

Een computerprogramma voor de berekening van permanente stromingen in rioleringsnetten

1. Inleiding

Steeds meer wordt bij het berekenen van rioolstelsels gebruik gemaakt van computers. Als voordelen van het gebruik van computers kunnen worden genoemd:

- het overnemen van routine-werk door de computer;
- kwaliteitsverbetering van de berekening, doordat minder behoefte te worden geschematiseerd dan bij de „handberekening”;
- de mogelijkheid sneller te werken;
- de mogelijkheid gemakkelijk alternatieve oplossingen te kunnen verkrijgen;
- de mogelijkheid grote netten uit te rekenen, die voor een „handberekening” nauwelijks meer in aanmerking zouden komen.

In dit artikel is het computerprogramma voor de berekening van rioolstelsels beschreven zoals dit is ontwikkeld door het Ingenieursbureau Dwars, Heederik en Verhey NV en Computer Associates Nederland NV. In hoofdstuk 2 is ingegaan op de aan het computerprogramma gestelde eisen. Voor hen, die belangstelling hebben in de meer theoretische achtergronden volgt in hoofdstuk 3 een bespreking van de vergelijkingen, waaraan het systeem moet voldoen, in hoofdstuk 4 wordt een overzicht gegeven van de verschillende oplossingsmethoden en in hoofdstuk 5 volgt de rechtvaardiging van de gekozen oplossingsmethode. De hoofdstukken 3, 4 en 5 kunnen eventueel bij het lezen van dit artikel worden overgeslagen.

In hoofdstuk 6 volgt een beschrijving van het opgestelde computerprogramma en tenslotte geeft hoofdstuk 7 een overzicht van de bereikte resultaten en van de moeilijkheden die daarbij moesten worden opgelost.

2. De aan het computerprogramma gestelde eisen

In rioolstelsels treedt een in de tijd veranderlijke en derhalve niet-permanente stroming op, veroorzaakt door een in de tijd veranderlijke regenval. Een rioolstelsel dat zich geheel beneden de overstortdrempels bevindt, zal in de maatgevende situatie van hoge afvoeren met geheel gevulde buizen functioneren.

Daarbij is de niet-permanente stroming bij zeer goede benadering te vervangen door een permanente stroming. In dat geval is het reservoir, dat door het buizenstelsel wordt gevormd, geheel vol en elke druppel water, die er aan de ene kant instroomt zal aan de andere kant tegelijkertijd een even grote druppel water uit het stelsel doen stromen. Men heeft dan nog slechts uit de — van de tijd afhankelijke — regenval een maatgevende constante intensiteit te kiezen, bv. 60 l/s.ha, die als invoer van het stelsel bij de berekening van de permanente stroming moet dienen. Wel moet worden geconstateerd, dat een dergelijke berekening geen exact antwoord zal kunnen geven op de vraag: hoeveel en hoe lang „water op straat” voorkomt.

Deze rekenmethode kan ook worden toegepast voor stelsels in sterk hellende gebieden met gedeeltelijk ge-

vulde buizen, alhoewel er enige nadelen zijn, zoals het niet in rekening brengen van de concentratie-tijd.

Men moet echter bedenken dat ook de bestaande rekenmethoden zoals bv. de rationele methode of de methode Hauff-Vicari-Kehr, zijn gebaseerd op simplificaties, waarvan men niet precies de consequenties kent. Er is daarom bepaald behoefte aan een rekensysteem voor niet-permanente stromingen in rioolstelsels, maar dan gebaseerd op de stromingswetten uit de vloeistof mechanica, zonder te sterke vereenvoudigingen.

De bestaande computerprogramma's voor de berekening van rioolstelsels voldeden niet aan de gestelde eisen of waren oorspronkelijk niet voor rioolstelsel opgesteld. Er was voldoende aanleiding het vraagstuk van de berekening van rioolstelsels met behulp van computers opnieuw te bezien in het licht van de meest moderne ontwikkelingen, met als doel het verkrijgen van een computerprogramma, dat uitdrukkelijk gericht is op de berekening van rioolstelsels, omdat alleen dan minimale rekentijden en kosten zijn te verwachten.

Als eerste stap in de ontwikkeling van dergelijke programma's is een computerprogramma voor permanente stroming ontwikkeld. Het is een controlerend programma waarmee niettemin ook ontwerpen kunnen worden gemaakt, zij het niet automatisch.

Er moet derhalve worden uitgegaan van een reeds ontworpen of voorlopig ontworpen net, waarin eventueel aan de hand van berekeningsuitkomsten wijzigingen kunnen worden aangebracht en opnieuw kan worden doorgekeurd.

Er is rekening gehouden met alle voorkomende omstandigheden, zoals geheel gevulde of gedeeltelijk gevulde buizen met stromend of schietend water. Overstorten en pompen kunnen zowel aan de rand van het netwerk als in het net zelf zijn opgenomen. Voorzieningen zijn getroffen voor de juiste berekening van val- of stortputten. Bij het voorkomen van „water op straat” wordt de straat als een bergbassin van zeer geringe diepte beschouwd, zodat de maximale waterstand in de putten gelijk is aan de straathoogte.

De plaatsen waar water op straat komt worden in het programma gesignaleerd. Ook de berekening van de toestand bij droogweer-afvoer (d.w.a.) is mogelijk.

3. De vergelijkingen waaraan het systeem moet voldoen

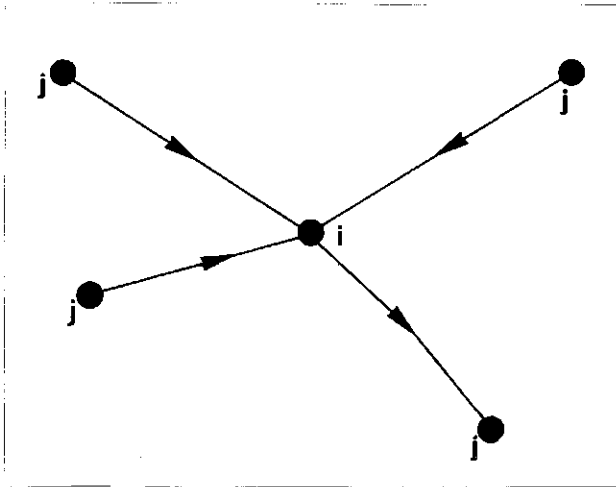
Een net bestaat uit knooppunten, verbonden door strengen. De knooppunten komen overeen met de inspectieputten van het rioolnet, de strengen zijn de leidingen. Het net heeft K knooppunten en S strengen.

Er is verondersteld, dat het water alleen bij de knooppunten het net binnenstroomt of dit verlaat.

Voor elk knooppunt i ($k = 1, 2, \dots, K$) moet worden voldaan aan de continuïteitswet, overeenkomende met de 1e wet van Kirchhoff bij elektrische netten:

$$\sum_j Q_{j1} + Q_i = P_i \quad (1)$$

waarin Q_{j1} = het debiet in de buis van knooppunt j



Afb. 1 - Knooppunt *i* met aansluitende strengen.

naar knooppunt *i* ($Q_{ji} = -Q_{ij}$): $Q_i =$ het in knooppunt *i* van buiten ingevoerde debiet; $P_i =$ eventueel via pomp of overlaat afgevoerde debiet.

De debieten Q_{ji} moeten worden gesommeerd over de strengen *ji*, die met het knooppunt *i* zijn verbonden.

Voor elke streng *ji* van knooppunt *j* naar knooppunt *i* geldt de bewegings- of weerstandsvergelijking, overeenkomende met de wet van Ohm voor elektrische leidingen:

$$h_j - h_i = \xi_{ji} Q_{ji} |Q_{ji}| \quad (2)$$

waarin h_i en $h_j =$ de stijghoogte van het water in resp. knooppunt *i* en *j* ten opzichte van een horizontaal vergelijkingsvlak; $\xi_{ji} =$ een weerstandsfactor voor de buis *ji*. Het verval in de buis *ji* heeft het teken van Q_{ji} .

De grootte ξ hangt af van de *C* uit de formule van De Chézy, van de lengte *L* van de streng en van de gemiddelde hydraulische straal *R* en van het gemiddelde natte oppervlak *A* van de doorsnede:

$$\xi = \frac{L}{C^2 A^2 R}$$

Dit is strikt genomen slechts juist indien de buizen geheel gevuld zijn en een goede benadering bij gedeeltelijk gevulde buizen indien de verschillen in snelheidshoogte kunnen worden verwaarloosd of, wat hetzelfde is, indien de waterspiegellijn en de energielijn vrijwel evenwijdig lopen.

In feite geldt formule (2) voor het verval van de energielijn en niet voor het verval van de waterspiegel.

Juister zou zijn de verliezen tengevolge van verandering in het stromingsprofiel in rekening te brengen.

De vergelijking luidt dan:

$$h_j - h_i = \xi_{ji} Q_{ji} |Q_{ji}| + \frac{\alpha Q_{ji}^2}{2g} \Delta \left(\frac{1}{A^2} \right) \quad (3)$$

$$= \xi_{ji} Q_{ji} |Q_{ji}| - \frac{\alpha B Q_{ji}^2}{g A^3} (y_i - y_j)$$

waarin α een coëfficiënt is (iets groter dan 1) voor de snelheidsverdeling, *B* de gemiddelde waterspiegelbreedte is en y_i en y_j de waterdiepten zijn in de knooppunten *i* en *j*.

De grootte $\alpha B Q_{ji}^2 / g A^3 = \alpha v^2 / c^2$ is het kwadraat van de verhouding tussen stroomsnelheid *v* en voortplantingsnelheid *c* van een golf onder invloed van de zwaartekracht, d.i. het getal van Froude.

De formule voor stuwkrommen (3), geldt echter niet in de buurt van de grensdiepte.

Alleen bij grote stroomsnelheden — schietend water over de gehele lengte van de streng — zijn de uitkomsten van de formule (2) en (3) aanmerkelijk verschillend.

In het algemeen wordt formule (2) toegepast, maar bij schietend water wordt in plaats van de waarde van ξ_{ji} die hoort bij de gemiddelde diepte de waarden van ξ_{ji} die hoort bij de evenwichtsdiepte ξ_j aangehouden, d.i. de stromingsdiepte van de eenparige beweging bij het voorkomende debiet en bij de bodemhelling van de betreffende streng.

Deze aanname komt neer op een waterspiegelverhang gelijk aan dat van de buis met als waterdiepte de bovenstroomse waterdiepte.

Voor de waarde van *C* in de formule van ξ wordt gebruik gemaakt van de formule van White-Colebrook in de vorm:

$$C = 18 \lg \frac{12R}{k + \frac{2}{7} \delta} \quad (\text{m}^{1/2}/\text{s})$$

$$\text{met } \delta = 11,6 \sqrt{\frac{\nu}{gR} \frac{h_j - h_i}{L}}$$

waarin: $\nu =$ de kinematische viscositeit van het rioolwater; *k* = de wandruwheid van de buizen.

Veelal zal de invloed van de viscositeit van het water gering zijn. In dat geval is de waarde van *C* en ook van ξ een functie van de waterdiepte en verhang.

Naast de *K* knooppuntvergelijkingen (1) en *S* strengvergelijkingen (2) in een net met *K* knooppunten en *S* strengen zijn er ook vergelijkingen voor de bepaling van de uit te voeren debieten P_i van pomp of nooduitlaat nodig. Voor elke pomp of overlaat, inwendig (geheel omgeven door het netwerk) of uitwendig (aan de buitenkant van het netwerk) komt een vergelijking naar de vorm:

$$P_i = f(h_i) \quad (4)$$

Hierbij is verondersteld dat P_i afhangt van de waterstand h_i in het knooppunt *i*, d.w.z. een nooduitlaat moet een volkomen overlaat zijn en de afvoer van een pomp hangt slechts af van de waterstand in het knooppunt *i*. Voor een „inwendige” pomp of overlaat treedt de vergelijking (4) dan in de plaats van de vergelijking (2) van de streng, waar de overlaat of pomp in uitmondt. Inwendige overlaten of pompen hebben dan ook geen invloed op het aantal vergelijkingen en/of onbekenden. Bij uitwendige overlaten of pompen is dat wel het geval. Bij een aantal uitwendige overlaten en pompen *U* bedraagt het aantal vergelijkingen (*K* + *S* + *U*), aannemende dat de waarde van ξ bekend is via de voor die grootte geldende vergelijking. Het aantal onbekenden is dan eveneens gelijk aan (*K* + *S* + *U*), nl. *S* afvoeren Q_{ji} of P_i van inwendige pompen of overlaten, *K* drukhoogten h_i in de knooppunten, alsmede *U* afvoeren P_i van uitwendige overlaten en pompen.

Opgemerkt moet worden, dat de voorwaarde voor uitwendig evenwicht nl. dat de som van de inkomende debieten gelijk is aan de som van de uitstromende debieten, geen extra vergelijking geeft, omdat deze vergelijking verkregen kan worden door de vergelijkingen (1) bij elkaar op te tellen.

Indien de drukhoogte in een knooppunt beneden de grensdiepte van een in een knooppunt uitmondende

streng komt, is er voor de betreffende streng sprake van een stortput en de drukhoogte in het buisuiteinde van deze streng wordt dan niet meer bepaald door de drukhoogte in de put, maar door de grensdiepte.

De grensdiepte y_g zal daarom in dergelijke gevallen moeten worden bepaald. Dit geschiedt via de vergelijking:

$$y_g/r = 3 \sqrt{\frac{Q^2}{gr^5}}$$

waarin r = de straal van de cirkelvormige doorsnede of de straal van de grootste inwendige cirkel van een eivormig profiel.

4. Overzicht van de verschillende mogelijke oplossingsmethoden

4.1 De mazenmethode

Bij de verschillende bestaande oplossingsmethoden worden wegen gezocht om het aantal op te lossen vergelijkingen te verminderen. Bij de mazenmethode geschiedt dat door bij elke stap in het iteratieve rekenproces steeds te voldoen aan de continuïteitswet voor elk knooppunt d.w.z. aan vergelijking (1).

De mazenmethode is opgesteld door Hardy Cross in 1936 [9] en was bedoeld voor berekening „met de hand”. Deze methode wordt bij computerberekeningen van netten met geheel gevulde buizen veelal verkozen boven andere mogelijkheden. Dat blijkt ook uit het bijzonder grote aantal artikelen, waarin deze mazenmethode voor rioleringsberekeningen wordt beschreven. In het net wordt een aantal gesloten circuits of mazen opgezocht. Doorloopt men een maas in een bepaalde richting zodanig dat men na rondgang weer in het uitgangspunt terugkeert, dan zal het totale verval nul moeten zijn, of:

$$\sum_{\text{maas}} \xi_{ji} |Q_{ji}| = 0 \quad (5)$$

Men gaat uit van een aangenomen verdeling van de debieten over de strengen, waarbij die verdeling echter wel moet voldoen aan de vergelijkingen (1). Bij deze, verder betrekkelijk willekeurig gekozen, debieten zal het rechter lid van vergelijking (5) niet gelijk zijn aan 0. Door de debieten in de strengen van een maas in de richting, waarin men de maas doorloopt, een positieve correctie ΔQ te geven probeert men het rechter lid van vergelijking (5) nul te krijgen. De vergelijking voor de bepaling van ΔQ luidt:

$$\sum_{\text{maas}} \xi_{ji} (Q_{ji} + \Delta Q) |Q_{ji} + \Delta Q| = 0$$

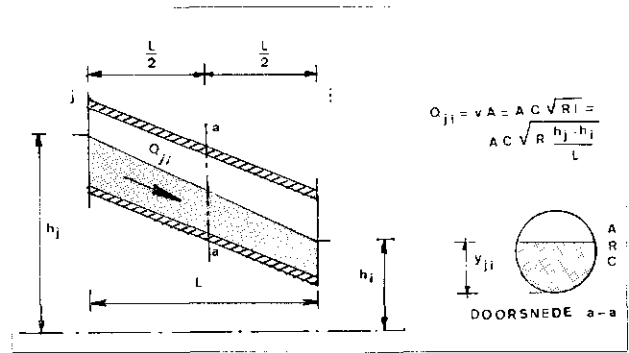
Voor elke maas wordt een dergelijke vergelijking opgesteld en uit al deze vergelijkingen worden de verschillende correcties ΔQ bepaald. Het zijn niet-lineaire vergelijkingen in ΔQ . Het heeft weinig zin deze vergelijkingen geheel exact op te lossen omdat correcties in aangrenzende mazen weer invloed hebben op de beschouwde maas. Daarom wordt de vergelijkingen meestal gelineariseerd door reeksontwikkeling (eerste termen van Taylor)

$$\sum \xi_{ji} (Q_{ji} + \Delta Q) |Q_{ji} + \Delta Q| \approx \sum \xi_{ji} Q_{ji} |Q_{ji}| + 2 \sum \xi_{ji} \Delta Q |Q_{ji}| = 0$$

waaruit volgt:

$$\Delta Q = - \frac{\sum \xi_{ji} Q_{ji} |Q_{ji}|}{2 \sum \xi_{ji} |Q_{ji}|} \quad (6)$$

De correctie van de afvoeren van alle strengen van een maas met ΔQ verstoort het evenwicht in de knooppunten niet en aan de continuïteitsvergelijkingen blijft dus voldaan.



Afb. 2 - Stroomingstoestand in streng ji.

Indien zich in een maas een interne overstort of pomp bevindt, moet de streng waarin de overstort of pomp afvoert, uit de maas worden verwijderd en de vergelijking (6) wordt gewijzigd in:

$$\Delta Q = - \frac{\sum \xi_{ji} Q_{ji} |Q_{ji}| - h_n + h_m}{2 \sum \xi_{ji} |Q_{ji}|}$$

waarbij de maas in de richting van knooppunt m naar knooppunt n wordt doorlopen. Er ontstaat als het ware een open maas.

Hoeveel mazen zijn nodig om het net te kunnen berekenen? Een net zonder mazen bevat één streng minder dan het aantal knooppunten K, dus (K - 1) strengen. Dat is ook het aantal strengen van een boomstructuur met K knooppunten. Voor elke streng meer zal het net een maas bevatten, zodat voor een net met S strengen het minimum aantal noodzakelijke mazen M zal zijn:

$$M = S - K + 1$$

Naast deze mazenvergelijkingen zijn er nog K continuïteitsvergelijkingen, waaraan automatisch wordt voldaan, terwijl er dan nog (U - 1) vergelijkingen (4) nodig zijn om de S streng-afvoeren Q_{ji} of P_i voor interne overstorten of pompen en de U externe pompen of overstorten te bepalen.

Het aantal op te lossen vergelijkingen M en (U - 1) bedraagt dan (S - K + U).

Soms worden deze (U - 1) extra benodigde vergelijkingen opgenomen in een even groot aantal extra open mazen, waarin de betreffende uitlaatpunten voorkomen. De keuze van de mazen heeft grote invloed op het aantal iteraties dat achtereenvolgens nodig is om de gewenste nauwkeurigheid te bereiken.

Bij de oplossing van de mazenvergelijkingen kan men twee methoden volgen nl. het verbeteren van de debieten maas voor maas [9 t/m 22], of alle vergelijkingen tegelijk oplossen [23 en 24].

In de literatuur wordt veel aandacht besteed aan de versnelling van het iteratieve proces en aan de keuze van de mazen [25 t/m 29].

4.2 De knooppuntsmethode

Ook deze methode is voor het eerst in 1936 door H. Cross beschreven [33]. Bij deze methode wordt uitgegaan van aangenomen waterstanden of drukken in de knooppunten.

De afvoeren door de strengen en via externe overstorten of pompen volgen dan uit de vergelijkingen (2) en (3), waardoor deze vergelijkingen buiten het stelsel op te lossen vergelijkingen blijven. Aan vergelijking (1) zal niet meer zijn voldaan en daarom moeten correcties Δh

in de waterstand of druk in de knooppunten worden aangebracht.

In vergelijking (1) voor knooppunt i zal nu een residu r_i ontstaan.

$$\sum_j Q_{ji} + Q_i - P_i = r_i \quad (7)$$

waarin het residu r_i een functie is van h_i .

Het gaat erom de sluitfout r_i gelijk aan nul te maken door h_i met Δh_i te corrigeren.

$$r_i = f(h_i)$$

Door de eerste twee termen van de reeksontwikkeling van Taylor te gebruiken krijgt men:

$$r_i + \Delta r_i = r_i + \Delta h_i \frac{dr_i}{dh_i} = 0 \text{ of } \Delta h_i = -\frac{r_i}{\frac{dr_i}{dh_i}}$$

Het differentiaalquotient dr_i/dh_i kan worden bepaald uit de vergelijkingen (7) en (2).

Voor de afleiding moge worden verwezen naar het artikel in „De Ingenieur” van v. d. Berg [32].

$$\frac{dr_i}{dh_i} = -\frac{1}{2} \sum_j \frac{Q_{ji}}{h_j - h_i} \text{ of } -\frac{1}{2} \sum_j \frac{1}{\xi_{ji} | Q_{ji} |} \text{ en}$$

$$\Delta h_i = \frac{2r_i}{\sum_j \frac{1}{\xi_{ji} | Q_{ji} |}}$$

Hierbij is aangenomen, dat zowel Q_i als P_i in vergelijking (7) constant zijn, hetgeen voor P_i vaak niet het geval zal zijn als men met rioolstelsels te maken heeft. Het is echter in principe mogelijk ook de veranderingen van P_i met h_i in rekening te brengen. Gewezen moet worden op de complicatie, die optreedt indien $h_i = h_j$. Dan wordt de correctie Δh_i gelijk aan 0 voor elk geval waarin de druk in het beschouwde knooppunt gelijk is aan de druk in ieder van de knooppunten, die direct hiermede zijn verbonden. Men zou door h_i gelijk h_j te nemen de waarden van h_i moeten zoeken waartussen r_i van teken verandert en daartussen moeten interpoleren. Het is natuurlijk helemaal niet noodzakelijk de correcties Δh_i te bepalen op de hiervoor beschreven wijze door reeksontwikkeling. Het is best mogelijk dat voor speciale gevallen een andere methode om het residu r_i gelijk nul te maken sneller tot resultaat zal leiden.

De gevolgde methode is beschreven in hoofdstuk 6.

Evenals bij de mazenmethode kan men in principe bij de knooppuntmethode twee wegen volgen. Men kan de correcties Δh_i knooppunt voor knooppunt verrichten [30 t/m 35], of men corrigeert de drukken in de knooppunten allemaal tegelijk [36 en 37].

Het aantal vergelijkingen, dat bij elke iteratie apart of tegelijkertijd moet worden opgelost bedraagt K , d.i. het aantal continuïteitsvergelijkingen van de knooppunten, het aantal onbekenden bedraagt eveneens K , de drukken of waterstanden in de knooppunten.

4.3 De methode met coupures

Dit is de methode, die bij „met de hand” berekenen van rioolstelsels veelal wordt gevolgd. Twee artikelen beschrijven deze methode voor computer berekening [38 en 39]. Het net wordt door het aanbrengen van coupures

in een aantal boomstructuren verdeeld, waarin de afvoeren met de continuïteitswet worden berekend.

Aanvankelijk wordt in de coupures een debiet 0 verondersteld. Het aantal bomen bedraagt $(U - 1)$, het aantal coupures is $(S - K + U)$. In de boomstructuren wordt door middel van directe berekening de druk of waterstand aan beide kanten van elk van de coupures bepaald. Verschillen de waterstanden of drukken aan beide zijden van de coupures meer dan een bepaalde toelaatbare waarde, dan worden deze door het aanbrengen van een debiet ter plaatse van de coupures verbeterd. De correcties in de verschillende coupures zullen elkaar kunnen beïnvloeden net als bij de correcties bij de mazen- of knooppuntmethoden. Ook hier bestaat de mogelijkheid van iteratie per coupure of van alle coupures tegelijk. Stel, dat men aan beide zijden van een coupure de waterstanden of drukken h_L (links) en h_R (rechts) vindt, met $h_R > h_L$.

In werkelijkheid zal de waarde van h ter plaatse van de coupure tussen beide waarden inliggen, h_L moet Δh naar boven en h_R moet $(h_R - h_L - \Delta h)$ naar beneden. De berekening van de correctie ΔQ op het debiet in de coupure geschiedt in principe op dezelfde wijze als bij de mazenmethode.

$$\Delta Q = -\frac{\sum \xi_{ji} | Q_{ji} |}{2 \sum \xi_{ji} | Q_{ji} |} \text{ (gesommeerd over de strengen waarvan de afvoeren veranderen)}$$

en aangezien:

$$\xi_{ji} | Q_{ji} | = h_j - h_i \text{ en } \sum (h_j - h_i) = \Delta h$$

krijgt men:

$$\Delta Q = \frac{-\Delta h}{2 \sum \xi_{ji} | Q_{ji} |} \quad (8)$$

De verwantschap met de mazenmethode is bijzonder groot. Het verschil is eigenlijk, dat bij de mazenmethode de afvoeren van alle strengen worden geschat, terwijl bij de methode met coupures slechts de afvoeren in de coupures worden geschat en de andere afvoeren worden berekend.

Indien men bij de mazenmethode van boomstructuren gebruik maakt om de aanvangsschattingen te doen, lopen beide methoden in elkaar over.

Het aantal op te lossen vergelijkingen is hier dan ook gelijk aan dat bij de mazenmethode.

4.4 Directe oplossingsmethoden

Uit de vergelijkingen (1) en (2) werden de afvoeren Q_{ji} geëlimineerd:

$$\frac{h_j - h_i}{\sqrt{\xi_{ji} | h_j - h_i |}} + Q_i - P_i = r_i \quad (9)$$

met r_i het residu in knooppunt i .

Deze K vergelijkingen worden alle tegelijk opgelost, waarbij de grootheden P_i (uit vgl. 4) ook nog worden ingevuld. De oplossing geschiedt door opeenvolgende iteraties, uitgaande van een beginschatting van de onbekenden. Daarbij worden de vergelijkingen gelineariseerd door gebruik te maken van de eerste 2 termen van de reeksontwikkeling volgens Taylor, of wat hetzelfde is, met behulp van de methode Newton-Raphson.

De aldus gevormde K lineaire vergelijkingen met K onbekenden worden met behulp van matrix-rekening opge-

lost. Dit moet een aantal malen geschieden tot men de gewenste nauwkeurigheid heeft, d.w.z. tot de waarden van r_1 voldoende klein zijn.

Deze directe oplossingsmethoden vertonen grote verwantschap met de knooppuntmethode indien men deze toepast met correcties van de drukken in alle knooppunten tegelijk. Voor literatuur wordt verwezen naar [40 t/m 43].

5. Keuze van de oplossingsmethode

De keuze van de oplossingsmethode is afhankelijk van een aantal factoren, die op zichzelf tot verschillende conclusies leiden. Het is dan de vraag aan welke factor of factoren men het grootste belang zal hechten in dit speciale geval van de berekening van rioolstelsels. Deze factoren zijn:

- het aantal op te lossen vergelijkingen;
- de voorbereidingen, die de computer eventueel moet verrichten om tot de op te lossen vergelijkingen te komen;
- de wijze waarop een schatting van de aanvangswaarden wordt gedaan, die als uitgangspunt voor de berekeningen kan worden gebruikt en ook de nauwkeurigheid waarmee een dergelijke schatting kan worden gedaan;
- de bepaling van de wrijvingsfactor ξ ;
- de bepaling van de afvoeren P_i van pompen en overstorten;
- de grootte van de matrix, die bij sommige van de oplossingsmethoden voorkomt.

ad. a. Bij de bespreking van de verschillende methoden werd het aantal vergelijkingen, dat moet worden opgelost, reeds genoemd. In de volgende tabel worden zij gerecapituleerd:

methode	aantal op te lossen vergelijkingen
mazen methode	$S - K + U$
knooppuntmethode	K
methode met coupures	$S - K + U$
directe opl. methoden	K

Het aantal op te lossen vergelijkingen met de mazenmethode en de methode met coupures is kleiner dan van de knooppuntmethode en de directe oplossingsmethoden, indien:

$$K > \frac{S + U}{2}$$

Dit zal bij rioolstelsels en ook bij gas- of waterleidingnetten vrijwel altijd het geval zijn. Alleen bij elektrische netten komt het tegendeel voor.

Het argument van het kleinste aantal op te lossen vergelijkingen wordt dan ook meestal aangegrepen om tot de keuze van de mazenmethode over te gaan.

ad. b. Bij de mazenmethode en ook bij de methode met coupures wordt het aantal vergelijkingen gereduceerd door resp. mazen en coupures te kiezen. Deze moeten worden gedefinieerd en de keuze is dan nog van invloed op de snelheid, waarmee de oplossing wordt bereikt. De keuze van mazen of coupures moet worden geprogrammeerd, hetgeen als een nadeel van de mazenmethode en van de methode met coupures kan worden aangemerkt, een nadeel dat de andere methoden niet hebben.

ad. c. Om tot oplossing van de vergelijkingen te komen moet een schatting van aanvangswaarden van de te bepalen grootheden worden gedaan.

De mazenmethode

De te schatten grootheden zijn de debieten in alle strengen, die tevens aan de continuïteitsvergelijkingen moeten voldoen.

De knooppuntmethode

Hier moeten de drukken in de knooppunten worden geschat, waarbij geen voorwaarden aan de aangenomen waarden zijn te stellen.

Methode met coupures

De debieten in de coupures worden op nul gesteld en de debieten in de boomstructuur of meerdere boomstructuren worden direct berekend. In feite worden de debieten in de strengen bij deze methode ook geschat.

De directe oplossingsmethoden

Bij deze methode moet ook van uitgangswaarden voor de $K + P$ onbekende worden uitgegaan.

Van belang is nu ook of de aanvangswaarden zo nauwkeurig mogelijk kunnen worden geschat om het rekenproces te versnellen. Bij rioleringen kan men gemakkelijker een schatting van de drukken in de knooppunten maken dan van de afvoeren door de strengen.

ad. d. De wrijvingsfactor ξ hangt voornamelijk af van de waterstand en kan derhalve direct worden bepaald als de drukken in de knooppunten bekend zijn. De wrijvingsfactor is sterk afhankelijk van de vullingsgraad van de buis.

De mogelijke aanwezigheid van gedeeltelijk gevulde buizen bij rioleringen vormt een argument voor de keuze van de knooppuntmethode.

ad. e. De afvoeren van pompen en overstorten zijn direct af te leiden uit de waterstand of de druk in de knooppunten zoals deze bij de knooppuntmethode bekend zijn. Bij de andere methoden is dat niet het geval.

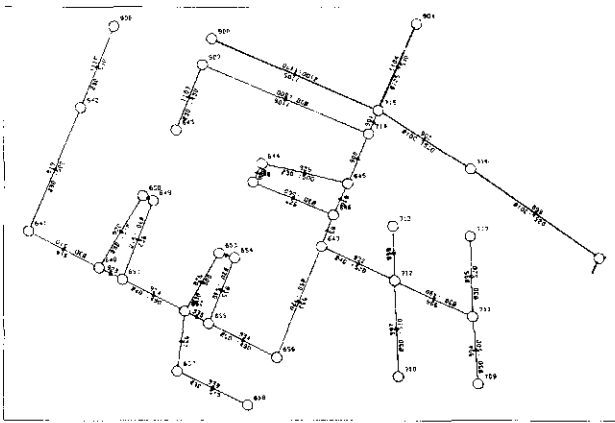
ad. f. Bij de oplossingen met behulp van de mazenmethode met correcties van alle mazen tegelijk, met behulp van de knooppuntmethode met correctie van alle knooppuntsvergelijkingen tegelijk of bij gebruik van de directe oplossingsmethoden, wordt gebruik gemaakt van matrices, die zeer groot kunnen zijn. Men zal die matrices bij elke opeenvolgende correctie van de uitkomsten steeds weer opnieuw moeten oplossen. Dit kan zeer veel computertijd vergen. Bovendien zijn tussenresultaten moeilijk te verkrijgen. Dit vormt een sterk argument tegen de hier genoemde methoden.

De *ad. f.* genoemde overwegingen hebben ertoe geleid, de directe rekenmethoden met behulp van matrices en de knooppunts- of mazenmethode met resp. correctie in alle knooppunten of mazen tegelijk als mogelijk rekenstelsel te schrappen. Uit de overblijvende mogelijkheden is de keuze gevallen op de knooppuntmethode met correctie per knooppunt, omdat de gemakkelijke en vrij dicht bij de werkelijkheid liggende schatting van de druk in de knooppunten en de daaruit volgende eenvoudige bepaling van de wrijvingsfactor ξ bij gedeeltelijk gevulde buizen, belangrijke factoren waren ondanks het kleinere aantal op te lossen vergelijkingen bij de mazenmethode of bij de methode met coupures.

6. Het ontwikkelde computerprogramma

6.1 Algemene gegevens

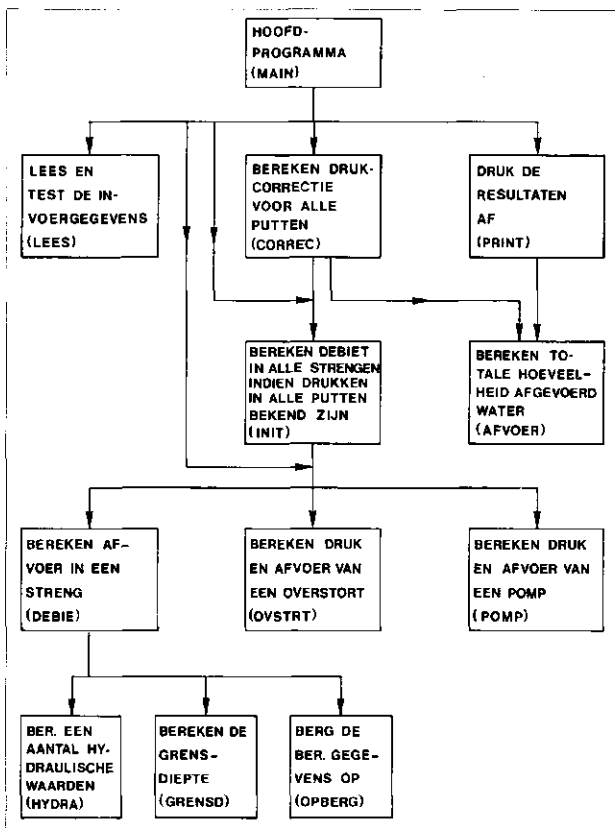
Het computerprogramma voor de berekening van permanente stroming in rioolstelsels in vlakke en hellende



Afb. 3 - Voorbeeld plot.

gebieden is geschreven in de technisch wetenschappelijke programmeertaal FORTRAN IV. De verwerking met het programma vindt plaats op één van de zeer grote computersystemen die in Nederland staan opgesteld. De modulaire opbouw d.w.z. het uit een hoofdprogramma en een groot aantal kleine en zelfstandige hulpprogramma's bestaande programma maakt het mogelijk om zondig van andere computers gebruik te maken. De grootte van het net, dat in één keer kan worden berekend, hangt echter af van de gekozen machine. Voor de ontwikkelde versie van het programma waarbij een net van maximaal 1000 knooppunten en 1400 strengen eventueel gecombineerd met 50 interne of externe overstorten en 10 interne of externe gemalen kan worden berekend moet een computer met een geheugenruimte van minimaal 45 K woorden of 180 bytes* (eenheid van 8 bits) ter beschikking staan.

Afb. 4 - Stroomdiagram van de belangrijkste hulpprogramma's.



Bovendien zijn versies met ongeveer de dubbele en de halve capaciteit van de eerste versie beschikbaar, waardoor een goede aanpassing van de grootte van het programma aan de grootte van het te berekenen net verzekerd is.

Het programmapakket bestaat uit twee delen:

- een invoercontroleprogramma;
- een netwerkberekeningsprogramma.

6.2 Het invoercontroleprogramma

Dit programma dient om na te gaan of het netwerk op de juiste wijze in een voor de computer bruikbare vorm is gecodeerd. Hierdoor wordt de mogelijkheid uitgesloten, dat dure computertijd aan het rekenproces wordt verspild bij nog onjuiste invoergegevens.

Het programma controleert of knooppuntnummers en strengnummers binnen de door het programma vereiste grenzen liggen. Ook wordt nagegaan of de aansluitingen van de strengen in de knooppunten aannemelijk zijn. De inhoud van het totale rioolstelsel wordt berekend, alsmede de inhoud van het stelsel beneden elke overstortdrempel. Hierdoor is het mogelijk vóór de eigenlijke berekening wordt uitgevoerd met het eveneens berekende verharde oppervlak, de overstortfrequentie na te gaan en eventuele wijzigingen in het stelsel aan te brengen. Daarnaast verzorgt het controleprogramma met behulp van een electro mechanische tekenmachine een tekening (plot), die een visuele controle van het netwerk mogelijk maakt.

Afb. 3 geeft hiervan een voorbeeld. Ten behoeve van deze plot worden lineair gemeten coördinaten van alle knooppunten ingevoerd in het programma. Deze coördinaten worden tevens gebruikt voor de berekening van de lengten van de buizen, zodat deze in principe niet behoeven te worden opgegeven. Wordt wel een strenglengte opgegeven, dan wordt deze lengte i.p.v. de berekende lengte in rekening gebracht. Wel kan dan worden gecontroleerd of de opgegeven lengte in verhouding staat tot de berekende lengte. De volledige invoer wordt door het programma afgedrukt, eventueel voorzien van foutmeldingen. Voor beschrijving van de uitvoer wordt verwezen naar paragraaf 6.5.

6.3 Het netwerkberekeningsprogramma

Pas nadat alle gegevens zeer nauwkeurig zijn gecontroleerd wordt het eigenlijke rekenprogramma gestart. Dit berekent de waterstanden in alle knooppunten (putten) in een iteratief proces met behulp van de in 4.2 beschreven knooppuntmethode, benevens alle andere gewenste grootheden als debieten, stroomsnelheden, vullingsgraad van de buizen. Het rekenprogramma is opgebouwd uit een groot aantal deelprogramma's of routines, die elk een min of meer afgeronde functie hebben. Zo zijn er routines voor het inlezen van de gegevens, het berekenen van enkele hydraulische grootheden, zoals hydraulische straal, hydraulisch oppervlak en weerstandsfactor, voor

* De omvang van een rekenautomaat wordt in eerste instantie afgemeten naar de grootte van het direct toegankelijke geheugen, waarvan de omvang in karakters of woorden wordt aangegeven. De kleinste eenheid in de computer is de bit (binary digit) waarin de waarde nul of één is. Een verzameling van 6 of 8 bits vormt een karakter. De eenheid van 8 bits noemt men ook wel byte of oktade. Een woord is een eenheid van bits, waarvan 4 of meer karakters kunnen worden opgeslagen. De grootte van het directe (interne) geheugen wordt aangegeven in K (= Kilo = 1000) K karakters, K bytes of K woorden.

het bepalen van de grensdiepte, voor het berekenen van de afvoer en voor het afdrucken van de resultaten. De opsplitsing van het programma in een groot aantal deelprogramma's, een z.g. modulaire opbouw, bevordert de overzichtelijkheid en vereenvoudigt het maken van wijzigingen en het opsporen van fouten.

De deelprogramma's worden aangeroepen vanuit een z.g. hoofdprogramma dat de gehele berekening coördineert en het iteratieve proces voor de verbetering van de waterstanden bestuurt. Het schema in afb. 4 geeft in grote lijnen de samenhang tussen de routines weer.

In afb. 5 is het stroomdiagram van het hoofdtekenprogramma aangegeven. Het rekenproces start met het aanroepen van een inleesprogramma.

Deze routine zorgt ervoor, dat alle gegevens van het netwerk in het geheugen van de computer worden opgenomen, en test of in de invoergegevens nog fouten zitten, die mogelijk de goede werking van het iteratieve rekensysteem in de weg staan.

Indien dit het geval is worden alle geconstateerde fouten afgedrukt en stopt het programma.

Indien in de invoergegevens geen fouten zijn gevonden, wordt in elk knooppunt van het net een waterstand bepaald.

Deze beginstand, die nodig is om het iteratieve proces te starten wordt in elke put berekend met behulp van een aantal invoergegevens, zoals de neerslaghoeveelheid per seconde per ha en de diameters van de op de put aangesloten buizen. Hierbij wordt er rekening mee gehouden, dat de aanvangswaarden van de waterstanden in de putten ingeval van een berekeningsregen met een regenintensiteit van 60 l/sec. ha zodanig zijn, dat alle buizen geheel gevuld zullen zijn. Bij een d.w.a. berekening met een regeninvoer van bv. 1 l/sec. ha liggen de aanvangswaarden van de waterstanden bij een ca. 10 % gevulde leiding.

Als gestart wordt met waterstanden die zeer veel afwijken van de eindresultaten kan de rekentijd namelijk zeer ongunstig beïnvloed worden.

Zijn de waterstanden in elke put bepaald, dan wordt vervolgens in elke streng het debiet berekend en de afvoer van pomp(en) en overstort(en) bepaald.

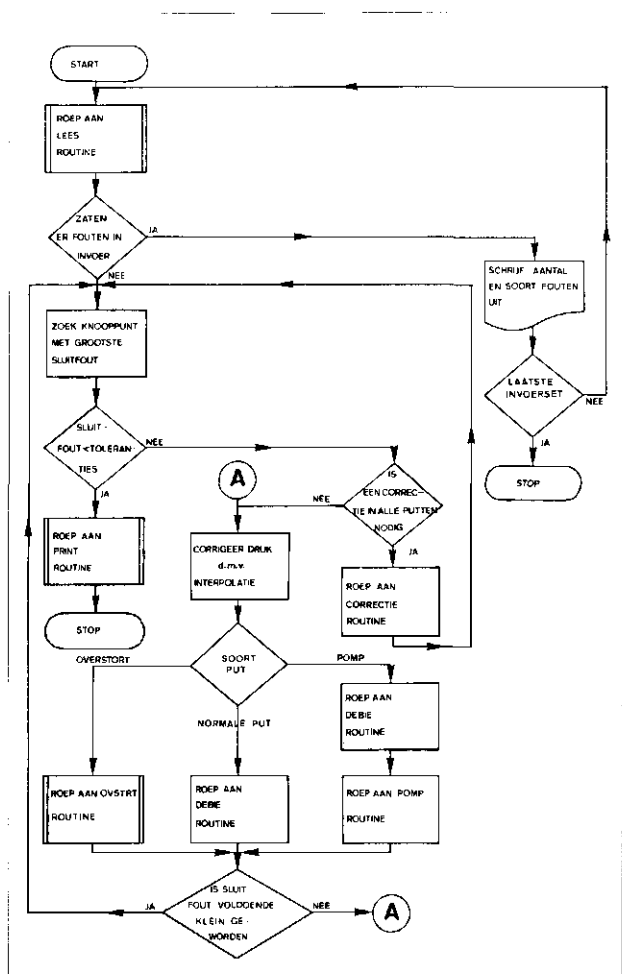
Daarna verkrijgt men in elk knooppunt door optellen van de debieten de sluitfout in de continuïteitsvergelijking, het z.g. residu r_1 (zie vergelijking 7).

Het principe van de berekening is nu, dat — door middel van het iteratief verbeteren van de waterstanden in alle knooppunten — de residu's in absolute waarde binnen zekere van te voren opgegeven toleranties komen te liggen. Bij elke iteratie-stap wordt uit de oude waterstand lineair geëxtrapoleerd naar een nieuwe waterstand, waarbij het residu nul zou worden. Deze waterstand zal ook niet juist zijn, omdat het proces niet lineair is. Daarom wordt tussen de oude waterstand en de geschatte nieuwe waterstand lineair geïnterpoleerd naar een residu nul.

Aangezien het iteratieve proces wordt gestopt, zodra aan alle opgegeven toleranties is voldaan, zal het duidelijk zijn dat, indien men een berekening met een hoge nauwkeurigheid wenst, de rekentijd zal toenemen.

In het algemeen biedt het iteratieve systeem de mogelijkheid op elk moment de stand van de berekening na te gaan.

Dit betekent bv. dat de mate van convergentie van het proces kan worden bepaald en dat, indien men tevreden is met de op dat moment bereikte nauwkeurigheid, het proces kan worden gestopt en de resultaten kunnen wor-



Afb. 5 - Stroomdiagram van het hoofdtekenprogramma.

den uitgevoerd, ook als de opgegeven tolerantie nog niet is bereikt.

Elke iteratie-stop begint met het opzoeken van het knooppunt met de in absolute waarde grootste sluitfout. Dit residu bevindt zich bv. in knooppunt K. Eerst wordt getest of deze restwaarde binnen de opgegeven toleranties ligt. Achtereenvolgens wordt getest op:

- tolerantie in cm's voor de waterstand in een put;
- tolerantie in l/sec.;
- tolerantie in procenten van de helft van de som van de absolute waarden van aan- en afvoer in een put.

Aangezien de tolerantie a. in lengte-eenheden is uitgedrukt moet zij worden omgerekend tot l/sec. om als tolerantie voor het residu te kunnen worden gebruikt. Dit geschiedt met behulp van de waarde van de verandering van het residu per cm stijging van de waterstand van de vorige iteratie voor dat beschouwde knooppunt. De tolerantie b. is vooral ingesteld op de grote buizen in het net terwijl c. geldt voor de kleine en gedeeltelijk gevulde buizen, waar b. mogelijk te grof zou worden. Alleen de tolerantie b. heeft een constante waarde, terwijl de beide andere toleranties gedurende het proces, omgerekend in l/sec. variabel zijn.

Tijdens de berekening wordt ook voortdurend nagegaan of de totale hoeveelheid ingevoerd water gelijk is aan de hoeveelheid, die wordt afgevoerd. Zonodig worden hierbij correcties uitgevoerd op alle knooppunten van het net tegelijk.

Indien het residu in knooppunt K niet aan alle tolerantie-

voorwaarden voldoet, wordt het residu verbeterd door wijziging van de waterstand.

Hierbij wordt ervoor gezorgd dat het residu per iteratiestap tenminste wordt gehalveerd, teneinde de convergentie-snelheid van de berekening onder controle te houden. Bij het bepalen van de waterstand in een knooppunt met een overstort wordt niet gebruik gemaakt van interpolatie.

Hierbij wordt de waterstand in het knooppunt stapsgewijze gecorrigeerd in de richting van residu nul, onder gebruikmaking van de overlaat-formule:

$$P_i = mBd^{3/2},$$

waarin

m = afvoercoëfficiënt

B = breedte overstort

d = dikte waterlaag boven drempel.

Voor een pomp moet worden nagegaan of door wijziging van de waterstand de pomp eventueel is afgeslagen c.q. is aangeslagen. Voert een pomp of overstort niet af, dan kan men deze beschouwen als een gewone put.

Heeft in knooppunt K het residu een positieve waarde, dan zal de waterstand in het knooppunt te laag zijn, bij een negatief residu zal de waterstand moeten zakken.

De correctie van de waterstand wordt de eerste keer arbitrair bepaald, maar zij wordt wel in de juiste richting uitgevoerd. Elke volgende keer, dat het knooppunt nu weer aan de beurt komt wordt de nieuwe waterstand bepaald m.b.v. de resultaten van de laatste iteratie, waarna door interpolatie een nog exacter waterstand wordt verkregen.

Bij het proces van het veranderen van waterstanden wordt ervoor gezorgd dat de waterstand in een put niet

beneden de binnen-onderkant van de laagst aangesloten buis komt te liggen.

Indien de waterstand hoger dan het straatpeil zou moeten stijgen om het residu naar nul te krijgen dan wordt de waterstand gelijk gesteld aan het straatpeil.

Het residu kan dan op straat worden afgevoerd en het residu wordt dan gelijk aan nul.

Bij overstorten is het steeds mogelijk of de overstorthoogte te berekenen bij een gegeven overstortlengte of de overstortlengte bij een bekende overstorthoogte.

Bij pompen of overstorten, die in het net liggen wordt verondersteld dat de bovenstroomse waterstand of druk in de buis, waarin de afvoer plaatsvindt geen invloed kan uitoefenen op de afvoer van de pomp of overlaat. Daardoor kan die buis in het rekenproces van het netwerk geheel buiten beschouwing blijven. Wel wordt aan het eind van de berekening nagegaan of de buis het aangeboden water kan verwerken.

In het programma wordt op verschillende plaatsen m.b.v. de interne klok van het computersysteem nagegaan hoe lang de berekening aan de gang is. Tevens wordt steeds nagegaan of zich geen moeilijkheden in het proces voordoen tengevolge van invoerfouten, waardoor het programma bv. in een oneindige lus zou kunnen geraken.

Voor de opsporing van deze invoerfouten, die overigens na gebruik van het testprogramma niet meer behoeven voor te komen, is in het rekenprogramma nog een z.g. „debugging-package” ingebouwd en zijn een tweetal dump-routines opgenomen, die in geval van calamiteiten tijdens het rekenproces geheel automatisch alle tot dan toe bereikte resultaten afdrukken.

Indien de sluitfout in de berekening aan alle toleranties voldoet worden de resultaten van de berekening afgedrukt.

Afb. 6 - Conceptformulieren voor invoergegevens.

INGENIEURSBUREAU DWARS. HEEDERIK EN VERHEY N.V. AMERSFOORT		COMPUTERPROGRAMMA RIOLERINGEN PERMANENTE STROMING		OPDRACHTGEVER..... DOSSIER Nr.....	ANALIST..... DAT.....	BLAD Nr.....			
				KAART 1	GEKONTR..... DAT.....	AANTAL BLADEN...			
*Code	Minimum x-coördinaat	Maximum x-coördinaat	Minimum y-coördinaat	Maximum y-coördinaat	Schaal voor automa- tisch tekenen (plot) 1:.....	Lengte in cm van een coördi- naat eenheid	Hoofdnet - 1 Hoofdnet + sub- net - 0		
1	2	3	4	5	6	7	8		
9	10	11	12	13	14	15	16		
17	18	19	20	21	22	23	24		
25	26	27	28	29	30	31	32		
33	34	35	36	37	38	39	40		
41	42	43	44	45	46	47	48		
49	50	51	52	53	54	55	56		
57	58	59	60	61	62	63	64		
65	66	67	68	69	70	71	72		
73	74	75	76	77	78	79	80		
81	82	83	84	85	86	87	88		
89	90	91	92	93	94	95	96		
97	98	99	100						
*C O D E									
KAART 2 1/6									
*Tekst	ALGEMENE TEKST								
1	2	3	4	5	6	7	8		
9	10	11	12	13	14	15	16		
17	18	19	20	21	22	23	24		
25	26	27	28	29	30	31	32		
33	34	35	36	37	38	39	40		
41	42	43	44	45	46	47	48		
49	50	51	52	53	54	55	56		
57	58	59	60	61	62	63	64		
65	66	67	68	69	70	71	72		
73	74	75	76	77	78	79	80		
81	82	83	84	85	86	87	88		
89	90	91	92	93	94	95	96		
97	98	99	100						
*TEKST	ING. BUR. DWARS. HEEDERIK EN VERHEY N.V.								
*TEKST	TECHNISCH ADVIESBUREAU DER								
*TEKST	VERENIGING VAN NEDERLANDSE GEMEENTEN								
*TEKST	TESSELSCHADELAAN 4, AMERSFOORT								
*TEKST	RIOLERINGSPROGRAMMA PERMANENTE STROMING - - -								
KAART 7									
*Algemeen	Toevoer in l/sec. per ha	Algemene wandruwheid in 0,1 mm	Startwaarde voor druk, in cm, onder straathoogte	Hoogste strengnummer (strengnummers aan- eensluitend)	Hoogste knooppunt- nummer	Aantal knoop- punten (maxi- maal 1000 - inkl. overstor- ten en pompen)	Aantal over- storten (max 50)	Tolerantie van debieten en residu in l/sec mm.	Tolerantie van drukken in mm.
1	2	3	4	5	6	7	8		
9	10	11	12	13	14	15	16		
17	18	19	20	21	22	23	24		
25	26	27	28	29	30	31	32		
33	34	35	36	37	38	39	40		
41	42	43	44	45	46	47	48		
49	50	51	52	53	54	55	56		
57	58	59	60	61	62	63	64		
65	66	67	68	69	70	71	72		
73	74	75	76	77	78	79	80		
81	82	83	84	85	86	87	88		
89	90	91	92	93	94	95	96		
97	98	99	100						
*ALGEMEEN									
SLUITKAARTEN									
1	2	3	4	5	6	7	8		
9	10	11	12	13	14	15	16		
17	18	19	20	21	22	23	24		
25	26	27	28	29	30	31	32		
33	34	35	36	37	38	39	40		
41	42	43	44	45	46	47	48		
49	50	51	52	53	54	55	56		
57	58	59	60	61	62	63	64		
65	66	67	68	69	70	71	72		
73	74	75	76	77	78	79	80		
81	82	83	84	85	86	87	88		
89	90	91	92	93	94	95	96		
97	98	99	100						
*VOLG									
*EIND									

Een beschrijving van de uitvoer is gegeven in 6.5. In het programma is via de computerklok de mogelijkheid ingebracht om de resultaten eventueel onafhankelijk van de nauwkeurigheid na een bepaalde rekentijd uit te voeren. Als men bv. als maximaal toegestane rekentijd 150 seconden opgeeft, zal het iteratieve proces na die tijd worden gestopt en zullen de resultaten worden afgedrukt, ook als nog niet aan alle toleranties is voldaan.

6.4 De invoergegevens

De volgende gegevens moeten op lijsten worden ingevuld en daarna op ponskaarten worden overgebracht (zie afb. 6).

a. Algemene gegevens

de regenintensiteit in l/sec. ha;
algemene wandruwheid, d.w.z. de meest in het stelsel voorkomende wandruwheid bv. $k = 0,0010$ m;
startwaarden van de waterstanden in de knooppunten;
de toleranties voor gewenste nauwkeurigheid van het rekenproces;
schaal van de tekening van het net.

b. Voor de knooppunten

knooppuntsnummer;
straathoogte;
coördinaten van het knooppunt;
eventuele extra invoer in l/sec. of extra verhard oppervlak.

c. Voor de leidingen

strengnummer;
nummers van de knooppunten aan de einden van de streng;
breedte van het verhard oppervlak;

diameter (voor ei-vormige buizen de diameter van de grootste inwendige cirkel);
wandruwheid, indien afwijkend van de algemene wandruwheid;
binnenonderkant van de buis in beide knooppunten.

d. Voor de overstorten

zelfde gegevens als voor gewone knooppunten;
interne of externe overstort;
overstortfactor;
drempelhoogte;
drempellengte of overstorthoogte;
voor interne overstorten het strengnummer van de afvoerende leiding.

e. Voor pompen

zelfde gegevens als voor gewone knooppunten;
interne of externe pomp;
aanslagpeil;
capaciteit;
voor interne pompen het strengnummer van de afvoerende leiding.

6.5 De uitvoergegevens

6.5.1 Van het invoercontroleprogramma

a. Voor de knooppunten, overstorten en pompen

Dezelfde gegevens als bij de invoer;
herleid oppervlak in ha (d.i. het verharde oppervlak vermeerderd met een fictief oppervlak, dat een afvoer heeft gelijk aan de extra invoer, op basis van de opgegeven regenintensiteit) totale invoer in het knooppunt in l/sec.

b. Voor de leidingen

Dezelfde gegevens als bij de invoer;
lengte van de buizen;
verhang van de buizen.

INGENIEURSBUREAU DWARS, HEEDERIK EN VERHEY N.V. AMERSFOORT		COMPUTERPROGRAMMA RIOLERINGEN PERMANENTE STROMING		KAARTSOORT 8 OPDRACHTGEVER DOSSIER Nr.		ANALIST..... DAT..... GEKONTR..... DAT.....		BLAD Nr. AANTAL BLADEN....	
* Knooppunt	Knooppunts nr.	Straathoogte in cm.		x-Coördinaat (in willekeurige lineaire eenheden)	y-Coördinaat (in willekeurige lineaire eenheden)	Extra water invoer in l/sec.	Extra verhard opp. in 0.01ha		
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
21	22	23	24	25	26	27	28	29	30
31	32	33	34	35	36	37	38	39	40
41	42	43	44	45	46	47	48	49	50
51	52	53	54	55	56	57	58	59	60
61	62	63	64	65	66	67	68	69	70
71	72	73	74	75	76	77	78	79	80
81	82	83	84	85	86	87	88	89	90
91	92	93	94	95	96	97	98	99	100
* KNOOPPUNT									
* KNOOPPUNT									
* KNOOPPUNT									
* Overstort	Knooppuntsnr. (max 50 overst.)	Straathoogte in cm.	Drempellengte Overstort - hoogte in cm.	x-Coördinaat (in willekeurige lineaire eenheden)	y-Coördinaat (in willekeurige lineaire eenheden)	Extra water invoer in l/sec.	Extra verhard opp. in 0.01ha	Drempelhoogte in cm.	Overstortfactor x 100
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
21	22	23	24	25	26	27	28	29	30
31	32	33	34	35	36	37	38	39	40
41	42	43	44	45	46	47	48	49	50
51	52	53	54	55	56	57	58	59	60
61	62	63	64	65	66	67	68	69	70
71	72	73	74	75	76	77	78	79	80
81	82	83	84	85	86	87	88	89	90
91	92	93	94	95	96	97	98	99	100
* OVERSTORT									
* OVERSTORT									
* Pomp	Knooppunts- nummer (max. 10 pompen)	Straathoogte in cm	Aanslagpeil in cm	x-Coördinaat (in willekeurige lineaire eenheden)	y-Coördinaat (in willekeurige lineaire eenheden)	Extra waterin- voer in l/sec.	Extra verhard opp. in 0.01ha	Capaciteit in l/sec.	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
21	22	23	24	25	26	27	28	29	30
31	32	33	34	35	36	37	38	39	40
41	42	43	44	45	46	47	48	49	50
51	52	53	54	55	56	57	58	59	60
61	62	63	64	65	66	67	68	69	70
71	72	73	74	75	76	77	78	79	80
81	82	83	84	85	86	87	88	89	90
91	92	93	94	95	96	97	98	99	100
* POMP									
* POMP									
* Leiding	Streng nr. (max. 1750 strengen)	Knooppuntsnr. begin v.d. streng (laagste nr.)	Knooppuntsnr. eind v.d. streng (hoogste nr.)	Breedte verhard oppervlak in m.	Buistype Ronde buis + Ei-vormige - Buisdiameter in cm. bij 30/45 dus 30 inv.	Wandruwheid, indien afwijkend van algemene wandruwheid in 0.1mm.	Buisbodem - hoogte in cm. begin v.d. streng	Buisbodem - hoogte in cm. eind v.d. streng	Hoofdnr of subnr 0 = Hoofdnr 1 = Subnr
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
21	22	23	24	25	26	27	28	29	30
31	32	33	34	35	36	37	38	39	40
41	42	43	44	45	46	47	48	49	50
51	52	53	54	55	56	57	58	59	60
61	62	63	64	65	66	67	68	69	70
71	72	73	74	75	76	77	78	79	80
81	82	83	84	85	86	87	88	89	90
91	92	93	94	95	96	97	98	99	100
* LEIDING									
* LEIDING									
* LEIDING									
* LEIDING									
* Intern	Strengnr. v.d. streng die het water v.d. inter- ne overstort of pomp afvoert	Knooppuntsnr. aan het begin v.d. streng d.w.z. het knooppunt- nr. v.d. overstort of pomp	Knooppuntsnr. aan het eind v.d. buis						
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
21	22	23	24	25	26	27	28	29	30
31	32	33	34	35	36	37	38	39	40
41	42	43	44	45	46	47	48	49	50
51	52	53	54	55	56	57	58	59	60
61	62	63	64	65	66	67	68	69	70
71	72	73	74	75	76	77	78	79	80
81	82	83	84	85	86	87	88	89	90
91	92	93	94	95	96	97	98	99	100
* INTERN									
* INTERN									

c. Algemene gegevens

Zelfde gegevens als bij invoer;
 hoogste strengnummer en knooppuntsnummer;
 aantal strengen en knooppunten;
 eventueel maximum toegestane rekestijd;
 totaal verhard oppervlak in ha;
 totaal herleid verhard oppervlak in ha;
 totale invoer in l/sec.;
 totale inhoud van het buizenstelsel;
 inhoud van het buizenstelsel beneden elke overstort-drempel.

d. Plot-gegevens

plotlengte in cm's;
 aantal stroken;
 indien de gewenste tekening in de dwarsrichting groter is dan de breedte van de beschikbare tekenmachine zal het programma automatisch de tekening gaan opsplitsen in stroken;
 totale plotbreedte;
 schaal van de tekening.
 Tevens worden de gegevens voor de tekening op een band gebracht, waarmee de tekening met een tekenmachine kan worden gemaakt. Deze tekening bevat behalve het net zelf, bij elk knooppunt het knooppuntsnummer, bij elke streng het strengnummer, de buisdiameter, het verhang van de buis en de richting van het verhang.

e. Controle-checks

Een lijst van fouten of mogelijke fouten wordt uitgevoerd, bv.
 ontbrekende leidingen of knooppunten;
 verkeerde nummers van knooppunten en leidingen;

fouten in leidingdiameter;
 fout in buislengten door coördinaatfouten;
 de buis komt boven de straat uit;
 coördinaten ontbreken of kunnen onjuist zijn;
 leidingverhang van een doodlopende streng is onjuist.

6.5.2 Van het rekenprogramma
 (zie afb. 7 en 8)

a. Voor de knooppunten, overstorten en pompen

zelfde gegevens als van invoercontrole programma, uitgezonderd de coördinaten;
 de berekende waterstand;
 werking als stortput wordt signaleerd;
 water op straat wordt signaleerd;
 bedreigde gebieden worden signaleerd (druk ter plaatse ligt dicht onder straathoogte);
 bij een overstort wordt de berekende overstorthoogte of de drempellengte gegeven;
 de verandering van het residu bij 1 cm waterstandsverandering.

b. Voor de leidingen (zie afb. 8)

zelfde gegevens als van invoercontroleprogramma;
 gemiddelde vullingspercentage;
 berekend debiet in l/sec.;
 gemiddelde stroomsnelheid;
 factor C uit de formule van De Chézy;
 voor buizen, die het debiet van interne pompen of overstorten moeten afvoeren, wordt aangegeven of dit mogelijk is.

c. Algemene gegevens (zie tabel I)

zelfde gegevens als van invoercontroleprogramma, uitgezonderd hoogste knooppunt- en strengnummer;

Afb. 7 - Uitvoer rekenprogramma (voorbeeld D.W.A.-berekening)

KNOOP- PUNT- NUMMER	STRAAT (IN. M.)	DRUK HOOGTE (IN. M.)	HERLEID. OPPERVL (IN. HA)	TOTALE INVOER (L/SEC)	STORT PUT	WATER OP STRAAT (IN. M.)	DREMPEL LENGTE (IN. M.)	OVERSTORT FACTOR (NU)	DREMPEL HOOGTE (IN. M.)	OVERSTORT HOOGTE (IN. M.)	CAPACITEIT V.D. POMP (IN. L/SEC)	AFVOER V.D. POMP (IN. L/SEC)	RESIDU BIJ CA SCHIL (L/SEC)
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
1	3.50	1.06	0.00	0							1340	854	338.33
2	3.00	1.75	1.15	1									494.30
3	3.50	1.76	0.00	0		2.90	1.86	1.95	WERKT NIET				132.48
4	2.70	1.76	0.00	0									806.90
5	4.00	2.04	0.00	0		4.15	1.86	2.80	WERKT NIET				20.04
6	2.63	1.88	450.00	450									42.24
7	2.68	1.77	6.20	6									198.77
8	2.73	1.78	.75	1									86.81
9*	3.50	2.79	0.00	0		.50	1.86	2.97	WERKT NIET				65.01
10	3.80	2.11	1.12	1	***								22.53
11	3.50	2.79	91.60	92									70.79
12	3.50	2.75	.36	0									.66
13	3.50	2.55	.18	0	***								1.12
14	3.30	1.83	1.25	1	***								18.57
15	4.20	2.62	.20	0	***								10.69
16	4.50	3.42	1.40	1									-2.79
17**	4.00	2.97	0.00	0	***					42	17		3.88
18	3.70	3.08	.24	0									.81
19	3.70	2.64	.08	0	***								-.82
20	3.30	2.05	1.20	1	***								11.08
21	3.80	3.14	20.10	20									-5.13
22	3.80	3.13	.03	0									2.26
23	4.40	3.53	.36	0									1.22
24	4.00	3.06	.63	1									7.43
25	4.80	3.98	.08	0									-.66
26	3.80	2.97	61.00	61	***								5.26
27	3.80	2.66	.65	1	***								6.36
28	3.30	2.19	100.80	101	***								10.97
29	4.40	3.59	.06	0									-.74
30	4.40	3.60	100.28	100									6.29
31	4.40	3.41	.60	1									9.59
32	4.70	3.69	.50	1	***								1.57
33	4.70	4.04	.07	0									-.71
34	3.80	3.02	.07	0									-.30
35	3.80	3.22	.10	0									-1.48
36	3.50	1.99	.20	0									0.00

* INTERNE OVERSTORT
 ** INTERNE POMP

TABEL I - Algemene uitvoer (D.W.A.-berekening)

Aantal strengen	40
Aantal knooppunten	36
Aantal pompen	2
Aantal overstorten	3
Wandruwheid K in meters	.0010
Totaal verhard oppervlak in ha	0.00
Totaal verhard oppervlak inclusief extra verhard opp. in ha	21.26
Totaal herleid oppervlak in ha	841.26
Neerslag in l/sec. ha	1
Totale invoer in l/sec.	841
Totale afvoer in l/sec.	854
Inhoud van het stelsel in m³ bij de berekende drukken	602.09
Tolerantie van de druk in cm	1.0
Tolerantie van het debiet in l/sec.	10.0
Tolerantie van het debiet in procenten van de afvoer	20 %
Maximum residu (in l/sec.)	.93

inhoud van het stelsel bij de berekende waterstanden in de knooppunten;
 maximum overgebleven residu in l/sec.;
 totaal verhard oppervlak;
 totaal herleid oppervlak;
 totale aanvoer en afvoer in l/sec.

d. Afvoeren (zie tabel II)

De afvoer van alle werkende pompen en overstorten wordt gegeven.

7. Bereikte resultaten

Alvorens nader in te gaan op de resultaten, die met het programma zijn bereikt, is het wellicht interessant iets te vertellen over de moeilijkheden, die zich hebben voorgedaan bij de ontwikkeling van het rekenprogramma.

Afb. 8

STRENG	KNOOPPUNTSNUMMER	HOOGTE BINNENONDER-	SOORT	BUIS	LENGTE	GEMIDDELTE DEBIET	GEMIDDELTE BREEDTE	COEFF.	WAND	LEIDING					
NUMMER	AAN HET	KANT V D BUIS (IN M)	BUIS	DIA-	VAN DE	VULHOOGTE	SNELHEID	VAN	RUM-	VERHANG					
BEGIN	EIND	AAN HET	AAN HET	METER	BUIS	(IN %)	(L /SEC)	(M /SEC)	OPPERVL	CHEZY					
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11					
		BEGIN	EIND	(IN CM)	(IN M)	(IN %)	(L /SEC)	(M /SEC)	(IN M)	(M)					
50	2	-	1	1.05	1.00	ROND	100	100	64.5	807.5	1.59	0	63.26	.0010	2000
51	6	-	2	1.20	1.05	ROND	100	100	73.8	709.3	1.22	0	63.34	.0010	670
52	3	-	2	1.00	1.05	ROND	100	100	78.3	152.2	.25	0	61.68	.0010	2000
53	4	-	3	1.00	1.00	ROND	100	100	55.4	161.2	.19	0	62.65	.0010	*999
54	7	-	4	1.10	1.00	ROND	100	100	76.4	168.8	.28	0	61.87	.0010	1000
55	8	-	7	1.26	1.10	ROND	100	100	61.9	170.0	.35	0	61.65	.0010	630
56	14	-	8	1.56	1.26	ROND	100	100	36.7	178.6	.62	0	60.31	.0010	330
57	5	-	6	1.40	1.30	ROND	60	100	100.0	250.1	.88	0	57.92	.0010	1000
58	10	-	5	1.70	1.60	ROND	100	100	40.3	250.0	.79	0	60.90	.0010	1000
59*	9	-	6	2.10	2.10	ROND	30	50	0.0	0.0	0.00	0	0.00	.0010	*999
60	9	-	11	2.50	2.50	ROND	60	50	48.8	.5	.00	0	37.73	.0010	*999
61	15	-	10	2.31	2.26	ROND	100	100	20.8	140.8	.86	0	58.32	.0010	2000
62	11	-	10	2.50	2.40	ROND	60	100	40.6	101.9	.89	0	57.39	.0010	1000
63	12	-	11	3.00	2.80	ROND	30	100	0.0	0.0	0.00	0	0.00	.0010	500
64	12	-	13	2.72	2.67	ROND	60	100	2.0	.8	.13	0	41.52	.0010	2000
65	18	-	19	3.05	2.83	ROND	30	100	5.0	.9	.26	0	41.13	.0010	450
66	19	-	13	2.60	2.50	ROND	30	100	9.4	1.4	.22	0	43.50	.0010	1000
67	13	-	14	2.50	2.40	ROND	60	100	3.9	2.9	.26	0	45.76	.0010	1000
68	20	-	14	1.81	1.56	ROND	100	100	20.3	168.7	1.06	0	58.00	.0010	400
69	35	-	20	3.20	2.80	ROND	30	40	3.1	1.0	.46	0	39.31	.0010	100
70	28	-	20	1.86	1.81	ROND	100	100	23.7	164.5	.88	0	58.63	.0010	2000
71	27	-	28	2.46	2.26	ROND	60	100	29.0	68.2	.83	0	55.79	.0010	500
72	34	-	27	2.97	2.96	ROND	30	100	11.5	.7	.08	0	45.43	.0010	*800
73	26	-	27	2.71	2.66	ROND	60	100	31.8	64.4	.72	0	56.13	.0010	2000
74	22	-	26	3.04	3.06	ROND	30	50	15.8	2.6	.23	0	47.05	.0010	2500
75	21	-	22	3.01	3.03	ROND	30	50	34.8	3.5	.14	0	48.62	.0010	2500
76	21	-	17	3.01	2.91	ROND	30	50	40.4	17.0	.60	0	51.59	.0010	500
77*	17	-	16	3.30	3.30	ROND	30	50	100.0	17.0	.24	0	52.82	.0010	*999
78	25	-	16	4.00	3.60	ROND	30	100	0.0	0.0	0.00	0	0.00	.0010	250
79	16	-	15	3.30	3.20	ROND	60	100	14.4	18.3	.45	0	52.52	.0010	1000
80	24	-	15	2.78	2.60	ROND	60	100	45.3	118.5	.93	0	57.77	.0010	560
81	29	-	23	3.55	3.50	ROND	30	80	7.7	.9	.16	0	42.16	.0010	1600
82	23	-	24	3.50	3.05	ROND	30	100	6.1	1.8	.41	0	42.20	.0010	220
83	31	-	24	3.20	2.78	ROND	60	100	31.4	109.3	1.23	0	57.00	.0010	240
84	30	-	31	3.30	3.20	ROND	60	100	48.1	101.5	.90	0	57.02	.0010	1000
85	32	-	31	3.65	3.30	ROND	30	100	7.5	2.7	.51	0	48.05	.0010	290
86	33	-	32	4.00	3.95	ROND	30	100	7.6	.8	.15	0	43.28	.0010	2000
87	25	-	32	3.95	3.85	ROND	30	100	6.2	.9	.19	0	42.08	.0010	1000
88	36	-	7	1.90	2.00	ROND	30	100	0.0	0.0	0.00	0	0.00	.0010	1000
89	2	-	1	1.05	1.00	ROND	30	234	100.0	50.3	.71	0	52.48	.0010	4680

* INTERNE STRENG

TABEL II

Afvoer via overstorten en pompen	
Pomp 1	854 l/sec.
Totaal	854 l/sec.

Berging van het buizenstelsel beneden overstortdrempeel

overstort	drempeelhoogte	inhoud in m³
5	280	1037
3	195	601

In de analyse stond de vraag, of onder bepaalde berekende omstandigheden het water stromend, dan wel schietend is, centraal.

Hierbij traden bij de overgang van stromend naar schietend water dermate grote wijzigingen in het berekende debiet op, dat deze een goede werking van het iteratieve proces in de weg stonden.

Een ander probleem was het bepalen van de eisen, waaraan de resultaten van de berekening moesten voldoen en het omzetten van deze eisen in waarden, waarmee het iteratieve proces kon worden gestopt.

Het werken met overstorten en pompen bracht vrij grote moeilijkheden met zich mee, die veroorzaakt werden door de discontinuïteit, die optrad door het al of niet in werking zijn van pompen en overstorten.

Dit probleem werd extra verzwaard door het feit, dat pompen en overstorten, welke in het net zijn opgenomen, bij het in werking treden een grote verstoring van het evenwicht naar twee kanten veroorzaken nl. in bovenstroomse en benedenstroomse richting.

Vermeldenswaard is bovendien het feit, dat de computer

zo ver ging in zijn rekennauwkeurigheid, dat juist hierdoor moeilijkheden ontstonden.

Dit was bv. het geval bij zeer kleine debieten van minder dan 1 l/sec., waarbij de waterlaag kleiner kon worden dan de dikte van de laminaire laag.

De eerste succesvolle resultaten werden bereikt met een speciaal voor het testen van het programma ontworpen netwerk. Dit netwerk leek in geen enkel opzicht op een echt rioolstelsel, maar bevatte wel alle voorkomende situaties, zodat het programma grondig kon worden getest.

Zo had dit netwerk interne overstorten en pompen zowel als overstorten en pompen aan de rand, steile buizen, zowel als horizontale en tegen de stroomrichting in hellende buizen en buizen met een grote diameter, zowel als kleine buizen.

Bovendien zouden onder de gegeven omstandigheden een aantal putten als stort- of valput werken en zou bij een aantal putten water op straat komen.

Met dit netwerk werden vele testen uitgevoerd.

Er werden proeven genomen met verschillende aanvangswaterstanden in de putten, waarbij bleek dat indien deze te ver van de eindwaarden aflagen, de rekestijd in sommige gevallen met een factor 5 werd verhoogd.

Uiteraard was ook de gevraagde nauwkeurigheid van invloed op de rekestijd.

Zo werden testen gemaakt, waarbij aan de resultaten de volgende eisen werden gesteld:

- 1 cm nauwkeurig in de waterstand in de knooppunten;
- 10 l/sec. nauwkeurig in de debieten;
- een nauwkeurigheid van 10 % van de gemiddelde som van aan- en afvoer.

Vervolgens werden de toleranties gewijzigd in resp. 5 cm, 10 l/sec. en 10 % en in 1 cm, 50 l/sec. en 20 %.

Naar aanleiding van deze testen bleek, dat de nauwkeurigheid in de waterstand het minst van invloed was op de rekestijd, terwijl de rekestijd met 25 % tot 50 % werd bekort indien het percentage van de laatste tolerantie van 10 % gewijzigd werd in 20 %.

Met het testnetwerk werden ook proeven genomen, waarbij de regenintensiteit met 10 l/sec. ha varieerde van 10 tot 100 l/sec. ha. Bovendien werd een droogweerafvoer (d.w.a.) berekening gemaakt door voor de regenintensiteit een waarde van 1 l/sec. ha in te voeren, overeenkomende met ongeveer 1,5 à 3 keer d.w.a.

Hierbij bleek, dat naarmate meer buizen slechts gedeeltelijk werden gevuld, de rekestijd langer werd, aangezien bij niet geheel volle buizen diverse parallelberekeningen en testen op schietend water dienden te worden uitgevoerd.

Na het testen met dit speciaal ontworpen netwerk, werd het programma gebruikt voor een met de hand doorgekend netwerk met 350 knooppunten en 430 strengen met 2 pompen en 7 overstorten.

Vervolgens werd een rioolstelsel berekend met 1000 knooppunten en 1360 strengen teneinde de uiterste grenzen van de capaciteit van de eerste versie van het programma te testen en een indruk te krijgen van de benodigde rekestijd. Bovendien werd nog getest met een rioolstelsel in een sterk hellend gebied.

Van beide laatstgenoemde netwerken werden eveneens d.w.a.-berekeningen uitgevoerd.

De testfase van het programma is intussen achter de rug.

Een aantal rioolnetten is met behulp van het samengestelde programma berekend, waarbij is gebleken, dat het programma geheel aan de gestelde eisen voldoet.

8. Conclusie

Het ontwikkelde computerprogramma is in staat permanente stromingstoestanden als gevolg van een constante regenintensiteit te berekenen in rioolstelsels, die al dan niet een vermaasde structuur hebben, waarin zonder bezwaar boomstructuren in opgenomen kunnen zijn. Het is mogelijk deze berekeningen zowel voor in vlakke als in hellend gebied voorkomende rioolstelsels uit te voeren, waarbij de computer de berekeningen van elke vullingsgraad, zowel met stromend als met schietend water op snelle en efficiënte wijze uitvoert en tevens rekening houdt met het voorkomen van val- of stortputten en van „water op straat”.

Gebruikte symbolen

A	oppervlak van de natte doorsnede
B	waterspiegelbreedte
C	weerstandsfactor uit formule van De Chézy
c	voorplantingssnelheid van een golf in open leidingen
d	dikte waterlaag boven overstortdrempel
g	versnelling van de zwaartekracht
h_i	waterstand in knooppunt i
i, j, n,	aangevende in welk knooppunt de betreffende
m index	grootheid wordt beschouwd
K	aantal knooppunten van het netwerk
k	wandruwheid van de buizen
L	lengte van de streng
M	aantal mazen
m (mu)	afvoercoëfficiënt van een overstort
P	knooppunt of put
P_i	uitgevoerd debiet in knooppunt i via pomp of overstort
Q_i	ingevoerd debiet in knooppunt i
Q_{ji}	debiet in de streng van knooppunt j naar knooppunt i
R	hydraulische straal
r	straal van cirkelvormige buizen of straal van grootste inwendige cirkel van een eivormige buis
r_i	residu in knooppunt i
S	aantal strengen
U	aantal externe pompen en overstorten
v	gemiddelde stroomsnelheid
y_g	grensdiepte
y_i	waterdiepte in een buis bij knooppunt i
z_i	hoogte binnenonderkant buis in knooppunt i, t.o.v. een horizontaal vergelijkingsvlak
α	coëfficiënt > 1 voor het in rekening brengen van ongelijkmatige snelheidsverdeling in de energievergelijking
δ	dikte van laminaire laag
ν	kinematische viscositeit
ξ_{ji}	weerstandsfactor van streng ji

Literatuur betreffende netwerken met volle buizen

A. Algemeen over netwerken

1. Birkhoff, G. and Diaz, J. B. *Non-linear network problems*. Quart. appl. Math., 13 (1955), p. 431-443.
2. Duffin, R. J. *Non-linear networks*. Am. Math. Society, 53 (1947), p. 963-971.

B. Algemeen over oplossingsmethoden

3. Barlow, J. F. and Markland, E. *Computer analysis of pipe networks*. Proc. Inst. Civ. Eng., 43 (1969), juni, p. 249-259.
4. Kendall, N. J. *Analysis of pipe networks by electronic digital computers*. Int. Ass. Hydr. Res., congres Dubrovnik, (1961), p. 626-638.
5. Lathouder, A. de en Soilman, M. *Leidingnetberekening met elektronische rekenmachines*. Water 48 (1964), no. 14, p. 192-195 en no. 15, p. 199-202.
6. Loehr, R. C. *Analog and digital computers in distribution system analysis*. J. Am. Water Works Ass., 56 (1964), no. 8, aug., p. 1001-1008.
7. Polet, Th. W. *Theoretische achtergronden voor de leiding- en netberekening*. Polytechn. Tijdschr., 19B (1964), no. 4, p. 144-150 en no. 6, p. 177-185.

C. Speciale oplossingsmethoden

C.1 De mazenmethode

C.1.1 Oplossing per maas

8. Carteron, J. *Calcul des réseaux maillés de conduite à l'aide d'une calculatrice électronique*. La Houille Blanche, 11 (1956), no. A, p. 173-179.
9. Cross, H. *Analysis of flow in networks of conduits or conductors*. Univ. Illinois, Engineering Experiment Station, 29 (1936) bull., no. 286.
10. Daniel, P. T. *The analysis of compressible and incompressible fluid networks*. Trans. Inst. Chem. Engr., 44 (1966), p. T. 77-84.
11. Graves, Q. B. and Branscome, D. *Digital computers for pipeline networks*. Proc. Am. Soc. Civ. Eng., 84, SA2 paper 1608, (1958) april 18 pp., SA5 (1958) sept. p. 13-15 paper 1786, SA6 (1958) nov. p. 11-17 paper 1855.
12. Hoag, L. N. and Weinberg, C. *Pipe line network analysis by electronic digital computer*. J. Am. Water Works Ass., 49 (1957), p. 517-524.
13. 't Hullenaar, A. K. van en Polet, Th. W. *Digitale leidingnetberekening*. Water, 48 (1964), jan. nr. 3, p. 29-37.
14. Korte, J. W. und Vielhaber, H. *Ein Beitrag zur elektronische Berechnung von Wasserversorgungsnetzen*. Das Gas- und Wasserfach, 108 (1967), nr. 8, p. 190-195, nr. 14, p. 373-376, nr. 24, p. 674-679 en nr. 28, p. 781-787.
15. Krombach, J. *Die Rohrnetzrechnung als Beispiel der Lösung. Ingenieur-technischer Probleme auf elektronischen Rechenanlagen*. IBM Symposium, Vévey 1963, 35 p.
16. Krombach, J. und Merten, G. *Erfahrung aus der Rohrnetzrechnung mit digitalen Rechenanlagen*. Das Gas- und Wasserfach, 101 (1960), nr. 40, p. 1007-1017.
17. Lefebvre, J. F. *L'application des calculateurs électroniques au calcul des gros feeder de distribution*. Technique de l'eau, Bruxelles, (1966), nr. 234 juni, p. 17-25.
18. McPherson, M. B. *Generalized distribution network head loss characteristics*. Proc. Am. Soc. Civ. Eng. 86 (1960) jan., 75-91, HY1 paper 2339, (1960) mei, p. 183, HY5 paper 2489, (1960) juli, p. 39-47, HY7 paper 2562, (1960) aug., p. 57-62, HY8 paper 2587, (1960) nov., p. 127-128, HY9 paper 2665, 87 (1961) mei, p. 183-195, HY3 paper 2827.
19. Pernelle, R. *Calcul rapide et pratique de réseaux maillés comportant de nombreuses boucles*. Ass. technique de l'Industrie du Gaz de France, compte rendu du 79e congres de l'Industrie du Gaz, Paris, 19-23 juni, (1962), p. 516-531.
20. Shirley, W. O. *Computer analysis of distribution systems*. Public Works, (1967) 98, nr. 4, april, p. 119-121.
21. Stearns, D. E. *Expanding and Improving water distribution systems*. Water and Sewage Works, (1957), 104, p. 256-261.
22. Travers, K. *The mesh method in gas network analysis*. Gas Journal, (1967), p. 167-174.

C.1.2 Oplossing met alle mazen tegelijk

23. Deheusse, N. M., Coyette, Ph. et Piraprez, E. *Le calcul par ordinateur des réseaux maillés de distribution d'eau*. Mémoires

Centre d'Etudes, de Recherches et d'Essais Scientifiques du Génie Civil (CERES), (1967), nr. 19, april, p. 3-27.

24. Epp, R. and Fowler, A. G. *Code for steady-state flows in networks*. Proc. Am. Soc. Eng., 96 (1970), jan., p. 43-56, HY1 paper 7002.

C.1.3 Versnelling van iteratie, keuze van de mazen

25. Dubin, Ch. *Le calcul des réseaux maillés*. La Houille Blanche, 2 (1947), mei/juni, p. 213-227.
26. Hyman, S. I. and Jones, R. I. *Loop defining technique for gas distribution network analysis*. Am. Gas Association, (1967), febr. D.89, p. 344-354.
27. Shirley, W. O. and Bailey, J. J. *Use of digital computers in distribution system analysis*. J. Am. Water Works Ass., 58 (1966), nr. 12, december, p. 1575-1584.
28. Travers, K. *The mesh method in gas network analysis*. Gas Journal, (1967), nov., p. 167-174.
29. Voyles, C. F. and Wilke, H. R. *Selection of circuit arrangements for distribution network analysis by the Hardy Cross method*. J. Am. Water Works Ass., 54 (1962), p. 285-290.

C.2 De Knooppuntmethode

C.2.1 Iteratie per knooppunt

30. Adams, R. W. *Distribution analysis by electronic computer*. J. Inst. of Water Engineers, (Gr. Br.), (1961) 15, p. 415-428.
31. Bellamy, C. J. *The analysis of networks of pipes and pumps*. J. Inst. of Engineers (Australia), (1965) apr./mei, p. 111-116.
32. Berg, C. van de. *An iterative method for calculating the pressure and flow distribution in pipeline networks*. De Ingenieur, 75 (1963), p.W. 202-211 en 76 (1964), p.W. 81-84.
33. Cross, H. *Analysis of flow in networks of conduits or conductors*. Univ. Illinois, Engineering Experiment Station, bull. nr. 286, (1936), 29 pp.
34. Dillingham, J. H. *Computer analysis of water distribution systems*. Water and Sewage Works, 114 (1967), p. 1-2, 43-46, 96-100, 141-143 en 175-177.
35. McCormick, M. and Bellamy, C. J. *A computer program for the analysis of networks of pipes and pumps*. J. Inst. of Engineers (Australia), (1968), mrt., p. 51-58.

C.2.2 Iteratie van alle knooppunten tegelijk

36. Liu, K. T. H. *The numerical analysis of water supply networks*. Int. Ass. for Hydraulic Res., Proc. 13e congres. Kyoto, 1 (1969), A.5, p. 35-42.
37. Renouard, P. et Gaujé, G. *Méthode de calcul des réseaux de conduite de gaz à l'aide d'un ordinateur*. Association technique de l'industrie du gaz de France, Compte rendu du 79e congres, (1962), juni, p. 532-541.

C.3 Methode met coupures

38. Dubin, Ch. J. M. *Le calcul des réseaux par ordinateur électronique*. Symposium IBM, Vévey, (1963), 6 pp.
39. Press, H. *Rohrnetzrechnungen*. Par. 2.6 uit: *Anwendung elektronischer Rechenverfahren in Hydrologie*. Wasserwirtschaft und Wasserbau, Ernst u. Sohn, (1968), p. 83-85.

C.4 Directe oplossingsmethoden

40. Marlow, Th. A., Hardison, R. L., Jacobson, H. and Biggs, G. E. *Improved design of fluid networks with computers*. Proc. Am. Soc. Civ. Eng., 92 (1966), juli, p. 43-61, HY4 paper 4866, 93 (1967), jan., p. 133-134, HY1 paper 5059, (1967), mrt., p. 84-90, HY2 paper 5129 en 94 (1968), jan., p. 306-307, HY1 paper 5703.
41. Martin, D. W. and Peters, G. *The application of Newton's method to network analysis by digital computer*. J. Inst. Water Engineers (Gr. Br.), (1963), mrt., 17, nr. 2, p. 115-129.
42. Shamir, U. and Howard, Ch. D. D. *Water distribution systems analysis*. Proc. Am. Soc. Civ. Eng., 94 (1968), jan., p. 219-234, HY1 paper 5758, 95 (1969), jan., p. 481-486, HY1 paper 6323, 96 (1970), febr., p. 577-578, HY2 paper 7045.
43. Warga, J. *Determination of steady state flows and currents in a network*. Proc. Instrument Society of America, 9 (1954), 5 pp., paper 54-43-4.