

H 70-03

ENIG HYDROLOGISCH ONDERZOEK
BETREFFENDE HET
STROOMGEBIED SCHOONHETEN.

Dec '70

18.1970.03

Vakgroep Hydraulica en Afvoerhydrologie
Nieuwe Kanaal 11
6709 PA Wageningen (NL)
Tel. 08370 - (8) 27 78

7 Ed 82

Nieuwland, 1970, 03

~~H 70-03~~

ENIG HYDROLOGISCH ONDERZOEK
BETREFFENDE HET STROOMGEBIED
SCHOONHETEN.

Bibliotheek Nieuwlanden
Nieuwe Kanaal 11
6709 PA Wageningen
08370 - 82781

Ingenieursscriptie voor Hydraulica en Afvoerhydrologie
der Landbouwhogeschool

met gebruik van gegevens, die verzameld en ter be-
schikking gesteld werden door de afdeling Onderzoek
van de K.N.H.M. te Schaarsbergen.

december 1970.

G.J. Hunink.

91-134 2 dl.

13 AUG. 1991

152 260633

0000 0451 2329

BIBLIOTHEEK
LANDBOUWUNIVERSITEIT
WAGENINGEN

<u>Inhoudsopgave.</u>	blz.
1. Inleiding.	2
2. Bespreking van het proefgebied Schoonheten.	3
3. Bepaling van de begrenzing van het proefgebied.	8
4. IJking van de klepstuw.	10
5. Verzameling van de beschikbare gegevens.	14
6. Neerslag-afvoerrelatie.	15
6.1. Bepaling van de Unit Hydrograph door matrixinversie.	15
6.2. Neerslag-afvoermodel van Kraijenhoff van de Leur.	16
6.2.1. Algemene bespreking van het model	16
6.2.2. Aantekeningen bij het toepassen van het model	21
6.2.2.1. keuze van de afvoerperiode	21
6.2.2.2. correctie op de neerslag in verband met de verdamping	23
6.2.2.3. invloed van kwel (wegzijging)	24
6.2.2.4. invloed van de oppervlakte van het stroomgebied	24
6.2.2.5. methode van toepassing van het model	24
6.2.3. Bepaling van de parameters van het model.	26
6.2.3.1. grafisch uit het gemeten afvoerverloop	26
6.2.3.2. uit reconstructies m.b.v. het elektrisch analogon	28
6.2.4. Reconstructies van de afvoer m.b.v. de bepaalde parameters.	30
6.2.5. Optimale lengte van het neerslaginterval.	32
7. Globaal onderzoek naar de waterbalans van het gebied.	34
8. Nabeschouwing.	40
lijst met verklaring der gebruikte symbolen	
literatuurlijst	

1. Inleiding.

Deze scriptie is een verslag van onderzoek omtrent het stroomgebied Schoonheten, ten zuidoosten van Raalte in Salland (Overijssel). Het doel van het gepleegde onderzoek is enerzijds een afvoerhydrologische beschrijving van het stroomgebied te geven, anderzijds het afvoerhydrologisch onderzoek zelf.

Na een algemene bespreking van het stroomgebied wordt één hoofdstuk gewijd aan de laboratoriumijking van de klepstuw (afvoermmeetpunt), en één hoofdstuk aan de beschikbare gegevens met behulp waarvan in het zesde hoofdstuk de neerslag-afvoerrelatie van het stroomgebied wordt bestudeerd. Hierbij wordt gebruik gemaakt van het neerslag-afvoermodel van Kraijenhoff van de Leur. In het bijzonder wordt aandacht geschonken aan het bepalen van de parameters van het model om een reconstructie van de gemeten afvoer mogelijk te maken, waarbij de bergingsveranderingen niet tot uitdrukking worden gebracht in operaties op de gevallen neerslag, maar in het variëren van het deel van het stroomgebied dat aan het afvoerproces deelneemt (dus een operatie op de gemeten afvoer).

Tenslotte wordt in het zelfde hoofdstuk nagegaan wat de invloed op de reconstructie van de gemeten afvoer zou zijn geweest wanneer in plaats van met een neerslagintervallengte van 4uur zou zijn gewerkt met een intervallengte van 2uur.

In het laatste hoofdstuk worden enige aspecten van de waterbalans van het stroomgebied nader beschouwd.

2. Bespreking van het proefgebied Schoonheten.

Geologie.

Het gebied Schoonheten ligt aan de rand van het stuwwallenlandschap van Twente, n.l. op de westelijke helling van de Holterberg en Haarerberg, ten zuidoosten van Raalte. (zie overzichtskaart).

De dalen van die rivieren, die in het midden-pleistoceen grote hoeveelheden zand en grind afzetten, werden in de Riss-ijstijd (Saalien) met ijs opgevuld. Dit ijs ontwikkelde zich tot zulk een massa's, dat door hun gewicht de oevers van de rivierdalen zodanig opgedrukt werden dat er na het wegsmelten van de ijsmassa's in de daaropvolgende warmere periode de opgestuwde wal (stuwwal) overbleef, met in het dal de restanten van de grondmorene (keileem). Als gevolg van het wegsmelten van de ijsmassa's werd door erosie de stuwwal gedeeltelijk afgevlakt en het dal opgevuld met fluvioglaciaal erosiemateriaal van midden-pleistocene oorsprong.

In het belangrijk warmere Eemien werd of eemklei plaatselijk afgezet of de eemklei aaneensluitend afgezet doch later weer door rivieren plaatselijk weggevoerd. Men vindt de eemklei ten westen van Schoonheten op een diepte van ongeveer 13 meter beneden N.A.P.. De oostelijke begrenzing van de eemklei is niet in detail bekend en ook niet of de eemklei aansluit op de oorspronkelijke helling van de stuwwal. In het koude en vochtige pleniglaciaal A kwamen soliflucties voor, bestaande uit mengsels van zand, leem en grind.

Vanaf het bovenpleniglaciaal vonden eolische afzettingen plaats in de koude en droge perioden.

Deze afzettingen zijn mineralogisch zeer arm.

In het bovenpleniglaciaal werd het ouder dekzand afgezet, wat voornamelijk in het stroomgebied aan de oppervlakte ligt; het wordt gekenmerkt door het vlakke landschap.

In het ouder dryas werd het jonger dekzand I afgezet; dit vinden we vnl. ten zuiden van Heeten; het is zwak lemig.

Het jonger dekzand II, afgezet in het jonger dryas, vinden we aan de voet van de stuwwal ten noordoosten van Nieuw Heeten; dit dekzand is leemarm en waar dit aan de oppervlakte komt vertoont het landschap vrij veel relief. Het ouder dekzand zoals dat in het betreffende stroomgebied voorkomt is sterk tot zeer sterk lemig.

Tijdens het holoceen vindt nog hier en daar veenvorming plaats; we vinden de plaatsen terug in de naamgeving: schoonhetensbroek, boetelerbroek, zuidbroek e.a.

Bodemkunde.

Het gebied bestaat voor ongeveer 80 % uit lage- en zeer lage veld-podzolgrond, met sterk lemig zeer fijn zand.

Vervolgens bestaat het gebied voor een klein deel uit hoge- en middelhoge podzolgronden en beekdalgrond.

De zandondergrond is vnl. leemarm of zwak lemig, matig fijn.

Relief.

Het stroomgebied is vrij vlak met een in west- noordwestelijke richting lopende helling van $0,6 \text{ à } 0,7 \times 10^{-3}$.

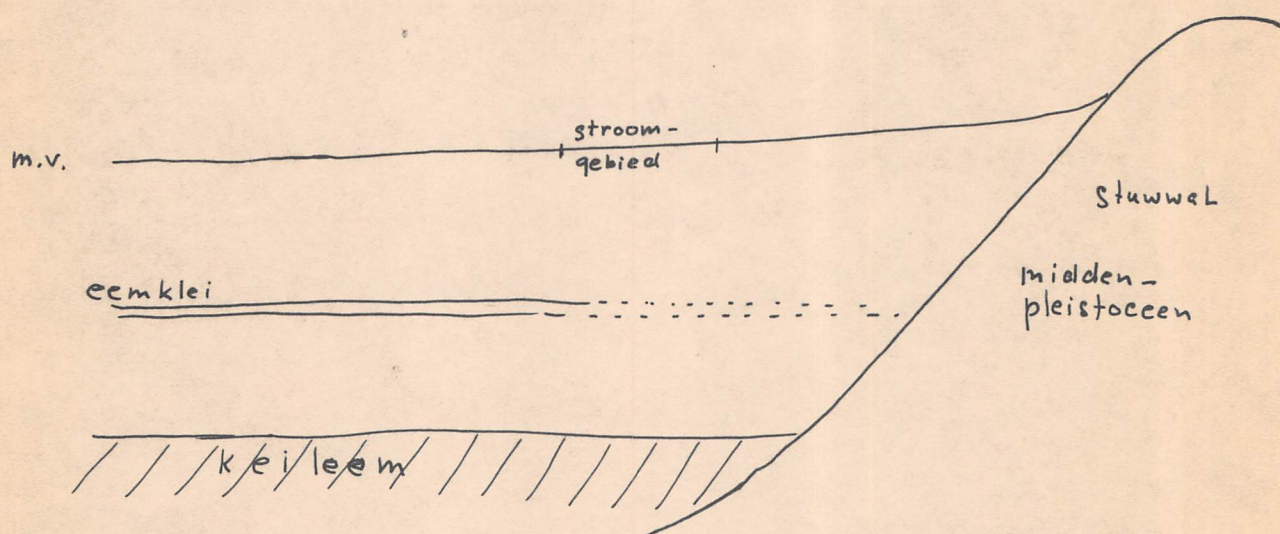
Gebruikswijze.

De gebruikswijze van de grond komt in het gebied als volgt voor:

grasland : heterveld, achterveld en boetele

bos : hertog van portland

woest : boetelerveld, schoonheterheide.



Figuur 1. Geologische opbouw van de ondergrond van het stroomgebied en de omgeving.

Hydrologie.

Het stroomgebied Schoonheten maakte deel uit van het verbetering-behoefte gebied van het waterschap Salland.

oude toestand:

De hoofdwaterleiding in de oude toestand is op het overzichtskaartje als een stippellijn aangegeven. In deze toestand kwamen in de natte seizoenen regelmatig plaatselijke inundaties voor. Hiervoor kunnen de volgende oorzaken genoemd worden:

- a. geringe porositeit van de grond: hierdoor zijn de infiltratiecapaciteit en de berging(vooral bij hoge grondwaterstanden in natte perioden) zeer gering,
- b. slechte ontwatering: de afmetingen van de secundaire waterleidingen is gering, zodat ook de slootwaterberging gering is; de begreppeling is ondiep en slecht onderhouden,
- c. geringe capaciteit van de hoofdwaterleiding: door de eveneens slechte en verbetering-behoefte gebieden benedenstrooms kan zich bij topafvoeren geen groot verhang instellen en dit feit samen met de geringe afmetingen van de leiding resulteert in een stagnerende afvoer.

ad a. De geringe infiltratiecapaciteit is niet direct gemeten, maar laat zich raden uit een steekproef naar de porositeit van de grond. Uit 17 ringmonsters, gestoken 50 cm -m.v., werd een gemiddeldeporositeit van 0,34 berekend met een maximaal spreidingsveld van 0,30 - 0,36. Ter vergelijking volgt hier een staatje ontleend aan het collegediktaat Agrohdrologie(hellinga)

Kalkrijke, lichte kleigrond: schorgrond	0,45 - 0,50
komgrond	0,50 - 0,65
middelhoog, zwart, oud bouwland	0,35 - 0,50
zand	0,45
klei	0,60
veen	0,80
zand met % humus % slib U-cijfer	
0 0 40	0,40
0 5 135	0,32
1,5 8 75	0,47

Ter onder steuning van het bovenstaande kan nog vermeld worden dat na een flinke regenbui plasvorming optreedt, die pas na vele dagen verdwijnt, bij overigens diepere grondwaterstanden.

Door de geringe porositeit is ook de bergingscapaciteit van de bodem gering. Uit een aantal berekeningen wordt geschat dat deze ligt tussen $\mu = 5\%$ voor natte periode en $\mu = 15\%$ voor droge perioden.

Degroundwaterstanden fluctueren in dit gebied nogal sterk, zoals blijkt uit bijlage 5 met een GHG van 20 à 20-40 cm -m.v. en een GLG van meer dan 120cm -m.v. (zie noot 1)

Na afloop van een droge periode (zomer) is dus wel mogelijkheid tot berging van neerslag aanwezig, maar al gauw is i.v.m. de hoge grondwst. vrijwel geen berging meer voorhanden (ook geringe slootwaterberging).

huidige toestand.

De uit de verbeteringsplannen voortvloeiende hoofdafwatering kwam medio 1968 gereed, volgens tekening zie overzichtskaartje. De in het N.W. van het gebied gebouwde klepstuw werd ingericht als afvoermeetpunt, evenals de vaste stuw in het in westelijke richting lopende deel van de hoofdwatleiding. Eveneens waren in het gebied aanwezig 21 potentiaalbuizen (waarvan 3 zelfregistrerend), 2 pluviografen en 4 totalisatoren.

Uit de in het voorjaar van 1968 waargenomen grondwaterstanden, werden een aantal isohypsenkaartjes vervaardigd, waaruit bleek dat het in W-N.W richting hellende maaiveld vrijwel zonder vertekening gevolgd wordt door de grondwaterspiegel.

De verbeteringswerken hebben hoogstwaarschijnlijk alléén in de directe omgeving van de hoofdwatleiding een verlaging van de GHG gebracht door het verkrijgen van een lager peil in de leiding, terwijl de toestand van de secundaire waterleidingen en de begreppeling niet veel verbeterd zijn op enkele uitzonderingen na. De GLG is onveranderd dieper dan 120 cm-m.v., maar het reguleren van deze waarde is uit het oogpunt van verdroging van minder belang. In de zeer droge zomer van 1969 konden bij grondwaterstanden van zelfs 225 cm-m.v. nog geen verdrogingsverschijnselen worden geconstateerd.

noot 1. GHG betekent gemiddelde hoogste grondwaterstanden

GLG ,, ,, laagste ,, .

Uitgezonderd uit het oogpunt van waterregulering t.a.v. de benedenstroomse gebieden is het dus niet noodzakelijk tot in een laat stadium van het groeiseizoen aan waterconservering te doen, zodat daarmee een gunstig effect wordt verkregen op het totale bergende vermogen van het stroomgebied, alvorens het natte jaar-getijde aanvangt.

Uit het afvoerhydrologisch onderzoek bleek, dat, naarmate het gebied zich verder opvult na een droge periode (zomer), de oppervlakte van het stroomgebied dat aan de afvoerprocessen meedoet, groeit.

In dit verband kan opgemerkt worden dat het hooggelegen gebied Achterveld en Eekwielseekte, waar zelfs sloten ontbreken, laat aan het afvoerproces zal gaan deelnemen.

Hetzelfde geldt voor het natuurreservaat Boetelerveld Schoonheterheide waar het behoud van de flora en fauna staat of valt met het doelbewust belemmeren van de afvoer.

Vooruitlopend op de volgende hoofdstukken kan hier reeds worden aangegeven dat het stroomgebied afvoerhydrologisch kan worden gekarakteriseerd met de volgende waarden van de parameters van het neerslag-afvoermodel van Kraijenhoff van de Leur:

$$\alpha = 0,80 \text{ à } 0,90$$

$$j_s = 3 \text{ [4uur]} \quad j_1 = 25 \text{ à } 50 \text{ [4uur]}$$

Verdere geo- en agrohydrologische informatie is te zijner tijd te verwachten in de in voorbereiding zijnde scriptie voor prof. van der Molen.

3. Bepaling van de begrenzing van het stroomgebied.

Een stroomgebied is een gebied met een zekere begrenzing, binnen welke het zich bevindende water en de vallende neerslag via één lozingspunt het gebied verlaat. Het water buiten het stroomgebied verplaatst zich, zo het zich verplaatst, in een richting van het stroomgebied af. Dit duidt dus op een begrenzing in horizontale en vertikale zin. Voor wat het grondwater betreft is deze begrenzing te meten aan de vertikale en horizontale potentiaalverschillen. De begrenzing van het oppervlaktewater laat zich vaststellen door het karteren van de sloten met stromingsrichting.

Kwel of wegzijging (het in horizontale zin het gebied binnenkomend en verlatend water, hellend macorelief) zal het vaststellen van de begrenzing echter nog ingewikkelder maken.

Tevens mag verwacht worden dat de begrenzing zich zal wijzigen o.i.v. het verschillend manipuleren ^{met stuwen} in het gebied zelf en de omliggende gebieden en o.i.v. het verschil in reactie op de neerslag in de omliggende gebieden. (e.e.a. wordt uitgewerkt in scriptie agrohydrologie).

Al met al voldoende redenen om aan te nemen dat een stroomgebiedsgrens zich niet makkelijk laat vaststellen; de oppervlakte van een stroomgebied is eigenlijk binnen zekere grenzen een onbekende variabele. Omdat de oppervlakte van een stroomgebied toch overwegend van belang wordt geacht om de gemeten afvoer in m^3/sec om te kunnen rekenen in mm/etm , zodat met vergelijkbare grootheden het verband tussen neerslag en afvoer kan worden nagegaan, werd toch een poging gedaan om de stroomgebiedsgrens vast te stellen.

Meestal gebruikt men dan uitsluitend een hoogtekaart en een slotenkaart (met aangegeven stromingsrichting) en in het beste geval doet men nog grondwaterstandsmetingen. Dat een hoogte- en slotenkaart helemaal geen uitsluitel hoeft te geven, mag blijken uit de fig. 2.

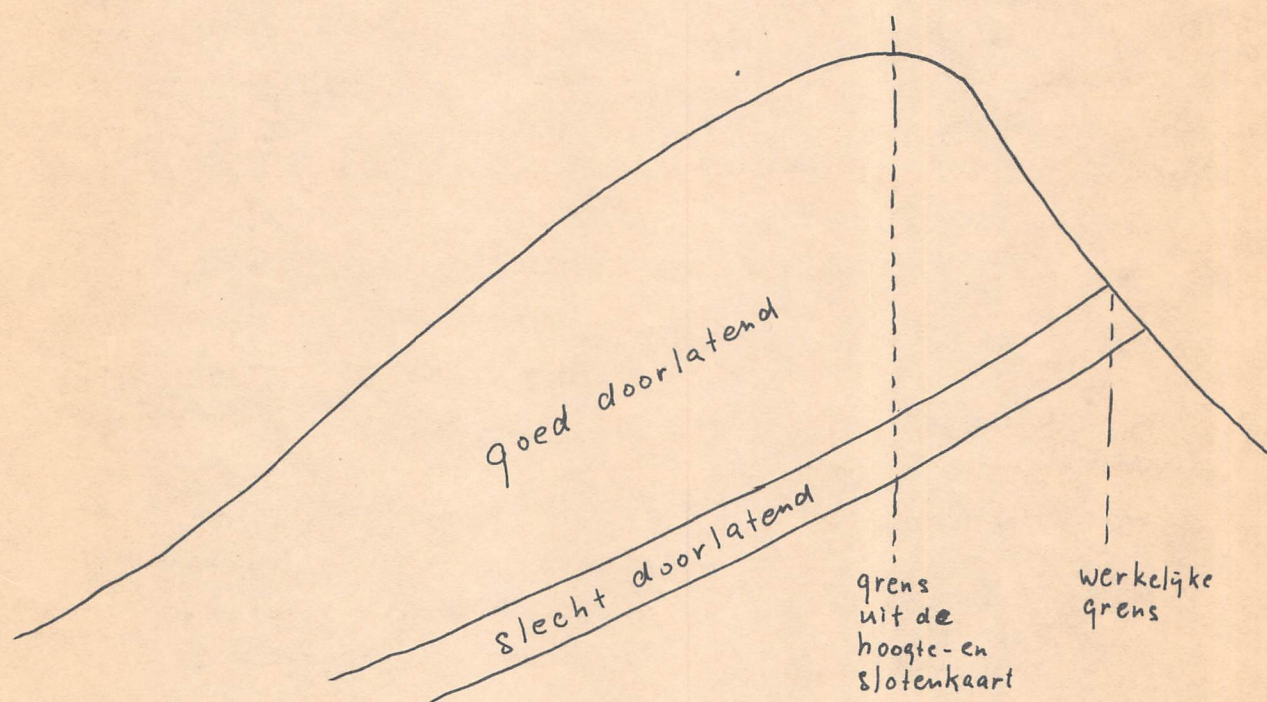
In het najaar van 1968 werd het stroomgebied verkend en een slotenkaart vervaardigd (zie bijlage 1).

Hierop werden drie klassen van waterlopen onderscheiden:

- a. hoofdwaterleidingen
- b. watervoerende sloten
- c. greppels en meestal droogstaande geen watervoerende sloten.

Tevens werd op de kaart de stroomrichting van het slootwater aangegeven, welke vastgesteld werd m.b.v. blauwsel.

Met behulp van deze slotenkaart en een bestaande hoogtecijferkaart werd een gecombineerde kaart vervaardigd, waarop de oppervlaktewaterscheiding werd aangegeven. In het zuidoostelijk hooggelegen gedeelte van het gebied werd in verband met de afwezigheid van waterleidingen de grens getrokken over de hoogst gelegen punten. Aldus werd een oppervlakte van 805 ha geplanimetreerd.



Figuur 2. Gelaagde heuvel met verschillende doorlatendheden en de bepaling van de stroomgebiedsgrens.

4. IJking van de klepstuw.

algemeen.

De klepstuw (afvoermeeptpunt) werd in november 1969 geijkt, omdat voor die datum de afvoergegevens werden verkregen uit gemeten overstorthoogten via de formule:

$$Q = m.B.(2/3)^{3/2} . g^{\frac{1}{2}} . h^{3/2} \quad \text{waarin:}$$

- m de afvoercoefficient met dimensie 1 ; hier is $m=1,1$ gebruikt,
- B de breedte van de overstortende straal in meters; hier $B=2$ m,
- Q de afvoer in m^3/s ,
- h de overstorthoogte in meters,
- g de versnelling van de zwaartekracht in m/s^2 ,

en getwijfeld werd of het verband tussen Q en h door deze formule juist werd voorgesteld in verband met de onregelmatige vorm van de ophangblokken (de "oren") zie figuur 3.

Er waren evenwel Ott-molen- en bakmetingen bij de stuw verricht, die de juistheid van de formule schenen te bevestigen (zie bijlage 2), de spreiding van deze veldijkingen was echter van dien aard dat besloten werd de ijking in het laboratorium aan een model van de klepstuw te verrichten.

In het laboratorium was een model van de klepstuw "Marmelhorst" in de Keizersbeek op schaal 1:12 aanwezig en het bleek mogelijk hiervan met enkele wijzigingen een model op schaal 1:4 van de klepstuw te Schoonheten te bouwen.

De veranderingen die aan de stuwklep aangebracht moesten worden, bestonden uit het veranderen van de ronde kruin in een scherpe kruin en het nabootsen van de ophangblokken.

Voor een bovenaanzicht en een zijaanzicht loodrecht op de stromingsrichting van zowel prototype als van model zie figuur 4.

Uit deze figuur blijkt dat de kleplengte van het prototype tweemaal zo groot is als de overeenkomstige kleplengte van het model en er blijkt tevens een afwijkende situering van de peilschaal en peilregistratieapparatuur. Met de overdraagbaarheid van de resultaten van de modelijking op het prototype zal met deze verschillen rekening moeten worden gehouden.

bepaling van het nulpunt.

Bij het prototype wordt de hoogte van de kruin t.o.v. N.A.P. door waterpassing gemeten. Het slootwaterpeil wordt t.o.v. N.A.P. afgelezen op de vaste peilschaal aan de binnenzijde van de betonnen zijwand. Het hieruit voortvloeiende verschil is de overstorthoogte en deze wordt vermeld bij de plaats van de registratiennaald op het registratiepapier van de peilregistreerder bovenstrooms.

Het nulpunt in het model wordt steeds in duplo aan het begin van de ijking per stand als volgt bepaald: een platte stalen lineaal wordt met de scherpe zijde horizontaal opgesteld met als steunpunten de kruin en een punt bovenstrooms. Het wateroppervlak laat men langzaam stijgen. Op het moment dat het wateroppervlak de lineaal raakt wordt de waterhoogte h_0 afgelezen. Voor het bepalen van de overstorthoogten worden nu de afgelezen waterhoogten verminderd met deze h_0 .

ijking aan het model.

Voor een brede overstort met scherpe kruin geldt de afvoerformule in zijn meest algemene vorm:

$$Q = C_v \cdot C_d \cdot B \cdot (2/3)^{3/2} \cdot g^{1/2} \cdot h^{3/2} \quad \text{waarin:}$$

C_v correctiefactor voor de snelheidshoogte ter plaatse van het peilmeetpunt $C_v = (H/h)^{3/2}$ waarin H de hoogte van het energieniveau t.o.v. de kruinhoogte.

C_d de afvoercoëfficiënt met dimensie 1; in deze coëfficiënt komt de afwijking t.o.v. het ideale stromingsbeeld tot uitdrukking.

Voor de praktijk geldt $C_v \cdot C_d = m$.

Voor de overige symbolen zie de vorige pagina.

De ijking van het model werd verricht voor drie verschillende klephoeken Θ t.o.v. de vertikaal (30° , 45° en 60°).

De hieruit verkregen ijkingspunten (Q, h), zie bijlage 3, leverden via de genoemde formule waarden voor C_d . Per klephoek zijn deze waarden van C_d uitgezet tegen de afvoer Q in de figuren 6 a, b en c.

Bij deze eerste ijking trad kleef van de overstortende straal op (bijl. 3a)

bij een klephoek van	30°	tot	14,92 l/s
„ „ „ „	45°	„	6,23 l/s
„ „ „ „	60°	„	4,66 l/s

Bij het prototype treedt deze kleef zelfs bij lage afvoeren niet op, reden waarom het kleeftraject verkleind werd door de straal beter te beluchten. Hierdoor kon de kleef worden teruggedrongen bij een klephoek van 30° tot $8,36 \text{ l/s}$

idem	45°	,,	$3,42 \text{ l/s}$
idem	60°	,,	$2,40 \text{ l/s}$

In deze beluchte toestand werden herhalingen verricht in het afvoertraject waarbij de overstortende straal nu vrijspringt. Nu blijkt dat de "sprong" in de waarden van C_d feitelijk alleen te wijten is aan het vrijspringen van de overstortende straal. Over het totale afvoertraject waarover de straal vrijspringt blijft dus nu nog het effect van de "oren" over. Omdat de relatie tussen Q en $H^{3/2}$ vast ligt moet een stijging van de werkzame breedte gepaard gaan met een daling in de waarde van C_d , dus in dit geval bij het relatief kleiner wordende effect van de "oren" bij een stijging van het debiet. Uit de figuren 6 a,b, en c blijkt echter geen systematische daling van C_d , zodat moet worden geconcludeerd dat het effect van de "oren" op de waarde van C_d verwaarloosbaar klein is.

de overdraagbaarheid van de resultaten.

Zoals reeds is opgemerkt zijn de resultaten van de ijking aan het model niet zonder meer overdraagbaar op het prototype in verband met de afwijkende kleplengte en de afwijkende opstelling van de peilmeetapparatuur (fig. 4).

Verondersteld mag worden dat bij het prototype het verval in het piëzometrisch niveau tussen de peilregistreerder en de vaste peilschaal (resp. op 3 en 1 meter van de klepscharnier gelegen) voor elke Q verwaarloosbaar klein zal zijn, dus geen invloed van de afzuiging.

De overeenkomstige plaats van het peilmeetpunt van het model ligt in het midden tussen de peilregistreerder en de vaste peilschaal en dus mag geen betekenende afwijking van de in model en prototype bepaalde overstorthoogte m.b.t. de plaats van de apparatuur worden verwacht. De nauwkeurigheid van de bepaling van de overstorthoogte in twee stappen in het prototype laat wel te wensen over, omdat de peilschaal slechts op afstand visueel is af te lezen, terwijl deze aflezing bemoeilijkt kan worden door windgolfjes.

Nauwkeuriger is het door op meer directe wijze de overstorthoogte te bepalen uit de hoogte van de kruin en het piëzometrisch niveau ter hoogte van de peilregistreerder (zie hiervoor Nulpuntsbepaling bij meetstuwen, nota nr. 15 Lab. voor Hydraulica, L.H. Wageningen).

De te kleine kleplengte in het model impliceert een eveneens te kleine natte doorsnede bovenstrooms van de stuw. Daardoor zal er verschil bestaan in de overeenkomstige snelheidshoogte bij model en prototype, en is niet de relatie tussen Q_m en h_m overdraagbaar op het prototype, maar de relatie tussen Q_m en H_m .

H_m wordt berekend als $h_m + \frac{\bar{v}_m^2}{2g}$ met behulp van het bekende verband tussen h_m en de natte doorsnede in het model (figuur 5).

Nu is (schaal 1:4) $H_{prot} = 4 H_m$

$$\text{en } Q_{prot} = (4)^{5/2} \cdot Q_m = 32 Q_m$$

Met het eveneens bekende verband tussen h_{prot} en de natte doorsnede in het prototype A_{prot} (figuur 5), wordt berekend:

$$h_{prot} = H_{prot} - \frac{\bar{v}_p^2}{2g}$$

De waarde van C_d behorend bij de nu bekende $(Q, h)_{prot}$ punten worden berekend en uitgezet tegen het debiet (zie figuur 7a, b en c).

Per klephoek worden de waarden van C_d , behorend bij een vrijspringende straal, gemiddeld. Voor een klephoek van 45° en 60° blijkt de maximale afwijking t.o.v. het gemiddelde erg gering, terwijl ook geen systematische afwijking blijkt in relatie met het debiet.

Bij een klephoek van 30° is slechts één ijking verricht met vrijspringende straal. Gezien de geringe afwijkingen t.o.v. het gemiddelde bij de andere klephoeken, mag worden aangenomen dat de uit deze ene ijking berekende waarde van C_d toch indiceert waar het gemiddelde niveau van C_d bij een klephoek van 30° is te verwachten.

Worden de gemiddelde waarden van C_d per klephoek gecombineerd met de theoretische waarde van $C_d = 1,1$ bij een klephoek van 0° voor een vrijspringende straal dan kan het verband tussen de klephoek en C_d grafisch door een rechte worden benaderd, zie figuur 8.

Hieruit wordt bepaald $C_d = 0,00233 \Theta + 1,100$ waarin Θ de klephoek.

De waarde van $C_v = (H/h)^{3/2}$ blijkt zelfs bij de grote klephoek van 60° (grote snelheids hoogte) en de hoge afvoer van 1000 l/s (komt overeen met 1,8 mm/4uur voor 805 ha) nog slechts 1,0012 te bedragen, zodat een te verwaarlozen fout wordt gemaakt als gesteld wordt $C_v = 1$. Het verband tussen Q en h voor het prototype kan dus met:

$$C_v = 1$$

$$C_d = 0,00233 \Theta + 1,100$$

$$B = 2,00 \text{ m}$$

tenslotte luiden:

$$Q = 3,42 (0,00233 \Theta + 1,100) h^{3/2} \quad Q(\text{m}^3/\text{s}), h(\text{m}) \text{ en } \Theta(\text{graden})$$

met de restrictie dat dit slechts geldt voor dat deel van het afvoertraject waarbij de overstortende straal vrij springt.

In het veld moet per klephoek de hiervoor geldende ondergrens worden vastgesteld. De vaststelling van de ondergrens is van belang bij waterbalansstudies, omdat juist dan langdurig beneden de ondergrens voorkomende lage afvoeren (door aanwezigheid van kwel en/of door een langzame reactie van het stroomgebied) gesommeerd een belangrijk percentage van de totale afvoer kunnen bedragen.

Van september 1968 tot sept. 1969 maakte ongeveer 20% van de totale afvoer deel uit van afvoer kleiner dan 0,10 mm/4uur (~ 50 l/s).

Voor afvoeren kleiner dan 25 l/s was dit 3%.

Wanneer kleef optreedt over een traject groter dan tot 25 l/s dan verdient het aanbeveling dit traject te verkleinen of door de kruin scherper te maken of door de werkzame breedte m.b.v. een opzetstuk te verkleinen.

In het kader van waterbalansstudies moet tevens geeist worden, dat de overstorthoogte tot op 1 mm nauwkeurig gemeten wordt; immers met

$$Q = (h + \delta)^{3/2} \cdot \text{const} = \text{const} \cdot h^{3/2} + \text{const} \cdot 3/2 \cdot \delta h^{1/2} = Q + \Delta Q$$

$$\text{is } \frac{\Delta Q}{Q} = \frac{\text{const} \cdot 3/2 \cdot \delta h^{1/2}}{\text{const} \cdot h \cdot h^{1/2}} = \frac{3 \delta}{2h}$$

dus voor $h = 3,5 \text{ cm}$ ($\sim 25 \text{ l/s}$) en $\delta = 0,1 \text{ cm}$ is de procentuele fout in het debiet reeds 4% , zie verder figuur 9.

Ten aanzien van drijvend vuil kan in dit verband opgemerkt worden dat i.v.m. het slechts agrarische achterland weinig vuil te verwachten is en dat er een wekelijkse controle is. Mocht desondanks vooral bij lage afvoeren blijken dat veel drijvend vuil voorkomt dan wordt geadviseerd hiertegen maatregelen te nemen.

Figuur 10 toont de dubbellogaritmische weergave van het verband tussen Q en h per klephoek met de uit het model voortvloeiende ondergrens. Tevens zijn in deze figuur een aantal door de afdeling Onderzoek van de K.N.H.M. verrichte veldijkingen aangegeven. De veldijkingen bij hoge afvoeren, verricht met de molen van Ott geven systematisch een lagere Q bij dezelfde h . Dit is kennelijk het gevolg van het ijken in de doorsnede boven het scharnierpunt van de stuwklep, immers kleine klephoeken met hoge afvoeren hebben door de afzuiging verkleining van de natte doorsnede tot gevolg. De veldijkingen m.b.v. een bak bij lage afvoeren liggen alle binnen een procentuele afwijking van 10% t.o.v. Q van de verlengd gedachte Q - h betrekkinglijn voor een klephoek van 45° . Bij aanwezigheid van kleef zouden deze veldijkingen waarschijnlijk een veel grotere spreiding vertonen. Omgekeerd mag hieruit het vermoeden worden afgeleid dat er dan schijnbaar geen kleef optreedt. Een en ander moet zoals gezegd in het veld geverifieerd worden.

conclusies.

Het bleek mogelijk aan een enigszins afwijkend model van de klepstuw te Schoonheten de relatie tussen het debiet en de overstorthoogte te bepalen als:

$$Q = (0,00233 \Theta + 1,100) \cdot 3,42 \cdot h^{3/2} \quad \text{met } Q \text{ in m}^3/\text{s}$$

$h - \text{m}$
 $\Theta - \text{graden}$

echter slechts geldig vanaf een bepaalde ondergrens, zijnde die afvoer waarbij de overstortende straal spontaan vrijspringt, welke ondergrens aan het prototype voor verschillende klephoeken dient te worden vastgesteld. Blijkt daaruit eventueel dat de ondergrens te hoog ligt dan moet onderzocht worden op welke wijze de Q - h relatie beneden de ondergrens benaderd kan worden dit in verband met het berekenen van een voldoende nauwkeurig afvoergegeven ten behoeve van een waterbalansstudie.

In dit verband wordt ook geadviseerd de nauwkeurigheid van de bepaling van de overstorthoogte op te voeren tot kleiner dan 1 mm.

5. Verzameling van de beschikbare gegevens.

Dank zij de activiteiten van de afdeling onderzoek van de K.N.H.M. in dit gebied, waren er van de periode sept. 1968 tot sept. 1969 pluviogrammen en registraties van de overstorthoogte bij het afvoermmeetpunt beschikbaar.

neerslag.

Uit de in perioden van ongeveer 10 dagen opgevangen hoeveelheden ^{van} neerslag 4 totalisatoren en 2 pluviograven werd de gemiddelde hoeveelheid neerslag per periode berekend en de pluviogrammen werden hiermee gecorrigeerd. Uit de gecorrigeerde pluviogrammen werd een gemiddelde neerslagverdeling als rekenkundig gemiddelde berekend voor intervallen van 4 uur. Deze wordt in het volgende de gemiddelde gecorrigeerde neerslagverdeling genoemd.
gemeten

afvoer.

De registraties van de overstorthoogte bij het afvoermmeetpunt werden aanvankelijk omgerekend met behulp van de formule:

$$Q = 1,7 \text{ m.b. } h^{3/2} \quad m = 1,10 \quad b = 200 \text{ m}$$

in m^3/sec en met een oppervlakte van het stroomgebied van 805 ha omgerekend in mm/etm .

Later, nadat de stuw in het laboratorium geijkt was, werden de overstorthoogten omgerekend met het daaruit verkregen verband tussen Q en h van $Q = 4,35 h^{1,526}$ en 1000ha tot $\text{mm}/4 \text{ uur} * 1000\text{ha}$, zodat deze gegevens gemakkelijk voor verschillende oppervlakten konden worden omgerekend. voor de belangrijkste afvoerperiode nl. najaar 1968, zie figuur 11. X

grondwaterstand.

De beschikbare grondwaterstandsopnamen en registraties waren reeds gedeeltelijk verwerkt en t.o.v. N.A.P. omgerekend, zodat deze gegevens direct bruikbaar waren. (i.c. april-aug. 1969)

De gebruikte gegevens zijn gevoegd bij de bijlagen.

6. Neerslag - afvoer relatie.

6.1. Bepaling van de Unit Hydrograph door matrixinversie.

De Unit Hydrograph van een neerslag-afvoersysteem kan berekend worden uit het veronderstelde lineaire verband tussen de neerslag- en afvoergegevens volgens

$$Q = P * U \quad \text{hierin is } U \text{ de vector van de U.H.}$$

$$Q \text{ de vector van de afvoer}$$

$$P \text{ de matrix van de neerslag}$$

$$m \times n \text{ matrix}$$

$$P = \begin{pmatrix} P_1 & 0 & 0 & 0 & 0 & \dots \\ P_2 & P_1 & 0 & 0 & 0 & \dots \\ P_3 & P_2 & P_1 & 0 & 0 & \dots \\ \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \ddots \\ \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \ddots \end{pmatrix}$$

Om de U.H. vector te vinden moeten we enkele berekeningen uitvoeren uitgaande van

$$Q = P * U$$

$${}^t_P * Q = {}^t_P * P * U$$

of

$$B = A * U$$

We berekenen dus eerst de vector B en de matrix A, dan inverteren we A tot A^{-1} en vinden U uit

$$U = A^{-1} * B$$

Gebruikt werden de gemiddelde gecorrigeerde neerslaggegevens voor een bepaalde periode, procentueel gereduceerd, zodat de som van de gereduceerde neerslag gegevens gelijk was aan de som van de afvoer gegevens over de periode.

In samenwerking met de afdeling Wiskunde konden deze gegevens met behulp van een computerprogramma in de computer de bewerkingen ondergaan waaruit de vector van de U.H. verkregen werd.

De resultaten zijn uitgetekend in fig. 12 en 13

λ is een stabiliseringsfactor voor het op en neer gaan van de staart van de U.H. Opgemerkt kan worden dat dit stabiliserende effect in fig. 13 duidelijker is dan in fig. 12. Overigens blijven de resultaten van deze methode achter bij de verwachtingen, waaruit zou kunnen blijken dat de veronderstelde lineariteit tussen neerslag en afvoer in werkelijkheid niet optreedt.

6.2. Neerslag- afvoermodel van Kraijenhoff van de Leur.

Om tenslotte het afvoerverloop uit de neerslaggegevens te kunnen reconstrueren, wordt er hier gebruik gemaakt van het neerslag- afvoermodel van Kraijenhoff van de Leur. Indien deze reconstructie redelijk in overeenstemming is te brengen met de gemeten afvoer kan het stroomgebied afvoerhydrologisch worden gekarakteriseerd met de gebruikte waarden van de parameters van het neerslag-afvoermodel. Het gaat er dus om de waarden van de parameters van dit model te vinden.

6.2.1. Algemene bespreking van het model.

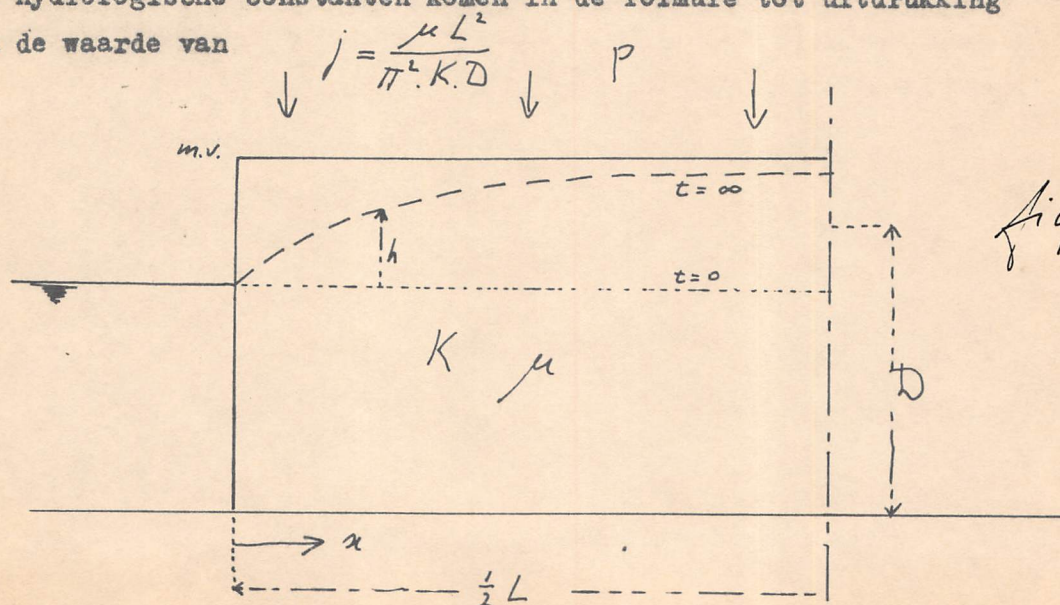
Het model bestaat uit twee parallel geschakelde transformaties, die gebaseerd zijn op de formule van Kraijenhoff van de Leur voor de Instantaneous Unit Hydrograph

$$u(0, A) = \frac{Q}{\pi^2} \cdot \frac{1}{j} \sum_{n=1,3,5,\dots}^{\infty} e^{-n^2 A/j}$$

Deze formule is ^{uitgedrukt in} ~~afgeleid uit~~ de fysische grootheden van het in figuur 14 gegeven grondwaterstromingsmodel met de voorwaarden:

- afvoer van een kavel naar evenwijdige sloten, die reiken tot de ondoorlatende laag en die elkaar onderling niet beïnvloeden en een constant peil hebben,
- D (oorstroomde laag) is constant,
- μ (aktief porienvolume) is constant,
- veronderstelde horizontale stroming van het grondwater door de doorstroomde laag met een constante horizontale doorlatendheid.

De hydrologische constanten komen in de formule tot uitdrukking in de waarde van



Met de $u(0,t)$ kan als zodanig weinig gedaan worden, omdat in werkelijkheid geen instantaneous unit input bestaat, maar een continu veranderend verloop in de tijd van de neerslagintensiteit.

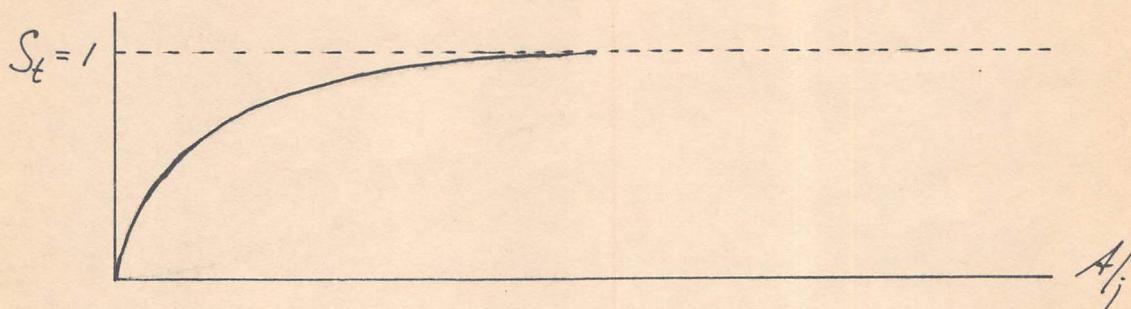
De neerslagverdeling kan echter opgebouwd gedacht worden uit een reeks intervallen (met lengte T-hour) met per interval een constante neerslagintensiteit en hiervoor kan afgeleid worden de T-hour Unit Hydrograph

$$u(T, A) = \frac{1}{T} (S_A - S_{A-T})$$

waarin

$$S_A = \int_0^A u(0, A-t) dt = 1 - \frac{8}{\pi^2} \sum_{n=1,3,5}^{\infty} \frac{1}{n^2} e^{-n^2 A/j}$$

deze S-curve toont de toename van de afvoerhoeveelheid totdat deze tenslotte gelijk wordt aan de eenheid van aanvoerhoeveelheid, zie figuur



De waarde van S_t voor verschillende waarden van t/j zijn geïnterpoleerd tussen de tabelwaarden die van Hoorn (1960) geeft, zie tabel 2 (echter ook gegeven door Kraaijenhoff van de Leur)

Stellen we T-hour (intervallengte) als eenheid van tijd, dan schrijven we

$$u(1, A) = S_A - S_{A-1}$$

Omdat bij deze transformatie mag worden gesuperponeerd is het afvoer-verloop niets anders dan de sommatie van een aantal veelvouden van $u(1,t)$, die intervallen ten opzichte van elkaar zijn verschoven.

$$\text{Immers } q_1 = p_1 S_1$$

$$q_2 = p_2 S_1 + p_1 S_2 - p_1 S_1$$

$$q_3 = p_3 S_1 + p_2 S_2 - p_2 S_1 + p_1 S_3 - p_1 S_2$$

$$q_n = p_n S_1 + p_{n-1} S_2 - p_{n-1} S_1 + \dots + p_1 S_n - p_1 S_{n-1}$$

Tabel 2. Getabelleerde waarden van $S_t(j)$ voor waarden van t/j

t/j	$S_t(j)$	t/j	$S_t(j)$	t/j	$S_t(j)$
0.01	0.072	0.48	0.497	1.10	0.730
0.02	0.102	0.50	0.507	1.15	0.743
0.03	0.125	0.52	0.518	1.20	0.756
0.04	0.143	0.54	0.528	1.25	0.767
0.05	0.161	0.56	0.537	1.30	0.779
0.06	0.176	0.58	0.546	1.35	0.790
0.07	0.190	0.60	0.555	1.40	0.800
0.08	0.203	0.62	0.563	1.45	0.810
0.09	0.215	0.64	0.572	1.50	0.819
0.10	0.227	0.66	0.580	1.55	0.828
0.12	0.249	0.68	0.588	1.60	0.836
0.14	0.269	0.70	0.597	1.65	0.844
0.16	0.288	0.72	0.605	1.70	0.852
0.18	0.305	0.74	0.612	1.75	0.859
0.20	0.322	0.76	0.620	1.80	0.866
0.22	0.337	0.78	0.628	1.85	0.872
0.24	0.352	0.80	0.636	1.90	0.879
0.26	0.367	0.82	0.643	1.95	0.885
0.28	0.380	0.84	0.650	2.00	0.890
0.30	0.393	0.86	0.657	2.10	0.901
0.32	0.406	0.88	0.663	2.20	0.910
0.34	0.419	0.90	0.670	2.30	0.919
0.36	0.430	0.92	0.677	2.40	0.927
0.38	0.442	0.94	0.683	3.00	0.960
0.40	0.454	0.96	0.689	4.00	0.985
0.42	0.465	0.98	0.696	5.00	0.995
0.44	0.476	1.00	0.702		
0.46	0.487	1.05	0.715		

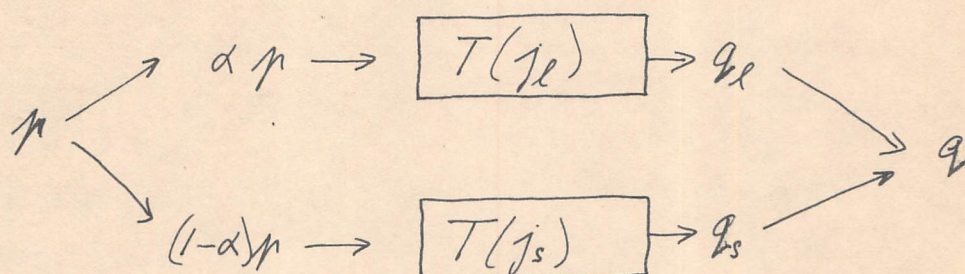
of, indien $\Delta p_n = p_n - p_{n-1}$ het rekenschema:

$$\begin{array}{cccccc}
 \Delta p_1 s_1 & \Delta p_1 s_2 & \Delta p_1 s_3 & \Delta p_1 s_4 & \Delta p_1 s_5 & \Delta p_1 s_6 \\
 & \Delta p_2 s_1 & \Delta p_2 s_2 & \Delta p_2 s_3 & \Delta p_2 s_4 & \Delta p_2 s_5 \\
 & & \Delta p_3 s_1 & \Delta p_3 s_2 & \Delta p_3 s_3 & \Delta p_3 s_4 \\
 & & & \Delta p_4 s_1 & \Delta p_4 s_2 & \Delta p_4 s_3 & \text{enz.} \\
 & & & & \Delta p_5 s_1 & \Delta p_5 s_2 \\
 & & & & & \Delta p_6 s_1
 \end{array}$$

$$\begin{array}{cccccc}
 q_1 & q_2 & q_3 & q_4 & q_5 & q_6
 \end{array}$$

Met behulp van dit rekenschema wordt dus een reeks neerslagcijfers getransformeerd in een reeks afvoercijfers, waarbij een keuze voor de waarde van de parameter j moet worden gemaakt. De transformatie wordt dus bepaald door de waarde van j en de keuze van de intervallengte.

Het neerslag- afvoermodel van Kraijenhoff van de Leur nu, is opgebouwd uit twee van deze transformaties, die parallel geschakeld zijn. De neerslag wordt verdeeld door de verdeler α en dan in de transformatiesystemen ingevoerd; de daaruit verkregen afvoeren worden weer getotaliseerd, zie de figuur



Het model heeft dus drie parameters α , $j_{s(nel)}$ en $j_{l(angzaam)}$.

Als fysische voorstelling van dit model zou kunnen gelden het tijdens het afvoerproces gelijktijdig naast elkaar bestaan van 2 deelgebieden die t.o.v. elkaar verschillen vertonen voor wat betreft de waarden van μ , L en KD .

Enkele betrekkingen, die per transformatiesysteem gelden, zullen hier nu worden afgeleid.

De S-curve wordt geschreven als:

$$S_t = 1 - \frac{\sigma}{\pi^2} \left\{ \sum_{n=1,3,5}^{\infty} \frac{1}{n^2} e^{-n^2 \frac{t}{j}} \right\}$$

Indien de termen voor $n > 1$ worden verwaarloosd, wordt er een fout gemaakt, die groter is naarmate j groter is en die kleiner is naarmate t groter is. Zie de figuren 16 a en b.

De respons van een eenheid van neerslag gevallen over een eenheid van tijd wordt voorgesteld door:

$$q(t) = u(1, t) = S_t - S_{t-1}$$

met verwaarlozing van de termen voor $n > 1$ geldt:

$$q(t) = \left(1 - \frac{\sigma}{\pi^2}\right) (1 - e^{-t/j}) e^{-t/j} \leftarrow C(j) \cdot e^{-t/j} \text{ voor } t > 1$$

$$q_i = C(j) e^{-i/j}$$

$$q_{i+1} = C(j) e^{-(i+1)/j} = C(j) e^{-i/j} \cdot e^{-1/j} = q_i \cdot e^{-1/j}$$

$$q_{i+1} = q_i \cdot e^{-1/j}$$

zie fig. 16 a en b.

De grootte van de reductie van een ongestoord staartverloop in relatie tot de waarde van j en het aantal verstreken intervallen luidt:

$$q_{i+A} = q_i \cdot e^{-A/j}$$

$$\lambda = \frac{q_{i+A}}{q_i} = e^{-A/j}$$

zie fig 15.

De totale hoeveelheid afvoer uit een staartverloop beginnend met q_i en alleen werkend via j_1 bedraagt:

$$\int_0^{\infty} q_{i+\tau} d\tau = \int_0^{\infty} q_i e^{-\tau/j} d\tau = q_i \cdot j$$

6.2.2. Aantekeningen bij het toepassen van het model.

Doel van het toepassen van het model is om het werkelijke afvoerproces met behulp van de parameters van het model te karakteriseren. Dit veronderstelt, dat in fysisch opzicht de opbouw van het model een zekere weerspiegeling van de werkelijkheid moet zijn. De parameters van het model zijn echter geen parameters van het werkelijke afvoerproces.

Wordt verondersteld dat de relatie tussen invoerbare neerslag en de hierdoor veroorzaakte afvoer exact wordt weergegeven door het model, dan moet afgevraagd worden, hoe de gemeten neerslag en de gemeten afvoer gecorrigeerd dienen te worden in verband met de keuze van de afvoerperiode, de verdamping, de kwel (wegzijging wordt beschouwd als negatieve kwel), en de oppervlakte van het stroomgebied. Vooropgesteld moet worden dat de waarde van de parameters niet veranderen door input en/of output met een gelijke factor te vermenigvuldigen. Er moet dus onderscheid gemaakt worden tussen correcties, die procentueel geschieden en die welke als constante hoeveelheid geschieden.

Tenslotte wordt besproken welke methode gevolgd wordt om met behulp van het model de afvoer te reconstrueren en te vergelijken met de gecorrigeerde gemeten afvoer.

6.2.2.1. keuze van de afvoerperiode

De keuze van de afvoerperiode is afhankelijk van het doel n.l. het bepalen van de afvoer karakteristiek. Zoals uit 6.2.3.1. zal blijken worden hiervoor ongestoorde uitputtingsverlopen voor gebruikt.

Wordt een afvoerperiode gekozen met lengte $1 < i < n$ dan vindt vanaf interval $i=1$ meestal nog afvoer plaats tengevolge van neerslag uit de voorafgaande periode met een totale hoeveelheid $Q_0 \cdot j_1$ en per interval

$$q_i = Q_0 \cdot e^{-i/j_1}$$

*Wat is n?
dun periode?*
X
Wanneer q en wanneer q?

Bovenstaande geldt alleen wanneer verondersteld mag worden dat op het eind van interval 0 geen afvoer via de snelle transformatie plaats vindt. ?

Evenzo vindt t.g.v. de in de gekozen periode gevallen neerslag, afvoer plaats over de intervallen $i > n$ met een totale h.h. $Q_n j_1$ X

en per interval $q_i = Q_n \cdot e^{-(i-n)/j_1}$ voor $i > n$ X

Slechts indien:

a. tijdens de periode geen seizoeninvloed op berging en kwel veranderlijk werkt

b. de gemiddelde grondwaterstand aan het begin van de periode gelijk is aan die aan het eind van de periode *Waarom?*

c. er tijdens de periode niet gemanipuleerd is met stuwen !

d. $Q_0 \approx Q_n$

e. $Q_0 e^{-n/j_1}$ nadert tot nul

f. de afvoer karakteristiek gelijk blijft tijdens de periode

g. de afvoer via de snelle takken aan begin en eind van de periode uitgewerkt mag worden verondersteld

geldt de waterbalans over de periode:

$$\sum_{i=1}^n (N_i - V_i) \approx \sum_{i=1}^n Q_i' - n K'$$

*K is een constante?
(per interval)*

Indien dus aan één der voorwaarden niet voldaan is, moet in de waterbalans hiervoor gecorrigeerd worden. X

Gekozen wordt een periode met afvoertoppen met lengte $1 \leq i \leq n$.

Wordt de hoeveelheid gevallen neerslag vergeleken met de t.g. daarvan opgetreden afvoer, dan moet men er zich van bewust zijn, dat afgezien van kwel er nog afvoer plaats vindt t.g.v. neerslag uit de voorgaande periode en wel met een hoeveelheid: $Q_0 j_1$

Tengevolge hiervan moeten de gemeten afvoeren als volgt worden gecorrigeerd tot

$$q_i = Q_i - Q_0 e^{-i/j_1}$$

is tevens kwel aanwezig dan

$$q_i = Q_i - K - (Q_0 - K) e^{-i/j_1}$$

Transformatie na kwel!

6.2.2.2. correctie op de neerslag in verband met de verdamping.

Zoals in hoofdstuk 5 beschreven, wordt de gemiddelde gecorrigeerde gemeten neerslag gebruikt.

Dit geeft bij reconstructie een gemiddeld afvoerverloop.

Er kan echter bij vergelijking van deze gereconstrueerde afvoer blijken, dat gebruik van één der pluviogrammen een resultaat geeft dat beter in overeenstemming met de gemeten afvoer was.

Als voorbeeld wordt hier gegeven de situatie op 2 en 3 okt 1968.

gem. gec. gemeten neerslag:

.6	1.7	6.5	4.4	1.8	2.3	.7	.1
----	-----	-----	-----	-----	-----	----	----

een der pluviogrammen:

.6	1.7	5.5	2.4	.9	3.3	.6	.1
----	-----	-----	-----	----	-----	----	----

afvoer gemeten

.55	.51	.47	1.00	.91	.87	.95	.91
-----	-----	-----	------	-----	-----	-----	-----

die
aanpassing
blijft hier
niet.

Van de initiele gemeten neerslag gaat een gedeelte voor het afvoerproces verloren door verdamping. Gedeeltelijk is dit verdamping van door interceptie vastgehouden water, gedeeltelijk van de met neerslag aangevulde bodem.

Dit proces van verdamping en aanvulling is een in mathematisch opzicht moeilijk te beschrijven proces.

Voor de verdampingsverliezen is hier zeer schematiserend gecorrigeerd, door de gevallen neerslag per interval te verminderen met een constant percentage daarvan, zodat de invoerbare neerslag wordt:

$$N_i = \left(1 - \frac{\sum V}{\sum N}\right) N_i$$

waarbij voor de bepaling van $\sum V$ gebruik is gemaakt van de verdampingstabellen van Elink Sterk, zoals die eveneens door de Zeeuw gebruikt worden in zijn dissertatie.

X

6.2.2.3. invloed van kwel.

Wanneer kwel voorkomt en er wordt aangenomen dat deze qua intensiteit constant is over de gehele gebiedsoppervlakte en in de tijd over een betrekkelijk korte periode dan zal tijdens de gehele afvoerperiode een constante hoeveelheid te veel worden afgevoerd. Indien de hoeveelheid kwel bekend is, luidt de daarvoor gecorrigeerde afvoer(gemeten):

$$Q_i - K$$

6.2.2.4. invloed van de oppervlakte van het stroomgebied.

De oppervlakte van het stroomgebied dat meedoet aan het afvoerproces, wordt per periode als sluitpost van de waterbalans vastgesteld.

Als deze opgesteld wordt met de gemeten afvoergegevens in mm/4uur*1000ha dan volgt de oppervlakte die meedoet aan het afvoerproces

$$O = \frac{\sum_{i=1}^n q_i'}{\sum_{i=1}^n (N_i - V_i)} * 1000 \text{ ha}$$

6.2.2.5. methode van toepassing van het model.

Uit de nog te bespreken grafische methode (6.2.3.1.) en de oriënterende reconstructies met het elektrisch analogon (6.2.3.2.) worden schattingen van de waarden van α , j_s , j_1 en K verkregen.

Voor het reconstrueren van het afvoerverloop wordt nu als volgt te werk gegaan:

- de afvoerperiode wordt vastgesteld met in acht neming van wat besproken is onder 6.2.2.1.
- de invoerbare neerslag wordt berekend als $N_i = \left(1 - \frac{\sum V}{\sum N}\right) N_i$
- met behulp van p_i , j_s , j_1 , en α wordt via het rekenschema de afvoer q_i berekend en uitgezet tegen de tijd.

Deze berekende afvoer wordt vergeleken met de gecorrigeerde gemeten afvoer.

Hier worden verschillende wegen bewandeld:

1°. indien aangenomen mag worden, dat geen kwel aanwezig is:
 bereken dan $Q_1 - Q_0 \cdot e^{-i/j_1}$ in m^3/sec en reken dit
 om tot $(Q'_1 - Q'_0 \cdot e^{-i/j_1})$ in $mm/interval \cdot 0ha$
 voor verschillende waarden van 0 en zet die uit tegen de
 tijd. Indien één dezer gecorrigeerde gemeten afvoercurves
 overeenstemt met de berekende afvoer wordt hiermee o.a. de
 oppervlakte 0 van het stroomgebied dat tijdens de afvoer-
 periode aan het afvoerproces meedoet vastgesteld.

2°. indien kwel aanwezig is en bekend is als schatting uit de
 grafische methode of uit metingen:
 bereken $(Q'_1 - K') = Y'_1$ in $mm/interval \cdot 1000ha$
 en corrigeer voor de staartverlopen van Y'_0 en Y'_n

$$- Y'_0 \cdot j_1 + (Y'_n - Y'_0 \cdot e^{-n/j_1}) j_1$$

$$\text{dan is } 0 = \frac{\sum_{i=1}^n Y'_i - j_1 (Y'_0 (1 - e^{-n/j_1}) + Y'_n)}{\sum_{i=1}^n p_i} \cdot 1000 ha$$

zet nu de gecorrigeerde gemeten afvoer in $mm/interval \cdot 0 ha$
 uit tegen de tijd en vergelijk met de berekende afvoer.

Bij vergelijking van de gecorrigeerde gemeten afvoercurve met de
 berekende afvoercurve, moet de laatste vaak in horizontale zin
 verschoven worden; de horizont. verschuiving τ stelt de zuivere
 translatie voor.

Indien volgens beide methoden, ook ~~niet~~ na wijziging van de waarde van X
 de parameters, geen voldoende overeenstemming tussen de twee cur-
 ven wordt bereikt, dan geeft het gebruikte model geen mogelijk-
 heden om de werkelijkheid te karakteriseren.

Indien echter wel overeenstemming wordt bereikt tussen de curven
 en voor verschillende afvoerperioden dezelfde waarden van de para-
 meters worden gevonden, vergroot dit het vertrouwen in een juiste
 karakterisering van het werkelijke afvoerproces en indiceert dit
 dat dit proces een niet veranderend proces in de tijd is.

6.2.3. Bepaling van de parameters van het model.

6.2.3.1. grafisch uit het gemeten afvoerverloop.

Wordt verondersteld, dat de werkelijkheid volkomen overeenkomt met het model, dan kan uit het gemeten afvoerverloop op grafische wijze de waarden van α , j_s en j_1 bepaald worden.

In 6.2.1. werd afgeleid voor een ongestoord afvoerverloop de recursiebetrekking:

$$q_i = q_{i-1} \cdot e^{-1/j_1} \quad \text{voor alle } i$$

$$\ln q_i = -1/j_1 \cdot \ln q_{i-1} \quad \text{voor alle } i$$

De halflogarithmisch uitgezette waarden van q_i tegen de tijd liggen dus op een rechte met een helling waarvan de tangens gelijk is aan $-1/j_1$.

Om de waarde van j_s te vinden gaat men als volgt te werk:

Trek de rechte door tot onder de topafvoeren en bereken uit deze rechte bestaande uit $\ln q_{i,1}$ terug de waarden van $q_{i,1}$.

Verminder $q_{i,\text{totaal}}$ met deze waarden van $q_{i,1}$ zodat de waarden van $q_{i,s}$ verkregen worden.

De waarden van $q_{i,s}$ worden eveneens halflogarithmisch tegen de tijd uitgezet, waarna uit de helling van de lijn door deze punten de waarde van j_s bepaald wordt.

*dit is
ruw
het
de Ruus
model
want met
de formen
n>1 wordt
een rekening
gehouden.*

Om α te bepalen, kan men als volgt te werk gaan:

De afvoer van de langzame tak wordt gereconstrueerd met 100% van de afvoerbare neerslag p_i m.b.v. de zojuist gevonden waarde van

J_1 . Vergelijk deze berekende afvoer met die gemeten afvoer, waar-

voor geldt:

$$\sum_{i=1}^{\infty} q'_{i,\text{gemeten}} = \sum_{i=1}^n p_i \quad q_{i,\text{gemeten in mm/int*Oha}}$$

Kies een interval $i = n$, waarvan verondersteld mag worden dat de snelle tak is uitgewerkt.

Aan het eind van dit interval geldt dan voor α : $\alpha = \frac{q_{n, \text{gemeten}}}{q_{n, l}}$

Treedt er kwel of wegzijging op en is deze niet bekend, dan geeft met name de bepaling van de waarde van j_1 moeilijkheden maar tevens een indicatie voor de aanwezige kwel of wegzijging.

Indien nog steeds verondersteld wordt: werkelijkheid $\equiv$ model, dan bestaat de gemeten afvoer uit $q_{i,1} + K$.

Wordt nu om j_1 te vinden $\ln(q_{i,1} + K)$ tegen de tijd uitgezet, dan wordt geen rechte gevonden, doch een kromme, die des te krommer is naarmate K groter is en j_1 kleiner.

Voor $K > 0$ is de kromme een afnemend dalende }
voor $K < 0$,, ,, ,, ,, toenemend dalende } zie fig.17 en 18

Is echter K klein en j_1 groot dan is de kromming slechts gering en bepaalt men argeloos een te grote (K positief) of te kleine (K negatief) waarde van j_1 , en ziet men de kwel over het hoofd.

Want wil men daarna j_s bepalen, dan berekent men uit de punten

$(\ln(q_{i,1} + K), i)$ van de rechte $q_{i,1} + K$ terug en vermindert hiermee de gemeten afvoer, zodat $q_{i, \text{tot}} + K - q_{i,1} - K = q_{i, \text{tot}} - q_{i,1} = q_{i,s}$
Resumerend kan dus worden gezegd dat de bepaling van j_s niet en de bepaling van j_1 in sterke mate kan worden beïnvloed door de aanwezigheid van kwel of wegzijging.

Voor drie afvoerperioden met afvoertoppen zijn de grafische bepalingen van de j -waarden te zien in de figuren 19, 20, 21 en 22.

Voor de periode 22/10..Ouur tot 28/10..Ouur verkrijgt men voor het staartverloop vanaf 21/10 een $j_1 = 60$ int.

Omdat over het algemeen wordt gevonden $j_1 = 25$, kan dit duiden op kwel, maar ook is mogelijk dat het langzame afvoersysteem in werkelijkheid tijdens het afvoerproces is gewijzigd.

In beide gevallen wordt gevonden $j_s \approx 3$.

De resultaten van deze bepalingen zijn samengevat in tabel 3.

6.2.3.2. uit reconstructies m.b.v. het elektrisch analogon.

Het elektrisch analogon is een model analoog aan het model van Kraijenhoff van de Leur opgebouwd uit elektronische elementen.

De invoerbare neerslag p_1 wordt per interval ingebracht.

Met instelbare waarden van j_s, j_1 en α wordt de afvoer gereconstrueerd en zichtbaar gemaakt op een televisiescherm.

Vergelijking met de, eveneens op het televisiescherm geprojecteerde, gemeten afvoer tot coincidentie door proberen met verschillende waarden van de parameters, geeft een schatting van de waarden van deze parameters.

Tabel 3. Overzicht van de geschatte parameters uit de grafische methode en uit de reconstructies m.b.v. het analogon.

periode	methode	α	J_s	J_1	kwel in mm/int. *1000ha
5/10.12u - 7/10.12u	graf.	0,6	-	25	
25/9 - 7/10	anal.	0,75	3	100	0,04
28/9.0u - 29/9.8u	graf.	0,6	3,3	25	-
25/9 - 29/9	anal.	0,2	5	80	-
13/10 - 17/10	graf.	0,5	3	25	0,2
13/10 - 27/10	anal.	0,2	3,3	66	-
13/10 - 27/10	anal.	0,2	4,3	66	?
18/10 - 27/10	graf.		10	25	-
3/11 - 13/11	graf.	0,5	3	48	-
29/10 - 13/10	anal.	0,5	1,5 à 1,75	50	-
29/10 - 13/10	anal.	0,5	1,9	36	-

6.2.4. Reconstructie van de afvoer m.b.v. de bepaalde parameters.

Het doel van het reconstrueren van de afvoer is in deze scriptie: het zo nauwkeurig mogelijk benaderen van de gemeten afvoer (gecorrigeerd voor de staart van de beginafvoer en eventueel voor kwel) door de berekende afvoer (neerslag gecorrigeerd voor verdamping) door een bepaalde keuze van de waarden van de parameters α , j_s en j_l waarbij de oppervlakte van het stroomgebied, dat meedoet aan het afvoerproces als een variabele beschouwd wordt.

Onder deze voorwaarden wordt er naar gestreefd de waarden van de parameters voor langere periodes constant te houden.

Is dit niet mogelijk, dan is blijkbaar sprake van verandering van het afvoersysteem, mits men tevens aanneemt dat het werkelijke afvoerproces op juiste wijze door het gebruikte model wordt nagebootst. Stelt men zich voor een stroomgebied in een hellend gebied dat reeds geruime tijd "uitgezakt" is. Valt hierop neerslag, dan zullen slechts de kavels vlakbij de watervoerende hoofdwaterloop kunnen afvoeren, omdat hier de berging het geringst is.

Daarom zal de oppervlakte die aan het afvoerproces meedoet groter worden naarmate de neerslagperiode vordert.

Ook moet dan deze groeiende oppervlakte in verband staan met de grondwaterstanden in de verschillende delen van het stroomgebied.

Dit wordt in deze scriptie nog niet verder uitgewerkt.

Aanvankelijk werd, toen het bovenstaande nog niet gerijpt was, uit nieuwsgierigheid reeds geprobeerd de afvoer te reconstrueren voor enkele perioden. Hierbij werd de gemeten afvoer van 805 ha gebruikt en als enige voorwaarden werd gesteld:

zodat dus alle verliezen worden verrekend in de neerslag.

$$p_i = \frac{\sum Q'}{\sum N} \cdot N_i$$

In een later stadium werd als volgt te werk gegaan:

Er werd uitgegaan van 100 % effectieve neerslag dus: $p_i = N_i$ de hiermee berekende afvoer werd vergeleken met de gemeten afvoercurven voor verschillende oppervlakte van het gebied, dat aan de afvoer deel neemt. Hier worden dus alle verliezen tot uitdrukking gebracht in de oppervlakte van het stroomgebied dat aan het afvoerproces deelneemt.

Worden echter de verdampingsverliezen slechts in rekening gebracht op de neerslag en de bergingsverliezen tot uitdrukking gebracht in de oppervlakte van het stroomgebied dat aan het afvoerproces deelneemt (eventuele kwel wordt gecorrigeerd op de gemeten afvoer), dan wordt de afvoer gereconstrueerd met:

$$p_i = \left(1 - \frac{\sum V}{\sum N} \right) N_i$$

Als waarden van de parameters werden gebruikt, die welke vermeld staan in tabel 3 en die, welke gekozen werden na proberen en mislukken. De reconstructie werd vergeleken met de gemeten afvoer (gecorrigeerd) waarmee de oppervlakte die meedoet aan het afvoerproces vastgesteld werd. Hiervan zijn de resultaten te zien in de figuren 23 tot en met 37

Voor de totale afvoerperiode 25/9/1968 tot 10/11/1968 werd een reconstructie vervaardigd, waarbij de neerslag voor verdamping gecorrigeerd werd per 12 dagen; de resultaten hiervan zijn te vinden in de figuren 38 a, b en c.

We zien hieruit, dat de parameters redelijk constant zijn:

	$j_s = 3$ int	geldt voor de gehele periode	25/9 - 14/11
terwijl	$j_1 = 25$ int	„ „	„ 25/9 - 19/10
en	$j_1 = 50$ int	„ „	„ 19/10 - 13/11

waarbij α varieert tussen 0,8 en 0,9

$\alpha = 0,8$ geldt voor de twee perioden waarin de grootste topafvoeren voorkomen.

Waarschijnlijk is dit te verklaren uit het volledig opgevuld zijn van het stroomgebied, juist voorafgaand aan de topafvoer.

Er is n.l. van de niet onaanzienlijke hoeveelheden neerslag gevallen op 8,10,11 en 29 okt en 1 nov, dus juist voorafgaand aan de grote topneerslagen, niet veel in de gemeten afvoer terug te vinden, zodat mag worden aangenomen dat een groot deel hiervan aan de opvulling van het gebied ten goede is gekomen.

In een dergelijke situatie is het gedeelte van het gebied waarin ieder slootje en greppeltje aan het afvoerproces deelneemt groter dan in een meer uitgezakt stroomgebied waarvan de berging groter is.

Het groter worden van J_1 in het tweede gedeelte van de beschouwde periode kan een gevolg zijn van kwel.

Ook is het mogelijk dat het afvoersysteem veranderd is; het is evenwel niet mogelijk om daarvoor een verklaring te vinden.

Is er een relatie tussen α en de voorafgaande $\sum N - V$?

6.2.5. De optimale lengte van het neerslaginterval.

Voor het reconstrueren van de afvoer waren, althans voor het na-jaar van 1968 slechts neerslagcijfers over een interval van 4 uur beschikbaar, zodat op deze basis steeds verder gerekend is.

Om te onderzoeken waaruit het verschil bestaat bij gebruik van een intervallengte van 4 uur of ~~een~~ van 2 uur, werden een aantal afvoercurven berekend tengevolge van een zelfde hoeveelheid neerslag van 2 mm, zie figuur 39.

Allen werden berekend m.b.v. de parameters $\alpha=0,5$, $j_s=3(4\text{uur})$ en $j_1=24(4\text{uur})$.

In het onderstaande staatje zijn per curve de berekende afvoeren aan het eind van de eerste 5 intervallen gegeven.

curve	Δt uur	h.h. neerslag (m.m.)		q_1	q_2	q_3	q_4	q_5	
		i = 1 2uur	i = 2 2uur						
I	4	2mm		.560	.229	.167	.122	.097	mm/4uur
II	2	1.0	1.0	.199	.280	.145	.115	.096	mm/2uur
III	2	0.5	1.5	.100	.339	.154	.121	.099	mm/2uur
IV	2	1.5	0.5	.298	.222	.137	.110	.094	mm/2uur
V	2	2.0	0.0	.397	.163	.126	.103	.094	mm/2uur
VI	2	0.0	2.0	.000	.397	.163	.126	.103	mm/2uur

Worden de afvoeren van de curven III tot en met VI vergeleken met de afvoeren van curve II als quotient t.o.v. II ,

interval	1	2	3	4	5
III/II	.50	1.21	1.07	1.05	1.03
IV/II	1.50	.79	.95	.96	.97
V/II	2.00	.58	.87	.90	.98
VI/II	-	1.42	1.12	1.10	1.07

dan blijkt dat dit quotient vrij snel nadert tot 1 . Bovendien wordt gevonden dat de waarden van deze quotienten onafhankelijk zijn van de keuze van de waarden van de parameters, doch slechts afhankelijk zijn van de neerslagverdeling en -intervallengte.

Welke lengte van het neerslaginterval is nu optimaal?

Als het optimaal zijn ontleend wordt aan het zo goed mogelijk benaderen van de gemeten afvoer door de, met behulp van de in intervallen verdeelde neerslag, gereconstrueerde afvoer, dan is de grootste intervallengte optimaal, bij welke vergroting van de lengte, de gemeten afvoer nog juist de variaties per interval in de berekende afvoer kan volgen.

Uit een nadere beschouwing van gemeten afvoercurven en berekende afvoercurven blijkt, dat bij een intervallengte van 4 uur de variaties in de berekende afvoercurve per interval nog wel voor het merendeel gevolgd worden door de gemeten afvoercurve; bij een intervallengte van 2 uur wordt verwacht, dat dit slechts hier en daar het geval zal zijn.

7. Globaal onderzoek naar de waterbalans van het gebied.

Doel van het opstellen van de waterbalans is een indruk te verkrijgen van de hoeveelheden kwel of wegzijging in het gebied tijdens het jaar van onderzoek.

De waterbalans wordt geschreven als:

$$\sum N - \sum V - \sum Q' - (W_n - W_0) + \sum K' = 0$$

waarin:

$\sum N$	som van de neerslag over de beschouwde periode	in mm
$\sum V$	som van de verdamping ,, ,, ,, ,,	in mm
$\sum Q'$	som van de gemeten afvoer ,, ,, ,,	in mm
W_n	hoeveelheid water per oppervlakte-eenheid aanwezig tussen m.v. en een vast niveau, aan het eind van de beschouwde periode.	
W_0	idem aan het begin van de beschouwde periode.	

dit verschil in aanwezige berging wordt ook wel geschreven:

$$\Delta W_a = W_2 - W_1 = \mu_a \cdot \Delta h$$

hierin is

μ_a : de actuele bergingscoëfficiënt

Δh : grondwaterstandsverandering gedurende de beschouwde periode.

Voor het berekenen van de waarde van ΔW_a ontbreekt de waarde van μ_a .

Deze is voor de beschouwde periode niet bekend, zodat deze uit het beschikbare materiaal (grondwaterstandregistratie en neerslagverdeling van april tot aug. 1969) moet worden berekend.

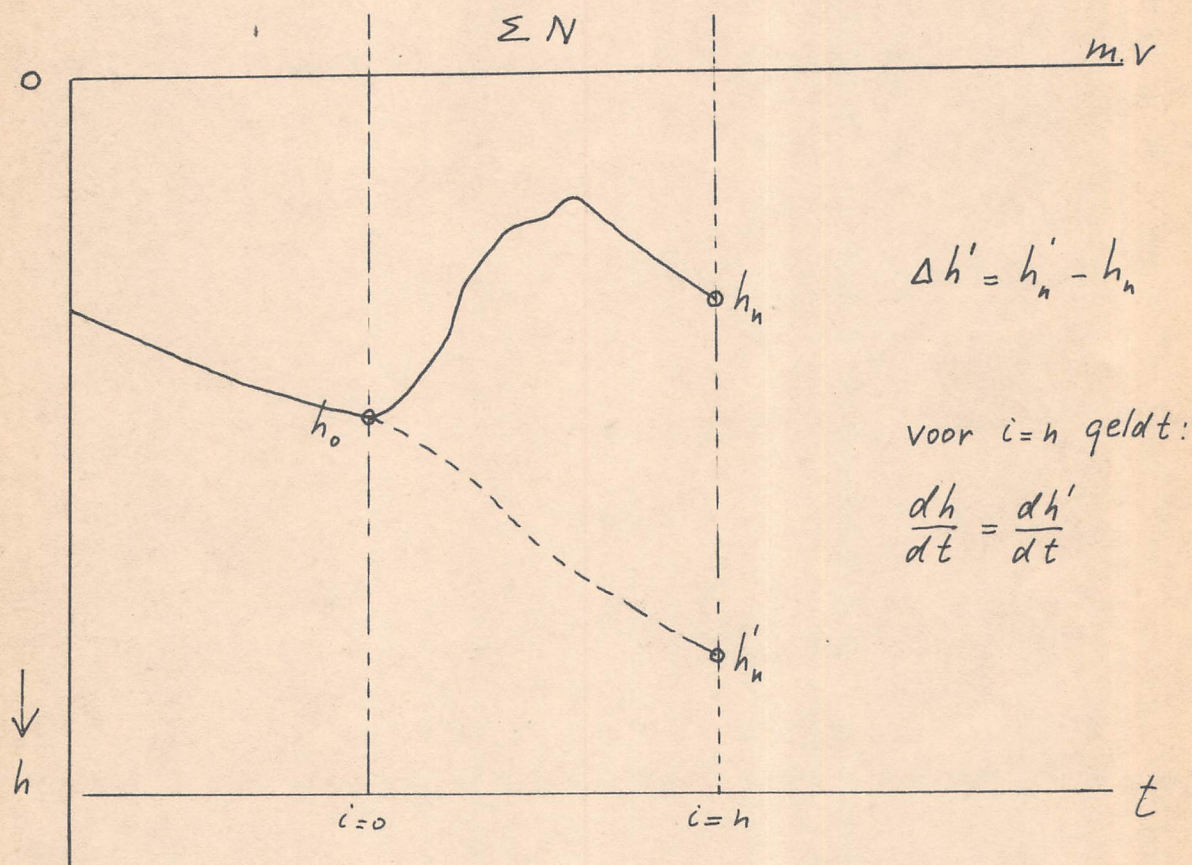
Dat de berekening van μ_a niet anders dan benaderend kan zijn ligt dan ook voor de hand.

Gewerkt wordt met korte perioden van enkele dagen met relatief veel neerslag. Uit de voor deze korte periode geldende $\sum N$ en Δh wordt dan de waarde van μ_a berekend.

Alvorens dit te doen moet echter $\sum N$ verminderd worden met de $\sum Q'$ en $\sum V$ voor die periode. Omdat echter $\sum Q'$ moeilijk te bepalen is (slootwaterpeil beneden de stuwkruin,; geen kennis van de slootwaterberging) werd besloten gebruik te maken van het feit dat de mate van uitzakking van de grondwaterstand een functie is van Q' en V , en dus ook van h en de periode.

Deze mate van uitzakking is voor ieder grondwaterstands-traject en datum bekend uit de grondwaterstandsregistratie.

Dus i.p.v. de verliezen te verminderen op ΣN worden deze uitgedrukt in het berekende uitzakkingsverloop h' vanaf h_0 , zie tekening.



Het berekende uitzakkingsverloop h' wordt verkregen m.b.v.

$$h'_i = h'_{i-1} + \frac{\Delta h}{\Delta t} \quad \text{waarin} \quad \frac{\Delta h}{\Delta t} \quad \text{de mate van de}$$

ongestoorde uitzakking voorstelt die geldt bij grondwaterstand h en de beschouwde periode.

Tenslotte kan dan berekend worden $\mu_a = \frac{\Sigma N}{\Delta h'}$

Dit werd gedaan voor 11 korte perioden uit de periode april - aug. 1969. Hieruit resulteerden waarden van μ_a van 0,03 tot 0,24.

Welke waarde van μ_a moet nu gebruikt worden voor een willekeurige lange periode?

Dit kunnen we slechts weten indien de relatie van μ_a tot andere te meten fysische grootheden bekend is.

In verband hiermee kan het vermoeden worden uitgesproken, dat W_a groter zal zijn naarmate:

- de grondwaterstand dieper zal zijn,
- de voorafgaande droge periode langer is,
- de waarde van E_0 (Penman) groter is.

Voor de betreffende onderzochte korte perioden (waarvoor bij benadering geldt dat de verandering van de E_0 in de tijd zeer gering is) kon een correlatief verband worden gevonden tussen μ_a en de onder a. en b. genoemde toestanden.

Dit verband kon echter vooralsnog niet theoretisch worden bevestigd in verband met de zeer gecompliceerde met elkaar samenhangende processen van aanvulling, uitdroging, afvoer en de daarmee gepaard gaande bewegingen van de grondwaterspiegel.

Omdat voor lange perioden de verandering van E_0 in de tijd beslist niet gering behoeft te zijn, wordt bovendien de overdraagbaarheid van het correlatieve verband op langere perioden bemoeilijkt.

Voor het opstellen van de waterbalans voor lange perioden kunnen deze moeilijkheden echter wel voor een deel ontlopen worden door zowel begin als eind van de periode met dezelfde grondwaterstand te kiezen, zodat $\Delta h = 0$ en $\Delta W_a = \mu_a \cdot \Delta h = 0$

Hier blijkt tevens de beperktheid van de genoemde formule omdat, ondanks $\Delta h = 0$ er een ΔW_a kan bestaan ten gevolge van verschillen in geborgen hoeveelheden bodemvocht. Deze verschillen zullen slechts voor zeer lange perioden verwaarloosbaar klein zijn.

De term $\sum V$ in de waterbalans vormt een belangrijke bron van onnauwkeurigheid. In hoofdstuk 6 werd gewerkt met de verdeling van de actuele verdamping naar Elink Sterk. Voor een waterbalans-

studie moet men echter met nauwkeuriger cijfers werken.

Nu heeft Kramer reeds aangetoond dat voor een tijdvak van 20 jaar de variatiecoëfficiënt van de E_0 - jaarsommen slechts 5 % bedraagt. Eveneens is bekend in welke mate de E_0 jaarsom naar het oosten en het zuidoosten van ons land afneemt (in het westen aan de kust gemiddeld 750 mm en in het oosten gemiddeld 650 mm). Tenslotte is voor verschillende gewassen de gewasfactor f bekend, zodat de actuele verdamping kan worden berekend uit $E_a = f.E_0$.

De gewasfactor f is echter niet alleen afhankelijk van het soort gewas doch tevens van het feit of de evapotranspiratie potentieel is. In verband hiermee schijnt deze factor voor gras te variëren tussen 0,4 tot 0,8 zodat kwantificering van ΣV een zeer dubieuze zaak is, temeer daar de zomer van 1969 een zeer mooie was met navolgende diepe grondwaterstanden en dus een grote spreiding van f . Hier mag worden opgemerkt dat het afvoerhydrologische deel van het onderzoek zich beperkte tot sept. en okt. 1968 met redelijk hoge grondwaterstanden, zodat bovengenoemde kwestie hier geen rol speelde.

Wat betreft de term $\Sigma Q'$ in de waterbalans kan het volgende opgemerkt worden. De procentuele fout van deze term is gelijk aan de som van de procentuele fouten van Q (in m^3/sec) en de oppervlakte van het stroomgebied. Nu is de relatie tussen de overstorthoogte h en de afvoer Q (m^3/sec) meestal wel voldoende nauwkeurig bekend, doch de grootte van de procentuele fout van de oppervlakte van het stroomgebied is meestal vrij groot. In hoofdstuk 3 werd reeds aangegeven hoe moeilijk de stroomgebiedsgrens te vinden is.

Men kan hier misleid worden door het in paragraaf 6.2.4. besproken variërende deel van de oppervlakte van het stroomgebied dat aan het afvoerproces deelneemt te verwarren met een mogelijke variatie van de stroomgebiedsgrens. Het Variëren van dat deel van het stroomgebied dat aan het afvoerproces deelneemt wil slechts tot uitdrukking brengen welk overig deel van het stroomgebied slechts de berging van neerslag tot functie heeft.

In de waterbalans echter behoort de bergingsverandering juist in dit overig deel in de beschouwing te worden betrokken.

Hier wordt gesteld dat het geheel niet uitgesloten mag worden geacht dat de oppervlakte van het stroomgebied sinds het jaar van onderzoek veranderd is.

Immers door het ingrijpen in de waterhuishouding van het gebied zelf en in de omringende gebieden in de vorm van het verbeteren van het waterlopenstelsel, welke verbeteringen plaats vonden over een aantal jaren is het heel wel mogelijk dat de stroomgebieds-grenzen zijn verschoven.

Voor het bepalen van de waarde van $\angle K'$ als sluitpost van de waterbalans- en deze waarde is over het algemeen zeer gering t.o.v. $\angle N$, $\angle V$ en $\angle Q'$ - is een zeer grote nauwkeurigheid van $\angle N$, $\angle V$ en $\angle Q'$ vereist. Bij gebrek aan deze vereiste nauwkeurigheid van in ons geval $\angle V$ en $\angle Q'$ wordt het hier niet verantwoord geacht om $\angle K'$ uit de waterbalans van het gebied te bepalen.

Om een indruk van de waarde van K' te verkrijgen kan echter van de volgende eenvoudige formule gebruik gemaakt worden:

$$I = kD.b.S$$

waarin: kD de doorlaatfactor; deze is bekend uit een in het voorjaar van 1969 verrichte pompproef n.l. $900 \text{ m}^2/\text{etm}$

S het gemiddelde verhang van de grondwaterspiegel : $0,8 \times 10^{-3}$

b de gemiddelde breedte van het gebied t.o.v. de richting van de grondwaterbeweging : $2 \times 10^3 \text{ m}$

I is gelijk aan $-K'$: is de inzijging over het gehele gebied.

zodat,

$$I = -K' = \frac{900 \cdot 0,8 \cdot 10^{-3} \cdot 2 \cdot 10^3}{805 \cdot 10^4} = 0,18 \text{ m/etm.}$$

Op dezelfde wijze vindt er wegzijging plaats in hoger gelegen gebieden, zodat er een, in west - noordwestelijke richting lopende grondwaterbeweging onder het stroomgebied plaats vindt.

Gezien de niet te verwachten afname van de dikte van de doorstroomde laag (in de richting van de grondwaterbeweging) met zijn grote doorlatendheid t.o.v. die van de bovengrond, is er geen kwelstroom in het gebied te verwachten. Door ons zijn ook nooit potentialen gemeten

die wijzen op een kwelstroom.

Verwacht mag echter wel worden dat deze wegzijging stagneert in de vroegere beekdalen (ongeveer 10 % van de oppervlakte) en misschien soms negatief is (Knibbe).

Nog een andere indicatie voor de grote ^{ofte} van de inzijging kan verkregen worden uit de snelheid van de daling van de grondwaterstand, wanneer geen afvoer plaats vindt bij het afvoermeetpunt en de gemiddelde grondwaterstand zeer laag is, zodat voor de verdamping geen aanvulling van het bodemvocht uit het grondwater door capillaire opstijging plaats vindt.

Dit was het geval in de tweede helft van juli 1969 met een gemiddelde grondwaterstand van 1,50 m -m.v, geen afvoer en voornamelijk droge sloten. Toen werd een gemiddelde daling van de grondwaterstand van 20 mm/etm gemeten.

Hier kan ter omrekening natuurlijk niet gebruik worden gemaakt van de maximale porositeit van 0,34. Het grootste deel van het grondwater blijft immers als bodemvocht hangen, waarop echter gezien de diepe grondwaterstand geen aanspraak kan worden gemaakt door de verdamping. In verband hiermee wordt de door de uitzakking verkregen meerdere bergingscapaciteit geschat als de minimale n.l. $0,03 = \mu_a$. Hiermee wordt nu de inzijging berekend:

$$I = 0,03 \times 20 = 0,6 \text{ mm/etm.}$$

Opgemerkt moet worden dat deze inzijgingsintensiteit alleen geldt voor de periode waarvoor deze berekend is.

8. Nabeschouwing.

De neerslag-afvoerrelatie werd bestudeerd met behulp van het model van Kraijenhoff van de Leur.

Met de parameters van dit model kon het stroomgebied afvoerhydrologisch worden gekarakteriseerd. Dit wil niet zeggen dat deze parameters beschouwd mogen worden als parameters van het werkelijke afvoerproces, doch dit wil slechts zeggen dat m.b.v. deze parameters het werkelijke afvoerproces meer of minder goed kan worden nagebootst.

Slechts één periode van het tijdvak aug. 1968 tot aug. 1969 was geschikt voor een analyse n.l. 25 sept. - 15 nov. 1968.

Het onderzoek en de resultaten van het onderzoek hebben dan ook hun beperkingen voor wat betreft de algemene geldigheid.

De factor berging wordt in neerslag-afvoerstudies vaak tot uitdrukking gebracht in een bewerking van de neerslag, zoals met de antecedent precipitation index (A.P.I.) of door reductie van de neerslag.

Hier wordt echter gesteld dat over het gehele stroomgebied neerslag valt, maar dat het stroomgebied kan worden verdeeld in een afvoerend en een bergend deel, en dat deze verdeling zich gedurende een neerslagperiode wijzigt ten gunste van het afvoerend deel, omdat het stroomgebied meer en meer opgevuld raakt.

De neerslagintensiteit over het interval i wordt door het afvoerende deel van het stroomgebied op dat moment getransformeerd, volgens de afvoereigenschappen van dat deel, in een verloop van de afvoerintensiteit vanaf het interval i .

Het is dus principieel dat geen bewerking wordt toegepast op de neerslag, behalve natuurlijk voor de verdamping.

Er wordt hier aansluitend op gewezen dat met het aangroeien van het afvoerende deel van het stroomgebied de eigenschappen van het afvoerproces zich kunnen wijzigen (i.c. bij een heterogeen gebied). De eigenschappen van het afvoerproces kunnen bepaald worden uit het ongestoorde uitputtingsverloop van de gemeten afvoer, volgens de grafische methode, zie 6.2.3.1.

Hiervoor is het niet belangrijk of de gemeten afvoer in m^3/sec of in mm/etm wordt gebruikt, indien de oppervlakte van het afvoerende deel van het stroomgebied tijdens het beschouwde uitputtingsverloop maar niet meer in belangrijke mate verandert.

De gemiddelde oppervlakte van het afvoerende deel is voor een afvoerperiode te bepalen uit vergelijking van de hoeveelheden gemeten neerslag en afvoer, zie 6.2.2.4.

Het is waarschijnlijk wel mogelijk in het veld die delen van het stroomgebied aan te wijzen die gedurende een lange neerslagperiode zeer langdurig hun bergingsfunctie behouden n.l. het natuurreserveat Boetelerveld waar doelbewust de afvoer wordt gestagneerd en het zuidoostelijk deel van het stroomgebied, wat door zijn hoge ligging, diepe grondwaterstanden en de afwezigheid van ontwateringsmiddelen een grote berging zal hebben.

Een doel van voortgezet onderzoek zou kunnen zijn het correleren van de grondwaterstanden in deze bergingsgebieden aan de gevonden veranderingen van de oppervlakte van het stroomgebied dat aan het afvoerproces deelneemt.

Uit een analyse van de periode 25 sept. - 15 nov. 1968 resulteerde een karakterisering van het afvoerproces d.m.v. de parameters van het gebruikte model met de waarden:

$$\alpha = 0,8 \text{ à } 0,9$$

$$j_s = 3 \text{ (4uur)}$$

$$j_l = 25 - 50 \text{ (4uur)}$$

tijdens de periode liep de oppervlakte van het afvoerende deel op van 515 ha tot 700 ha.

Praktische betekenis hebben deze waarden slechts als verondersteld wordt dat ze algemeen geldig zijn (dit is echter niet aangetoond). In dat geval kunnen n.l. frequenties van bepaalde topafvoeren en afvoerverlopen worden berekend m.b.v. het ruim voorhanden zijnde statistische neerslagmateriaal.

Berekening van de kwel of wegzijging uit een analyse van de waterbalans blijkt niet mogelijk, omdat de daarin voorkomende termen niet voldoende nauwkeurig bekend zijn. Een indruk van de inzijging kan evenwel verkregen worden m.b.v. een eenvoudige formule voor de inzijging en uit het uitzakkingsverloop van de grondwaterstand uit de tweede helft van juli 1969. Hieruit resulteerde resp. 0,18 en 0,6 mm/etm .

lijst van gebruikte symbolen.

N_i	gemeten neerslag over het interval i	in mm
V_i	verdamping ,, ,, ,,	i in mm
P_i	afvoerbare ,, ,, ,, ,,	i in mm
Q_i	gemeten afvoer aan het eind van interval i	in m^3/sec
Q'_i	idem	in mm/int *0 ha
K	kwel	in m^3/sec
K'	kwel	in mm/interval *0 ha
q_i	afvoer als output van het model of gemeten afvoer verminderd met kwel en gecorrigeerd voor beginafvoer van een periode	in mm/int
$q_{i,l}$	idem langzame deel	
$q_{i,s}$	idem snelle deel	
α	verdeler van de neerslag	
O	oppervlakte van het stroomgebied of die oppervlakte daarvan die meedoet aan het afvoerproces in ha	
Δt	intervallengte (indeze scriptie 4 uur tenzij anders vermeld)	
$u(0,t)$	I.U.H.	
$u(T,t)$	T. A .U.H.	
j	tijdconstante van het transformatiesysteem	in int.
j_s	,, van het snelle deel van het model	in int.
j_l	,, van het langzame deel van het model	in int.
μ	aktief porievolumen	
L	gemiddelde afstand van de sloten	in m
$\times K$	doorlatendheid in mm/etm	
D	dikte van de doorstroomde laag	in m

Literatuurlijst.

1. C.O.L.N. rapport deel Overijssel.
2. De bodem van Overijssel, Stiboka, 1965.
3. De bodemgesteldheid van het ruilverkavelingsgebied Salland-Oost Stiboka, 1969.
4. van Baren, De morfologische bouw van het diluvium t.o.v. de IJssel Leiden, 1910.
5. Vink, diss. 1949
6. Maarleveld, diss. 1956
7. Knibbe, diss. 1969
8. van Hoorn, diss. 1960
9. de Jager, diss. 1965
10. de Zeeuw, diss. 1966
11. Bepaling van de afvoerarakteristiek van enkele stroomgebieden in het waterschap Salland, rapport afd. Onderzoek K.N.H.M. 1970.
12. Hydrologische veldkenmerken en interpretatie van kaarten toegepast op het waterschap Salland, nota I.C.W.
13. Nulpuntsbepaling van meetstuwen nota nr. 15 Lab. v. Hydraulica en Afvoerhydrologie L.H.
14. IJking klepstuw "Marmelhorst" in de Keizersbeek, nota nr. 10 Lab. v. Hydraulica L.H.
15. Kraijenhoff van de Leur, collegestof Hydraulica en Afvoerhydrologie.