

Hoe beïnvloeden rioolwatersystemen de vervuiling van het oppervlaktewater?

Een rioolwatersysteem bestaat uit op elkaar afgestemde inrichtingen die tot doel hebben het onschadelijk maken van in afvalwater aanwezige verontreinigingen.

Aan het rioolwatersysteem kunnen de volgende functies worden onderscheiden:

- inzamelen (binnen- en buitenriolering);
- transporteren (stamriolen, gemalen en persleidingen);
- behandelen (rioolwaterzuiveringsinrichtingen, bergbezinkbassins);
- lozen (oppervlaktewater, waterlopen).

Het doel van deze bijdrage is aan te geven



IR. J. B. M. WIGGERS
hoofd afdeling Waterloopkunde
van het Ingenieursbureau
Dwars, Heederik en Verhey
Amersfoort

hoe rioolwatersystemen de kwaliteit van het oppervlaktewater beïnvloeden. Tevens zal worden aangeduid in hoeverre toekomstig hydrologisch onderzoek een bijdrage kan leveren tot het vergroten van het inzicht in de wijze van beïnvloeden.

Het rioolwatersysteem belast het oppervlaktewater met vuil op de volgende wijzen:

- door de lozingen van effluent;
- door overstortingen uit gemengde rioolstelsels;
- door rechtstreekse lozingen van regenwater uit gescheiden rioolstelsels.

Behalve door het rioolwatersysteem wordt het oppervlaktewater ook op andere wijzen met vuil belast (landbouw, verspreide lozingen, natuurlijke belastingen met blade- ren e.d., bepaalde ecologische processen, etc.).

In deze bijdrage zullen de beschouwingen zich in hoofdzaak beperken tot de invloed van de rioolstelsels op de kwaliteit van het oppervlaktewater.

Rioolstelsels hebben tot doel:

- het afvoeren van afvalwater uit de bebouwde gebieden en
- het voorkomen van wateroverlast tijdens regen.

Door de gemeenschap worden de volgende eisen aan rioolstelsels gesteld:

- enkele malen per jaar mag de optredende regenintensiteit groter zijn dan de ontwerpcapaciteit van het rioolstelsel (frequentie van 'water op straat');
- de waterverhanglijn mag in geen enkele situatie boven het begane grondpeil van woningen zijn gelegen (inundatie van woningen wordt niet getolereerd).

Nu de zorg voor het milieu de laatste decenia grote aandacht heeft verkregen is hieraan het volgende toegevoegd:

- het afvalwater moet worden gezuiverd.

In het kader van deze eisen worden door de openbare lichamen waaraan het waterkwali- teitsbeheer is opgedragen, voorwaarden gesteld van de afmetingen en de werking van rioolstelsels. Hoofdelementen uit het voorwaardenpakket zijn:

- de overstortingsfrequentie (= o.f.) van gemengde rioolstelsel mag een bepaalde waarde niet overschrijden (komt vrijwel altijd voor);
- een nieuw aan te leggen rioolstelsel moet van het gescheiden type zijn (komt soms voor).

In afb. 1 zijn resultaten weergegeven van een analyse van de zgn. 12 jaar vijfminuten- regengegevens van het KNMI station te De Bilt [1]. Op de verticale as staat de gemiddelde regenintensiteit aangegeven. Op de horizontale as het aantal 5-minuten perioden, gedurende welke de intensiteit werd overschreden. De krommen hebben, gezien van rechts naar links, betrekking op de gemiddelde intensiteit over 5, 10, 15 en 20 minuten.

Wanneer de kromme wordt gevolgd die geldt voor een gemiddelde intensiteit gedurende 5 minuten, dan kan worden afgelezen dat 1650 maal een gemiddelde intensiteit van 15 l/(s.ha) werd overschreden, 400 maal 30 l/(s.ha), 79 maal 60 l/(s.ha). Tot aan 60 l/(s.ha) neemt het aantal overschrijdingen drastisch af. De afname wordt echter minder sterk naarmate de intensiteit meer dan 60 l/(s.ha) bedraagt. In de kader van een discussie over welke ontwerpregenintensi- teit moet worden gekozen, 60 of 90 l/(s.ha), volgt aan de hand van afb. 1 dat een rioolstelsel berekend op 90 l/(s.ha) slechts weinig meer 'veiligheid' bezit tegen het

optreden van 'water op straat'. Zeker in de vlakke Nederlandse gebieden is een keuze van 60 l/(s.ha) gerechtvaardigd.

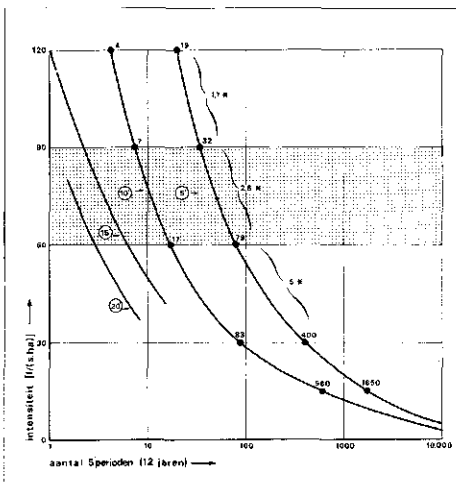
Bezien we de kromme, die geldt voor een intensiteit gemiddeld over 10 (opeen- volgende) minuten, dan valt op, dat het aantal malen overschrijding ten opzichte van de gemiddelde intensiteit over 5 minuten bij 60 l/(s.ha) afneemt van 79 naar 17 maal. Deze afname is sterker dan de afname van 60 naar 90 l/(s.ha) bepaald over gemiddeld 5 minuten.

De conclusie die hieraan kan worden ver- bonden is dat de vertraging die optreedt bij de afvoer van regenwater door het riool- stelsel van meer belang is voor de frequentie van 'water op straat' dan de ontwerpregen- intensiteit.

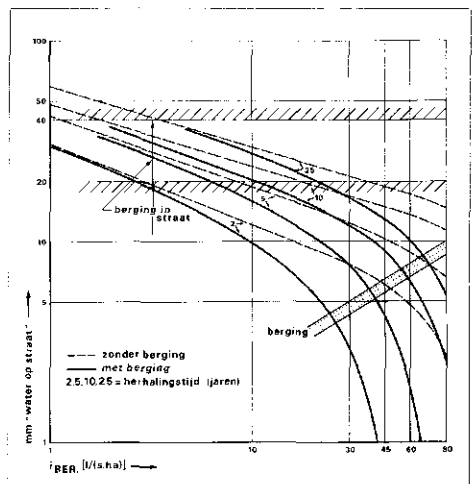
In de Nederlandse situatie (= vlak terrein) voldoet, zo leert de *ervaring*, een riool- stelsel dat is gedimensioneerd op een ont- werpregenintensiteit van 60 l/(s.ha). In de meer hellende delen van Nederland kunnen problemen ontstaan, indien bij het detaileren van de stadsuitbreidingen onvoldoende rekening is gehouden met het gegeven dat het rioolstelsel *nooit* wordt gedimensioneerd om de maximaal optredende regenintensiteit te kunnen verwerken. Het stratenplan en de constructie van de straten moet berekend zijn op deze situatie (de straat is een 'onder- deel' van het rioolstelsel). Men hoort weleens de vraag stellen of een ontwerp- regenintensiteit lager dan 60 l/(s.ha) kan worden gekozen. De gedachte die daaraan ten grondslag ligt, is dat een lagere ontwerpregenintensiteit geringere aanleg- kosten met zich meebrengt, terwijl de risico's ten aanzien van inundaties slechts marginaal zouden toenemen.

In afb. 2 is de hoeveelheid 'water op straat' uitgezet als functie van de ontwerpregen- intensiteit. De gegevens zijn ontleend aan de 12 jaren 5-minuten regengegevens van

Afb. 1.



Afb. 2.



TABEL I.

Berekeningsintensiteit (i)	Water op straat (zonder berging in het stelsel)	Berging in het stelsel	Water op straat (met berging in het stelsel)
(l/s . ha)	(mm)	* (mm)	(mm)
(1)	(2)	(3)	(4)
2	47	1	46
10	29,5	2,5	27
30	21	4,5	16,5
60	17	7	10
90	14,5	9	3,5

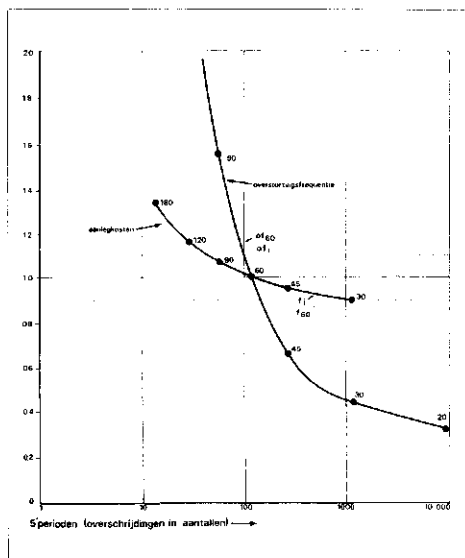
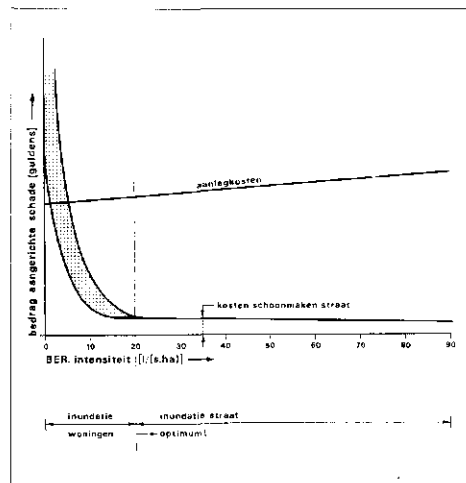
* Berging berekend met Sriodim [2].

De Bilt [1] en de gebaseerd op de regen-duurlijnen met herhalingstijden van 2, 5, 10 en 25 jaren. De onderbroken lijnen gelden voor de situatie waarbij de berging in het rioolstelsel niet is verdisconteerd. Wordt de lijn gevolgd, die de relatie tussen water op straat en berekeningsintensiteit (i) weergeeft bij een herhalingstijd van 25 jaren dan kunnen de in tabel I, kolom 2 aangegeven waarden worden afgelezen.

Naarmate de intensiteit die door het rioolstelsel kan worden verwerkt, toeneemt, neemt de maximaal te verwachten hoeveelheid 'water op straat' af. Er is in kolom 2 echter nog geen rekening gehouden met de berging in het rioolstelsel.

Tot voor kort bracht het bepalen van de berging in het rioolstelsel als functie van de gekozen ontwerp regenintensiteit veel kosten met zich mee. Met behulp van het optimaliserend computerprogramma Sriodim [2] kan deze relatie voor relatief lage kosten worden bepaald. Een bijkomend voordeel is, dat steeds bij elke keuze van intensiteit een uit een oogpunt van kosten optimaal stelsel wordt ontworpen. De stelsels zijn daardoor onderling vergelijkbaar. De berging als functie van ontwerpregenintensiteit (tabel I, kolom 3) is in afb. 2 uitgezet (gearceerde band) voor een rioolstelsel in een als 'gemiddeld' te bestempelen stadsuitbreiding.

Afb. 3.



Afb. 4.

Uit tabel I (kolom 4) volgt dat in het beschouwde geval de hoeveelheid water op straat snel afneemt bij een i groter dan ongeveer 30 l/(s.ha). Het straatoppervlak beslaat ongeveer 20 à 40 % van het totale verharde oppervlak. Wanneer wordt aangenomen dat de effectieve berging tussen de trottoirbanden ongeveer 100 mm bedraagt, dan is dit betrokken op het totale verharde oppervlak 20 à 40 mm. Dit wil zeggen dat een regenval die een hoeveelheid 'water op straat' (t.o.v. het totale verharde oppervlak) teweeg brengt van 20 à 40 mm tussen de trottoirbanden kan worden geborgen en geen inundatie van woningen kan veroorzaken. Uit afb. 2 volgt dat bij T = 25 jaren een waarde van 40 mm 'water op straat' wordt bereikt bij een intensiteit van ongeveer 3,5 l/(s.ha). Is het bergend vermogen betrokken op het totale verhard oppervlak echter slechts 20 mm, dan wordt een berekeningsintensiteit van 20 l/(s.ha) afgelezen. Dit alles geldt, indien een herhalingstijd van 25 jaren als maatgevend wordt bestempeld, hetgeen op geen bezwaren hoeft te stuiten.

Uit het voorgaande volgt dat er een kans op schade aan woningen kan gaan optreden

bij de keuze van een ontwerpregenintensiteit kleiner dan ~ 20 l/(s.ha). Dit is in afb. 3 schematisch weergegeven. Naarmate de intensiteit lager wordt gekozen dan 20 l/(s.ha) zal de schade progressief toenemen, doordat het aantal keren dat calamiteuze situaties zich gaan voordoen in aantal zullen toenemen (zie afb. 1).

Op grond van de voorgaande beschouwing lijkt de conclusie gewettigd dat een lagere ontwerpregenintensiteit dan 60 l/(s.ha) kan worden gekozen. Zeer voorzichtig zou de ondergrens bij 30 l/(s.ha) gelegd kunnen worden. De werkelijke ligging van de ondergrens zou uit onderzoeken moeten volgen. Het ligt echter voor de hand te veronderstellen, dat geen enkel gemeentebestuur de ingezetenen zodanig kan motiveren, dat deze een aantal malen per jaar het ongerief van een ondergelopen begane grond-verdieping zullen accepteren. Er zijn aanwijzingen dat we ons over het feit dat de ondergrens slechts door het brengen van grote offers kan worden vastgesteld, geen zorgen behoeven te maken. In afb. 3 is tevens het verloop van de aanlegkosten als functie van de ontwerpregenintensiteit aangegeven. Deze kosten zijn wederom berekend met behulp van het programma Sriodim.

De conclusie is dat een verlaging van de ontwerpregenintensiteit van 60 naar bijv. 30 l/(s.ha) geen wezenlijke besparingen oplevert. Bovendien is het niet eenvoudig vast te stellen of een berekeningsintensiteit van 30 l/(s.ha) geen al te grote risico's met zich mee zal brengen.

Een aspect dat tot nu toe nog geen aandacht heeft gekregen, is de geeïste overstortingsfrequentie. In afb. 4 is de verhouding van de aanlegkosten bij verschillende berekeningsintensiteiten t.o.v. die bij 60 l/(s.ha) uitgezet ($\frac{f_i}{f_{60}}$).

Uit de afbeelding is af te leiden dat de aanlegkosten sterk toenemen bij i groter dan ca. 90 l/(s.ha) (de horizontale schaal is logaritmisch!).

Uit dezelfde afbeelding is de verhouding tussen o.f. bij 60 l/(s.ha) t.o.v. verschillende intensiteiten uitgezet, $\frac{f_i}{f_{60}}$. De o.f. is o.f. i

afgeleid uit de stippengrafiek. De afbeelding leert dat de o.f. sterk afneemt, zodra i groter dan ongeveer 45 l/(s.ha) wordt. Een afname van i van 60 naar 45 l/(s.ha) brengt een afname van de aanlegkosten met ~ 4 % teweeg. De o.f. stijgt echter met ~ 50%!

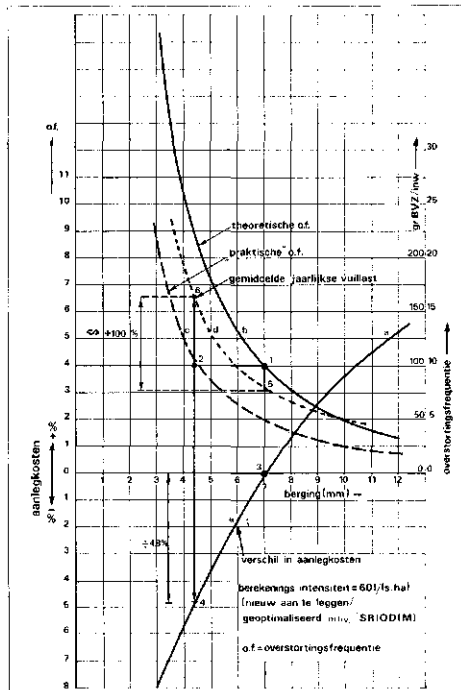
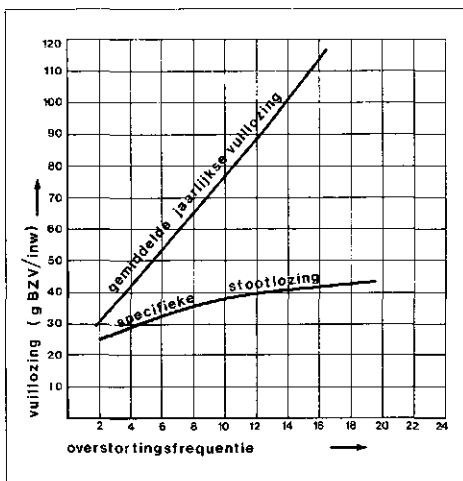
Indien de o.f. een parameter is, waarmee invloed van een rioolstelsel op het opper-

vlaktewater kan worden aangeduid, moet op grond van de bovenstaande beschouwing worden geconcludeerd, dat bij een verlaging van de ontwerp regenintensiteit tot beneden 45 l/(s.ha) de vervuiling van het oppervlaktewater sterk zal toenemen. Over de waarde van de gemiddelde jaarlijkse overstortingsfrequentie, in de bovenstaande zin, bestaat echter twijfel [4]. In feite is de overstortingsfrequentie geen norm. Toch wordt de overstortingsfrequentie als reken-grootheid beschouwd.

Mede om een inzicht te krijgen in de vuiluitworp uit rioolstelsels tijdens overstortingen is door ons een vuiluitworpmodel opgesteld. Over dit model en een aantal toepassingen zal binnenkort in dit tijdschrift worden gepubliceerd [3]. Volstaan wordt daarom met het vermelden van het in het kader van deze bijdrage relevante resultaten. Afb. 5 geeft de relatie weer tussen de gemiddelde jaarlijkse vuilozing, de specifieke vuilozing en de overstortingsfrequentie. Met de specifieke stootlozing wordt de gemiddelde grootste jaarlijkse stootlozing bedoeld.

Er blijkt een lineair verband te bestaan tussen de gemiddelde jaarlijkse vuilozing en de o.f. Op grond daarvan kan worden vastgesteld, dat de o.f. een parameter is, die de gemiddelde jaarlijkse vuilozing in kwalitatieve zin omschrijft. Heel anders ligt dat bij de specifieke stootlozing als functie van de o.f. Er is geen lineair verband tussen de specifieke stootlozing en de o.f. Indien stootlozingen maatgevend zijn voor de oppervlaktewaterkwaliteit tijdens en na overstortingen, hetgeen voor de hand lijkt te liggen, moet op grond van afb. 5 worden vastgesteld dat de o.f. geen parameter is, waarmee de invloed op het oppervlakte-water kan worden afgeschat.

Afb. 5.



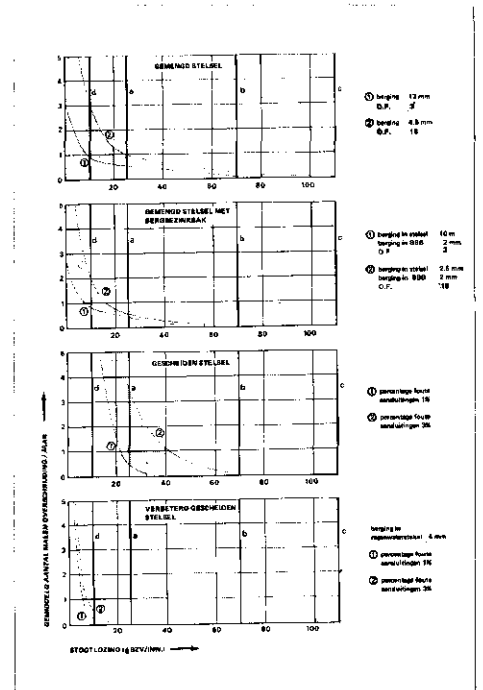
Afb. 6.

Op grond hiervan moet worden geconcludeerd dat op basis van een beschouwing over de vuiluitworp een andere keuze dan 60 l/(s.ha) voor de ontwerpintensiteit niet kan worden beargumenteerd. De vereiste kwaliteit van het oppervlaktewater is maatgevend. Hierop wordt nog terug gekomen.

Van den Berg en Ven hebben ter gelegenheid van de 34e technische bijeenkomst van de CHO-TNO, waar ook de onderhavige tekst werd toegelicht, een artikel het licht laten zien, waarin onder meer wordt ingegaan op het verschil in getalwaarde tussen de theoretische en de praktische overstortingsfrequentie [5]. Een van de door de auteurs getrokken conclusies luidt:

'Het in rekening brengen van het neerslagverlies blijkt het aantal overstortingen van een gemengd rioolstelsel berekend volgens de stippengrafiek van Kuipers met ruim de helft te verminderen'. Zij verbinden hieraan de gevolgtrekking dat de aanleg van rioolstelsels minder zal gaan kosten, indien rekening wordt gehouden met dit geringer aantal overstortingen. Deze gedachtengang is mijns inziens echter onjuist. In afb. 6 zijn als functie van de berging uitgezet:

- a. het verschil in aanlegkosten, t.o.v. een stelsel met 7 mm berging;
- b. de theoretische overstortingsfrequentie (p.o.k. 0,7 mm/h);
- c. de praktische overstortingsfrequentie (c = 50 % van b);
- d. de gemiddelde jaarlijkse vuillast in g BZV/inw.



Afb. 7.

Als voorbeeld wordt gekozen een stelsel met 7 mm berging en een theoretische o.f. van 10 (lijn b, punt 1). Uit een oogpunt van de 'praktische o.f.' zou slechts een berging van 4,8 % zouden kunnen verminderen (lijn a, punt 3 en 4). Uit de afbeelding blijkt, dat de aanlegkosten (geoptimaliseerd) daardoor met ongeveer 4,5 % zouden kunnen verminderen (lijn a, punt 3 en 4).

Vergelijken wij echter de gemiddelde jaarlijkse vuillast (lijn d, punt 5 en 6) dan blijkt deze met circa 100 % toe te nemen, indien tot vermindering van de berging op grond van de 'praktische overstortingsfrequentie' zou worden overgegaan. Het komt mij voor dat geen enkel zuiveringsschap dit een acceptabele gang van zaken zal vinden.

Zoals reeds gemeld, zal binnenkort in dit tijdschrift in een uitvoerig artikel ingegaan worden op het probleem van de stelselkeuze. Het past in het kader van het onderwerp van de bijeenkomst aan dit onderwerp toch enige aandacht te schenken.

In de grafieken van afb. 7 is op de horizontale as de grootte van een stootlozing uitgezet, op de verticale as het gemiddeld aantal overschrijdingen per jaar. De gearceerde gebieden hebben betrekking op waarden die in de praktijk voorkomen. Voorbeeld: het gemengde stelsel heeft meestal een berging kleiner dan 12 mm en groter dan 4,5 mm. De o.f. varieert dan tussen 3 en 15. Worden de grafieken die betrekking hebben op het gemengde en het gescheiden stelsel beschouwd, dan lijkt dat onder de gedane

aannamen (zie [3]) het gescheiden stelsel het oppervlaktewater vaker met stootlozingen te belasten dan het gemengde stelsel. De extreme stootlozingen van het gemengde stelsel hebben een hogere waarde dan het gescheiden stelsel. De frequentie hiervan is echter in beide gevallen laag ($1x/10$ jaar).

Wat de stootlozingen betreft, is in de vergelijking tussen gemengde en gescheiden stelsels het gemengde stelsel vermoedelijk minder in het nadeel dan wel werd aangenomen. Integendeel, het gemengde stelsel zou op grond van deze voorlopige resultaten van het werken met een vuiluitwerpmodel wel eens de voorkeur kunnen genieten.

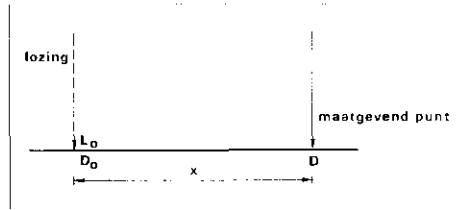
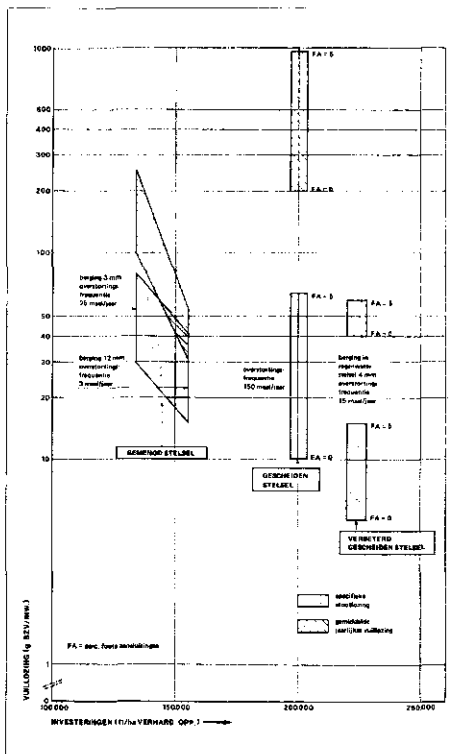
Het cruciale punt is, welke vuilopnamecapaciteit het oppervlaktewater eigenlijk heeft. Is deze bijv. > 100 g BZV/inw. dan voldoet elk van de rioolstelsels, waarop afb. 7 betrekking heeft. Ligt de grens echter bij < 20 g BZV/inw. dan voldoet alleen het verbeterd gescheiden stelsel.

Het aspect kosten speelt bij de stelselkeuze eveneens een grote rol. In afb. 8 zijn voor in de praktijk voorkomende stelsels de investeringen uitgezet als functie van de gemiddelde jaarlijkse vuilozing resp. de specifieke stootlozing.

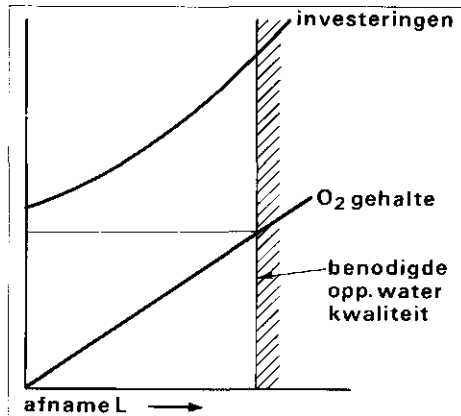
Uit de afbeelding kan worden afgelezen, dat het gescheiden stelsel ca. 50 % duurder is dan het gemengde stelsel, terwijl het verbeterd gescheiden stelsel ca. 80 % duurder is.

Verder valt het op dat de gemiddelde jaar-

Afb. 8.



Afb. 9.



Afb. 10.

lijkse vuilast bij het gescheiden stelsel ruwweg een factor 10 groter is dan bij het gemengde en verbeterd gescheiden stelsel. De stootlozingen bij het gemengde en het gescheiden stelsel liggen in dezelfde orde van grootte. Het verbeterd gescheiden stelsel is in dit opzicht ca. een factor 4 'beter'. Bovenstaande beschouwingen vormen een aanwijzing dat het gemengde stelsel in veel situaties een aantrekkelijke oplossing voor het afvalwatertransportsysteem kan zijn, zowel uit een oogpunt van waterverontreiniging als uit een oogpunt van economie.

Hierboven werd aangegeven dat in feite de vuilopnamecapaciteit van het oppervlaktewater bekend moet zijn, om een geheel gefundeerde stelselkeuze te kunnen doen. In het navolgende wordt dit vraagstuk nogmaals gezien, maar dan door een andere bril. In afb. 9 is een stromende beek aangeduid. Op een zekere plaats wordt via een uitlaat van een rioolstelsel vervuild water geloosd. Na mengen met de hoofdstroom is het zuurstofdeficiet $D_0 (= c_s - c_0)$. De BZV-concentratie is dan L_0 . Op een afstand x van het lozingspunt kan de O_2 -concentratie worden bepaald aan de hand van de volgende uitdrukking:

$$D = D_0 \cdot \exp(-k_2 \cdot x/v) + \left(\frac{k_1}{k_2 - k_1} \right) \cdot L_0 \cdot \{ \exp(-k_1 \cdot x/v) - \exp(-k_2 \cdot x/v) \}$$

$k_2 = O_2$ -BZV-afbraakconstante (s^{-1});
 $k_1 =$ beluchtigingsconstante (s^{-1});
 $v =$ gemiddelde stroomsnelheid ($m.s^{-1}$).
 Bij $x =$ constant, volgt dan:
 $D = \alpha D_0 + \beta L_0$

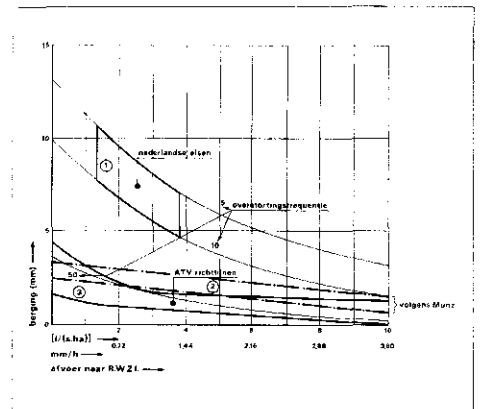
Dat wil zeggen de afname van het O_2 -gehalte wordt lineair beïnvloed door het BZV-gedeelte na menging. Indien het punt in de stroom op een afstand x van het lozingspunt maatgevend is dan kan, op sterk eenvoudige wijze, de situatie t.p.v. dat punt worden gekarakteriseerd zoals in afb. 10 is weergegeven. Bij een verdere afname van α (BZV-concentratie ter plekke) neemt volgens het model het O_2 -gehalte lineair toe. De eventueel benodigde investeringen om dit te kunnen bewerkstelligen, nemen echter exponentieel toe. Er is geen sprake van een optimum. De hoogte van de benodigde investeringen zal vrijwel altijd worden bepaald door de noodzakelijk geoordeelde waterkwaliteit. In dit vereenvoudigde voorbeeld zou deze moeten worden omschreven door de BZV-concentratie, die onder bepaalde gespecificeerde omstandigheden niet mag worden overschreden.

Het is bekend dat dergelijke gedetailleerde voorschriften voor de te behalen waterkwaliteit nog niet zijn vastgesteld. Het vastleggen van deze waterkwaliteit is een moeilijke opgave, waarvoor in de naaste toekomst vooralsnog geen oplossing is te verwachten.

Ook in het buitenland worstelt men met het probleem hoe men tot een bevredigende normstelling kan geraken. Dit geldt voor zowel het oppervlaktewater als voor de rioolstelsels.

In afb. 11 is de afvoer naar de rwzi uitgezet tegenover de berging in het rioolstelsel. De Nederlandse eis ten aanzien van o.f. ligt tussen 5 en 10 maal per jaar. Daarnaast is de afvoer naar de rwzi begrensd. Soortgelijke gebieden binnen de afbeelding zijn ook te ontlenen aan de Duitse (ATV) en Zwitserse (Munz) richtlijnen. Het valt op dat deze richtlijnen aanzienlijk verschillen van de Nederlandse eisen. Deze verschillen kunnen niet worden verklaard uit de aard van de nationale situatie, maar moeten worden teruggevoerd op de voorhanden traditie [6]. Over de ligging van

Afb. 11.



de gebieden, waarbinnen de berging en de afvoer zich moeten bevinden redetwisten de Duitsers en de Zwitsers. Vanuit de Nederlandse 'hoge en droge' positie lijkt dit een zinloos dispuut.

De zinloosheid kan echter allerm minst worden bewezen.

Het bovenstaande moge illustreren hoe weinig ook internationaal bekend is over de invloed van rioolstelsels op de oppervlaktewaterkwaliteit.

Conclusies

— Voor het ontwerpen van effectieve rioolstelsels is in de Nederlandse situatie meerdere kennis omtrent de stedelijke hydrologie niet noodzakelijk.

— Simulatiemodellen geven een goed kwalitatief inzicht in het effect van maatregelen t.b.v. de verbetering van de waterkwaliteit.

— Een beter inzicht in de relatie tussen te treffen maatregelen en de vermindering van de vervuiling is dringend gewenst. In dit verband zullen integrale waterkwaliteitsmodellen moeten worden opgesteld, getoetst en benut. Integraal wil in dit verband zeggen, dat de inbreng van de verschillende disciplines zoals de hydrologie, de hydraulica, de ecologie, de economie, de civiele techniek etc. van gelijke kwaliteit is.

Literatuur

1. Schenkeveld, M. M. *Regengegevens uit de 5-minuten analyse*, Interne tota DHV, febr. 1976.
2. DHVizier, 1e jaargang nr. 2, april 1976.
3. Wiggers, J. B. M., Leunk, J. W. en Bakker, K. *Beoordeling van rioolstelsels, vuillozingen en kostenaspecten*. Geaccepteerd voor publicatie in *H₂O*, maart 1977 (concept).
4. Veldkamp, F. B. *Riolering en waterverontreiniging*. Stora-nota, 1975.
5. Berg, J. A. van den, en Ven, G. E. *Kwantitatieve aspecten van de afvoer van regenwater in stedelijke gebieden*. *H₂O* (10) 1977, nr. 9.
6. Wiggers, J. B. M. *Regenwasserableitung und -Behandlung an hand von Beispielen aus den Niederlanden*, 10. Essener Tagung, Aken, maart 1977.

