 op grote schaal zo'n $100 \cdot 10^6$ m³/a gefiltreerd en gechloord water van de Colorado-rivier met putten geïnfiltreerd. Men beoogt hiermee het ondergronds binnendringen van zeewater tegen te gaan. De waterstand in de putten stijgt door verstopping met 2 à 3 cm per dag bij een infiltratiesnelheid van gemiddeld 0,7 m/h (Bruington, 1965, Baffa et al, 1965, Bulten et al, 1974). De putten moeten elke 2 à 3 jaar worden geregenereerd, aangezien tegen die tijd de voor het handhaven van het debiet benodigde infiltratiedruk gelijk is aan de beschikbare druk in de aanvoerleiding, namelijk 2,4 bar. Vroeger werden de putten vooral met onderwaterpompen



Figuur 4.18 - Putten in Californië (deel uitmakend van de "West Coast Basin Barrier") met aanvulpijpen in omstorting ("tremie-pipes"). (Uit McIllwain et al, 1970.)

schoongepompt, waarbij de stroming voortdurend werd omgekeerd door de pomp steeds te stoppen en het water uit de pompleiding in de put te laten terugvloeien. Tegenwoordig wordt intermitterend, sectiegewijs geluchtlift, met 2,4 m lange secties (Cooper, 1971). De putten leveren veel zand; vóór 1965 gemiddeld 15 m^3 zand per regeneratie, ondanks de aanwezige omstorting (Bruington, 1965). Maar ook tegenwoordig nog wordt bij een regeneratie eerst het zand uit de put verwijderd en komt zeer veel klei en slib mee tijdens het sectiegewijs pompen.

Zelfs aan het einde van een 4 dagen durende behandeling is het water nog zeer troebel (Bulten et al, 1974). Dit is in strijd met ervaringen die praktisch overal elders zijn opgedaan: normaliter leveren de putten al na enkele minuten pompen weer helder water. Mede gezien de opbouw van de watervoerende lagen, uit pleistoceen zand met een doorlatendheid van circa 25 à 30 m/dag (het zand zal daarom vrij fijn zijn, met een effectie en korrel diameter van circa 0,2 mm) en het grove omstortingsgrind behorend bij de toegepaste filterspleten van 2,5 à 3 mm breedte, moeten we concluderen, dat ook de nieuwe putten tegenwoordig nog aanzienlijke hoeveelheden zand zullen leveren. Dit is in overeenstemming met het feit dat de verbindingen tussen de 4 m lange asbestcementen stijgbuislengtes in enkele gevallen zijn losgeraakt door "zettingen" van de putconstructie (Bulten et al, 1974). Speciale aanvulpijpen reiken van maaiveld tot in de omstortingen om deze "zettingen" (lees zandverwijdering) tijdens het regenereren te voorkomen. Waarschijnlijk is deze zandverwijdering, in combinatie met sectiegewijs schoonpompen en stromingsomkering, een belangrijke bijdrage aan het regeneratiesucces dat in Californië tot nu toe is bereikt: in 20 jaar ging nog geen enkele van de 145 putten door verstopping verloren (Bulten et al, 1974). (Noot: wèl door "verzakkingen".)

De methode van zandverwijdering door de omstorting heen lijkt effectief voor het herstellen van de opnamecapaciteit van een verstopte persput. Hij komt aan de andere kant wat grof over, gezien de grote hoeveelheden grind die steeds weer nodig zijn om de zandverwijdering te compenseren, de onzekerheid over de mate waarin dit op den duur nog zal lukken en het risico van verzakkingen (aange-

zien meer zand wordt verwijderd dan via de "tre-mie-pipes" weer kan worden aangevuld).

4.2.4 Samenvatting mechanisch regenereren

In dit hoofdstuk over mechanisch regenereren is een aantal methoden behandeld. Tegelijkertijd zijn deze methoden geplaatst in een theoretisch licht dat is getoetst aan tal van praktijkvoorbeelden, in een poging deze in één groot, samenhangend beeld te passen.

In bijna alle gevallen wordt circa 80 % van de opgetreden verstopping verwijderd door de stromingsomkering die optreedt bij het schoonpompen. De duur van het schoonpompen is onbelangrijk; tenzij weken of maanden achtereen wordt gepompt treedt geen verbetering op wanneer langer wordt gepompt dan bijvoorbeeld 15 minuten.

Vergroting van het schoonpompdebiet heeft wel effect en kan de genoemde 80 % mogelijk nog opvoeren tot circa 90 %, wanneer het debiet met een factor 3 of meer wordt vergroot.

Intermitterend pompen heeft alleen succes indien tussentijds wordt geïnfiltrerd.

Veel hulpmiddelen als hulpputjes, spoelpijpen en dergelijke hebben zin in de speciale situaties die zijn aangegeven in de tekst. Verdere hulpmiddelen, als een "surge-block" en sectieapparaten, kunnen vooral een functie vervullen bij chemische regeneraties, namelijk als agitatiemiddel om het contact tussen het reinigingsmiddel en het verstoppende materiaal te intensiveren. Het sectieapparaat kan bovendien worden gebruikt om het reinigingsmiddel

op de gewenste plaats te krijgen. Deze middelen hebben bij een mechanische regeneratie vooral zin als de omstorting verstopt is. Dit is echter lang niet altijd het geval.

Bij een relatief grove omstorting wordt zand meegevoerd als de put wordt schoongepompt. Aangezien hiermee gelijktijdig het verstoppende materiaal wordt afgevoerd, is dit een effectieve schoonmaakmethode. Bij elke regeneratie dient de omstorting echter te worden aangevuld, wat lang niet altijd volledig lukt. Verzakkingen en schade aan de putten zijn daarom niet uit te sluiten.

Bij een stevige putconstructie is een effectieve, mechanische regeneratiemethode mogelijk, door een combinatie van schoonpompen, jutteren met perslucht en omkering van de stromingsrichting die optreedt tijdens het neerdrukken van de waterspiegel in de put. Wordt de put met deze middelen niet schoon genoeg, dan komen chemische middelen in aanmerking.

4.3 Chemisch regenereren

4.3.1 Inleiding

Op den duur kan een deel van het verstoppende materiaal zo vast blijken te zitten, dat zelfs hoge schoonpompdebieten met sectieapparatuur en jutteren met perslucht, dan wel voortdurende omkering van de stromingsrichting weinig of geen effect meer hebben. Om de put dan toch schoon te kunnen krijgen, zal het restant verstoppend materiaal moeten worden gedesintegreerd of opgelost. Hiervoor is het gebruik van chemicaliën noodzakelijk.

Aangezien agitatie hierbij gewenst is, worden de verschillende mechanische methodieken ook nu toegepast. Chemisch regenereren kan dan ook worden omschreven als mechanisch regenereren waarbij chemicaliën worden gebruikt.

4.3.2 Veiligheid en materiaalaantasting

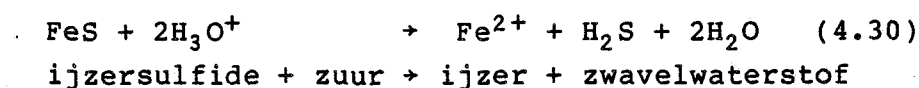
Bij veel van de chemicaliën die bij putregeneraties worden gebruikt moet de nodige voorzichtigheid worden betracht. Met name geldt dit bij gebruik van oxydatiemiddelen op chloorbasis en natuurlijk chloor zelf, alsmede bij het gebruik van zuur.

Het is wellicht overbodig, om voor het uiterst gevaarlijke chloorgas te waarschuwen, dat behalve als desinfectiemiddel ook als oorlogsgas is toegepast. Het veroorzaakt onder andere longoedeem. Bij veel praktijkmensen is echter minder bekend, dat chloorgas vrijkomt wanneer zuur wordt toegevoegd aan een tamelijk ongevaarlijk middel als chloorbleekloog (hypochloriet).

Ook een regeneratie met alleen maar zuur kan risico's met zich meebrengen. Zuur in kalkhoudende formaties lost kalk op, waarbij grote hoeveelheden kooldioxyde (koolzuurgas) worden gevormd. Een deel hiervan kan via de stijgbuis ontwijken en de eventueel aanwezige putkelder vullen. Dit is meestal een ondergronds afgewerkte betonnen kelder, waarin leidingen, afsluiters en dergelijke zijn ondergebracht. In zo'n kelder kan het zware en reukloze kooldioxyde zich verzamelen. Afdaling in deze ruimte zou dan zo goed als zeker de dood tot gevolg hebben. De hoeveelheid koolzuur die bij zuren

in kalkhoudende formaties wordt gevormd is vaak zo groot, dat het water bij het pompen als één bruissende brei boven de grond komt (fig. 4.26).

In andere situaties, met name in winningsputten, maar ook in bepaalde bodems, kunnen sulfiden voorkomen, als ijzercarbonaten, ijzersulfide en pyriet (FeS_2). Zulk materiaal met zuur in contact brengen levert het zeer giftige zwavelwaterstof:



In het verleden zijn hierdoor in Duitsland bij het zuren van een winningsput meerdere doden gevallen.

Het is dus duidelijk, dat chemicaliën van verschillende aard alleen met bijzondere voorzichtigheid en de nodige voorzorgsmaatregelen mogen worden toegepast. Vooral afgesloten ruimtes moeten worden gemeden en in de vrije lucht dient vooral de windrichting in de gaten te worden gehouden. Het is aan te bevelen zonodig het "Veiligheidsinstituut" te raadplegen.

Behalve de veiligheidsaspecten mag bij gebruik van chemicaliën de mogelijke aantasting van leidingen, appendages, pompen en het putfilter niet worden vergeten.

4.3.3 Chemisch versus mechanisch

De werking van de chemicaliën is beter, wanneer het water in de formatie heen en weer wordt bewogen (agitatie, Johnson 1966, Gäss 1977). Vooral bij polyfosfaten is agitatie een essentieel onderdeel van de regeneratieprocedure. Agitatie moet

bevorderen, dat zoveel mogelijk materiaal met het reinigingsmiddel in contact komt en moet de reeds half losgemaakte deeltjes geheel lostrekken. Hoe intensiever de agitatie, hoe beter. Nu zijn de verschillende hulpmiddelen, die als mechanisch reinigingsmiddel niet zo effectief bleken, weer aan de orde. De plaatsen waar de verstopping het ernstigst is, zijn het moeilijkst voor het reinigingsmiddel bereikbaar. Behalve dat ook hier heen en weer bewegen helpt, kan het noodzakelijk zijn de regeneratie enkele keren te herhalen. Waar bepaalde gedeelten van de put duidelijk meer verstopt zijn dan andere, zal sectiegewijs inbrengen en afpompen van het reinigingsmiddel uiteraard zinvol zijn. Bij persputten is dit laatste echter niet altijd noodzakelijk. Op een aantal plaatsen (Olsthoorn, 1977b, Vecchioli, 1972 en Sniegocki 1965) zijn uitstekende resultaten behaald zonder speciale hulpmiddelen of sectiegewijs werken.

Zoals hiervoor vermeld, zijn lang niet alle chemische middelen straffeloos onderling mengbaar. Aangezien de verschillende middelen verschillende delen van de verstopping aantasten, is het soms gewenst, achtereenvolgens meerdere regeneraties uit te voeren met verschillende chemicaliën (zie bijvoorbeeld paragraaf 4.3.7.4 op pag. 4.109, "Eerst chloor, dan zuur"). Dit geldt sterker naarmate het verstoppende materiaal meer heterogeen van samenstelling is. Meer verschillende regeneraties zijn vaak nodig, wanneer de juiste oorzaak van de verstopping onbekend is en meerdere chemicaliën moeten worden geprobeerd.

4.3.4 Indeling chemicaliën

De werking van de toegepaste chemische reinigings- of regeneratiemiddelen berust op 3 processen:

1. oxydatie van organisch materiaal;
2. oplossing van (anorganische) componenten;
3. dispersie (van slibdeeltjes, kleideeltjes en andere anorganische componenten als $\text{Fe}(\text{OH})_3$ en dergelijke).

Tabel 4.13 geeft een overzicht van de chemicaliën die bij regenereren van persputten (en winningsputten) gebruikelijk zijn. De middelen zijn ingedeeld naar de soorten verstoppend materiaal waartegen zij worden ingezet. Tevens is aangeduid, welke onderzoekers bepaalde middelen op persputten hebben toegepast.

1) Bacteriën en slijmafzettingen

- * - Chloor (Cl_2)^{1) 2)}
- * - Na-hypochloriet ^{3) 4) 6)} (chloorbleekloog, NaOCl) hypochloriet ⁵⁾ ($\text{Ca}(\text{OCl})_2$)
- Kaliumpermanganaat (KMnO_4)
- Hydroxyazijnzuur ($\text{CH}_2(\text{OH})\text{COOH}$)

2) IJzer- en mangaanoxides, kalk en magnesiumafzettingen

- * - Zoutzuur (HCl) ^{1) 2)}
- * - Zoutzuur + inhibitor ^{4) 6)} + (stabilisator)
- Sulfaminezuur (HSO_3NH_2) + (bevochtigingsmiddel, detergent, zeep)
- Hydroxyazijnzuur + (bevochtigingsmiddel)
- Polyfosfaat + $\text{Ca}(\text{OCl})_2$ + (bevochtigingsmiddel)

3) Klei, slib, silt, zand (en geïnfiltreerde
luchtbellen; Sniegocki, 1963)

- Polyfosfaten namelijk: de

- * - Glassy phosphates ⁴⁾ ⁵⁾ (bijvoorbeeld de bekende merknamen Calgon, Polyphos. Dit zijn leden van de familie van Na-hexametafosfaten)
- Kristallijne fosfaten (bijvoorbeeld tripolyphosfaat, SAP (Sodium Acid Polyphosphate), tetra natrium polyfosfaat).

Aan de fosfaten wordt in de regel calciumhypochloriet $\text{Ca}(\text{OCl})_2$ en vaak een bevochtigmiddel toegevoegd.

* = toegepast in persputten

- 1) Long Island N.Y. (Vecchioli, 1972)
- 2) Persput te 's-Gravenhage, (Olsthoorn, 1977b)
- 3) Birmingham U.K. (Marshall et al., 1969)
- 4) Leiduin, Noord-Holland (Steinmetz, 1979 (unpublished))
- 5) Grand Praire Region, Arkansas (Sniegocki, 1963)
- 6) Diverse plaatsen in de USA (Crowe, 1968)

Tabel 4.13 - Overzicht van de voor de reiniging van putten gebruikelijke, chemische middelen en hun toepassing in persputten.

4.3.5 Aanwijzingen voor de keuze van het chemische middel

4.3.5.1 Inleiding

Daar waar het juiste middel is toegepast, lukte het in de praktijk steeds om een put weer te reinigen, met als uitzondering putten die defect waren geraakt. Om het juiste reinigingsmiddel te kunnen kiezen, is in de eerste plaats kennis nodig

van het soort materiaal dat de hoofdoorzaak van de verstopping is. Dit is lang niet altijd eenvoudig, aangezien zelfs kwantitatieve analyses van de materialen die aan de verstopping bijdragen nog niets hoeven te zeggen over hun aandeel tot de gevormde hydraulische weerstand. Komen bijvoorbeeld luchtbellen voor naast ijzervlokjes, dan dragen beide tot de verstopping bij, maar alleen het ijzer komt op de analyse-staat voor. Zolang meerdere vaste stoffen (en gassen) tegelijk aanwezig zijn en niemand hun relatieve bijdragen aan de verstopping kan kwantificeren, blijft onzekerheid bestaan. We kunnen ons derhalve zeker niet alleen op chemische analyses van het ingaande water baseren. Er moet terdege rekening gehouden worden met allerlei andere, dikwijls indirecte aanwijzingen, die aan de hand van het in hoofdstuk 3 beschrevene kunnen worden geïnterpreteerd. De bedoelde "aanwijzingen" voor het te gebruiken chemische middel worden verkregen uit:

1. het verloop van de verstopingsweerstand van de persput;
2. herkomst en bereiding van het infiltratiewater;
3. verband tussen het verstopingsgedrag van een put en veranderingen in de voorzuivering;
4. analyse van het vaste materiaal in het teruggepompte water;
5. analyse van het vaste materiaal in het infiltratiewater;
6. analyse van het infiltratiewater;
7. kationenconcentraties van het grondwater;
8. kleidispersieproeven met boormonsters;
9. doorstroomproeven met boormonsters;
10. andere.

Deze punten worden hierna apart behandeld.

4.3.5.2 Verloop van de verstopping

Volgens hoofdstuk 3 geeft het verloop van de diverse waterstanden een aantal aanwijzingen. Zo verstopt een omstorting meestal niet, tenzij we te maken hebben met groei van micro-organismen (hoofdstuk 3.4.1), neerslagvorming bij het contact tussen water en korrels (hoofdstuk 3.4.2), dan wel grotere vlokken of andere, grotere deeltjes in het water aanwezig zijn. Groei van micro-organismen kan worden gekenmerkt door een weerstandscurve die steeds vlakker verloopt, naarmate het constante voedselaanbod met een groter aantal concurrerende organismen moet worden gedeeld (fig. 3.50). Bij een groter voedselaanbod kan een volledige verslijming van de put optreden (fig. 3.44). Een exponentiële toename van de weerstand van de put kan duiden op bacteriegroei, het volledig verstopt raken van de omstorting door neerslagvorming en grote vlokken, koekfiltratie met samendrukking van de koek (volumineuze vlokken) of verstopping door lucht. Ook kan een toenemende verzanding van de put de oorzaak zijn.

Luchtbellen in het infiltratiewater veroorzaken een zeer snelle verstopping bij een constante, vrij hoge (schijn)weerstand van de omstorting (fig. 3.40). Bij verlaging van het infiltratiegebied moet, bij lucht- c.q. gasmeevoer, een evenwichtssituatie worden bereikt (hoofdstuk 3.3).

Naast deze indicaties zal vooral een verandering van het weerstandsverloop die na een ingreep optreedt informatie verschaffen (fig. 3.47). Met name valt te denken aan het effect van chloor, dat enerzijds aanwezig organisch materiaal aanpakt, maar anderzijds nevenreacties kan oproepen (hoofd-

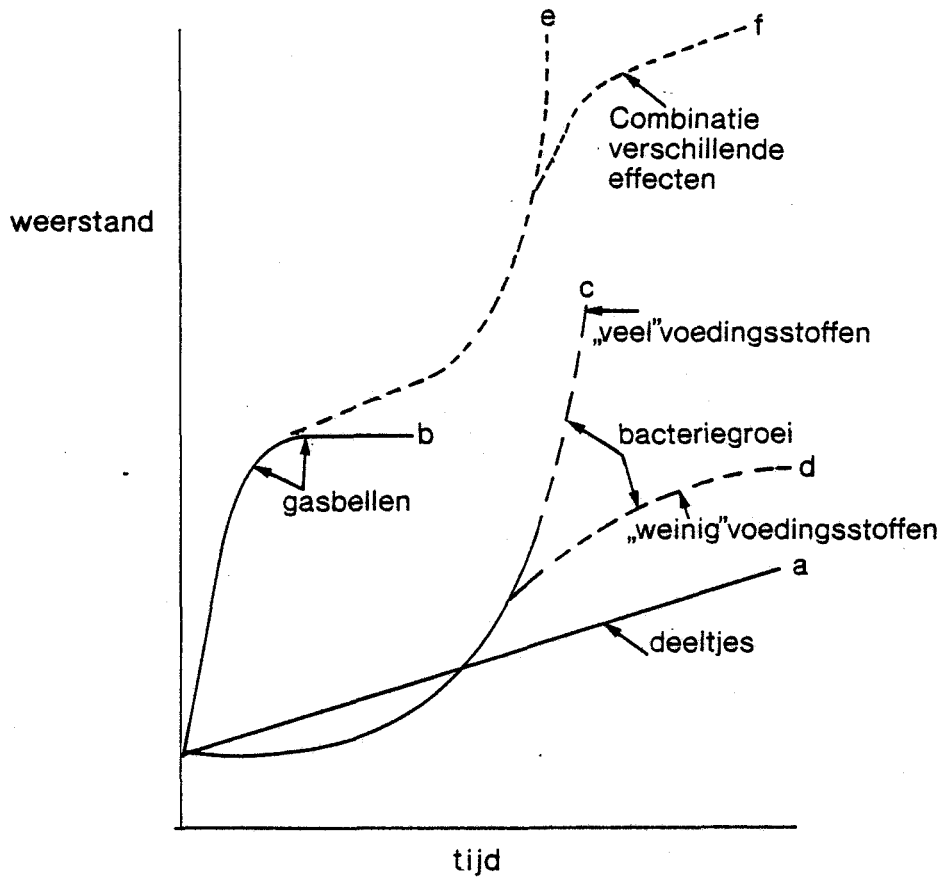
stuk 3.4.2). Ook een verandering van het waterstandsverloop na een wijziging in het coagulatieproces, kan aanwijzingen geven.

Het coagulatieslib bevat het coagulatiemiddel en slib uit het ruwe water. Naarmate de dosering van het coagulatiemiddel hoger is ten opzichte van het slibgehalte in het ruwe water, is naar verwachting het percentage coagulatiemiddel in het verstoppende materiaal hoger. Een verstopping die is opgetreden ondanks een hoge dosering van coagulatiemiddel, kan zodoende in de eerste instantie bestreden worden met een chemisch middel dat dit coagulatiemiddel aanpakt. Dit is in de regel zuur.

Ook het effect van een langere stilstandsperiode en het resultaat van schoonpompen leveren informatie. Treedt een aanzienlijke verbetering op, nadat de put gedurende een paar weken buiten bedrijf gesteld was, dan is organisch materiaal in het spel, zonder dat de verstopping overigens door bacteriegroei behoeft te zijn veroorzaakt (fig. 3.20). Een dergelijke, bacteriële groei trad in Israël op tijdens stilstand. Tijdens de infiltratie was geen bacteriegroei mogelijk door het chloor in het infiltratiewater (Eren en Goldsmid, 1974). Is na het schoonpompen, na afloop van een paar weken stilstand, de weerstand van een put nauwelijks afgenomen, dan kan dispersie en of zwelling van kleimineralen aan de orde zijn (hoofdstuk 3.6). Maar het is ook mogelijk dat de put volledig is verzand.

Uit bovenstaand overzicht blijkt dat indicaties over de verstoppingsoorzaak kunnen worden verkregen uit het verloop van de verstopping (lees waterstanden, fig. 4.19).

Tegelijkertijd blijkt echter, dat het aantal moge-



Figuur 4.19 - Kenmerkend verstoppingsverloop voor uitsluitend zwevende stof (a); gas- of luchtballen (b) en bacteriegroei (c: groot voedselaanbod; d: beperkt voedselaanbod). In de praktijk kunnen de diverse vormen gelijktijdig voorkomen (e, respectievelijk f).

lijke oorzaken meestal nog zo groot is, dat niet kan worden volstaan met de bestudering van het weerstandsverloop.

4.3.5.3 Waterherkomst en -zuivering

Van een aantal watersoorten kan al a priori iets worden gezegd omtrent het vaste materiaal dat zij in hoofdzaak bevatten. Zo bevat stromend water vaak nogal wat anorganisch materiaal, terwijl in nagenoeg stilstaand water het lichtere organische materiaal en algen de boventoon zullen voeren.

Essentieel is of het gezuiverde water vrij chloor bevat. Dit bepaalt of micro-organismen in de put tot ontwikkeling kunnen komen. Een uitgebreide biologische zuivering (met langzame zandfiltratie) kan eveneens hun groei beperken.

Verder is het essentieel of het water al dan niet gecoaguleerd wordt. In niet gecoaguleerd water zijn het hoofdzakelijk de negatief geladen deeltjes, meestal kleimineralen, die in tamelijk hoge concentraties filters kunnen passeren.

4.3.5.4 Samenstelling van opgepompt vast materiaal

Het zou voor de hand liggen dat met name de analyse van het vaste materiaal in het teruggepompte water belangrijk is. In de praktijk is dit echter niet altijd het geval. Het soort materiaal dat werd opgepompt geeft namelijk geen directe informatie over zijn bijdrage tot de totale verstopping, ook niet als men van de verschillende aangetroffen materialen de relatieve hoeveelheden zou kennen. Zo is het duidelijk dat men met het "analysenet" niet veel zal vangen, wanneer bijvoor-

beeld luchtbellen de hoofdoorzaak zijn. Met de keuze van de analyse ligt meestal al tevoren vast wat men wel of niet zal vinden; men kan heel goed het verkeerde materiaal analyseren. Bij de 2e persput in Den Haag kwam hierdoor pas vrij laat de bijdrage van mangaan aan het licht. Bij regeneraties met zuur, die eerder waren uitgevoerd, was wel ijzer bepaald (dat als vermoedelijke hoofdoorzaak werd aangezien), maar geen mangaan. De bijdrage van mangaan werd pas duidelijk na gewoon schoonpompen (zonder zuur), waarbij het materiaal in vaste vorm aan de oppervlakte kwam en de specifieke, donkerbruine mangaankleur aan het daglicht trad. De röntgen-microanalyse van dit materiaal, die een beeld geeft van alle voorkomende elementen met hoger atoomgewicht dan van natrium bevestigde dit (Olsthoorn, 1977b).

Bij een analyse van het vaste materiaal, kan de totale hoeveelheid materiaal per m² boorgatwand een belangrijke aanwijzing zijn voor zijn bijdrage tot de opgetreden verstopping (hoofdstuk 3.2).

4.3.5.5 Samenstelling van de zwevende stof in het infiltratiewater

Goed infiltratiewater bevat nagenoeg geen zwevende stof. Zwevende stof in het infiltratiewater draagt stellig in zekere mate aan de verstopping bij. Het is alleen ook hier weer de vraag, in welke mate een bepaald materiaal aan het totaal bijdraagt. 1 mg kleimineralen heeft een veel geringer effect dan 1 mg Fe in de vorm van volumineuze vlokken, terwijl ijzerbacteriën wellicht de meest ongunstige ratio verstopping/drooggewicht bezitten van alle materialen die we in natuurlijk water aantref-

fen (Marshall, 1967). Ook hier worden echter verkeerde conclusies getrokken wanneer de verstoppingsoorzaak een andere is dan het geanalyseerde materiaal (lucht, groei, neerslagvorming in de put).

Juist bij analyse van vast materiaal in het te infiltreren water is het moment van de monstername belangrijk. Meestal wordt slechts af en toe bemonsterd, bijvoorbeeld dagelijks. Hangt de verstopping samen met de bedrijfsvoering (bijvoorbeeld te snel bijschakelen van filters na spoelen, of min of meer regelmatige filterdoorslag), dan is de kans klein, dat de dagelijkse bemonstering representatief is. Bij de 2e put in Den Haag bleek pas na enkele series van intensieve bemonstering (1 x per uur, gedurende 24 h), dat de zuiveringsinstallatie op de meest uiteenlopende tijdstippen, gedurende korte periodes van minder dan 1 h, water leverde, met relatief hoge ijzerconcentraties, namelijk tienden mg/l in plaats van honderdsten. De interpretatie van analyseresultaten noopt dus tot voorzichtigheid. Andere hiervoor en hierna genoemde aanwijzingen leveren hierbij essentiële informatie.

4.3.5.6 Chemische analyse infiltratiewater

Het betreft hier vooral de natte, chemische analyse van de opgeloste stoffen in het te infiltreren water. Het vergt bijzonder nauwkeurige analyses van de relevante concentraties, om met zekerheid iets te zeggen over de kans dat uit het water neerslagen worden gevormd, bijvoorbeeld als gevolg van oververzadiging aan kalk. Bij andere parameters, als ijzer, is naast de concentratie de vorm waarin het voorkomt van essentieel belang. Zo ver-

oorzaakt opgelost, tweewaardig ijzer (bij herinfiltratie van anaeroob grondwater bijvoorbeeld) geen enkele verstopping, ook niet als de concentratie meerdere tientallen mg/l bedraagt. Aan de andere kant veroorzaakt driewaardig ijzer ($\text{Fe}(\text{OH})_3$ -vlokken) in een concentratie van bijvoorbeeld 0,1 mg/l in de regel wel verstopping. Door complexe binding kan ook driewaardig ijzer in hogere concentraties in oplossing blijven. Een rechtstreekse conclusie uit een chemische analyse staat, over de verstopping die een water zal veroorzaken, is vaak een hachelijke zaak.

4.3.5.7 Kationenconcentraties in het grondwater

De kationenconcentraties in het oorspronkelijke grondwater geven een indicatie van de mogelijkheid dat zwellen en dispersie van kleimineralen zullen kunnen optreden, althans voor zover kleimineralen tussen de formatiekorrels aanwezig zijn. Met name bij hogere waarden van de grondwater-SAR dient men op dit gevaar bedacht te zijn. De kationenconcentraties van het infiltratiewater zullen in de regel geen problemen oproepen, tenzij zij die van gedemineraliseerd water benaderen (hoofdstuk 3.6).

4.3.5.8 Kleidispersieproeven

De zwellen en dispersie van kleimineralen kan worden nagebootst met opgeboorde grondmonsters, door deze met het infiltratiewater (of zo nodig met demi-water) te doorstromen, nadat zij met oorspronkelijk grondwater zijn verzadigd. Een verstopping die samenvalt met de overschakeling op demi-water of infiltratiewater, in combinatie met een stijging van de troebelheid van het effluent, wijst op kleidispersie.

4.3.5.9 Doorstroomproeven

Filters met gestoken of geroerde boormonsters verstoppen op vergelijkbare wijze als de put zelve, wanneer zij met het infiltratiewater worden doorstroomd. Een analyse van het materiaal dat in zo'n filter na een zekere tijd is afgezet, geeft de meest directe, chemische informatie over de aard van het materiaal dat de verstopping veroorzaakt. Uiteraard dienen deze, parallel aan een echte put verlopende, proeven zorgvuldig te worden uitgevoerd, waarbij met name ontgassing ten gevolge van opwarming of drukvermindering en algengroei ten gevolge van lichttoetreding voorkomen moeten worden.

4.3.5.10 Samenvatting

Samenvattend mag gesteld worden, dat het in de praktijk, waar tegelijkertijd meerdere, verschillende verstoppingsoorzaken actief kunnen zijn, vaak erg moeilijk is, om de hoofdschuldige met zekerheid aan te wijzen. Interacties, waardoor het ene verstoppingsmechanisme (bijvoorbeeld groei) een ander bevordert (bijvoorbeeld afvangen van kleideeltjes), bemoeilijken dit. Analyses van opgepompte of anderszins verkregen materialen zijn dan moeilijk en soms zelfs in het geheel niet interpreteerbaar. Niet alleen de concentraties, maar ook de chemische vorm (complexgebondenheid, oxydatiegraad) spelen, naast andere factoren als vooral de pH en hoeveelheid gebonden water (gelvorming), een belangrijke, nog niet kwantificeerbare, rol. We zijn daarom lang niet altijd zeker met betrekking tot de hoofdoorzaak van de opgetreden verstopping.

4.3.6 Illustratie aan de hand van een praktijkvoorbeeld

4.3.6.1 De 2e persput van de Duinwaterleiding van 's-Gravenhage

Steeds opnieuw dringt zich de moeilijkheid aan ons op, dat in de praktijk, anders dan in het laboratorium, vele facetten tegelijkertijd een belangrijke rol kunnen spelen, zonder dat wij het relatieve gewicht ervan kunnen vaststellen. Ter illustratie volgt hieronder zo'n voorbeeld voor put 2 van de Duinwaterleiding van 's-Gravenhage (zie tabel 3.7, pag. 3.73).

Toen de put op 29 juli 1974 in bedrijf werd genomen, waren herkomst en zuivering van het injectiewater als volgt:

het te zuiveren water was een klein deel van de circa $40 \cdot 10^6 \text{ m}^3$ water die de Duinwaterleiding jaarlijks uit Bergambacht naar de infiltratievijvers bij Scheveningen transporteert. Het was in 1974 nog geheel afkomstig uit een zijtak van de Rijn, namelijk de Lek bij Bergambacht, waar het aan een snelfiltratie en een transportchloring werd onderworpen, alvorens via de circa 45 km lange betonnen transportleiding (diameter: 1400 mm), naar Scheveningen te worden verstuurd. In Scheveningen werd een klein deel van dit water in een proefinstallatie (capaciteit 100 à 400 m^3/h) verder gezuiverd ten behoeve van de putinfiltratie.

De zuivering bestond uit een beluchting, een coagulatie met ijzerchloride, vlokverwijdering door middel van een zwevende vlokkendecken in een reactortank waarin het geflokkuleerde water verticaal omhoog stroomde, en, tenslotte, een snelfiltratie

	pH	HCO ₃ ⁻	Cl ⁻	Fe	NH ₄ ⁺	NO ₃ ⁻	Kleur KmnO ₄ (Pt)	Smaak getal	Temp. °C	O ₂	TOC	SO ₄ ²⁻ K ₂₀ µS/cm	Ca ²⁺	Mg ²⁺	PO ₄ ³⁻
1974															
13-06	7,7	166	189	-	0,23	0,43	18	7,0	-	-	-	775	-	-	0,08
01-08	6,73	87	171	0,03	0,03	18,0	16	6,0	-	-	3,1	-	79	10,8	0,06
07-08	6,8	86	207	0,03	0,03	17,1	17	7,0	-	-	-	81,4	73	10,0	0,17
14-08	6,7	73	204	0,03	0,03	17,9	19	7,0	-	-	3,0	81,5	77	9,7	0,15
19-08	-	-	-	0,04	-	-	-	-	-	-	-	-	68	10,5	-
22-08	-	-	-	0,09	-	-	-	-	-	-	3,0	-	-	-	-
27-08	6,8	83	213	0,10	0,08	18,5	23	7,0	2	20	7,5	86,7	78	10,7	0,05
24-09	6,5	95	229	0,05	0,19	17,0	27	23,0	-	-	7,5	95,0	80	10,4	0,13

Tabel 4.14 - Analyseresultaten (mg/l, tenzij anders aangeduid) van het infiltratiewater van persput 2 van de Duinwaterleiding van 's-Gravenhage; 1974.

pH	HCO ₃ ⁻	Cl ⁻	Fe	NH ₄ ⁺	NO ₃ ⁻	Kleur KmnO ₄ (Pt)	Smaak getal	Temp. °C	O ₂	TOC	SO ₄ ²⁻ K ₂₀ µS/cm	Ca ²⁺	Mg ²⁺	PO ₄ ³⁻
7,6	195	155	0,03	0,03	9,2	18	6,1	1,1	-	7,8	2,9	78	-	-
												94	9,7	

Tabel 4.15 - Gemiddelde analyses (mg/l, tenzij anders aangeduid van het infiltratiewater (drinkwater) in persput 1 van de Duinwaterleiding van 's-Gravenhage (periode januari-juni 1974).

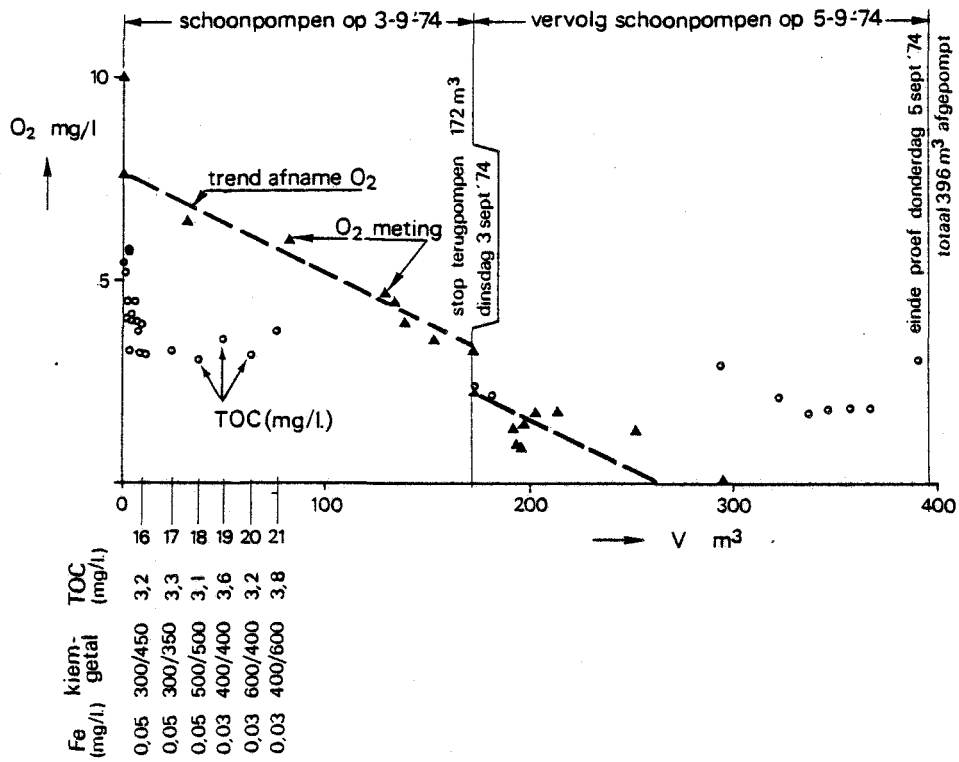
door zand. Met deze basiszuivering werden de infiltratieproeven in 1974 gestart. Tijdens het onderzoek, dat tot 1980 voortduurde, is een aantal wijzigingen doorgevoerd om de zuivering te verbeteren (fig. 3.35).

Op 29 juli 1974, toen de put in bedrijf werd genomen, was hij nieuw. De weerstand bedroeg toen 2,1 cm/(m³/h) bij 10 °C, ofwel 0,63 m/(bij 1 m/h op de boorgatwand bij 10 °C). Het infiltratiedebiet was 36 m³/h (1,2 m/h op de boorgatwand). Vanwege de snelle verstopping werd de infiltratie op 2 september 1974 gestaakt, nadat 30.000 m³ water was geïnfiltreerd.

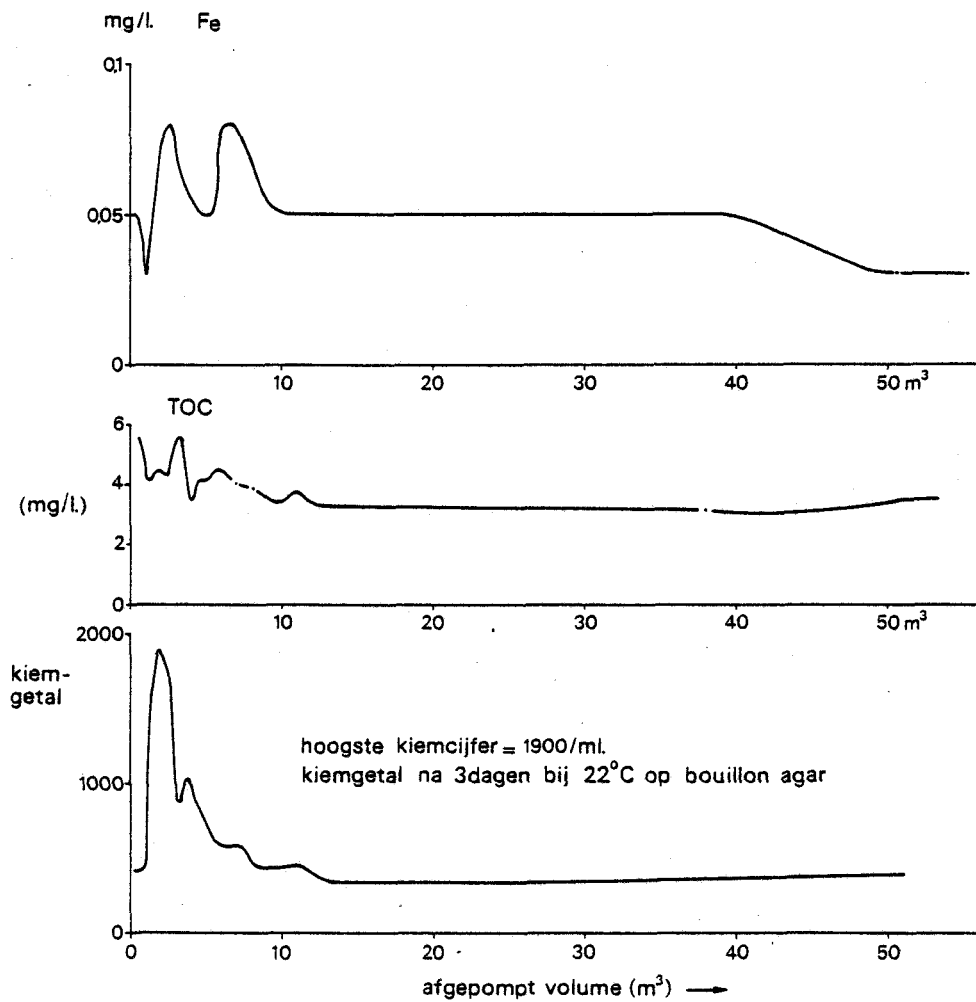
De beschikbare chemische analyseresultaten van het ingaande water gedurende deze periode, gaven geen positieve aanwijzing voor de oorzaak van de verstopping (tabel 4.14). Zij verschilden zelfs nauwelijks met de analyses van het drinkwater dat in de andere put werd geïnfiltreerd en waarmee in het geheel geen verstopping optrad (tabel 4.15). Om de oorza(a)k(en) te kunnen vaststellen waren de beschikbare analyses dus ontoereikend.

4.3.6.2 Informatie verkregen door schoonpompen

Op 3 september werd de put gedurende ruim 2 uren schoongepompt met een debiet van 80 m³/h, dus ruim 2 x het infiltratiedebiet. Tijdens het schoonpompen is het water intensief bemonsterd, voor wat betreft totaal Fe, TOC (gefiltreerd water) en het koloniegetal (fig. 4.20). 3 monsters zijn uitgebreider onderzocht (tabel 4.16).



Figuur 4.20 - Verloop van de gemeten parameters tijdens het schoonpompen op 3 en 5 september 1974 (2e persput van de Duinwaterleiding van 's-Gravenhage)



Figuur 4.21 - IJzerconcentratie, opgelost organisch koolstof (TOC) en kiemgetallen van het op 3 september 1974 terug gepompte water (2e persput van de Duinwaterleiding van 's-Gravenhage)

	pH	HCO ₃ ⁻	Cl ⁻	Ca ²⁺	Mg ²⁺	Fe	Kleur	KMnO ₄	SO ₄ ²⁻	NH ₄ ⁺	PO ₄ ³⁻	NO ₃ ⁻
Gemiddeld van le 500 l	7,31	129	212	91	11,1	0,05	24	10,0	91,5	0,05	0,05	17
na 45 min (56 m ³)	4,49	129	213	98	10,8	0,05	26	5,0	51,5	0,06	0,05	17
na 60 min (75 m ³)	7,51	131	212	98	18,8	0,04	23	6,5	91,5	0,03	0,03	16

Tabel 4.16 - Uitgebreide analyses (mg/l, behalve pH) tijdens het schoonpompen op 3 september 1974. Persput 2 van de Duinwaterleiding van 's-Gravenhage

Uit het verloop van de Fe en TOC-concentratie en het koloniegetal is af te leiden, dat alleen de eerste 12 m³ verwijderd water informatie zou kunnen geven omtrent de verstoppingsoorzaken (fig. 4.17). Het hierna onttrokken water wijkt, wat Fe en TOC betreft, nauwelijks meer af van de concentratie in het infiltratiewater. De koloniegetallen zijn vanaf dit punt eveneens laag en veranderen verder niet meer (tabel 4.16).

De 3 uitgebreid geanalyseerde monsters vertonen onderling geen verschil dat op de verstoppingsoorzaak zou kunnen wijzen. Wij wijzen erop, dat het eerste uitgebreid onderzochte monster het gemiddelde is van de eerste 500 l water die verwijderd werd. Dit water bevond zich voor de onttrekking in de stijgbuis van de put en is zodoende, achteraf bezien, op een te vroeg moment genomen.

In tegenstelling tot het oorspronkelijke grondwater, bevatte het infiltratiewater steeds zuurstof en wel circa 8 mg O₂/l (tabel 4.14). Tijdens het

pompen is het O₂-gehalte gemeten met behulp van een zuurstofsonde die was neergelaten in de peilbuis met filter op 32 m-NAP in de omstorting van de put. (De sonde werd ter hoogte van dit filter gehangen en daarin met de hand op en neer bewogen om verversing van het water tegen het meetmembraan te garanderen.) Het O₂-gehalte daalde langzaam tot circa 3,5 mg O₂/l, na 2 h pompen (170 m³ verwijderd (fig. 4.10)).

Het pompen werd 2 dagen later (5 september 1974) voortgezet, waarbij de zuurstofconcentratie in de omstorting verder zakte (fig. 4.20). Het was nagenoeg nul nadat op de 2 dagen te zamen zo'n 300 m³ water was onttrokken; zijnde 1 % van het totaal geïnfiltreerde volume.

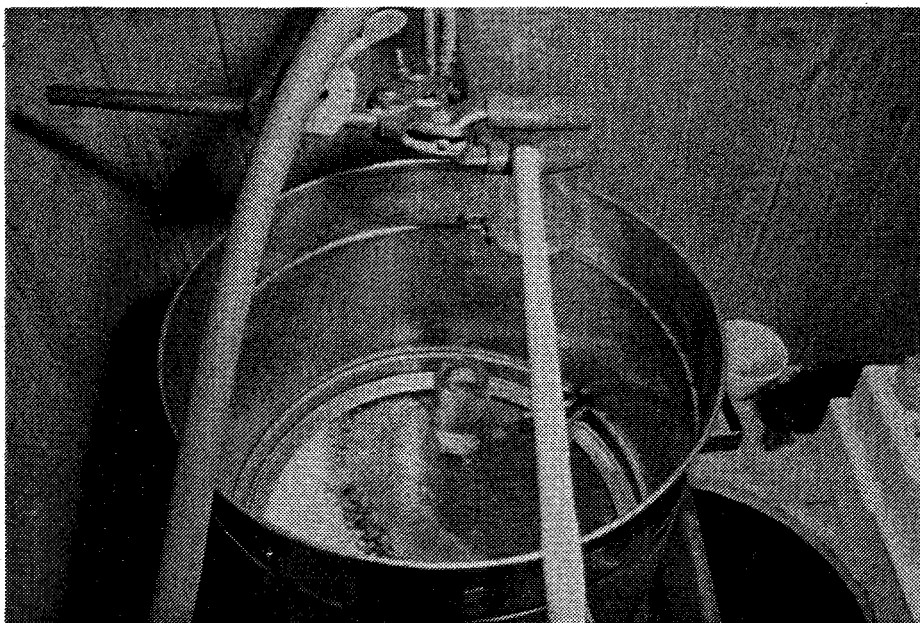
De eerste 12 m³ verwijderd water zouden het belangrijkste moeten zijn voor de probleemanalyse. Daar echter de concentraties in deze eerste 12 m³ opgepompt water slechts circa een factor 2 groter waren dan in het infiltratiewater, was het nauwelijks denkbaar dat hieraan (Fe en TOC) de volledige verstopping geweten zou moeten worden.

Ook de koloniegetallen (fig. 4.21) waren gevoelsmatig zo klein, dat bacteriegroei als oorzaak op grond hiervan niet aannemelijk was.

Bovendien was het O₂-gehalte in het teruggewonnen water, nadat 12 m³ was verwijderd, nog praktisch ongewijzigd; het nam daarentegen slechts zeer geleidelijk af gedurende de verdere onttrekking, om pas na 300 m³ de waarde nul te benaderen. Dit gegeven lijkt in strijd met een eventuele intensieve groei in een nauwe band rond de put, de band namelijk, waarbinnen zich vóór het pompen de eerste 12 m³ opgepompt water bevonden.

Tijdens de infiltratie werd tevens een deelstroom van 10 liter infiltratiewater per uur door een glasvezelfilter geleid (poriën circa 1 μm , fig. 4.22), dat in een donkere ruimte stond opgesteld. Het filter, met een diameter van 30 cm, en een begin drukval van 2 cm H_2O , liep binnen 1 dag over (drukval 16 cm H_2O).

Het was dan geel tot bruin gekleurd. Het einde van de PVC-toevoerslang naar dit filter (circa 10 cm lang), werd zeer slijmig aan de buitenzijde, nadat het enkele dagen onder water had gehangen in de overlopende bak van het glasvezelfilter.



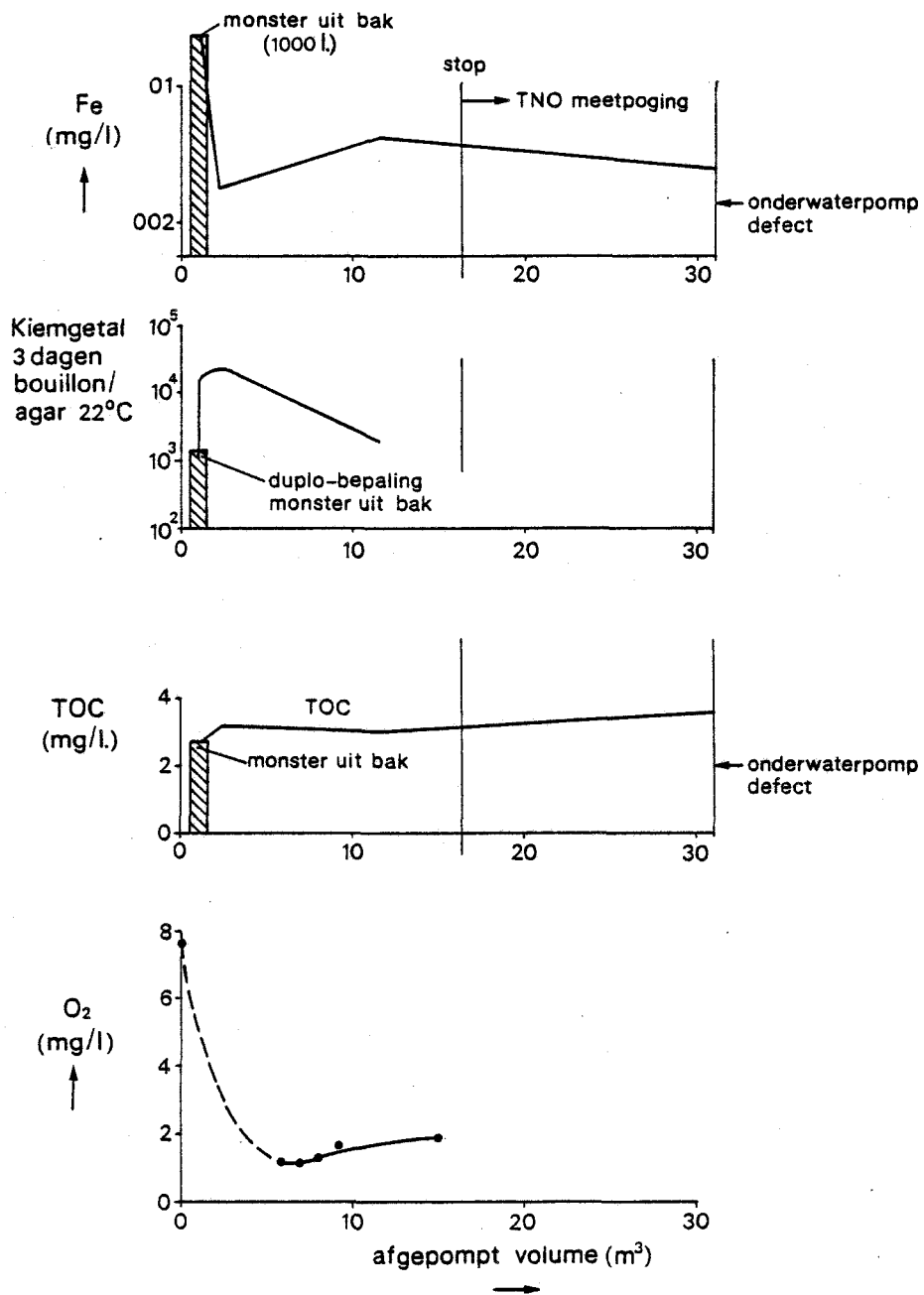
Figuur 4.22 - Verstopt glasvezelfilter gebruikt ter visuele controle van de waterkwaliteit (bij de 2e persput van de Duinwaterleiding van 's-Gravenhage).

Het chloorgehalte van het infiltratiewater is onbekend. Wel ondergaat het ruwe water 's zomers een transportchlooring na de filtratie in Bergambacht, voordat het naar Scheveningen wordt gepompt. (In 1974 werd het water voor transport naar Scheveningen gechloord in de periode 26 maart tot 20 november. De dosering te Bergambacht bedroeg gemiddeld 3 mg Cl₂ per liter. Buiten de aangegeven periode werd het water in 1974 niet gechloord).

Van 6 tot 20 september 1974 was de put geheel buiten bedrijf. Van 20 tot 24 september werd weer geïnfiltreerd en op 25 september werd de put opnieuw schoongepompt en zijn monsters genomen (fig. 3.35 en 4.23).

Opnieuw is nauwelijks een veranderde TOC-concentratie opgetreden (feitelijk DOC daar gemeten na filtratie van de monsters door de membraanfilter met poriën van 0,45 µm). Het is mogelijk, ja zelfs zeer waarschijnlijk, dat de interessante organische stof uit het monster is verwijderd door de membraanfiltratie die standaard vóór de TOC-bepaling wordt uitgevoerd. Het totaal-ijzergehalte is met 0,13 mg/l nauwelijks hoger dan de 0,08 mg/l tijdens het schoonpompen op 3 september. Opvallend is, dat nu de koloniegetallen ruim 10 x zo hoog zijn als tijdens het schoonpompen op 3 september.

Ook bij deze proef werd het zuurstofgehalte gemeten met een sonde in het filter in de omstortingspeilbuis op 32 m diepte en werd de sonde met de hand daarin op en neer bewogen. Aanvankelijk was de O₂-concentratie 7,6 mg/l, maar deze daalde in scherp contrast tot de metingen op 3 en 5 september, in korte tijd tot 1 à 2 mg/l, om ver-



Figuur 4.23 - Verloop van de gemeten parameters tijdens het terugpompen op 25 september 1974 (2e persput van de Duinwaterleiding van 's-Gravenhage).

der nagenoeg constant te blijven. Deze keer werd 31 m³ water verwijderd (fig. 4.23). Het oplopende zuurstofgehalte kan worden verklaard uit een zuurstofverbruik in de verstopte schil rond de put tussen het moment dat de infiltratie werd gestaakt en het moment dat met pompen werd begonnen (3 uren).

De verstoppingsnelheid bedroeg aan het eind van de eerste infiltratieperiode 5,6 cm/d, betrokken op een infiltratiesnelheid van 1 m/h op de boorgatwand en 10 °C watertemperatuur. Op de laatste dag van deze tweede, korte infiltratieproef beliep de verstoppingsnelheid 9,6 cm/dag (berekend voor 1 m/h op de boorgatwand en 10 °C watertemperatuur).

Tijdens de 2e infiltratieperiode is het ingaande water alleen op 24 september 1974 geanalyseerd (tabel 4.14). Wat KMnO₄ (23,0 mg/l) en TOC (7,5 mg/l) betreft steekt het analyseresultaat ongunstig af tegen de eerdere monsters (respectievelijk 4 en 3 stuks) in de periode van 1 augustus 1974 tot 27 augustus 1974, met concentraties die nooit hoger waren dan respectievelijk 7,0 en 3,1 mg/l. De overige gemeten variabelen verschillen niet significant.

Interpretatie

Alleen combinatie van het geheel aan gegevens laat nu conclusies toe, mits daarbij bovendien de ervaringen van elders worden betrokken.

De gegevens wijzen erop, dat zich in hoofdzaak organisch materiaal afzet, vermengd met enig ijzer, dat afkomstig kan zijn van het coagulatieproces (FeCl₃-dosering). Vermoedelijk heeft enig chloor in het water de ontwikkeling van micro-organismen

in de eerste infiltratieperiode effectief geremd, zodat de gemeten koloniegetallen in het teruggepompte water vrij laag waren (2000 MPN/ml). Hierdoor nam ook het zuurstofgehalte tijdens het schoonpompen maar langzaam af. Dat het organische materiaal slecht werd teruggevonden in de TOC-concentratie of het KMnO_4 -verbruik, zal te wijten zijn aan de membraanfiltratie die de monsters in het laboratorium ondergingen alvorens te worden geanalyseerd. De juist hier van belang zijnde vaste organische stof, inclusief slijm, wordt zo niet meer gemeten.

De vrij lage Fe-concentratie (totaal Fe) wijst erop, dat Fe een ondergeschikte rol zal hebben gespeeld bij het verstoppingsproces.

Tijdens de stilstandsperiode wordt geen chloor meer aangevoerd. Het aanwezige chloor verdwijnt en bacteriën kunnen zich ontwikkelen op het afgezette organische materiaal. Dit effect is steeds geconstateerd in Israël (Eren en Goldsmid, 1971) en uit zich voorts in een vermindering van verstoppingsweerstand na enkele weken buiten bedrijfstelling van persputten (fig. 3.20 en 3.52).

De 2e infiltratieperiode was maar kort. Het kan zijn dat de lage chloorconcentratie (het restant van de transportchlooring uit Bergambacht) onvoldoende was om de bacteriën te doden die in de stilstandsperiode ervoor tot ontwikkeling konden komen. Misschien ook was het chloor geheel verbruikt bij aankomst van het water in Scheveningen, als gevolg van de hoge concentratie aan organische stof die in deze periode in het water zat (zie analyse van 24 september, KMnO_4 : 23 mg/l in plaats

van normaliter 7, TOC: 7,5 mg/l in plaats van normaal 3; tabel 4.14 op pag. 4.80).

De veel hogere verstoppingssnelheid op 23 en 24 september 1974, ten opzichte van die rond 1 september 1974, duidt op een grotere aanvoer van verstoppend materiaal en/of groei van micro-organismen. Gezien de Fe-concentratie, die op 24 september niet hoger was dan voorheen, lijkt Fe als verstoppingsveroorzaker hier een ondergeschikte rol te spelen.

Deze veronderstellingen worden bevestigd door het schoonpompen op 25 september 1974, na de 2e infiltratietest (fig. 4.23). De ijzerconcentraties in het eerste water zijn dan nauwelijks hoger dan tijdens het schoonpompen op 3 september (fig. 4.21). Daarentegen zijn de koloniegetallen nu meer dan 10 x 20 hoog en neemt het zuurstofgehalte in de putomstorting tijdens het schoonpompen snel af van 7,6 tot 1 à 2 mg/l, om verder nagenoeg constant te blijven.

Mede in aanmerking genomen de witte slijmafzetting op het gedeelte van de aanvoerslang van het donker opgestelde glasvezelfilter, voor zover dat zich onder water bevond, lijkt de aanvoer van onopgeloste organische stoffen het grootste aandeel in de verstopping van deze put te hebben gehad.

4.3.6.3 Informatie uit regenereren met chloorgas op deze put

Chloor

Op 4 oktober 1974 werd 40 m³ gechloord water in de put gebracht. Terwijl geïnfiltrerd werd met

10 m³/h, werd aan het ingaande water chloorgas toegevoegd, waarbij de chloorconcentratie van dit water op gemiddeld 200 mg/l werd gebracht. 3 dagen later, op 7 oktober 1974, werd het gechloorde water weer verwijderd door bepompen van de put met 80 m³/h. De betreffende analyseresultaten zijn gegeven in fig. 4.24.

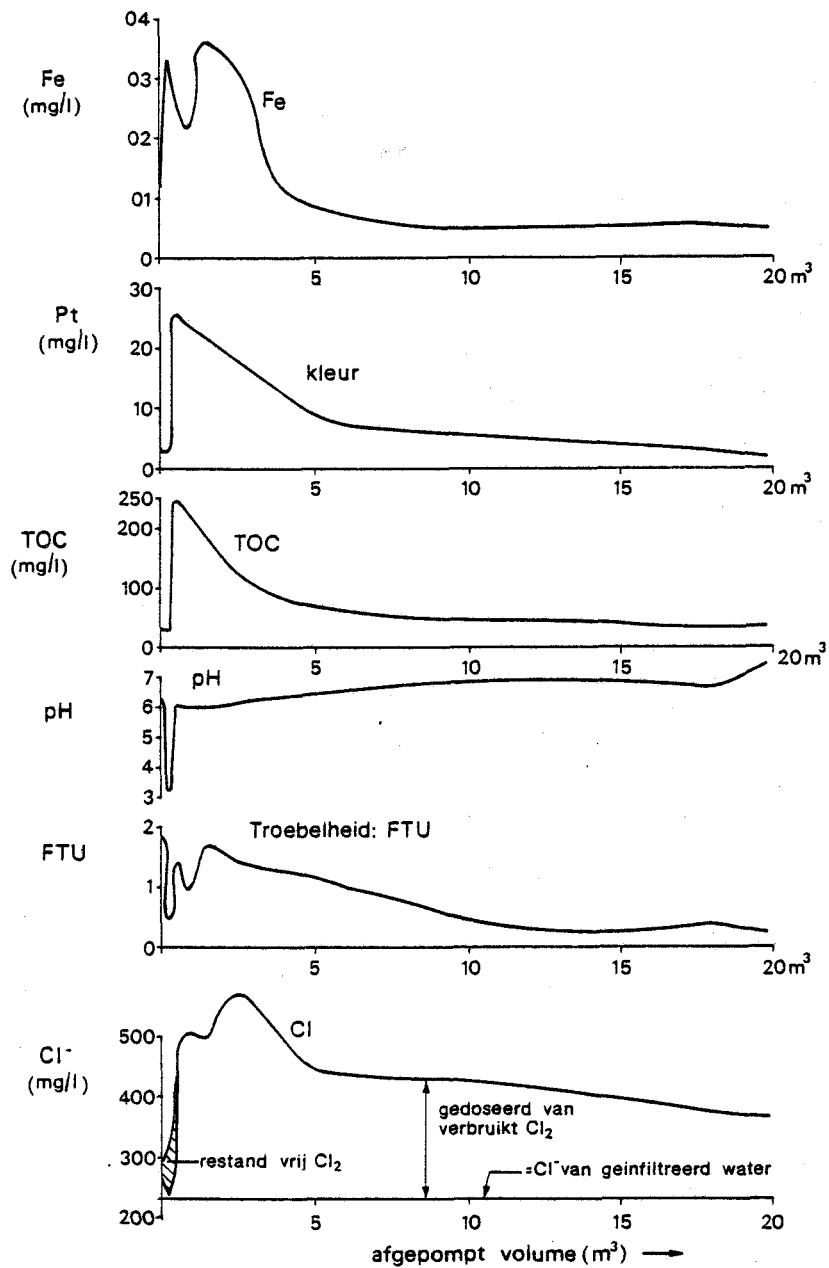
Opvallend is, dat het ingebracht chloor geheel is verbruikt, met uitzondering van dat in het water dat zich in de stijg- en filterbuis bevond en zodoende geen contact had met het bodemmateriaal.

Het verloop van de TOC-concentratie en het kleurgetal geven, door de toegepaste membraanfiltratie voorafgaand aan de analyse, vermoedelijk slechts een fractie van de werkelijk aanwezige hoeveelheid (onopgelost) organisch materiaal. Wel is de TOC-concentratie nu ongeveer een factor 5 hoger dan tijdens de voorgaande regeneraties, waarbij geen chemicaliën werden gebruikt.

In totaal werd nu met de eerste 12 m³ water 2,5 gram ijzer verwijderd (tegen 0,7 gram tijdens het allereerste schoonpompen op 3 september 1974). Per m² boorgatwand (60 mg/m²) een geringe hoeveelheid. Ook gering per m³ geïnfiltreerd water ($2,5/34000 = 0,000074$ mg Fe/l).

De troebelheid bedroeg tijdens het pompen aanvankelijk circa 1,5 FTU en is hiermee een factor 8 hoger dan in het infiltratiewater.

Het is echter steeds de vraag, in hoeverre de troebelheidsmeter geschikt is om vaste, organische deeltjes goed weer te geven.



Figuur 4.24 - Gemeten parameters tijdens het terugpompen van het op 7 oktober 1974 ingebrachte, gechlorde water (2e persput in de Duinwaterleiding van 's-Gravenhage).

De totale weerstand van de put daalde van 1,06 tot 0,85 m/(m/h) bij 10 °C. Aangezien de weerstand van de nieuwe put 0,64 m/(m/h) bij 10 °C bedroeg, daalde de verstoppingsweerstand derhalve van 1,06-0,64 = 0,42 tot 0,85-0,64 = 0,21 m/(m/h) bij 10 °C, dus met 50 %.

4.3.6.4 Informatie uit regenereren met zoutzuur

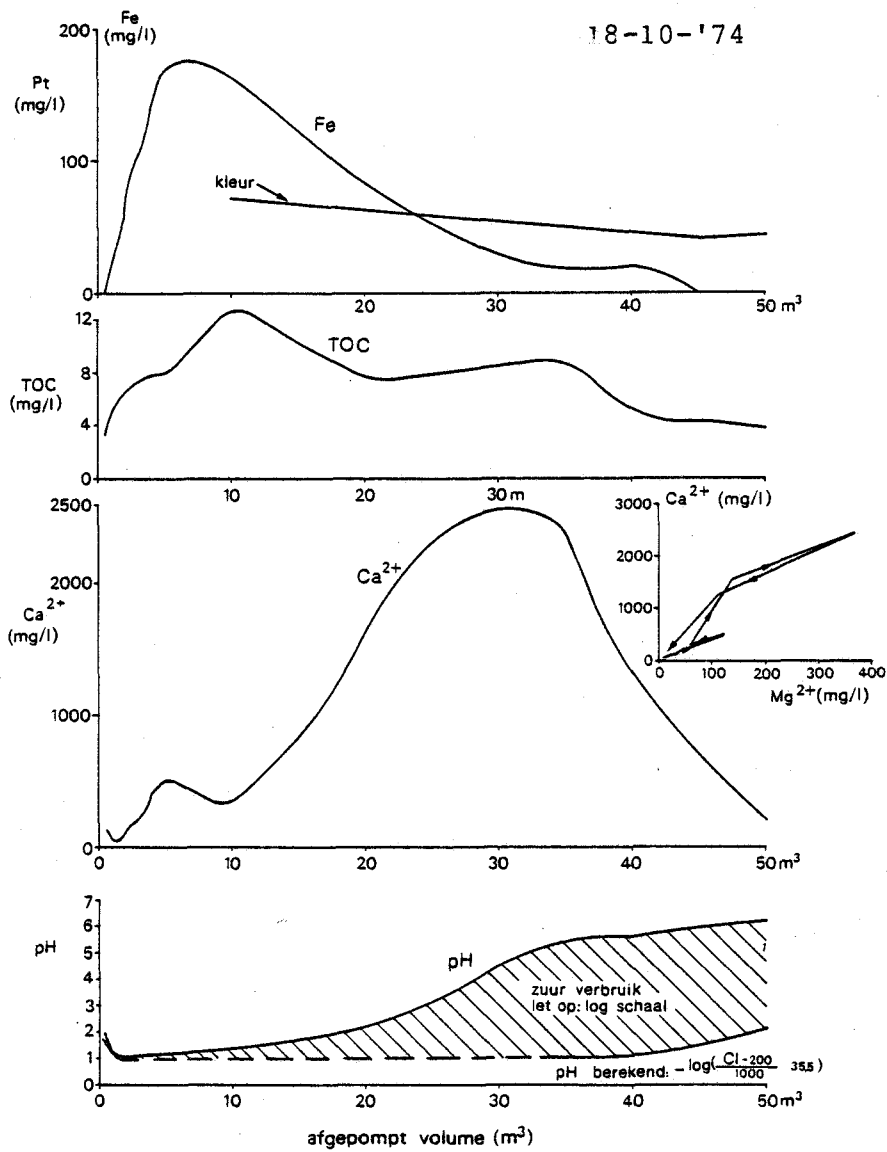
Na deze regeneratie werd de put op 18 oktober 1974 met zoutzuur behandeld. In totaal werd 42 m³ zuur water in de put gebracht. Hiertoe werd geïnfiltreerd onder gelijktijdige injectie van geconcentreerd zoutzuur in de infiltratieleiding. De dosering werd zodanig ingesteld, dat de pH van het water ongeveer 1 zou worden.

Het ingebracht zuur reikte theoretisch tot 1,4 m vanaf het hart van de put. Dit gold dus bij benadering ook voor het eerder ingebracht chloorwater.

Het ruwe water werd, enkele uren na inbrenging, weer verwijderd en bemonsterd (fig. 4.25). Een langere contacttijd leek niet nodig, aangezien gedurende het inbrengen, met 10 à 15 m³/h, de plaats waar de verstopping geconcentreerd zit, namelijk de grens tussen omstorting en formatie, al circa 3 uren lang met zuur was doorstroomd.

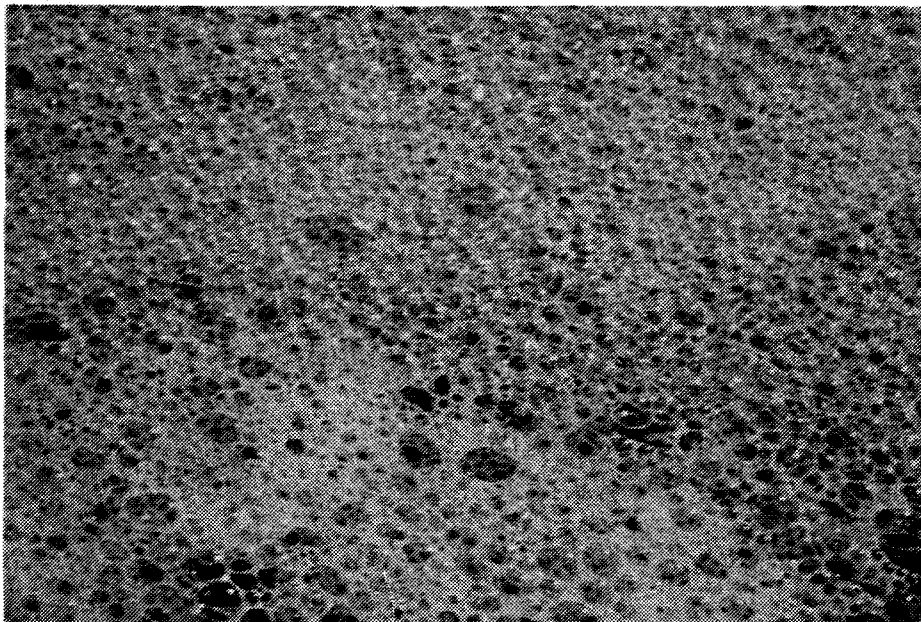
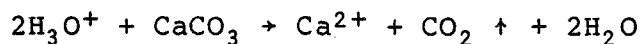
Het is, evenals na de chloorbehandeling, een hachelijke zaak om uit deze analyseresultaten van fig. 4.25 conclusies te trekken inzake de oorzaak van de verstopping.

De analyseresultaten worden in hoofdzaak bepaald door de reactie van het zuur met het bodemmateriaal. Dit laatste blijkt uit de zeer hoge calci-



Figuur 4.25 - Gemeten parameters tijdens het terugpompen van het ingebrachte, zure water (2e persput van de Duinwaterleiding van 's-Gravenhage).

um-concentraties; in het veld kwam het water heftig schuimend boven maaiveld, als gevolg van de hoge CO₂-concentratie die met oplossing van kalk gepaard gaat (fig. 4.26).

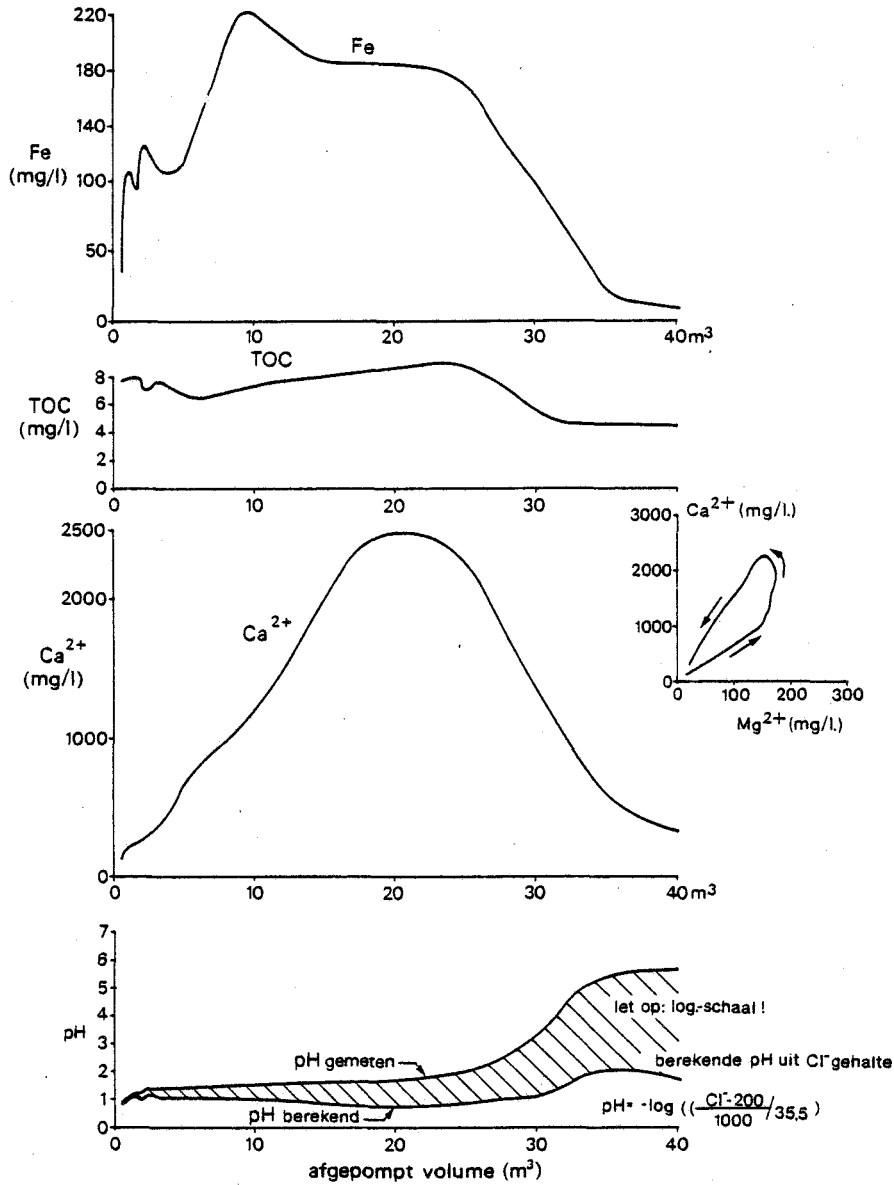


Figuur 4.26 - Bruisend en schuimend water tijdens het terugpompen van het ingebrachte, zure water (2e persput van de Duinwaterleiding van 's-Gravenhage).

In totaal werd nu 3200 gram ijzer verwijderd, wat bij deling door het totaal geïnfiltreerde volume op 0,1 mg Fe/l geïnfiltreerd water zou neerkomen. Aangezien het geïnfiltreerde water gemiddeld stellig minder ijzer bevatte dan 0,1 mg/l, is ten min-

ste een aanzienlijk deel van dit verwijderde ijzer van het natuurlijke bodemmateriaal afkomstig. Dit blijkt nog sterker uit de analyses van de tweede regeneratiepoging met zuur water, die op 4 november 1974 werd uitgevoerd (fig. 4.27) en waarna ruim 5000 gram Fe werd verwijderd, dus ruim 1,6 x zoveel als na de eerste poging. Bij de 2e poging is minder zuur water gedoseerd, namelijk circa 30 m³. Het verschil tussen beide regeneraties met zuur bestond verder hoofdzakelijk hierin, dat bij de 2e poging het ingebrachte zure water in de bodem heen en weer werd bewogen en, in plaats van enkele uren, een dag lang contact met de formatie had. Dit heen en weer bewegen geschiedde, door met perslucht de waterspiegel in de put bij herhaling weg te drukken en weer op te laten komen c.q. omhoog te laten schieten.

De resultaten van beide proeven verschillen, wat betreft de gemeten concentraties in het teruggewonnen water, nauwelijks van elkaar. De TOC, die nu 3 x zo hoog was als in het geïnfiltreerde water, duidt op aanwezigheid van organisch materiaal in de bodem. Dit is in overeenstemming met het hiervoor genoemde totale chloorverbruik tijdens de regeneratie met chloorgas. Dit is ook in overeenstemming met de geleidelijke afname van de zuurstofconcentratie, die werd gemeten tijdens het schoonpompen op 3 en 5 september, direct na de eerste infiltratieproef (29 juli 1974 tot 2 september 1974). De geleidelijke zuurstofafname is zodoende veleer te wijten aan reactie tussen zuurstof en bodemmateriaal en in veel mindere mate aan bacteriegroei op of in de verstopte laag rond het putfilter.



Figuur 4.27 - Gemeten parameters tijdens het terugpompen van het op 4 november ingebrachte, zure water (2e persput van de Duinwaterleiding van 's-Gravenhage).

1	2 Datum	3 Verloop		4 Verstopping			8 Pompen	9 Cl ₂	10 HCl	11 HCl	12 Totaal
		totale weerstand	verstop- pings weerstand	run 1	run 2	Totaal					
*											
st	29-07-74	0,63	0,00	0,00							
inf	02-09-74	1,88	1,24	1,24		1,24					
p	03-09-74	1,06	0,42				0,82				0,82
ip	05-09-74	1,06	0,42		0,00		0				
inf	24-09-74	1,70	1,06		0,64	0,64					
p	25-09-74	1,06	0,42				0,64				0,64
Cl ₂	07-10-74	0,85	0,21					0,21			0,21
HCl	18-10-74	0,79	0,15						0,06		0,06
HCl	04-11-74	0,76	0,12							0,03	0,03
Totaal				1,24+0,64= 1,88			1,46+0,21+0,06+0,03 = 1,76				
In % totale verstopping = 100 %				66 + 34 = 100 100			78 + 11 + 3 + 2 = 94 94				

* st = start; inf = einde inf.test; p = schoonpompen; ip = intermitterend pompen
Cl₂ = regeneratie met chloorgas (200 mg Cl₂/l); HCl = regeneratie met HCl (pH = 1).

Tabel 4.17 - Verloop van de verstopping en resultaat van het regenereren van perpsut 2 van de Duinwaterleiding van 's-Gravenhage. Kolom 3 geeft de som van hydraulische weerstand en verstoppingsweerstand m/(m/h) bij 10 °C. De hydraulische is die van de schone, nieuwe put op 29 juli 1974. Kolom 4 is de verstoppingsweerstand die per definitie op 29 juli 1974 nul was. Kolom 5 en 6 geven de toename van de verstoppingsweerstand in de eerste en 9e infiltratieperiode. Hun som (kolom 7) is de totaal opgetreden verstopping. Kolom 8 geeft de afname van de verstoppingsweerstand door schoonpompen, 9 door het regenereren met chloorgas, 10 door de eerste en kolom 11 door de tweede regeneratie met zoutzuur. Kolom 12, tenslotte, geeft de totale verbetering tijdens elke regeneratiepoging en hun som. Uiteindelijk blijkt 94 % van de opgetreden weerstand te zijn verwijderd, 78 % door schoonpompen en de overige 16 % door de regeneraties met chemicaliën.

Door de regeneraties met zuur nam de totale weerstand verder af en wel van 0,85 tot 0,79 m/(m/h) bij 10 °C na de eerste regeneratie met zuur en verder tot 0,76 na de tweede. Verminderd met de weerstand van de nieuwe put, namelijk 0,64 m/(m/h) bij 10 °C, betekent dit een afname van 0,21 tot 0,15, respectievelijk tot 0,12 m/(m³/h) bij 10 °C; een totale afname dus van 43 % van de voor het zuuren nog aanwezige weerstand.

4.3.6.5 Resultaten met regenereren verkregen

Het verloop van de proeven en het resultaat van de regeneraties is weergegeven in tabel 4.17. 94 % van de in totaal opgetreden verstoppingsweerstand werd uiteindelijk verwijderd; het grootste gedeelte, 78 %, door schoonpompen en het restant, 16 %, door de chemicaliën. Bij later onderzoek kon de volle verstoppingsweerstand worden verwijderd, zodat de totale weerstand toen weer gelijk was aan die van de schone put op 29 juli 1974 (Olsthoorn, 1977b). Dit resultaat werd bereikt met zoutzuur, waarbij de pH van het ingebracht zure water op circa 0 was gebracht in plaats van 1. (Dit betekent dus een 10 x zo hoge zuurconcentratie, zie ook tabel 4.18). In tegenstelling tot de hier uit-

		Weerstand m/(m/h) bij 10 °C		
		verstopt	na zuren	pH
oktober	1975	1,86	1,05	1
december	1975	1,29	0,72	1
*september	1976	2,37	0,69	0-1
november	1976	1,11	0,63	0-1

* Sectiegevijs inbrengen en afpompen van het zure water

Tabel 4.18 - Regeneratie met 3 m³ zuur water in 1975 en 1976 (Olsthoorn, 1977b)

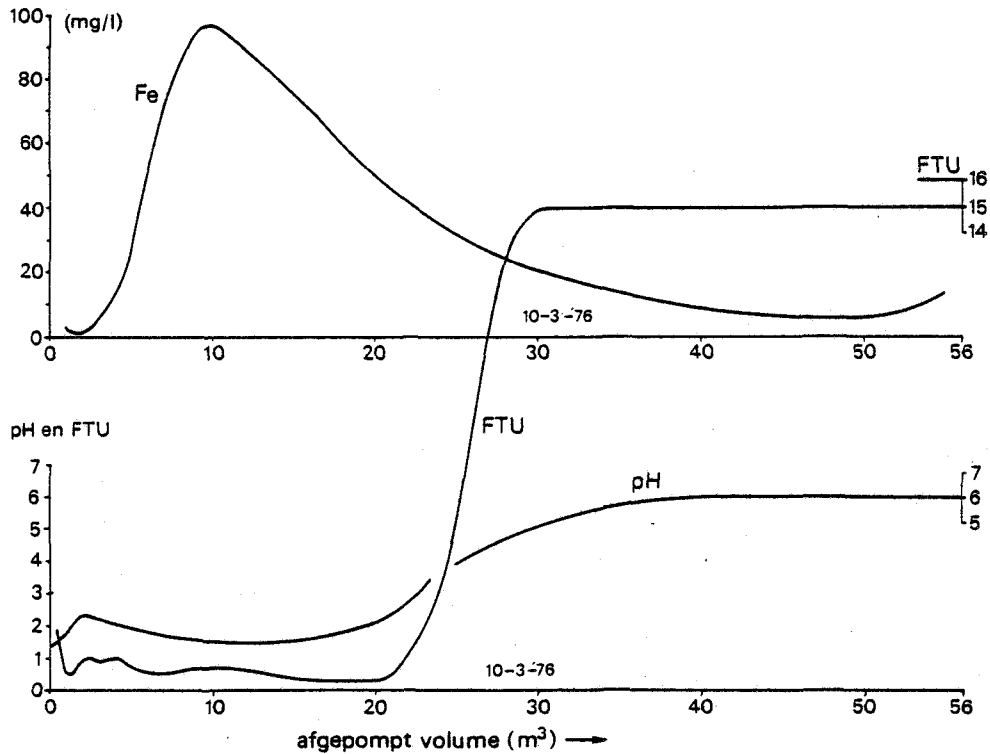
voerig beschreven proeven, werd toen maar 3 m³ zuur water in de put gebracht, een hoeveelheid die niet verder dan tot circa 40 cm van het hart van de put in de bodem reikt, ofwel tot circa 20 cm diep in het bodemmateriaal. Dit feit is een onafhankelijke aanwijzing voor geringe verstoppingsdiepte.

De moeilijkheden bij de interpretatie van de verkregen analyseresultaten na een behandeling van de bodem rond de put met zuur, kan ook aan later op deze put uitgevoerde regeneratieproeven worden geïllustreerd.

Zoals hiervoor aangeduid, is veel van het bepaalde element (Fe, Ca, etc.) in het water gekomen door reactie tussen zuur en bodemmateriaal (oplossen). Daalt de zuurconcentratie bij voortgaande reactie (het zuur wordt verbruikt) of worden waterdeeltjes met verschillende zuurconcentraties ondergronds of in de put met elkaar vermengd, dan kunnen stoffen met geringere oplosbaarheid weer neerslaan. Dit uit zich in een verhoogde troebelheid van het opgepompte water, zodra de pH weer gaat stijgen (fig. 4.28).

Met name 3-waardig ijzer, goed oplosbaar beneden een pH van circa 3, kan bij stijging van de pH tot boven 3 weer uitvlokken. De dan gemeten troebelheid is hierdoor veel sterker van de pH afhankelijk dan van de ijzerconcentratie. Fig. 4.28 illustreert dit aan de hand van het verloop van de pH, de ijzerconcentratie en de troebelheid in het teruggewonnen water, nadat tevoren ruim 20 m³ zuur water in de put was geleid.

Het onttrokken water kan kennelijk gedurende een aanzienlijke tijd troebel blijven. Gezien de mogelijkheid dat een deel van het zo gevormde vaste materiaal hierbij in de bodem achterblijft en ge-



Figuur 4.28 - Gemeten parameters tijdens het terugpompen van het ingebrachte, zure water (2e persput van de Duinwaterleiding van 's-Gravenhage).

zien het grootste gedeelte van de ingebrachte chemische stof uitsluitend met het natuurlijke bodemmateriaal reageert in plaats van met het verstoppende materiaal en gezien, tenslotte, dat de verstopping zich in nagenoeg alle praktische gevallen tot de directe omgeving van de putten beperkt, is het sterk aan te bevelen, het volume water waaraan de chemische regeneratiestof is toegevoegd zodanig te beperken, dat de stof niet verder dan enkele decimeters in het formatiemateriaal dringt.

4.3.7 Resultaten van chemisch regenereren

4.3.7.1 Algemeen

Het is bijzonder moeilijk om een duidelijke lijn te ontdekken in de regeneratie-resultaten die met de verschillende chemicaliën worden bereikt. Dit heeft diverse oorzaken: Enerzijds werkt een chemisch middel maar voor een bepaalde categorie van stoffen, anderzijds weten we vaak niet, althans niet exact, met welke categorie stoffen we precies te maken hebben. Als een bepaald reinigingsmiddel ergens niet of slecht werkt, hoeft het middel op zichzelf niet slecht te zijn geweest, maar was wellicht de keuze fout of zijn tevens andere stoffen in het spel, waarop het gekozen middel geen vat heeft.

Aangezien vaak meerdere categorieën stoffen gelijktijdig een rol spelen, kan een bepaald middel, in de regel, maar een deel van de totale verstopping wegnemen. Voor het restant is dan een aparte behandeling met een ander middel noodzakelijk. Op zichzelf heeft in zo'n situatie elk middel moge-

lijk wel goed gewerkt en een eigen taak naar behoren volbracht.

Het resultaat van een chemische behandeling hangt verder af van contacttijd, concentratie en mate van agitatie. De verschillende onderzoekers hebben echter uiteenlopende condities toegepast. Nog een ander vertroebelend facet wordt gevormd door fouten bij het uitvoeren van een regeneratie. Zo had een behandeling met polyfosfaat van de put van Gemeentewaterleidingen een averechts resultaat. Hoewel het voor de hand zou liggen, mag dit negatieve resultaat toch niet aan het polyfosfaat worden geweten. De oorzaak is eerder terug te voeren op het grote volume aan ijzervlokken, dat, door de dispergerende werking van het polyfosfaat in de gebruikte (roestige) stalen mengtank, in het water terecht kwam. Uit 100 ml monster bleek in 1 h circa 10 ml Fe-vlok te bezinken. De hierdoor ontstane verstopping werd later met zuur weer verwijderd. Een koppeling van het negatieve effect aan het gebruik van polyfosfaat zou derhalve verkeerd zijn.

Bij polyfosfaat wordt praktisch altijd $\text{Ca}(\text{OCl})_2$ (calcium hypochloriet) of een andere bleekloog gevoegd. Het is dan uiteraard achteraf onmogelijk om de vraag te beantwoorden of het $\text{Ca}(\text{OCl})_2$ dan wel het polyfosfaat het meest essentieel was voor het bereikte succes. Ondanks deze moeilijkheden, zal hierna worden getracht een betere kijk op de resultaten van de verschillende reinigingsmiddelen te krijgen.

4.3.7.2 Chloor en hypochloriet

a) Put Gemeentewaterleidingen Amsterdam

Nadat de put was schoongepompt door jutteren met perslucht, had een behandeling met zuur (4 m³ HCl-water met een pH van 0,6, aangevuld met 50 kg methyleentetramine als inhibitor tegen aantasting van pomp en leidingwerk) geen enkel effect (fig. 4.2). Hierna werd 4 m³ water met 2000 mg Cl₂/l (NaOCl) gedoseerd. Na agitatie door jutteren met perslucht (ook bij het zuur toegepast) en 20 h stilstand was een flink deel (32 %) van de tevoren aanwezige verstoppingsweerstand verdwenen.

b) 2e persput Den Haag

In Den Haag werd, nadat de put was schoongepompt, 50 % van de resterende verstopping met een chloorgasbehandeling weggenomen (tabel 4.7 op pag. 4.18). In totaal werd circa 10 m³ water ingebracht met een chloorconcentratie van 150 tot 200 mg/l. De contacttijd bedroeg 3 dagen. Het chloor was op het moment van terugpompen volledig verbruikt, zodat een hogere dosering mogelijk meer resultaat zou hebben gehad.

c) Persput te Birmingham

Marshall e.a. (1966) hadden een boorgat dat vooral door ijzerbacteriën verstopte. Zij gebruikten ter regeneratie chloorbleekloog van onbekende concentratie. De verstoppingsweerstand werd door deze behandeling praktisch geheel verwijderd.

d) Long Island New York

Vecchioli (1972), die tertiair gezuiverd afvalwater infiltreerde, voerde tot 1973 9 infiltratieproeven uit. Proef 8 was de enige waarin het infiltratiewater niet werd gehoord. De verstopping door bacteriën die daardoor ontstond is reeds in paragraaf 3.4 behandeld. De specifieke weerstand was tijdens de test van 4,03 opgelopen tot 6,89 cm/(m³/h) bij 10 °C. Na het schoonpompen bedroeg deze 4,65 cm/(m³/h) bij 10 °C. Het verwijderingspercentage is dus 78. Na chloorbehandeling met water dat 200 mg chloorgas/l bevatte, en waarbij 16 h contacttijd, werd toegepast, bedroeg de specifieke weerstand weer 4,03 cm/(m³/h) bij 10 °C. Het gehele restant van de tijdens test 8 opgetreden verstopping werd dus door deze chloorbehandeling verwijderd.

e) Chloor tijdens het infiltreren

In andere situaties is tijdens de infiltratie pas vanaf een zeker ogenblik een chloordosering toegepast met een concentratie van enkele mg/l. Hierdoor kon evenzeer een sterke vermindering van de verstoppingsweerstand optreden. Fig. 3.49 en vooral 3.45 zijn hiervan voorbeelden.

4.3.7.3 Zuur

a) Long Island New York

Tijdens de zesde infiltratieproef (Vecchioli 1972), was de putweerstand opgelopen van 5,6 cm/(m³/h) tot 53 cm/(m³/h).

Door intensief schoonpompen werd 96 % van de opgetreden verstoppingsweerstand verwijderd. De weerstand bedroeg toen nog 7,3 cm/(m³/h). Vervolgens werd 9 m³ geconcentreerd (32 %) zoutzuur in de put gebracht, dat na 1 nacht contacttijd weer werd verwijderd. Hierna bedroeg de weerstand 5,0 cm/(m³/h). Hiermee was de put dus beter dan vóór de start van de betreffende infiltratieproef.

b) 2e persput van de Duinwaterleiding van 's-Gravenhage

Nadat de put was schoongepompt en een chloorgasbehandeling had ondergaan, was 89 % van de in totaal opgetreden verstopping verwijderd (tabel 4.7 op pagina 4.18). Van de resterende 11 % werd in 2 achtereenvolgende zuurbehandelingen respectievelijk 29 en 14 % (te zamen 43 %) verwijderd. De zuurbehandeling bestond uit het inbrengen van respectievelijk 40 en 30 m³ water, waarin de pH met zoutzuur op de waarde 1 was gebracht. De contacttijd was circa 5 uur. Bij de tweede zuurbehandeling werd het water in de put met perslucht heen en weer bewogen. Het effect van deze regeneratie was dus geen 100 %. Bij latere proeven met zuur werd wel een volledige verwijdering van de verstoppingsweerstand bereikt. Dit was het geval wanneer de zuurconcentratie hoger was en de pH ongeveer nul bedroeg in plaats van 1. De totale hoeveelheid zuur water kon hierbij worden beperkt tot 3 m³. Het bleek bovendien dat sectiegewijs inbrengen van het zuur niet noodzakelijk was (Olsthoorn 1977b).

c) Put Gemeentewaterleidingen Amsterdam

Bij de put van Gemeentewaterleidingen had een zuurbehandeling géén resultaat, hoewel tegelijkertijd met perslucht werd gejutterd en 1 nacht contacttijd werd gehandhaafd (fig. 4.2). Er werd 4 m³ water ingebracht met een pH van circa nul. De oorzaak van het feit dat deze regeneratie met zuur hier niet hielp is onduidelijk. Aangezien de chloorbleekloogbehandeling die hierna werd uitgevoerd wèl succes had (zie onder a in deze paragraaf) was het zuur hier mogelijk eenvoudigweg een verkeerd gekozen middel.

a) Los Angeles

McIlwain et al. (1970) maken in zeer korte bewoordingen melding van een behandeling van 9 putten van de "West Coast Basin Barrier" met "perazijnzuur" (peracetic acid). Ofschoon het resultaat erg goed was, was de verstoppingsnelheid na de behandeling hoger dan na afloop van de gebruikelijke mechanische behandeling van de putten. Hierdoor was het bereikte resultaat 1½ maand na de regeneratie weer verdwenen. Een mogelijke verklaring van de oorzaak van dit verschijnsel wordt in de volgende paragraaf gegeven.

4.3.7.4 Eerst chloor, dan zuur

Verstopping door organisch materiaal waaraan bacteriën ten grondslag liggen speelt evenzeer in de water-injectieputten van de olie-industrie. Wordt de verstopping voor een groot gedeelte door derge-

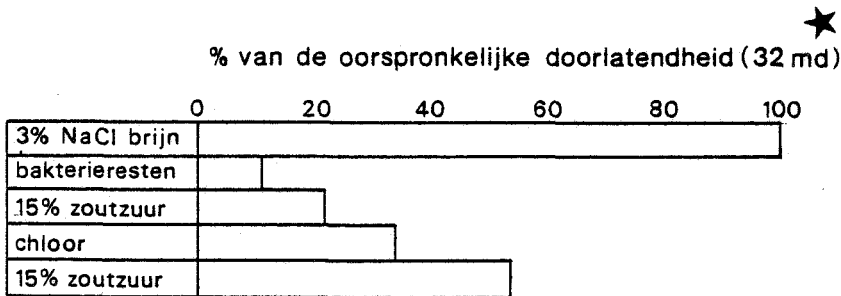
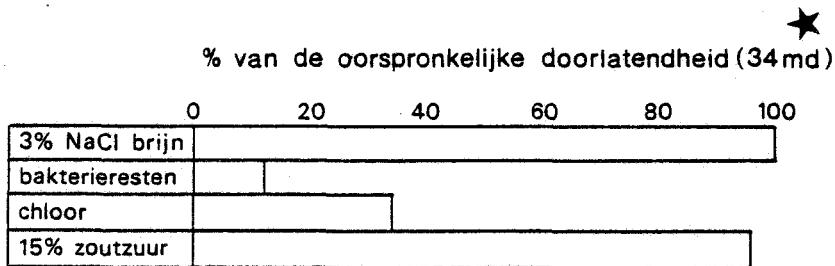
lijk materiaal veroorzaakt, dan heeft een zuurbehandeling geen al te groot succes (Crowe, 1968). De oorzaak is, dat het zuur het organische materiaal maar ten dele aantast. Bovendien gaat het effect dat het zuur teweegbracht volgens de ervaring van de olie-industrie weer snel verloren, een ervaring die ook in Los Angeles is opgedaan met de West Coast Basin Barrier (McIlwain e.a., 1970).

In dit soort situaties geeft chloor(bleekloog) een beter resultaat. Aangezien met chloor echter niet het anorganische residu wordt aangetast, is, volgens Crowe (1968), achteraf een extra behandeling, maar dan met zuur, noodzakelijk. Het zuur zou ook noodzakelijk zijn om de hoge pH te neutraliseren, die bij de chloorbleekloogdosering ontstaat en waardoor neerslag van kalk kan optreden. Bij de geringe hoeveelheid water die bij een regeneratie in het geding is, heeft dit argument voor ons weinig betekenis.

Volgens Crowe is het noodzakelijk, om eerst de chloorbehandeling toe te passen en pas daarna de zuurbehandeling. De belangrijkste reden hiervoor is, dat het organische slijm een afdekkend en inkapselend effect heeft op het anorganische materiaal. Pas nadat het slijm is verwijderd, kan de zuurwerking volledig tot zijn recht komen.

Onze iets afwijkende verklaring is, dat het organische materiaal een belangrijke bindende en kittende werking heeft, waardoor allerlei materiaal en anorganische deeltjes worden ingekapseld en vastgeplakt. Het organische materiaal is ook zelf gedeeltelijk aan de bodemkorrels gekit (zie figuur 3.4). In zo'n situatie is het verbreken van de

structuur en de kittende verbindingen een eerste vereiste. Zuur doet dit niet of onvoldoende. Weliswaar kan het zuur een groot deel van de anorganische bestanddelen en deeltjes uit de verstopte laag oplossen, doch de structuur, het organische netwerk, blijft goeddeels of gedeeltelijk intact. Hierdoor zal een put die alleen maar met zuur is behandeld achteraf sneller verstopten dan een put die met chloor(bleekloog) behandeld is. Een beter resultaat wordt dan verkregen door op de chloor(bleekloog)behandeling een zuurbehandeling te laten volgen (Crowe, 1968), fig. 4.29, tabel



★ 1md = 1millidarcy $\approx 0,0006$ m/d

Fig. 4.29 - Het verschil tussen "eerst chloor, dan zuur" en "eerst zuur, dan chloor" (Uit Crowe, 1968).

put "water injection well"	maand en jaar	Regeneratie			weerstand		weerstand- toename achteraf
		NaOCl (15 %) (m ³)	HCl (15 %) (m ³)	andere behan- deling	vóór	na	
					mH ₂ O per m ³ /d	mH ₂ O per m ³ /d	mH ₂ O/(m ³ /d) per maand gemiddeld
1	4/65	0	2,3		87	21	"veel"
	7/66	0	2,3		72	33	"veel"
	4/67	3,8	2,7		75	8	"geen"
2	9/66	0	2,8		360	10	30
	7/67	2,8	2,8		290	0,3	<3
3	1964	-	-	nieuw	-	5	3
	7/66	-	-	"frac- tured"	400	11	8
	7/67	2,8	2,8		680	2	4
4	1/67	0	3,8		45	16	?
	7/67	3,8	3,8		20	10	4
5	6/66	0	1,9		110	36	?
	11/67	0	1,0	+ 21 m ³ alcohol	∞	93	?
	12/67	1,6	1,6		93	8	?

1 = Kirkwood Sand, Bridgeport Pool, Lawrence
County III

2 = McClosky Lime, Wayne County III

3 = Aux Vases Sand, Wayne County III

4 = McClosky Lime, Wayne County III

5 = Cardium Sand, Alta., Canada

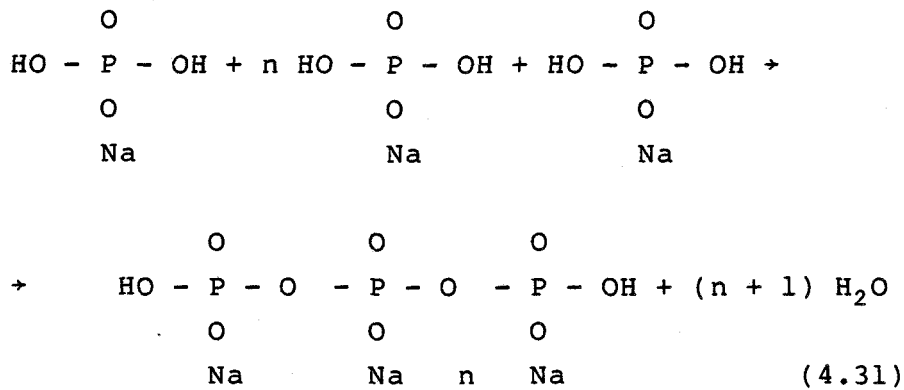
Tabel 4.19 - Effect van chloorbleekloog en zout-
zuur op capaciteit en verstopping
achteraf van enkele "Water injection
wells" van de olie-industrie (Crowe,
1968)

4.19). (Overigens blijkt uit de weerstanden tabel 4.19 hoe weinig doorlatend de betreffende olieformaties zijn.

4.3.7.5 Polyfosfaat

Fosfaten, en met name polyfosfaten, bezitten eigenschappen die niet alleen voor tal van industriële en huishoudelijke doeleinden, maar ook voor het reinigen van putten en persputten interessant zijn. Dit geldt vooral met het oog op de verwijdering van klei- en slibdeeltjes. Zij worden dan ook sinds enkele decennia toegepast voor putregeneratie (Kleber, 1950).

Alle fosfaten worden gemaakt uit natriumwaterstof-fosfaat, (NaH_2PO_4), volgens de reactievergelijking:



Vindt de reactie bij 800° plaats, dan is het resultaat een zogenaamde glassy-sodium-phosphate (Graham-zout), waarvan de gemiddelde ketenlengte wordt bepaald door de Na/P-verhouding in het reactiemengsel.

Het meest bekende en populaire polyfosfaat is het zogenaamde "Calgon". Calgon is een handelsnaam,

afkomstig van R.E. Hall (1929), die ontdekte dat dit polyfosfaat veel meerwaardige metaalionen en vooral calcium en magnesium in de vorm van oplosbare complexen bond. Hij constateerde dat het was alsof het calcium was verdwenen, "Calcium gone", vandaar: "Calgon". Ofschoon van het Calgon wordt gezegd dat het een hexametafosfaat is, bleek uit recent onderzoek (aldus Toy, 1976, p. 124) dat de gemiddelde ketenlengte niet uit 6 maar uit 13 tot 18 metafosfaateenheden bestaat. Naast Calgon komen natuurlijk vele andere handelsnamen voor, zoals bijvoorbeeld Polyphos.

Het langst bekende reinigingsfosfaat is trinatriumfosfaat, een monofosfaat (Na_3PO_4). Door het loog, dat tijdens de produktie wordt toegevoegd, namelijk 1 mol NaOH per 5 mol Na_3PO_4 , is het zeer alkalisch. Hierdoor breekt het vetzuren in stukken, net zoals verfabijt op verf inwerkt, en emulgeert vetten en oliën (zogenaamde hydrolyse van vetzuren onder invloed van loog). Trinatriumfosfaat vormt bovendien een binding met hypochloriet, waardoor het, in combinatie met een bevochtigingsmiddel (detergent) en een schuurmiddel, mede in acht genomen de hierna nog te behandelen specifieke fosfaateigenschappen, een bijzonder effectief schoonmaak/desinfectiemiddel is. Na_3PO_4 vormt echter geen oplosbare complexen met Ca^{2+} en Mg^{2+} , maar juist onoplosbare calcium- en magnesiumfosfaten. Uit dit relaas moge blijken dat veelal maar een deel van de eigenschappen van een fosfaathoudend schoonmaakmiddel op het fosfaat berust.

De polyfosfaten hebben dit laatstgenoemde nadeel, namelijk het neerslaan van Ca- en Mg-fosfaat niet.

Omdat zij wel oplosbare complexen vormen, maakte hun inzet voor het eerst de "echt witte was" mogelijk en zijn zij ook als "edelfosfaten" bekend (Gawalek, 1962). Zij zijn bovendien iets minder alkalisch en daarom geschikt voor de fijne was. Het niet neerslaan van Ca en Mg is ook voor de putregeneratie van betekenis, terwijl de door de lagere alkaliteit onstane, verminderde vat op vetzuren zonodig met loogtoevoeging kan worden verbeterd.

De belangrijkste taak van het polyfosfaat bij de putregeneratie is echter het dispergeren en in suspensie houden van verstoppende deeltjes.

De belangrijkste eigenschappen van het fosfaat, die dit veroorzaken of bevorderen, zijn hieronder opgesomd (Lyons, 1973; Toy, 1976).

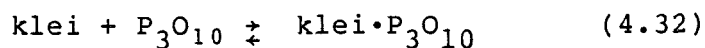
- a) Ontharding door binding van hoogvalente metaal-ionen (zoals Mg^{2+} en Ca^{2+}) in opgeloste complexen (Engels: sequestering);
- b) dispergeren van klei, slib, ijzerhydroxide- en mangaanhydroxidedeeltjes door sterke adsorptie aan opgelost polyfosfaat;
- c) vermijden van neerslagvorming door interferentie met zich vormende kristallen (Engels: threshold);
- d) verbeteren van de werking van zeep en detergents door verlaging van de kritische micel-concentratie;
- e) breken en emulgeren van vetten en alkanen door de hoge pH ten gevolge van het tijdens het produktieproces toegevoegde loog (hydrolyse);
- f) oxideren en desinfecteren door toevoeging van chloorbleekloog.

ad a. De polyfosfaten nemen veel vrije metaalionen uit de oplossing (met name geldt dit voor Ca^{2+} en Mg^{2+}) doordat zij er oplosbare complexen meevormen.

Het resulterende water, nu zonder de meerwaardige metaalionen creëert een dikkere elektrostatistische dubbellaag rond allerlei geladen deeltjes, met name rond kleideeltjes. Hierdoor vermindert de afscherming van de afstotende elektrostatistische krachten tussen deze deeltjes. Zij komen dus verder uit elkaar en lossen aan elkaar te zitten (zwellen van kleimineralen). Dit bevordert naast zwellen het dispergeren van klei (zie hoofdstuk 3.6).

ad b. De polyfosfaat-ionen adsorberen bijzonder sterk aan allerlei oppervlakken, zo ook aan kleideeltjes. Deze deeltjes krijgen hierdoor, vanwege de grote negatieve lading per gram fosfor, een sterke negatieve lading. Hierdoor stoten de deeltjes elkaar af, waardoor zij dispergeren. Dispergeren van deeltjes wil zeggen dat zij in de waterfase worden opgenomen, zonder dat zij kunnen samenklonteren en bezinken.

Het vermogen om aan oppervlakken te worden geadsorbeerd bepaalt de effectiviteit van een dispersiemiddel. Wat dit vermogen betreft bleek de bindingsconstante van onderstaand adsorptie-evenwicht tussen kaoliniet en trifosfaat in de orde van 10^5 J/mol te liggen (Lyons, 1973)



$$K = \frac{(\text{klei} \cdot \text{P}_3\text{O}_{10})}{(\text{klei})(\text{P}_3\text{O}_{10})} \approx (10^5) (\text{J/mol})$$

Polyfosfaten worden sterker dan orthofosfaat aan klei geadsorbeerd. Voor het orthofosfaat zou de bindingsconstante globaal tienmaal zo klein zijn, dus in de orde van 10^4 J/mol. (Lyons, 1973).

Beide factoren, sequestering en dispersie, bevorderen het losmaken van de deeltjes en het ontstaan van een stabiele emulsie, wat essentieel is voor hun verwijdering.

Uit het bovenstaande volgt, dat het fosfaat voor een deel voor de waterontharding wordt verbruikt en voor een ander deel voor de adsorptie aan oppervlakken. Voor de adsorptie aan koalinit is in de orde van 1 tot 2 mg polyfosfaat per gram klei nodig. (Lyons, 1973). Het deel dat nodig is voor het binden van de calcium- en magnesiumionen kan, afhankelijk van hun concentraties, belangrijk groter zijn.

ad c. In een oververzadigde oplossing kunnen kristallen worden gevormd. Het polyfosfaat hecht wel aan, maar past niet in de kristalroosters. Door deze interferentie voorkomt het de uitgroeï van kristallen ("threshold"). Dit geldt niet alleen voor CaCO_3 -neerslagen, maar evenzeer voor die van $\text{Fe}(\text{OH})_3$, MnO_2 en andere. 1 mg polyfosfaat is zo voldoende voor 0,25 à 0,50 mg Fe of Mn en voor circa 200 mg CaCO_3 (Lyons, 1973).

- ad d. Een zeep, detergent of ander bevochtigingsmiddel dient voor emulgeren van olie en vet. Polyfosfaat verbetert deze werking en omgekeerd verbetert het detergent de werking van het polyfosfaat. Daarom worden polyfosfaten "detergent-builders" genoemd. Zij verlagen onder meer de concentratie waarbij de zeepmoleculen zich oriënteren en effectief worden ("critical micelle concentration").
- ad e. Het loog bij het polyfosfaat, dat bij het fabricageproces nodig was, breekt vetten en olie-moleculen in stukken (hydrolyse van vetzuren) net als afbijt (= loog) dit met verf doet. Dit versterkt het emulgeringsproces. Eventueel kan extra loog aan het polyfosfaat worden toegevoegd om dit afbijteffect te versterken.
- ad f. Aan trinatriumfosfaat (is geen polyfosfaat) kan hypochloriet-complex gebonden worden. Hierdoor ontstaat een enkel middel met veel van bovengenoemde eigenschappen, maar dat bovendien oxyderend-desinfecterend werkt. Bij de polyfosfaten moet het bleekloog apart worden toegevoegd. Dit levert hetzelfde resultaat, doch vereist een aparte bewerking (dosering). Het chloorbleekloog heeft bij putregeneratie de taak om organisch materiaal "weg te branden", dat de te dispergeren en te verwijderen anorganische deeltjes afdekt en verkit. Aangezien de verstopping van putten en persputten in praktisch alle gevallen tevens door organisch materiaal wordt veroorzaakt, is het noodzakelijk dit materiaal op te ruimen, wil het fosfaat volledig

tot zijn recht komen. In dit opzicht overlappen de werking van het loog, het bevochtigingsmiddel (detergent) en het chloor elkaar gedeeltelijk en is een wederzijds aanvullende werking te verwachten.

Bij de regeneratie van pers- of winningsputten wordt mechanische agitatie, als middel ter versterking van de werking van het polyfosfaat, essentieel geacht, om bindingskrachten tussen deeltjes te overwinnen (Johnson, 1966). Verder wordt aanbevolen de regeneratie 2 of meer keer achtereen uit te voeren en de dispergerende werking te verbeteren door de pH op 10 à 11 te brengen. Soms wordt een bevochtigingsmiddel aanbevolen, dat dan echter niet mag schuimen of met het chloor een interactie ondergaan (Gäss, 1977).

Op grond van het bovenstaande lijkt het maar de vraag of een bevochtigingsmiddel wel nodig is in persputten en winningsputten, waarbij tevens een hoge pH en chloorbleekloog wordt toegepast.

Sniegocki (1963) maakte voor zijn persputten uitvoerig gebruik van polyfosfaat (natrium-hexametafosfaat). Aangezien hij gechloord water gebruikte, dat, ondanks de voorbehandeling, tamelijk veel kleideeltjes bevatte en een hoge troebeling had, leek hier polyfosfaat, terecht, het aangewezen middel. Na de meeste van zijn proeven werd de put dan ook met polyfosfaat behandeld. Sniegocki doseerde in de regel 200 l van een 1,2 % sterke oplossing aan de put, terwijl eenzelfde hoeveelheid verdeeld werd over de 4 waarnemingsputten die op 1,8 m afstand rond de put waren opgesteld. Een variërende hoeveelheid water werd toegevoegd om de

oplossing in de formatie te dringen. Agitatie werd toegepast door aan- en uitschakelen van de pomp. Na verschillende van zijn proeven, werd zeer troebel water verwijderd, echter zonder dat de putweerstand hierbij verminderde. Sniegocki geeft hier geen bevredigende verklaring voor. Desondanks en afgezien van problemen die zich voordeden door neerslag van calciumfosfaten (na gebruik van CaCl_2 om kleimineralen te laten ineenschrompelen ter bevordering van de doorlatendheid), waren zijn regeneraties succesvol; de weerstand bij aanvang van elk van zijn reeks infiltratieproeven toont geen stijging van betekenis (Sniegocki, 1965 en tabel 3.1 op pag. 3.9).

Omdat het regenereren van zijn tweede put (RW2) minder succesvol leek te verlopen, werd na de 5e test met deze put een intensievere regeneratie toegepast. De nieuwe put had een weerstand van $4,9 \text{ cm}/(\text{m}^3/\text{h})$ (watertemperatuur onbekend) die tot aan het begin van test 22, tot $8,8 \text{ cm}/(\text{m}^3/\text{h})$ was toegenomen. Aan het einde van deze infiltratietest bedroeg de weerstand $66 \text{ cm}/(\text{m}^3/\text{h})$, wat, bij een gemiddeld debiet van $60 \text{ m}^3/\text{h}$, een waterstandsverhoging in de put betekent van $(60)(0,66-0,088) = 34 \text{ m!}$ (Een overzicht van het verloop van de regeneratie vindt u in tabel 4.19). Totaal is bijna 1400 kg polyfosfaat in 113 m^3 water in de put gebracht. De grootste verbetering trad op bij de eerste regeneratiepoging; 82 % van de totaal aanwezige weerstand werd weggenomen. Gezien de grote verbetering die normaliter al optreedt door het eerste schoonpompen (zie tabel 4.19), kan onmogelijk gezegd worden, welk aandeel het polyfosfaat aan deze 82 % heeft bijgedragen; met het oog op tabel 4.10 op pag. 4.26 vermoedelijk niet bijzonder veel.

Doseringsvolume en concentratie		Stand- tijd	Agitatiemethode	en -duur	Verstopplings- weerstand	
(m ³)	(mg/l)	(h)	(methode)	(h)	m/(m ³ /h)	%
					0,611	100
3,8	12000	24	surgen + pompen	?	0,166	18
19	12000	16	pompen	(63 m ³)	0,071	12
83	13000	0	surgen + pompen	48	0,034	5,6
7,6	12000	?	surgen + bailen + pompen	2 x 24 2 x 24	0,028 0,017	4,7 2,8

Tabel 4.19 - Overzicht van de uitgebreide regeneratie met polyfosfaat op persput RW2 na afloop van proef 5 (Sniegocki, 1963). De verstoppingsweerstand is totale weerstand minus die van nieuwe put, namelijk 0,049 mH₂O/(m³/h). In totaal werd 97,2 % van de opgetreden verstopping weer verwijderd.

Tijdens het verdere verloop van de regeneratie nam de weerstand geleidelijk verder af. Niet alleen werd hiertoe veel polyfosfaat toegevoegd, uiteindelijk oplopend tot een totaal van bijna 1400 kg, maar ook werd de put voortdurend geagiteerd met de pomp en later met een speciaal zogenaamd "surgeblock". Een deel van de verbetering kan nu door de agitatie veroorzaakt zijn. Uit paragraaf 4.2.3.8 bleek immers dat het voortdurend omkeren van de stroomrichting een positief effect heeft. Al met al kan het polyfosfaat een aanzienlijk positief resultaat hebben gehad, maar bewijs hiervan is aan de hand van Sniegocki's cijfers niet te leveren,

zeker niet in het licht van de verkregen inzichten in het effect van mechanisch regenereren. Het is denkbaar, dat een praktisch even groot resultaat ook zonder het polyfosfaat bereikt zou zijn.

Bij de put van Gemeentewaterleidingen had de behandeling met polyfosfaat een averechtse uitwerking. De netto weerstand nam toe van 18 tot 61 cmH₂O bij 1 m/h en 10 °C (fig. 4.2).

Hieruit mag nog niet geconcludeerd worden, dat het betreffende chemische middel slecht werkt. Veel meer wijst dit erop, dat de middelen zorgvuldig uitgekozen en op de juiste wijze toegepast moeten worden. Goed inzicht in wat er gebeurt is hiertoe essentieel.

Het werkelijke effect van polyfosfaat bij persputregeneraties is echter met de beschikbare gegevens niet vast te stellen. Hiertoe is aanvullend praktijkonderzoek noodzakelijk.

4.3.7.6 Polyfosfaat, zuur en gasbellen

Sniegocki's put RW1 verstopte gedurende een aantal tests door luchtbellens in het infiltratiewater (Sniegocki, 1963, zie tabel 3.1 op pag. 3.9). Om de eigenschappen van deze verstoppingsvorm te bestuderen, liet Sniegocki zijn put gedurende één van zijn tests opzettelijk door luchtbellens verstoppen. De weerstand nam gedurende de betreffende test toe van 5,3 cm/(m³/h) tot 11,1 cm/(m³/h) (watertemperatuur onbekend). De put werd na afloop met rust gelaten om te bezien of de lucht vanzelf, door oplossing, zou verdwijnen. Gedurende deze 9 weken rust wezen de 5 uitgevoerde weerstandsmetingen uit, dat dit niet het geval was. Door continu schoonpompen nam de weerstand maar uiterst lang

zaam af. Pas door agitatie, door heen en weer bewegen van het water in combinatie met het gebruik van polyfosfaat, konden de bellen worden verwijderd, aldus Sniegocki en Brown (1970). Het effect van het polyfosfaat wordt door Sniegocki toegeschreven aan een vermindering van de oppervlaktespanning die het teweeg zou brengen.

Het is de vraag of dit een juiste en afdoende verklaring is. Om bellen van de korrels makkelijk te kunnen verwijderen, is een volledige korrelbevochtiging nodig (fig. 4.30). Immers, alleen dan zijn korrels en lucht van elkaar gescheiden en hechten zij niet meer aan elkaar. (Vergelijk flotatie, waar juist het tegenovergestelde wordt nagestreefd; fig. 4.30).

De bevochtiging wordt bepaald door het volgende evenwicht tussen de 3 oppervlakte-energieën (oppervlaktespanningen) die in het systeem korrel-water-lucht/damp een rol spelen (fig. 4.31):

$$\gamma_{se} - \gamma_{sl} = \gamma_l \cos(\theta) \quad (4.33)$$

Waarin:

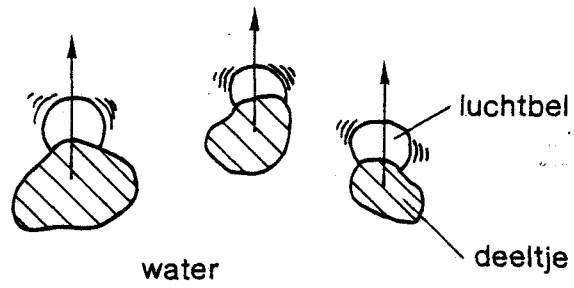
γ_{se} = oppervlakte-energie van het contactvlak tussen korrel en damp/lucht in de bel

γ_{sl} = idem, tussen korrel en water

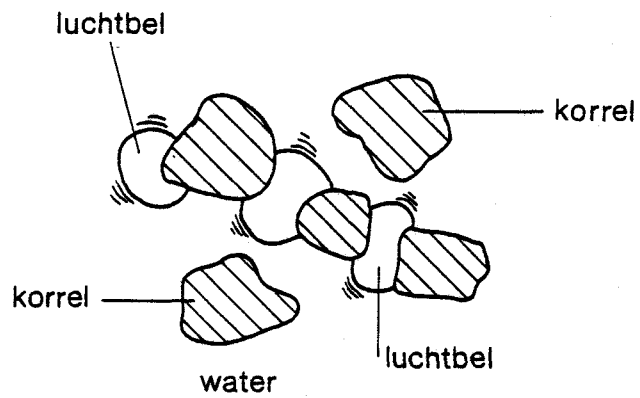
γ_l = idem, tussen water en damp/lucht in de bel

Volledige korrelbevochtiging ontstaat wanneer $\cos(\theta) > 1$ (dat wil zeggen geen oplossing voor bovenstaande vergelijking), hetgeen bereikt wordt wanneer:

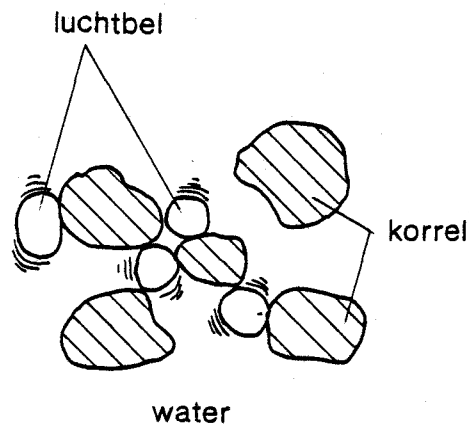
$$\gamma_{se} - \gamma_{sl} > \gamma_l \quad (4.34)$$



FLOTATIE

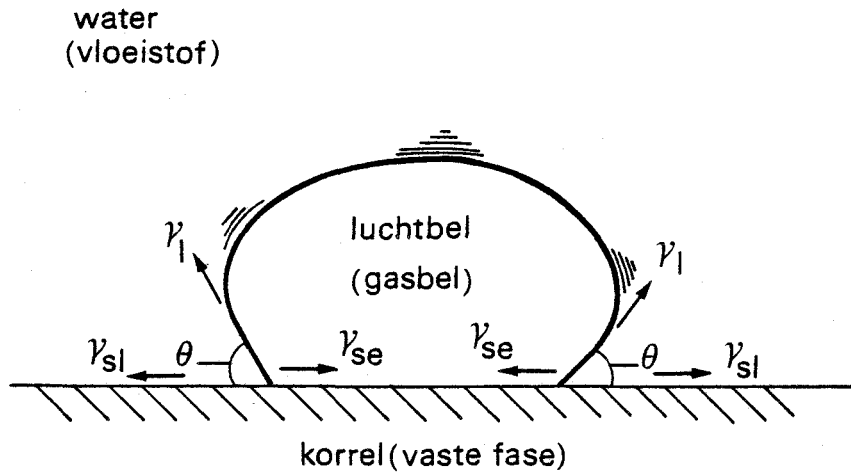


SLECHT BEVOCHTIGDE KORRELS



VOLLEDIG BEVOCHTIGDE KORRELS

Figuur 4.30 - Korrelbevochtiging bij aanwezigheid van bellen tussen de korrels.



γ_l = opp. spanning vloeistof - damp

γ_{sl} = " " , vaste fase - vloeistof

γ_{se} = " " vaste fase - damp

Figuur 4.31 - De 3 oppervlaktespanningen die een rol spelen bij korrelbevochtiging.

We kunnen dit bereiken door γ_{se} te vergroten, γ_{sl} te verkleinen, γ_l te verkleinen dan wel een combinatie van deze mogelijkheden toe te passen.

Het polyfosfaat zal geen al te grote invloed op γ_l of γ_{se} uitoefenen. Door de sterke adsorptie aan de vaste stof, die daardoor na droging een sterke negatieve lading krijgt (ontbreken van de elektrostatische dubbellaag bij droog oppervlak), veroorzaakt het polyfosfaat wel een hoge oppervlakte-

energie van de droge korrels, mits deze (door agitatie) met het polyfosfaat in aanraking zijn geweest. Juist aan deze verhoging van de oppervlakte-energie van de van te voren niet bevochtigde korrel (γ_{se}), kan de bevochtigende werking van het polyfosfaat bij putregeneratie worden toegeschreven, waardoor lucht- en gasbellen van de korrels worden gescheiden en deze verwijderd kunnen worden.

Om de luchtbellens werkelijk te kunnen verwijderen, is het noodzakelijk dat hun afmetingen kleiner zijn dan die van de bodemporiën. Het kan daarom nodig zijn de bellen te verkleinen. Splitsen van bellen in kleinere veroorzaakt een toename van hun totale oppervlak en de daartoe te overwinnen oppervlakte-energie vergt arbeid respectievelijk agitatie. De benodigde arbeid is uiteraard kleiner naarmate γ_1 , de oppervlaktetension van de vloeistof ten opzichte van de damp kleiner is. Het kan daarom gewenst zijn, om naast het polyfosfaat een detergent toe te passen. Tevens blijkt uit het bovenstaande, dat agitatie noodzakelijk is om een maximaal effect te bewerken. Jutten met perslucht, respectievelijk rustig wegdrücken van de waterspiegel en deze vervolgens plotseling omhoog te laten schieten, lijkt ook hier een geschikte methode.

Bovenstaande theorie is ook van toepassing bij regeneratie met geconcentreerd zuur in kalkhoudende grond. Hierbij wordt zoveel koolzuurgas vrijgemaakt, dat het water schuimt en bruist als het weer wordt opgepompt (fig. 4.26).

Dit was bij elke zuur-regeneratie in de 2e put van de Duinwaterleiding van 's-Gravenhage het geval. Desondanks was de weerstand van de put na afloop

van het schoonpompen steeds nagenoeg verdwenen, wanneer zuur water met een pH van circa 1 was toegepast, en volledig verdwenen als zuur water met pH van circa 0 was toegepast (Olsthoorn, 1977b, tabel 4.18 op pag. 4.100). Van een blijvende "bellenweerstand", in de zin zoals Sniegocki (1965) heeft ervaren, was dus geen sprake.

Dit kan nu, in overeenstemming met bovenstaande beschrijving van het bevochtigingsproces, direct worden verklaard uit de werking van het zuur. Zuur etst namelijk de kwartskorrels in de bodem schoon. Hierbij komt het kristaloppervlak van de korrels bloot en neemt hun oppervlakte-energie toe. Deze oppervlakte-energie bevordert op zijn beurt een volledige bevochtiging van de korrels en vergemakkelijkt zo de verwijdering van de gasbellen. In Den Haag is zelden aparte agitatie toegepast. Misschien mogen we uit deze ervaringen, in combinatie met die van Sniegocki, concluderen, dat een hoge oppervlakte-energie van de bodemkorrels, die met polyfosfaat of zuur bereikt wordt, voor de bellenverwijdering van groter belang is, dan de agitatie zelf of de verlaging van de oppervlaktespanning van het water. In dat geval is toevoeging van een apart bevochtigingsmiddel aan polyfosfaat minder belangrijk.

4.3.8 Samenvatting chemisch regenereren

Waar mechanische regeneratie geen soelaas meer biedt of te omslachtig zou worden, kan naar chemische regeneratiemiddelen worden uitgeweken.

Een aantal chemische middelen, soms met name in onderlinge combinatie, kan direct gevaar voor de gezondheid opleveren. Ook kunnen er gevaarlijke

situaties ontstaan door gevormde reactieproducten. Naast het gezondheidsaspect dient te worden nagegaan, welk risico de toe te passen chemische middelen voor de installatie opleveren.

De verstopping wordt in de praktijk doorgaans door een combinatie van verschillende soorten verstoppingsmateriaal veroorzaakt. Het is daarom vaak niet a priori duidelijk, welk materiaal in hoofdzaak verantwoordelijk is voor de ontstane verstopping. Het is in veel gevallen ook niet eenvoudig, dit uit de beschikbare gegevens af te leiden. Spelen verschillende soorten verstoppend materiaal samen, dan moet een chemische regeneratie veelal in twee of meer stappen worden uitgevoerd.

Spelen zowel organische als anorganische stoffen een belangrijke rol, dan kan beter eerst een oxidatiemiddel (chloor(bleekloog)) worden toegepast en pas daarna een zuur.

Chloor(bleekloog) gevolgd door zuur (nooit mengen !!) zal in een aantal gevallen een effect moeten hebben dat vergelijkbaar is met chloorbleekloog in combinatie met polyfosfaat. Chloor(bleekloog) gevolgd door zuur is in de regel echter veel reactiever dan bleekloog met polyfosfaat. Bij het polyfosfaat is daarom agitatie nodig en is één behandeling soms ontoereikend. Alleen in die gevallen waar de verstopping duidelijk door kleideeltjes wordt veroorzaakt, zal polyfosfaat een werkelijk effectief middel zijn en (mogelijk) te verkiezen boven zuur.

Uit de beschikbare onderzoeksgegevens valt de effectiviteit van polyfosfaat voor de regeneratie

van persputten niet aan te tonen, in tegenstelling tot de werking van chloor(bleekloog) en van geconcentreerd zoutzuur.

Gasbellen in de bodem laten zich, volgens Sniegocki, moeilijk verwijderen. Een voorwaarde voor de verwijdering lijkt de volledige bevochtiging van de bodemkorrels. Polyfosfaat en zuur hebben wat dat betreft een vergelijkbaar effect, namelijk het sterk verhogen van de oppervlakte-energie van de korrels ten opzichte van die van damp/gas in de bellen. Hierdoor kan polyfosfaat worden ingezet tegen gasverstopping en ontstaat geen blijvende verstopping, wanneer bij zuurdosering in kalkhoudende grond een grote hoeveelheid kooldioxydegas wordt vrijgemaakt.

5 ONTWERPMETHODIEK EN KOSTENMINIMALISATIE

5.1 Inleiding

In dit hoofdstuk wordt uiteengezet op welke wijze een persputtensysteem kan worden ontworpen, zodanig dat de kosten per kubieke meter geïnfiltreerd water minimaal zijn. Verder voorzuiveren kost geld, maar vertraagt het verstoppingsproces waardoor het infiltratiedebiet per put kan worden opgevoerd en op het aantal putten worden bespaard. Met de mate van voorzuivering en de infiltratievolumestroom per put hangt nauw het aantal putreinigingen (regeneraties) samen, dat jaarlijks moet worden uitgevoerd. Een juiste combinatie van voorzuivering, putdebiet en aantal regeneraties per jaar minimalisereert de kosten van het systeem.

5.2 Overzicht

Dit rapport is beperkt tot de techniek van het infiltreren met putten en behandelt als zodanig uitvoerig de preventie, onderkenning en bestrijding van problemen die daarbij belangrijk zijn. Deze technische problemen hebben voor het overgrote deel betrekking op verstopping van de persputten. Ook dit hoofdstuk over ontwerpen zal met name hierop zijn gericht. Er bestaat echter steeds een wisselwerking tussen de doelen die we met een persputtensysteem nastreven en de technische vormgeving. Dit hoofdstuk begint daarom met een korte behandeling van deze wisselwerking.

Kunstmatige infiltratie heeft 2 hoofddoelstellingen (Huisman en Olsthoorn, 1983), namelijk 1) Kwaliteitsverbetering van het infiltratiewater

door bodempassage, kwaliteitsafvlakking inbegrepen en 2) vergroting van de watervoorraad. Welk van beide factoren het belangrijkste is hangt van de situatie af. In een droog en warm land als Israël is de watervoorraad veel belangrijker dan eventuele kwaliteitsverbeteringen die ondergronds nog kunnen optreden. Voor de Israëlis is het essentieel om zo mogelijk het volledige wateroverschot van de rivier de Jordaan ondergronds op te slaan en dus zonder verdampingsverliezen te bewaren tot het droge groeiseizoen, wanneer deze rivier nauwelijks een overschot heeft, maar wel enorme volumina aan irrigatiewater nodig zijn. In zo'n situatie vinden infiltratie en winning in afzonderlijke perioden plaats. Het is dus begrijpelijk dat daarbij zoveel mogelijk gebruik wordt gemaakt van zogenaamde dual-purpose-putten. Dit zijn putten, die zowel voor infiltratie als voor terugwinning worden gebruikt.

In een situatie als bij Barcelona dient de infiltratie met name de kwaliteitsverbetering van het rivierwater, dat circa 20 mg zwevende stof per l bevat. De persput bevindt zich in een circa 10 m dikke grindlaag met een bijzonder hoge doorlatendheid ($k = 1000$ m/dag). Het water wordt 60 m stroomafwaarts, weer onttrokken waar het vrij is van zwevende stof. Door de geringe uitgestrektheid van de betreffende formatie, de kleine dikte van het watervoerende pakket en de grote doorlatendheid, kan van voorraadvorming nauwelijks sprake zijn. De winning en onttrekking moeten hier met verschillende putten plaatsvinden; dual-purpose-putten zijn hier niet bruikbaar.

Voor een Nederlands persputtensysteem zou de situatie tussen bovenstaande in liggen. Onder normale omstandigheden fungeert de bodem als mechanisch en

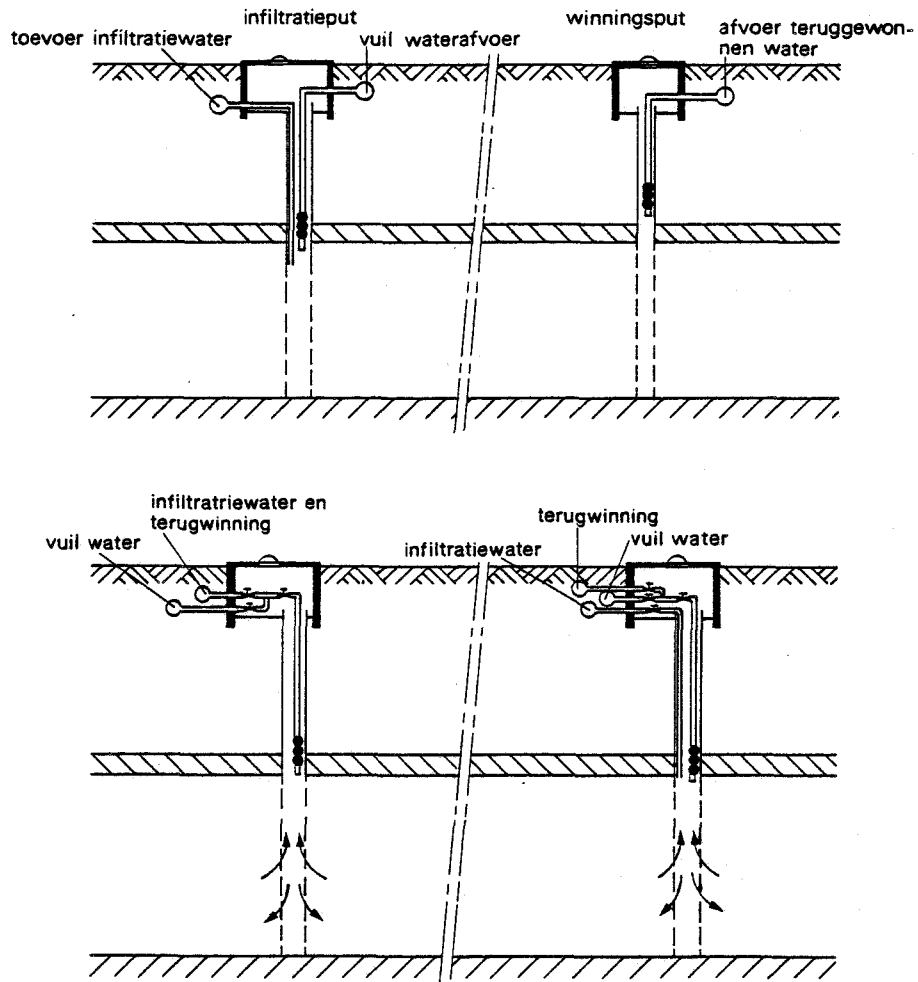
biologisch filter, ionenwisselaar, adsorptieoppervlak en als mengreservoir voor het infiltratiewater. Alleen in noodsituaties, wanneer de aanvoer van het voorgezuiverde oppervlaktewater komt stil te liggen of om kwaliteitsredenen moet worden stilgelegd, fungeert de bodem als voorraadvat. Net als in Spanje zou in Nederland onder normale omstandigheden gelijktijdig geïnfiltreerd en teruggewonnen worden en lijken de Israëliëse dual-purpose-putten niet op voorhand aantrekkelijk. Noodzakelijk zijn dual-purpose-putten evenmin, ook niet in genoemde noodsituaties aangezien de capaciteit van de winningsputten in Nederlandse omstandigheden gelijk is aan de totaal benodigde winningscapaciteit.

Het tweeledige doel van de kunstmatige infiltratie laat zich technisch formuleren door ontwerpeisen ten aanzien van:

1. minimum verblijftijd;
2. verblijftijdsspreiding;
3. lengte van de te overbruggen periode (omvang buffervoorraad).

Eis no. 2 dient en is voldoende voor de gewenste afvlakking van kwaliteitsschommelingen en kwaliteitspieken en dus voor de gewenste constantheid van de kwaliteit van het teruggewonnen water. Eis no. 1 dient om voldoende verbetering te verkrijgen van biologisch-chemische en fysische eigenschappen van het water, terwijl de derde eis de vereiste voorraadcapaciteit bepaalt. Toepassing van dual-purpose-putten lijkt in strijd met de eerste twee eisen, waaraan in Nederland van oudsher grote waarde wordt toegekend.

Afgezien van de vraag of een eis ten aanzien van de minimale verblijftijd ook bij een dual-purpose-



Figuur 5.1 - Dual-purpose-putten, en aparte persen en winningsputten (schematisch)

put terecht zou zijn, zou wel iets dergelijks gesteld moeten worden. In de meeste gevallen zal dit betekenen dat het water dat het eerst teruggewonnen wordt moet worden geloosd. Bij een op zichzelf bescheiden eis dat het water minimaal 14 dagen in de bodem moet verblijven, zouden we 1 week lang moeten lozen voordat de put aan de produktie mag gaan bijdragen. Dual-purpose-putten zijn hierdoor ongeschikt als putten om een noodwatervoorraad mee te beheren.

Daar elke dual-purpose-put direct op de schoonwaterafvoer is aangesloten, bestaat het risico dat het eerst teruggewonnen water incidenteel, per vergissing, in deze leiding wordt gepompt, waardoor een besmetting hiervan zou optreden (fig. 5.1). Bij single-purpose-putten is dit niet mogelijk. Speciale toepassingen daargelaten lijken dual-purpose-putten nauwelijks voor de Nederlandse situatie in aanmerking te komen. Uit dien hoofde zullen we ons hierna beperken tot het ontwerp van persputtensystemen met aparte winnings- en infiltratieputten.

5.3 Ontwerpmethodiek

De toelaatbare regeneratiefrequentie, dat wil zeggen het aantal keren dat elke persput gemiddeld per jaar mag worden schoongemaakt, vormt de sleutel van het ontwerp met het oog op kostenminimalisatie. Deze regeneratiefrequentie kan een beleidskeuze zijn dan wel een technisch optimum, zodanig dat de totale kosten minimaal zijn. Het kostenminimum hoeft niet samen te vallen met de uit beleidsoogpunt optimaal te achten toelaatbare regeneratiefrequentie. De beleidskeuze is dan echter duurder en de meerkosten kunnen berekend worden.

Het kostenminimum moet worden gerealiseerd door:

- a. een voldoende voorzuivering
- b. een voldoende lage infiltratiesnelheid, v , gerekend op de boorgatwand ter hoogte van de putomstorting, waarbij v volgens vergelijking (5.1):

$$v = \frac{Q_T}{nA} = \frac{Q}{A} \quad (5.1)$$

Waarin:

- Q_T - de totale infiltratievolumestroom van het persputtensysteem (m^3/a of m^3/h),
- n - het aantal persputten,
- Q - de infiltratievolumestroom van één persput (m^3/a of m^3/h)
- A - het infiltratieoppervlak (m^2), dat wil zeggen het contactvlak tussen de omstorting en de formatie, respectievelijk de hoogte van de omstorting of het open boorgat, vermenigvuldigd met de omtrek van het boorgat.

Hoewel automatisch schoonpompen van de putten met vast aangebrachte onderwaterpompen ook regenereren is, wordt dit in dit hoofdstuk beschouwd als onderdeel van de voorzuivering of als ingebouwd middel ter bestrijding van de verstopping, dat in een installatie wel of niet aanwezig kan zijn. Een inrichting voor automatisch schoonpompen kan immers verstoppingstechnisch worden opgevat als een volwaardig alternatief van een stuk verder voorzuiveren. Onder regeneratie wordt nu een speciale behandeling van een put verstaan waarvoor een regeneratieploeg, compleet met de benodigde apparaten en middelen, in actie komt.

Bovenstaand onderscheid is belangrijk omdat een regeneratieploeg niet zoals een vaste pompinstallatie willekeurig frequent kan worden ingezet en daarom een beperkende factor kan zijn. Zo zou bij een regeneratiefrequentie van bijvoorbeeld éénmaal per jaar bij een groot persputtensysteem met een paar honderd putten al gauw 1 put per dag moeten worden schoongemaakt. Dit betekent dat een regeneratieploeg dan continu aan het regenereren is. Het is zeer de vraag of dit in natuurgebieden toelaatbaar zou kunnen zijn. De capaciteit van een regeneratieploeg kan verder beperkend zijn in een slecht jaar waarin belangrijk vaker geregenereerd moet worden dan gemiddeld.

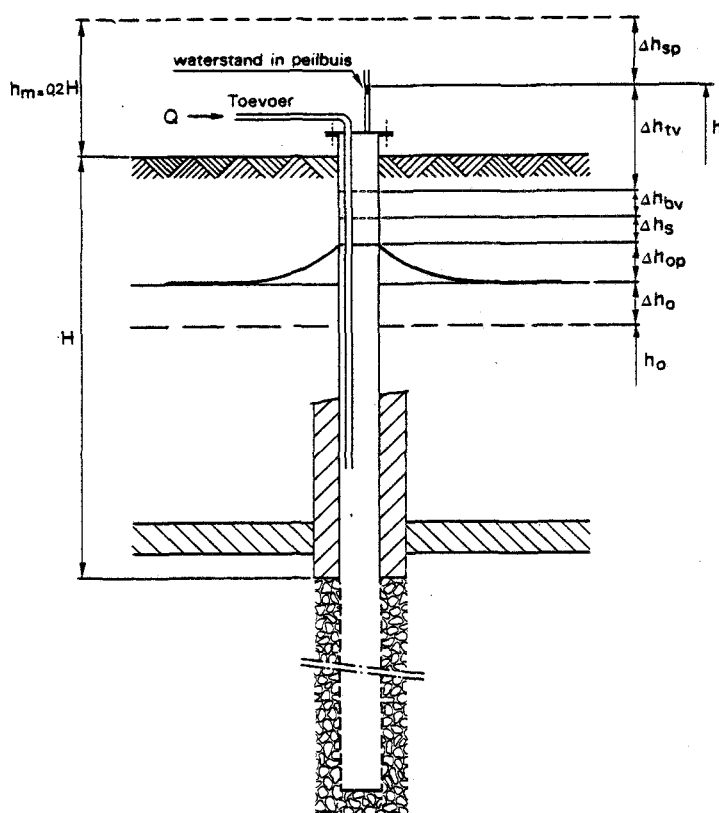
Automatisch schoonpompen is zeker niet voor de volle 100 % effectief. Alleen de tijdelijke verstopping wordt hierdoor weggenomen. De tijdelijke verstopping is een gedeelte van de verstopping dat sinds de vorige schoonpomp of regeneratie is opgetreden. De rest, de zogenaamde blijvende verstopping, blijft na schoonpompen achter. Dit is de reden waarom na een aantal keren schoonpompen toch een speciale behandeling, een regeneratie, nodig is. Hoewel een regeneratie ook een groot deel van de blijvende verstopping van de put kan wegnemen, moeten we er niettemin op rekenen dat, er ook dan nog een restant achterblijft. Dit deel van de blijvende verstopping neemt op den duur toe, zodat de put na een zeker aantal regeneraties (N) moet worden vervangen. De regeneratiefrequentie, r_f , moet nu zodanig laag zijn, dat de put gedurende zijn afschrijfstermijn, T, in bedrijf kan blijven:

$$r_f < \frac{N}{T} \quad (5.2)$$

Voor de feitelijke uitwerking van het ontwerp moet een regeneratiecriterium worden vastgesteld. Dit kan op verschillende manieren. In elk geval moet de druk beneden de maximaal toelaatbare waarde blijven, daar anders de bodem rond de put kan bezwijken. Volgens hoofdstuk 2:

$$h_m < 0,22H \quad (5.3)$$

In formule 5.3 is h_m de maximale stijghoogte in de put in mH_2O boven maaiveld en H de afstand van de bovenzijde van de omstorting beneden maaiveld (m).



Figuur 5.2 - Overzicht van de opbouw van de waterstand in de persput ten opzichte van de maximaal toelaatbare waarde.

De waterstand in de put bedraagt (fig. 5.2):

$$h = h_o + \Delta h_o + \Delta h_{op} + \Delta h_s + \Delta h_{bv} + \Delta h_{tv} \quad (5.4)$$

Waarin:

- h = de waterstand in de put boven maaiveld (maaiveld als arbitrair gekozen referentieveld);
- h_o = maximale waterstand in de put zonder infiltratie. Dit is ten opzichte van het maaiveld de hoogst bekende grondwaterstand. h_o is doorgaans negatief;
- Δh_o = de verhoging in de put terwijl het gehele systeem op maximum capaciteit draait, terwijl de beschouwde put buiten bedrijf is;
- Δh_{op} = de verhoging in de beschouwde put zelf, wanneer alleen deze in bedrijf zou zijn zonder dat enige vorm van verstopping aanwezig is;
- Δh_s = verhoging van de waterstand in de put ten gevolge van boorspoelingrestanten die na het ontwikkelen (krachtig schoonpompen) van de nieuwe put zijn achtergebleven. (Δh_s niet altijd aanwezig)
- Δh_{bv} = verhoging van de waterstand in de put ten gevolge van blijvende verstopping. Dat wil zeggen verstopping die na schoonpompen (of regeneratie) achterblijft; Δh_{bv} kan na een aantal schoonpompingen worden verlaagd door regenereren.
- Δh_{tv} = verhoging van de waterstand in de put door tijdelijke verstopping. Dat wil zeggen verstopping die is opgetreden sinds de laatste schoonpomping of regeneratie.

Uit (5.3) en (5.4) volgt:

$$h < h_m = 0,22 H \quad (5.5)$$

Daar h evenredig is met de infiltratievolumestroom van de putten, kan de speelruimte Δh_{sp}

$$\Delta h_{sp} = h_m - h \quad (5.6)$$

worden vergroot door de infiltratievolumestroom van elke put te verlagen.

Het verloop van de verstopping is in fig. 5.3 schematisch weergegeven, aan de hand van het verloop van de waterstand in een put. In de regel zal elke put (eventueel automatisch) kort schoongepompt worden, bijvoorbeeld na afloop van een bepaald aantal bedrijfsuren. Het schoonpompen kan echter ook worden uitgesteld tot de waterstand in de put met een bepaald bedrag is opgelopen sinds de laatste schoonpompings. Bij een constante waterkwaliteit bestaat er tussen beide systemen nauwelijks verschil. In elk geval dient de maximum waterstand in de put begrensd te worden.

In figuur 5.3 is tevens aangegeven dat een deel van de verstopping niet door schoonpompen verwijderd wordt. Aan het begin van elke volgende infiltratie is daarom de weerstand groter. Zodra deze beginweerstand te hoog is opgelopen, dient de put te worden geregenereerd.

Het is onverstandig dit regenereren uit te stellen tot de druk in de put zijn maximum waarde heeft bereikt (fig. 5.3). Dit zou mogelijk betekenen dat steeds frequenter zou moeten worden geregenereerd.

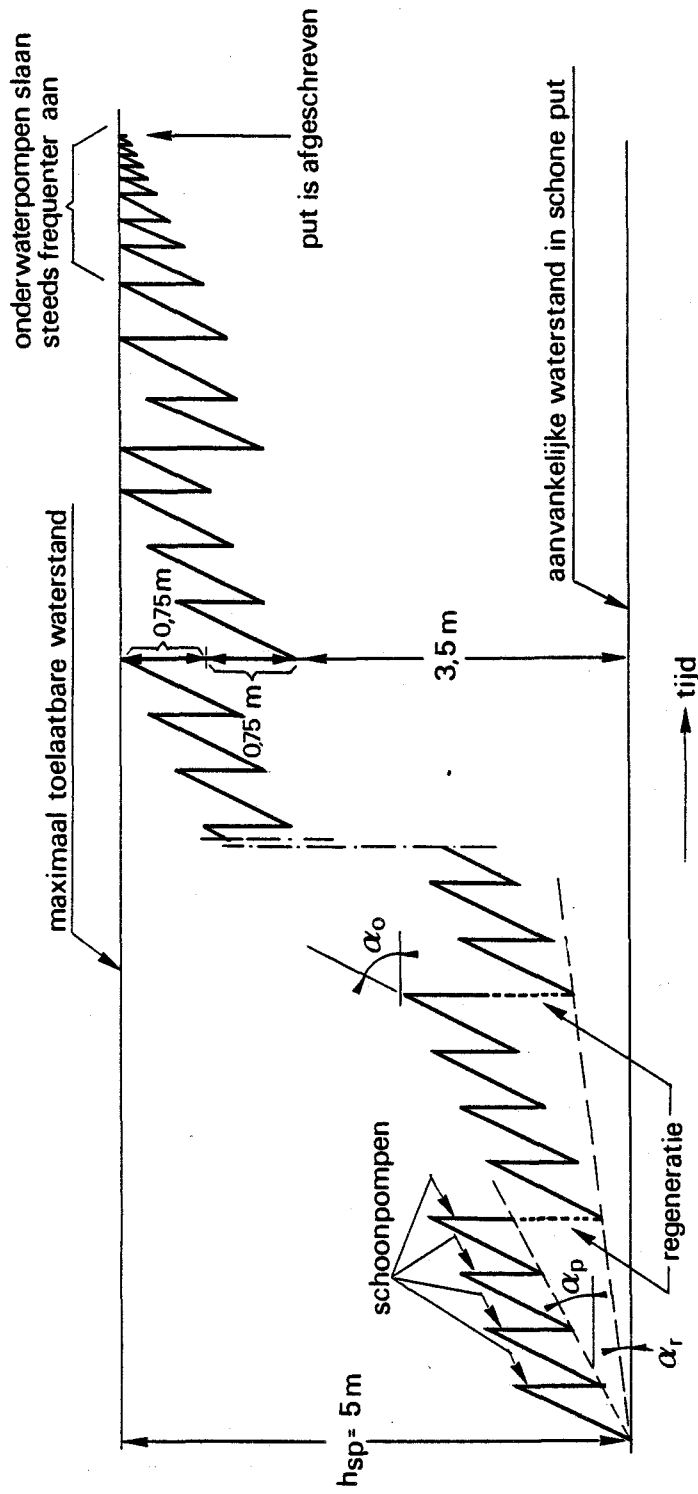


Fig. 5.3 - Schematisch verloop van de waterstand in een persput ten gevolge van verstopping, schoonpompen en regeneraties

Het regeneratieteam zou dan met de jaren progressief moeten worden uitgebreid. Omdat regeneratie moet plaatsvinden zodra de waterstand zijn maximum toelaatbare waarde bereikt, heeft men met deze methode niet het tijdstip in de hand, waarop de regeneratie moet plaatsvinden (tenzij de infiltratiecapaciteit wordt verlaagd en bij gevolg op de ondergrondse watervoorraad wordt ingeteerd). In het algemeen is het aan te bevelen de putten te regenereren, zodra de blijvende weerstand na schoonpompen, Δh_{pv} , betrokken op een standaard infiltratiesnelheid en een standaard watertemperatuur, met bijvoorbeeld 1 m of 20 % van de aanvankelijke speelruimte is toegenomen ten opzichte van de vorige regeneratie.

Uit fig. 5.3 en 5.5 volgt direct de "verstoppingsweerstand" Δh op moment t :

$$\Delta h = t \cdot v_3 + t_2 (v_2 - v_3) + t_1 (v - v_2) \quad (5.6a)$$

Onmiddellijk voorafgaand aan een regeneratie geldt:

$$\begin{aligned} t &= n_3 \cdot n_2 \Delta t \\ t_2 &= n_2 \Delta t \\ t_1 &= \Delta t \end{aligned}$$

Waarin:

- Δt = de tijd tussen 2 schoonpompingen of tussen een schoonpomping en een regeneratie;
- n_2 = het aantal infiltratieruns tussen 2 regeneraties;
- n_3 = het aantal infiltratieperiodes, waarbij we de infiltratie tussen 2 regeneraties als één periode opvatten;

$n_2 \Delta t$ = dus de tijd die verloopt tus-
sen 2 regeneraties;

$n_3 t_2 = n_3 \cdot n_2 \cdot \Delta t$ = de totale tijd sinds de put
in gebruik werd genomen;

Δt is omgekeerd evenredig met het kwadraat van de
infiltratiesnelheid (dus ook met het kwadraat van
het infiltratiedebiet, zie hoofdstuk 3). De tijdas
kan dus volledig worden aangepast aan de wensen,
namelijk door de keuze van de infiltratievolume-
stroom en de mate van voorzuivering. Uit het bo-
venstaande volgt:

$$\Delta h = \{n_3 \cdot n_2 \cdot v_3 + n_2(v_2 - v_3) + v_1 - v_2\} \Delta t \quad (5.6b)$$

Wat ook te schrijven is als:

$$\Delta h = \{(n_3 - 1)n_2 v_3 + (n_2 - 1)v_2 + v_1\} \Delta t \quad (5.6c)$$

Met:

$n_3 - 1 = m_3$, het aantal uitgevoerde regeneraties;
 $n_2 - 1 = m_2$, het aantal schoonpompingen sinds de
laatste regeneratie,

volgt (zie figuur 5.5):

$$\Delta h = m_3(v_3 \Delta t) + m_2(v_2 \Delta t) + (v \Delta t)$$

ofwel:

$$\Delta h = m_3 \Delta h_3 + m_2 \Delta h_2 + \Delta h_1 \quad \text{zie fig.} \quad (5.6d)$$

Is het regeneratiecriterium gekozen, dan dient
vervolgens de waterkwaliteit te worden gemeten.
Het enige kwaliteitscriterium dat hier van belang
is, is de snelheid waarmee een persput met dit in-
filtratiewater zal verstoppem. Zoals behandeld in
het hoofdstuk over zwevende stof (hoofdstuk 3),

kunnen, afgezien van hoge concentraties zwevende stof of een hoge troebelheid, niet of nauwelijks conclusies worden getrokken uit het vermelde op een chemische analysestaat. Membraanfiltertests of deeltjestellingen laten hoogstens enige kwalitatieve indicatie toe. Wel kunnen we een eerste en waarschijnlijk goede indicatie krijgen uit zorgvuldig uitgevoerde verstoppingsproeven. Deze kunnen worden uitgevoerd met grondmonsters, eventueel met een ander zand of zelfs met glasparels van de juiste korrelgrootte. Werkelijk betrouwbare gegevens zijn echter alleen te verkrijgen met een of meer proefputten in de betreffende formatie en met het betreffende water, het water dat later zal worden gebruikt. Oriënterende proeven met ander water zijn zinloos.

Met de proefput en het juiste water wordt de tijd gemeten waarin het gestelde regeneratiecriterium wordt bereikt. Hiermee is dus ook de regeneratiefrequentie, rf_0 , van de proefput bekend, bij dit water, met dit debiet, in deze formatie. Omdat het debiet in de proefput arbitrair wordt gekozen (bijvoorbeeld gelijk aan het debiet dat met winningsputten in deze formatie gebruikelijk is, dan wel op grond van een zekere snelheid op de boorgatwand, bijvoorbeeld 1 m/h), zal het in de regel niet overeenkomen met het optimale debiet (in de zin van minimale kosten) of de volumestroom die nodig is om aan een eis te voldoen die is gesteld ten aanzien van de toelaatbare regeneratiefrequentie.

Voor een groot project zullen infiltratieproeven worden uitgevoerd met verschillende soorten water, zodat achteraf het verband bekend is tussen de

wijze van voorzuivering en de bijbehorende regeneratiefrequentie, rf_0 , van de proefput(ten). Na raming van de kosten, $k_z(rf_0)$, per m^3 water die met de onderzochte voorzuiveringsvarianten op de uiteindelijke bedrijfsschaal gemoeid zouden zijn, is dan het verband bekend tussen de kosten van de voorzuivering en de regeneratiefrequentie in de proefputten. (Zie het voorbeeld aan het eind van dit hoofdstuk). De zuiveringskosten (K_z) zijn dan te schrijven als:

$$K_z = Q_T \cdot k_z \quad (5.7)$$

Waarin:

K_z = in (fl./a),

Q_T = het totale infiltratiedebiet (m^3/a);

k_z = de kosten van het voorgezuiverde water (fl/m^3) die een functie zijn van de regeneratiefrequentie, rf_0 , in de proefputten. $k_z(rf_0)$ wordt experimenteel bepaald, zoals hiervoor beschreven.

De volumestroom, Q_0 , in onze proefput moest arbitrair worden gekozen, omdat de optimale waarde niet tevoren bekend was. De uiteindelijke bedrijfspoten zullen daarom in de regel met een ander volumestroom, Q , wordt gevoerd en daarmee ook met een andere regeneratiefrequentie, rf , te maken krijgen. Zoals in het hoofdstuk over zwevende stof is voorgerekend en aan een aantal praktijkvoorbeelden geïllustreerd, mag van een kwadratisch verband worden uitgegaan tussen de verstoppingsnelheid enerzijds en de infiltratiesnelheid anderzijds. Aangezien de regeneratiefrequentie evenredig is met de verstoppingsnelheid geldt dus ook:

$$rf = \left(\frac{v}{v_0}\right)^2 \cdot rf_0 \quad (5.8)$$

Waarin:

rf = de regeneratiefrequentie van de bedrijfsputten (aantal keren per jaar);

v = de infiltratiesnelheid (m/h), dit is het infiltratiedebiet per m² boorgatwand ter hoogte van de omstorting of het open boorgat.

De index o staat voor de situatie in de proefput.

Daar $v = Q/A$ met A het infiltratieoppervlak (m²) geldt ook:

$$rf = \left(\frac{Q/A}{Q_0/A_0}\right)^2 \cdot rf_0 \quad (5.9)$$

$$rf = \left(\frac{Q}{Q_0}\right)^2 \cdot \left(\frac{A_0}{A}\right)^2 \cdot rf_0$$

Hierin zijn Q_0 , A_0 en rf_0 gegevens uit de uitgevoerde experimenten en is rf een beleidskeuze of een optimale waarde, die moeten worden gerealiseerd door een juiste keuze van het uiteindelijke infiltratiedebiet, Q en de putomvang, A:

$$Q = Q_0 \left(\frac{A}{A_0}\right) \cdot \left(\frac{rf}{rf_0}\right)^{\frac{1}{2}} \quad (5.10)$$

Het totale aantal persputten, n, bedraagt nu:

$$n = \frac{Q_T}{Q} = \left(\frac{Q_T}{Q_0}\right) \left(\frac{A_0}{A}\right) \left(\frac{rf_0}{rf}\right)^{\frac{1}{2}} \quad (5.11)$$

De kosten van de persputten, K_p (fl/a), hangen af van de rentevoet, r_e (%/100), de afschrijfstermijn,

T (jaren), de bouwkosten, k_p (fl), van één put en het aantal putten.

Als de benodigde gelden worden geleend op basis van annuïteiten, bij een rentevoet, re (%/100) op jaarbasis, dan bedraagt het constante jaarlijkse bedrag van aflossing plus rente:

$$K_p = n k_p re (1 - 1/(1 - \exp(-reT))) \quad (5.12)$$

Waarin aflossingstermijn en afschrijfstermijn, T, aan elkaar gelijk zijn genomen. Aangezien de regeneraties niet voor honderd procent effectief zijn, is het aantal regeneraties, N, dat kan worden uitgevoerd beperkt. Dit maximale aantal, N, moet via de regeneratiefrequentie, rf , in overeenstemming zijn met de beoogde afschrijfstermijn, T:

$$T = N/rf \quad (5.13)$$

De totale rente en afschrijvingskosten van de persputten bedragen nu op jaarbasis:

$$K_p = \left(\frac{Q_T}{Q_O}\right) \left(\frac{A_O}{A}\right) \left(\frac{rf_O}{rf}\right)^{\frac{1}{2}} re (1 - 1/(1 - \exp(-re N/rf))) \quad (5.14)$$

De regeneraties worden door een regeneratieteam uitgevoerd, dat voor elke regeneratie een bepaalde tijd nodig heeft. Bedragen de kosten van één enkele regeneratie van een put k_r , dan zijn de jaarlijkse regeneratiekosten:

$$K_r = n \cdot rf \cdot k_r$$

ofwel:

$$K_r = \left(\frac{Q_T}{Q_O}\right) \cdot \left(\frac{A_O}{A}\right) (rf \cdot rf_O)^{\frac{1}{2}} \cdot k_r \quad (5.16)$$

Verdere exploitatiekosten als controle en registratie, onderhoud, energie en tussentijds automatisch schoonpompen kunnen worden ondergebracht bij die kostenfuncties K_z , K_p of K_r , al naar gelang welke hiervoor het meest in aanmerking komen, dan wel als aparte posten worden opgevoerd. We gaan er hierna vanuit dat deze posten op een logische wijze onder genoemde posten (K_z , K_p en K_r) zijn verdeeld. De totale kosten bedragen nu:

$$K_r = K_z + K_p + K_r \quad (5.17)$$

ofwel, met (5,7), (5,14) en (5,16):

$$K_T = Q_T k_z + \left(\frac{Q_T}{Q_O}\right) \cdot \left(\frac{A_O}{A}\right) \cdot \left(\frac{rf_O}{rf}\right)^{\frac{1}{2}} k_p \operatorname{re} (1-1/(1-\exp (\operatorname{re} N/rf)))$$

$$+ \left(\frac{Q_T}{Q_O}\right) \left(\frac{A_O}{A}\right) (rf \cdot rf_O)^{\frac{1}{2}} k_r \quad (5.18)$$

Zodat de totale kosten per m^3 water bedragen:

$$k_T = K_T/Q_T \quad (5.19)$$

De totale kosten per m^3 , k_T , worden bepaald door de proefresultaten, rf_O en N ; bij Q_O en A_O . Zij zijn afhankelijk van verder opgelegde factoren als daar zijn: de omvang van het systeem (immers, k_z en k_p hangen ongetwijfeld ook met de grootte van de installatie samen), de stichtingskosten per put, k_p , de zuiveringskosten, k_z , de regeneratiekosten, k_r , de rentevoet, re , en de nog niet vastgelegde parameters van putomvang, A , en de uiteindelijke regeneratiefrequentie, rf . De totale kosten per m^3 , k_T , kunnen worden geminimaliseerd door een optimale keuze van de twee vrije parameters, A en rf :

$$\frac{\partial k_T}{\partial A} = 0 \quad \text{en} \quad \frac{\partial k_T}{\partial rf} = 0 \quad (5.20)$$

$\frac{\partial k_T}{\partial A}$ betekent hier niet anders dan het kiezen van een zo laag mogelijke verhouding tussen k_p en A ; dus van de boor- en afwerkingsmethode die de laagste prijs per m^2 infiltratieoppervlak levert. Dit vereist een kostenvergelijking tussen boormethoden en boorondernemers. Om dit punt te benadrukken kunnen de totale putkosten (5.14) beter als volgt worden opgeschreven:

$$K_p = \left(\frac{Q_T}{Q_0}\right) A_0 \left(\frac{rf_0}{rf}\right)^{\frac{1}{2}} \left(\frac{k_p}{A}\right) re(1-1/(1-\exp(re N/rf))) \quad (5.21)$$

Waarin (k_p/A) de realisatiekosten zijn van $1 m^2$ infiltratieoppervlak.

Onafhankelijk van het bovenstaande, kan de regeneratiefrequentie worden berekend die minimale kosten per m^3 geïnfiltreerd water oplevert. De zuiveringskosten, K_z , zijn onafhankelijk van de toegepaste regeneratiefrequentie, rf (K_z hangt alleen* af van rf_0 , die een directe maat is van de waterkwaliteit en welke immers aangeeft hoe snel onze proefput, die als vergelijkingsbasis dienst doet, verstopt onder het vastgestelde debiet, Q_0). We kunnen dus te allen tijde naar een goedkope verbetering van de waterkwaliteit streven, zonder dat hiermee de optimale waarde van de toegepaste regeneratiefrequentie, rf , wordt beïnvloed. De optimale waarde van rf hangt alleen af van de verhouding tussen de putkosten, k_p en de regeneratiekosten, k_r . Naarmate de regeneraties omslachtiger en dus duurder worden is het zinvol om een groter aantal putten te plaatsen en omgekeerd.

* K_z hangt impliciet ook af van de rentevoet.

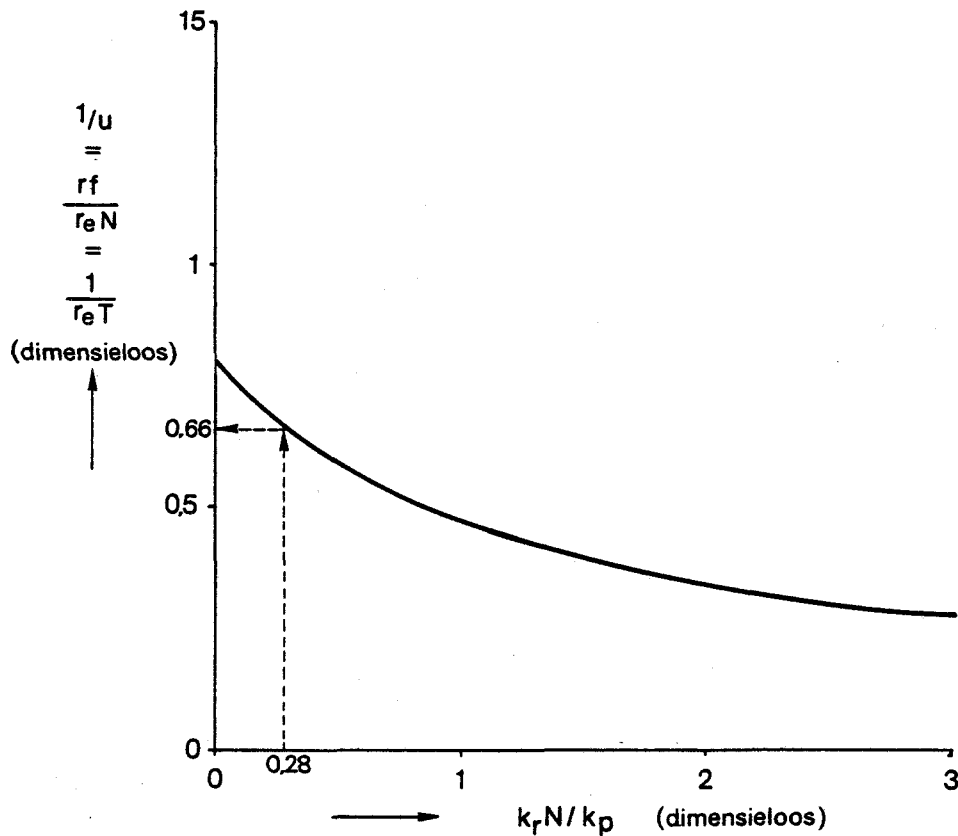
De optimale regeneratiefrequentie rf wordt gevonden door k_T partieel naar rf te differentiëren (5.20) en gelijk aan nul te stellen. Na enige bewerkingen volgt dan:

$$\frac{k_r \cdot N}{k_p} = - \frac{u \exp(u)}{(1 - \exp(u)) (1 + 2u/(1 - \exp(u)))} \quad (5.22)$$

$$\text{waarin } u = re N/rf = re T \quad (5.22a)$$

Deze betrekking brengt enerzijds de verhouding tot uiting tussen de totaal per put gedurende zijn afschrijftermijn op te brengen regeneratiekosten, $k_r N$, en de totale investeringskosten van een put, k_p , en anderzijds de afschrijftermijn, T , die op zijn beurt, via $T = N/rf$, afhangt van de hoogte van de rente, re .

In deze betrekking zit ook het aantal putten, n , verweven. In de uitgangsvergelijking (5.14) neemt het aantal putten namelijk toe bij verlaging van de regeneratiefrequentie. Dit komt omdat de infiltratiesnelheid moet worden verlaagd en het aantal putten dus vergroot, ten einde bij een vaste waterkwaliteit, rf_0 , een lagere verstoppingssnelheid te verkrijgen en een lagere regeneratiefrequentie, rf , te kunnen realiseren. Door het kwadratische verband tussen verstoppingssnelheid en de infiltratiesnelheid neemt het totaal aantal regeneraties, N , af bij vergroting van het aantal putten, n , en dalen daarmee de totale regeneratiekosten, K_r . In fig. 5.4 is $1/u$ uitgezet tegen de verhouding $k_r N/k_p$ (zie vergelijking 5.22).



Figuur 5.4 - Algemeen te gebruiken verband tussen $r_f/(r_e N)$ en $k_r N/k_p$

Uit de figuur blijkt direct dat de optimale regeneratiefrequentie afneemt als de regeneratiekosten stijgen ten opzichte van de investeringskosten van de putten. De optimale regeneratiefrequentie, r_f , is recht evenredig met de te betalen rente, r_e , en verder afhankelijk van het maximale aantal regeneraties, N , dat een put kan ondergaan.

Bedraagt de rente, r_e , bijvoorbeeld 8 %, het maximale aantal regeneraties, N , 25, de kosten van

een regeneratie, k_r , fl 2.000,-- en de kosten om een nieuwe put te bouwen, k_p , fl 80.000,--, dan volgt:

$$k_r N / k_p = (2000)(25) / 80000 = 0,63$$

en met fig. 5.4,

$$r_f / (r_e N) = 0,55$$

zodat de optimale regeneratiefrequentie, r_f , wordt:

$$r_f = (0,55)(0,08)(25) = 1,1 \quad (\text{jaar}^{-1})$$

Waarna met (5.18) de kosten van putten en regeneraties berekend kunnen worden. De berekende optimale regeneratiefrequentie, r_f , moet zo nodig nog vergeleken worden met een eventuele ontwerp eis die uit geheel andere overwegingen een maximum kan stellen aan de regeneratiefrequentie.

Ter illustratie van de ontwerpmethodiek wordt hieronder een voorbeeld uitgewerkt.

5.4 Voorbeeld

Stel dat we een persputtensysteem moeten ontwerpen voor een totale capaciteit, Q_t , van $(30)10^6 \text{ m}^3/\text{a}$. De persputten (single-purpose-putten) zullen gemiddeld 8000 h/a in bedrijf zijn (een jaar heeft 8760 h). De putten worden 80 m diep en kosten fl 80000,--/st., inclusief leidingen, afsluiters en verdere toebehoren als een onderwaterpomp, bekleding en dergelijke. De rentevoet bedraagt 10 %. Een regeneratie bestaat bijvoorbeeld uit jutteren met perslucht onder gelijktijdig schoonpompen, en

wordt door een regeneratieploeg van 2 man met de noodzakelijke mobiele apparatuur in 1 dag uitgevoerd. De kosten bedragen fl 1500,-- per regeneratie. De regeneratie wordt telkens uitgevoerd wanneer de blijvende weerstand in de put met 1 m is gestegen. Blijvende weerstand is het gedeelte van de door verstopping toegenomen weerstand dat niet door schoonpompen kan worden verwijderd. Om deze weerstand ten minste voor een deel te verwijderen is een regeneratie nodig. Tussendoor worden de putten automatisch schoongepompt, zodra de waterstand in de put met 1 m is toegenomen (zie fig. 5.5). Schoonpompen verwijdert in dit voorbeeld 75 % van de tijdelijke weerstand, zodat de put na 4 keer aan een regeneratie toe is. Een regeneratie neemt in dit voorbeeld 75 % van de blijvende verstopping weer weg en er is in dit geval 5 m speelruimte beschikbaar tussen de maximaal toelaatbare waterstand in de put en die in een nieuwe, schone put.

De speelruimte Δh_{sp} is op een gegeven ogenblik verbruikt. Het aantal regeneraties dat tot dat moment kon worden uitgevoerd volgt uit (fig. 5.3):

$$\Delta h_{sp} = m_3 \cdot n_2 \cdot \Delta h_3 + m_2 \cdot \Delta h_2 + \Delta h_1$$

Δh_1 is hier gekozen op 1 m.

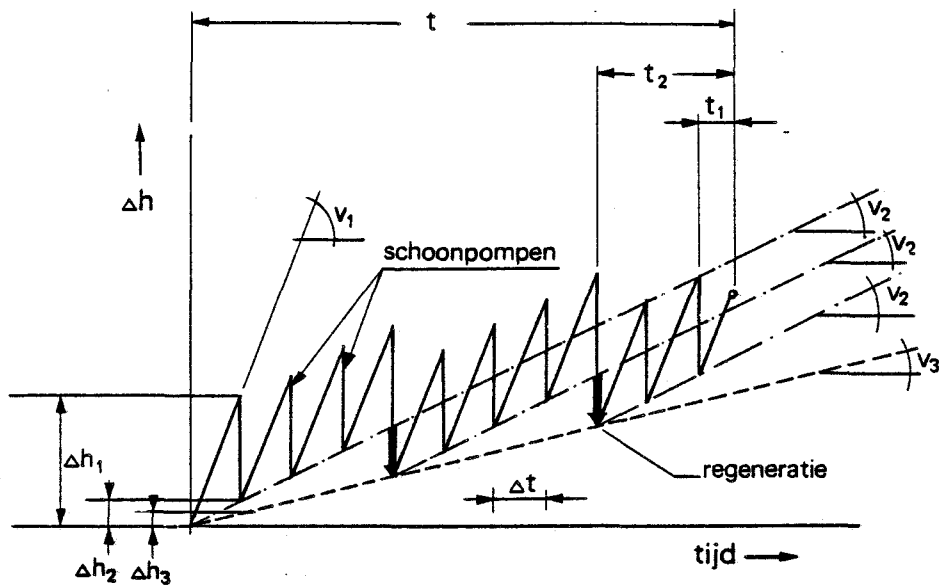
Δh_2 bedraagt $0,25 \cdot \Delta h_1 = 0,25$ m.

Δh_3 is $0,25$. $\Delta h_2 = 0,0625$ m.

m_3 = het gezochte aantal mogelijke regeneraties.

n_2 = het aantal infiltratiecycli tussen 2 opeenvolgende regeneraties; n_2 is hier 4.

m_2 = het aantal schoonpompingen sinds de laatste regeneratie. m_2 is hier maximaal $4 - 1 = 3$.



Figuur 5.5 - Verloop van de waterstand in de put door verstopping, inclusief het resultaat van schoonpompen en regenereren. De schaal van de tijdas wordt volledig bepaald door het toegepaste infiltratieoppervlak, A , de toegepaste waterkwaliteit, rf_0 , en het toegepaste infiltratiedebiet, Q .

Daar $\Delta h_{sp} = 5$ m volgt:

$$5 = m_3 (4)(0,0625) + (3)(0,25) + 1,0$$

en

$$m_3 = 13 \text{ (punt A in fig. 5.5).}$$

Hierna kan de put nog 1 à 2 maal zinvol geregeneerd worden alvorens hij moet worden vervangen.

In dit voorbeeld kunnen we N dus op $m_3 + 2 = 15$ stellen. Verder wordt aangenomen dat we beschikken over de resultaten van het vooronderzoek waarin de regeneratiefrequentie in proefputten, rf_0 , is gemeten bij 5 vormen van voorzuivering, zoals weergegeven in tabel 5.1.

Proef beproefde nr. voorzuivering van te infiltreren oppervlaktewater	regeneratie- frequentie in proefput (rf_0) (jaar ⁻¹)	geraamde zuive- ringskosten (k_z) per m ³ (fl/m ³)
1 alléén chloren	52	0,02
2 BCl + SF	12	0,05
3 BCl + K + SF	4	0,11
4 BCl + K + SF + SK + SF	0,5	0,25
5 BCl + K + SF + AK + HF	0,1	0,50

Tabel 5.1 - Gegevens voor berekeningsvoorbeeld.
Verband tussen mate van voorzuivering, noodzakelijke regeneratiefrequentie, rf_0 en geraamde zuiveringskosten, k_z . Kolom 2 wordt verondersteld te zijn verkregen uit onderzoek met proefputten. BCl = breekpuntchlooring, SF = snelfiltratie, K = coagulatie + vlokverwijdering, SK = secundaire coagulatie, AK = actieve koelfiltratie en HF = hyperfiltratie.

De proeven voor het verkrijgen van deze gegevens veronderstellen we te zijn uitgevoerd met een infiltratievolumestroom van 50 m³/h ($Q_0 = 50$ m³/h) in proefputten van dezelfde constructie en omvang als de later te bouwen bedrijfspuiten ($A = A_0$).

Dit laatste zal in het algemeen zo zijn, daar een proefput al zo ontworpen en geplaatst zal worden dat hij later als volwaardige bedrijfsput kan meedraaien. Ook bij deze proefputten is derhalve reeds gestreefd naar minimale kosten per m² infiltratieoppervlak (zie vergelijking 5.20, links).

Boven genoemde gegevens resumerend:	
$Q_T = 30 \cdot 10^6 \text{ m}^3/\text{a}$	
$Q_O = 50 \text{ m}^3/\text{h}$ gedurende 8000 h/a	
$N = 15$	
$r_e = 0,1$ (10 %)	
$k_p = \text{fl } 80000,--$	
$k_r = \text{fl } 1500,--$	
$k_z = \text{fl } 0,02/\text{m}^3$ bij $rf_O = 52/\text{a}$	
" = $\text{fl } 0,05/\text{m}^3$ " " = $12/\text{a}$	
" = $\text{fl } 0,11/\text{m}^3$ " " = $4/\text{a}$	
" = $\text{fl } 0,25/\text{m}^3$ " " = $0,5/\text{a}$	
" = $\text{fl } 0,50/\text{m}^3$ " " = $0,1/\text{a}$.	

De zuiveringskosten zijn in fig. 5.6 uitgezet als functie van de "gemeten" regeneratiefrequentie rf_O .

De 5 "meetpunten" zijn door rechte lijnstukken verbonden.

De optimale regeneratiefrequentie, rf , kan nu berekend worden:

$$k_r N / k_p = (\text{fl } 1500,--)(15) / (\text{fl } 80000,--) = 0,28$$

Met fig. 5.4 volgt:

$$rf / r_e N = 0,66$$

zodat de optimale regeneratiefrequentie:

$$rf = (0,66)(0,1)(25) = 1,0$$

De kosten van de putten en regeneraties te zamen volgen uit vergelijking 5.18.

$$K_p + K_r = \frac{(30 \cdot 10^6)}{(50 \cdot 8000)} \cdot \left(\frac{rf_0}{rf}\right)^{\frac{1}{2}} (80000)(0,1)(1 - 1/(1 - \exp((0,1)(15)/rf))) + \frac{(30 \cdot 10^6)}{(50)(8000)} \cdot (1500)(rf \cdot rf_0)^{\frac{1}{2}}$$

zodat:

$$K_p + K_r = (600)10^3 \left(\frac{rf_0}{rf}\right)^{\frac{1}{2}} \left(1 - \frac{1}{1 - \exp(1,5/rf)}\right) + (113) \cdot 10^3 (rf \cdot rfo)^{\frac{1}{2}}$$

Na invulling van enkele waarden van rf rond het optimum (rf = 1.0) ontstaan onderstaande getallen:

rf (jaar ⁻¹)	(K _p + K _r) / (rf ₀) (fl/(a ^{3/2}))
0,5	973 · 10 ³ (rf ₀)
0,8	893 " (rf ₀)
1,0	885 " (rf ₀)
1,2	891 " (rf ₀)
2,0	964 " (rf ₀)

Uit bovenstaande berekening blijkt dat rf = 1,0 in dit geval inderdaad de optimale regeneratiefrequentie is die de gezamenlijke kosten van putten en regeneraties minimaliseert. Tegelijkertijd blijkt dat een regeneratiefrequentie die 20 % verschilt met de optimale waarde de kosten met minder dan

1 promille verhoogt. Een verdubbeling of halvering veroorzaakt een toename van de gezamenlijke put- en regeneratiekosten met bijna 10 % (in dit voorbeeld). Een verschil van enkele tientallen procenten met de optimale waarde is dus niet belangrijk. De som van put- en regeneratiekosten bedraagt per m³ water (rf = 1,0):

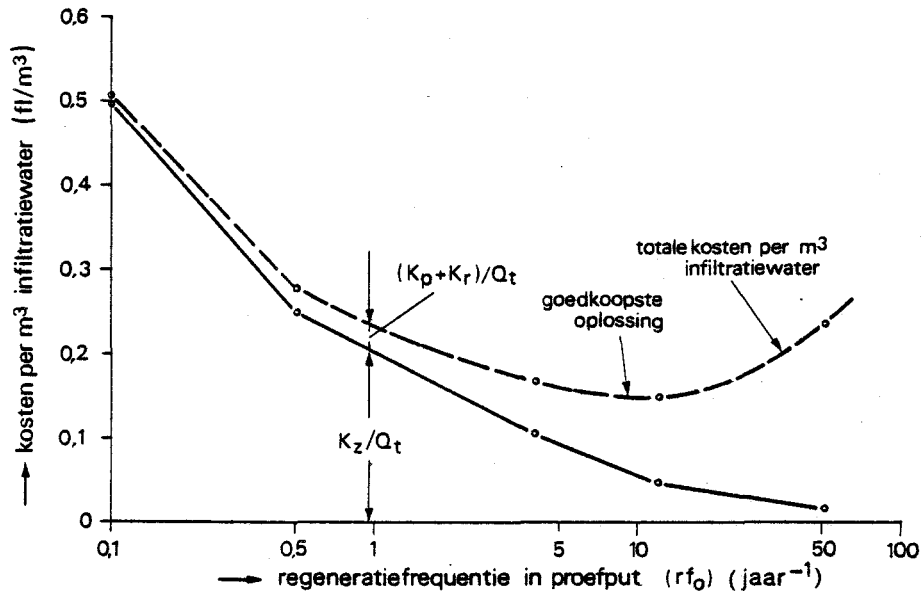
$$k_p + k_r = \frac{K_p + K_r}{(30)10^6} = 0,030 \cdot (rf_0)^{\frac{1}{2}} \quad (\text{fl/m}^3)$$

Deze kosten zijn in fig. 5.6 opgeteld bij de zuiveringskosten, k_z , waarmee de totale kosten per m³ geïnfiltreerd water, k_T , zijn verkregen, als functie van de mate van voorzuivering, welke op haar beurt is uitgedrukt als de regeneratiefrequentie in de proefput, rf_0 . De regeneratiefrequentie voor de bedrijfspotten, rf , is al geoptimaliseerd en bedraagt 1,0, zodat met $N = 15$ een afschrijftermijn, T , van 15 jaar geldt.

In dit voorbeeld (zie fig. 5.6) bedragen de kosten minimaal 15 ct/m³ die, opvallenderwijs, worden bereikt met een geringe voorzuivering, te weten: chloring en snelfiltratie c.q. chloring, coagulatie en snelfiltratie.

Het kan uiteraard niet genoeg benadrukt worden dat het hier een voorbeeld betreft ter illustratie van de gevolgde ontwerpmethodiek. De getallen in het voorbeeld zijn echter wel realistisch gekozen voor de Nederlandse situatie anno 1979/1980.

Het verloop van de totale kostenfunctie wordt door een groot aantal factoren bepaald welke impliciet in de vergelijking aanwezig zijn. Voor het streven



Figuur 5.6 - Kosten van de voorzuivering per m³, k_z , en de totale infiltratiekosten per m³, $(K_z+K_p+K_r)/Q_T$, als functie van de kwaliteit van het infiltratiewater, rf_0 .

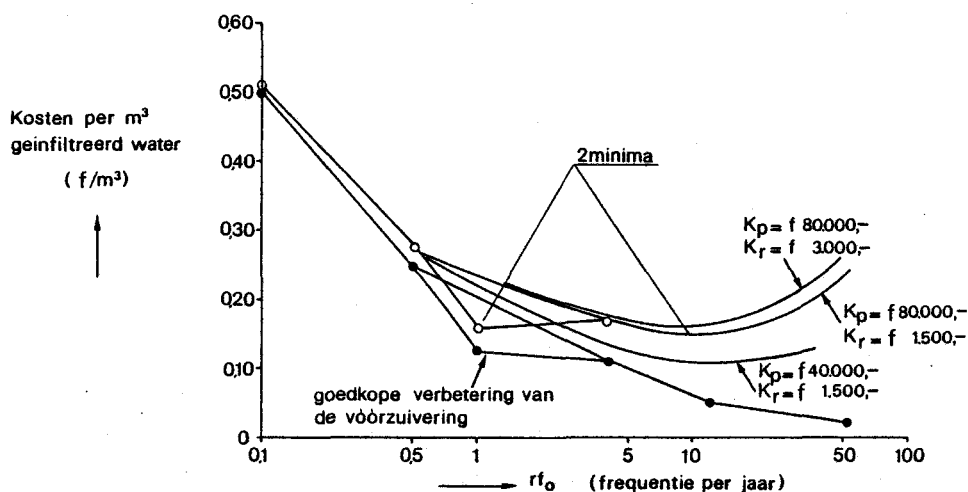
naar verlaging van de kosten is het van het grootste belang om na te gaan welke factoren de grootste invloed hebben, zodat in de praktijk het onderzoek al tevoren daarop kan worden toegespitst. Factoren die meespelen zijn:

$$k_z, k_p, k_r, r \text{ en } N$$

De kosten van de zuivering k_z of beter gezegd de prestaties van een zuiveringsinstallatie, uitgedrukt als de kosten per m³ die nodig zijn om een bepaalde rf_0 te kunnen realiseren, zijn afhankelijk van vorderingen in de techniek. Deze vorde-

ringen zijn te verwachten, nu steeds meer onderzoek speciaal wordt gericht op voorkomen van verstoppingen van hiervoor gevoelige installaties als hyperfiltratie-installaties en persputtensystemen. Een recente ontwikkeling is de zogenaamde "in-line coagulatie" waarbij het vlokmiddel "superfloc C573" wordt toegepast (Schipper e.a., 1980). Nog recenter is het onderzoek naar de invloed van verhoging van de FeCl_3 -dosering in het coagulatieproces op de waterkwaliteit, dat in Nederland wordt uitgevoerd door verschillende waterleidingbedrijven en het KIWA. Ofschoon de troebelheid van het water boven doseringen van 10 à 15 mg Fe/l niet meer afneemt en men derhalve tot nog toe de dosering op dit niveau hield, blijkt de membraanfilterindex (zie hoofdstuk 3) bij verhoging van de dosering echter continu verder af te nemen. Aangezien deze membraanfilterindex een veel betere maat is voor de verstoppende eigenschappen van het water dan bijvoorbeeld troebelheid, betekent dit, dat ook de verstoppingssnelheid van het water afneemt, naarmate meer ijzer wordt gedoseerd. Bij de Duinwaterleiding van 's-Gravenhage bracht een verhoging van 10 à 15 mg Fe/l tot 20 à 25 mg Fe/l de verstopping van een persput praktisch tot staan (fig. 3.32). Dit is een voorbeeld van een grote kwaliteitsverbetering tegen geringe kosten, die het verband tussen de zuiveringskosten en bijbehorende regeneratiefrequentie sterk kan veranderen.

In fig. 5.7 is de oude relatie tussen k_z en rf_0 volgens tabel 5.1 naast de nieuwe weergegeven, waarin verondersteld is dat de waterkwaliteit, namelijk rf_0 , door verhoging van de ijzerconcentratie, voor een bedrag van 1,5 ct/m³ sterk kan worden verbeterd, zodat rf_0 hierdoor van 4 tot 1 maal



Figuur 5.7 - De effecten op de totale kosten, k_T , per m³ geïnfiltreerd water van een goedkope, grote verbetering van de voorzuivering, rf_0 , van halvering van de putkosten, k_p en van verdubbeling van de regeneratiekosten, k_r ; een en ander ten opzichte van de situatie in fig. 5.6.

per jaar kan wordt teruggebracht. Er ontstaat nu een echt keuzeprobleem, omdat de curve van de totale kosten nu 2 praktisch gelijke minima vertoont, terwijl het hele verloop tussen beide minima nagenoeg vlak is geworden. Hierdoor stabiliseren de kosten zich over een breed bereik rond 16 ct/m³.

Een volgende factor wordt gevormd door de bouwkosten van de putten. Per m boorgatdiepte zal hier

niet al te veel aan te doen zijn, maar de diepte van de putten maakt veel uit. Bij fl 80000,-- per put werd gedacht aan putten van 80 m diepte. Putten van 40 m diepte zouden dan de putkosten halveren. De optimale regeneratiefrequentie, rf, volgt bij fl 40000,--/put uit:

$$k_r N / k_p = (\text{fl } 1500)(15) / (\text{fl } 40000) = 0,56 \rightarrow rf / (re N) = 0,57$$

$$\text{en } rf = (0,57)(0,1)(15) = 0,86 \rightarrow T = \frac{N}{rf} = 17,5 \text{ jaar}$$

De gezamenlijke put- en regeneratiekosten bedragen nu per m³ infiltratiewater (5.18):

$$(K_p + K_r) / Q_T = \frac{(rf_0)^{\frac{1}{2}}(40000)(0,1)}{(50)(8000)(0,86)^{\frac{1}{2}}} \left(1 - \frac{1}{1 - \exp(0,1)(15)/0,86)}\right) +$$

$$+ \frac{1500}{(50)(8000)} (0,86)^{\frac{1}{2}} \cdot (rf_0)^{\frac{1}{2}}$$

$$= (0,0135 + 0,0035) \cdot (rf_0)^{\frac{1}{2}}$$

$$= 0,017 (rf_0)^{\frac{1}{2}}$$

Het nieuwe verloop van de totale kosten is ook in fig. 5.7 opgenomen en blijkt een belangrijke invloed uit te oefenen. De minimale kosten zijn in dit geval 10,5 ct/m³ in plaats van 15 ct/m³.

Zouden de regeneraties tegenvallen, dan is extra inzet nodig om de putten alsnog goed schoon te kunnen krijgen. Veronderstellen we zonder verder te optimaliseren dat de regeneratiekosten tweemaal zo hoog zouden uitvallen, dan bedragen de put- en regeneratiekosten $0,034 (rf_0)^{\frac{1}{2}}$ in plaats van $0,030 (rf_0)^{\frac{1}{2}}$ (fl/m³) (oorspronkelijke situatie met putten van fl 80.000,--/st). De totale kosten voor deze situatie zijn ook in fig. 5.7 opgenomen. De kostenverhoging hierdoor is met 1 ct/m³ tamelijk gering.

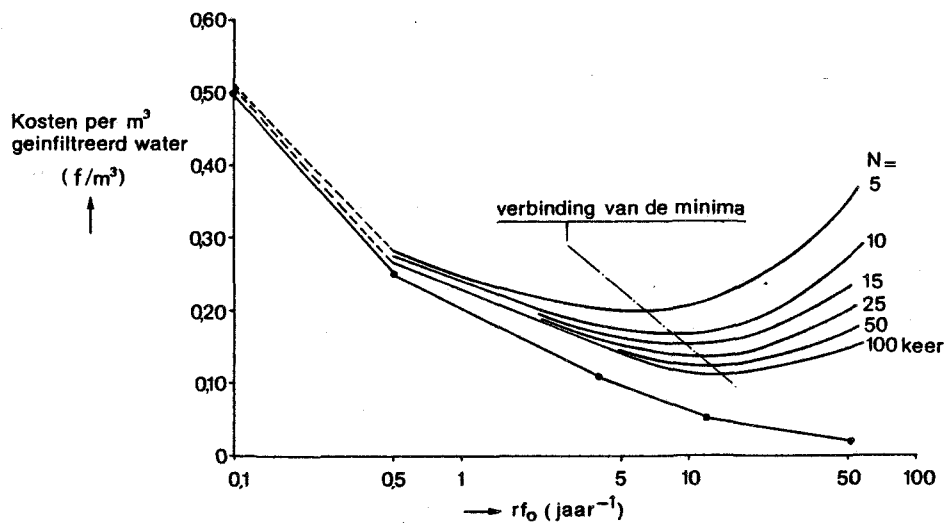
Een toename van de rentekosten, r_e , verhoogt de putkosten evenredig. Het effect van 1 à 2 % verhoging is op het totaal gering en is ongeveer gelijk aan dat van verdubbeling van de regeneratiekosten.

Een belangrijke factor, tenslotte, is het aantal regeneraties, N , dat een put kan ondergaan voor hij "op" is. Dit aantal neemt toe naarmate betere regeneratiemethoden beschikbaar zijn. Het effect van dit aantal is apart berekend in tabel 5.2 en grafisch weergegeven in fig. 5.8.

N	$\frac{k_r N}{k_b}$	$\frac{rf}{r_e N}$	rf	T	$\frac{K_p}{Q_T (rf_0)^{\frac{1}{2}}}$	$\frac{K_r}{Q_T (rf_0)^{\frac{1}{2}}}$	$\frac{K_p + K_r}{Q_T (rf_0)^{\frac{1}{2}}}$	k_{min}
(-)	(-)	(-)	(a^{-1})	(a)	($a^{\frac{1}{2}} fl/m^3$)	($a^{\frac{1}{2}} fl/m^3$)	($a^{\frac{1}{2}} fl/m^3$)	(fl/m^3)
5	0,094	0,75	0,38	13	0,0443	0,0023	0,047	0,20
10	0,19	0,70	0,70	14	0,0314	0,0031	0,035	0,17
15	0,28	0,66	1,0	15	0,0257	0,0038	0,030	0,15
25	0,49	0,59	1,5	17	0,0201	0,0046	0,025	0,14
50	0,94	0,48	2,4	21	0,0147	0,0058	0,021	0,13
100	1,88	0,36	3,6	28	0,0112	0,0071	0,018	0,125

Tabel 5.2 - De optimale regeneratiefrequentie, rf , afschrijfstermijn, T , en put- en regeneratiekosten, K_p en K_r , als functie van het aantal keren, N , dat een put geregenereerd kan worden. De kosten zijn uitgedrukt in fl/m^3 na vermenigvuldiging met $(rf_0)^{\frac{1}{2}}$, de kwaliteit van het infiltratiewater.

Naarmate de put minder vaak kan worden geregene-
reerd nemen de kosten toe en verschuift het mini-
mum naar links (zie fig. 5.8). Dat wil zeggen,
dat het dan gunstig wordt om het water wat beter
voor te zuiveren. Uit figuur 5.8 en de laatste ko-
lom van tabel 5.2 blijkt ook dat waarden van N die
groter zijn dan 25 nog maar weinig invloed op de
kosten hebben. De minimum kosten dalen met 6 ct/m³
als N toeneemt van 5 tot 25. Bij verdere vergro-
ting van N tot 100 (door geavanceerdere regenera-
tiemethodieken) dalen de minimale kosten nog maar
met 2 ct/m³. Het onderzoek zou zich dus op een
concreet doel kunnen toeleppen namelijk: het ont-
wikkelen van een zo goedkoop mogelijke regenera-
tiemethode die minstens 25 keer op een put toepas-
baar is.



Figuur 5.8 - De totale kosten, k_T , per m³ geïnfiltreerd water voor verschillende waarden van het in totaal mogelijke aantal regeneraties, N , dat een put kan ondergaan, als functie van de waterkwaliteit, r_{f_0} .

Uit tabel 5.2 blijkt verder dat de afschrijvings-termijn, T, toeneemt met N. T is minimaal 13 jaar en stijgt tot 28 jaar voor N = 100. Bij een streefgetal van N = 25 zullen de putten in dit voorbeeld in de orde van 20 jaar meegaan.

5.5 Randvoorwaarden

5.5.1 Toelaatbare regeneratiefrequentie

Uit tabel 5.2 blijkt dat de optimale regeneratiefrequentie, rf, stijgt naarmate het aantal mogelijke regeneraties, N, toeneemt. Voor N = 5 zou één regeneratie per 2,6 jaar tot minimale kosten leiden, terwijl bij N = 100 één regeneratie per 3,3 maanden optimaal zou zijn. Uit overwegingen van bedrijfsvoering of natuurbeheer kan dit laatste in werkelijkheid verre van optimaal zijn, daar het betekent dat het gehele jaar door geregenereerd zou moeten worden. Het is denkbaar dat als ontwerpeis wordt gesteld, dat alleen gedurende 3 maanden in de winterperiode geregenereerd mag worden en dat dit door één regeneratieploeg, bestaande uit 2 mensen, moet kunnen worden uitgevoerd.

Bij een regeneratie van 1 put per dag geeft dit in 3 maanden tijd een maximum van zo'n 50 regeneraties per jaar. Het infiltratiedebiet van de afzonderlijke putten en de voorzuivering moeten aan deze randvoorwaarde worden aangepast.

Het benodigde aantal putten bedraagt:

$$n = \left(\frac{Q_T}{Q_O}\right) \left(\frac{A_O}{A}\right) \cdot \left(\frac{rf}{rf_O}\right)^{\frac{1}{2}} \quad (5.10)$$

Daar de proefputten en de bedrijfsputten in dit voorbeeld dezelfde afmetingen hebben, geldt $A = A_0$, zodat, met de gegevens van dit voorbeeld:

$$n = \frac{(30)10^6}{(50)(8000)} (1) \left(\frac{rf_0}{rf}\right)^{\frac{1}{2}}$$

ofwel

$$n = 75 \left(\frac{rf_0}{rf}\right)^{\frac{1}{2}}$$

Aangezien we maar gedurende een korte periode per jaar mogen regenereren, moet $rf < 1$. Willen we elke put 1 x per jaar regenereren dan kunnen we met 50 putten (50 regeneraties/jaar) volstaan mits de waterkwaliteit zo goed is, dat de putten ook maar 1 x per jaar behoeven te worden schoongemaakt:

$$50 = 75 \left(\frac{rf_0}{rf}\right)^{\frac{1}{2}} \rightarrow rf_0 = 0,44$$

Uit de experimenten met de proefputten kan indirect worden afgeleid (zie tabel 5.1) of aan deze waterkwaliteit kan worden voldaan. Uit fig. 5.6 blijkt dat hiervoor een vergaande zuivering noodzakelijk is, die de totale kosten zal verhogen. Daar $1/rf$ het aantal jaren is, dat een put zonder regenereren kan draaien, is het benodigde aantal putten:

$$n = 50/rf$$

Zodat de vereiste waterkwaliteit volgt uit:

$$rf_0 = 0,44/rf$$

Dan wel het benodigde aantal putten (veelvouden van 50) uit:

$$n = 114.rf_0$$

Zouden we een beperkte voorzuivering toepassen met $rf_0 = 12$ (zie fig. 5.6) of een iets uitgebreidere met $rf_0 = 4$, dan zijn 1370 respectievelijk 460 persputten nodig die dan éénmaal per 27 respectievelijk 9 jaar worden schoongemaakt. Terwijl de kosten per m^3 42 respectievelijk 23 ct bedragen (waarbij 50 jaar afschrijvingstermijn is aangehouden; N/rf is hier 50 jaar).

Bij de hier opgelegde stringente regeneratiebeperking blijkt dat verder voorzuiveren de kosten bijna halveert. Maar zelfs het betere geval, waarin de infiltratie 23 ct/ m^3 kost, is 8 ct/ m^3 duurder dan de eerder berekende optimale situatie met 15 ct/ m^3 . Het verschil van 8 ct/ m^3 vertegenwoordigt bij $(30)10^6 m^3/a$ een bedrag van 2,4 miljoen per jaar, waaruit, als alternatief, dus gemakkelijk een aantal regeneratieploegen kan worden gefinancierd.

5.5.2 Hydrologisch-grondmechanische randvoorwaarde

Een andere randvoorwaarde is een hydrologische, namelijk de vermindering van de speelruimte tussen de waterstand in de in bedrijf zijnde, schone putten en de maximaal toelaatbare waterstand in de verstopte putten (fig. 5.2). Aangezien deze ruimte afneemt naarmate de volumestroom in de afzonderlijke putten groter is, neemt ook het mogelijke aantal regeneraties af.

De continu afnemende put- en regeneratiekosten bij verkleining van rf_0 ontstaan door de hiermee gepaard gaande verhoging van het infiltratiedebiet van de afzonderlijke putten, waardoor in totaal minder putten nodig zijn. Het is duidelijk dat ergens een grens ligt, die bij volledig schoon en niet verstoppend water bereikt wordt met het debiet waarbij de speelruimte juist gelijk aan nul is.

De waterstand in een put die deel uitmaakt van een rij, is de som van de waterstand in de zgn. "equivalente, volkomen sleuf" en een verhoging, die ontstaat door het verschil tussen een echte puttenrij en deze denkbeeldige sleuf. Aangezien de totale capaciteit van het persputtensysteem en ook de beschikbare ruimte waarin het systeem moet worden gerealiseerd vastliggen, kan de waterstand in de putten alléén worden gevarieerd met de genoemde verschilterm (Huisman, 1972):

$$\Delta h = \frac{Q_0}{2\pi kD} \ln \left(\frac{b}{\pi d} \right) \quad (5.23)$$

Waarin:

kD = de doorlaatfactor van de bodem (m^2/d);

b = de afstand tussen de persputten (m);

d = de boorgatdiameter (m).

Aangezien het debiet q per strekkende m puttenrij vastligt, geldt ook:

$$Q = qb \quad (5.24)$$

Nemen we aan dat de oorspronkelijke in dit voorbeeld aangehouden speelruimte van 5 m berekend was

voor de proefputten met een volumestroom, Q , van $50 \text{ m}^3/\text{h}$ met een boorgatdiameter, r_0 , van $0,5 \text{ m}$, op 25 m afstand van elkaar in een pakket met een doorlaatfactor, kD , van $1000 \text{ m}^2/\text{d}$, dan bedraagt Δh :

$$\Delta h = 0,53 \text{ m}$$

Zodat de speelruimte, ten opzichte van vervangende volkomen sleuf $(5 + 0,53) = 5,53 \text{ m}$ bedraagt. De speelruimte als functie van het debiet van de afzonderlijke putten bedraagt nu (zie vergelijking 5.23 en 5.24)

$$\Delta h_{sp} = 5,53 - \frac{Q}{2\pi kD} \ln\left(\frac{Q}{\pi d}\right)$$

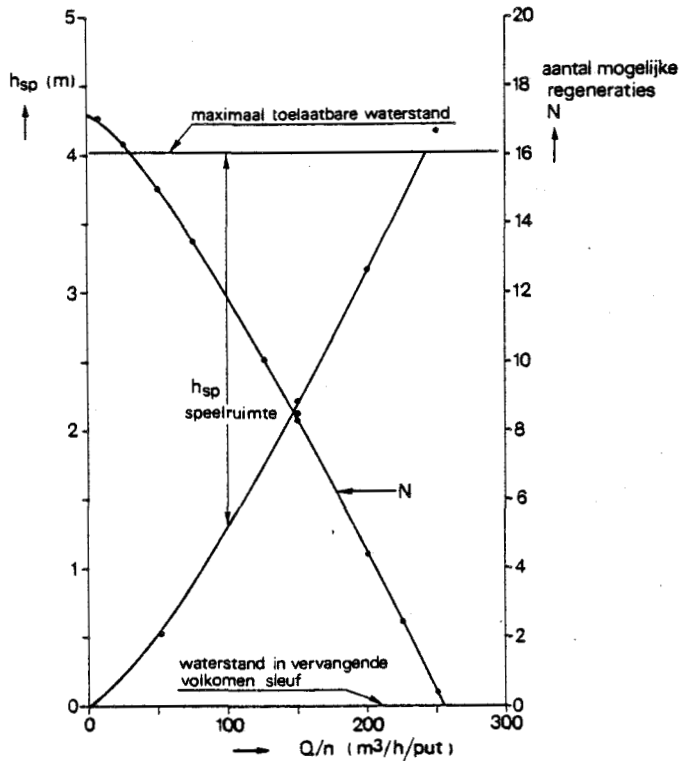
$$\Delta h_{sp} = 5,53 - \frac{Q}{262} \ln(Q/3,14) \quad (Q \text{ in } \text{m}^3/\text{h})$$

Dit verband is weergegeven in fig. 5.9. Daar de putten worden geregenereerd zodra de waterstand in de put bij herstart na schoonpompen met 1 m is toegenomen en in dit voorbeeld hiervan na een regeneratie nog 25 cm overblijft, bedraagt het aantal mogelijke regeneraties, m_3 , (zie ook fig. 5.3 en vergelijking 5.6d).

$$\begin{aligned} m_3 &= (\Delta h_{sp} - m_2 \Delta h_2 - \Delta h_1) / (m_2 \cdot \Delta h_3) + 2 \\ &= (\Delta h_{sp} - (3)(0,25) - 1) / (4)(0,0625) + 2 \\ &= ((\Delta h_{sp} - 1,75) / 0,25) + 2 \end{aligned}$$

Dit aantal is eveneens in fig. 5.9 opgenomen als functie van de volumestroom die elke put opneemt.

In dit voorbeeld bedraagt N 15 bij $50 \text{ m}^3/\text{h}$. De optimale rf_0 bij $N = 15$ volgt uit fig. 5.6. Deze is



Figuur 5.9 - Afname van de speelruimte, Δh_{sp} , met het infiltratiedebiet, Q , van de afzonderlijke putten bij constante volumestroom, Q/b , per strekkende meter van de persputtenrij

circa 9,5, terwijl de bijbehorende optimale $r_f = 1,0 \text{ jaar}^{-1}$. Het debiet van de bedrijfspuiten bedraagt derhalve

$$Q = 50 (1,0/9,5)^{\frac{1}{2}} = 16 \text{ m}^3/\text{h}$$

Waaruit met fig. 5.9 een nieuwe waarde voor N volgt, nl. bijna 17. Dit verschil is echter nauwelijks relevant voor de kosten.

Een vergroting van de speelruimte, h_{sp} , met enkele meters heeft geen al te grote invloed op het ontwerp en de kosten. Om een relevante kostenvermindering te realiseren dient de aandacht op de regeneratiemethode te worden gericht. Immers, als het lukt om bij elke regeneratie aanzienlijk meer van de tussentijds opgetreden verstopping weg te nemen, bijvoorbeeld 90 % in plaats van 75 %, dan neemt N belangrijk toe, namelijk van 15 tot circa 60. Dit scheelt circa 3 ct/m³, ofwel fl 900.000,-- per jaar.

5.6 Samenvatting en conclusies

Samenvattend kan worden gesteld, dat met de in dit hoofdstuk ontwikkelde methodieken de belangrijkste ontwerpvragestukken oplosbaar zijn en bekend is welke gegevens er nodig zijn en op welke wijze deze direct met proefputten kunnen worden bepaald. Met deze gegevens kunnen de kosten worden geminimaliseerd en kan zo nodig worden aangegeven hoe duur de verschillende van buiten opgelegde ontwerp-eisen zijn. In het voorbeeld werd verrassenderwijze de optimale situatie niet bereikt met een geavanceerde voorzuivering, maar met een die veel eenvoudiger is. Dit werd veroorzaakt door de hoge kosten van verder voorzuiveren ten opzichte van andere kosten. Hoewel de situatie zou veranderen als tegen weinig meerkosten een grote kwaliteitsverbetering van het infiltratiewater kan worden gerealiseerd, hetgeen vermoedelijk wel mogelijk is, kan dit de minimale kosten per m³ nauwelijks verlagen ten opzichte van het hier bepaalde minimum. Veeleer ontstaat een kostentechnisch gelijkwaardig alternatief. Het aantal regeneraties dat een put kan ondergaan voor hij moet worden vervangen is een belangrijke factor, zolang dit totaal minder is dan circa 25. Het onderzoek naar effectieve regeneratiemethoden lijkt daarom op dit moment belangrijker dan dat naar verdergaande voorzuiveringsmethoden. Anders wordt de situatie indien van buitenaf stringente beperkingen worden opgelegd wat betreft het regenereren. In dat geval zijn de kosten per m³ altijd hoger dan het berekende optimum, maar zal tegelijkertijd een veel verdergaande voorzuivering financieel aantrekkelijk worden. De gehele problematiek verschuift hierdoor in de richting van een meer geavanceerde voorbehandeling van het te infiltreren water.

6 PUTONTWERP

6.1 Economisch

Met behulp van de in het vorige hoofdstuk behandelde methodiek worden, voorafgaand aan het ontwerp van de eigenlijke putten, reeds een aantal globale variabelen vastgelegd, die nu nader ingevuld dienen te worden. Het in totaal benodigde infiltratieoppervlak is een van de variabelen die hier reeds vaststaan. Dit oppervlak (A) bedraagt bij n putten met boorgatdiameter $2r$ en omstortingslengte H:

$$A = n(2\pi r)H \quad (6.1)$$

In het algemeen kunnen de constructiekosten van de benodigde n putten met onderstaande formule beschreven worden:

$$K_p = n[K_0 + \{K_1 + aH\} \{1 + b(\frac{r-r_0}{r_0})\}] \quad (6.2)$$

K_0 zijn de kosten voor de aan- en afvoer van het boormaterieel en dergelijke, berekend per put, K_1 zijn de boor- plus afwerkingskosten tot de bovenzijde van de omstorting, a zijn de boor- plus afwerkingskosten per meter omstortingslengte, H is de lengte van de omstorting, b een factor voor het boren met een andere diameter dan de standaardwaarde $2r_0$.

Minimaliseren van de boorkosten is een optimaliseringsvraagstuk, waarbij het bijplaatsen van putten wordt afgewogen tegen dieper boren en boren met

een andere diameter. Een en ander wordt begrensd door de beschikbare dikte van de formatie en de mogelijkheden van de verschillende boortechnieken. Is A bijvoorbeeld 10.000 m^2 en wordt als eerste benadering voor H 15m en $r=r_0=0,25\text{m}$ gekozen, dan bedraagt het aantal benodigde persputten 424. In dit voorbeeld kiezen we verder $K_0 = f 10.000,--$, $K_1 = f 10.000,--$, $a = f 300,--$ per meter en $b = 0,5$, zodat het boren van een tweemaal zo breed boorgat $f 450,--$ per meter kost.

Met deze getallen heeft elke put een infiltratieoppervlak van $23,6 \text{ m}^2$ en kost $f 24.500,--$. Worden de putten juist zoveel (dH) dieper geboord, dat met één put minder kan worden volstaan, dus:

$$2\pi r_0 H = (n-1)2\pi r_0 dH \quad (6.3)$$

zodat

$$dH = H/(n-1) ,$$

dan kost dit:

$$dK_p = \left(\frac{\partial K}{\partial H} \right)_{n-1} dH = aH = f 4500,--$$

waar een besparing van 1 put, dus $f 24.500,--$, tegenover staat.

Worden de putten daarentegen met een grotere diameter geboord, eveneens zodanig dat met één put minder kan worden volstaan, dus:

$$2\pi r_0 H = (n-1)2\pi (r-r_0)H , \text{ zodat} \quad (6.6)$$

$$r-r_0 = r_0/(n-1) , \text{ dan kost dit:} \quad (6.7)$$

$$dK_p = \left(\frac{\partial K_p}{\partial r} \right) dr = b(K_1 + aH) = f 7.250, -- \quad (6.8)$$

In dit voorbeeld is het dus gunstig om, zover dat mogelijk is, dieper, vervolgens breder te boren en pas als laatste meer putten te maken. Op deze wijze kan het benodigde infiltratieoppervlak tegen minimale kosten worden verkregen. Bedraagt de realiseerbare filterlengte, H, bijvoorbeeld 20 m en de maximale diameter, r, bij het gebruikte boorsysteem 1 m, dan zouden in plaats van de eerder berekende 424 putten er maar 160 moeten worden geboord en bedraagt de investering geen f 10.388.000,-- maar f 5.440.000,--.

6.2

Hydrologisch

Aangezien de toelaatbare injectiedruk evenredig is met de diepte van de bovenzijde van de omstorting (hoofdstuk 2), wordt een redelijke afstand met het maaiveld gehandhaafd, bijvoorbeeld minimaal 10 m. De toelaatbare waterstand in de put bedraagt dan 2 m boven het maaiveld, zodat, rekening houdend met een ruimte van 2 m voor eventuele verstopping, de ontwerpstijghoogte in zo'n put niet boven het maaiveld mag uitkomen. De lage viscositeit van winters oppervlaktewater dient hierbij zo nodig mede in beschouwing te worden genomen. Meer putten (maar dan eventueel met een kleinere diameter) en/of grotere afstanden tussen de putten zijn wellicht nodig om aan deze randvoorwaarde te kunnen voldoen.

Worden de persputten bijvoorbeeld gelijkmatig verdeeld over een lengte, L, van 5000 m en aan weerszijde op 200 m afstand door winningsputten geflan-

keerd, dan behoeft buiten deze reeksen winningsputten normaliter geen beïnvloeding van de grondwaterstanden op te treden. De maximale waterstandsverhoging in de (n) schone putten op afstand $b=L/n$ uiteen, bij een totaal infiltratiedebiet, Q , van 25 miljoen m^3 /jaar, een doorlaatfactor van de formatie, kH , van 1000 m^2/d bij 10 graden celcius watertemperatuur en een minimale watertemperatuur van 0 graden celcius, bedraagt (Huisman, 1972):

$$\Delta\phi = \left(\frac{\mu_0}{\mu_{10}}\right) \left\{ \frac{1}{2} \left(\frac{Q}{L}\right) \left(\frac{1}{kH}\right) + \frac{(Q/n)}{2\pi kH} \ln\left(\frac{b}{2\pi r_0}\right) \right\} \quad (6.9)$$

Nu is:

$$\frac{b}{2\pi r_0} = \frac{LH}{n2\pi r_0 H} = \frac{LH}{A} = \text{constant} \quad (6.10)$$

en bedraagt: $\frac{(5000)(20)}{(10\ 000)} = 10$, zodat in dit voorbeeld,

met $\frac{\mu_0}{\mu_{10}} = 1,37$:

$$\Delta\phi = (1,37) \left\{ (1,37) + (25,1)/n \right\} = 1,9 + 34/n$$

Hoewel n nauwkeurig uit deze betrekking kan worden berekend, is het direct duidelijk, dat bij grote aantallen putten, $n > 100$, uitsluitend de constante term, hier 1,9 m, nog een rol speelt.

Om tijdens het bedrijf met schone putten waterstanden boven maaiveld tegen te gaan, mag de natuurlijke grondwaterstand 's winters derhalve niet hoger zijn, dan ongeveer 2 m minus maaiveld. (Bij putten waarin de omstorting dieper begint is meer speling beschikbaar.)

6.3 Hydraulisch

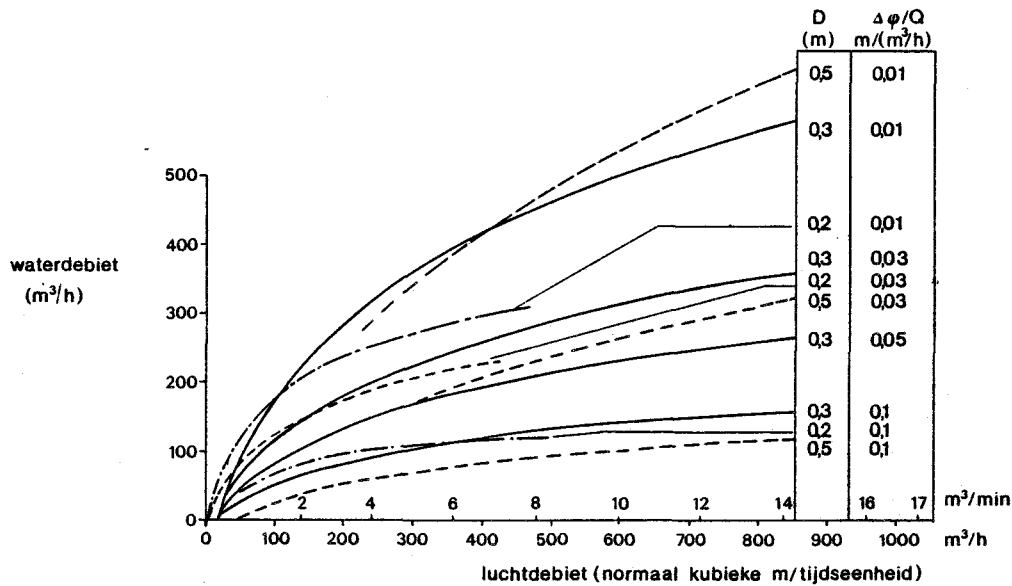
Besluit men tot regenereren met perslucht, dan dient de put daarop te worden afgestemd, hoofdzakelijk door de keuze van de diameter van de stijg- en filterbuis. Figuur 6.1 illustreert dit aan de hand van het verband tussen het opgepompte waterdebiet en het daarvoor benodigde luchtdebiet; een en ander voor enkele waarden van de putweerstand, $W = \frac{\Delta\phi}{Q}$, ($\text{m}/(\text{m}^3/\text{h})$), die met $R \approx 1000$ m in het onderhavige voorbeeld voor de schone putten rond 0,03 bedraagt:

$$W = \frac{\Delta\phi}{Q} \approx \frac{1}{2\pi kH} \ln\left(\frac{R}{r_0}\right) = \frac{(24)}{(2)\pi(1000)} \ln\left(\frac{1000}{0,5}\right) = 0,029$$

(dimensie: ($\text{mH}_2\text{O}/(\text{m}^3/\text{h})$))

De grootte van de doorlaatfactor, kH en van de verstopping, W , zijn in hoge mate bepalend voor het verkregen waterdebiet, evenals de inblaasdiepte (die zo groot mogelijk dient te zijn) en het uitstroomverlies in de putkop, ξ , (dat zoveel mogelijk moet worden beperkt). In dit voorbeeld biedt de grote stijgbuisdiameter geen voordeel en blijkt 0,3 m diameter praktisch optimaal. Hiermee kan met een stevige compressor (meer dan 4 normaal-kubieke meter lucht per minuut), afhankelijk van de mate van verstopping, een waterdebiet van 100 à 200 m^3/h gehaald zullen worden. Gaat men jutteren, dan kan met een veel kleinere compressor gedurende korte tijd een groot debiet worden bereikt (hoofdstuk 4):

$$Q = \Delta\phi \left\{ W_v + \frac{1}{4\pi kH} \ln\left(\frac{2,25 kHt}{r^2 S}\right) \right\} \quad (4.1)$$



Figuur 6.1 - Verband tussen waterdebiet en benodigd luchtdebiet (Olsthoorn, 1978) voor 3 stijgbuisdiameters en enkele waarden van de specifieke verlaging, $\Delta\phi/Q$ (m/(m³/h)), een wandfrictiecoëfficiënt, λ , van 0,025, uitstroomweerstandscoefficiënt, ξ , van 1, luchtleidingdiameter 0,025 m, een rustwaterstand van 3 m beneden maaiveld en het inblaaspunt van de perslucht op 30 m diepte.

Het topdebiet treedt op bij $t \approx 0,3$ s. Bij een verstoppingsweerstand W_v van $0,05$ m/(m³/h), dit is 180 m/(m³/s) een bergingscoëfficiënt, S , van $0,001$ en $\Delta\phi = 10$ m volgt:

$$Q + 10 / \{ 180 + 23,7 \} = 0,049 \text{ m}^3/\text{s} = 177 \text{ m}^3/\text{h}.$$

Naarmate de regeneratie voortschrijdt en de verstoppingsweerstand daalt, neemt Q toe.

Bedraagt de verstoppingsweerstand nog $0,02$ m/(m³/h) dit is 72 m/(m³/s), dan is Q al toegenomen tot 380 m³/h! Met het oog op de invloed van de verstopping op het jutterdebiet, verdient het aanbeveling op tijd te regenereren.

6.4

Technisch

Nu de optimale stijgbuis- en filterdiameter is bepaald op $0,3$ m, wordt de annulaire ruimte, na plaatsing van de nodige peilbuizen, tot 1 m onder en boven het filter met omstortingsgrind opgevuld. Met uitzondering van formaties die uit zeer fijn en uniform zand bestaan, is grind van 2 tot 3 mm hiervoor geschikt (Kobus, 1976).

Slecht doorlatende lagen worden afgedicht om lekkage en kortsluiting te voorkomen. Het is een goede gewoonte om boven de omstorting een meter zand en vervolgens een of meerdere meters klei of kleicement aan te brengen. Door de geringere hoek van inwendige wrijving (hoofdstuk 2) is klei, na een zekere zettingsperiode, beter dan zand bestand tegen hoge waterdrukken. Zelfs kunnen achterloops geraakte putten met kleiaanvulling na een rustperiode van enkele weken tot maanden weer bruikbaar zijn (Brandes, e.a., 1978).

Het is niet bekend of een bepaald boorsysteem van voordeel is. Van een voordeel van gepulste boringen ten opzichte van gespoten of gezogen boringen of omgekeerd met name met het oog op gebruik van boorspoelingen is in de praktijk tot nog toe niets gebleken. Een persput kan bij elk goed boorsysteem naar tevredenheid functioneren.

Met het oog op eventueel gebruik van chemicaliën wordt bij voorkeur kunststof gebruikt voor de stij- en filterbuis. Een hoge stijfheidsklasse is sterk aan te bevelen om bezwijken tijdens het regenereren te voorkomen (Uil en Deelder, 1978). Het is onbekend of het grote open oppervlak van sommige roestvast stalen putfilters (tot 30 %) belangrijke voordelen biedt ten opzichte van gebruikelijke kunststoffilters met een veel geringer open oppervlak (circa 7 %). De veel hogere kosten van zulke geavanceerde metalen filters wegen doorgaans zwaarder dan de vermeende voordelen.

De injectieleiding dient steeds onder druk te blijven. De hiervoor benodigde ontwerpgegevens kunnen aan paragraaf 3.2 worden ontleend. In het onderhavige geval kan hiervoor een dunne leiding met voldoende wandfrictie worden gekozen tot onder in de put. Bij het regenereren kan de perslucht dan via dezelfde leiding worden ingeblazen (figuur 6.2).

Bij $18 \text{ m}^3/\text{h}$ infiltratiedebiet (in dit voorbeeld, namelijk $25 \cdot 10^6 \text{ m}^3/\text{a}$, bij 160 putten) een laagste grondwaterstand van 3 m onder maaiveld en de onderzijde van de injectieleiding op 30 m beneden maaiveld, bedraagt de benodigde frictie circa $3/30 = 0,1 \text{ m/m}$. Een leiding met een inwendige diameter

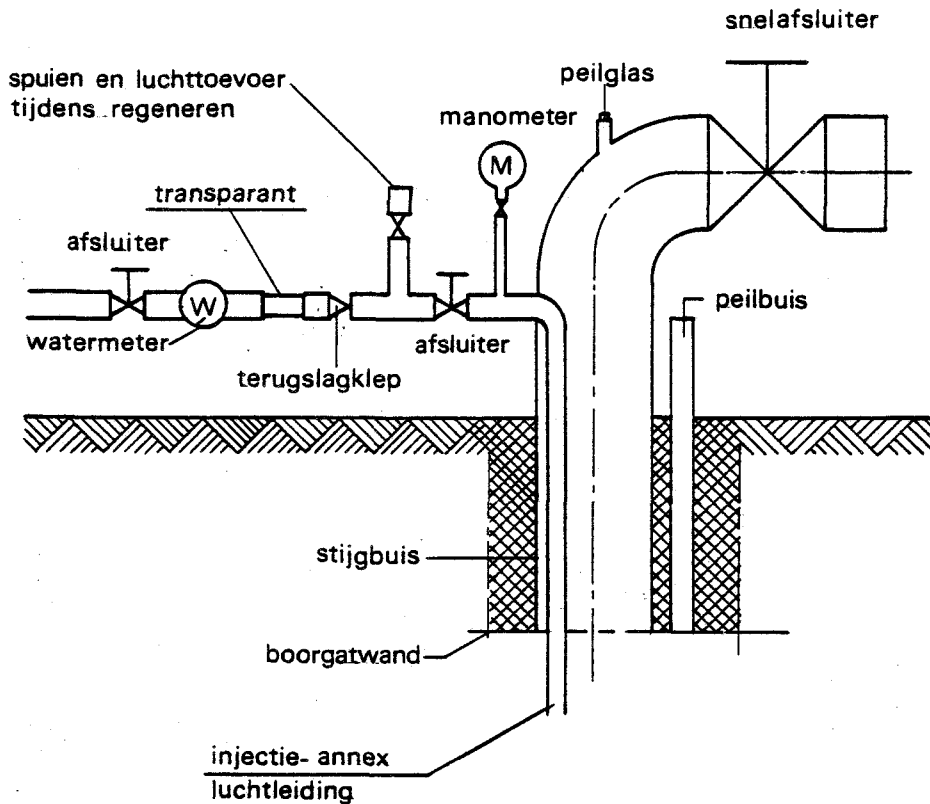
van 50 mm (frictie: 0,12/mm bij 18 m³/h, zie tabel 3.10) is hiertoe geschikt.

De putkop kan van een afvoer met snelafsluiter worden voorzien, die tijdens het regenereren wordt gebruikt. Het regeneratiewater wordt bij voorkeur via een aparte vuilwaterleiding geloosd (na neutralisatie van eventueel gebruikte chemicaliën). Een peil/bemonsteringsbuis, manometer, watermeter, afsluiter, aansluiting voor de perslucht, spuileiding en zo mogelijk een stukje transparante buis (vanwege het barstgevaar bij voorkeur geen perspex maar transparant PVC) in de injectieleiding ter visuele controle, completeren de put (figuur 6.2).

Om te voorkomen dat de druk in de putten te hoog oploopt, is een overstort aan het einde van de centrale toevoerleiding, bekend als "kerstboom" (Brandes e.a., 1978), aan te bevelen. Deze maakt tevens spuien mogelijk.

Om het verstoppingsverloop te kunnen volgen zijn peilbuizen noodzakelijk. Een praktische opstelling is een peilbuis in de put, één of twee in de omstorting en één of twee in fijn zand boven of onder de omstorting. De laatste geven de stijghoogte in de niet verstopte formatie weer.

Hoe een persputtensysteem er globaal uit zou kunnen zien op plaatsen waar het zoet-zoutvraagstuk niet speelt wordt met onderstaand voorbeeld geïllustreerd.



Figuur 6.2 - Voorbeeld persputappendages (schematisch)

6.5

Illustratie

Stel dat een persputtensysteem wordt overwogen ter beveiliging van een oppervlaktewaterwinning en -zuivering. Kwaliteitsbuffering en overbrugbaarheid van een stagnatie in de toevoer van ruw water zijn dan de doelstellingen. De benodigde capaciteit is 15 miljoen m³/jaar, terwijl het beschikbare watervoerende pakket ter plaatse 30 m dik blijkt te zijn met een doorlaatfactor, KH , van 1000 m²/dag, een porositeit, ϵ , van 35 %

een bergingscoëfficiënt, S , van 0,001 en is afgedekt door een kleilaag met een weerstand, c , van 1000 d. De ontworpen persputten elk met 30 m filter in een 0,6 m breed boorgat, hebben elk bij een redelijke infiltratiesnelheid van 1 m/h op de boorgatwand een capaciteit van 56 m³/h. Voor het totale systeem zijn derhalve 30 putten noodzakelijk.

Om beïnvloeding van de grondwaterstanden in de omgeving zoveel mogelijk te vermijden, worden de persputten op een cirkel geplaatst die de cirkel met de winningsputten geheel omsluit.

30 winningsputten, met eveneens een capaciteit van 56 m³/h, op 25 m uiteen, passen op een cirkel met een straal van 120 m. Ten einde twee maanden ondergrondse verblijftijd te verkrijgen worden de persputten op een ring geplaatst met een straal van 300 m. Het peil op de ring winningsputten is nu 6,7 m lager dan de natuurlijke grondwaterstand. De verlaging in het pakket boven de semi-permeabele laag is beduidend minder en kan in principe worden tegengegaan door ook in dat pakket water te infiltreren, eventueel via sloten.

Wanneer de toevoer van het ruwe water, om wat voor reden dan ook wordt onderbroken, wordt de winning voortgezet, waarbij uit de aard der zaak de grondwaterstanden dalen. In dit voorbeeld ontstaat echter binnen 10 dagen een praktisch stationaire situatie. De extra dalingen ten gevolge van de onderbreking, die dan zullen zijn opgetreden, zijn hieronder getabelleerd.

Afstand: (m)	300	600	1000	2000	5000
Zakking: (m)	9,0	5,1	2,8	0,8	0,0

Ter plaatse van en binnen de ring onttrekkingsput-

ten is de totale verlaging maximaal en bedraagt nu dus $9,0 + 6,7 = 15,7$ m ten opzichte van de natuurlijke grondwaterstand. De stijghoogten in een bovenliggend, watervoerend pakket zullen eveneens zakken. Bij een weerstand, c , van 1000 dagen is de neerwaartse stroming door de kleilaag, uitgedrukt in mm/d, gelijk aan de berekende zakking. Voor $r < 300$ m betekent dit $(9 \text{ mm/d})(60 \text{ d}) = 540 \text{ mm}$ na 60 dagen stagnatie van de ruwwatertoevoer. Dit komt, bij een bergingscoëfficiënt van bijvoorbeeld 25 % in het afdekkende pakket, neer op een waterstands daling van grofweg maximaal 2 m.

Tijdens een dergelijke interruptie van de infiltratie stroomt een druppel water die zich aanvankelijk op circa 400 m van het hart van de installatie bevond, gemiddeld juist tot aan de ring met persputten en loopt tijdens navolgend normaal bedrijf dus kans om vroeg of laat door de winningsputten te worden opgepompt. Druppels die zich op gemiddeld meer dan globaal 400 m afstand bevonden worden niet gewonnen. Met andere woorden het gevaar van aantrekken van vervuild grondwater over grote afstanden, zoals bij de normale grondwaterwinning mogelijk is, is bij een dergelijk persputtensysteem nagenoeg afwezig.

Uit dit voorbeeld kan men concluderen, dat een persputtensysteem van deze capaciteit onder de aangegeven omstandigheden mogelijk zou kunnen zijn, wanneer de berekende incidentele verlagingen geaccepteerd zouden worden en het gebied met een straal van 300 tot 500 m beschermd en onder beheer van het waterleidingbedrijf zou staan. Zoals blijkt kan een periode waarin de aanvoer van ruw water stagneert in dit voorbeeld worden overbrugd

zonder dat tevoren een voorraad water behoeft te worden aangelegd.

GEBRUIKTE SYMBOLEN

De dimensies zijn gegeven in de meest gebruikte ISO-eenheden. De keuze van de eenheden in de formules is onbelangrijk, mits consistent, dat wil zeggen dat in een bepaalde formule geen uren en seconden of m^3 en liters door elkaar gebruikt mogen worden.

a [fl/m]	= boor- en afwerkingskosten van een put, per meter putfilter
A [m^2]	= putomvang of infiltratieoppervlak van een persput, berekend als boorgatomtrek maal omstortingslengte: $A = 2\pi rH$
A_0 [m^2]	= idem, voor de proefputten: $A_0 = 2\pi r_0 H_0$
b [*]	= prijsfactor voor het boren en afwerken van putten met een diameter ($2r$) in plaats van de standaarddiameter ($2r_0$)
c [*]	= concentratie zwevende stof, uitgedrukt als m^3 verstoppingslaag per m^3 geïnfiltrerd water
f [*]	= wandfrictie van de injectieleiding, uitgedrukt als mH_2O -verval per m buislengte
g [N/kg]	= sterkte van het zwaartekrachtsveld
h [m]	= afstand vanaf maaiveld tot aan de bovenzijde van de omstorting
Δh [m]	= druk- of stijghoogte in de omstorting boven maaiveld
h_1 [m]	= drukhoogte in een buis voor een afsluiter

* = dimensieloos

h_2 [m]	= minimale drukhoogte in een buis onmiddellijk achter de afsluiter
h_3 [m]	= drukhoogte in een buis op circa 10 buisdiameters achter de afsluiter
ΔH [m]	= drukhoogteverval over de afsluiter, bij niet horizontale buis: energiehoogteverval of piëzometrisch verval
H [m]	= omstortingslengte van de bedrijfspuiten
H_0 [m]	= idem, van de proefputten
k [m/d]	= doorlatendheidscoëfficiënt van de niet verstopte grond
k_v [m/d]	= idem, van de verstopte grond
k_* [m/d]	= $kk_v / (k - k_v)$
k_i [m ²]	= intrinsieke doorlatendheidscoëfficiënt, grondeigenschap, onafhankelijk van temperatuur of gebruikte vloeistof: $k_i = (\mu/\rho g) * (k \text{ of } k_r)$
k_z [fl/m ³]	= zuiveringskosten per m ³ infiltratiewater
k_p [fl]	= investering per put, inclusief bijbehorende terreinleidingen en eventuele pompen
k_r [fl]	= kosten van één regeneratie
K_z [fl/a]	= totale zuiveringskosten per jaar
K_p [fl/a]	= totale afschrijvingskosten van putten per jaar
K_r [fl/a]	= totale regeneratiekosten per jaar
K_T [fl/a]	= totale kosten per jaar: $K_T = k_z + K_p + K_r$
K_0 [fl]	= vast bedrag in de constructiekosten van een put

K_1 [fl]	= constructie- en afwerkingskosten van een put, exclusief K_0 , gerekend van maaiveld tot bovenzijde van de omstorting
l [m]	= dikte van de verstopte laag: dl [m] toename van l
MFI [s/l ²]	= membraanfilterindex, maat voor de verstopingssnelheid van een membraanfilter, uitgedrukt in seconden per liter-kwadraat
Q [m ³ /d of m ³ /h of m ³ /s]	= infiltratiedebiet in de bedrijfsputten (volumestroom)
Q_0 [m ³ /d etc.]	= idem, in de proefputten
Q_T [m ³ /d etc.]	= totale infiltratiedebiet van het systeem
r [m]	= boorgatradius van de bedrijfsputten of bepaalde afstand tot hart van de persput
r_0 [m]	= boorgatradius, soms specifieke boorgatradius van de proefputten
r^* [fractie per jaar]	= annuïteit
r_e [fractie per jaar]	= rentevoet
r_f [1/a]	= regeneratiefrequentie van de bedrijfsputten
r_{f_0} [1/a]	= idem van proefputten onder vaste proefomstandigheden, is onder meer functie van de waterkwaliteit
r_v [m]	= afstand van de buitenzijde van de verstopte laag tot het hart van de put

R[m]	= afstand waarop de stijghoogte constant is, geohydrologische randvoorwaarde
S[*]	= bergingscoëfficiënt, in geohydrologische constanten
¹) SAR[√(mol/m ³)]	= Sodium Adsorption Ratio SAR = $\frac{([Na^+] + [K^+])}{\sqrt{([Mg^{2+}] + [Ca^{2+}])}}$, conc. in [mol/m ³]
t[s of h of d]	= tijd
T [°C]	= watertemperatuur
T[jaar]	= afschrijftermijn of levensduur van de persputten (hoofdstuk 5)
u[N/m ²]	= waterspanning in een put in de grond; Δh is toename van u door de infiltratie (hoofdstuk 2)
u[*]	= $k_r N / k_p = r_e N / r_f = r_e T$ (hoofdstuk 5)
u[m ³]	= totaal per put geïnfiltreerd volume
\bar{U} [m]	= totaal per vierkante meter boorgatwand geïnfiltreerd volume water
v[m/s]	= watersnelheid in een buisleiding
v[m/h]	= filtersnelheid op de boorgatwand van de bedrijfspuiten: $v = Q/A$
v_o [m/h]	= idem, in de proefputten: $v_o = Q_o/A_o$
v_o [m/h]	= filtersnelheid op de boorgatwand op tijdstip nul
V[m ³]	= volume van de verstoppingslaag $V = \int_0^t Q_c dt$

¹) feitelijk PSAR: (Sodium + Potassium) Adsorption Ratio [√(mol/m³)]

* = dimensieloos

$W[h]$ = weerstand van de verstopte laag,
uitgedrukt als in mH_2O per m/h
filtersnelheid

$w_v[h/m^2]$ = verstoppingsweerstand van een
persput, uitgedrukt als in mH_2O
per m^3/h infiltratiedebiet

Griekse letters

γ_g [N/m ³]	= volumegewicht natte grond
γ_w [N/m ³]	= volumegewicht water
ϕ [graden of radialen]	= grondeigenschap, hoek van inwendige wrijving (hoofdstuk 2)
ϕ [m]	= grondwaterstijghoogte ten opzichte van een horizontaal referentievlak (hoofdstuk 3 tot en met 6)
ϕ_o [m]	= waterstand of stijghoogte in de put of de omstorting
ϕ_r [m]	= waterstand of stijghoogte op zekere afstand van de put
$\Delta\phi$ [m]	= stijging van de waterstand of de stijghoogte in de put
$\Delta\phi_s$ [m/a]	= standaardverstopingssnelheid: $\Delta\phi$ na 1 jaar infiltreren met $v = 1$ m/h op de boorgatwand bij 10 °C watertemperatuur
λ [*]	= passieve gronddrukcoëfficiënt (hoofdstuk 2)
ρ [kg/m ³]	= dichtheid van water
σ_1 [N/m ²]	= maximum korrelspanning in een punt in de grond
σ_3 [N/m ²]	= minimum korrelspanning in een punt in de grond
σ_g [N/m ²]	= verticale grondspanning (= korrelspanning + waterspanning) in een punt in de grond
μ_T [Ns/m ²]	= dynamische waterviscositeit bij T ° Celsius watertemperatuur

* = dimensieloos

LITERATUUR

1. Albert, G.; Modelle und Beschreibungen von Filtrationsvorgängen: Filterwiderstand, Karlsruhe, Engler Bunte Institut, 1971, Veröffentlichungen, Heft 5, pp 79-91
2. Anderson, A.; J. Bernssen; Kontrollerad grundvattnens balans genom djupinfiltration. Göteborg, Technical University, 1979, Meddelande nr. 26
3. Anoniem; Eigenschappen van grond, deel 1. Delft, Technische Hogeschool afd. Civ. Techniek, collegediktaat, 1969
4. Anoniem; Studiegroep Diepe Ondergrondse Lozing van Afvalstoffen: Vooruitzichten tot ondergrondse verwijdering van afvalstoffen in Nederland. Den Haag, TNO, 1973, 127 pp
5. Anoniem; Studiegroep Duinwaterwinning en Alternatieven: Duinwaterwinning en alternatieven. Leiden, Centrum voor Milieukunde der Rijksuniversiteit Leiden, 1978, 306 pp
6. Anoniem; Underground Water Storage Study, Israël; Final Report. Rome, FAO, 1969, FAO/SF:39/ISR-9, 112 pp
7. Baffa, J.J. et al.; Experience with Injection Wells for Artificial Ground Water Recharge; Task Group Report. JAWWA, May 1965, pp 629-639

8. Barkman, J.H.; D.H. Davidson; Measuring Water Quality and Predicting Well Impairment.
Journ. of Petr. Techn. Trans., AIME, 253,
July 1972, pp 865-873
9. Beek, C.G.E.M.; Veranderingen in de samenstelling van het in Scheveningen geïnjecteerde drinkwater.
Werkgroeprapport, KIWA, 1980
10. Beek, C.G.E.M.; H. Vaessen; Ontijzering van grondwater in het watervoerende pakket.
H₂O 12 (1979)1, pp. 15-19
11. Bernard, G.G.; Effect of Reactions Between Interstitial and Injected Waters on Permeability of Rocks.
Producers monthly, dec. 1955, pp 26-32
12. Bianchi, W.C. et al.; Subsurface Drain Collector-Deep Well Recharge System.
JAWWA, Aug. 1978, pp. 427-435
13. Bichara, A.F.; An Experimental Study of Long-term Artificial Recharge of Groundwater into Confined Aquifers using wells;
Thesis, Strathclyde, Univ. of Strathclyde, 1974, circa 400 pp.
14. Boeter, C.; A.N. van Breemen; De bereiding van modelwater ten behoeve van onderzoek aan het coagulatieproces.
H₂O 12 (1979)9 pp 208-210
15. Bolt, G.H.; M.G.M. Bruggenwert; Soil chemistry; A. Basic elements.
Elsevier Sci. Publ. Comp., Amsterdam etc., 1976, 281 pp.

16. Boutsma, K.; E. Horvat; The advantages and disadvantages of the application of sand drains and preloading at an excavation in Rotterdam.
Oslo, Proceedings of the Geotechnical Conference, 1967, Vol 1, pp 9-11
17. Brandes, et al.; Retourbemaling.
Rapport van het KIVI, Den Haag, 1978
18. Briemen, W.A. van; De verbreiding van het met een persput geïnfiltreerde water in een gelaagd watervoerend pakket met semi-spanningswater.
Afstudeerontwerp TH-Delft, afd. Civ. Techn., Vakgroep Waterbeheersing en Hydrologie, 1978
19. Brown, D.L.; H.D. Silvey; Underground Storage and Retrieval of Fresh Water from a Brackish-water Aquifer.
New Orleans, Preprints of papers, 2nd. Int. Symp. on Underground Waste Management and Artificial Recharge, Sept. 26-30, 1973.
Menasha, George Benta Co, 1973, Vol I, pp 373-419
20. Bruington, A.E.; F.D. Seares; Operating a sea water barrier Project.
Journ. of the Irr. and Drain. Div. AsCE,
March 1965, pp 117-141
21. Bulten, B.; Infiltratieproef met een persput op het terrein van de Hoogovens.
Interimrapport van de Werkgroep Persputten van de WIRDu, PWN, Bloemendaal 1971
22. Bulten, B.; Infiltratieproef met een persput op het terrein van de Hoogovens.
Tweede Interim-rapport van de Werkgroep Persputten van de WIRDu, PWN, Bloemendaal 1972

23. Bulten, B.; Mogelijkheden van infiltratie door middel van persputten.
H₂O 10(1977)25, pp. 580-581
24. Bulten, B.; M.C. Brandes; J. van Puffelen; Verslag van bezoeken aan objecten voor kunstmatige infiltratie van water door middel van putten in de USA. Bloemendaal, Provinciaal Waterleidingbedrijf van Noord-Holland, 1974, circa 100 pp
25. Byars, H.G.; J.P. Mc Donald; How to plan, design and operate economic water injection systems; Part 1.
World oil, April 1968, pp 113-126; Part 2, World Oil, May 1968, pp 93-96
26. Case, L.C.; Water Problems in Oil production - an Operator's Manuel.
Tulsa, The Petroleum Publishing Co. Tulsa, Okl. USA, circa 1970, 133 pp
27. Cerini, W.F.; How to test quality of injection water.
World Oil, August, 1953, pp. 189-190
28. Cleasby, J.L.; Approaches to a filtrability index for granular filters.
Journal AWWA, Aug. 1969, p. 372-381
29. Cooper, D.K.; Barrier Well-Redevelopment Manual. Los Angeles, LA County Flood-Control District Water-Conservation Division, 1971, File no. 176.41 346.41 375.41
30. Crowe, C.W.; New Treating Technique to Remove Bacterial Residues from Water-Injection wells.
Journ. of Petr. Techn., 1968, pp 475-478

31. Csonka, J. Geothermisch onderzoek. TNO, dienst grondwaterverkenning, Delft, 1968, ca. 100 pp.
32. Custodio, E.; Well Injection Near Barcelona, Spain.
See the discussion of the paper 12, p. 330, in:
"Artificial Groundwater Recharge". Proceedings of the Conference held at the University of Reading, England, 21-24 September 1970, vol. 2
33. Custodio, E.; J. Isamat; J. Miralles; Twenty-five Years of Groundwater Recharge in Barcelona (Spain).
Dortmund, 1980, paper 6.1. In: proceedings of the international symposium on Artificial Groundwater Recharge, held in Dortmund (FAG), 14-18 May, 1979
Wordt gepubliceerd in de "Zeitschrift der Deutschen Geologischen Gesellschaft"
34. Deelder, C.; Boorspoelingen.
Rijswijk, KIWA, 1976, med. 46, 50 pp
35. Donaldson, E.C.; Injection Wells and Operations Today.
American Ass. of Petr. Geologists, Memoir 18 (1972)24, pp 24-46
36. Dorn, F.; Geschichte und Bedeutung der Wassergewinnungsanlagen in Wiesbaden Schierstein,
In: Künstliche Grundwasseranreicherung am Rhein, Band 2, ESWE, Stadtwerke Wiesbaden AG, Wiesbaden 1974
37. Doscher, T.M.; L. Weber; The Use of the Membrane Filter in Determining Quality of Water for Subsurface Injection.
Drill. and Prod. Prac., API (1957) 169-179

38. Doshi, R.; J.A. Rancilio; Alamitos Barrier Project. Los Angeles, LA County Flood-Control Distr., 1972, rep. 1971-72
39. Edworthy, K.J.; Artificial recharge through a borehole.
Reading, Water Research Centre, Tech. Rep., 1978
40. Ehrlich, G.G. et al.; Microbiological Aspects of Groundwater Recharge-Injection of Purified Unchlorinated Sewage Effluent at Bay Park, Long Island, New York.
Journ. Res. U.S. Geol. Survey 1 (1973)3, pp 341-344
41. Ellenberger, C.W.; R.J. Aseltine; Selective Acid Stimulation to Improve Vertical Efficiency in Injection Wells - Case Study.
Journ. of Petr. Techn., Jan. 1977, pp 25-29
42. Eren, J.; Y. Goldsmid; Sanitary Significance of Coliform Bacteria in Recharge Wells.
In: Artificial Groundwater Recharge Conference, Reading, 21-24 Sept., 1970.
Reading, Wat. Res. Ass., 1971, Vol 2, supp. paper B, pp 415-427
43. Eriksson, E.; Cation-exchange equilibria on clay minerals.
Soil Science, 74 (1952)2, pp 103-112
44. Farley, J.T.; D.G. Redline; Evaluation of Flood Water Quality in the West Montalvo Field.
Journ. of Petr. Techn., July 1968, pp 683-687

45. Felsenthal, M.; B.L. Carlberg; Measuring Quality of Injection Waters.
Petroleum Engineer, 28 (1956) 12, B53
46. Felsenthal, M.; Step-Rate tests determine safe injection pressures in floods
The Oil and Gas Journ., Oct. 1974, pp. 49-54
47. Gäss, T.E.; "Well redevelopment"
Part I : Water Well Journal 31 (1977)9, pp. 40-41
Part II: Water Well Journal 31 (1977)10, pp.20-21
48. Gawalek, G.; Wasch- und Netzmittel.
Berlin, Akademie-Verlag; 1962, 232 pp
49. Graveland, A.; Verwijdering van Mangaan uit Groundwater, Thesis Delft, Delftsche Uitg. Mij., 1971, 168 pp
50. Harpaz, Y; Practical Experiences of Well Recharge.
In: Artificial Groundwater Recharge Conference, Reading 21-24 Sept., 1970.
Reading, Wat. Res. Ass, 1971, Vol 2, paper 12, pp 297-335
51. Hem, J.D.; W.H. Cropper; Survey of ferrous-ferric chemical equilibria and redox potentials.
Washington, USGS, 1959, Water Supply Paper, 1459-A, 29 pp
52. Herzig, T.P. et al.; Flow of suspensions through porous media; application to deep filtration.
Ind. and Eng. Chem., 62 (1970)5, pp 8-35

53. Hewitt, C.H.; Analytical Techniques for Recognizing Water Sensitive Reservoir Rocks.
Journ. of Petr. Techn., August 1963, pp 813- 818
54. Howard, G.C.; C.R. Fast; Hydraulic Fracturing.
Soc. of Petr. Eng. of AIME; 1970
55. Hubbert, M.K.; D.G. Willis; Mechanics of Hydraulic Fracturing.
AAGP. Memoir 18, 1972, pp 199-217
56. Huisman, L.; Groundwater Recovery.
London and Bastingstoke, Macmillan, 1972, 336 pp
57. Huisman, L.; Stromingsweerstand in leidingen.
Rijswijk, KIWA, 1969, mededeling 14, 124 pp +
bijlage
58. Huisman, L.; T.N. Olsthoorn; Artificial Groundwater Recharge
Pitman, London, 1983, 300 pp
59. Johnson, A.I. et al.; Laboratory Study of Aquifer Properties and Well Design for an Artificial-Recharge Site.
Washington, USGS, 1966, Water Supply Paper 1615-H,
41 pp
60. Jordan, C.A. et al.; The Bay Marchand pressure maintenance project; unique challenges of an offshore sea-water injection system. Water Flooding.
Tulsa, Petr. Publ. Comp.; 1973.
SPE Reprint Series No. 2a, pp 89-96

61. Kleber, J.P.; Well Cleaning with Calgon.
JAWWA, May 1950, pp 481-484
62. Kobus, E.J.M. et al.; Omstortingen van waterwin-
ningsputten en het maximaal toetlaatbare putde-
biet.
Rijswijk, KIWA, 1976, med. nr. 45, 107 pp
63. Kooij, D. v.d.; Ontwikkeling van een methode om de
nagroeimogelijkheid van bacteriën in drinkwater te
bepalen.
H₂O 12 (1978) 8, pp 164-167
64. Kooper, W.; C.G.E.M. van Beek; Verandering van de
samenstelling van het via persputten geïnfiltreer-
de water in de duinen.
Werkgroeprapport, KIWA, 1979
65. Krone, R.B.; Borehole Recharge; the Compatibility
of Recharge Water with the Aquifer.
In: Artificial Groundwater Recharge Conference,
Reading 21-24 Sept., 1970.
Reading, Wat. Res. Ass., 1971, Vol 2, paper 10,
pp 263-277
66. Kruseman, G.P.; N.A. de Ridder; Analysis and eva-
luation of pumping test data.
Wageningen, Int. Inst. for Land Reclamation and
Improvement, 1970, Bulletin 11, 200 pp
67. Lerk, C.F.; Enkele aspecten van de ontijzering van
grondwater.
Thesis, Delft, Waltman, 1965, 130 pp

68. Lyons, J.W.; Distribution of Polyphosphate Defloc-
culants in Aquous Suspensions of Inorganic Solids.
In: Griffith E.J. e.a. (eds); Environmental Phos-
phorus Handbook.
New York, John Wiley & Sons, 1973, pp 281-288
69. Marshall, J.K. et al.; Operation of a Recharge
Borehole.
Proc. Inst. Civ. Engrs, 41 (1968) pp 447-473
70. McCune, C.C.; On-Site Testing to Define Injection-
Water-Quality Requirements.
Journ. of Petr. Techn., Jan. 1977, pp 17-24
71. McIlwain, R.R.; W.T. Pitts; C.C. Evans; West-Coast
Basin Barrier Project 1967-0969.
Los Angeles County Flood-Control Distr., 1970.
Report on the Control of Seawater Intrusion, 1970
72. Millot, G.; Clay.
Scientific American, 1979, pp 77-84.
73. Mintz, D.M.; Modern theory of filtration.
Proceedings of a conference, about 1966(?)
74. Monkhouse, R.A.; S. Philips; The Design, Construc-
tion and Maintenance of Recharge wells.
Reading (UK), Central Water Planning Unit,
nov. 1978. Technical Note No. 25
75. Muecke, T.W.; Formation fines and factors control-
ling their movement in porous media.
Journ. of Petr. Techn. Febr. 1979, pp 144-150
76. Mungan, N.; Permeability Reduction through Changes
in pH and Salinity.
Journ. of Petr. Techn., Dec. 1965, pp 1449-1453

77. Olsthoorn, T.N.; H. Tuinzaad; C.G.E.M. van Beek; J. van Puffelen; Putinfiltratie met drinkwater te 's-Gravenhage.
Rijswijk, KIWA, 1975, KIWA-mededeling 41,94 pp
78. Olsthoorn, T.N.; In Nederlandse zandformaties zijn de totale en de effectieve porositeit aan elkaar gelijk.
H₂O, 10 (1977)5, pp 118-122
79. Olsthoorn, T.N.; Persputten, één met en één zonder verstopping.
H₂O, 10 (1977a)26, pp. 582-584
80. Olsthoorn, T.N.; Persputten, op zoek naar de juiste middenweg.
H₂O, 10 (1977b)26, pp 586-589
81. Olsthoorn, T.N.; Dimensioneren van retourputten met het oog op luchtliftend schoonpompen.
In: Brandes, M.C.; Retourbemaling, Rapport van de Studiegroep Retourbemaling, Bijlage 5.C.
Den Haag, KIVI, 1978
82. Olsthoorn, T.N.; Onderloopsheid van retourputten.
In: Brandes M.C.; Retourbemaling.
Den Haag, KIVI, 1978, bijlage 3 D
83. Olsthoorn, T.N.; Forschungsergebnisse mit Anreicherungsbrunnen in Holland. Proc. Int. Symp. "Künstliche Grundwasseranreicherung" Dortmund, 14-18 Mai 1979. Wordt gepubliceerd in "Zeitschrift der Deutschen Geologischen Gesellschaft"

84. Olsthoorn, T.N. et al.; Onttrekking uit de infiltratieput van de Duinwaterleiding van 's-Gravenhage te Scheveningen (van 29-11-1976 tot 1-2-77, nadat tussen 29-3-73 en 22-11-76 1,5 miljoen m³ drinkwater in deze put was geïnfiltreerd) KIWA, SWE-241, KIWA, Rijswijk, 1979
85. Olsthoorn, T.N.; The clogging of recharge wells, main subjects, KIWA-communication 72, KIWA, Rijswijk (NL), 1982, 150 pp
86. Olsthoorn, T.N.; Verstopping van persputten, hoofdlijnen KIWA-mededeling 72, KIWA, 1982, circa 140 pp
87. Osipow, L.I.; Surface Chemistry; Theory and Industrial Applications.
New York, Reinhold Publishing Corporation, 1962, 473 pp
88. Pastoors, M.J.H.; Bewerking van gegevens van een pompproef te Leiduin.
Deelontwerp TH-Delft, afd. Civ. Techn., Vakgroep Waterbeheersing en Hydrologie, 1977
89. Patton, C.C.; Oilfield Water Systems.
Campbell Petroleum Series, 1974, 178 pp
90. Porter, M.C.; New Particle counter for nondestructive monitoring of parenterals.
Bulletin of the Parenteral Drug Association, 291, (1975)4, pp 169-162
91. Rahman, A. e.a.; Effect of Sediment Concentration on Well Recharge in a Fine Sand Aquifer.
Wat. Res. Res. 5 (1969) 3. pp. 641-646

92. Rautenberg, J.; Theoretische und experimentelle Untersuchungen zur Wasserförderung nach dem Luft-habeverfahren.
Thesis Karlsruhe, Techn. Universität 1972
93. Rebhun, M.; J. Schwarz; Clogging and Contamination Processes in Recharge Wells.
Wat. Res. Res. 4 (1968) 6, pp. 1207-1217
94. Reed, M.G.; Stabilization of formation clays with hydroxy-aluminium solutions.
Journ. of Petr. Techn. 24 (1972) 7, pp, 860-864
95. Rice, R.C.; Soil clogging during infiltration of secondary effluent.
Journal WPCF 46 (1974), 4 pp 708-716
96. Ripley, D.P.; Z.A. Saleem; Clogging in simulated glacial aquifers due to artificial recharge.
Wat. Res. Res., 9 (1973) 4, pp. 1047-1057
97. Schaapman, J.; Berekening van de geohydrologische grootheden K_D en c in de watervoerende laag van het diepe-duinpakket op circa 20 tot 40 m - NAP nabij de drinkwaterinfiltratieput (DIP).
Duinwaterleiding van 's-Gravenhage, 1974
98. Schafer, D.C.; The right Chemicals are able to Restore or Increase Well Yield.
Johnson Drillers Journ., Jan.-Febr. 1974, pp. 1-3 and 13
99. Schippers, J.C.; J. Verdouw; The Modified Fouling-Index, a Method for Determining the Fouling Characteristics of Water.
Desalination 32 (1980) pp. 137-148

100. Schippers, J.C.; J. Verdouw; J.M. Hofman; Pre-treatment of reverse osmosis feedwater by means of in-line coagulation.
Desalination, 32 (1980) pp. 103-112
101. Schmassmann, H; Aus der Praxis der Grundwasseranreicherung in der Schweiz
Oesterreichische Wasserwirtschaft 30 (1978) 1/2; pp. 7-18
102. Schwarz, J.; Artificial groundwater recharge in Israel.
Brussels, Proceedings of the Symposium "Controle en beheer van de kwaliteit van Grondwater" 1974
103. Sellinger, A.; S.H. Aberbach; Artificial recharge of coastal plain aquifer in Israël.
In: Preprints of papers presented at the 2nd. Int. Symp. on Underground Waste Management and Artificial Recharge. New Orleans, 1973. Menasha, George Bank Co., 1973, pp 701-714
104. Signor, D.C.; Laboratory Facility for Studies related to Artificial Recharge.
In: Preprints of Papers for the Second Int. Symp, on Underground Waste Management and Artificial Recharge, New Orleans, Louisiana, 1973, AAPG, 1973, pp 799-822
105. Smith, H.F. et al; Pilot-scale investigations of well recharge using cored samples.
Proc, of the Artificial Groundwater Recharge Conference, Univ. of Reading, England 1970, Volume 2, Reading, Water Res. Ass., 1970, paper 11, pp. 279-296

106. Sniegocki, R.T.; Geochemical Aspects of Artificial Recharge.
Water-Supply Paper, 1615-E, Washington, USGS-1963,
41 pp
107. Sniegocki, R.T.; Problems in Artificial Recharge
through Wells in the Grand Prairie Region Arkansas.
Water Supply Paper, 1615-F, Washington, USGS,
1963, 25 pp
108. Sniegocki, R.T.; R.F. Brown; Clogging in Recharge
wells; Causes and Cures. In: Artificial Groundwater
Recharge Conference, Reading 21-24 Sept, 1970.
Reading, Water Res. Ass. 1971, Vol 2, Paper 13,
pp. 337-353
109. Sniegocki, R.T.; J.E. Reed; Principles of Siphons
with respect to the Artificial Recharge, Studies
in the Grand Prairie Region, Arkansas.
Washington, USGS, 1963, Water Supply Paper 1615-D,
1965 pp
110. Spindler, P.; Modelle und Beschreibungen von Fil-
trationsvorgängen: Konzentrationsverlauf.
Karlsruhe, Engler Bunte Institut 1971, Veröffent-
lichungen, Heft 5, pp. 92-122
111. Stalder, P.J.; Influence of crystallographic habit
and aggregate structure of authogenic clay mine-
rals on sandstone permeability.
Geologie en mijnbouw 52 (1973) 4, pp. 217-220
112. Steinmetz, J.J.; Technische aspecten van een in-
filtratie met behulp van een persput.
H₂O, 10 (1977) 26, pp. 590-594

113. Steinmetz, J.J.; Technische opbouw van de persput te Leiduin.
Rijswijk, KIWA 1978. KIWA, med. 56, pp. 55
114. Sternau, R.; Artificial Recharge of Water through Wells, Experience and Techniques.
AISH Symposium, Haifa 1967
115. Stormont, D.H.; Filter Test Gives Data on Quality of Flood Waters.
The Oil and Gas Journal 84 (1958) Nov. 3, p. 84
116. Stumm, W. & J.J. Morgan; Aquatic Chemistry.
Wiley & Sons, N. York etc. 1980, circa 600 pp
117. Stuyfzand, P.J.; Hydrochemical aspects of drinking-water injection by a deep well in a semi-confined aquifer at Leiduin pumping station near Zandvoort, North-Holland.
Gemeentewaterleidingen, Amsterdam 1977, 130 pp.
118. Tate, C.H.; R.R. Trussel; The use of particle counting in developing plant-design criteria.
JAWWA, Water Techn. Dec. 1978, pp. 691-698
119. Tazelaar, W.Z.; Waterinjectie in olievelden.
Voordracht voor het Hydrologisch Colloquium, gehouden te Delft, 2 oktober 1968
120. Toy, A.D.F.; Phosphorus Chemistry in Everyday Living.
Chemical Society Washington D.C. American 1976, pp. 237
121. Uil, H.; C. Deelder; Enkele aspecten bij het dichtklappen van PVC-buizen in pomputten.
H₂O 11 (1978) 20, pp. 451-455

122. Vecchioli, J.; Experimental Injection of Tertiary Treated Sewage in a Deep Well at Bay Park, Long Island, N.Y.; A summary of early results.
New England Water Works Association, Vol. 86 (1972) 2, pp. 87-103
123. Vecchioli, J.; H.F.H. Ku and D.J. Sulam; Hydraulic Effects of Recharging the Magothy Aquifer, Bay Park, New York, with Tertiary-Treated Sewage.
USGS professional paper 751-F, Washington 1980
124. Veenendaal, G. e.a.; Statistische vergelijking van de chemische samenstelling van het geïnfiltreerde water bij de Andijk-waterinfiltratieput en de samenstelling van het water bij het waarnemingsput-filter 5.
Werkgroeprapport, KIWA, 1976
125. Veley, C.D.; How hydrolyzable Metal Ions react with Clays to Control Formation-Water Sensivity.
Journ. of Petr. Techn. sept. 1969 pp. 1111-1118
126. Verruijt, A.; Comment on Boutsma and Horvat.
Proceedings of Geotechnical Conference.
Oslo. 1967, Vol. 2, p. 125
127. Verruijt, A.; On the failure of the soil during a permeability test in situ.
Unpublisched article, about 1960
128. Warner, D.L.; Deep-Well-Waste-Injection Reaction with Aquifer Water.
Journ. of the Dan. Eng. Div. Augustus 1966, pp. 45-69

129. Wesner, G.M.; D.C. Baier; Injection of reclaimed waste water into confined aquifers.
JAWWA 1969, pp. 203-210
130. Wolff, R.G. e.a.; Stress determination by hydraulic fracturing in Subsurface Waste Injection.
JAWWA sept. 1975, pp. 519-523
131. Wricht, C.C.; Water Quality and corrosion for subsurface injection.
Drill. and Prod. Prac., API 1960, 134-139
132. Wright, C.C.; Rating water quality and corrosion control in water floods.
Oil and gas J. (May 20., 1963) 154-157

APPENDIX A

A ELIMINATIE STORENDE FACTOREN BIJ WEERSTANDSMETING

De weerstand en met name de verstoppingsweerstand van een persput wordt afgeleid uit de waterstand in de put en die in de peilbuizen, rekening houdend met het infiltratie- of onttrekkingsdebiet en verder de temperatuur van het water. Bij de interpretatie ontstaan echter problemen wanneer de wattertemperatuur niet constant is en wanneer de temperatuur van het infiltratiewater afwijkt van die van de bodem en het grondwater. Verder kunnen interpretatieproblemen ontstaan als de waterstanden worden beïnvloed door andere storende invloeden. Voorbeelden hiervan zijn naburige onttrekkingen, infiltraties en dergelijke.

A.1 Temperatuur

A.1.1 De invloed van de temperatuur

De bepaling van de verstoppingsweerstand begint met een eliminatie van de invloed van de temperatuur. De weerstand die het stromende water ondervindt is evenredig met de viscositeit van het water. Deze wordt over een breed temperatuurbereik (0 tot 100 °C) nauwkeurig beschreven door onderstaande betrekking

$$\mu = \left(\frac{510}{T + 43,1} \right)^{1,5} \times 10^{-3} \text{ (Ns/m}^2\text{)} \quad (\text{a.1})$$

Een eenvoudigere, maar wat grovere benadering is de volgende:

$$\mu = \frac{40}{T + 20} \times 10^{-3} \text{ (Ns/m}^2\text{)} \quad (\text{a.2})$$

In beide formules is μ de viscositeit van water (in Ns/m^2) weergegeven als functie van de temperatuur T in $^{\circ}\text{C}$.

Het belang van de viscositeit is evident; hij verdubbelt namelijk als de temperatuur van 28°C (oppervlaktewater in de zomer) daalt tot 2°C (hetzelfde oppervlaktewater in de winter). Een gemeten waterstandsverschil tussen een put en een peilput kan in de winter dus 100 % groter zijn dan in de zomer, bij dezelfde volumestroom en dezelfde verstopping. Het omgekeerde kan ook optreden. Als de watertemperatuur stijgt kan het gemeten waterstandsverschil bij hetzelfde debiet zover dalen, dat ondanks de tussentijds opgetreden verstopping, een verbetering van de toestand lijkt te zijn opgetreden. De weerstandsvermindering door de viscositeitsdaling maskeert dan de verstopping. Zo stelt Sniegocki 1963, p. 38 "Also it is possible that the specific capacity of a recharge well may be improved by recharge. Recharge test 12 was made in October 1957, with completely treated water. The specific capacity of the well was 30 gpm/ft before and 33 gpm/ft after". Bij beschouwing van de betreffende gegevens in een andere publicatie (Sniegocki, 1963) blijkt echter, dat deze toename toegeschreven moest worden aan de stijging van de watertemperatuur tijdens de proef. Na temperatuurscorrectie blijkt wel degelijk verstopping te zijn opgetreden (zie tabel a.1, maar ook tabel 3.1).

	aanvang van de proef		eind van de proef	
	spec.cap. (gpm/ft)	temp. (°C)	spec.cap. (gpm/ft)	temp. (°C)
Sniegocki, 1963, test 12	30	2	33	7
Teruggerekend naar 10 °C (door vermenigvuldiging met $(\frac{30}{T+20})^*$	41	10	37	10

Tabel a.1 - Weerstandstoename test 12 (Sniegocki, 1963) blijkt pas na temperatuurscorrectie

Brown and Silvey (1973) passen wel een temperatuurscorrectie toe die geldt voor het geval dat het infiltratiewater een konstante maar andere temperatuur heeft dan het water in de grond.

Nadat gedurende een tijd t is geïnfiltreerd, is het infiltratiewater in de bodem doorgedrongen tot een gemiddelde afstand $r_1(t)$ van het hart van de put. r_1 volgt uit:

$$Q \cdot t = \pi r_1^2 D \epsilon \quad (a.3)$$

$$* \frac{\mu}{\mu_{10}} = \frac{40}{T+20} \frac{10+20}{40} = \frac{30}{T+20}$$

Waarin:

Q = infiltratiestroom (m^3/h),

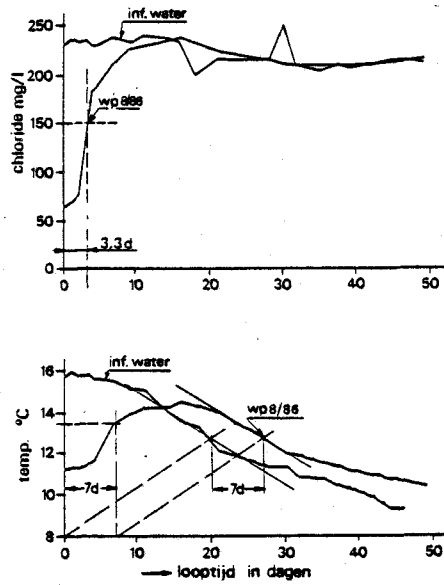
t = infiltratietijd (h),

D = dikte van de watervoerende laag en voor korte tijden de lengte van de putomstorting (m),

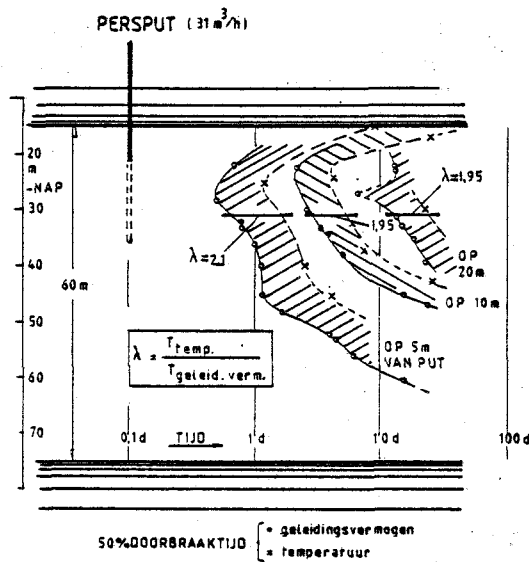
ϵ = de porositeit van de bodem (dimensieloos)

Brown and Silvey (1973) rekenen binnen $r = r_1$ met de viscositeit μ_1 van het infiltratiewater en daarbuiten met de viscositeit μ_2 van het tevoren in de bodem aanwezige water. Zij houden echter geen rekening met de warmteuitwisseling tussen het water en de bodemkorrels. De korrels nemen hierdoor praktisch onmiddellijk de temperatuur van het langsstromende water aan (Huisman en Olsthoorn, 1983). Door deze uitwisseling ontstaat "warmtechromatografie", het verschijnsel, dat een temperatuurpiek zonder grote vervorming door de bodem beweegt met een snelheid die lager is dan die van het water.

Dit verschijnsel was goed merkbaar na het starten van de persput van het PWN in Castricum in 1976. Gedurende de eerste dagen werd het water in de waarnemingsput op 8m afstand intensief bemonsterd. Het gemeten chloride- en temperatuurverloop van het water in de waarnemingsput en het ingaande water is in fig. a.1 weergegeven. Het chloride, waarvan we aannemen dat het net zo snel stroomt als het water, is na 3,3 dagen voor 50 % doorgeslagen. Voor de temperatuur is dit pas na 7 dagen het geval. (De temperatuurcurve van het infiltratiewater moet 7 dagen worden verschoven voordat hij past op het verloop van die van de waarnemingsput.) Het temperatuurfront heeft dus een snelheid die ruim 2 maal zo klein is als die van



Figuur a.1 - Doorslag van chloride en temperatuur in de waarnemingsput op 8 m afstand van de persput van het PWN in Castricum, gemeten na de eerste start van infiltratie in 1976.



Figuur a.2 - Doorslag van chloride/geleidingsvermogen en temperatuur (50 %-doorslagpunt) in 3 peilputten en verschillende diepten na start van de persput van Gemeentewaterleidingen in Leiduin, 1976

het water. Op fraaie wijze kon dit verschijnsel worden waargenomen bij de put van Gemeentewaterleidingen. Figuur a.2 (afgeleid uit gegevens van Stuyfzand, 1977) geeft verticaal de diepte en horizontaal de logaritme van het tijdstip waarop het geleidingsvermogen (gemeten met gheomkabels) respectievelijk het chloridegehalte (gemeten in peilfilters) voor 50 % zijn doorgeslagen en de tijdstippen waarop dit voor het temperatuurfront voor 50 % het geval was; een en ander voor de waarnemingsputten op 5, 10 en op 20 meter afstand van de persput. De vertraging van het temperatuurfront is gearceerd. De constante horizontale breedte van de arceringen over het gehele dieptebereik en de verschillende afstanden op deze logaritmische tijdschaal bewijzen de praktisch constante vertragingfactor, die hier rond 2 bedraagt.

Nemen we aan dat de temperatuur van een bodemkorrel op elk moment gelijk is aan die van het omringende water (Huisman en Olsthoorn, 1983), dan volgt onmiddellijk dat de met het infiltratiewater toegevoerde warmte gelijk is aan de warmte van water en korrels te zamen binnen een straal r volgens:

$$Q t \gamma_w = \pi r^2 D (\epsilon \gamma_w + (1-\epsilon) \gamma_g) \quad (a.4)$$

$\gamma = \rho c$, met γ = de soortelijke warmte van één m^3 grond (γ_g) of water (γ_w). ρ = dichtheid (kg/m^3), c = specifieke warmtecapaciteit ($J/kg, ^\circ C$).

De afstand r , tot waar de temperatuur van het infiltratiewater is doorgedrongen bedraagt dus:

$$r = \left\{ \left(\frac{Qt_1}{\pi D} \right) \left(\frac{\gamma_w}{\epsilon \gamma_w + (1-\epsilon) \gamma_g} \right) \right\}^{\frac{1}{2}} \quad (a.5)$$

Met deze betrekking kan ook het tijdstip berekend worden waarop het temperatuurfront op afstand r van de put aankomt. Het tijdstip waarop water zelf op deze afstand arriveert volgt uit (a.3):

$$r = \left(\frac{Qt}{\pi D \varepsilon} \right)^{\frac{1}{2}} \quad (\text{a.6})$$

zodat de vertragingfactor, λ , het aantal keren dat het temperatuurfront later aankomt dan het water, gelijk is aan:

$$\lambda = \frac{t_1}{t} = \frac{\varepsilon \gamma_w + (1 - \varepsilon) \gamma_g}{\varepsilon \gamma_w} \quad (\text{a.7a})$$

$$\lambda = 1 + \left(\frac{1 - \varepsilon}{\varepsilon} \right) \left(\frac{\gamma_g}{\gamma_w} \right) \quad (\text{a.7b})$$

Voor de warmtecapaciteit van de verzadigde zandgrond geldt:

$$\gamma_{ng} = \rho_{ng} c_{ng} = \varepsilon \gamma_w + (1 - \varepsilon) \gamma_g \quad (\text{a.8})$$

Zodat λ ook als volgt kan worden geschreven:

$$\lambda = (\rho_{ng} c_{ng}) / (\varepsilon \rho_w c_w) \quad (\text{a.9})$$

De dichtheid van verzadigde grond ρ_{ng} bedraagt:

$$\rho_{ng} = \varepsilon \rho_w + (1 - \varepsilon) \rho_g \quad (\text{a.10})$$

$\rho_w = 1000 \text{ kg/m}^3$, $\rho_g = 2650 \text{ kg/m}^3$ (zand) terwijl in Nederlandse zandformaties voor de porositeit ε de waarde van 0,35 \tilde{a} 0,40 kan worden aangehouden (Olsthoorn, 1977). Voor de gemiddelde waarde ($\varepsilon = 0,38$) volgt:

$$\rho_{ng} = (0,38)(1000) + (1-0,38)(2650) = 2020 \text{ kg/m}^3$$

Voor c_{ng} geeft Csonka (1968) $0,4 \text{ cal/(g}^\circ\text{C)}$ op (1670 J/(kg K)). Dit levert voor λ met $c_w = 1 \text{ cal/(g}^\circ\text{C)}$ (4186 J/(kg K)):

$$\lambda = (2020)(0,4)/((0,38)(1000)(1))$$

$$\lambda = 2,13$$

De berekende waarde van λ komt goed overeen met de gemeten waarde bij de putten in Castricum en Leiduin (fig. a.1a en b). Daar bedroeg λ namelijk $1,95 \text{ à } 2,2$.

A.1.2 Temperatuurscorrectie

Om het verloop van de verstopping goed te kunnen volgen moet het viscositeitseffect geëlimineerd worden. Dit kan door een temperatuurscorrectie toe te passen, dat wil zeggen door de metingen terug te rekenen naar een standaardwatertemperatuur (bijvoorbeeld $10 \text{ }^\circ\text{C}$).

Deze correctie verdient speciale aandacht. Korte tijd na het starten van een infiltratierun kan er een groot verschil bestaan tussen de temperatuur van het infiltratiewater en het water in de grond. Flinke interpretatiefouten zijn dan mogelijk. Zoals later in deze paragraaf wordt aangetoond, is de correctie minder problematisch bij een in bedrijf zijnde installatie, waarin de temperatuursveranderingen in de regel geleidelijk verlopen (variaties minder dan enkele $^\circ\text{C}$ per dag).

We gaan hierna van een vereenvoudigde situatie uit, waarin het grondwater en de bodem beide een

temperatuur T_g hebben en het infiltratiewater een constante, maar andere temperatuur T_i heeft. De bijbehorende viscositeiten zijn μ_g en μ_i .

Op het tijdstip t na de start van de infiltratie hebben de grond en het water rond de put binnen een straal r_t de temperatuur van het infiltratiewater aangenomen. r_t volgt uit (a.5) en (a.6):

$$Q t = \lambda \epsilon \pi D r_t^2 \quad (\text{a.11})$$

Waarin $Q t$ het geïnfiltreerde volume en $\lambda \epsilon \pi D r_t^2$ het betreffende grondvolume. D is de dikte van de bodemlaag waarin wordt geïnfiltreerd. Voor zeer kleine tijdstippen is D gelijk te stellen aan de lengte van de omstorting. Voor grote tijdstippen is D de dikte van de bodemlaag. ϵ is porositeit en λ de in de vorige paragraaf berekende vertragingfactor van het temperatuurfront.

De waterstandsverhoging (Δs_t) in de put met radius r_0 ten opzichte van die in een peilput op afstand R kan worden teruggerekend naar 10°C (μ_{10}). Deze omgerekende waterstandsverhoging, bedraagt als functie van de tijd t :

$$\Delta s_t = \frac{Q}{2\pi k D} \left\{ \frac{\mu_{10}}{\mu_i} \alpha + \frac{\mu_{10}}{\mu_i} \ln \left(\frac{r_t}{r_0} \right) + \frac{\mu_{10}}{\mu_g} \ln \left(\frac{R}{r_t} \right) \right\} \quad (\text{a.12})$$

Hierin is $\frac{\alpha}{2\pi k D}$ de som van de "skin" op de boorgatwand en de verstoppingsweerstand. Daar deze weerstanden zich op de boorgatwand bevinden is de temperatuur ter plekke binnen enkele minuten gelijk aan die van het infiltratiewater.

A.1.2.1 Absolute fout

Normaliter passen we op de meetgegevens een vereenvoudigde correctie toe; die bestaat uit vermenigvuldiging van de gemeten waterstandsverschillen met de factor $f = \mu_{10}/\mu_i$. Deze correctie is feitelijk slechts juist wanneer $r_t > R$. In dit geval bedraagt het gecorrigeerde waterstandsverschil:

$$\Delta s_{\infty} = \Delta s_{\text{gemeten}} \cdot (\mu_{10}/\mu_i) \quad (\text{a.13})$$

Analoog aan de schrijfwijze van Δs_t (a.12) geldt:

$$\Delta s_{\infty} = \frac{Q}{2\pi kD} \left\{ \frac{\mu_{10}}{\mu_i} \alpha + \frac{\mu_{10}}{\mu_i} \ln \left(\frac{r_t}{r_0} \right) + \frac{\mu_{10}}{\mu_i} \ln \left(\frac{R}{r_t} \right) \right\} \quad (\text{a.12a})$$

Zodat de fout in Δs_t volgt uit:

$$\Delta s_t = \Delta s_{\infty} + \delta, \quad (\text{a.14})$$

waaruit volgt:

$$\delta = \left(\frac{\mu_{10}}{\mu_i} \right) \left(\frac{\mu_i - \mu_g}{\mu_g} \right) \frac{Q}{2\pi kD} \ln \left(\frac{R}{r_t} \right) \quad (\text{a.15})$$

Bij bekende bodemconstanten, volumestroom en temperaturen van het infiltratiewater en het water in de grond, is de correctie δ (m) dus als functie van de tijd te berekenen. De tijd zelf zit verscholen in r_t (zie vergelijking a.11). Het is van belang dat δ onafhankelijk is van de aanwezige skin of verstopping. δ is uiteraard nul als $\mu_i = \mu_g$ dus $T_i = T_g$ en nadert tot nul wanneer r_t nadert tot R .

Gezien de grootte die de fout δ kan aannemen is het zinvol om te beschikken over een waarnemingsput op korte afstand van de persput.

Samenvattend kan a.14, met a.15 en a.13, ook geschreven worden als

$$\Delta s_t = \Delta s_{\text{gemeten}} \cdot \frac{\mu_{10}}{\mu_i} + \frac{\mu_{10}}{\mu_i} \left(\frac{\mu_i - \mu_g}{\mu} \right) \frac{Q}{2\pi kD} \ln \left(\frac{R}{r_t} \right) \quad (\text{a.16})$$

met

$$r_t = \left(\frac{Q t}{\pi \lambda \epsilon D} \right)^{\frac{1}{2}} \quad (\text{a.17})$$

A.1.2.2 Relatieve fout

Naast deze absolute correctie δ op de gecorrigeerde waarde van Δs , kan vaak worden volstaan met een snelle controle van de grootte van de relatieve fout Δ in het gecorrigeerde waterstandsverschil. De relatieve fout bedraagt:

$$\Delta = \frac{\Delta s_t - \Delta s_{\infty}}{\Delta s_{\infty}} = \frac{\delta}{\Delta s_{\infty}} \quad (\text{a.18})$$

Δ neemt af met toenemende verstopping α (zie vergelijking a.20). $\alpha = 0$ vertegenwoordigt dus het ongunstigste geval. Bovenstaande betrekking uitgewerkt:

$$\Delta < \frac{\mu_i - \mu_g}{\mu_g} \cdot \frac{\ln (R/r_t)}{\ln (R/r_0)} \quad (\text{a.19})$$

Zodat, met de benadering $\mu = \frac{0,04}{T + 20}$ (Ns/m²), geschreven kan worden:

$$\left| \frac{T_i + 20}{T_g - T_i} \right| \cdot \ln \left(\frac{R}{r_o} \right) \cdot \Delta < \ln \left(\frac{R}{r_t} \right) \quad (\text{a.20})$$

ofwel:

$$y < \ln \left(\frac{R}{r_t} \right) \text{ of } r_t > R \exp(-y) \quad (\text{a.21})$$

waarbij y in een concrete situatie en gekozen (vereiste) relatieve fout Δ een gegeven getal is, terwijl:

$$r_o < r_t < R \quad (\text{a.22})$$

Betrekking a.21, weergegeven in fig. a.3, kan worden gebruikt om het meettijdstip te kiezen, zodanig dat de relatieve fout ten gevolge van de vereenvoudigde temperatuurscorrectie steeds kleiner is dan Δ .

A.1.2.3 2 voorbeelden

Voor de persput RW1 van Sniegocki (1963) gelden globaal de volgende gegevens:

$Q = 70 \text{ m}^3/\text{h}$, $R = 1,8 \text{ m}$, $r_o = 0,33 \text{ m}$, $\epsilon = 35 \%$, $D = 10\text{m}$, $kD = 250 \text{ m}^2/D$. λ is niet bekend, maar wordt hier gesteld op 2, zoals eerder in deze appendix voor een zandformatie is berekend.

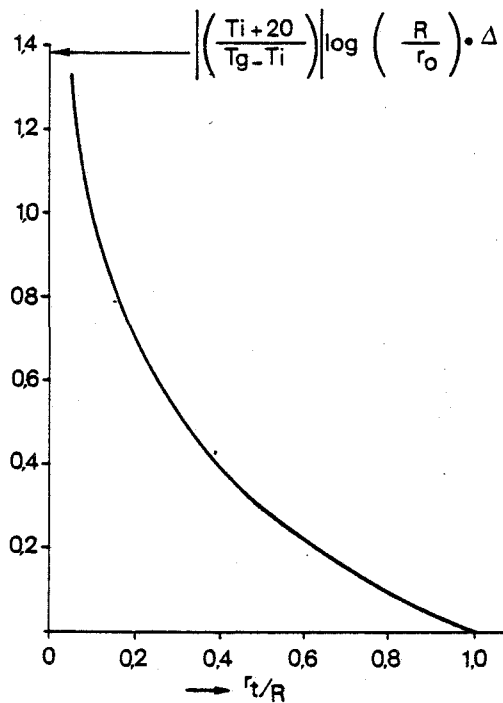
Stellen we Δ op maximaal 0,05 (5 %), T_i op 20 °C en T_g op 10 °C, dan volgt:

$$y = \left| \frac{20 + 20}{10 - 20} \right| \cdot \ln \left(\frac{1,8}{0,33} \right) \cdot 0,05 = 0,339$$

zodat $r_t = e^{-0,339} R = 0,71 \cdot R = 0,71 \cdot 1,8 = 1,28 \text{ m}$

en:

$$t = \frac{\pi \lambda \epsilon D r_t^2}{Q} = \frac{\pi \cdot (2) \cdot (0,35) \cdot (10) \cdot (1,28)^2}{(70/60)} = 31 \text{ min.}$$



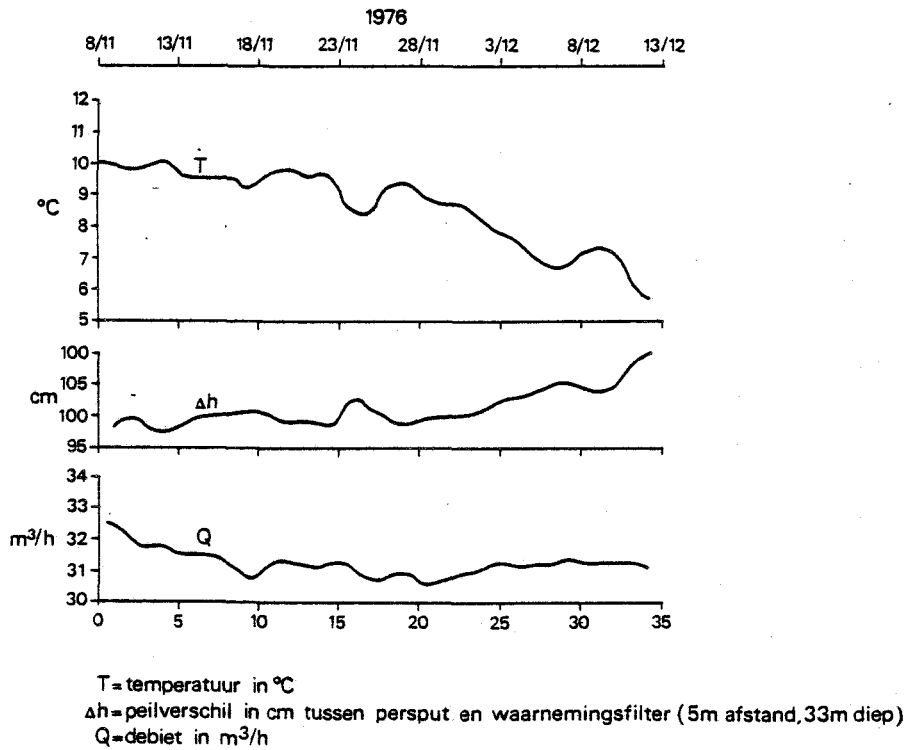
Figuur a.3 - Verband ter berekening van de fout die ontstaat door verwaarlozing van het temperatuurverschil tussen infiltratiewater en "grondwater".

Voor kleinere temperatuurverschillen vinden we kleinere tijdstippen. Voor $T_i = 10 \text{ }^\circ\text{C}$:

$T_i - T_g \text{ (}^\circ\text{C)}$	0	2	4	8	10	15	20 (°C)
$t(\Delta < 0,05)$	0	4	15	27	31	37	40 (min)

Een ander voorbeeld is de put van Gemeentewaterleidingen in Leiduin. Fig. a.4, toont een fraaie, ogenschijnlijk momentane wisselwerking tussen de verlopende temperatuur van het infiltratiewater,

de eveneens verlopende volumestroom en het hieruit resulterende verloop van Δh , zijnde het waterstandsverschil tussen de put en de waarnemingsput op 5 m afstand.



Figuur a.4 - Effect van temperatuurvariatiën en debietschommelingen op het gemeten peilverschil, Δh , (put Gemeentewaterleidingen, uit Steinmetz, 1977)

Voor deze put geldt ongeveer (Steinmetz, 1977):

$$Q = 31 \text{ m}^3/\text{h}, D = 20 \text{ m}, R = 5 \text{ m}, r_o = 0,25 \text{ m}, kD = 1100 \text{ m}^2D, \epsilon = 35 \%, \lambda = 2.$$

Δ is altijd nul zodra $r_t > R$. Dit is hier het geval wanneer:

$$t > \frac{\pi(2) \cdot (0,35) \cdot (20) \cdot (5)^2}{(31)} = 35 \text{ h}$$

Het temperatuurverloop is niet groot, zodat voor $(T_i - T_g)$ een waarde van 2 °C zou kunnen worden ingevuld.

Met $\Delta = 0,05$ volgt dan bij $T_i = 10$ °C:

$$\lambda = \frac{10 + 20}{2} \ln\left(\frac{5}{0,25}\right) \cdot (0,05) = 2,25$$

zodat

$$r_t = 5 \cdot 10^{-2,25} = 0,53 \text{ m}$$

en bij deze r_t :

$$t = \frac{\pi \cdot (2) \cdot (0,35) \cdot (20) \cdot (0,53)^2}{(31)} = 0,40 \text{ h} = 24 \text{ min}$$

De infiltratievolumestroom vertoont geringe fluctuaties; hij schommelt tussen 33 en 31 m³/h. Ook de temperatuursschommelingen waren gering, hoogstens enkele graden per dag. Zoals hiervoor berekend, zou bij een plotselinge temperatuursverandering van het infiltratiewater met 2 °C een interpretatiefout ontstaan wanneer de metingen alleen maar zouden worden gecorrigeerd door vermenigvuldiging met μ_{10}/μ_{T_i} . De fout die we hierbij maken is echter al na 24 minuten kleiner dan 5 %.

Fig. a.4 geeft het gemeten verloop. Het waterstandsverschil volgt ogenschijnlijk momentaan de debiets- en de temperatuursvariatiës. Gezien de tijdschaal van fig. a.4 ten opzichte van de berekende tijd van 24 minuten, is het duidelijk dat de

traagheid van de gemeten Δh ten opzichte van de temperatuurschommelingen, (die, zoals hiervoor becijferd hoogstens circa 24 minuten bedraagt) in het geheel niet in deze figuur tot uiting kan komen en met de eenvoudige correctiewijze kan worden volstaan.

A.2 Eliminatie van hydrologische verstoringen

In de voorgaande paragraaf zijn de waterstands- waarnemingen gecorrigeerd voor watertemperaturen die afwijken van de standaardwaarde (hier 10 °C). Dit is nodig, wanneer we uitsluitend de weerstand willen weten voor zover die het gevolg van ver- stopping is.

Niet alleen het debiet en de temperatuur beïnvloe- den de waterstand in de put, ook andere hydrologi- sche factoren doen dit. Zo is de waterstand in de put in het algemeen afhankelijk van de hoeveelheid neerslag die in een bepaalde periode valt, alsmede van naburige onttrekkingen en van peilveranderingen in naburig open water. Hiernaast speelt in- stationariteit een rol. Dat wil zeggen, dat de waterstand in de put na de start van een infiltra- tierun niet direct zijn hydrologische eindwaarde bereikt, maar hier asymptotisch naartoe streeft. Zonder vaste potentialen in de wijde omgeving zou deze eindwaarde zelfs nooit bereikt worden.

A.2.1 De verstoppingsweerstand

De verschillende relevante grootheden zijn in fig. a.5 weergegeven. De waterstand in de put ϕ_p be- draagt:

$$\phi_p = \phi_\infty + \Delta\phi_o + \Delta\phi_v \quad (\text{a.23})$$

Waarin ϕ_∞ de waterstand voorstelt, die op hetzelfde moment in de put aanwezig zou zijn, als niet werd geïnfiltreerd. $\Delta\phi_o$ is de waterstandsverhoging in de put op dit moment ten gevolge van alleen de infiltratie. $\Delta\phi_v$ is de waterstandsverhoging in de put op dit moment ten gevolge van alleen de verstopping. (We nemen hierna eenvoudshalve aan dat de infiltratiestroom en de watertemperatuur beide constant zijn, en de laatste gelijk is aan die van het grondwater). $\Delta\phi_o$ en $\Delta\phi_v$ zijn een functie van de tijd respectievelijk tijd en waterkwaliteit. ϕ_∞ is eveneens een functie van de tijd, een functie die bovendien onbekend is.

De verstoppingsweerstand bedraagt nu:

$$\Delta\phi_v(t) = \phi_p(t) - \Delta\phi_o(t) - \phi_\infty(t) \quad (\text{a.24})$$

Hierin is ϕ_p een gemeten waarde. $\Delta\phi_o$ is de stationaire waterstandsverhoging in de schone put. Deze is in het algemeen bekend uit een pompproef op de put en kan in de regel geschreven worden als (zie ook pag. 4.42 en volgende):

$$\Delta\phi_o = \frac{Q}{4\pi KD} W(u) \quad \text{met } u = \frac{r^2 S}{4kDt} \quad (\text{a.25})$$

Zonder verdere waarnemingsputten is ϕ_∞ onbekend. In de praktijk meent men daarom vaak ϕ_∞ ($t=0$) als benadering. Dit is meestal toelaatbaar voor kort durende proeven.

Aangezien voor grotere t en kleine r_o (namelijk wanneer $u < 0,1$)

geldt:

$$\Delta\phi_v(t) = \phi_p(t) - \frac{Q}{4\pi kD} \ln \left(\frac{2,25 kDt}{r_o^2 S} \right) - \phi_\infty(o) \quad (a.27)$$

kan een benadering worden verkregen van het verloop van de verstopping.

A.2.1.1 Geen waarnemingsput op korte afstand

De onbekendheid van $\phi_\infty(t)$ is onbevredigend. Toch kunnen we $\Delta\phi_v$ goed meten, ook wanneer geen verdere waarnemingsputten aanwezig zijn. Dit is mogelijk door de infiltratie plotseling te stoppen en te meten hoe snel de waterstand in de put zakt. Is de tijd van deze metingen veel kleiner dan de totale voorafgaande infiltratietijd, dan zijn $\Delta\phi_v$, $\Delta\phi_o$ en ϕ_∞ gedurende deze metingen bij benadering constant.

Stoppen van de infiltratie op het moment $t = \tau$ heeft het effect van superponeren van een onttrekking van dezelfde grootte vanaf dit moment, zodat de waterstand in de put in de tijd τ zakt volgens:

$$\Delta\phi_p = \frac{Q}{4\pi kD} \ln \left(\frac{2,25 kD(t-\tau)}{r_o^2 S} \right) + \Delta\phi_v \quad (a.28)$$

en dus:

$$\Delta\phi_v = \Delta\phi_p - \frac{Q}{4\pi kD} \ln \left(\frac{2,25 kD(t-\tau)}{r_o^2 S} \right) \quad (a.29)$$

en dus:

$$\Delta\phi_v = \left\{ (\phi_p)_{r=\tau} - (\phi_p)_{r=0} - \frac{Q}{4\pi kD} \left(\frac{2,25 kD(t-\tau)}{r_o^2 S} \right) \right\} \quad (a.29)$$

Waarin $\phi_p(t)$, $\phi_p(t-\tau)$ en Q gemeten waarden zijn en kD en S uit een pompproef afkomstig. Kiezen we voor τ een vaste waarde (bijvoorbeeld 5 minuten), dan is geen ingewikkelde pompproef nodig. Immers, $\Delta\phi_v$ is dan te schrijven als:

$$\Delta\phi_v = \left\{ (\phi_p)_{P_{\tau;\tau}} - (\phi_p)_{P_{\tau=0}} \right\} - Q\xi \quad (\text{a.30})$$

Zodat ξ uit een eenvoudig, éénmalige pomp- of stopproef op de schone put kan worden afgeleid als functie van (τ) .

Bij de Hoogovenput (Bulten, 1972) is van deze methode gebruik gemaakt om de waterstand te berekenen aan het begin van elke infiltratieproef. Dit was nodig aangezien de afzonderlijke infiltratieproeven slechts 1 à enkele dagen duurden (regelmatig schoonpompen) en in deze tijd de instationaire $\Delta\phi_o$ nog sterk verloopt en niet verwaarloosd mocht worden.

A.2.1.2 Waarnemingsput op korte afstand

Beschikken we over een waarnemingsput op enkele tot enkele tientallen m afstand, R_o , dan is de situatie een stuk eenvoudiger, net zoals dat voor de temperatuurscorrectie het geval was. De waterstand in deze waarnemingsput ϕ_{R_o} is te schrijven als:

$$\phi_{R_o}(t) = \Delta\phi_{R_o}(t) + \phi_{\infty}(t) \quad (\text{a.31})$$

Met $\Delta\phi_r(t)$ de (instationaire) waterstandsverhoging ten gevolge van de infiltratie. Het verschil tussen de waterstand in de persput ϕ_p met radius r_o

en die in de waarnemingsput ϕ_{R_0} op afstand R_0 be-
draagt:

$$\phi_p - \phi_r = \Delta\phi_v + \Delta\phi_p - \Delta\phi_r \quad (\text{a.32})$$

$$\text{Waarin } \Delta\phi_p - \Delta\phi_r = \frac{Q}{4\pi kD} \{W(u_p) - W(u_r)\} \quad (\text{a.33})$$

met $u_p = r_0^2 S / (4kDt)$ en $u_r = R_0^2 S / (4kDt)$

Bij constant debiet:

$$\frac{\partial}{\partial t} (\Delta\phi_p - \Delta\phi_r) = Q \left\{ \frac{\partial}{\partial t} (W(u_p) - W(u_r)) \right\} \quad (\text{a.34})$$

Voor almaar toenemende t bereikt elk punt het stadium waarvoor $W(u)$ benaderd mag worden door de betrekking in vergelijking (a.26). Dit is steeds het geval wanneer $u < 0,1$, zodat uiteindelijk voor elk punt:

$$\frac{\partial W(u)}{\partial t} = \left(\frac{0,56}{u}\right) \left(\frac{1}{0,56}\right) \cdot \frac{\partial u}{\partial t} \quad (\text{a.35})$$

$$= \left(-\frac{1}{u}\right) \cdot \left(-\frac{u}{t}\right)$$

$$= \frac{1}{t} \quad (\text{a.36})$$

Hetgeen impliceert dat na een zekere tijd $\Delta\phi_p$ en $\Delta\phi_r$ met dezelfde snelheid toe- of afnemen, onafhankelijk van de afstand tussen de put en de waarnemingsput. Is deze afstand klein (enkele meters) dan is dit al heel snel het geval, zeg vanaf tijdstip $t = t_0$.

Dit betekent dat voor $t > t_0$:

$$\phi_p(t) - \phi_r(t) = \Delta\phi_v(t) + \text{constante} \quad (\text{a.37})$$

zodat de verstoppingsweerstand, $\Delta\phi_v(t)$, dan direct volgt uit het peilverschil tussen de persput en de waarnemingsput.

Van belang is dat in de praktijk t_0 klein is voor waarnemingsputten op korte afstand van de put. Nemen we voor t_0 bijvoorbeeld het tijdstip waarop $u = 0,01$, en dus:

$$t = \left(\frac{r^2 S}{4kD}\right) \left(\frac{1}{0,01}\right)$$

met als voorbeeld: $S = 10^{-3}$, $kD = 1000 \text{ m}^2/\text{d}$ en $r = 5 \text{ m}$ volgt:

$$t > 6,25 \cdot 10^{-4} \text{ dag (= 54 sec.)!}$$

Terwijl voor freatisch water ($S = 0,1$) volgt:

$$t > 0,625 \text{ dag (= 15h)}$$

Een waarnemingsput op korte afstand van een persput biedt dus voordelen bij de interpretatie van het verloop van de gemeten waterstanden, zowel ter eliminatie van temperatuurseffecten als van hydrologische factoren.

A.2.1.3 Microprocessor

Tenslotte mag worden opgemerkt dat met de hier afgeleide betrekkingen ook door een moderne microprocessor kunnen worden berekend. Op deze wijze is het mogelijk om zonder extra waarnemingsput het hydrologisch en qua temperatuur gecorrigeerde weerstandsverloop direct te bepalen, op een recorder te zetten en te gebruiken voor automatische bewaking en besturing van de installatie.

APPENDIX B

SAMENSTELLING VAN DE WERKGROEP PERSPUTTEN

- Akker, ir. C. van den, Gemeentewaterleidingen, Amsterdam. Lid sinds november 1975 (sinds 1981 werkzaam bij Rijksinstituut voor Drinkwatervoorziening).
- Beek, ir. C.G.E.M. van, KIWA N.V., Rijswijk. Lid sinds december 1974.
- Bos, ir. S.G., Duinwaterleiding van 's-Gravenhage. Lid 1971-1973.
- Boorsma, drs. H.J., Rijksinstituut voor Drinkwatervoorziening, Voorburg. Lid tot 1972.
- Bulten, ir. B., Voorzitter sinds oprichting in 1970. Tot 1 juni 1975 werkzaam bij het Provinciaal Waterleidingbedrijf van Noord-Holland te Bloemendaal, sindsdien bij de VEWIN in Rijswijk.
- Brandes, ir. M.C., Rijksinstituut voor Drinkwatervoorziening, Voorburg. Lid sinds 1972 (overleden 31 mei 1981).
- Claessen, drs. F.A.M., Tot juni 1977 werkzaam bij de Dienst der Zuiderzeewerken in Den Haag, sindsdien bij Rijkswaterstaat, directie Waterhuishouding en Waterbeweging, District Noord, te Lelystad. Lid sinds 1973.
- Duin, H.J.E.M. van, Estel-Hoogovens B.V., IJmuiden. Lid tot december 1974.
- Duyve, ing. J., Gemeentewaterleidingen, Amsterdam. Lid sinds oprichting in 1970.
- Felius, ir. G.P., Dienst Zuiderzeewerken, Den Haag. Lid tot 1973.
- Haaren, drs. F.J. van, Gemeentewaterleidingen, Amsterdam. Lid tot 1972 (overleden).

- Klaren, W., Estel-Hoogovens B.V.. Lid van 1971 tot 1972.
- Kobus, dr. E.J.M., KIWA N.V., Rijswijk. Lid van maart 1974 tot maart 1975.
- Krabbendam, ing. J.P.J., Estel-Hoogovens B.V., IJmuiden. Lid sinds september 1974.
- Kuipéri, ir. J.C.H., Estel-Hoogovens B.V., IJmuiden. Lid tot 1972.
- Laan, drs. J. van der, Waterleidingbedrijf Midden-Nederland, Utrecht. Lid sinds december 1974.
- Olsthoorn, ir. T.N., KIWA N.V., Rijswijk. Lid en projectleider van juni 1974 tot januari 1980, secretaris van maart 1975 tot september 1979, sinds oktober 1982 werkzaam bij het Rijksinstituut voor Drinkwatervoorziening, Leidschendam.
- Peters, ir. J.H., KIWA N.V., projectleider sinds 1979, secretaris sinds 1981.
- Puffelen, ir. J. van, Duinwaterleiding van 's-Gravenhage. Lid sinds oprichting in 1970, secretaris tot maart 1975.
- Romeijn, drs. E., Rijksinstituut voor Drinkwatervoorziening, Voorburg. Lid tot 1972.
- Tuinzaad, ir. H., Duinwaterleiding van 's-Gravenhage. Lid sinds oprichting in 1970.
- Visser, ir., Estel-Hoogovens B.V.. Lid tot 1972.
- Vlasblom, ir. W.J., Provinciaal Waterleidingbedrijf van Noord-Holland, Bloemendaal. Lid tot september 1974.
- Wildschut, ir. R.J., Provinciaal Waterleidingbedrijf van Noord-Holland, Bloemendaal. Lid sinds april 1975.
- Winsen, ing. P.J. van, KIWA N.V., Rijswijk. Lid en secretaris vanaf september 1979-1981.