

**van neerslag tot rioolinloop
in vlak gebied**



**TR diss
1761**

f.h.m. van de ven

4 20637

17 5229
van de 176

Van neerslag tot rioolinloop in vlak gebied

Van neerslag tot rioolinloop in vlak gebied

Proefschrift

ter verkrijging van de graad van doctor aan de
Technische Universiteit Delft, op gezag van de
Rector Magnificus, prof. drs. P.A. Schenck, in het openbaar
te verdedigen ten overstaan van een commissie
aangewezen door het College van Dekanen
op 31 oktober 1989 te 14.00 uur

door

Franciscus Hendrikus Maria van de Ven

geboren te Udenhout,
landbouwkundig ingenieur.



**TR diss
1761**

Dit proefschrift is goedgekeurd door de promotor
prof. dr. ir. J.C. van Dam

Over de auteur

Frans H.M. van de Ven werd in december 1954 in Udenhout geboren. Hij doorliep de middelbare school, eerst op Sparrendaal en later het Maurick-college in Vught, waar hij in 1973 het diploma Gymnasium β behaalde. Na zijn studie Cultuurtechniek B aan de Landbouwhogeschool te Wageningen trad hij in 1979 in dienst bij de Rijksdienst voor de IJsselmeerpolders als hoofd Afvoerhydrologie en Waterwinning bij de Wetenschappelijke Afdeling. Hier verrichtte hij het onderzoek dat aan dit proefschrift ten grondslag ligt. Sinds 1985 werkt hij daarnaast als toegevoegd docent bij de vakgroep Gezondheidstechniek en Waterbeheersing van de Technische Universiteit Delft, waar hij onderwijs verzorgt in de waterbeheersing in stedelijke gebieden. In 1986 verwisselde ir. Van de Ven zijn functie bij de Rijksdienst voor de IJsselmeerpolders voor die van hoofd Hydrologie en Geohydrologie bij de hoofdafdeling Algemeen Onderzoek van de Dienst Binnenwateren/RIZA van de Rijkswaterstaat.

Aan mijn vader

Voorwoord

Het voor u liggende rapport vormt voor de Rijksdienst voor de IJsselmeerpolders (RIJP)* één van de sluitstukken van bijna 18 jaar onderzoek op het gebied van de stedelijke hydrologie. Met de afsluiting ervan eindigt het enige, veeljarige onderzoek op dit gebied in Nederland; het was ook een van de weinige in de wereld. Voor de RIJP heeft het onderzoek zeker het beoogde resultaat opgeleverd: de ontwerpmethoden en normen hebben, sinds men in 1966 begon met de ontwikkeling van nieuwe steden, aanmerkelijke verbeteringen ondergaan; verbeteringen die vrijwel alle leidden tot kostenbesparing. Het uitgangspunt van de RIJP om het uitvoerende werk van de dienst te ondersteunen met meer fundamenteel onderzoek heeft dus ook hier haar vruchten afgeworpen.

Toen ik in 1979 de functie van onderzoeker bij de RIJP aanvaardde, gaf mijn leermeester, de hooggeleerde prof. dr. ir. W.H. van der Molen van de Landbouwniversiteit Wageningen, mij als boodschap mee, dat bij het onderzoekswerk bij de RIJP veel mogelijk was en dat ik daar ook gebruik van moest maken. Hopelijk heb ik hem niet teleurgesteld. Het onderwerp van onderzoek van toen is, op initiatief van prof. ir. W.A. Segeren en prof. dr. ir. J.C. van Dam, inmiddels uitgegroeid tot het vak Waterbeheersing Stedelijke Gebieden, dat wordt gedoceerd aan de Technische Universiteit Delft. Zeker zal nog veel onderzoeksinspanning nodig zijn om het ontwerp van het stedelijk waterbeheersingssysteem verder te optimaliseren, met name waar het gaat om integratie tussen de kwantiteits- en de kwaliteitsaspecten en om de opbouw van een geïntegreerde en geautomatiseerde ontwerpmethode. De studie naar het neerslag-afvoerproces vormt evenwel de basis voor dergelijke ontwikkelingen. De metingen in Lelystad spelen in dat verband een essentiële rol.

Het onderzoek in Lelystad zou nooit van de grond gekomen zijn zonder de initiatieven van prof. Levin van Cornell University, prof. ir. D.A. Krayenhoff van de Leur van de Landbouwniversiteit Wageningen en prof. ir. W.A. Segeren. Vooral op initiatief van prof. Krayenhoff zijn veel innoverende ideeën ten aanzien van meetmethoden operationeel gemaakt. Onder het toezien oog en de stimulerende begeleiding van ir. F.C. Zuidema, ir. J.E. Smid, B.R. Voortman, A. Komies en J. de Jonge zijn de meetgebieden ingericht en zijn de eerste gegevens verzameld. Met de komst van drs. J.A. van den Berg en ing. G.A. Ven kreeg de gegevensverwerking en de modellering van het afvoerproces pas goed gestalte. Toen ing. Ven ander onderzoek onder zijn hoede kreeg werd hij opgevolgd door ing. C.H. van Dam, die later weer door ing. J.M. Scholten werd opgevolgd. Toen de heer Voortman vertrok, na

* Sinds 1 januari 1989 is de Rijksdienst voor de IJsselmeerpolders opgegaan in de Directie Flevoland van de Rijkswaterstaat.

bijna 15 jaar betrokken te zijn geweest bij het onderzoek, nam de heer A. Oldenkamp het beheer van de meetgebieden op zich. Daarnaast werd de groep medewerkers uitgebreid met een meetassistent, de heer B. van der Griendt die de heer A. Stoffers ging assisteren als veldwaarnemer. Daarnaast verrichtte hij een deel van de gegevensverwerking. In een eerder stadium was de heer Ten Kate eveneens actief als veldwaarnemer. De elektronica voor de metingen werd voor een belangrijk deel ontwikkeld en beheerd door ing. J. Ardon en zijn medewerkers. De inspirerende leiding van ir. E. Schultz, dr. J. de Jong en ir. M. Pinkers mag hier zeker niet onvermeld blijven. Naast deze inbreng door eigen personeel van de RIJP was er de creatieve ondersteuning door ir. P. van der Kloet en ir. M. van der Wal van de TU-Delft bij het opstellen van de neerslag-afvoermodellen. En tenslotte werkten een groot aantal studenten mee, die in het kader van een stage of afstudeeronderzoek hebben geassisteerd bij de verzameling en de analyse van de gegevens. Zonder de bijdragen van al deze personen zou het onderzoek zeker aan waarde hebben ingeboet; zij allen hebben bijgedragen tot het resultaat zoals dat hier voor u ligt.

Een bijzondere bijdrage is geleverd door mijn vrouw, die begrip had voor het feit dat het schrijven van een dergelijk rapport voor een belangrijk stuk "vrijtijdsbesteding" is en mij desondanks stimuleerde om door te gaan.

Lelystad, april 1989

Frans H.M. van de Ven

Inhoud

pag. nr.

VOORWOORD

INHOUD

SAMENVATTING

SUMMARY

1	INLEIDING	1
1.1	Kringloop van het water in stedelijk gebied	1
1.2	Een globale waterbalans	3
1.3	Waterbeheersing in stedelijk gebied; doel en middelen	6
1.4	Kosten van de waterbeheersing in stedelijk gebied	9
1.5	Doel en opzet van dit rapport	11
1.6	Achtergrond	12
2.	DE MEETGEBIEDEN IN LELYSTAD EN DE DAAR TOEGEPASTE MEETMETHODEN	19
2.1	Geschiedenis	19
2.2	De meetgebieden	20
2.2.1	Meetgebied Pampus-Blokkerhoek	20
2.2.2	Meetgebied Noorderwagenplein	24
2.2.3	Meetgebied Bastion	27
2.3	De meetinstrumenten	30
2.3.1	De neerslagmeting	31
2.3.2	Meting van de afvoer via het regenwaterriool	33
2.3.3	Metingen van de drainafvoer en de grondwaterstand	36
2.3.4	Het vlotter-potentiometer-opnemersysteem	39
2.3.5	De datalogger	40
2.4	Berekening van de rioolinloop uit de rioolafvoer	42
3.	NEERSLAGVERLIEZEN	45
3.1	Neerslagverlies en afvloeiingscoëfficiënt	45
3.2	Verdamping van verharde oppervlakken	47
3.3	Infiltratie in verharde oppervlakken	52
3.4	Initiële verliezen	58
3.5	Toestroming naar en afstroming vanaf onverharde oppervlakken	62
3.6	De tijdelijk op verhard oppervlak geborgen hoeveelheid	67
3.7	De afvloeiingscoëfficiënt	70
3.7.1	Het buienboek	72
3.7.2	De frequentieverdeling van de afvloeiingscoëfficiënten	85
3.7.3	Relatie van de afvloeiingscoëfficiënt met andere variabelen	91
3.7.3.1	Het multiple lineaire regressiemodel	91
3.7.3.2	De modelresultaten	95

3.7.3.3	Vergelijking met andere resultaten	104
3.7.3.4	Analyse van de residuen	107
4.	MODELLEN VOOR DE RELATIE TUSSEN NEERSLAG EN RIOOLINLOOP	109
4.1	Opzet van de modellering	109
4.2	De verliesmodellen	114
4.3	Kalibratie van de verliesmodellen	118
4.4	De transformatiemodellen	125
4.4.1	Het Nash-model	126
4.4.2	Het niet-lineaire reservoirmodel	127
4.4.3	Het Laguerre-model	129
4.4.4	Het Volterra-model	131
4.4.5	Eenheidsafvoergolf bepaald met kwadratisch programmeren	134
4.5	Resultaten van de transformatiemodellen met het exponentieel verliesmodel	135
4.6	Resultaten van de transformatiemodellen met het uitgebreid verliesmodel	144
4.7	Gevoeligheidsanalyse	147
4.8	Vergelijking van de modelresultaten ten aanzien van de verliesmodellen	154
5.	EXTREMA IN DE RIOOLINLOOP	157
5.1	Statistische analyse van extreme waarden	157
5.1.1	De klassieke extreme waardenverdelingen	158
5.1.2	Partiële reeksen	160
5.1.3	Toetsen van de verdeling	162
5.1.3.1	Gumbel-verdeling	162
5.1.3.2	Exponentiële verdeling	164
5.1.4	Schatten van de parameters	164
5.1.4.1	De Gumbel-verdeling c.a.	164
5.1.4.2	Partiële reeksen	168
5.1.5	Homogeniteit en onafhankelijkheid in de waarnemingsreeks	170
5.1.5.1	Isomorie	170
5.1.5.2	Afhankelijkheid van de extrema	171
5.1.5.3	Toets op homogeniteit van de extrema	171
5.1.6	Herhalingstijden bij partiële reeksanalyse en bij de klassieke extreme waardenanalyse	172
5.2	Duurlijnen van neerslag en rioolinloop	174
5.3	De ontwerpafvoerintensiteit	181
5.3.1	Schijnbaar te bergen hoeveelheden	181
5.3.2	Bergings-ontwerpafvoerlijnen	183
5.3.3	Betrouwbaarheid van de bergings-ontwerpafvoerlijnen	189
5.4	Enige eigenschappen van overstortingen berekend met neerslag- en rioolinloopgegevens	192
5.4.1	Definitie van een overstorting	195
5.4.2	De berekeningen	197
5.4.3	De overstortingsfrequentie	198
5.4.4	De overstortingshoeveelheid, de overstortingsduur en de gemiddelde overstortingsintensiteit	201

5.4.4.1	De gemiddelden	203
5.4.4.2	De extrema	210
5.4.4.3	Betrouwbaarheid van de berekende extrema	222
6.	OVERDRAAGBAARHEID VAN DE RESULTATEN	227
6.1	De verliesprocessen	227
6.2	Het afstromingsproces	230
6.3	Extrema in de rioolinloop	232
7.	CONCLUSIES EN AANBEVELINGEN	239
7.1	Conclusies ten aanzien van het neerslag-afvoerproces	239
7.1.1	De metingen	239
7.1.2	Neerslagverliezen	239
7.1.3	Afvloeiingscoëfficiënten	241
7.1.4	Modellen voor het neerslag-inloopproces	242
7.1.5	Extrema in neerslag, inloop en te bergen hoeveelheid	244
7.1.6	Enige eigenschappen van overstortingen	245
7.1.7	Overdraagbaarheid	246
7.2	Aanbevelingen ten behoeve van het rioolontwerp	247
7.3	Aanbevelingen voor nader onderzoek	249
	LITERATUUR	251
	LIJST VAN SYMBOLEN	260

Bijlagen:

1. Het verloop van de tien buien ten behoeve van de rioolinloopmodellen
2. De geschatte parameters van de Gumbel-verdelingen van Box-Cox getransformeerde maxima waaruit de duurlijnen zijn afgeleid
3. De geschatte parameters in de partiële reeksanalyses t.b.v. de bergingsontwerpaafvoerlijnen
4. De geschatte parameters in de partiële reeksanalyses t.b.v. de overstortingshoeveelheid, de overstortingsduur en de gemiddelde overstortingsintensiteit.

Samenvatting

De waterhuishouding van een stedelijk gebied wordt gekenmerkt door de twee sporen waarlangs het neerslagoverschot tot afstroming komt. Naast de afvoer via het grondwater wordt oppervlakkig afstromend regenwater afgevoerd door een uitgebreid en kostbaar rioolstelsel. Hoewel slechts een beperkt deel van de neerslag via het riool tot afvoer komt, wordt het rioolstelsel ruim gedimensioneerd om overlast door "water op straat" te voorkomen. Bij die dimensionering is tot op heden uitgegaan van normen afgeleid uit neerslaggegevens. Hoewel men zich realiseerde dat er zich bij de omvorming van neerslag tot rioolinloop een aantal processen afspeelden, was daarvan onvoldoende bekend om dit aspect bij het rioolontwerp te betrekken. Doel van het Hydrologisch Onderzoek Lelystad – en van dit eindrapport – is, deze processen te beschrijven en te kwantificeren en de verschillen tussen de eigenschappen van de neerslag en de rioolinloop in vlak gebied te bestuderen, mede met het oog op verbetering van de ontwerpnormen en van de methoden om die normen af te leiden.

In het kader van het onderzoek zijn in de periode september 1968 tot en met december 1984 continu neerslag- en afvoermetingen verricht in de woonwijk Pampus-Blokkerhoek en op het parkeerterrein Noorderwagenplein in Lelystad. De afvoer van het regenwaterriool werd op zodanige wijze gemeten dat daaruit ook de rioolinloop in het gebied kon worden berekend. Daarnaast werd ook de grondwaterstand en de drainafvoer continu gemeten en zijn incidenteel aanvullende metingen verricht naar andere hydrologische eigenschappen van de gebieden. Afvoergegevens zijn ook beschikbaar van een tweede woonwijk, het Bastion, waar in de periode 1982 tot 1985 geïntegreerd onderzoek is verricht naar de kwantiteits- en kwaliteitsaspecten van de regenwaterafvoer. Inloopgegevens konden daaruit evenwel niet worden berekend. Voor de registratie van alle waarnemingen is gebruik gemaakt van een centrale datalogger die om de 10 à 15 seconden de instrumenten in het veld aflas, maar hun waarde pas registreerde wanneer deze meer dan een zekere stapgrootte afweken van de laatst geregistreerde waarde. Bij snelle veranderingen werd derhalve veel geregistreerd, bij een stationaire situatie (vrijwel) niets. Het gegevensbestand bleef daardoor beperkt van omvang. Toch is de nauwkeurigheid groot, mede omdat nauwkeurige meetinstrumenten zijn gebruikt.

Gedurende de afstroming van neerslag over het verharde oppervlak kan een viertal verliesposten worden onderscheiden waardoor een deel van het oppervlakkig afstromende water nooit het riool bereikt.

1. Het verdampingsverlies. Bij een warme ondergrond kan dit verlies aanzienlijk zijn. In de meeste gevallen is het evenwel beperkt tot ongeveer de open-watervedamping zolang het oppervlak nat is.
2. Het infiltratieverlies in oppervlakken met tegel- en klinkerverharding. De infiltratiecapaciteit van dergelijke oppervlakken is vrij groot. Andere oppervlakken als asfalt, beton en daken zijn niet doorlatend.

3. Het initiële verlies. Dit verlies bestaat in feite uit twee componenten: een bevochtigingsverlies en een plassenverlies. Dit laatste kan aanmerkelijke volumina omvatten, onder andere op platte daken.
4. Afvoer naar of toevoer vanaf onverhard gebied. Dit verlies kan derhalve negatief zijn.

Voor het verhard oppervlak zijn de zuivere interceptieverliezen verwaarloosd; voor onverharde oppervlakken zijn ze ondergebracht in het bevochtigingsverlies.

De neerslagsom die gedurende een bui op weg is naar het riool kan sterk variëren. De gevolgen voor de concentraties van opgeloste stoffen en voor het afspoelen van straatvuil zijn bijzonder groot.

Het totale neerslagverlies per bui wordt samengevat in de afvloeiingscoëfficiënt. Voor de meetgebieden in Lelystad varieert deze globaal tussen de 0,50 en 0,85 voor buien met meer dan 5 mm afvoer. In de winter liggen de waarden van de coëfficiënten iets hoger dan in de zomer. Het bleek mogelijk de hoeveelheid afgevoerde neerslag met een redelijke nauwkeurigheid te schatten uit een aantal bui-eigenschappen. Het eenvoudigste model, waarin alleen de neerslagsom is opgenomen, leidt al tot behoorlijke schattingen. Toevoegen van meer variabelen leidt slechts tot beperkte verbeteringen. Verbetering van de modelresultaten kan ook worden gerealiseerd door een aantal variabelen te transformeren. De parameters van de modellen vertonen een duidelijke samenhang met de neerslagverliezen in elk meetgebied.

Om de relatie tussen neerslag en rioolinloop fysisch-mathematisch vast te leggen zijn een tweetal verliesmodellen en vijf transformatiemodellen op hun merites onderzocht. Naast het exponentieel verliesmodel, waarin de verliesintensiteit exponentieel afneemt met de cumulatieve neerslagsom in een bui, is een uitgebreid verliesmodel opgesteld waarin alle verliesprocessen afzonderlijk in rekening zijn gebracht voor de verschillende typen verhard en onverhard terrein.

Dit model bleek redelijk goed in staat het totale verlies per bui te voorspellen; bij het exponentiële verliesmodel moest dit als gegeven worden ingevoerd. Na omrekening van de neerslag tot een netto neerslag met behulp van een verliesmodel, werd de netto neerslag als invoer gebruikt voor het transformatiemodel. Als transformatiemodel zijn drie lineaire en twee niet-lineaire, onverdeelde modellen onderzocht. Het Nash-model, het Laguerre-model en de eenheidsafvoergolf afgeleid door middel van kwadratisch programmeren zijn lineair; het niet-lineaire reservoirmodel en het Volterra-model zijn dit niet.

De modellen zijn gekalibreerd voor tien buien in twee meetgebieden. De complexere modellen met een groter aantal parameters, zoals het Volterra-model en de eenheidsafvoergolf bepaald door middel van kwadratisch programmeren, gaven bij optimale parameters per bui de beste benadering

van het gemeten inloopverloop. Uit de tien sets van parameters zijn vervolgens voor elk gebied de overall beste parameters afgeleid. De meest geschikte methode daartoe is veelal door 'trial and error' bepaald. Met de overall beste parameters zijn vervolgens de inlopen gesimuleerd. De verschillen tussen de resultaten van de verschillende modellen blijken gering van omvang. Het gebruik van complexere modellen loont slechts in zeer beperkte mate de moeite.

Het uitgebreid verliesmodel geeft in combinatie met het Volterra-model iets betere resultaten. Wordt evenwel het eenvoudiger Nash-model toegepast als transformatiemodel, dan loont de moeite van toepassing van het uitgebreid verliesmodel niet. Toch zal men in de praktijk vaak gedwongen zijn, het uitgebreid verliesmodel toe te passen omdat de parameter(s) van andere verliesmodellen niet bekend zijn, noch geschat kunnen worden uit de gebiedseigenschappen.

Alle modellen benaderen de topinloop binnen een bui relatief slecht, mede omdat de parameters erop zijn afgestemd het model gemiddeld een goede voorspelling te laten leveren.

De extrema in de neerslag, de rioolinloop en daarvan afgeleide reeksen gegevens zijn van belang voor het vaststellen van de ontwerpnormen voor het riool. Voor het vaststellen van de herhalingstijd van bepaalde gebeurtenissen is in het verleden vaak gebruik gemaakt van de Gumbel-analyse van jaarmaxima of een aanverwante methode. Voor de herhalingstijden die voor het rioolontwerp van belang zijn, is partiële reeksanalyse echter zeker zo geschikt en die methode is dan ook gebruikt voor de (meeste) analyses.

Uit de reeksen van vijf-minutensommen van de neerslag en de rioolinloop in de woonwijk Pampus-Blokkerhoek en het parkeerterrein Noorderwagenveld uit de periode 1968-1984 zijn de regen- en inlooppduurlijnen afgeleid. De regenduurlijnen vertoonden ondanks de verschillen in locatie en analysemethode een redelijke overeenkomst met die voor De Bilt. De inlooppduurlijnen lagen 20-70% lager dan de regenduurlijnen. Dit verschil is verklaarbaar als gevolg van het neerslag-afvoerproces.

De ontwerpafvoerintensiteit voor het riool is afgeleid met behulp van bergings-ontwerpafoerlijnen. Deze methode is gebaseerd op het fysische proces en toepasbaar voor vlakke gebieden waar het hydraulisch gedrag van een rioolstelsel kan worden nagebootst met een bakmodel. De lijnen kunnen ook worden benut voor het bepalen van de benodigde berging in een regenwaterafvoersysteem met een beperkte afvoerintensiteit.

Voor gemengde stelsels is naast de afvoerintensiteit ook de overstortingsfrequentie en de overstortingshoeveelheid alsmede de duur en de gemiddelde intensiteit van de overstorting van belang. De gemiddelde overstortingsfrequentie, -hoeveelheid en -duur per jaar en per maand zijn onderzocht in relatie tot de berging en de pompoevercapaciteit in het rioolstelsel. Tevens zijn de extrema in de overstortingshoeveelheid, -duur en -intensiteit per overstorting berekend. Daarbij is de riolering wederom geschematiseerd tot een bakmodel. Alle berekeningen zijn zowel uitgevoerd met de in-

loopreeksen als met de neerslagreeksen om een vergelijking van de beide benaderingen mogelijk te maken. De verschillen zijn groot.

Ook tussen de resultaten verkregen met de inloopreeksen voor de beide meetgebieden bestaan verschillen; dit in verband met de verschillen in neerslagverlies en afstromingsvertraging tussen die gebieden. Dimensioneren van de riolering en bergingsbassins op basis van normen die direct zijn afgeleid van de neerslaggegevens leidt tot aanzienlijke overdimensionering. Het neerslag-afvoerproces is niet verwaarloosbaar.

De overdraagbaarheid van de beschreven processen en neerslag-afvoermodellen is vrij goed, echter niet naar hellende gebieden. De gepresenteerde cijfers inzake de extrema zijn waarschijnlijk bruikbaar in het grootste deel van Nederland, uitgezonderd Zuid-Limburg, de oostelijke helft van de Veluwe en wellicht ook de regio's Rotterdam en Amsterdam. In die vier gebieden is namelijk de kans op zware buien iets groter.

Een meer inhoudelijk overzicht van de bevindingen inzake het neerslag-afvoerproces en van de gevolgen voor de in de praktijk gehanteerde ontwerpnormen en de methoden om die te bepalen is weergegeven in het hoofdstuk "Conclusies en aanbevelingen".

Summary

F.H.M. van de Ven: From Precipitation to Sewer Inflow in Flatlands

The water management of an urban area is characterised by two pathways for draining precipitation excess. Along with the discharge via the groundwater, surface flow is drained by way of an extensive and expensive sewer system. Although only a limited part of the precipitation is drained via the sewers, this system is large sized in order to prevent flooding. Until now the standards for the design are derived from precipitation data. Although one realised that a number of processes influence the transformation of precipitation into sewer inflow, insufficient knowledge on this aspect was available to allow for inclusion in the design procedure. The objective of the Hydrologic Research Lelystad – and of this final report – is to formulate and to quantify these processes and to study the differences between the features of the precipitation and the sewer inflow, in order to achieve an improvement of the design standards and the methods to assess these.

In the framework of this research project continuous precipitation and discharge measurements were made in the period September 1968 up to and including December 1984 in the housing area Pampus-Blokkerhoek and on the parking lot Noorderwagenplein in Lelystad, The Netherlands. The discharge of the storm sewers was measured in such a way that the sewer inflow in the area could be calculated from this data. Continuous measurements were also taken of the groundwater level and the subsurface drainage discharge; occasionally some other hydrological variables were measured in both areas. Data on discharges is also available for a second housing area, called Bastion, where integrated research was done on both the quantitative and the qualitative aspects of the storm sewer discharge over the period 1982 until 1985. Data on the sewer inflow could not be derived from this discharge data however. For registering all the data, use was made of a central data logging system that read out each field instrument every 10 – 15 seconds. Their values however recorded only when they differed more than a certain threshold-value from the last recorded value. As a result, large numbers of recordings were made during quickly changing situations, while almost none were made in steady situations. As a result, the data base remained limited in size. The measuring accuracy is large, also due to the use of accurate instruments.

During the runoff of precipitation over the paved surface four losses can be discerned, depending on which part of the surface runoff never reaches the sewer.

1. The loss by evaporation. With a warm subsurface this loss can be considerable. In most cases it is however limited to about the open water evaporation, as long as the surface is wet.
2. The infiltration loss in brick and tile pavements. The infiltration capacity of such surfaces is considerable. Other pavements such as asphalt, concrete and roofs are impervious.
3. The initial loss. This loss consists of two components: A wetting loss and

depression storage. The depression storage loss can be large, especially on flat roofs.

4. *Discharge to or from unpaved surfaces. This loss can therefore be negative as well.*

For paved surfaces, the pure interception loss was neglected; for unpaved surfaces it is included in the wetting loss. The amount of precipitation that is on its way to the sewer can vary considerably during a storm. The consequences for the concentrations of dissolved substances and for the transport of street dust and dirt are large.

The total loss per storm event is summarized by the runoff coefficient. For the experimental basins in Lelystad these vary between 0,50 and 0,85 for storms with a runoff volume of more than 5 mm. In winter the coefficients tend to be slightly higher than in summer. It turned out that the runoff volume could be predicted with reasonable accuracy, using a number of features from the storm event. The most simple model, containing only the amount of precipitation, gave reasonable results. The addition of more explanatory variables resulted in only minor improvements. Improved results could be obtained by transforming a number of the variables. The parameters of the models show relationship with the losses in each experimental basin.

In order to quantify the relation between the precipitation and the sewer inflow in a physical-mathematical way, two loss models and five transformation models were investigated on their performance. Along with the exponential loss model, in which the loss intensity shows an exponential decay in relation to the cumulative precipitation depth, an extensive loss model was formulated in which all the loss processes were taken into account for each type of paved and unpaved surface. This last model could predict the total loss per storm reasonably well; for the exponential loss model this total loss was an input.

After establishing the net precipitation from the precipitation data with one of the loss models, this net precipitation was used as input for the transformation model. Three linear and two non-linear lumped models were investigated as transformation models. The Nash-model, the Laguerre-model and a unit hydrograph assessed with the aid of quadratic programming are the linear models; the non-linear reservoir model and the Volterra model are non-linear.

The models are calibrated for ten storms in two experimental basins. The more complex models with a larger number of parameters, such as the Volterra model and the unit hydrograph with quadratic programming, gave the best approach to the recorded inflow hydrograph with optimal parameters for each event in each basin. From the ten sets of parameters of each basin an overall optimal set per basin was established. The best method to do this was assessed by trial and error. Subsequently the sewer inflow was simulated with these parameters. The differences between the models turned out to be small. So the use of more complex models showed only very limited benefits.

The extensive loss model in combination with the Volterra model showed slightly better results than the exponential loss model. The combination of the more simple Nash-model with the extensive loss model shows no improvement compared to exponential loss model in combination with the Nash-model. The application of the extensive loss model will in practice often be inevitable, because the parameters of other loss models are neither known nor can they be estimated from the features of the area to be drained.

All the models give a poor estimation of the inflow peak(s) within a storm, partially due to the fact that the parameters are estimated in such a way that the average performance of the model is optimal.

The extremes in the precipitation, the sewer inflow and in some series of derived variables are of particular importance for assessing the design standards for the sewer system. A Gumbel-analysis of annual maxima or a related method has until now been used frequently for assessing the return period of certain events. However, partial duration analysis is certainly as good a method for the return periods relevant for sewer design; this method is therefore used in most of the analyses.

From the data series of five-minute-depths of precipitation and sewer inflow of the housing area Pampus-Blokkerhoek and the parking lot Noorderwagenglein over the period 1968 – 1984 depth-duration-frequency curves were assessed. In spite of differences in location and method of analysis, the precipitation depth-duration-frequency curves showed good correspondence with those for De Bilt. The sewer inflow depth-duration-frequency curves showed values 20-70 % less than the precipitation curves. This difference is caused by the runoff processes.

The design discharge intensity for the sewer is assessed with the aid of storage-design discharge-frequency curves. This method is based on the physical processes and is applicable in flatlands, where the hydraulic behaviour of a sewer system can be simulated as a reservoir with a fixed discharge capacity. The storage-design discharge-frequency curves can also be used for assessing the required storage in a discharge system with limited discharge capacity.

For combined sewers not only the design discharge is relevant for the design, but also the frequency, the volume, the duration and the average intensity of combined sewer overflows. The average frequency, volume and duration of combined sewer overflows per year and per month are investigated in relation to the storage and the pumpovercapacity (= the pump capacity available for draining stormwater) of the sewer system. Also the extremes in the volume, duration and average intensity per combined sewer overflow were calculated. All calculations were made for both the precipitation series and the two series of sewer inflow data, to allow for a comparison of the results. The differences are large.

The differences found between the results obtained with both inflow series are due to differences in the loss processes and the runoff transformation-process in the two experimental basins. Dimensioning sewers and storage

basins on standards that are derived directly from precipitation data will lead to a significant over-dimensioning; the precipitation – runoff process is not to be neglected in the design process.

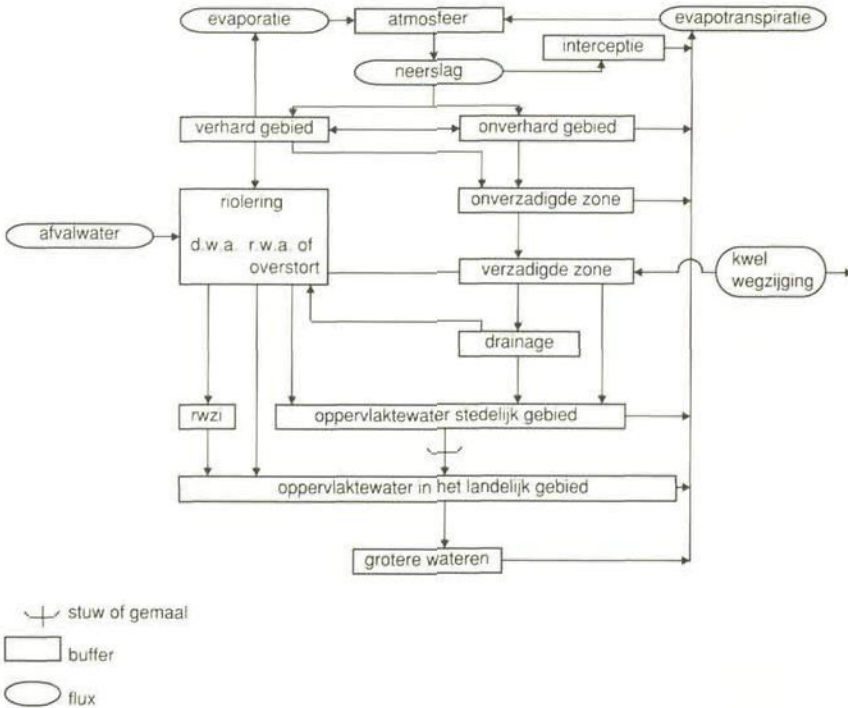
The processes and the models described in this study are well transferable to other flatlands. The figures on the extremes are applicable for the largest part of the Netherlands, however not in southern-Limburg, the eastern part of the Veluwe and the regions of Amsterdam and Rotterdam. In these four areas the probability of heavy storms is slightly higher than average.

1. Inleiding

1.1. Kringloop van het water in stedelijk gebied

Een van de meest intensieve vormen van waterbeheersing wordt aangetroffen in stedelijke gebieden. In deze gebieden worden door de mens vaak op grote schaal maatregelen genomen ter beheersing van zowel het bovengronds als het ondergronds afstromende water; in elk geval wordt getracht schade en overlast door het water te voorkomen of te minimaliseren. Daartoe leidt men het neerslagoverschot langs aangelegde banen af naar oppervlaktewater in het omliggende landelijke gebied.

In hoofdlijnen is voor bebouwd gebied het afvoerproces schematisch weer te geven als in figuur 1.1:



Figuur 1.1. Deelstromen van water in stedelijk gebied

De neerslag valt in het stedelijk gebied op verhard of op onverhard terrein. Een kleine hoeveelheid blijft hangen in de begroeiing. Op onverhard terrein verdampt het water, infiltreert het in de bodem, of stroomt het oppervlakkig af naar verhard gebied. De oppervlakkige afstroming vanaf verhard en on-

verhard gebied direct naar oppervlaktewater is meestal van een zo beperkte omvang dat deze component in figuur 1.1 achterwege is gelaten. In sommige gevallen is deze term evenwel niet verwaarloosbaar. Natuurlijk is het ook mogelijk dat water van verhard terrein afstroomt naar onverhard terrein.

Op onverhard terrein infiltreert het meeste water veelal. Maar ook door verschillende typen verharding kan water infiltreren. Het geïnfiltreerde water komt in de onverzadigde zone – mits de verzadigde zone niet tot in het maaiveld reikt. Plantewortels onttrekken vocht aan de onverzadigde zone ten behoeve van de verdamping (transpiratie) en de groei. Dat deel van het water dat niet wordt onttrokken en dat niet als hangwater achterblijft, stroomt door naar de verzadigde zone en vormt zo de natuurlijke voeding van het grondwater. Door de verzadigde zone stroomt het water af naar de drainage – indien aanwezig – of direct naar het oppervlaktewater. Een soms aanzienlijk deel kan ook wegstromen naar lekke rioolleidingen. Bij deze grondwaterafvoer kan zich de toevoer van grondwater uit dieper gelegen lagen (kwel) voegen of er kan zich een stroom van water aan onttrekken, die wegzijgt naar de diepere ondergrond. In hoger gelegen gebied met een goed doorlatende ondergrond hoeft in het stedelijk gebied geen oppervlaktewater aanwezig te zijn. Het geïnfiltreerde water stroomt daar ondergronds af naar open waterlopen buiten het stedelijke gebied. In lager gelegen stedelijk gebied is vaak én oppervlaktewater én drainage aanwezig. De drainage lost meestal direct op oppervlaktewater of op het (regenwater)-riool.

Neerslag op verhard terrein kan al of niet na plasvorming verdampen, infiltreren of afstromen naar onverhard terrein of naar de riolering. Via dakgoten, dakafvoeren, straatkolken en putjes komt het "hemelwater" in de riolering terecht. Dit stelsel van ondergrondse leidingen heeft tot doel overtollige neerslag, drainafvoer, lekwater en huishoudelijk en industrieel afvalwater zonder veel overlast af te voeren. Er bestaan twee typen stelsels: het gescheiden en het gemengde stelsel.

Bij het gemengde stelsel worden de diverse toevoeren via één leiding afgevoerd. Het overgrote deel van het water gaat naar een rioolwaterzuiveringsinrichting (rwzi); slechts bij overbelasting, dus in incidentele gevallen, wordt het water ongezuiverd geloosd. Om overbelasting van het stelsel en de rwzi te voorkomen zijn overstortdrempels aangebracht waarover water aan het stelsel kan ontwijken. Dit water komt ongezuiverd terecht in oppervlaktewater in het stedelijk gebied of aan de rand daarvan.

Bij het gescheiden stelsel worden twee buizenstelsels aangelegd. Via het vuilwater- of d.w.a.-riool (d.w.a. = droogweerafvoer) wordt het huishoudelijk en industrieel afvalwater afgevoerd naar de rwzi. Omdat de toevoer van dit afvalwater geen al te grote extremen kent, kan dit stelsel in beginsel worden aangelegd zonder nooduitlaten. Afstromend regenwater en drainwater worden door het regenwater- of r.w.a.-riool rechtstreeks afgevoerd naar het oppervlaktewater.

Op deze twee typen rioolstelsels zijn een aantal varianten, die tot doel hebben enige nadelen te minimaliseren; men spreekt dan van een verbeterd gemengd of verbeterd gescheiden stelsel. Voor het neerslagafvoerproces zijn deze varianten echter niet of nauwelijks van belang.

Het oppervlaktewater in stedelijke gebieden vervult meestal meer functies dan enkel die van waterdoorvoer. Partijen oppervlaktewater worden esthetisch verweven in de inrichting van het stedelijke terrein. Vaak hebben deze waterpartijen ook een recreatieve functie. Is het niet om te zwemmen – meestal is dat vanwege de gezondheidsrisico's niet raadzaam – dan toch wel om te spelevaren en te vissen (Van der Perk van Van der Voet, 1979). De dimensionering van de waterpartijen, alsmede de afwerking van de oevers zijn bepalend voor de mogelijkheden.

Tussen het oppervlaktewater van stedelijk en landelijk gebied is waar nodig een scheiding aangebracht in de vorm van een stuw of een gemaal. De waterbeheersing van het stedelijk gebied moet in het algemeen aan strengere eisen voldoen ten aanzien van de peilbeheersing dan die van landelijk gebied. Een te hoog peil veroorzaakt in stedelijk gebied namelijk relatief meer schade. Een stuw en gemaal bieden ook de mogelijkheid tot het tijd- en situatie-afhankelijk regelen van de afvoer uit stedelijk gebied, zij het binnen de randvoorwaarden die door de constructie en de apparatuur worden bepaald.

De rwzi lost het gezuiverde water meestal direct op oppervlaktewater in het landelijk gebied. De kringloop wordt via de verdamping en de atmosfeer gesloten.

1.2. Een globale waterbalans

Om inzicht te krijgen in de omvang van de deelstromen die in figuur 1.1 zijn aangegeven, kan de waterbalans van een stedelijk gebied worden bestudeerd. In tabel 1.1 is daartoe de gemiddelde jaarlijkse waterbalans weergegeven die is afgeleid uit metingen in de periode 1970-1980 in een woonwijk in Lelystad (Voortman, 1984), alsmede de balans over de periode mei 1978 – april 1979 voor de stad Lund in Zweden (Hogland en Niemczynowicz, 1979, 1980a; Niemczynowicz en Falk, 1981). De woonwijk heeft een oppervlakte van 2 ha waarvan 41% bestaat uit verhard oppervlak dat afwatert op de riolering. Ruim 13% van het totale oppervlak bestaat uit platte daken. De oppervlakte van Lund bedraagt ca. 19,4 km². De centrumzone van 6,5 km² heeft een verhardingspercentage van ca. 50%; de 12,9 km² stedelijk gebied daaromheen is voor circa 31% verhard (Hogland, 1982). In de waterbalansberekeningen is echter uitgegaan van een totale oppervlakte van 18,05 km²; daarvan is 6,5 km² gemengd gerioleerd en 11,55 km² gescheiden. (Hogland en Niemczynowicz, 1980b).

Het verschil tussen de beide waterbalansen is vrij groot. De verdamping in Lund lijkt, gezien de geografische ligging, groot. De afvoer van regenwater via de riolering is opvallend groter dan in Lelystad. Mogelijke oorzaken van

Tabel 1.1. De jaarlijkse waterbalans van de woonwijk Pampus-Blokkerhoek in Lelystad (gemiddeld over de periode 1970-1980) en van de Zweedse stad Lund (mei 1978 – april 1979) in mm waterschijf over de totale oppervlakte

	woonwijk Lelystad		Lund	
	mm	% van neerslag	mm	% van neerslag
neerslag	698	100	662	100
kwel	108			
verdamping – onverhard gebied	214			
– verhard gebied	75			
– solitaire bomen	27			
– totaal	+ 316	45	300	45
rioolafvoer – via gescheiden riool	159	23	152	41
– via gemengd riool			110	
overstorthoeveelheid			12	
drainafvoer	320	32*	87**	13**
afvalwatertoevoer			433	
lekwatertoevoer regenwaterriool	0		70	
lekwatertoevoer vuilwaterriool/ gemengd riool			351	

* exclusief kwelwater

** percolatiewater; 16% hiervan wordt afgevoerd als lekwater naar het regenwaterriool; de rest als lekwater naar gemengd en vuilwaterriool. Het overige lekwater wordt toegeschreven aan grondwatertoestroming uit de omgeving.

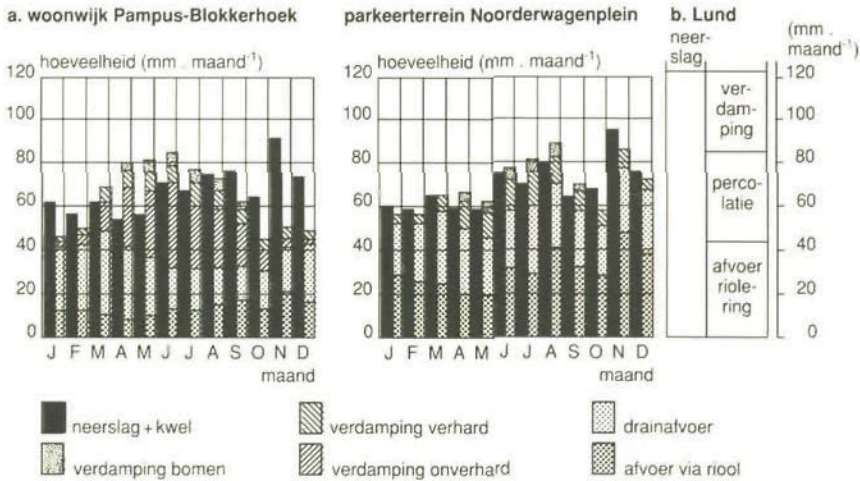
deze verschillen zijn afwijkingen in het type verharding en de onzekerheid in de totale oppervlakte van Lund.

In de waterbalans van de woonwijk Pampus-Blokkerhoek valt op dat de verdamping van het verharde oppervlak aanzienlijk is. De drainafvoer omvat een belangrijk deel van de neerslagafvoer. De afvoer via het regenwaterriool is waarschijnlijk geringer dan velen verwachten.

Deze opvallende punten worden niet duidelijk teruggevonden in de balans voor Lund. Opvallend zijn ook de grote hoeveelheden lekwater die aan het riool worden toegevoerd. De riolering in Lund functioneert blijkbaar als een volwaardig drainagestelsel. Hogland en Niemczynowicz (1980a) stellen dat maar liefst 314 mm lekwater per jaar moet worden toegeschreven aan grondwatertoestroming uit de omgeving. Een nadere verklaring geven zij evenwel niet. Het is niet onwaarschijnlijk dat dit voor een deel toch percolatiewater betreft. In de waterbalans van Lund wordt de verdamping van verhard oppervlak niet expliciet gekwantificeerd. De hoeveelheid water die uit het gemengde stelsel overstort lijkt gering.

Gerekend over de periode van een heel jaar kunnen verschillen in berging in de bodem meestal worden verwaarloosd. Wordt echter de waterbalans per maand in beschouwing genomen, dan is dat niet meer toegestaan. In de maandelijkse waterbalansen van de al eerder genoemde woonwijk en van een parkeerterrein in Lelystad komt dit tot uiting. Het parkeerterrein beslaat een gebied van 0,7 ha en is vrijwel geheel verhard met klinkers (29%), tegels (22%) en asfalt (42%).

In figuur 1.2 zijn de maandelijkse balansen van de woonwijk en het parkeerterrein in Lelystad en die van Lund weergegeven. Uit het verschil tussen het verloop van de totale toevoer en de totale afvoer is vooral bij de woonwijk duidelijk te zien dat de berging van water in de bodem een belangrijke invloed heeft. In het late najaar en de winter wordt een vochtvoorraad opgebouwd die dan in het voorjaar en de zomer weer wordt afgevoerd.



Figuur 1.2. (a) Gemiddelde maandelijkse waterbalans van een woonwijk en een parkeerterrein in Lelystad, berekend uit gegevens verzameld in de periode 1968-1980 (Van de Ven en Voortman, 1985)
 (b) Maandbalans (september 1978) van de stad Lund, voor zover vergelijkbaar (Niemczynowicz en Falk, 1981)

De neerslagsom die via het regenwaterriool wordt afgevoerd is vrij constant, zeker als percentage van de maandsom. Het maximum en het minimum van de gemiddelde drainafvoer vertoont in de woonwijk een verschil van ongeveer een factor 2. Op het parkeerterrein is de drainafvoer veel constanter.

De verdamping vertoont uiteraard grote verschillen tussen de zomer en de winter. Dat geldt voor de verdamping zowel vanaf het verharde als het onverharde oppervlak en van de solitaire bomen. De verdamping van het verharde oppervlak is wellicht verrassend groot. Hoewel door Voortman (1984) een benaderende rekenwijze wordt toegepast, blijkt de balans redelijk te sluiten. De verdamping van het verharde oppervlak mag dus zeker niet worden verwaarloosd (Van den Berg, 1978).

Hoewel de omvang van de in figuur 1.1 aangegeven deelstromen van gebied tot gebied variëren, is het globale beeld van het neerslag-afvoerproces hiermee gekarakteriseerd.

1.3. Waterbeheersing in stedelijk gebied; doel en middelen

Het overtollige water in het stedelijk gebied stroomt in hoofdzaak langs twee wegen af: via de riolering en via de drainage. De drainage is bedoeld voor de grondwaterbeheersing; de riolering voor de beheersing van de oppervlakte-afvoer.

De grondwaterbeheersing in stedelijke gebieden heeft tot doel:

- versnellen van de zetting van de ondergrond;
- een goed ontwaterd bouwterrein waarop zonder wateroverlast en met zwaar materieel kan worden gewerkt;
- een goede ontwatering van de stedelijke woonomgeving zodat (1) kruipruimten en/of kelders onder woningen droog blijven en de woningen geen last krijgen van optrekkend vocht, (2) overmatige grondwaterdruk op constructies wordt voorkomen, (3) aanleg en reparatie van ondergrondse leidingen en kabels met zo gering mogelijke wateroverlast kan worden uitgevoerd, (4) rot van houten heipalen wordt voorkomen en (5) de vochtvoorziening van het op de bodem aanwezige groen voldoende is;
- een diepe grondwaterstand onder wegen, zodat het verlies van draagkracht en het risico voor opvriezen van de verharding minimaal zijn;
- de begaanbaarheid/bespeelbaarheid van paden, trapveldjes, hondo-toiletten enz. te garanderen c.q. te verbeteren.

Ten behoeve van de grondwaterbeheersing staan twee middelen ter beschikking:

1. Oppervlaktewater

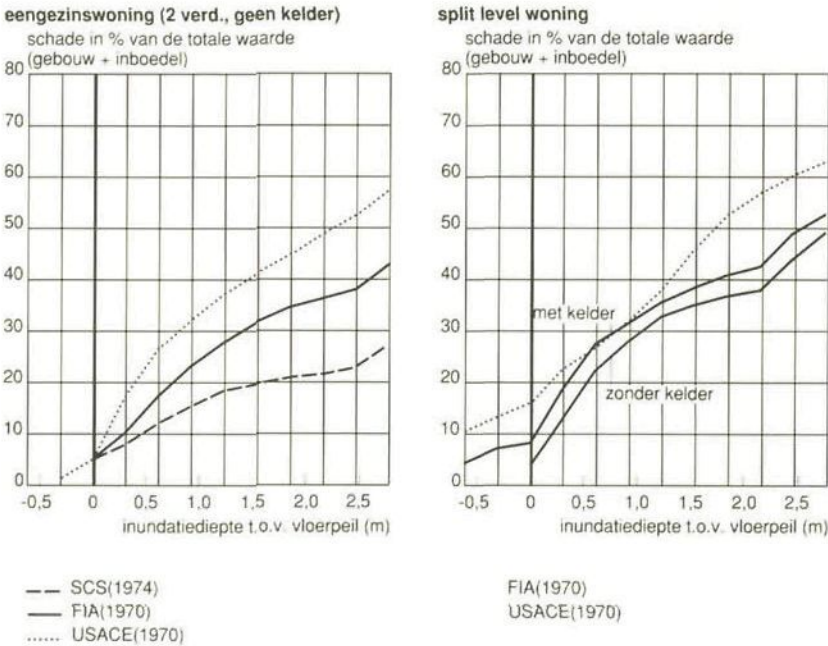
Door een voldoende dicht netwerk van grachten in het stedelijk gebied aan te leggen en het waterpeil daarin te beheersen wordt – mits de doorlatendheid van de bodem voldoende is – de grondwaterstand eveneens beheerst. In de praktijk levert het oppervlaktewater meestal slechts een bescheiden bijdrage aan de grondwaterbeheersing, omdat de afstand tussen de open waterlopen groot is.

2. Drainage

Door middel van een stelsel van ondergrondse, geperforeerde leidingen waarin het grondwater kan binnentreden wordt overtollig grondwater afgevoerd naar het (stedelijk) oppervlaktewater. Dit stelsel kan op verschillende manieren worden aangelegd. Onderscheiden wordt onder andere parallelle drainage, kruislingse drainage, cunetdrainage, rioolsleufdrainage en ring- of bouwblokdrainage (Werkgroep Evaluatie Drainagesystemen, 1984; Segeren en Hengeveld, 1984). Om blijvend een voldoende ontwatering te bewerkstelligen is het overigens noodzakelijk regelmatig onderhoud te plegen aan het drainagesysteem. (Jaarverslag, 1978).

De beheersing van het oppervlakkig afstromende regenwater door middel van riolering heeft tot doel het overtollige water zo snel mogelijk van het verharde oppervlak af te voeren. Een waterschijf van meer dan enkele millimeters dikte op de verharding wordt in het algemeen als belemmerend

ervaren bij het belopen - hoewel het voor kinderen juist een spelelement kan vormen - en kan aqua-planing bij autobanden veroorzaken en dus de verkeersveiligheid in gevaar brengen. Een dikkere waterlaag kan de bewegingsvrijheid op het verharde terrein aanmerkelijk beperken. Grote schade ontstaat in het algemeen wanneer oppervlaktewater gebouwen en bouwwerken binnendringt. In figuur 1.3 is als voorbeeld een aantal relaties weergegeven tussen de inundatiehoogte ten opzichte van het vloerpeil en de optredende schade.



Figuur 1.3. Relatie tussen de schade en de hoogte van de waterspiegel bij inundatie (t.o.v. vloerpeil), uitgedrukt in % van de totale waarde van het gebouw en de inboedel, voor eengezinswoningen met twee verdiepingen zonder kelder en split-level woningen (Grigg en Helweg, 1975; gegevens uit de aangegeven bronnen)

Door het water voldoende mogelijkheden te bieden snel af te stromen wordt hinder en schade voorkomen. Daarvoor is dan wel een dicht netwerk van afwateringsleidingen met een voldoende afvoercapaciteit en/of een voldoende bergend vermogen nodig.

Het regenwaterriool van gescheiden stelsels wordt ontworpen op een norm waarbij theoretisch eenmaal per 1 à 2 jaar water op straat komt te staan. Een eenduidige kosten-baten analyse ligt hieraan overigens niet ten grondslag. Vanwege het geringe hygiënische bezwaar wordt meestal een theoretische herhalingsstijd van 1 à 2 jaar aangehouden. De daarbij behorende ontwerpafvoerintensiteit voor het r.w.a.-riool wordt dan wel gesteld op $6-7 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1} \cdot \text{km}^{-2}$ (Koot, 1977).

In de ontwerp praktijk werden in 1977 waarden tussen 6 en $10 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1} \cdot \text{km}^{-2}$ gehanteerd (Van Dijk, Hengeveld, Overwater, 1978). Deze norm is gebaseerd op de neerslagsom die valt in een periode van 15 à 20 minuten met een herhalingsstijd van 1 à 2 jaar, waarop al dan niet een reductiefactor is toegepast.

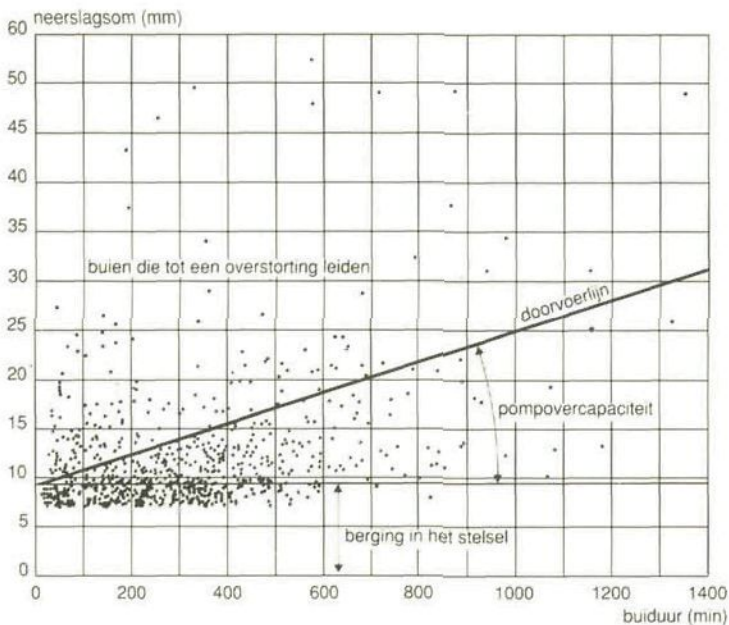
In tegenstelling tot gescheiden stelsels zijn gemengde stelsels meestal bebalen. Dit om het afvalwater af te voeren naar een rioolwaterzuiveringsinrichting (rwzi). Omdat water op straat bij overbelasting van het stelsel uit hygiënisch oogpunt bezwaarlijk is, – aangezien dit water vervuild zal zijn met drekstoffen – bedraagt de frequentie waarmee water op straat wordt getolereerd in binnen- en buitenland meestal circa eenmaal per 2 à 5 jaar. De hydraulische capaciteit van een rwzi is evenwel beperkter. Om bij deze beperkte afvoermogelijkheden aan de zwaardere eisen ten aanzien van water op straat te kunnen voldoen, zijn nooduitlaten (overstortputten) in het stelsel aangebracht. De dimensioneringsnorm voor gemengde stelsels bestaat uit twee delen:

- een ontwerpfvoerintensiteit (naar de overstortput!) als hydraulische norm;
- een toegelaten (theoretisch) aantal overstortingen per jaar van ongezuiverd rioolwater op het oppervlaktewater.

De pompen die het water naar de rwzi transporteren hebben veelal een capaciteit van twee- tot driemaal de belasting met droogweerafvoer (droogweerafvoer is de afvoer van afvalwater). Dat deel van de capaciteit dat de droogweerbelasting te boven gaat wordt pompovercapaciteit (poc) genoemd. Bij zware buien overtreft de toevoer van regenwater deze afvoercapaciteit in hoge mate. Wil men het water van de straat weren, dan zal men (1) een hoeveelheid water in het stelsel moeten bergen en (2) het stelsel van overstortputten moeten voorzien. Het stelsel moet dan een voldoende hydraulische capaciteit bezitten om het overtollige water via die overstortputten af te voeren.

Omdat het toelaatbare theoretisch aantal overstortingen beperkt is, moet voldoende berging in het stelsel worden gecreëerd. Deze is afhankelijk van de pompovercapaciteit. Bij het ontwerp wordt gebruik gemaakt van de Kuipers-grafiek. In die grafiek staan alle regenbuien groter dan 4 mm uit een periode van 37 jaar als stippen uitgezet naar hun duur en neerslagsom. Dit volgens gegevens uit de periode 1926 t/m 1962 van pluviogrammen gemeenten in De Bilt (Commissie Riolerings en Waterverontreiniging, 1972).

Als de berging en de pompovercapaciteit op de in figuur 1.4 aangegeven wijze in de figuur worden ingebracht, dan kunnen volgens deze methode de punten boven de doorvoerlijn worden opgevat als buien die tot een overstorting aanleiding geven. De verwachte overstortingsfrequentie wordt dan berekend door het aantal buien (stippen) boven de doorvoerlijn te delen door 37.



Figuur 1.4. Gebruik van de stippengrafiek van Kuipers voor het bepalen van de overstortingsfrequentie van gemengde stelsels (Koot, 1977; Commissie Riolering en Waterverontreiniging, 1972)

Door de keuze van de berging, de pomp(over)capaciteit en de ontwerpafvoerintensiteit voor de afvoer naar de overstortput zijn volgens deze methode de hydrologische ontwerpcriteria voor het gemengde rioolstelsel vastgelegd.

1.4. Kosten van de waterbeheersing in stedelijk gebied

De kosten van aanleg en onderhoud van waterbeheersingssystemen in stedelijk gebied hangen sterk af van de plaatselijke omstandigheden. Vanwege funderingstechnische en waterhuishoudkundige aspecten zijn vooral de bodemopbouw en de topografie van invloed. Onvoldoende draagkracht bijvoorbeeld maakt het in het algemeen noodzakelijk de (hoofd)leidingen te onderheien, terwijl een stedelijk gebied op een hooggelegen, zandige ondergrond vanwege de diepe grondwaterstanden meestal geen drainagestelsel nodig heeft. De kosten hangen daarnaast af van onder andere de woningdichtheid, het type stelsel, de aanlegmethode en milieu-eisen ten aanzien van de vuiluitworp en de geaccepteerde theoretische frequentie van water op straat.

Voor een woningdichtheid van 33 woningen per hectare is voor de plaatsen Almere en Zeewolde een prijsvergelijking gemaakt van het gehele waterbeheersingstelsel (Van Dam, Greiner, Heijnis e.a., 1980). In tabel 1.2 zijn

Tabel 1.2. Vergelijking van de kosten tussen een gemengd en een gescheiden stelsel volgens Van Dam e.a. (1980); prijspeil 1980

	gescheiden *		gemengd **	
	kosten (f/inw.)	opmerking	kosten (f/inw.)	opmerking
a. open water	234,-	0,4 m ³ gracht incl. kunstwerken	80,-	ca. 1/3 deel van gescheiden stelsel
b. rwzi	125,-		160,-	ca. 1,3 maal rwzi gescheiden stelsel
c. persleidingen en gemalen t.b.v. transport	70,-	geschat aan de hand van gereali- seerde werken en literatuur	105,-	ca. 1,5 maal gescheiden stelsel
d. riolering	895,-	1,93 m ³ d.w.a. à f 145,- all in 2,33 m ³ r.w.a. à f 125,- f 90,-/inw. hoofdriool f 233,-/inw. huisaansluiting	1.032,-	2,4 m ³ Ø 400 à f 140,- 0,4 m ³ Ø 1200 à f 1.450,- hoofdriool f 116,-/inw. huisaansluiting
e. huisriolering (meerkosten)	20,-		-	geen meerkosten
f. drainage	272,-	6,66 m ³ kruisdrain à f 8,25 6 m ³ ringdrain à f 36,10	424,-	extra: 400 m Ø 0,10 à f 25,-/m ³ per ha 126 m Ø 0,20 à f 40,-/m ³ per ha
totaal	f 1.616,-		f 1.801,-	

* niet onderheid; 3% open water; situatie Almere

** niet onderheid; 1% open water in het stedelijk gebied waarop niet mag worden overgestort; theoretische overstortingsfrequentie 7

enige cijfers uit deze studie weergegeven. In de vergelijking werd uitgegaan van een grootschalig opgespoten bouwterrein zonder obstakels. De in de vergelijking gegeven aanlegkosten zijn inclusief BTW en exclusief directiekosten (prijsspeil 1980).

Uit de studie blijkt dat in dit geval de totale kosten van de waterbeheersing bij een gemengd of een gescheiden stelsel elkaar niet veel ontlopen. Globaal liggen de aanlegkosten volgens deze studie op ca. f. 1.500,- tot f. 1.900,- per inwoner ofwel ca. f. 4.500,- tot ca. f. 5.500,- per woning bij een dichtheid van 30-35 woningen per hectare. De kosten voor exploitatie en onderhoud (exclusief afschrijving) bedragen volgens dezelfde bron f. 100,- tot f. 130,- per woning per jaar.

Hoewel het in eerste opzicht logisch is op de aangegeven wijze een prijsvergelijking te maken van totale stedelijke waterbeheersingssystemen, is het de vraag of een dergelijke optimalisatie bij de normale bestuurlijke verhoudingen in Nederland reëel is. De aanleg en het beheer van het rioolstelsel berust namelijk bij de gemeente, de rwzi wordt beheerd door een waterkwaliteitsbeheerder en het oppervlaktewater waarop wordt overgestort is vaak in beheer bij een waterschap. In dit complexe veld van bestuurlijke krachten zal de meest economische oplossing niet altijd haalbaar zijn.

1.5. Doel en opzet van dit rapport

Zoals blijkt uit paragraaf 1.4. is het kostbaarste instrument van de waterbeheersing van stedelijk gebied wel de riolering. Het is dan ook van belang het rioolstelsel niet te overdimensioneren. Een goede kennis van het proces tussen de neerslag en de toevoer naar het riool is van essentieel belang om de ontwerpnormen van het riool optimaal te kunnen vaststellen. Die kennis dient zowel de fysische als de statistische aspecten van het neerslag-afvoerproces te omvatten. Zij zal verder betrekking hebben op beschouwingen met verschillende tijdschalen. Afhankelijk van het probleem zullen bijvoorbeeld gegevens per maand, per bui of per minuut nodig zijn. Veldkamp (1968), Krayenhoff van de Leur en Zuidema (1969) en Van Kregten (1972) constateren allen dat van het neerslag-afvoerproces weinig bekend is. Waar er al theorieën over dit proces waren opgezet (bijvoorbeeld Tholin en Keifer, 1959) ontbraken metingen om ze te verifiëren.

Het voorliggende rapport vormt het sluitstuk van het zogeheten Hydrologisch Onderzoek Lelystad, dat in 1967 van start ging als een gezamenlijke studie van de Rijksdienst voor de IJsselmeerpolders (RIJP) en de Landbouwhogeschool Wageningen. In een latere fase is het project door de RIJP alleen voortgezet. Doel was de kennis van de hydrologie van het stedelijk gebied te vergroten. Daartoe is een aantal meetgebieden ingericht. De metingen zijn in september 1968 begonnen en eind 1984 beëindigd. Het onderzoek richtte zich zowel op de relaties tussen de neerslag en de toestroming naar het riool (de rioolinloop) als op de neerslag - grondwaterstand - drainafvoerrelatie. In 1981 zijn ook de waterkwaliteitsaspecten erbij betrokken, toen daarvoor een speciaal ingericht meetgebied operationeel werd.

Doel van dit rapport is een beschrijving te geven van het neerslag-afvoerproces en de gevolgen daarvan voor de rioolloop. Naast een beschrijving van de processen die de omvorming van neerslag tot rioolloop beïnvloeden, komt ook de modellering ter sprake. De gevolgen van die processen voor de statistische eigenschappen van de rioolloop worden uitvoerig onderzocht omdat de ontwerpnormen voor de riolering daar in hoge mate afhankelijk van zijn. De tot nog toe gebruikte ontwerpnormen, die vrijwel direct zijn afgeleid van neerslaggegevens, worden vergeleken met normen afgeleid uit rioolloopgegevens.

Na een korte beschrijving van de meetgebieden in Lelystad en van de toegepaste meetinstrumenten en methoden, worden eerst de neerslag- en inloopsommen per bui geanalyseerd. De omvang van het neerslagverlies – dat is de neerslagsom die **niet** via het riool tot afstroming komt – wordt verklaard uit de processen die aan dit verlies ten grondslag liggen. Zowel voor het verlies per bui als voor de verdeling van het verlies binnen een bui, worden modellen beschreven. Een gedetailleerde modellering van de afstromingsvertraging sluit daarbij aan; vijf parametrische modellen worden getest op hun geschiktheid om de transformatie van de netto neerslag tot rioolloop te modelleren. Tevens worden twee verliesmodellen getest.

Na deze beschrijving van het fysische proces volgen de resultaten van het onderzoek naar de statistische eigenschappen van de neerslag, en de rioolloop en van daaruit afgeleide grootheden als overstortingsfrequentie, overstortingshoeveelheid, te bergen hoeveelheden, enz. Naast een analyse van de gemiddelden, wordt aandacht geschonken aan de extrema die kunnen optreden. Daarop dient immers het riool en de randvoorzieningen te worden gedimensioneerd. Tot slot worden de gevolgen van deze studie voor de hydrologische kennis inzake het bebouwde gebied en voor het rioolontwerp samengevat.

In dit rapport komt slechts een deel van het waterafvoersysteem in een stedelijk gebied aan de orde; een deel dat volgens de waterbalans minder dan de helft van de neerslag afvoert, maar dat wel de duurste afvoervoorzieningen vergt. De relatie met de andere delen, zoals de afvoer via het grondwater en de waterkwaliteit, komen slechts zijdelings aan de orde. Wil men die aspecten gaan onderzoeken, dan is kennis inzake de omvorming van neerslag tot rioolloop echter onontbeerlijk.

1.6. Achtergrond

Voor de start van het onderzoek in Lelystad in 1967 was in Nederland slechts weinig bekend van de omvorming van neerslag tot rioolloop. In 1968 gaf F.B. Veldkamp op een Technische Bijeenkomst van de Commissie voor Hydrologisch Onderzoek TNO een goed overzicht van de relevante factoren. Verwijzend naar onderzoek in Engeland constateert hij dat de neerslagverliesfractie geen constante is; eenvoudigheidshalve beperkt hij zich vervolgens tot de afstromingsvertraging. Korte, grote regenintensitei-

ten zullen in het inloophydrogram geheel niet merkbaar zijn, zo merkt hij op. De processen worden evenwel niet gekwantificeerd.

Onder andere ter toetsing van de methode van de Kuipers-grafiek – en daarmee van de invloed van het neerslag-inloopproces op overstortingen – werd in 1966 het meetgebied Vijfhuizen ingericht. De Commissie Riolerings en Waterverontreiniging (1972) moest in haar rapport evenwel concluderen: "Steeds opnieuw bleek er wel een aanwijsbare factor te zijn die een interpretatie van de meetgegevens zo niet onmogelijk dan toch wel zeer speculatief maakte". De meetresultaten zijn dan ook buiten beschouwing gebleven. In later veldonderzoek in Neede wordt het neerslag-inloopproces niet afzonderlijk gemeten. Het belang ervan wordt modelmatig wel erkend; de beste resultaten worden verkregen bij een model waarin de bovengrondse afstroming expliciet is opgenomen in de vorm van een kinematische golfvergelijking (Slijkoord en Van der Vossen, 1981; Slijkoord 1986).

Behalve in het onderzoek in Lelystad zijn metingen aan het neerslag-afvoerproces in Nederland alleen verricht door Zondervan c.s. Met behulp van een beregeningsinstallatie verrichtte hij onderzoek naar het neerslag-afvoerproces op een plat dak en een parkeerterrein. Hij gebruikte de metingen vooral om enige modellen voor de relatie tussen "neerslag" en inloop te kalibreren en de resultaten te vergelijken. Bij de simulatie van het afvoerproces van het dak werden goede resultaten geboekt met het lineair reservoirmodel, het "convective diffusion" model en met een voorloper van het Laguerre-model. Omdat slechts één bui werd gesimuleerd is de waarde van deze conclusie uiterst beperkt (Zondervan en Dommerholt, 1975). Later werkte Zondervan het Laguerremodel verder uit (Van der Kloet, Van der Wal en Zondervan, 1977; Zondervan, 1978).

Ten behoeve van het rioolontwerp wordt tot nog toe een vergaande vereenvoudiging van het neerslag-afvoerproces toegepast. Bij het hydraulisch ontwerp volgens de rationele methode worden **regenduurlijnen** toegepast. Daarbij wordt vaak uitgegaan van de veronderstelling dat de neerslagverliezen op het verharde oppervlak nihil zijn en op het onverharde terrein 100 %; een aanname die de Commissie Riolerings en Waterverontreiniging (1972) niet verwerpelijk achtte. Studies in Engeland sloten af met een zelfde conclusie (Working Party, 1981).

De statistische en rekentechnische mogelijkheden om regenduurlijnen vast te stellen zijn de afgelopen decennia toegenomen. Door het beschikbaar komen van een gegevensbestand met 12 jaren 5-minutensommen neerslag van De Bilt konden eerdere theoretische regenkrommen als die van Reinhold, Braak en Levert worden ingeruild voor krommen met een stevige statistische basis. Nadat door het KNMI de frequentieverdelingen van extrema waren gepubliceerd (KNMI, 1968) zette Talsma (1969) deze gegevens om in regenduurlijnen. Van den Herik en Kooistra (1973) en later Schenkeveld (1976) gebruikten dezelfde gegevens voor een analyse met behulp van de extreme waarden kansverdeling van Gumbel. Schenkeveld streek de resultaten van deze analyse glad door voor de duurlijnen vijfdegrads poly-

nomen aan te nemen. De resultaten van Braak (1933) en Schenkeveld (1976) sluiten overigens goed bij elkaar aan.

Voor de dimensionering van bergingsreservoirs die overstortwater uit een gemengd stelsel moeten opvangen wordt gebruik gemaakt van de regen-duurlijnen met een gekozen herhalingstijd in combinatie met een doorvoerlijn. De maximale overschrijding van de duurlijn ten opzichte van de doorvoerlijn geeft dan de benodigde berging aan (Schenkeveld, 1976; Segeren en Hengeveld, 1984), een methode overigens die algemeen wordt gebruikt voor het dimensioneren van bergingen (Ven Te Chow, 1964). Van den Herik en Kooistra verbeterden deze methode door:

- a. uit te gaan van de tijdreeks vijfminutensommen **neerslag** en een bakmodel (bak met gegeven berging en pompovercapaciteit) en
 - b. neerslagverlies in rekening te brengen door een hoeveelheid berging op straat in te voeren. Door verdamping wordt deze berging weer geleidigd.
- Aldus berekenden zij de in extreme gevallen te verwachten overstortingshoeveelheden per bui en in de periode tot 14 dagen na het begin van elke overstorting. Op soortgelijke wijze bepaalden zij de gemiddelde overstortingsfrequentie van stelstels. Hun resultaten wijken uiteraard af van die volgens de Kuipers-grafiek, mede omdat zij de vulling van het stelsel bij de opeenvolging van de buien in rekening brengen. Praktijkstudies hebben het belang daarvan bevestigd (deze studie; Timmer, Bakker en Leunk, 1986).

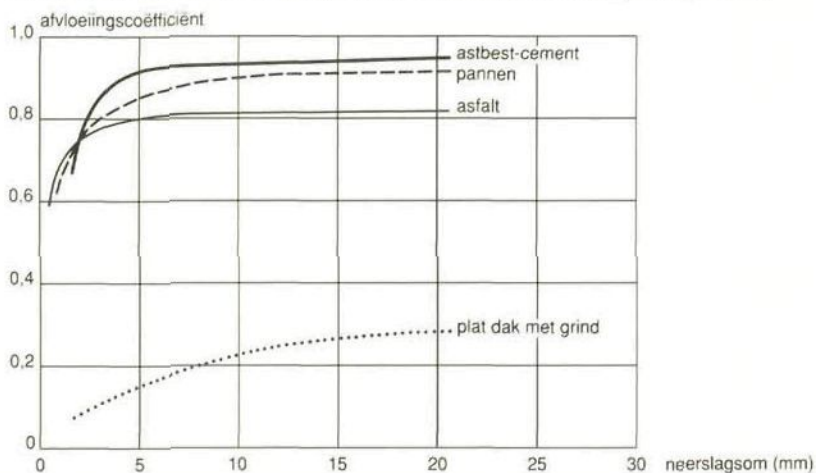
Van Kregten (1972) en Berlamont en Langenhove (1980) komen tot iets andere resultaten dan Van den Herik en Kooistra, onder andere omdat zij uitgaan van een andere definitie van een overstorting. Allen wijzen op de grote varianties en de onzekerheden in de resultaten dientengevolge. Buis-hand (1985) geeft voor de standaardafwijking van de overstortingsfrequentie van een stelsel met 7 mm berging en een pompovercapaciteit van 0,7 mm/h een waarde van 3,6 op een gemiddelde van 8,7 overstortingen per jaar.

Resumerend kan worden gesteld dat in Nederland het omvormingsproces van neerslag tot rioolloop niet of nauwelijks in het rioolontwerp wordt betrokken en dat metingen aan dit proces alleen in Lelystad zijn verricht.

In het buitenland valt, historisch gezien, een andere ontwikkeling waar te nemen. De oorzaak hiervan ligt ten dele in het feit, dat daar vaak hellende gebieden gerioleerd moeten worden. In die gebieden zijn de neerslagverliezen en de afstromingsvertraging van groot belang; een gebrek aan kennis wordt er vaak afgestraft met omvangrijke inundaties. De verschillen van land tot land zijn evenwel groot. Metingen aan het neerslag-inloopproces zijn echter ook in het buitenland schaars; veel onderzoeken beschouwen alleen de afvoer uit het rioolstelsel en niet de toevloed. Vaak ook hebben dergelijke onderzoeken betrekking op grote stukken stedelijk gebied, waardoor de invloed van de diverse afstromingsonderdelen niet meer afzonderlijk te onderkennen is. Ook uit internationale overzichten van de "state-of-the-art" inzake stedelijke hydrologie (UNESCO, 1978; Delleur en Torno, 1983) blijkt dat vrijwel geen metingen aan het neerslag-inloopproces worden verricht. Veel aandacht gaat uit naar het modelleren van het afvoerproces in de rio-

lering en van de accumulatie en het transport van verontreinigingen. Problemen ontstaan bij de kalibratie en verificatie van dergelijke modellen. De modellering is in hoge mate bedoeld ter ondersteuning van ontwerp-activiteiten. Daarbij wordt zelden ingegaan op aspecten als aard en omvang van de verliesprocessen en wordt de bovengrondse afstroming vaak afgedaan met een zeer eenvoudig model.

In een aantal landen is geconcludeerd dat de gebezigde afvloeingscoëfficiënten in de vergelijking van de rationele methode te hoog zouden zijn (Delleur en Torno, 1983). Munz (1980) leidde de in figuur 1.5 aangegeven relaties af tussen de afvloeingscoëfficiënt en de neerslagsom per bui.



Figuur 1.5. Relaties tussen de neerslagsom en de afvloeingscoëfficiënt (Munz, 1980)

Gedegen studies naar het neerslag-inloopproces, gebaseerd op metingen, hebben plaatsgevonden in Duitsland (Pecher, 1969; Pfeiff, 1971), Denemarken (Jacobsen, 1980; Johansen, 1985; Jensen e.a., 1985), Zweden (Arnell, 1982), Finland (Melanen en Laukkanen, 1981) en Engeland (Kidd, 1978; Working Party on the Hydraulic Design of Storm Sewers, 1981). Metingen aan de rioolloop zijn behalve in Lelystad ook verricht in 9 kleine meetgebieden in Lund (Zweden) en 15 in Bracknell, Southampton, Stevenage en Walingford (Engeland). De metingen in Zweden en Engeland betroffen allen de inloop van één straatkolk. De oppervlakte van de meetgebieden liep uiteen van 78 tot 450 m² verhard oppervlak. Een fundamentele analyse van de neerslagverliesprocessen is voor deze meetgebieden niet gemaakt. De gegevens zijn gebruikt voor het testen van verschillende modellen voor de afstromingsvertraging, waarbij de waterbalans sluitend werd gemaakt door middel van een proportioneel verliesmodel (Kidd, 1978). De studies in Finland zijn gebruikt voor een analyse van de afvloeingscoëfficiënten met behulp van regressiemodellen en als basis voor waterkwaliteitsmodellen. Transformaties van de regressie-variabelen bleven daarbij overigens achterwege. Eigenlijk gaan alleen Pecher en Pfeiff dieper in op de verliesprocessen. Zij geven waarden voor bevochtigings- en plassenverliezen op verschillende oppervlakken.

Infiltratieverliezen worden alleen voor het onverharde terrein beschreven (o.a. Pecher, 1969; Aron, 1982). In een aantal bronnen wordt het infiltratieverlies genoemd, doch niet gekwantificeerd (Johansen, 1985; Working Party on the Hydraulic Design of Storm Sewers, 1981; Watkins en Fiddes, 1984). Wordt het wel gekwantificeerd, dan wordt het vrijwel altijd gemodelleerd met de vergelijking van Horton (Jensen e.a., 1985; Aron, 1982).

Ven Te Chow (1964) definieert het infiltratieverlies als het totale verschil tussen neerslagsom en afvoersom; gezien de hier gehanteerde differentiatie in de verliezen is deze definitie evenwel onbruikbaar. Pfeiff (1971) acht het onwaarschijnlijk, dat de totale verliezen van onverharde en verharde oppervlakken tijdonafhankelijk zijn. Hij stelt het verlies (V) afhankelijk van de tijd (t) volgens de relatie $V = a \cdot t^b$ (met a en b parameters) doch kan voor b geen (harde) waarden geven bij gebrek aan gegevens. Als oorzaken geeft hij infiltratie en verdamping aan. Ven Te Chow (1964) geeft soortgelijke relaties.

De verdamping van water vanaf verharde oppervlakken is te beschouwen als een open-watervedamping die sterk wordt beïnvloed door de warmtehuishouding van de ondergrond. Pfeiff (1971) leidt met behulp van een grove benadering af dat het verdampingsverlies ten minste 0,1–0,2 mm per bui bedraagt en maximaal circa 3 mm. Hoewel thans modellen beschikbaar zijn voor de warmtehuishouding van de verharde ondergrond, zijn verdampingsmodellen hieraan nog niet gekoppeld, vooral omdat betrouwbare parameterwaarden ontbreken (De Bruin, 1987).

Voor de verliesprocessen moet dus worden geconstateerd:

- In het buitenland wordt, eerder dan in Nederland, rekening gehouden met de afvoer van onverhard terrein en wordt de afvoer naar de riolering niet uitgedrukt per eenheid van verhard oppervlak maar per eenheid van het totale oppervlak.
- De verdamping van verharde terreinen is nauwelijks onderzocht.
- Infiltratieverliezen worden geconcentreerd gedacht op het onverharde terrein, hoewel het totale verlies ook op verharding niet tijdonafhankelijk wordt aangenomen.
- Bevochtigings- en plassenverliezen zijn erkende verliesposten. Studies naar de omvang zijn vaak onduidelijk in de zin dat grenzen tussen de typen verliezen niet worden aangegeven. Bij onverharde oppervlakken wordt de interceptie tot het bevochtigingsverlies gerekend.
- Systematische metingen aan de verschillende verliesposten zijn niet of nauwelijks verricht.
- De verrichte metingen zijn vaak gebruikt voor de bepaling van het totale neerslagverlies per bui, ofwel de daardoor bepaalde afvloeiingscoëfficiënt.

De modellering van de neerslagverliezen in modellen voor de neerslag-inlooprelatie geschiedt veelal met een Φ index-model of een (constant of variabel) proportioneel verliesmodel (Kidd, 1978; Van den Berg, De Jong en Schultz, 1977; Van de Ven, Van der Kloet en Van der Wal, 1981; Watkins en Fiddes, 1984) of een combinatie van een beginverlies en een constant pro-

portioneel verliesmodel (Working Party on the Hydraulic Design of Storm Sewers, 1981; Arnell, 1982; Johansen, 1985). In de modellen wordt geen onderscheid gemaakt tussen de verliezen op de verschillende typen verharde en onverharde oppervlakken, – wel tussen verhard en onverhard oppervlak zelf – terwijl toch de hydrologische eigenschappen sterk uiteen kunnen lopen. Een aanzet voor een dergelijk onderscheid geven Pratt e.a. (1984). Zij stellen het verlies afhankelijk van de bui-omvang, als gevolg van de verschillen in de beginverliezen van de verschillende verharde oppervlakken. Bij de grotere modellen wordt ook de toelevering van afvoer vanaf onverharde terreinen mee in rekening gebracht. De oppervlakkige afstroming wordt meestal gemodelleerd met een kinematische golf-vergelijking (Colyer en Pethick, 1977; Dendrou, 1982; Watkins en Fiddes, 1984). Bij de afronding van deze studie werd in de grijze literatuur slechts één bron gevonden (Jensen e.a., 1985), die een gedeeld (niet-"gelumpt") verliesmodel heeft toegepast.

Parametrische, ongedeelde modellen voor de relatie tussen neerslag en afvoer – of inloop – worden in de hydrologie op ruime schaal toegepast om de afvoervertragingsskarakteristieken van een stroomgebied vast te leggen. Zo ook in de stedelijke hydrologie (Viessman, Keating en Srinivasa, 1970; Kidd, 1976 en 1978; Colyer en Pethick, 1977; Zondervan, 1978; Hall, 1984; Van de Ven, Van der Kloet en Van der Wal, 1981).

Hoewel voor het vastleggen van het statistische gedrag van extrema in een (neerslag)reeks een aantal technieken en kansverdelingen beschikbaar zijn, bestaat in de hydrologie klaarblijkelijk een voorkeur voor de jaarmaxima-methode voor het schatten van een Gumbelverdeling. Ook in het buitenland treffen we deze combinatie aan (Hershfield, 1961; Demarrée, 1985; Watkins en Fiddes, 1984). Arnell (1982) gebruikte partiële reeksanalyse en een log-Pearson type III verdeling. In Delleur en Torno (1983) wordt opgemerkt dat het zinvol kan zijn om de extrema te transformeren, alvorens ze in een Gumbelverdeling te passen. Daarnaast geeft Dickinson (1977) een methode om het seizoeneffect in de berekening te verwerken. Naast regenduurlijnen kunnen ook afvoer- (of inloop-) duurlijnen worden berekend. In beginsel kunnen daarvoor dezelfde rekentechnieken worden toegepast. Voor zover bekend zijn dergelijke afvoerduurlijnen in de stedelijke hydrologie nooit bepaald.

Bij gegeven ontwerpafvoer kan uit de regenduurlijn de benodigde berging worden afgeleid. Onder andere Ven Te Chow (1964) en Wenzel (1982) geven overigens aan dat dit eigenlijk niet mag en dat beter historische neerslaggegevens kunnen worden gebruikt. Door de verwaarlozing van het neerslag-inloopproces en van de opeenvolging van natte perioden wordt de benodigde berging namelijk foutief geschat. Arnell (1982) stelt dan ook expliciet dat de door hem afgeleide ontwerp-buien niet dienen ter dimensionering van bergingsvoorzieningen; en hij gebruikt dan nog een redelijk uitgebreid model voor de neerslag-inloop-transformatie.

Tot besluit wordt gewezen op de verschillen die er bestaan tussen het Nederlandse gemengde stelsel en de buitenlandse stelsels. De hoeveelheid berging in de Nederlandse stelsels overtreft verre die in de buitenlandse.

Daarnaast heeft de vlakke ligging van de meeste van onze stelsels tot gevolg dat de stroomsnelheden laag zijn (niet zelfreinigende riolen) en dat de gradiënten van de waterspiegel in het algemeen beperkt blijven. In het buitenland hebben gescheiden stelsels vaak de overhand, in tegenstelling tot de situatie in Nederland. Bovendien heeft elk gebied eigen klimaateigenschappen, waarmee bij de ontwatering en afwatering van (stedelijke) gebieden rekening gehouden moet worden.

2. De meetgebieden in Lelystad en de daar toegepaste meetmethoden

2.1. Geschiedenis

Rond 1965, toen de eerste bouwterreinen van Lelystad werden opgespoten, kwamen de Rijksdienst voor de IJsselmeerpolders en de Afdeling Hydraulica en Afvoerhydrologie van de Landbouwhogeschool tot de conclusie dat de bouw van deze nieuwe stad een uitstekende gelegenheid bood een onderzoek in te stellen naar de relatie tussen neerslag en afvoer in een stedelijk gebied. Ondanks de grote investeringen ten behoeve van de waterbeheersing in stedelijke gebieden was weinig over deze materie bekend. Een optimalisatie van de ontwerpnormen leek wenselijk. Omdat Lelystad een gescheiden rioolstelsel zou krijgen en men bij de inrichting van het gebied rekening kon houden met de wensen van de onderzoekers werd voorgesteld een zestal meetgebieden in te richten (Krayenhoff van de Leur en Zuidema, 1969) te weten:

- a. een woonwijk;
- b. een parkeerterrein;
- c. een kantoren-annex winkelcomplex;
- d. een braakliggend bouwterrein;
- e. een stukje stadspark;
- f. een akkerbouwgebied.

De gerioleerde meetgebieden, a, b en c, zijn gerealiseerd in het kader van het Hydrologisch Onderzoek Lelystad; De woonwijk Pampus-Blokkehoek, het parkeerterrein Noorderwagenplein en het winkelcentrum Lelycentre zijn als meetgebied ingericht. Het onder f genoemde gebied en een boskavel zijn door de RIJP bemeten in het kader van het zogeheten Slootafvoeronderzoek (Ven, 1979; 1980). Om praktische en budgettaire redenen is destijds afgezien van de meetgebieden d en e.

De metingen in de woonwijk Pampus-Blokkehoek en op het parkeerterrein Noorderwagenplein zijn langjarig van karakter. Zij gingen van start in 1968/1969 en zijn eind 1984 beëindigd. In die gebieden is dus ruim 16 jaar gemeten. De metingen in het winkelcentrum zijn korte tijd na aanvang gestopt in verband met overlast ten gevolge van de meetopstelling.

Toen in de loop van de jaren zeventig de interesse in de kwaliteit van het afstromende regenwater toenam – dit onder invloed van de groeiende aandacht voor het milieu en de discussie rondom de keuze tussen gescheiden en gemengde rioolstelsels – groeide ook de behoefte aan een meetgebied speciaal voor het waterkwaliteitsonderzoek. Voor dit doel werd in de periode eind 1981–begin 1982 een tweede woonwijk (Bastion) als meetgebied ingericht. De metingen daar zijn voortgezet tot eind 1984 en waren speciaal toegespitst op de combinatie van kwantiteits- en kwaliteitsaspecten. Alleen de meetresultaten van de afvloeiingscoëfficiënten zijn bruikbaar voor deze studie.

In de meetgebieden werden – zo mogelijk – metingen verricht aan de neerslag, de afvoer via het regenwaterriool, de drainafvoer en de grondwaterstand. In het volgende wordt achtereenvolgens ingegaan op:

- de meetgebieden;
- de meetapparatuur en de meetmethoden voor de neerslag en de regenwaterrioolafvoer, de drainafvoer en de grondwaterstand;
- de centrale gegevensinzameling;
- de berekening van de rioolinloop uit de afvoer van het r.w.a.-riool.

Een gedetailleerde beschrijving van deze zaken kan worden aangetroffen in Oldenkamp (1988). Op het meetgebied "winkelcentrum" wordt hier om eerder genoemde redenen niet ingegaan.

2.2. De meetgebieden

2.2.1. Meetgebied Pampus-Blokkerhoek

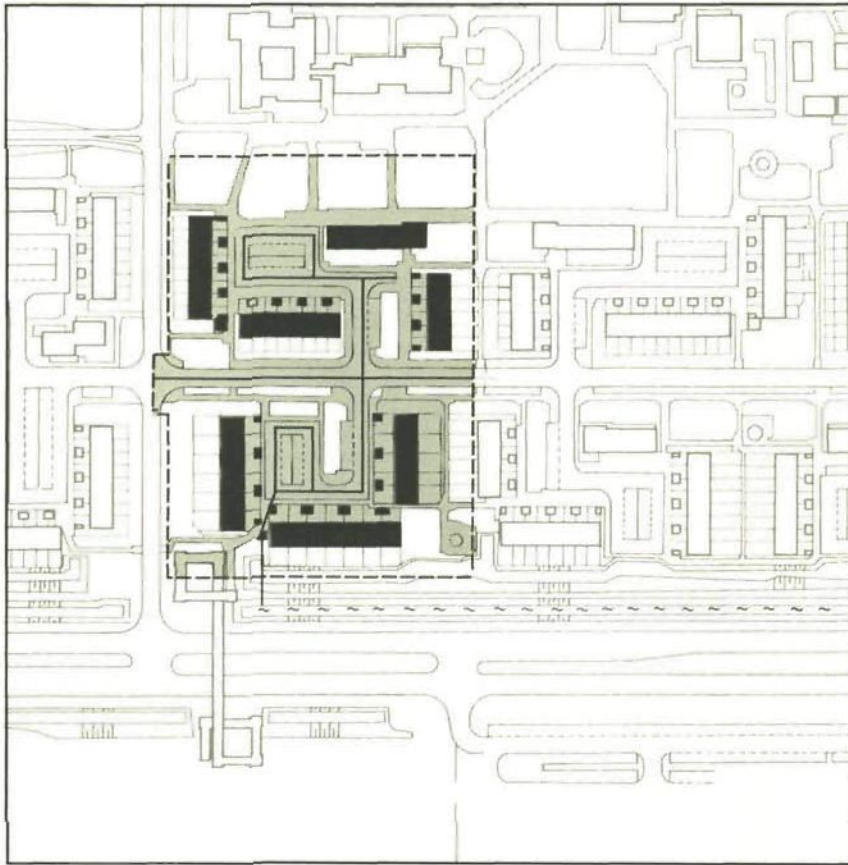
Van de eerste woonwijk van Lelystad is in 1968 een gebied van 120 bij 167 m (2,0 ha) ingericht als meetgebied. Het gebied bestaat uit de 2 hofjes Pampus en Blokkerhoek, gescheiden door een wijkweg. In figuur 2.1 is een plattegrond van het meetgebied weergegeven, terwijl foto 2.1 een indruk geeft van de inrichting van zo'n hofje.

De hofjes zijn omringd door woonblokken. Deze bebouwing heeft platte daken en is ca. 8 meter hoog, uitgezonderd een drie verdiepingen hoge flat aan de noordzijde van het gebied; die heeft een hoogte van ca. 9,50 m. In tabel 2.1 is een overzicht gegeven van de soorten bodembedekking in de woonwijk.

Tabel 2.1. Bodembedekking in de woonwijk Pampus-Blokkerhoek

type bodembedekking	m ²	m ²	oppervlak	%*
Onverhard			9.400 m ²	47%
afwaterend op:				
1. ondergrond		9.400		
<i>gras</i>	4.800			24
<i>bomen en struiken</i>	3.600			18
<i>tuin, divers</i>	1.000			5
Verhard			10.600 m ²	53%
afwaterend op:				
1. riolering		8.200		
<i>daken</i>	2.660			13
<i>asfalt</i>	3.340			17
<i>tegels en klinkers</i>	2.200			11
2. ondergrond		2.400		
<i>tegels en klinkers</i>	2.400			12
Totaal			20.000 m ²	100%

* van het totale oppervlak



- grens meetgebied
- bebouwing
- verhard terrein
- onverhard
- ~ gracht
- RWA riool
- ▲ plaats meetput

Figuur 2.1. Plattegrond van het meetgebied Pampus-Blokkerhoek

In het gebied staan een vijftigtal bomen van enige omvang; vijf daarvan staan in plantgaten in het asfalt, de rest in het plantsoen.

De bodem van de begroeiide, onverharde oppervlakken bestaat uit een laag van 0,2 – 1,0 meter teelaarde met een lutumgehalte van ca. 10%, een humusgehalte van ca. 1,7%. Het in deze aarde aanwezige zand heeft een U-cijfer van ca. 140. De doorlatendheid van de teelaarde bedraagt ca. 0,3 – 0,9 m.d⁻¹. Onder de teelaarde bevindt zich een laag opgespoten en



Foto 2.1. Impressie van het hofje Pampus

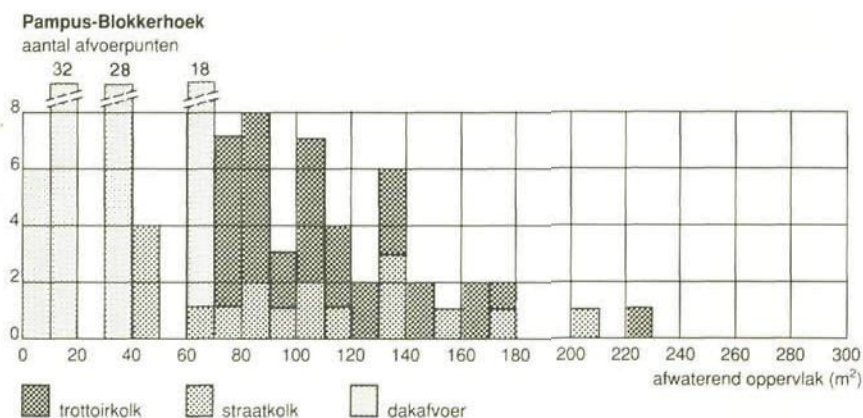
opgebracht zand van ca. 0,5 – 1,4 m dikte, waaronder het oorsponkelijke (IJsselmeer)bodemprofiel wordt aangetroffen.

De bestrating en verharding is in het algemeen aangebracht op het opgebrachte zand. In deze zandlaag zijn doorlatendheden gemeten tussen 3 en 15 m.d⁻¹. Meestal lag de doorlatendheid tussen 4 en 7 m.d⁻¹.

Ten gevolge van zetting is het maaiveld in de periode 1968–1976 gemiddeld ca. 0,22 m gedaald. In het noorden van het meetgebied (Blokkerhoek) lag het maaiveld in 1976 gemiddeld op NAP – 3,15 m en in het zuiden (Pampus) op NAP – 3,27 m. Het gebied helt derhalve af iets in zuidelijke richting.

In figuur 2.1 is de ligging van het regenwaterriool aangegeven. De binnenonderkant van het riool is aangelegd op ca. NAP – 4,5 m. De betonnen buizen hebben een doorsnede van 0,3 m en liggen horizontaal. De huis- en kolk-aansluitingen zijn aan de bovenzijde van deze buizen ingelaten. Op de hoekpunten van het riool zijn inspectieputten geplaatst die zijn voorzien van een zandvang. Het riool is ontworpen op een neerslagintensiteit van 6 m³ · s⁻¹ · km⁻² verhard oppervlak maar heeft een grotere capaciteit, aangezien overall de minimale diameter van 0,30 m is toegepast. Nabij de uitmonding van het riool in de gracht is een meetput aangelegd ten behoeve van de afvoermetingen.

Het afwaterend oppervlak per rioolkolk en huisaansluiting loopt sterk uiteen. In figuur 2.2 is de absolute frequentieverdeling van deze oppervlakken aangegeven.



Figuur 2.2. Absolute frequentieverdeling van het afwaterend oppervlak per kolk en dakafvoer in de woonwijk Pampus-Blokkerhoek

Het afwaterend oppervlak per dakafvoer (hemelwaterafvoer) is beduidend kleiner dan dat van de kolken. De meeste trottoirkolken wateren een groter gebied af dan de straatkolken. Opvallend is de grote spreiding in het af te wateren oppervlak per kolk.

Om de afvoer van het grondwater te bevorderen zodat geen hinder ontstaat door grondwateroverlast of draagkrachtverlies, is het gebied voorzien van een drainagesysteem. De drains liggen parallel op een afstand van ca. 12 meter en op een diepte van ca. 1,90 meter beneden maaiveld.

De waterscheiding van het meetgebied is eveneens in figuur 2.1 aangegeven. De bovengrondse waterscheiding is grotendeels bepaald door de topografie van het gebied; met wallen en verhogingen is een duidelijke grens verkregen. De waterscheiding op de doorgaande weg is verkregen door het aanbrengen van extra trottoirkolken. De ondergrondse waterscheiding ligt, zo mogelijk, midden tussen parallelle drainreeksen c.q. halverwege de drainreeksen. De drains zijn op de grens van het gebied afgestopt.

Sinds 1968 is het gebied slechts in beperkte mate gewijzigd. De in figuur 2.1 aangegeven afrit van de voetgangers- en fietsersbrug bestaat pas sinds 1978. Daarvoor was het terrein ingericht als openbaar gazon, waarop een meetveldje was ingericht. In de loop van de tijd is ook de verharding rondom de woningen regelmatig omhoog gebracht ter compensatie van de opgetreden zetting. Daardoor zijn de kolkjes die aan de entreezijde van de woningen lagen grotendeels onder de bestrating verdwenen. Omdat het terrein ter plaatse afhelt naar de straatgoot heeft deze wijziging geen noemenswaardige gevolgen voor het totale afwaterend, verhard oppervlak of voor de afvoer zelf. De bomen en struiken in het gebied zijn sinds 1968 uiteraard gegroeid. De metingen zijn voortgezet tot 1 januari 1985.

2.2.2. Meetgebied Noorderwagenplein

Het tweede meetgebied dat werd ingericht was het parkeerterrein Noorderwagenplein. Het terrein werd in 1968 voltooid en biedt parkeergelegenheid aan de bezoekers van het eerder genoemde winkelcentrum. De inrichting tot meetgebied viel deels samen met de aanleg. De eerste meetresultaten zijn geboekt in maart 1969; na het overwinnen van een aantal kinderziekten was het meetgebied vanaf mei 1969 operationeel.

Het Noorderwagenplein is vrijwel rechthoekig met afmetingen van 53 x 143 m. Het totale oppervlak, inclusief enkele inrijpunten, is bemeten op ca. 8.500 m². Hiervan bestaat 7.830 m² uit bestrating en ca. 645 m² ligt als onverhard oppervlak overwegend in gras; ca. 25 m² wordt ingenomen door plantgaten in de trottoirs. De bestrating bestaat uit asfalt, klinkers, betonkeien, koperslakkeien en trottoirtegels (0,5 x 0,5 m).

In het meetgebied stond aanvankelijk een benzineservicestation. Omdat uitbreiding van het parkeerterrein en verplaatsing van het benzinstation noodzakelijk bleken, onderging het parkeerterrein, en daarmee het meetgebied, in maart 1972 een reconstructie. Het meetgebied werd kleiner en beslaat sindsdien 7.035 m² bestrating en ca. 540 m² gras. In 1980 heeft zich als gevolg van de terreinafwerking van een belendend kantoorgebouw nog een kleine wijziging voorgedaan; dit bleef echter zonder gevolgen voor het oppervlak.

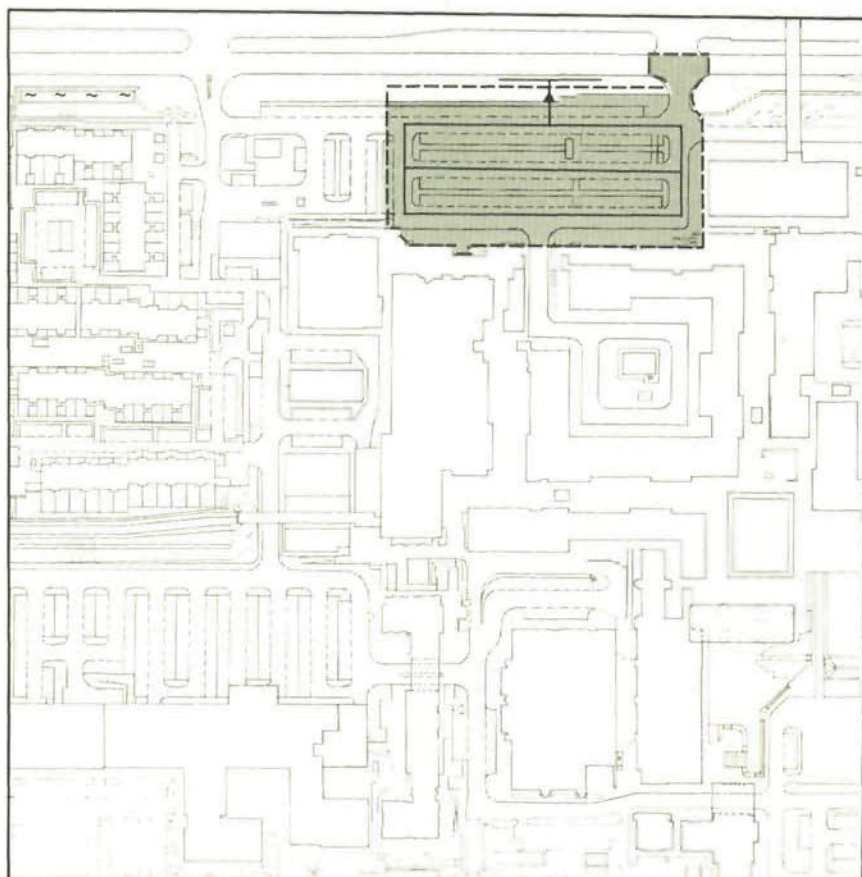
In tabel 2.2 zijn de gegevens inzake de bodembedekking samengevat.

Tabel 2.2. Bodembedekking in het meetgebied Noorderwagenplein

type bodembedekking	vóór maart 1972		oppervlak vanaf maart 1972	
	in m ²	in %*	in m ²	in %*
Onverhard				
afwaterend op ondergrond				
<i>gras en plantgaten</i>	670	8	565	7
Verhard				
afwaterend op riolering				
<i>asfalt</i>	3.050	36	3.160	42
<i>klinkers + koperslak-</i>	3.080	36	2.175	29
<i>keien</i>				
<i>tegels</i>	1.700	20	1.700	22
Totaal	8.500 m²	100%	7.600 m²	100%

* van het totale oppervlak

In figuur 2.3 is een plattegrond van het meetgebied weergegeven voor de situatie van na 1980. Daaronder staat een fotografische afbeelding van die situatie.



- grens meetgebied
- verhard terrein
- onverhard
- ~ gracht
- RWA riool
- ▲ plaats meetput

Figuur 2.3. Plattegrond van het meetgebied Noorderwagenplein (situatie na 1980)

Op de richels tussen de parkeerterreinen staan in totaal 17 solitaire bomen. De boven- en ondergrondse waterscheiding wijken aan de noordgrens van het gebied iets uiteen.

Omdat vrijwel het gehele gebied is verhard en het maaiveld verlaagd is aangelegd – op het niveau van de aangrenzende dreef, dus ca. NAP – 4,00 m – is de bodemopbouw volledig verschillend van die in de woonwijk. De bestrating is aangelegd op ca. 0,85 m zand, zodat de basis van het zand ligt op ca. NAP – 4,85.



Foto 2.2. Impressie van het Noorderwagenplein

De ligging van het regenwaterriool is aangegeven in figuur 2.3. Circa 400 m rioolstreng met een doorsnede van 0,3 m is gelegen onder de rijbanen (asfalt). Het lozingspunt – een meetput – is gelegen aan de noordzijde van het gebied en mondt uit in een rioolbuis, die er ter vervanging van een gracht is aangebracht. De aanleghoogte (binnen onderkant buis) van het stelsel bedraagt NAP - 5,6 m; dit is 0,2 m beneden het grachtpeil en 1,60 m beneden straatpeil. Het riool ligt horizontaal.

De straat- en trottoirkolken bevinden zich op onderlinge afstanden van ca. 20–25 m. De parkeerstroken, die met koperslakkeien zijn bestraat, liggen opgesloten tussen de trottoirs en de molgoten (klinkers) op de scheiding met de asfaltbestrating. De parkeerstroken hellen af naar de molgoten waarin zich de straatkolken bevinden.

Tijdens de aanleg is rekening gehouden met de inrichting als meetgebied. Alle doorverbindingen van het regenwaterriool die normaliter met het omliggende gebied gemaakt zouden zijn, zijn achterwege gelaten. Voor het aanbrengen van de bovengrondse waterscheiding zijn extra voorzieningen getroffen, met name door het aanbrengen van drempels op in- en uitrijpunten. Het circa één meter hoger gelegen, aangrenzende winkelcentrum is overwegend met keermuren van het parkeerterrein gescheiden. De naar het parkeerterrein hellende toegangsweg is voorzien van een rooster; het water dat hierin stroomt wordt geloosd buiten het meetgebied. Bij de belangrijkste inrit tot het parkeerterrein (noordoostzijde) is de waterscheiding bepaald door middel van waterpassing. Ook zijn enkele extra trottoirkolken geplaatst om eventuele beïnvloeding van buitenaf tegen te gaan.

De absolute frequentieverdeling van het afwaterend oppervlak van de trottoir- en straatkolken is weergegeven in figuur 2.4. De spreiding in de opper-

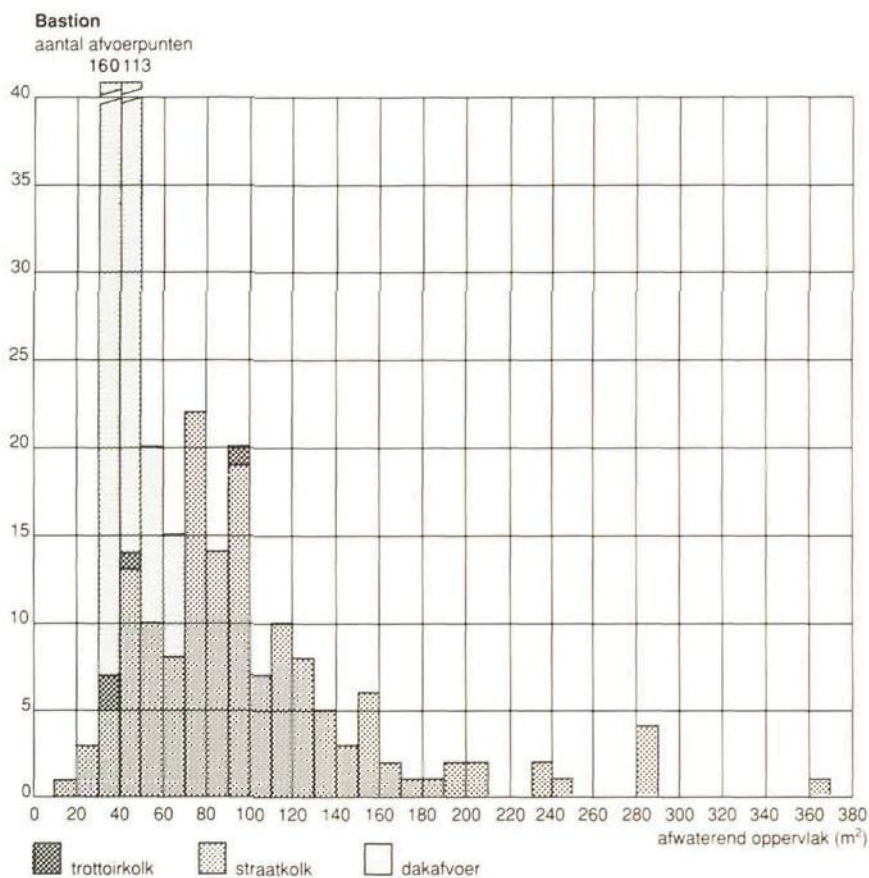
Tabel 2.3. Bodembedekking in de woonwijk Bastion

type bodembedekking	m ²	m ²	oppervlak	%*
Onverhard			15.280 m ²	34%
afwaterend op:				
1. ondergrond		12.760		
<i>gras</i>	2.060			5
<i>struiken</i>	8.660			19
<i>bomen</i>	130			0
<i>paden</i>	1.910			4
2. gracht en ondergrond		2.060		
<i>struiken</i>	2.060			5
3. r.w.a. en ondergrond		460		
<i>struiken</i>	460			1
Verhard			29.620 m ²	66%
afwaterend op				
1. riolering		29.220		
<i>daken</i>	12.690			28
<i>bruggen, transen</i>	1.350			3
<i>straattegels (0,30x0,30 m)</i>	7.770			17
<i>klinkers</i>	6.410			1
<i>natuursteen</i>	240			1
<i>open klinkers</i>	190			
<i>asfalt</i>	60		} →	1
<i>beton</i>	50			
2. ondergrond		400		
<i>daken</i>	400			1
Totaal			44.900 m ²	100%

* van het totale oppervlak



Foto 2.3. Impressie van het Bastion



Figuur 2.6. Absolute frequentieverdeling van het afwaterend oppervlak per kolk en dakafvoer in de woonwijk Bastion

2.3. De meetinstrumenten

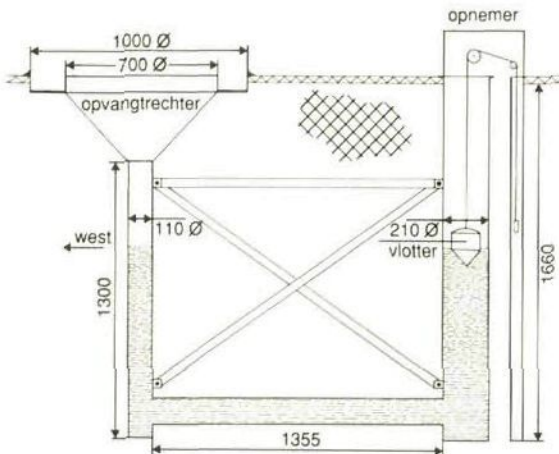
In en bij de meetgebieden worden ten behoeve van het onderzoek de neerslag, de afvoer van het regenwaterriool, de drainafvoeren en de grondwaterstanden gemeten. Andere meteorologische variabelen worden gemeten op het meteorologisch station van het KNMI. Tot 1983 was dit gevestigd te Lelystad-Haven nabij het Markermeer, ca. 5 km ten westen van de meetgebieden; daarna is het verplaatst naar het vliegveld-Lelystad, ca. 5 km ten zuidoosten van de meetgebieden. In het onderstaande wordt ingegaan op de verschillende methoden en instrumenten die zijn gebruikt ten behoeve van de metingen en op de plaats en de wijze van opstelling van de instrumenten.

2.3.1. De neerslagmeting

De continue neerslagmeting is verricht met een grondregenmeter die in de jaren zestig door Colenbrander en Verstraate (1967) is ontwikkeld. Met deze ReCoVer grondregenmeter waren positieve ervaringen opgedaan en in 1968 was geen alternatief voorhanden waarmee de gestelde voorwaarden beter konden worden gerealiseerd. Die waren:

- snelle aanvangsreactie op neerslag;
- het neerslagverloop moet gevolgd kunnen worden met een nauwkeurigheid van ten minste 0,1 mm;
- neerslag en r.w.a.-afvoer moeten synchroon geregistreerd kunnen worden;
- de meter moet voldoende berging hebben om ook bij grote buien geen informatieverlies te krijgen.

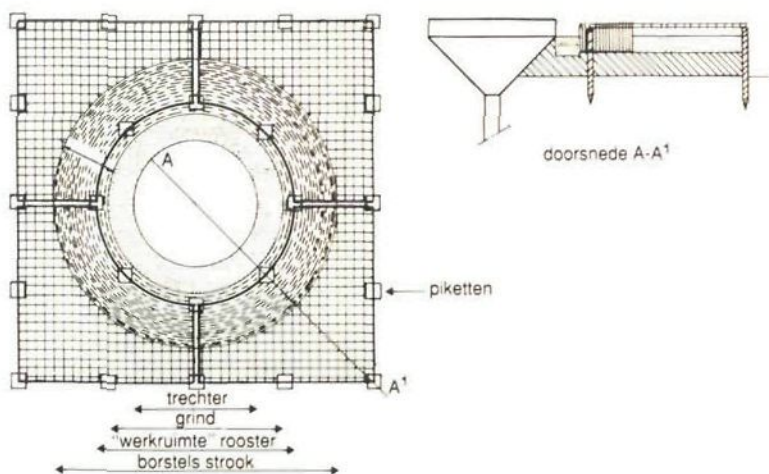
Een schematische dwarsdoorsnede met de belangrijkste maten is weer-gegeven in figuur 2.7.



Figuur 2.7. Dwarsdoorsnede van de ReCoVer grondregenmeter

In de directe omgeving van de trechter van de regenmeter zijn voorzieningen aangebracht om inspatten zoveel mogelijk te voorkomen. Daartoe zijn twee systemen gebruikt: eerst zijn borstels, grind en roosters rond de trechter aangebracht op een wijze zoals aangegeven in figuur 2.8. Omdat spelende kinderen nogal eens het grind in de trechter gooiden is in oktober 1980 overgegaan op gazongras als omliggend materiaal. De rand van de trechter steekt ca. 0,04 m uit boven het maaiveld. Het gras wordt gemaaid op ca. 0,02 m boven maaiveld. Tussen de metingen met de beide spatvoorzieningen is geen systematisch verschil gevonden. Foto 2.4 geeft een indruk van de oude opstelling van de regenmeter.

Om ook tijdens vorst en sneeuwperioden over een redelijke neerslagmeting te kunnen beschikken waren tot 1 december 1977 twee regenmeters uitgerust met elektrische verwarming. Die bestond uit een ozurietkabel die



Figuur 2.8. ReCoVer grondregenmeter met roosters en borstel

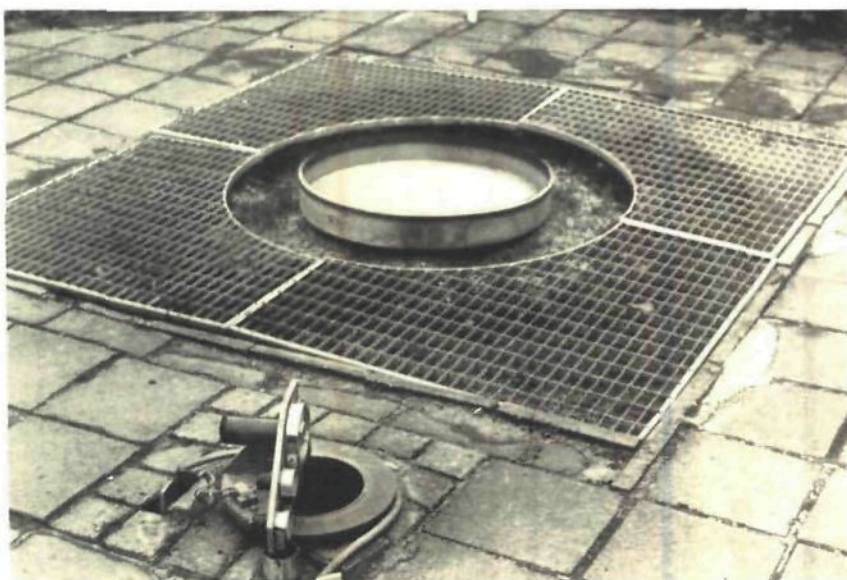


Foto 2.4. De ReCoVer grondregenmeter

aan de onderkant van de trechter in de grond was gebracht. Deze verwarming bleek alleen geschikt bij temperaturen tot -2 à -3 °C. Teneinde de neerslagsom die in de vorm van sneeuw valt te bepalen is, zo nodig, de sneeuw uit de trechter verzameld en na smelten teruggegoten in de trechter. Vanwege het stuiven van sneeuw in en uit de regenmetertrechter zijn dergelijke metingen evenwel erg onbetrouwbaar.

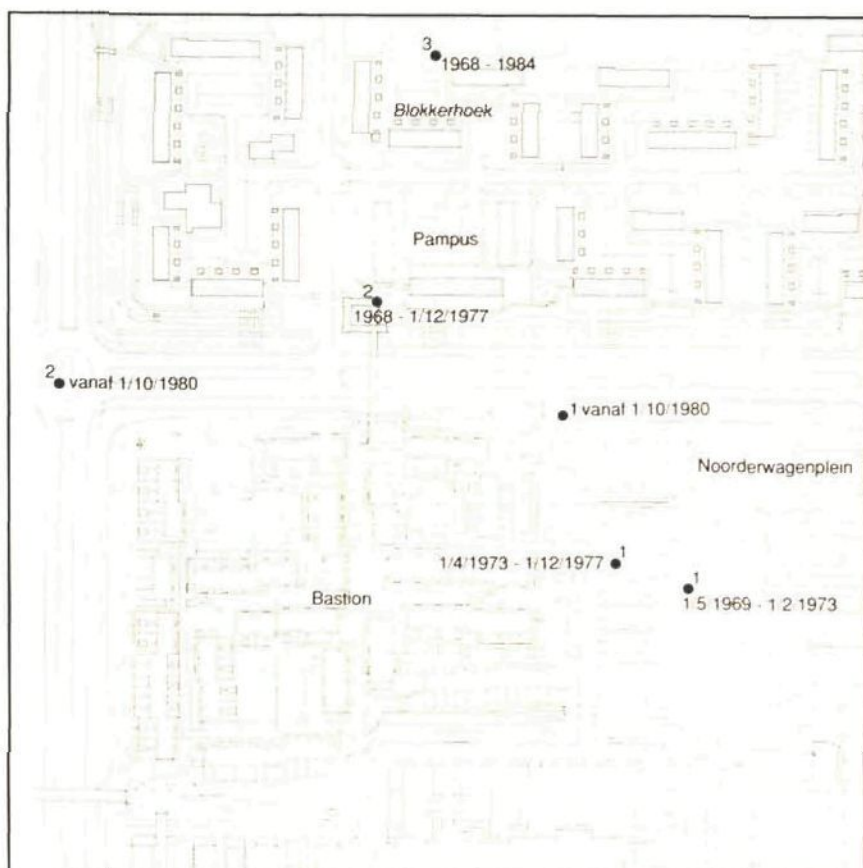
In de zomer vallen de buien met de hoogste neerslagintensiteiten. Met betrekking tot het bepalen van de gebiedsneerslag heeft dit regentype een gunstige en een ongunstige kant: Gunstig omdat bij zware zomerbuien het effect van nabijgelegen gebouwen op de vangst in de regenmeter geringer is dan bij regens in het winterhalfjaar; ongunstig omdat dit soort regens slechts over een beperkte oppervlakte is verdeeld, waardoor het niet goed mogelijk is om de gebiedsneerslag uit één puntwaarneming af te leiden. Gezien het betrekkelijk kleine oppervlak van het eerste meetgebied is aangenomen dat twee grondregensmeters voldoende inzicht zouden geven, zowel ten aanzien van mogelijke verschillen in neerslagintensiteit ten gevolge van ruimtelijke verdeling van de regen als ten aanzien van de invloeden van nabijgelegen gebouwen op de vangst in de beide regenmeters. In een lange reeks van waarnemingen zou een systematische afwijking van de vangst kunnen duiden op een verschil in effect van de omgeving. Op grond van deze overwegingen is bij de inrichting van het parkeerterrein nog een derde regenmeter geplaatst. Inmiddels was ook gebleken dat door vandalisme het functioneren van de meters af en toe werd verstoord. De derde regenmeter zou de kans op fatale storingen minimaliseren; er blijft immers altijd wel minstens één van de drie meters operationeel.

Ten gevolge van bouwactiviteiten moest regelmatig een regenmeter worden herplaatst. De bouw van de fietsersbrug van Pampus naar het Bastion en van een deel van het winkelcentrum dat grenst aan het Noorderwagenveld zijn hiervan voorbeelden. In figuur 2.9 zijn de verschillende locaties van de regenmeters aangegeven, alsmede de periode dat de meter daar operationeel was. Er is naar gestreefd om steeds twee regenmeters operationeel te hebben en indien mogelijk drie.

Uit deze figuur blijkt dat niet altijd kon worden voldaan aan de opstellings-eis ten aanzien van de hoogte van obstakels – de afstand tussen regenmeter en obstakel was wel eens minder dan twee à drie keer de hoogte van het obstakel. Met name de regenmeter aan de noordzijde van het gebied Pampus-Blokkerhoek lag niet ideaal. Aan de oostzijde wordt de meter potentieel beïnvloed door een gebouw en aan de noord- en westzijde potentieel door bomen en struiken in een strook plantsoen. Bij een onderzoek in 1972 met behulp van de double mass curve methode bleek deze regenmeter niet significant van de andere af te wijken voor wat betreft de cumulatieve buitotalen ($n = 127$). Met de 78 dagsommen neerslag uit de periode 4 oktober 1980 tot en met 31 maart 1981 is later een uitgebreidere variantie-analyse verricht. Daarbij bleek dat deze regenmeter toch significant verschillende (iets lagere) meetresultaten leverde. Aanbevolen werd om ten behoeve van het gegevensbestand de metingen van de beide andere regenmeters te gebruiken. In de praktijk werd daarvoor die regenmeter gebruikt, die de grootste neerslagsom per maand opleverde; en dat was een van de beide andere.

2.3.2. Meting van de afvoer via het regenwaterriool

De afvoeren van het regenwaterriool van Pampus-Blokkerhoek en het Noorderwagenveld worden gemeten met behulp van een V-vormige scherpe



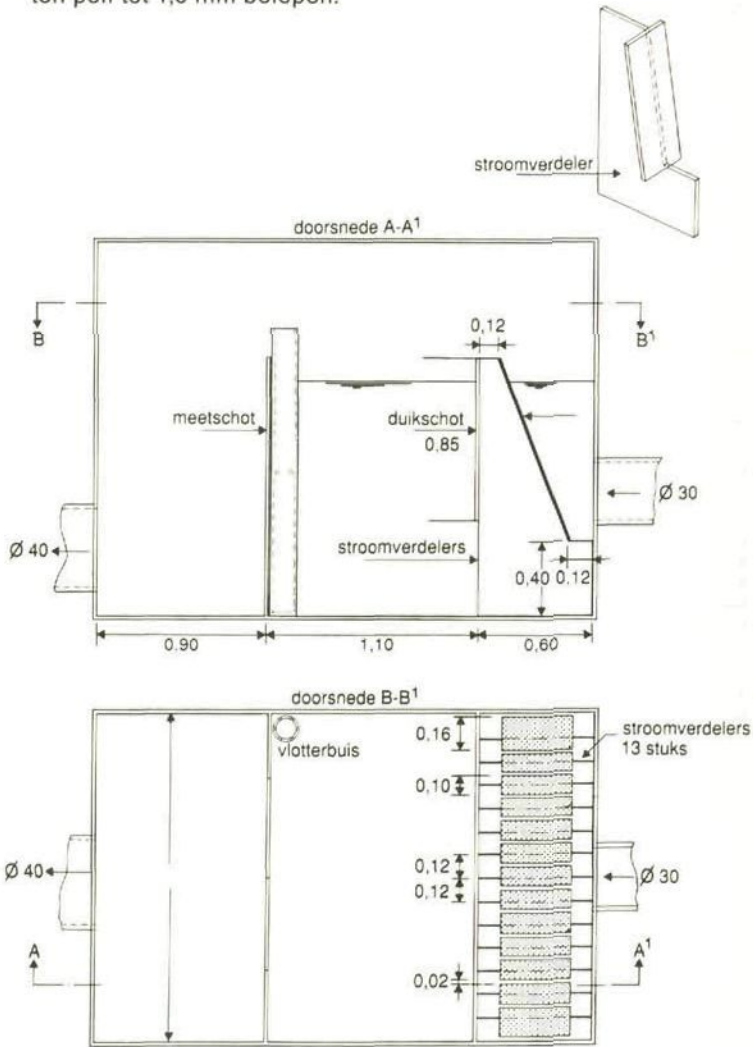
Figuur 2.9: De verschillende opstellingsplaatsen van de regenmeters

overlaat, een zogeheten Thomson-schot. De schotten zijn in de meetgebieden aangebracht in meetputten nabij het lozingspunt van het regenwaterriool.

Voordat deze putten zijn gebouwd is een model van de put en het Thomson-meetschot compleet met peilapparatuur in het Hydraulica Laboratorium van de Landbouwhogeschool onderzocht. Bij de aanvang van het modelonderzoek bleek in eerste instantie de lengte van het bovenstroomse gedeelte van de put te gering om een gelijkmatige aanstroming te verkrijgen. Daarom werd de put in de stroomrichting 0,5 m verlengd. De (verlengde) put met meetschot en dempschot is in figuur 2.10 weergegeven. Foto 2.5 biedt een kijkje in de meetput. De resultaten van het modelonderzoek inzake de meetput zijn beschreven in Hydraulica Laboratorium (1967). De voornaamste conclusies uit dit rapport zijn:

- Voor het Thomson-meetschot voldoet ook bij niet ideale aanstroming de formule van Cone, $q = 1,34 h^{2,48}$, goed.

- Een stroomverdeler is noodzakelijk om in de peilbuis een voldoende schommelingsvrij waterniveau te verkrijgen.
- Ten gevolge van speling en wrijving in het vlotter-potentiometer-opnemersysteem (zie par. 2.3.4) kan het verschil tussen optredend en gemeten peil tot 1,5 mm belopen.



Figuur 2.10. Meetput ten behoeve van afvoermeting in het regenwaterriool

In het meetgebied Bastion wordt de afvoer gemeten met behulp van een elektromagnetische doorstroommeter met een diameter van 0,200 m. Deze meter heeft twee meetbereiken, namelijk van 0 – 54 $\text{m}^3 \cdot \text{h}^{-1}$ en van 0 – 1.053 $\text{m}^3 \cdot \text{h}^{-1}$ en een automatische nulpuntscorrectie. De omschakeling tussen deze meetbereiken geschiedt op commando van de datalogger.



Foto 2.5. Impressie van een meetput

De doorstroommeter is in de eindbuis van het stelsel geplaatst, in een speciaal ontworpen put. De eindbuis ligt onder het peil van het grachtwater, waardoor de meter te allen tijde met water gevuld blijft; een voorwaarde voor (nauwkeurig) meten. De meter is geplaatst in een vernauwing in de eindbuis. Deze vernauwing is zodanig geconstrueerd, dat zij ook kan worden benut als Venturi-meter. Met een drukverschilmeter wordt daartoe het verschil opgenomen in waterdruk tussen een punt juist bovenstrooms en een punt in de vernauwing. De Venturi-meter wordt gebruikt ter controle van de resultaten van de doorstroommeter. De meetnauwkeurigheid is evenwel geringer. De gehele constructie is getest en geijkt bij het Waterloopkundig Laboratorium voordat deze in de meetput werd geïnstalleerd.

2.3.3. Metingen van de drainafvoer en de grondwaterstand

Hoewel de interpretatie van de gegevens over de drainafvoer en de grondwaterstand buiten het bestek van dit rapport vallen wordt voor de volledigheid toch kort op de metingen ingegaan.

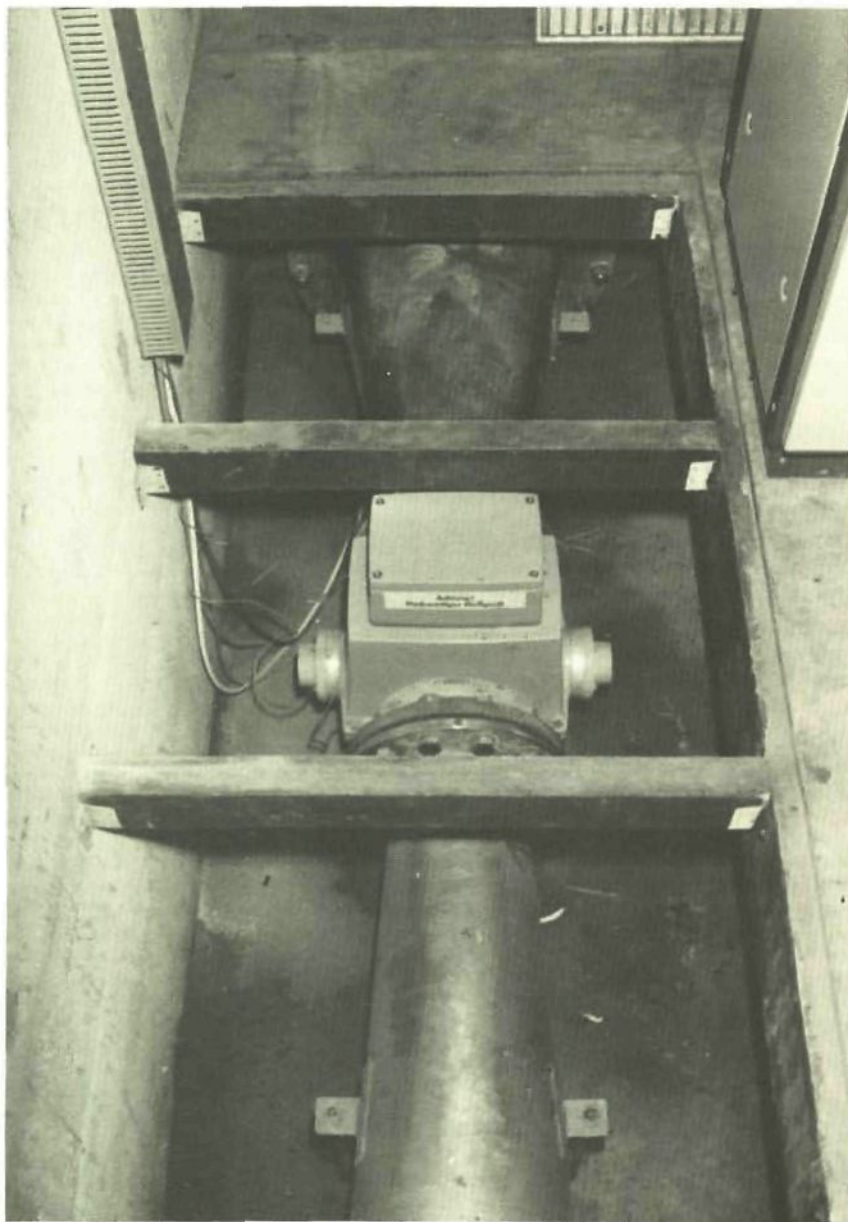


Foto 2.6. De elektromagnetische doorstroommeter in het Bastion

De afvoer van het overtollige grondwater geschiedt door middel van het drainagesysteem. De stelsels in de meetgebieden zijn losgekoppeld van hun omgeving en voeren het drainewater via één lozingspunt af op een gracht. Op dat punt is in een meetput een elektromagnetische doorstroommeter geplaatst in het laagste punt van een soort zwanehals-constructie. Door die constructie blijft de meetbuis steeds met water gevuld. Voor en achter de

meter zijn Venturi-achtige verloopstukken toegepast om te zorgen voor een laminaire stroming door de meter. Foto 2.7 geeft een beeld van de opstelling van de meter in de woonwijk. De diameter van de meetbuis bedraagt hier 20,0 mm en het meetbereik is ingesteld op $0 - 2,5 \text{ l} \cdot \text{s}^{-1}$.

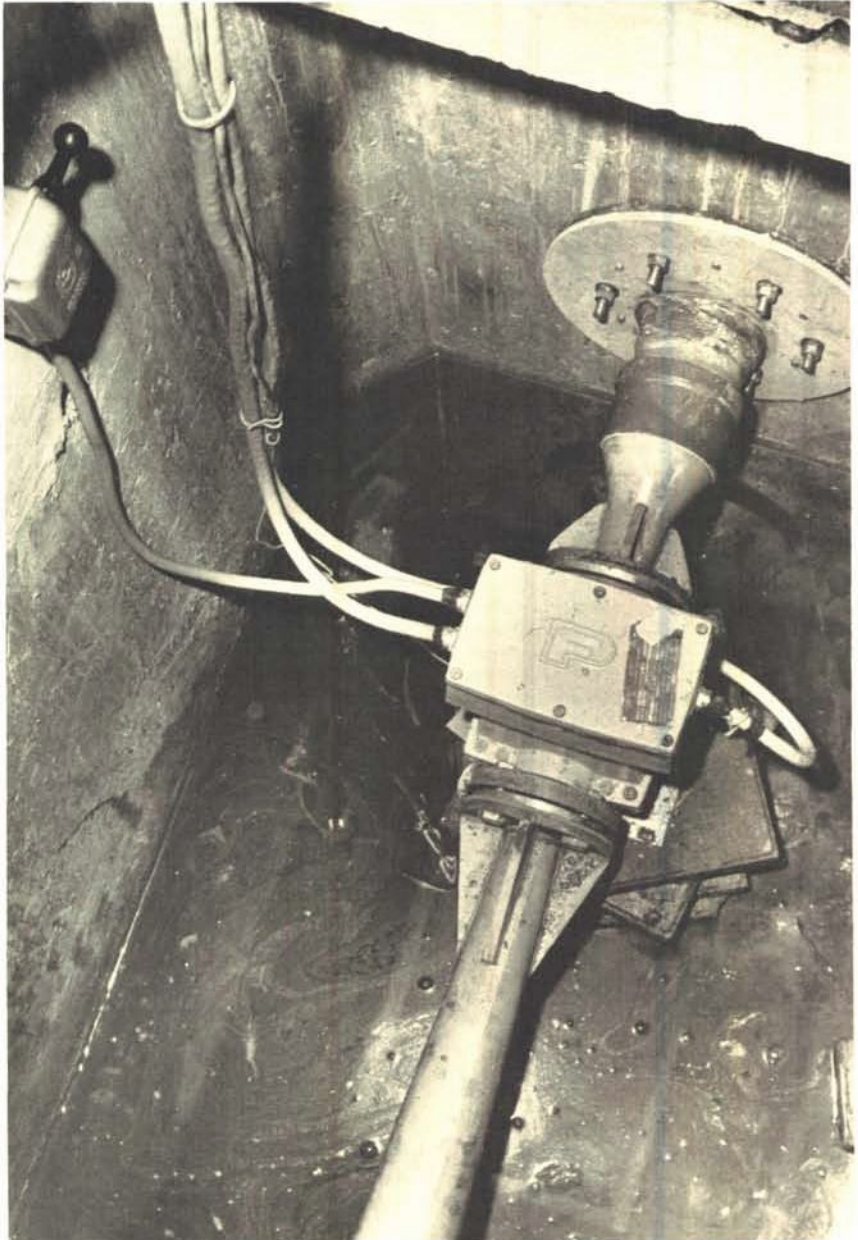


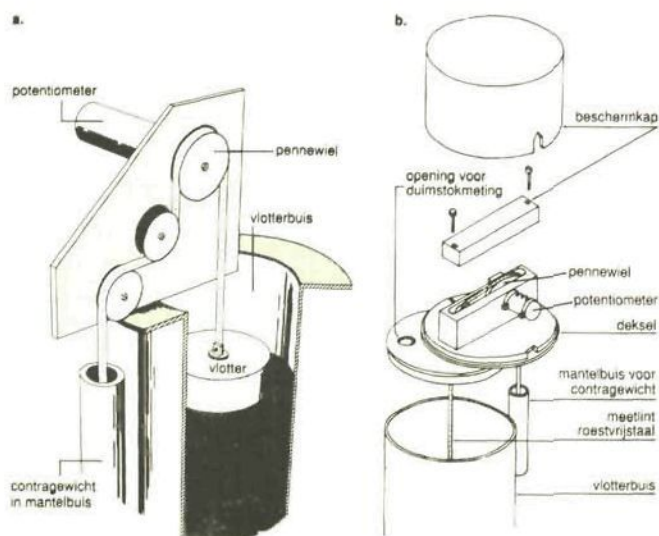
Foto 2.7. De doorstroommeter (met verloopstukken) in Pampus- Blokkerhoek

De doorstroommeter op het parkeerterrein heeft een veel geringer meetbereik, namelijk $0 - 0,3 \text{ l} \cdot \text{s}^{-1}$. Deze meter is echter voorzien van een in hydraulisch opzicht symmetrische "bypass", zodat de afvoercapaciteit kan worden verdubbeld wanneer deze bypass wordt geopend. De beide flowmeters zijn geïjkt in het Hydraulica Laboratorium (1967).

De grondwaterstand in de meetgebieden is op drie plaatsen continu gemeten. Op twee plaatsen in de woonwijk en op een plek op het parkeerterrein. De buis aan de zuidzijde van de woonwijk staat op een afstand van één meter vanaf de drainsleuf, dus vrij dicht bij de drain; de beide andere buizen staan midden tussen twee drainreeksen. De stijgbuizen hebben een diameter van 80 mm en zijn voorzien van een filter van 1,50 tot 3,00 m beneden maaiveld.

2.3.4. Het vlotter-potentiometer-opnemersysteem

Om de variabelen automatisch en continu met elektronische apparatuur te kunnen waarnemen wordt voor het meten van de waterhoogten gebruik gemaakt van een zogenaamd vlotter-potentiometer-opnemersysteem. Dit systeem wordt toegepast bij de regenmeters, de overlaten en de grondwaterstandsbuizen. Door het systeem wordt een vlotterverplaatsing omgezet in een verdraaiing van een pennewiel, dat op haar beurt de stand van een potentiometer beïnvloedt. Deze potentiometer is ingericht als spanningsdeler; een vlotterverplaatsing resulteert dus in een spanningsverandering. Gedurende het onderzoek – in 1980 – is overgegaan op een nieuwe, verbeterde versie van het systeem. In figuur 2.11 zijn principe-tekeningen van de beide systemen weergegeven.

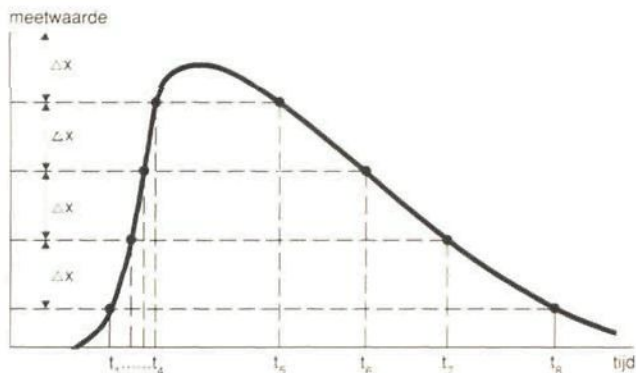


Figuur 2.11a. Het oude vlotter-potentiometer-opnemersysteem (vóór 1980)
 b. Het nieuwe vlotter-potentiometer-opnemersysteem

Naar de nauwkeurigheid van de beide vlotter-potentiometer-opnemerssystemen is uitgebreid onderzoek verricht. In 1970 is zowel het systeem op de regenmeters als dat op de V-vormige overlaat onderzocht. De tot dan toe in het r.w.a.-riool toegepaste bolvormige vlotters met een diameter van 80 mm bleken een hysteresis van ca. 8% te vertonen en zijn daarom op 4 mei 1970 vervangen door kegelvormige vlotters \varnothing 150 mm met een te verwaarlozen hysteresis. De waterstijging nodig voor het in beweging zetten van die vlotter was 0,2 mm, wat neerkomt op 1/10 deel van de kleinste registratiestap. De maximale absolute fout bedraagt dus eveneens 0,2 mm. Het nieuwe vlotter-potentiometer-opnemerssysteem heeft een zelfde nauwkeurigheid als het oude (Ardon, 1983). De fout als gevolg van niet-lineariteit van de toegepaste potentiometer bedraagt maximaal 1 ‰ ofwel één loggereenheid (le) op een meetschaal van 0 tot 999 eenheden. De potentiometers die op het oude vlotter-potentiometer-opnemerssysteem werden toegepast hebben een onderscheidend vermogen van 1,35 ‰, dus 1,35 le. De later toegepaste potentiometers hebben een onderscheidend vermogen van 0,65 ‰. De totale meetfout wordt in hoofdzaak bepaald door vlotterhysteresis, wrijving en de lineariteitsfout van de potentiometer en ligt in de orde van grootte van twee loggereenheden.

2.3.5. De datalogger

De registratie en opslag van de meetgegevens is een bijzonder probleem. Continue registratie heeft het bezwaar dat ook gegevens worden geregistreerd in perioden waarin de meetwaarden niet veranderen; registratie op vaste tijdsintervallen heeft tot gevolg dat veel veranderingen niet worden waargenomen, tenzij met zeer korte tussenpozen wordt waargenomen – de neerslag- en de afstromingsintensiteiten in het stedelijk gebied veranderen namelijk snel – maar dan zullen onnodig zeer grote hoeveelheden gegevens worden verzameld. De oplossing werd gevonden door toepassing van zogenaamde "event-sense" registratie: niet na vaste tijdsintervallen Δt maar na vaste waarde-intervallen Δx wordt de meetwaarde geregistreerd, samen met het tijdstip van optreden. In figuur 2.12 is dit principe aangegeven:

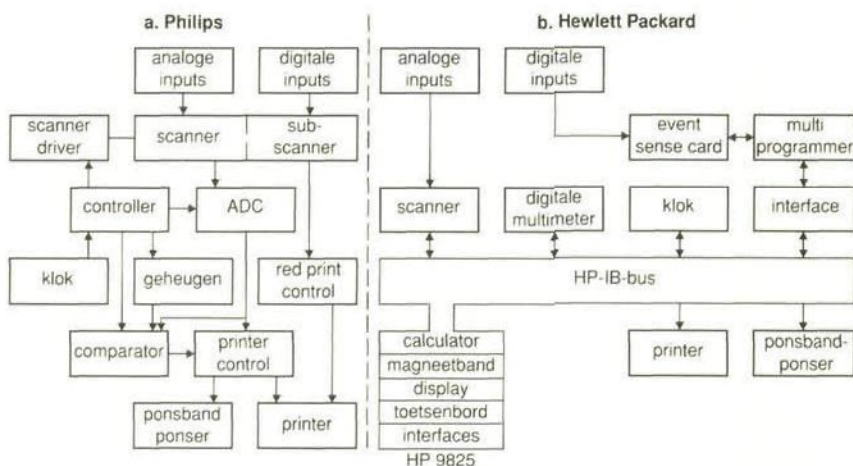


Figuur 2.12. Event-sense registratie

In tijden van snelle verandering vinden veel registraties plaats, terwijl in rustige perioden weinig of geen waarden worden geregistreerd.

In 1967/1968 werd door Philips speciaal voor dit onderzoek een datalogger ontwikkeld die deze techniek van event-sense registratie toepaste. In figuur 2.13a is de opbouw van deze logger weergegeven. De ingezamelde gegevens werden ten behoeve van de verdere verwerking vastgelegd op ponsband en ten behoeve van de controle door een printer afgedrukt. Een scanner zorgt ervoor dat alle kanalen (veldinstrumenten) continu worden afgetast. Om de 15 à 20 seconden wordt elk instrument opnieuw afgelezen. De laatst geregistreeerde waarden worden onthouden in het computergeheugen. De actuele meetwaarde wordt telkens vergeleken met de waarde in het geheugen. Wanneer die twee waarden meer dan Δx verschillen wordt de nieuwe meetwaarde geregistreerd en in het geheugen opgeslagen. Vóór de registratie wordt de meetwaarde herschaald tot een schaal van 0 tot 999 loggereenheden (1e).

In 1977 is deze Philips-logger vervangen door een meer geavanceerde logger van Hewlett-Packard. In figuur 2.13b is de opbouw van deze logger weergegeven. Hoewel het meetprincipe hetzelfde is, wijkt de opbouw van het loggersysteem nogal af. De uitgebreidere mogelijkheden van dit systeem zijn vooral ook ingezet voor het automatisch opheffen of ontwijken van storingsituaties en voor het sturen van meetinstrumenten en monsternametoerusting voor het waterkwaliteitsonderzoek in het Bastion.



Figuur 2.13. Opbouw van de Philips datalogger (a) en de Hewlett-Packard datalogger (b).

De stapgrootte Δx voor de verschillende variabelen wordt aan de logger opgegeven. De meestentijds gebruikte waarden van Δx voor de verschillende instrumenten zijn:

	Δx (le)	Δx in werkelijkheid
regenmeter	2	0,2 mm neerslag
V-vormige overlaat	10	5,0 mm overstorthoogte
grondwaterstand	6	5 mm stijghoogte
drainafvoer	3	2-10 $\mu\text{m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$

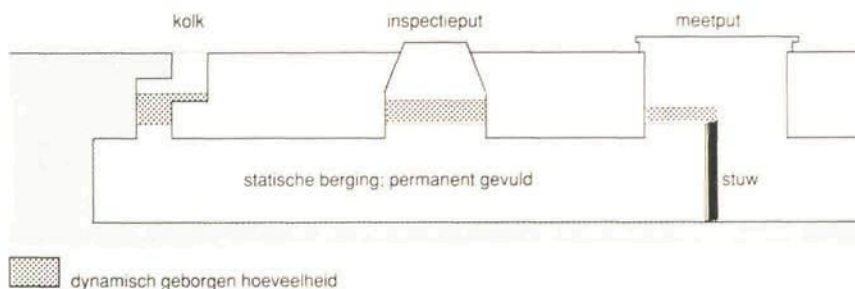
Gezien de meetnauwkeurigheid en de waarden van Δx bedroeg het minimum van de meetbare afvoer bij de woonwijk Pampus-Blokkerhoek $0,005 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1} \cdot \text{km}^{-2}$ verhard terrein, bij het parkeerterrein $0,006 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1} \cdot \text{km}^{-2}$ en bij het Bastion $0,033 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1} \cdot \text{km}^{-2}$ verhard terrein. Om overtollige registraties tijdens het leegpompen van de regenmeters te voorkomen wordt een daling in de meetwaarde van de regenmeters alleen met tussenpozen van tenminste 5 minuten geregistreerd.

De sensoren die bij de meetstuwten zijn aangebracht ter controle op verdrinking gaven bij de Philips-datalogger een gecodeerde mededeling wanneer zij werden geactiveerd. Bij de HP-datalogger wordt het lopende meetprogramma door de sensormelding onderbroken en wordt op de regeldrukker gemeld welke meetstuw is verdrongen of weer is vrijgekomen.

De HP-datalogger is omstreeks 1980 voorzien van een meetprogramma dat zichzelf na een stroomstoring automatisch herstelde. Toen in 1981 het meetgebied Bastion werd aangesloten, werd het systeem uitgebreid met een telefoonmelder en een semafoon. Een groot deel van de storingen van de datalogger leidde sindsdien tot een onmiddellijke storingsmelding via de semafoon, waardoor vrijwel direct kon worden ingegrepen.

2.4. Berekening van de rioolinloop uit de riolafvoer

In de meetgebieden Pampus-Blokkerhoek en Noorderwagenplein wordt de afvoer van het regenwaterriool gemeten met behulp van een V-vormige overlaat. Het nulpunt van deze overlaat is zodanig geplaatst, dat de rioolleidingen permanent geheel met water gevuld blijven. De dynamische berging die gedurende de afvoersituatie beschikbaar is, is dan beperkt tot de inspectieputten en de kolkaansluitingen (zie figuur 2.14). Deze dynamische berging is dus zeer beperkt van omvang en derhalve weinig behept door hysteresis.



Figuur 2.14. Riool met gestuurd peil ten behoeve van een reductie van de dynamische berging

Gesteld kan worden:

$$q_i = q_a + \frac{dS_{dyn}}{dt} = q_a + \frac{\partial S_{dyn}}{\partial h} \frac{dh}{dt} \quad (2.1)^1$$

waarin:

q_i = inloop ($m^3 \cdot s^{-1}$)

q_a = afvoer ($m^3 \cdot s^{-1}$)

S_{dyn} = dynamisch geborgen hoeveelheid (m^3)

h = overstorthoogte nabij de stuw (m)

t = tijd (s)

Omdat nu $\partial S_{dyn}/\partial h$ weinig door hysteresis wordt beïnvloed, is het mogelijk om de inloop q_i te berekenen uit de afvoer q_a mits de relatie $\partial S_{dyn}/\partial h$ en de overstorthoogte $h(t)$ bekend zijn. Nu wordt $h(t)$ gemeten en kan de relatie tussen S_{dyn} en h worden vastgesteld door middel van bergingsproeven in de beide rioolstelsels (Oldenkamp, 1988).

Voor het rioolstelsel van Pampus-Blokkerhoek is de volgende relatie gevonden:

$$S_{dyn} = 160 h^5 - 523 h^4 + 611 h^3 - 94,5 h^2 + 32,6 h + 0,0028$$

$h < 0,394 \text{ m}$

(S_{dyn} in m^3 ; h in m)

(2.2)

De totale berging boven het nulpunt van de overlaat bedraagt ca. $15 m^3$; het waterpeil in het stelsel staat dan 394 mm boven het nulpunt van de overlaat. De bergingsproeven op het Noorderwagenplein leverden niet direct het gewenste resultaat omdat gedurende de proef veel last werd ondervonden van fluctuerende peilen in de inspectieputten. Daardoor werd het verloop van de verhanglijn verstoord, zodat de gemeten waterstanden slechts beperkt bruikbaar waren. Door de meetwaarden met theoretische waarden te combineren kon toch een relatie tussen de dynamische berging en de overstorthoogte worden vastgesteld:

$$S_{dyn} = 1.607 h^5 - 1.426 h^4 + 489,6 h^3 - 52,91 h^2 + 14,41 h - 0,0046$$

$h < 0,426 \text{ m}$

(2.3)

De totale berging in het r.w.a.-stelsel van het Noorderwagenplein bedraagt ca. $6 m^3$ bij een waterpeil van 426 mm boven het nulpunt van de overlaat.

Met behulp van de relaties 2.1, 2.2 en 2.3 wordt de rioolinloop berekend uit de gemeten afvoeren. Bij het meetgebied Bastion was het niet mogelijk om deze meetmethode toe te passen, omdat de waterkwaliteitsmetingen erdoor verstoord zouden worden. De rioolinloop kon voor dat gebied dus niet worden vastgesteld.

¹ (2.1) = nummer van de vergelijking (hoofdstuk 2, nummer 1).

3. NEERSLAGVERLIEZEN

3.1. Neerslagverlies en afvloeiingscoëfficiënt

Onder het neerslagverlies wordt de neerslagsom verstaan die gedurende een bui op het verharde oppervlak valt, maar die niet via het riool tot afstroming komt, dus

$$V = P - Q \quad (3.1)$$

waarin:

V = neerslagverlies (mm)

P = neerslag op verhard oppervlak (mm)

Q = afvoer via het riool (mm t.o.v. verhard oppervlak)

De neerslagsom die tot afstroming komt wordt ook wel netto-neerslag P_n genoemd. Er geldt dus $P_n = Q$.

De elementen die dit verlies bepalen zijn:

- verdamping;
- infiltratie;
- berging op het verharde oppervlak, alsmede de bevochtiging ervan;
- afvoer naar of toevoer vanaf het aangrenzende onverharde terrein.

Omdat de laatstgenoemde term mogelijk een toevoer betreft kan het verlies ook negatief zijn. Het is overigens opmerkelijk dat deze term in een groot aantal analyses buiten beschouwing blijft wanneer de neerslagverliezen worden besproken.

Interceptieverliezen zijn voor het verhard oppervlak verwaarloosd. In de praktijk zullen interceptieverliezen kunnen optreden door bomen die de verharding afdekken en door geparkeerde auto's. De enkele solitaire bomen in de meetgebieden waren nog klein ten tijde van het onderzoek en ze groeiden zo slecht dat in 1985 een plantgatverbetering werd uitgevoerd. De interceptie door auto's zal afhangen van het aantal geparkeerde voertuigen en daarmee enigermate van het tijdstip op de dag en in de week. Gemiddeld is de bezettingsgraad van de parkeerplaatsen laag, zodat de invloed verwaarloosbaar mag worden geacht; in uitzonderingssituaties moet echter met enige beïnvloeding van het neerslag-afvoerproces worden gerekend. In deze studie is dit aspect evenwel buiten beschouwing gebleven.

In de meetgebieden in Lelystad is continu het verloop van de neerslag en de rioolinloop gemeten. Nu geldt dat

$$\int_0^t p(\tau) d\tau - \int_0^t q(\tau) d\tau = \int_0^t f(\tau) d\tau + \int_0^t E(\tau) d\tau + \int_0^t b(\tau) d\tau + \int_0^t Z(\tau) d\tau + S(t) \quad (3.2)$$

met

$p(t)$ = neerslagintensiteit ($\text{mm} \cdot \text{h}^{-1}$)

$q(t)$ = inloopintensiteit ($\text{mm} \cdot \text{h}^{-1}$)

$f(t)$ = infiltratie-intensiteit ($\text{mm} \cdot \text{h}^{-1}$)

$E(t)$ = verdampingsflux ($\text{mm} \cdot \text{h}^{-1}$)

$b(t)$ = intensiteit van initiële verliezen ($\text{mm} \cdot \text{h}^{-1}$)

$Z(t)$ = zijdelingse afvoer ($\text{mm} \cdot \text{h}^{-1}$)

$S(t)$ = tijdelijk (dynamisch) geborgen hoeveelheid water op straat (mm)

0 = aanvangstijd bui

t = tijdstip > aanvangstijdstip bui

Al deze termen worden in dit hoofdstuk uitgebreid besproken. Daarna wordt ingegaan op de afvloeiingscoëfficiënt, die is gedefinieerd als:

$$C = \frac{Q}{P} \quad (3.3)$$

met C als dimensieloze coëfficiënt. Voorts geldt $P_n = C \cdot P$.

Het gedrag van C wordt besproken in relatie tot andere karakteristieke eigenschappen van neerslag en afvoer. De gemeten waarden worden vergeleken met het volgens de theorie te verwachten gedrag van deze coëfficiënt.

Niet ingegaan wordt op de zogenaamde (piek)afvoercoëfficiënt.

Deze is gedefinieerd als:

$$C_m = \frac{q_m}{p_m} \quad (3.4)$$

C_m = piekafvoercoëfficiënt (-)

q_m = maximale afvoerintensiteit gedurende een bui
($\text{m}^3 \cdot \text{s}^{-1} \cdot \text{km}^{-2}$ verhard oppervlak)

p_m = (maximale) neerslagintensiteit gedurende een bui
($\text{m}^3 \cdot \text{s}^{-1} \cdot \text{km}^{-2}$ verhard oppervlak)

Hoewel het gedrag van C_m in een aantal studies uitvoerig is onderzocht (zie bijvoorbeeld Pecher, 1969), zijn de uit metingen berekende waarden van deze variabele op zijn minst dubieus vanwege twee problemen:

1. De maximale neerslagintensiteit zal afhangen van de periode waarover deze wordt bepaald. Het één-minuut-maximum verschilt bijvoorbeeld van het vijf-minuten-maximum wat betreft de gemiddelde intensiteit en wellicht verschilt zelfs het moment van optreden. De waarde van C_m hangt derhalve sterk af van de definitie van p_m . Ook de nauwkeurigheid waarmee p_m en q_m kunnen worden bepaald is van invloed op C_m .
2. De maximale neerslagintensiteit behoeft geenszins de maximale afvoer-

intensiteit tot gevolg te hebben. p_m en q_m kunnen dus het gevolg zijn van vrijwel onafhankelijke (deel)gebeurtenissen binnen één bui.

Als bijkomend discutabel punt kan worden genoemd dat de afvoer in de meeste onderzoeken wordt gemeten bij het afvoerpunt van het rioolstelsel. In verband met de dimensionering van het stelsel en de vertragingverschijnselen in het stelsel ware het beter om uit te gaan van de inloop.

Hoewel de definitie van de (piek)afvoercoëfficiënt volgens Geiger (1987) beter is, omdat deze voor p_m uitgaat van een bui met een constante neerslagintensiteit en met een duur van minimaal de concentratietijd, blijft de waarde behept met onduidelijkheid en blijft de coëfficiënt dientengevolge onbruikbaar.

3.2. Verdamping van verharde oppervlakken

Zolang vocht aanwezig is op het oppervlak van een verharding kan verdamping optreden. Toepassing van een energiebalans op dit verdampingsproces levert volgens Penman (Raudkivi, 1979):

$$E_0 = \frac{(1/L) (\Delta/\gamma) (R_n + H_s) + B_w(e_{2s} - e_2)}{1 + \Delta/\gamma} \quad (3.5)$$

met:

E_0 = open waterverdamping ($\text{kg} \cdot \text{s}^{-1} \cdot \text{m}^{-2} \triangleq \text{mm} \cdot \text{s}^{-1}$)

L = specifieke verdampingswarmte van water bij temperatuur T_s ($\text{J} \cdot \text{kg}^{-1}$)

T_s = oppervlaktetemperatuur ($^{\circ}\text{K}$).

Δ = helling van de verzadigingsdampdrukcurve voor de luchttemperatuur op 2 m boven maaiveld ($\text{hPa} \cdot \text{K}^{-1}$)

γ = psychrometer constante ($\text{hPa} \cdot \text{K}^{-1}$)

R_n = netto stralingsstroomdichtheid ($\text{W} \cdot \text{m}^{-2}$)

H_s = warmtestroomdichtheid vanuit de ondergrond ($\text{W} \cdot \text{m}^{-2}$)

B_w = windfunctie ($\text{s} \cdot \text{m}^{-1}$)

e_{2s} en e_2 = verzadigingsdampdruk en werkelijke dampdruk op 2 m boven maaiveld (hPa)

en waarin:

$$L = 2500,78 - 2,37 (T_s - 273) \quad (3.6)$$

$$\Delta = \frac{(e_{2s})}{dT} \quad (3.7)$$

bij $T = T_2$, de temperatuur op 2 m hoogte.

$$\gamma = 6,1 \cdot 10^{-4} \cdot P_a \quad (3.8)$$

met P_a de luchtdruk (hPa) en $6,1 \cdot 10^{-4}$ de Bowen constante (K^{-1})

$$R_n = I_0(a + b \cdot n_s/D_s) (1-r) - 0,97\sigma_s T_s^4 (E_m-1) (0,1 + 0,9 \cdot n_s/D_s) \quad (3.9)$$

met:

I_0 = inkomende zonnestraling op een horizontaal oppervlak aan de rand van de atmosfeer ($\text{W} \cdot \text{m}^{-2}$)

a en b = regiogebonden constanten; het KNMI gebruikt respectievelijk 0,2 en 0,48 (-)

n_s en D_s = werkelijke en maximaal mogelijke aantal uren zonneshijn (h)

r = albedo = reflectiecoëfficiënt van het betreffende oppervlak

σ_s = Stefan-Boltzmann constante = $5,67 \cdot 10^{-8} \text{W} \cdot \text{m}^{-2} \cdot \text{K}^{-4}$

E_m = emissiviteit $\cong 0,5 + 0,7 \cdot \sqrt{e_2}$; voor een heldere hemel geldt $E_m = 0,757$ (-)

$$B_w = 0,622 \frac{\rho_a}{pK_s C_1^2} \cdot \frac{\bar{u}_h}{\ln^2(h/k)} \quad (3.10)$$

met:

K_s = Schmidt-getal (-)

ρ_a = dichtheid van lucht ($\text{kg} \cdot \text{m}^{-3}$)

C_1 = von Kármán constante = 0,41 (-)

\bar{u}_h = windsnelheid op de hoogte h ($\text{m} \cdot \text{s}^{-1}$)

k = ruwheidshoogte van het oppervlak (m)

Voor deze vergelijking is aangenomen, dat de lucht tussen maaiveld en de hoogte k volledig verzadigd is en dat de snelheidsverdeling over de hoogte voldoet aan de relatie $\bar{u}_h/u^* \cong 2,5 \ln(h/k) + 8,5$ waarbij u^* de windsnelheid aan het oppervlak (wrijvingssnelheid) is.

In de veronderstelling dat het verdampingsproces van verharde oppervlakken ten dele vergelijkbaar is met de verdamping van een nat gewas, kunnen de problemen bij het kwantificeren van E_0 worden gereduceerd tot de bepaling van drie variabelen: het albedo (r), de ruwheidslengte (k) en de warmtestroom (H_s). Alle overige variabelen kunnen net als bij de verdamping van open water worden gemeten.

Het albedo van open water is ca. 0,06; dat van gewas ca. 0,25. Voor de verschillende verhardingssoorten (en kleurvarianten) is slechts weinig over het albedo bekend. Zwarte oppervlakken, zoals asfalt, zullen veel straling absorberen en daardoor een laag albedo bezitten: een waarde van 0,05 of minder is niet uitgesloten. Lichter gekleurde oppervlakken zoals beton zullen een hoger albedo bezitten. Waarden van 0,5 – 0,7 zijn mogelijk.

De ruwheidslengte k zal in stedelijk gebied in het algemeen groter zijn dan die van open water of open veld. Voor Tokyo wordt bijvoorbeeld een waarde van 1,65 m genoemd (Raudkivi, 1979). Voor een groot, verhard terrein zonder obstakels, zoals een groot parkeerterrein, kan k echter ook klein zijn ($< 10^{-3}\text{m}$). Het is derhalve niet mogelijk een algemene waarde van de ruwheidslengte voor het stedelijk gebied aan te geven. Zo nodig moeten de

berekeningen worden gedifferentieerd naar de verschillende typen verharding c.q. bodembedekking.

De warmtestroom uit de ondergrond H_s zal onder andere afhangen van de temperatuur van de verharding, de specifieke warmte en de warmtegeleidingscoëfficiënt van het materiaal. Een eenvoudige benadering van de warmtestroom wordt verkregen door uit te gaan van een plotselinge temperatuurverandering aan het oppervlak van een (oneindig dikke) laag verharding met bekende begintemperatuur T_0 op alle diepten. Wordt de temperatuur aan het oppervlak plotseling gelijk aan T_1 , dan wordt de temperatuurverdeling over de diepte z na een zekere tijd t :

$$T(z,t) = T_1 + (T_0 - T_1) \frac{2}{\pi} \int_0^{\frac{z}{\sqrt{4at}}} \exp(-\beta^2) d\beta \quad (3.11)$$

$$\text{waarin } a = \frac{\lambda}{\rho c_s}$$

λ = warmtegeleidingscoëfficiënt ($W \cdot m^{-1} \cdot K^{-1}$)

ρ = dichtheid ($kg \cdot m^{-3}$)

c_s = specifieke warmte ($J \cdot kg^{-1} \cdot K^{-1}$)

De warmtestroom dientengevolge bedraagt:

$$H_s(z,t) = \frac{\lambda (T_1 - T_0)}{\sqrt{\pi at}} \exp\left(-\frac{z^2}{4at}\right) \quad (3.12)$$

Echter, de temperatuurverdeling over de diepte aan het begin van een bui zal niet constant zijn. Gaat men bijvoorbeeld uit van een droogweerdeperiode in een zomersituatie met veel zon, dan zal de temperatuurverdeling in een asfaltlaag zich ongeveer gedragen zoals aangegeven in figuur 3.1. In de berekeningen ten behoeve van deze figuur is uitgegaan van een sinusvormig verloop van de "forcing functions" over de dag en van de volgende constanten:

$$\left. \begin{aligned} \lambda &= 1,2 \text{ W} \cdot \text{m}^{-1} \cdot \text{K}^{-1} \\ c_s &= 800 \text{ J} \cdot \text{kg}^{-1} \cdot \text{K}^{-1} \\ \rho &= 2.200 \text{ kg} \cdot \text{m}^{-3} \end{aligned} \right\} a \cong 0,7 \cdot 10^{-6} (\text{m}^2 \cdot \text{s}^{-1})$$

$$r = 0,07$$

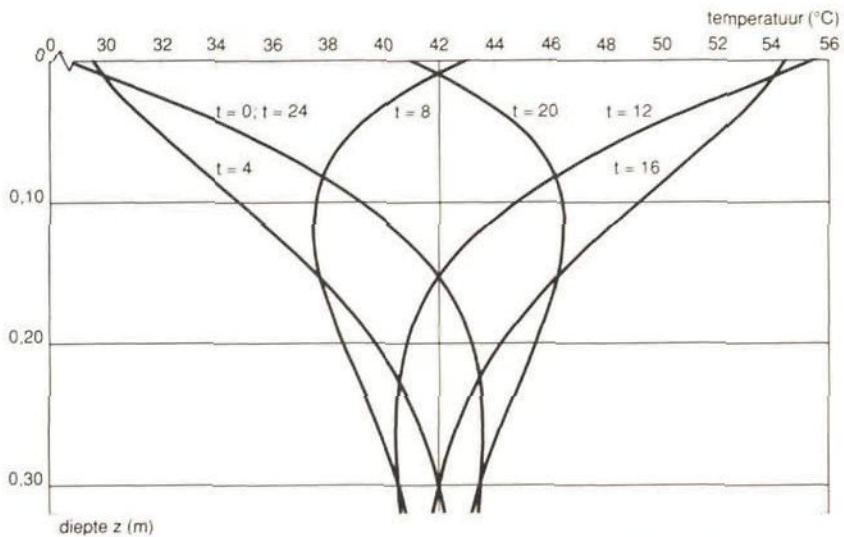
$$\bar{R}_n = \text{gemiddelde inkomende zonnestraling} = 325 \text{ W} \cdot \text{m}^{-2}$$

$$R_n \text{ minimum} = 0 \text{ W} \cdot \text{m}^{-2}$$

$$R_n \text{ maximum} = 650 \text{ W} \cdot \text{m}^{-2}$$

De temperatuurverschillen in de verharding kunnen aanzienlijk zijn. Derhalve is het niet juist de warmtestroom H_s gelijk te stellen aan $H_s(0,t)$ volgens vergelijking 3.12.

Een schatting voor H_s kan evenwel worden afgeleid door combinatie van de temperatuurverdeling volgens figuur 3.1 en de temperatuurverdeling $T(z,t)$ als gevolg van een temperatuursprong volgens vergelijking (3.11). Gaan we



Figuur 3.1. Temperatuurverdeling in asfalt op verschillende tijden van de dag gedurende een zonnige periode in juni (t in uren M.E.T.)

uit van een bui die om 14.00 uur start, waarbij de temperatuur aan het oppervlak terugvalt tot de luchttemperatuur van 20 °C, dan bedraagt de hoeveelheid afgegeven warmte na 1 uur ca. $2,9 \cdot 10^6 \text{ J} \cdot \text{m}^{-2}$. Volgens de methode met de plotselinge temperatuursprong bedraagt de hoeveelheid afgegeven warmte dan ca. $3,1 \cdot 10^6 \text{ J} \cdot \text{m}^{-2}$.

In tabel 3.1 zijn de berekeningsresultaten gegeven van de hoeveelheid warmte en de verdamping vanaf het begin van de bui. Bij de berekeningen werd de windterm in de Penman-vergelijking overigens verwaarloosd, omdat deze in omvang hooguit 4% van de stralingsterm bedroeg. De term R werd gesteld op $75 \text{ W} \cdot \text{m}^{-2}$, dat is ongeveer de straling bij bewolkte hemel.

Tabel 3.1. Schatting van de verdampingsflux van een nat, heet asfaltoppervlak gedurende een bui. Tijd t vanaf het begin van de bui.

t (h)	H_s ($\text{W} \cdot \text{m}^{-2}$)	H_s/R_n	verdampingsflux E ($10^{-5} \text{ mm} \cdot \text{s}^{-1}$)	$\int_0^t E \text{ dt}$ ($\text{mm} \cdot \text{d}^{-1}$)	E dt (mm)
1/60	3.390	46	97	84	0,05
5/60	1.520	21	43	37	0,27
1/4	870	12	25	22	0,46
1/2	620	8,4	18	15	0,69
1	440	6,0	13	11	1,0
2	310	4,2	8,9	7,7	1,4

In dit voorbeeld overheerst de warmtestroom vanuit de verharding in het verdampingsproces. Globaal komt de verdamping neer op ca. 0,5 mm in het eerste kwartier en ca. 1 mm in het eerste uur, wanneer wordt uitgegaan van een hete asfaltverharding.

Deze situatie is evenwel uitzonderlijk omdat is uitgegaan van een zeer warme ondergrond. Bij het merendeel van de buien zal de temperatuur van de verharding slechts weinig afwijken van de lucht- en watertemperatuur, zodat H_s een veel kleinere component in de energiebalans is. Is de verharding beduidend warmer dan het hemelwater, dan treedt een warmtestroom uit de verharding die van grote betekenis is voor het verdampingsproces. Metingen van de warmtestroom zijn dus noodzakelijk voor een juiste schatting van de verdamping in stedelijk gebied. De verdampte hoeveelheden zijn evenwel beperkt van omvang, vergeleken met de neerslagsom van zware, maatgevende buien en met de andere verliezen. Het verdampingsverlies wordt daarom (meestal terecht) verwaarloosd.

Bij de verdamping van water vanaf daken is de invloed van het dakmateriaal en de daarin opgeslagen warmte beperkter. De afkoeling zal snel gebeuren, zodat de daarbij vrijkomende warmte W ($J \cdot m^{-2}$) kan worden berekend als:

$$W = G \cdot c_s(T_0 - T_1) \quad (3.13)$$

met G = gewicht van het dakmateriaal ($kg \cdot m^{-2}$)

De verdamping dientengevolge wordt berekend als

$$E_t = \frac{W \cdot f_v}{L} \quad (kg \cdot m^{-2}) \quad (3.14)$$

met f_v = de fractie warmte die voor de verdamping wordt gebruikt

Pfeiff (1971) berekende voor een dak met dunne betonnen pannen (20 mm) bij een temperatuursprong van 20 °C en een f van 0,67 een verdamping van 0,2 mm als gevolg van de afkoeling. Daar bovenop komt de open-watervedamping ten gevolge van de straling en de windfunctie.

Voor de verdampingsterm van het verhard oppervlak in de maandelijkse waterbalans (zie figuur 1.2) gebruikten Van de Ven en Voortman (1985), bij gebrek aan beter, de volgende benadering voor de maandelijkse som

$$E_c = \sum_{i=1}^3 \frac{t_{a,i}}{t_{dec}} \cdot E_{o,i} + N \cdot 0,2 + \sum_{i=1}^n \min \{P_{z,atv}; 0,4\} \quad (3.15)$$

met:

E_c = verdamping vanaf verhard terrein (mm/maand)

$t_{a,i}$ = aantal uren dat afvoer is waargenomen in decade i (h)

t_{dec} = duur van de decade i (h)

- $E_{o,i}$ = open waterverdamping in decade i volgens het KNMI
- N = aantal buien voorafgegaan door een droogweerdeperiode langer dan 1 uur in de betreffende zomermaand. Met deze term wordt de verdamping in rekening gebracht van het water dat als bevochtigingsverlies door de verharding wordt vastgehouden. In de wintermaanden werd deze term achterwege gelaten, omdat de verharding dan niet of nauwelijks opdroogt.
- $P_{z\text{ afv}}$ = neerslagsom gevallen tussen het einde van de vorige bui en voorafgaand aan een bui waarbij (nog) geen afvoer is gemeten. Dit betreft de som van de neerslag die niet tot enige (meetbare) afvoer heeft geleid plus de neerslag die is gevallen terwijl de afvoer nog niet op gang is gekomen. Is $P_{z\text{ afv}} > 0,4$ mm, dan kan er sprake zijn van een meetfout; het betreft dan geen verdamping. De maximale hoeveelheid die tussen twee buien kan verdampen is in (3.15) daarom gelimiteerd tot 0,4 mm.

De aldus berekende verdamping stemt redelijk overeen met de benadering van dezelfde term als sluitpost op de waterbalans. De jaarsom als sluitpost was voor Pampus-Blokkerhoek gemiddeld 7 mm hoger dan de som berekend met (3.15) (Voortman, 1984), terwijl de standaardafwijking van het verschil 39 mm bedroeg. Gezien de fouten die in de beide berekeningen van E_c zitten is deze standaardafwijking alleszins acceptabel. Voor de bepaling van het verdampingsverlies per bui is de methode echter niet bruikbaar.

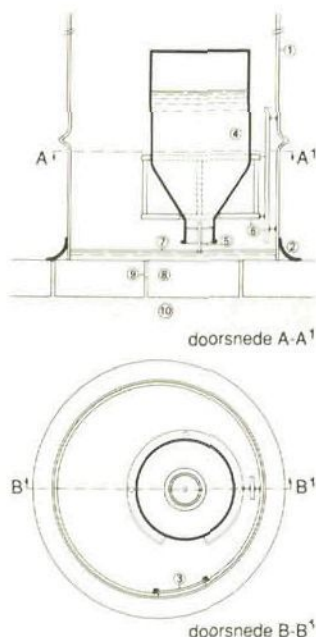
Geconcludeerd kan worden dat de verdamping per bui niet is te kwantificeren. Nader onderzoek is nodig om het verdampingsproces op verharde oppervlakken nauwkeuriger te omschrijven. Met een theoretische benadering is afgeleid dat in uitzonderingsgevallen het verdampingsverlies niet te verwaarlozen is, met name als gevolg van de warmtestroom uit de verharding. Onder normale omstandigheden zal de hoeveelheid verdamping per bui vooral worden bepaald door het zogenaamde bevochtigingsverlies en door water dat in plassen/laagten achterblijft; een deel van deze initiële verliezen kan slechts via de verdamping worden afgevoerd. Dit water zal echter pas na afloop van de bui verdampen. Gedurende de tijd dat het oppervlak nat is zal een verdampingsstroom optreden die tenminste overeenkomt met die van open water, zij dat het albedo, de windruwheidshoogte en misschien ook de Bowen-verhouding van open water en van verhard stedelijk gebied verschillen.

3.3. Infiltratie in verharde oppervlakken

In hoofdstuk 1, figuur 1.2 zagen we dat de drainafvoer van een vrijwel volledig verhard parkeerterrein circa 20-30% van de neerslag bedraagt. De bron van dit drainwater was niet alleen kwel, maar vooral ook water dat in de verharding infiltreert (Van den Berg, 1978). Derhalve moet de verharding doorlatend zijn. Uit Denemarken en Engeland zijn later soortgelijke ervaringen gemeld (Jacobsen en Harremoës, 1981; Davies en Hollis, 1981). Jensen, Strårup e.a. (1985) leidden uit modelberekeningen voor drie Deense meetgebieden af dat circa 17% van de neerslag in "halfdoorlatende" verhardingen moet infiltreren.

Om de mate van doorlatendheid te onderzoeken is een speciale infiltrometer geconstrueerd. De gebruikte opstelling is weergegeven in figuur 3.2.

1. drum
2. rubberflap waaronder siliconenkit
3. waarnemingsvenster, plexiglas
4. fles met maatverdeling
5. rubberstop met buisje
6. bevestiging
7. waterlaag
8. verharding
9. voeg
10. zand



Figuur 3.2. Bovenaanzicht en dwarsdoorsnede van de infiltrometeropstelling voor verharde oppervlakken

Met siliconenkit werd de infiltrometer vastgekit op de verharding, waarbij de voegen onder de ring extra nauwkeurig werden opgevuld met kit.

In totaal werden op het parkeerterrein 20 infiltratiemetingen uitgevoerd, waarvan 4 op betegels (lengte \times breedte \times dikte: $0,50 \times 0,50 \times 0,06$ m), 7 op betonklinkers ($0,20 \times 0,10 \times 0,07$ m) en 9 op koperslakkeien ($0,20 \times 0,20 \times 0,08$ m). De metingen zijn vervolgens gecorrigeerd voor het invochtigingsverlies, voor de waargenomen zijdelingse infiltratie en voor de verschillen in het percentage voegoppervlak. De invochtigingsverliezen zijn in het laboratorium bepaald en bedroegen $0,5$ mm voor de betonklinkers en de betegels. De totale absorptie daarvan vond plaats in 10 minuten. Koperslakkeien bleken in de eerste 5 minuten $0,7$ mm water te absorberen en in de daaropvolgende 10 minuten nog eens $0,15$ mm. Asphalt bleek in totaal $0,07$ mm te ad- en/of absorberen. De zijdelingse wegstroming werd bepaald door het infiltratiewater te kleuren met Uramine A.P. en na de infiltratieproef de verspreiding van de kleurstof in de ondergrond te onderzoeken. De mate van zijdelingse spreiding vormde de basis voor de correctie. Het voegoppervlak werd gecorrigeerd door de geïnfilterde hoeveelheid terug te rekenen naar een gemiddeld voegoppervlak per verhardingstype. Dit gemiddelde bedroeg voor koperslakkeien $4,7\%$, voor betonklinkers $5,1\%$ en voor betegels $1,5\%$.

Vóór de proef bedroeg het vochtgehalte in het zand onder de verharding gemiddeld 9%, wat overeenkomt met een pF-waarde van ongeveer 2. Bij één proef is ook het vochtgehalte na de meting bepaald: dit bedroeg 12,3%. Volgens de pF-kromme van het zand komt dit verschil overeen met een verschil in zuigspanning over het vochtfront D_{tet} van 0,36 m waterkolom. Samen met de gravitatie vormt dit verschil de drijvende kracht achter het infiltratieproces.

Het waargenomen infiltratieproces bleek het best beschreven te kunnen worden met de vergelijking van Hillel en Gardner (1970) voor infiltratie in een bodem met een korst, kort na de bevochtiging (Van Dam en Schotkamp, 1983):

$$I_{cum} = \sqrt{(at + b)} - c \quad (3.16)$$

met

I_{cum} = infiltratiesom (m)

t = tijd (d)

a = $2 \cdot K_u \cdot H_f \cdot D_{tet}$ ($m^2 \cdot d^{-1}$)

b = $(K_u \cdot R_c \cdot D_{tet})^2$ (m^2)

c = $K_u \cdot R_c \cdot D_{tet}$ (m)

K_u = doorlatendheid in de bevochtigde zone ($m \cdot d^{-1}$)

H_f = zuigspanning aan het vochtfront (m)

D_{tet} = verschil in vochtgehalte tussen bevochtigde zone en omgeving

R_c = korstweerstand (d)

Hoewel $c^2 = b$ zijn deze parameters bij deze studie onafhankelijk van elkaar geoptimaliseerd om een grotere vrijheid te krijgen in het verloop van de infiltratie. Dientengevolge is vergelijking (3.16) niet bruikbaar voor t kleiner dan ca. 3 minuten.

De vergelijking van Philip:

$$I_{cum} = a \sqrt{t} + bt \quad (3.17)$$

met

$a = \sqrt{2K_u \cdot H_f \cdot D_{tet}}$ ($m \cdot d^{-1/2}$)

$b = 2/3 K_u$ ($m \cdot d^{-1}$)

t = tijd (d)

voldoet redelijk, evenals die van Horton:

$$I_{cum} = at + b\{1 - \exp(-ct)\} \quad (3.18)$$

met

$a = f_e$

$b = \frac{1}{c} (f_o - f_e)$

c = constante (h^{-1})

f_e = eind-infiltratie-intensiteit na langdurig infiltreren ($mm \cdot h^{-1}$)

} (3.19)

f_0 = begin-infiltratie-intensiteit ($\text{mm} \cdot \text{h}^{-1}$)

t = tijd (h)

Een lineaire benadering

$$I_{\text{cum}} = a \cdot t \quad (3.20)$$

met

a = gemiddelde infiltratie-intensiteit ($\text{mm} \cdot \text{h}^{-1}$)

t = tijd (h)

bleek minder goed te voldoen.

In tabel 3.2 zijn voor de vier infiltratievergelijkingen de waarden aangegeven van de geschatte parameters voor elke proef alsmede de model-efficiëntie R^2 .

$$R^2 = (F_0 - F)/F_0 \quad (3.21)$$

met

$$F_0 = (Y_i - \bar{I})^2$$

$$F = (I_i - Y_i)^2$$

Y_i = gemeten infiltratiesom op $t = i$

\bar{I} = gemiddelde infiltratiesom

I_i = berekende infiltratiesom op $t = i$

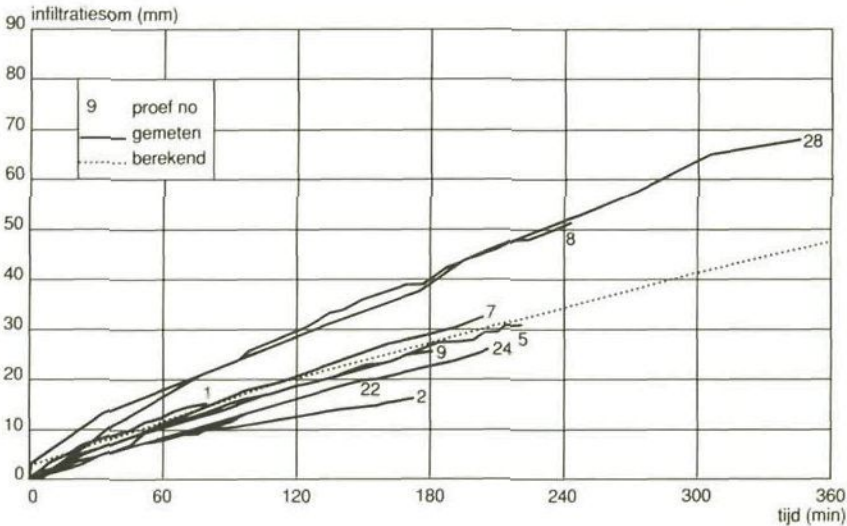
De parameters zijn geoptimaliseerd met behulp van het Rosenbrock-schema (Clarke 1973). De per proef gevonden parameterwaarden lopen nogal uiteen. Om tot de parameters voor het gemiddelde infiltratieverloop per verhardingstype te komen, kunnen de parameters niet in alle gevallen zomaar rekenkundig worden gemiddeld. Voor de vergelijking van Hillel en Gardner (3.16) en voor die van Horton (3.18) zijn de gemiddelde parameters berekend door eerst de gemeten infiltratiekrommen te middelen en vervolgens de optimale parameters te schatten voor deze gemiddelde kromme. De aldus gevonden waarden staan eveneens vermeld in tabel 3.2.

Tabel 3.2. De voor elke infiltratieproef geschatte parameters en model efficiëntie R^2 , alsmede de gemiddelden daarvan voor de vier infiltratievergelijkingen

koperslakkeien	Hillel en Gardner (kort)				Philip			Horton				Linear	
	$a(m^2 \cdot d^{-1})$ $\times 10^{-2}$	$b(m^2)$ $\times 10^{-3}$	$c(m)$ $\times 10^{-2}$	R^2	$a(m \cdot d^{-1/2})$ $\times 10^{-2}$	$b(m \cdot d^{-1})$ $\times 10^{-1}$	R^2	$a(mm \cdot h^{-1})$	$b(mm)$	$c(h^{-1})$	R^2	$a(mm \cdot h^{-1})$	R^2
koperslakkeien													
proef 1	4,5	5,8	7,5	0,988	2,6	1,76	0,994	1,00	20,1	0,883	0,995	13,0	0,954
2	2,1	5,4	7,2	0,980	1,5	1,00	0,985	1,09	16,6	0,524	0,998	6,33	0,932
5	3,6	5,7	7,5	0,999	2,4	1,42	0,997	5,30	14,8	0,399	0,999	8,83	0,987
7	4,2	4,7	7,0	0,996	5,1	2,24	0,990	6,91	16,2	0,261	0,993	9,96	0,990
8	6,5	5,5	7,5	0,995	2,9	2,40	0,993	9,47	14,4	0,628	0,998	13,5	0,977
9	3,6	5,8	7,5	0,994	2,0	1,51	0,995	4,63	15,0	0,505	0,998	9,08	0,976
22	3,1	5,7	7,5	0,999	1,2	1,51	0,999	4,07	9,92	0,962	0,833	8,04	0,995
24	3,1	5,6	7,5	0,998	1,1	1,51	0,998	4,60	17,6	0,235	0,998	7,67	0,994
28	8,6	5,4	6,9	0,988	4,0	2,87	0,942	7,67	21,1	0,962	0,978	15,0	0,981
gemiddeld	3,54	5,6	7,27	0,993	2,02	1,70	0,988	5,21	15,1	0,560	0,977	10,2	0,966
betonklinkers													
proef 11	6,1	5,9	7,6	0,994	4,5	1,77	0,992	9,42	12,8	0,994	0,998	14,3	0,962
12	12,0	4,0	6,3	0,990	8,0	3,50	0,992	18,3	24,9	0,562	1,000	24,0	0,986
17	3,2	5,5	7,5	0,992	4,1	1,75	0,993	6,38	12,0	0,101	0,993	7,38	0,993
18	6,2	6,9	7,8	0,989	4,5	2,20	0,983	7,27	22,2	0,995	0,999	14,7	0,912
19	8,0	3,9	6,0	0,996	4,5	3,50	0,991	16,0	13,3	1,18	0,999	22,7	0,918
20	2,1	5,1	6,9	0,994	1,6	1,00	0,995	2,63	15,6	0,337	0,993	—	—
27	3,5	5,7	7,6	0,999	2,5	1,25	0,999	5,37	14,5	0,313	1,000	7,00	0,985
gemiddeld	4,70	5,6	7,14	0,993	3,67	1,93	0,992	7,24	15,7	0,878	0,997	15,0	0,954
betontegels													
13	7,0	6,0	7,2	0,998	7,8	1,71	0,999	9,64	22,2	0,887	0,997	15,8	0,936
14	4,4	5,6	7,6	0,999	1,1	2,07	0,998	7,12	14,7	0,284	0,999	9,88	0,995
16	3,3	5,5	7,6	0,997	0,1	1,69	0,991	6,01	9,49	0,158	0,991	7,12	0,991
23	3,5	5,6	7,2	0,984	2,5	1,50	0,976	5,36	14,9	0,485	0,968	9,46	0,957
gemiddeld	3,71	5,7	7,32	0,995	2,85	1,74	0,991	5,36	15,9	0,574	0,989	10,6	0,970

Voor de parameters in de vergelijking van Philip en voor het lineaire model zijn de rekenkundige gemiddelden vermeld.

De variatie in de gemeten infiltratie-intensiteiten is groot, getuige de gemeten infiltratiekrommen (zie figuur 3.3) en de grote variatie in de optimale parameterwaarden.



Figuur 3.3. Waargenomen cumulatieve infiltratie op de koperslakkeien en de berekende cumulatieve infiltratie via de formule van Hillel en Garner ($I_{cum} = \sqrt{at + b - c}$)

Deze variatie hangt nauw samen met de toestand van de voegen. Is de bestrating nieuw, dan zijn de voegen nog leeg of slechts ten dele gevuld met schoon zand. De doorlatendheid is dan zeer groot. Is de verharding ouder, dan slijt de voeg gedeeltelijk dicht. De voeg verstopt evenwel niet volledig, mede omdat het materiaal in de voeg vaak krimpt bij droging en omdat het alleen boven in de voeg blijft steken. Voor een goede doorlatendheid is het evenzeer van belang dat de ondergrond van de bestrating bestaat uit goed doorlatend materiaal. De verharding van het Noorderwagenveld, waarop de doorlatendheidsmetingen werden uitgevoerd was ten tijde van de proeven ruim 12 jaar oud. De voegen tussen de stenen zijn derhalve vervuld met slijb, maar de doorlatendheid is nog steeds verrassend groot.

De doorlatendheid van verhardingen is eerder onderzocht door Bebelaar en Bakker (1981), in verband met de watervoorziening van "straatbomen". Worden hun resultaten gecombineerd met de metingen uit Lelystad zoals die zijn beschreven in Van Dam en Schotkamp (1983), dan kan een indruk worden verkregen van de mate van doorlatendheid van de verschillende typen verharding. In tabel 3.3 zijn enige waarden aangegeven.

Tabel 3.3. Overzicht van gemeten gemiddelde infiltratie-intensiteiten (Bebelaar en Bakker, 1981 (BB); Van Dam en Schotkamp, 1983 (DS)). Duur van de meeste proeven: 15-45 minuten

type verharding	gem. infiltratie-intensiteit ($\text{mm} \cdot \text{h}^{-1}$)			aantal metingen	bron
	mediaan	min.	max.		
betonklinkers ($0,22 \times 0,11 \times 0,08$ m)	32	10	353	21	BB
betonklinkers ($0,20 \times 0,10 \times 0,07$ m)	14	7	24	7	DS
betonklinkers ($0,20 \times 0,09 \times 0,065$ m)	34	8	300	13	BB
keien ($0,20 \times 0,20 \times 0,08$ m)	9	6	15	9	DS
tegels ($0,30 \times 0,30 \times 0,04$ m)	16	1	254	15	BB
tegels ($0,50 \times 0,50 \times 0,06$ m)	10	7	16	4	DS
graskeien ($0,20 \times 0,20 \times 0,10$ m; 30% voeg)	320	84	1300	4	BB
asfalt	0	0	0	4	BB/DS

maten als lengte \times breedte \times dikte

Het verlies als gevolg van infiltratie in verhardingen zal in hoge mate afhangen van de duur van de bui en van het neerslagverloop. Zo zal de afvoer beperkt van omvang zijn zolang de neerslagintensiteit gering is dan de mediane infiltratiecapaciteit. Opgemerkt zij verder dat toepassing van een uit losse elementen bestaande verharding klaarblijkelijk een goede methode is om de regenwaterafvoer via het riool te beperken. Daarbij moet echter worden aangetekend, dat het geïnfilterde water wél via het grondwater moet worden afgevoerd. Om geen problemen met te hoge grondwaterstanden te krijgen kan het noodzakelijk zijn om daartoe een drainagestelsel aan te leggen, ook onder verhard terrein.

3.4. Initiële verliezen

Bij aanvang van een bui zal het enige tijd duren voordat de afvoer goed op gang komt. Gedurende die tijd wordt het oppervlak bevochtigd en worden plassen, en eventueel ook de kolken, opgevuld (Pecher, 1969). Pas nadat het oppervlak is bevochtigd zal water naar het riool kunnen afstromen; pas nadat alle plassen gevuld zijn draagt het gehele oppervlak bij aan de afvoer. Het initiële verlies omvat zowel het bevochtigingsverlies als het plassenverlies. Het bevochtigingsverlies kan worden gedefinieerd als de hoeveelheid water die aan het verharde oppervlak wordt geabsorbeerd of wordt geadsorbeerd en die alleen door verdamping kan verdwijnen. Het plassenverlies kan worden gedefinieerd als de hoeveelheid water die in laagten op het verharde oppervlak achterblijft vanwege een belemmerde afstroming ten gevolge van de lokale terreinhelling, alsmede het water dat in de kolken wordt vastgehouden. Het water kan uit de laagten verdwijnen door infiltratie en/of verdamping of door mechanische invloeden (b.v. auto-

banden door een plas). Het plassenverlies in de kolken is verwaarloosbaar klein. Is het oppervlak aan het begin van de bui nog vochtig, dan zal het initiële verlies beperkt zijn. Opgemerkt zij, dat na de bevochtiging ook de infiltratie van water op gang zal komen. De geïnfiltreerde hoeveelheid water wordt evenwel niet tot het initiële verlies gerekend. Het infiltratieverlies kan dus beletten dat de plassen zich kunnen vullen en zolang dat niet is gebeurd draagt niet het gehele oppervlak bij aan de afvoer. De term initieel verlies of beginverlies is enigermate misleidend, omdat nog tot enige tijd na het begin van de bui water door dit verlies aan de afstroming wordt onttrokken.

Het is niet altijd duidelijk of bij de in de literatuur vermelde initiële verliezen rekening is gehouden met de gelijktijdig optredende infiltratieverliezen. Pecher rapporteerde in 1969 na een uitvoerige literatuurstudie uiteenlopende waarden voor de initiële verliezen; zie tabel 3.4. Ook de door Van Dam en Schotkamp (1983) gemelde bevochtigingsverliezen zijn in deze tabel opgenomen. Niet altijd is duidelijk of de aangegeven waarden werden berekend of uit meetresultaten zijn afgeleid.

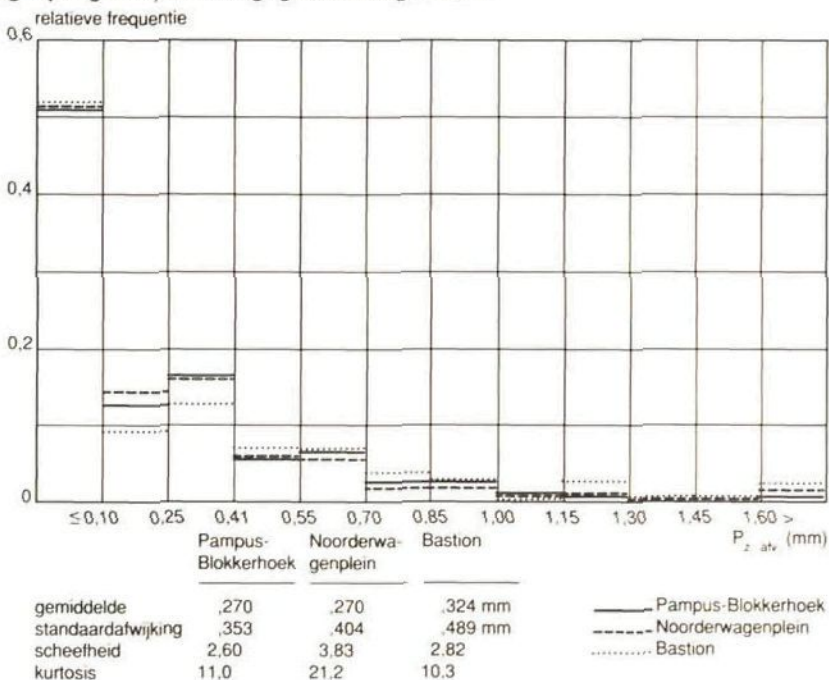
Tabel 3.4. In de literatuur aangetroffen waarden voor initiële verliezen (Pecher, 1969; Van Dam en Schotkamp, 1983)

Bevochtigingsverlies (mm)	
cementbeton (ruw)	0,55 mm
asfalt met split	0,52 mm
cementbeton glad asfalt	0,35 mm 0,18 mm
betonklinkers	0,5 mm in 10 minuten
betontegels	0,5 mm in 10 minuten
koperslakkeien	0,85 mm in 15 minuten waarvan 0,7 mm in eerste 5 minuten
asfalt	0,07 mm
Plassenverlies (praktische waarden afgeleid uit vele bronnen door Pecher)	
zeer gladde ondoorlatende oppervlakken	0,2 – 0,4 mm
gladde ondoorlatende oppervlakken	0,5 – 0,7 mm

In het algemeen worden in de literatuur relatief weinig meetwaarden aangetroffen. Zelfs in de Chicago Hydrograph Method, waarin het afvoerproces toch stapsgewijs wordt beschreven, worden aannamen gedaan voor het initiële verlies die niet met metingen worden onderbouwd (Tholin, Keifer, 1959). Voor een plat dak afgedekt met ca. 5 mm fijn grind (\emptyset 3-5 mm) geven Zondervan en Dommerholt (1975) een bevochtigingsverlies van 1,5 mm.

In de literatuur zijn wel enige waarden aangetroffen die betrekking hebben op gebieden met een verharding die uit verschillende soorten materialen bestaat. Zo meldden Falk en Niemezynowicz (1979) dat zij in hun metingen in 13 kleine meetgebieden met hellingen tussen de 1 en 4% initiële verliezen vonden van 0,13 tot 1,05 mm, terwijl op een workshop in Wallingford voor 19 meetgebieden waarden van 0,1 tot 1,5 mm worden gemeld (Kidd, 1978).

Een indruk van de neerslagsom die valt tussen het einde van de voorafgaande bui en het begin van de afvoer van de volgende biedt het buienboek dat voor de 3 meetgebieden in Lelystad is bijgehouden. De relatieve frequentieverdeling van de variabele $P_{z\text{ afv}}$ "neerslag zonder afvoer" (zie vergelijking 3.15) is weergegeven in figuur 3.4.



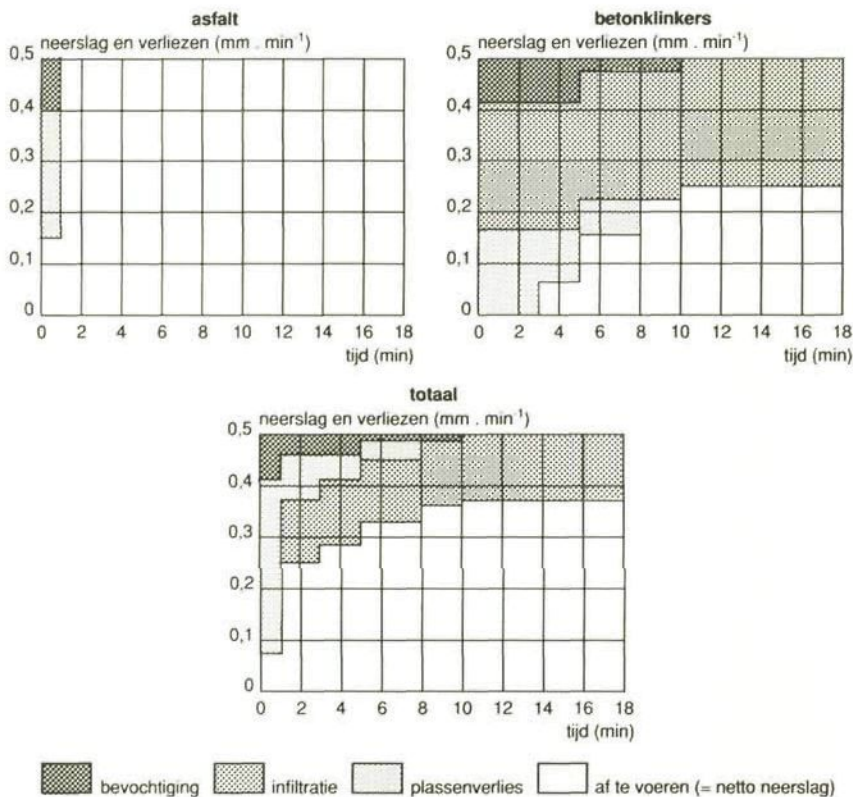
Figuur 3.4. Relatieve frequentieverdeling van de "neerslag zonder afvoer" ($P_{z\text{ afv}}$) zoals waargenomen in de 3 meetgebieden in Lelystad.

Voor alle meetgebieden geldt dat bij ca. 80% van de buien de neerslag voorafgaande aan de afvoer minder bedraagt dan 0,4 mm en 90% minder dan 0,7 mm. Dit zijn geringe hoeveelheden in vergelijking met de in tabel 3.4 genoemde waarden. Oorzaken daarvan zijn:

1. Het oppervlak is soms nog niet opgedroogd als de volgende bui al weer valt. Gevolg is een geringer initieel verlies.
2. Nog niet alle plassen zijn opgevuld wanneer de afvoer op gang komt. Kleine stukken beginnen al met afvoeren vrijwel onmiddellijk nadat ze zijn bevochtigd. Het plassenverlies heeft dus weinig betekenis voor het begin van de afvoer. De waarde van $P_{z\text{ afv}}$ reflecteert daarom meer die van het bevochtigingsverlies dan die van het plassenverlies.

Een correct onderscheid tussen het plassenverlies en het infiltratieverlies is aan de hand van deze gegevens niet te maken; vanaf het moment dat het snelst bevochtigde oppervlak nat is kan afvoer optreden. Het is daarom niet verwonderlijk dat $P_{z\text{ afv}}$ in veel gevallen 0,10 mm of minder bedraagt. Immers, de bevochtiging van het aanwezige asfalt vergt slechts 0,07 mm neerslag en de eerste afvoer zal dus afkomstig zijn van de met asfalt verharde terreindelen.

Als voorbeeld van de invloed van de verschillende verliezen zal het verloop van de afvoer worden berekend van een bui met constante neerslagintensiteit op een oppervlak dat voor de helft bestaat uit asfalt en voor de helft uit betonklinkers. Voor het asfalt is uitgegaan van een beginverlies van 0,1 mm en een plassenverlies van 0,2 mm over de helft van het asfalt-oppervlak en 0,3 mm over de andere helft. Aangenomen is dat het asfalt ondoorlatend is. Voor de betonklinkers is het bevochtigingsverlies gesteld op 0,5 mm in 10 minuten, waarvan 0,4 mm in de eerste 5 minuten. Voor het plassenverlies is uitgegaan van 0,5 mm over 40% van het klinkeroppervlak, 0,7 mm over 30% en 0,9 mm over de resterende 30%. Voor het infiltratieverlies is 15 $\text{mm} \cdot \text{h}^{-1}$ aangehouden. Deze waarden kunnen, gegeven de bovengenoemde metingen, als reëel worden aangeduid. Het verdampingsverlies is verwaarloosd. Het verloop van de verliezen en de af te voeren neerslagsom is weergegeven in figuur 3.5.



Figuur 3.5. Het verloop van initiële verliezen en het infiltratieverlies, alsmede dat van de af te voeren netto neerslag, uitgaande van een bui van $0,5 \text{ mm} \cdot \text{min}^{-1}$ op een fictief gebied dat voor 50% is verhard met asfalt en voor 50% met betonklinkers

In deze figuur komt een aantal zaken nog eens duidelijk naar voren:

- De initiële verliezen beïnvloeden de netto neerslag tot ca. 10 minuten na aanvang van deze fictieve bui; infiltratieverliezen treden al op vanaf de eerste minuut.
- De verliezen zijn bij klinkers veel groter dan bij asfalt, met name als gevolg van het infiltratieverlies.
- De plassen op de betonklinkers zijn al gevuld voordat de bevochtiging is voltooid.
- Het asfalt draagt in belangrijke mate bij aan de omvang van de afvoer en aan de snelle respons van het gebied op de neerslag.

De bijdragen van de verschillende verliesposten lopen min of meer naadloos in elkaar over. Het verlies is in het begin van de bui het grootst, temeer omdat dit (meestal) ook opgaat voor het verdampingsverlies.

3.5. Toestroming naar en afstroming vanaf onverharde oppervlakken

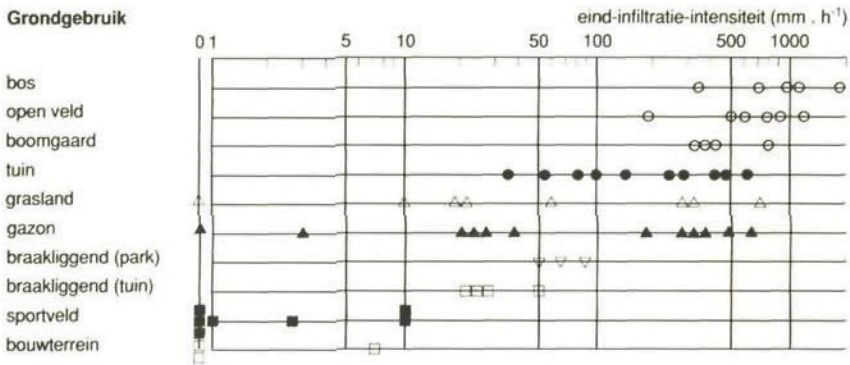
Tot nu toe zijn alleen de verliezen op het verharde oppervlak beschouwd. Echter, er kan ook water van de verharding naar onverhard terrein afstromen – of door opwerveling en verwaaien daar belanden – en daar infiltreren of verdampen. Dit water wordt dus niet via het (regenwater)riool afgevoerd en vormt derhalve een verlies. Maar ook het omgekeerde kan plaatsvinden: Water van onverharde terreindelen kan toestromen naar het verhard gebied en van daar naar de riolering. Dit is op te vatten als een negatief verlies. Oorzaak van een dergelijke toevoer is een combinatie van de volgende omstandigheden:

- de neerslagintensiteit overtreft de infiltratiecapaciteit van het onverharde terrein;
- de berging op het onverhard terrein is onvoldoende om het surplus tijdelijk vast te houden.

Een dergelijke situatie kan ontstaan wanneer het onverharde terrein hoger ligt dan het verharde terrein (of in elk geval niet ver daar beneden ligt). Verder mag er geen barrière tussen de beide terreindelen bestaan zodat de afstroming ongehinderd kan plaatsvinden. Een trottoirband kan bijvoorbeeld een effectieve barrière vormen.

Hoewel bij het ontwerp van rioelstelsels vaak wordt uitgegaan van de veronderstelling dat van het onverharde terrein geen water wordt afgevoerd, hoeft dit geenszins juist te zijn. Ando e.a. (1984) geven meetresultaten voor de infiltratiecapaciteit (f_a) volgens Horton van verschillende onverharde terreinen in het stedelijk gebied van Tokyo.

Gegeven dat een neerslagintensiteit van ca. $15 \text{ mm} \cdot \text{h}^{-1}$ eenmaal per twee jaar in Nederland voorkomt (Buishand, 1983), is overschrijding van de infiltratiecapaciteit niet ondenkbeeldig. Bewijzen van toevoer vanaf onverhard terrein zijn onder andere bekend uit onderzoek naar de kwaliteit van afstromend regenwater. Uit de hoeveelheid en het soort sediment kon worden afgeleid dat de bijdrage aan de afvoer vanaf onverhard terrein toenam bij toenemende neerslagintensiteit (Pitt, 1985).



Figuur 3.6. Infiltratiecapaciteit (eind-infiltratie-intensiteit volgens Horton) voor verschillende vormen van grondgebruik op een zavelige bodem (Ando e.a., 1984)

Aangezien de afvloeiingscoëfficiënt is gedefinieerd voor het verharde oppervlak kan deze ten gevolge van de toevoer vanaf onverharde terreinden stijgen tot waarden boven de 1,0.

In de meetgebieden in Lelystad is de doorlatendheid van het onverharde terrein bepaald middels een groot aantal proeven met behulp van een ring-infiltrometer met een enkele ring. Voor meer details met betrekking tot de uitvoering zij verwezen naar De Roo (1982). In totaal zijn 44 metingen verricht, verdeeld over:

onbegroeide grond/open plekken tussen struikjes	7 metingen
gras/gazon	14 metingen
struiken	21 metingen
plantgaten	2 metingen

De verdeling in deze aantallen stemt enigermate overeen met het aandeel van de verschillende typen onverhard oppervlak in het totale onverharde gebied. 28 metingen zijn verricht in het Bastion, 3 op het Noorderwagenvlein en 13 in Pampus-Blokkerhoek.

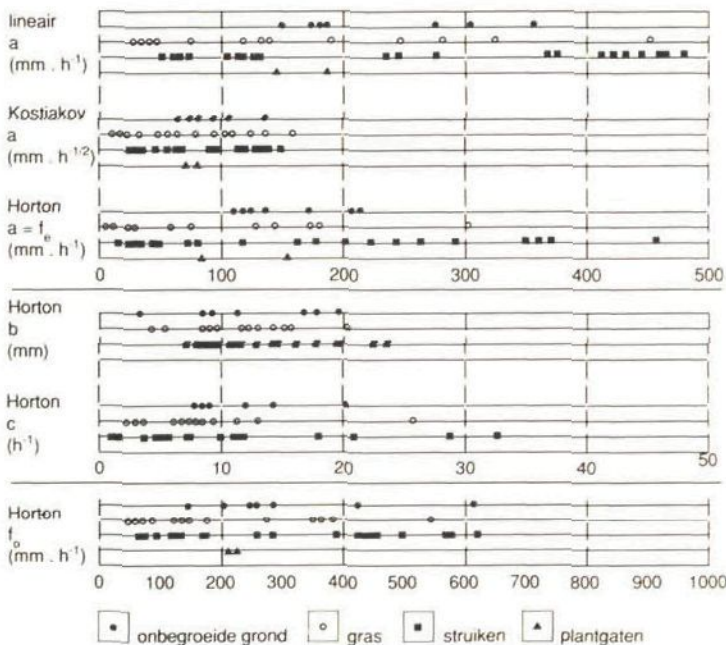
De metingen zijn geïnterpreteerd met behulp van 2 infiltratievergelijkingen. Naast de lineaire vergelijking (3.20) is ook die van Horton (3.18) gebruikt. De parameterwaarden zijn geoptimaliseerd met behulp van het Rosenbrockschema (Clarke, 1973). De resultaten zijn weergegeven in tabel 3.5. De begin-infiltratie-intensiteit f_0 is berekend met (3.19). In figuur 3.7 is een grafische weergave van de verdeling van de parameterwaarden gegeven, uitgesplitst naar type onverhard gebied.

Tabel 3.5. Resultaten van de parameterschatting voor de vergelijkingen voor infiltratie in onverhard terrein

	Lineair			Horton			f_0 mm · h ⁻¹	
	aantal waar- nemingen	a (mm · h ⁻¹)	R ²	a (mm · h ⁻¹)	b (mm)	c (h ⁻¹)		
onbegroeid	16	305	.982	172	18,0	14,3	1.000	
	14	176	.974	111	11,6	12,2	.993	
	13	358	.938	213	19,9	20,4	.986	
	18	277	.999	209	9,35	8,80	.999	
	15	150	.999	122	3,49	8,20	1.000	
	24	182	.989	116	17,0	8,87	.995	
	16	185	.999	135	8,80	8,13	.997	
	struiken	14	435	.999	447	-2,82	5,32	.998
		14	461	.999	357	9,1	10,7	.998
		10	547	.990	567	-7,42	3,19	.991
		19	372	.999	267	11,2	10,8	.999
		18	366	.967	201	19,9	18,8	1.000
		21	237	.971	160	11,4	32,8	.999
		23	420	.988	291	11,3	28,9	.999
		10	61,5	.994	23,0	24,1	1,96	.999
		11	116	.960	117	-1,07	1,09	.961
17		463	.999	359	9,08	10,1	1.000	
27		121	.993	75,4	13,2	7,66	.998	
36		104	.985	43,3	16,6	5,39	.997	
20		279	.996	225	8,18	4,43	.997	
13		71,2	.982	22,6	14,3	4,86	.998	
11		124	.999	81,2	9,49	5,67	.999	
16		49,1	.969	14,7	14,8	3,69	.998	
23	413	.995	247	23,0	10,9	1.000		
18	61,1	.994	31,7	19,8	1,55	.996		
26	479	.998	348	11,0	20,8	.999		
29	247	.996	177	9,67	11,3	.999		
13	448	.996	339	9,41	11,4	.992		
13	116	.973	42,5	18,3	7,19	.998		

Tabel 3.5. (Vervolg)

	aantal waar- nemingen	Lineair			Horton			f_0 mm · h ⁻¹
		a(mm · h ⁻¹)	R ²	a(mm · h ⁻¹)	b(mm)	c(h ⁻¹)	R ²	
gras	20	139	.962	144	-1,97	3,84	.965	136
	29	29,8	.989	6,57	5,49	8,03	.936	50,7
	20	453	.938	300	12,0	98,0	.997	1.476
	24	283	.988	176	15,7	13,2	.998	383
	27	192	.966	130	9,12	26,0	.995	367
	11	44,4	.993	12,1	15,4	2,52	.997	50,9
	28	326	.999	300	4,21	11,5	1,000	348
	23	248	.999	182	9,81	9,41	.999	274
	14	74,0	.996	24,3	20,5	2,91	.999	84,0
	16	118	.988	58,9	14,3	6,17	.998	147
	17	34,5	.973	0,78	8,73	7,11	.953	62,8
	17	136	.999	76,9	12,0	8,16	.990	175
	11	40,7	.980	27,9	13,0	7,22	.989	122
	plantgaten	27	146	.988	83,1	17,2	7,71	.993
13		187	.996	154	8,38	8,11	.994	222



Figuur 3.7. Waarden van de parameters in de vergelijkingen voor infiltratie in onverhard terrein

Ook hier komt een grote spreiding in de meetresultaten voor, groter zelfs dan in figuur 3.6. De medianen voor de infiltratie-intensiteit onder struiken liggen duidelijk het hoogst:

linear : $240 \text{ mm} \cdot \text{h}^{-1}$

of:

f_0 – Horton : $275 \text{ mm} \cdot \text{h}^{-1}$

f_e – Horton : $170 \text{ mm} \cdot \text{h}^{-1}$

Dan volgen achtereenvolgens de medianen voor onbegroeide grond tussen struiken, de plantgaten en het gras.

		onbegroeid	plantgaten	gras
linear	($\text{mm} \cdot \text{h}^{-1}$)	185	170	135
of:				
f_0 – Horton	($\text{mm} \cdot \text{h}^{-1}$)	255	220	160
f_e – Horton	($\text{mm} \cdot \text{h}^{-1}$)	135	120	105

Al deze medianen liggen zodanig hoog, dat ook bij extreme neerslagintensiteiten veel water zal infiltreren. De begin-infiltratiecapaciteit f_0 is sterk afhankelijk van de vochtomstandigheden in de ondergrond en dus van de voorafgaande weersgesteldheid. Het risico van oppervlakkige afstroming kan er moeilijk aan worden afgemeten. Beschouwen we ook de laagste waarden van de eind-infiltratie-intensiteit in de Horton-vergelijking, dan blijkt:

Drie f_e -waarden voor gras, dus ca. 20% van de waarnemingen, alsmede

één waarde gemeten onder struiken, liggen beneden $20 \text{ mm} \cdot \text{h}^{-1}$. Zelfs bij de begin-infiltratie-intensiteit liggen twee waarden voor gras beneden de $30 \text{ mm} \cdot \text{h}^{-1}$. Kortom, het is niet uitgesloten dat van een klein deel van het onverhard terrein bij extreme neerslagintensiteiten oppervlakkige afvoer optreedt, tenzij het water ter plaatse in plassen wordt geborgen. Een verschil in de kans op afvoer van onverhard gebied tussen de drie meetgebieden werd overigens niet gevonden.

Bij de modellering van het afvoergedrag van een stedelijk gebied zal men dus rekening moeten houden met de mogelijkheid van enige oppervlakkige afvoer van water vanaf onverhard terrein, met name van grasvelden of gazons, tenzij de hoogteligging of een barrière die afvoer belet. Naarmate de neerslagintensiteit hoger is, is de kans op extra afvoer groter. Dus naarmate de ontwerpafoer van riolering meer wordt overschreden wordt de toevoer extra vergroot. Aanbevolen wordt om de toevoer van water vanuit onverharde terreindelen zoveel mogelijk te beletten door het aanbrengen van barrières, met name in hellende gebieden. Beter nog kunnen verharde terreindelen worden aangelegd boven het niveau van het onverharde terrein, zodat het verharde gebied daarop afwatert.

3.6. De tijdelijk op verhard oppervlak geborgen hoeveelheid

In de voorgaande paragrafen zijn de verliezen besproken. De tijdelijk op verhard oppervlak geborgen hoeveelheid water is geen verlies omdat dit water, zij het met vertraging, via het riool afstroomt. Toch is het om een aantal redenen interessant de hoeveelheid water die tijdelijk op straat is geborgen te kennen. De gemiddelde dikte van de waterschijf kan bijvoorbeeld worden bepaald en de stroomsnelheid en het type stroming kunnen beter worden geschat. Met die gegevens kan bijvoorbeeld de verdunning van een opgeloste stof worden bepaald of het sedimenttransport over het oppervlak worden geschat.

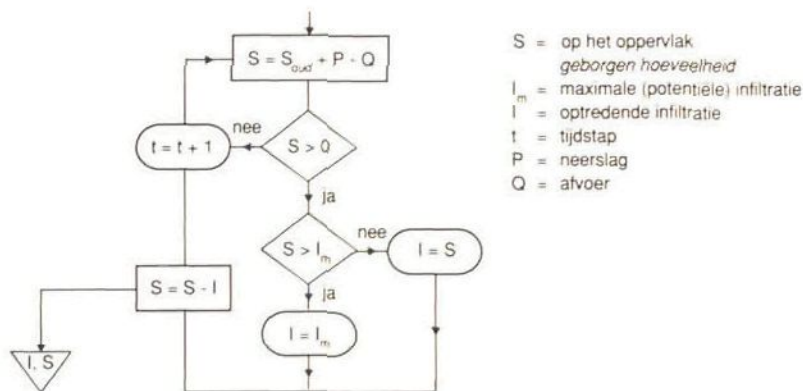
Aan het eind van de bui, als de afvoer is opgehouden, geeft het verschil tussen de neerslagsom en de afvoersom aan, hoeveel neerslag als verlies is "achtergebleven" in het gebied. Het verloop van het cumulatieve infiltratieverlies, de initiële verliezen en de op het oppervlak geborgen hoeveelheid water $S(t)$ kan worden gesimuleerd met behulp van een waterbalansberekening voor elke tijdstap, uitgaande van een verwaarloosbare verdamping en zijdelingse afvoer en van een bekend verloop van de neerslag- en inloopintensiteit. Dergelijke berekeningen zijn uitgevoerd voor het meetgebied Noorderwagenplein (parkeerterrein). De uitgangspunten daarbij waren:

- voor elke verhardingssoort wordt per tijdstap van 1 minuut uit de neerslagintensiteit en de potentiële infiltratiecapaciteit berekend hoeveel neerslag infiltreert, hoeveel wordt afgevoerd en/of op het oppervlak wordt geborgen;
- de potentiële infiltratie wordt berekend volgens de formule van Hillel en Gardner (3.16) met de gemiddelde parameters;
- de afvoer van de verschillende oppervlakken stroomt naar de straatgoten

toe. Voor deze goten wordt apart de infiltratie, de afvoer en de berging berekend;

- de totale infiltratie per tijdstap volgt uit de som van de infiltratie van elk verhardingstype;
- er kan vooraf een berging in plassen worden opgegeven;
- het straatoppervlak is aan het begin van de bui droog, zodat ook bevochtgingsverliezen optreden.

Het berekeningsprincipe per tijdstap is in het schema van figuur 3.8 weergegeven. Dit schema wordt per tijdstap voor elke verhardingssoort doorlopen.

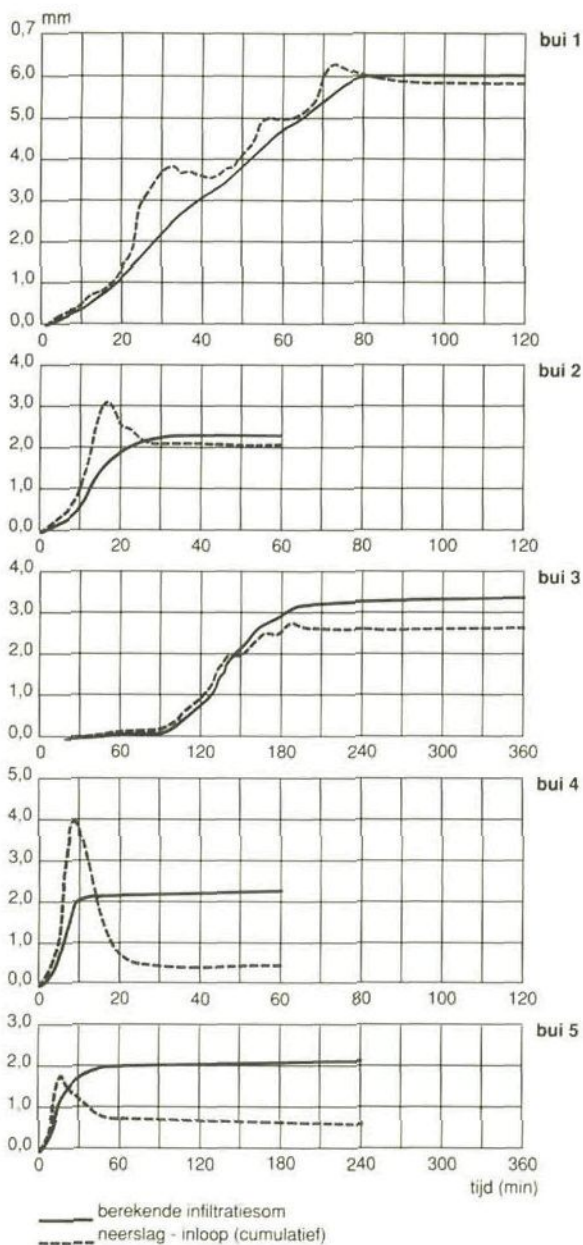


Figuur 3.8. Schema van het berekeningsprincipe van de infiltratie per tijdstap

In figuur 3.9 is het resultaat van de berekeningen weergegeven voor een aantal buien. De onderbroken lijn geeft de cumulatieve som aan van de neerslag minus de rioolloop, terwijl de getrokken lijn de som aangeeft van het berekende initiële verlies plus het infiltratieverlies. De (verticale) afstand tussen beide lijnen is theoretisch gelijk aan de op het oppervlak geborgen hoeveelheid $S(t)$.

Voor de buien no. 1, 2 en 3 blijkt het berekende cumulatieve verlies goed met het neerslagverlies overeen te komen. Voor de buien 4 en 5 ligt dit evenwel anders; hier wordt het verlies overschat. De afvloeiingscoëfficiënten bij deze buien zijn bijzonder hoog, respectievelijk 76 en 81%. Een afvloeiingscoëfficiënt van 76% heeft een kans van overschrijding van 0,10 en die van 81% van slechts 0,06 (zie ook paragraaf 3.7). De bewuste buien zijn dus uitzonderlijk. Gezien de hoge pieken in het cumulatieve verloop van neerslagsom minus inloopsom is er genoeg water voor infiltratie aanwezig, maar dit wordt toch afgevoerd. Een mogelijke verklaring hiervoor is, dat bij een hoge neerslagintensiteit, zoals hier het geval is, het water sneller van de hoge delen wordt afgevoerd dan in het model is aangenomen; in dat geval zal op de hoger gelegen delen geen water voor infiltratie meer aanwezig zijn, zodat de infiltratie daar stopt, terwijl er in het programma van uit wordt gegaan dat infiltratie altijd over het gehele oppervlak plaatsvindt. Kennelijk heeft de morfologie van de bui dus invloed op de neerslagsom die infiltreert en daarmee op de afvloeiingscoëfficiënt. Toevoer van water

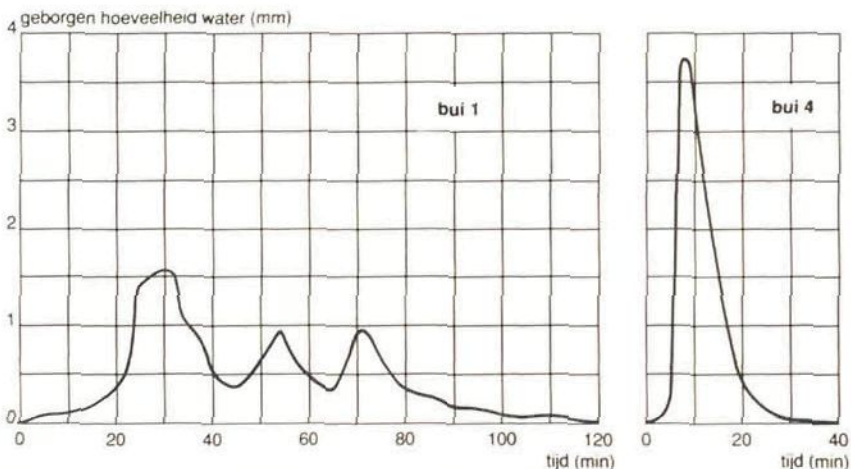
figuur 3.9



Figuur 3.9. Verloop van het berekende cumulatieve infiltratieverlies plus het initiële verlies tijdens enkele buien (—) vergeleken met het cumulatieve verloop van neerslagsom minus rioolinloopsom (----)

vanaf onverhard terrein zou een zelfde beeld kunnen geven. Omdat in het gebied Noorderwagenplein slechts minieme oppervlakken onverhard terrein voorkomen kan dit echter niet de oorzaak van de afwijkingen zijn.

Voor de berekening van de tijdelijk op de verharding geborgen hoeveelheid $S(t)$ is uitgegaan van het verschil tussen de stippellijn en de getrokken lijn in figuur 3.9. Aan het einde van de bui zou moeten gelden dat $S(t) \cong 0$. Dit is echter in figuur 3.9 niet het geval. Om het verloop van $S(t)$ meer correct te benaderen zijn daarom de verliezen (getrokken lijn) zodanig herschaald dat aan het einde van de bui $S(t)$ gelijk aan nul wordt. De op de verharding geborgen hoeveelheid wordt dan bepaald als het verschil tussen de cumulatieve neerslagsom minus inloopsom en de gecorrigeerde cumulatieve infiltratie en initieel verlies. Voor de buien 1 en 4 is het resultaat van de berekening aangegeven in figuur 3.10.



Figuur 3.10. Berekende hoeveelheid water die gedurende een bui tijdelijk op verhard oppervlak is geborgen. Het buinummer komt overeen met de nummering in figuur 3.9.

Klaarblijkelijk treden grote fluctuaties op in de op het verhard oppervlak geborgen hoeveelheid. Dit is vooral van belang voor het afstromingsproces en voor de kwaliteit van het afstromende water.

3.7 De afvloeingscoëfficiënt

Per bui zijn alle verliezen samen te vatten in de afvloeingscoëfficiënt. In deze paragraaf wordt, aan de hand van de metingen in Lelystad het gedrag van deze coëfficiënt besproken in relatie tot andere buikarakteristieken.

Daarbij is van belang wat precies onder een bui wordt verstaan. Bij de bestudering van het neerslag-afvoerproces geniet het de voorkeur de definitie van een bui afhankelijk te stellen van de afvoer. Dat is immers de traagste component van het systeem. De keuze moet dan gemaakt worden tussen twee varianten:

1. Een bui begint bij de eerste neerslag die tot afvoer zal leiden en eindigt wanneer de laatste (meetbare) druppel van de sinds die tijd gevallen neerslag het gebied heeft verlaten.

2. Een bui begint bij de eerste meetbare afvoer en eindigt bij de laatste meetbare afvoer.

Hoewel de eerste variant op het eerste gezicht logischer lijkt dan de tweede, is deze behept met een aantal bezwaren. Bijvoorbeeld, welke eerste neerslag leidt tot afvoer wanneer de bui begint met een aantal onderbroken miezerregens? Daarom is een dergelijke definitie moeilijk in een computerprogramma onder te brengen, zeker in 1971, toen de beslissing over de te hanteren buidefinities is genomen. Toen is gekozen voor de tweede variant. Alle neerslag die is gevallen tussen het einde van de vorige bui en het begin van een nieuwe bui (afvoer), wordt vermeld onder de kop "neerslagsom zonder afvoer" ofwel $P_{z\text{ afv}}$. In die $P_{z\text{ afv}}$ is dus ook de neerslagsom opgenomen die als kleine miezerregens in de tijd tussen de twee afvoergebeurtenissen viel maar die niet tot (meetbare) afvoer leidde.

Een bui wordt hier dus gedefinieerd als een regen- en afvoergebeurtenis, in tijd begrensd door **het begin en het einde van de meetbare afvoer**. Deze definitie wijkt sterk af van de meeste andere, omdat wordt uitgegaan van de afvoer in plaats van de neerslag. Vaak wordt aangehouden dat het begin en einde van een bui worden gevormd door het begin en einde van een continue neerslagperiode. Is het afleesbaar droog tussen twee regenperioden dan worden twee buien onderscheiden. Onder andere de stippengrafiek van Kuipers is op deze definitie van een bui gebaseerd. In andere definities wordt tussen twee neerslagperioden een droogweeperperiode van minimaal een bepaald aantal uren geëist, wil men spreken van twee afzonderlijke buien. Zo hanteert Van Kregten (1972) een periode van ten minste 20 neerslagloze uren.

De neerslagsom die valt gedurende de afvoer wordt met P_{afv} aangeduid en wordt beschouwd als de neerslag die behoort bij de bui. Leidt de eerste neerslag nog niet tot afvoer – een situatie die we zagen in figuur 3.5 voor de betonklinkers in verband met de initiële en infiltratieverliezen – dan wordt deze neerslag dus niet tot de bui gerekend.

De afvloeicoëfficiënt wordt uit de metingen berekend als Q/P_{afv} en is dus groter dan $Q/(P_{\text{afv}} + P_{z\text{ afv}})$. Vooral bij kleine buien is dit van belang. De verhouding $P_{z\text{ afv}}/P_{\text{afv}}$ is dan vaak 0,1 – 0,2, wat zou duiden op verschillen van 10 – 20%. Voor grotere buien – die meer van belang zijn voor het ontwerp – wordt de relatieve fout verwaarloosbaar klein.

In de hier gehanteerde buidefinities wordt gesproken van de meetbare afvoerintensiteit. Zoals is aangegeven in hoofdstuk 2 bedroeg deze voor Pampus-Blokkerhoek $0,005 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1} \cdot \text{km}^{-2}$ verhard, voor het Noorderwagenveld $0,006 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1} \cdot \text{km}^{-2}$ verhard en voor het Bastion $0,033 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1} \cdot \text{km}^{-2}$ verhard.

Naarmate de minimum meetbare afvoerintensiteit hoger is, zullen meer buien worden onderscheiden. In tabel 3.6 is daarvan een overzicht gegeven, uitgaande van de gegevens over de periode 1970 tot en met 1984. Deze cijfers zijn in absolute zin enigszins vertekend, omdat (1) geen rekening is gehouden met storingen in de logger of in de veldapparatuur korter

dan een paar dagen en (2) de waarnemingsperiode voor het Bastion erg kort is. Maar gaan we er van uit dat alle kanalen ongeveer evenveel storing vertoonden, dan zijn de getallen in relatieve zin wellicht vergelijkbaar. Gezien de ervaringen met de meetapparatuur is deze veronderstelling gerechtvaardigd. In de drie gebieden kan het aantal buien, ongeacht de verschillen in de minimum meetbare afvoerintensiteit, ook daadwerkelijk iets verschillen ten gevolge van verschillen in de verliesprocessen en ten gevolge van de natuurlijke variabiliteit.

Tabel 3.6. Gemiddeld aantal buien per maand waargenomen in de meetgebieden. Gegevens Pampus-Blokkerhoek en Noorderwagenplein 1970 tot en met 1984; gegevens Bastion 1983-1984. Tussen haakjes de standaardafwijking

	Pampus-Blokkerhoek		Noorderwagenplein		Bastion
januari	15,1	(5,2)	17,7	(6,8)	45,0
februari	10,1	(5,5)	11,7	(7,9)	13,5
maart	13,5	(5,9)	16,3	(5,5)	27,5
april	11,6	(6,9)	13,4	(8,6)	11,0
mei	10,7	(4,5)	13,2	(6,7)	24,0
juni	10,9	(4,7)	12,1	(4,9)	12,0
juli	11,9	(7,0)	15,2	(7,6)	12,5
augustus	10,4	(4,6)	12,5	(5,5)	7,0
september	10,1	(5,5)	12,7	(7,8)	29,5
oktober	13,7	(5,2)	17,1	(7,2)	30,0
november	16,3	(4,7)	21,1	(5,2)	14,0
december	13,1	(5,1)	17,7	(8,5)	61,0
Totaal/jaar	148,5	(16,5)	180,5	(21,3)	257,5

Het aantal onderscheiden buien op het Noorderwagenplein is ca. 20% groter dan voor Pampus-Blokkerhoek. In het Bastion wordt nog een veel hoger aantal gevonden. Dit is mede een gevolg van het verschil in het staartafvoerloop van de gebieden, in de gebiedsomvang en vanwege de relatief regenrijke jaren 1983 en 1984. De kortere staartafvoer van het Noorderwagenplein zou bijvoorbeeld de verklaring kunnen zijn voor het verschil in het onderscheiden aantal buien met Pampus-Blokkerhoek.

Opgemerkt zij dat het aantal buien van maand tot maand sterk fluctueert, maar dat het gemiddelde aantal per jaar een relatief kleine standaardafwijking heeft. In de winterperiode ligt het aantal buien gemiddeld iets hoger dan in de zomer.

3.7.1 Het buienboek

Uitgaande van de hier gekozen definitie van een bui is uit de neerslag- en afvoermetingen een "buienboek" samengesteld voor elk meetgebied. Dit boek bevat maandoverzichten van de gevallen buien. Per bui wordt aangegeven (eenheden zoals in het buienboek vermeld):

- begintijdstip van de afvoer (MET)
- einde van de afvoer (MET)
- totale afvoersom (mm)

- maximale afvoer ($l \cdot s^{-1} \cdot ha^{-1}$)
- tijdstip waarop het maximum optreedt (MET)
- gemiddelde afvoer ($mm \cdot h^{-1}$)
- duur van de afvoer (d-h-min-s)
- duur van de voorafgaande droogweeperiode (d-h-min-s)
- neerslagsom tijdens afvoer, P_{atv} (mm)
- neerslagsom zonder afvoer, P_{zatv} (mm)
- afvloeiingscoëfficiënt
- foutcode voor:
 - onjuiste lengte voorafgaande droogweeperiode
 - afvoer incompleet
 - interpolatie in de cumulatieve neerslagreeks over een sprong groter dan 0,4 mm

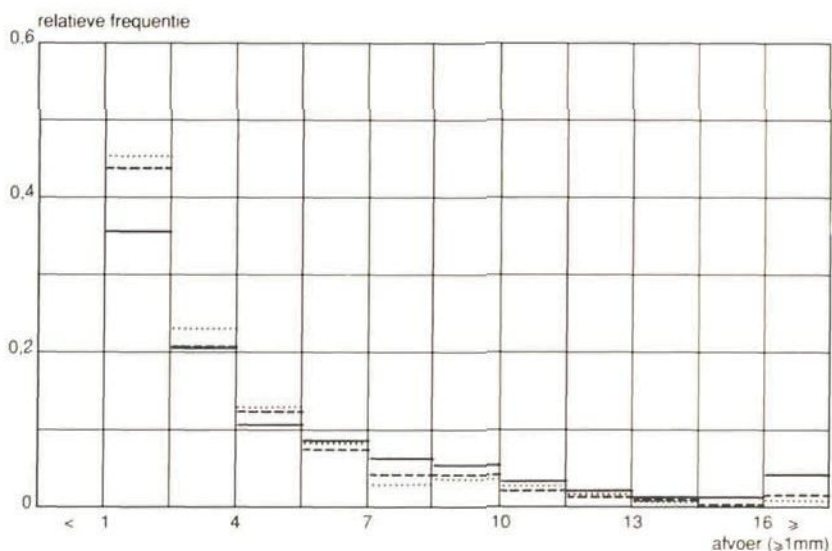
Verder wordt per maand aangegeven:

- aantal buien
- afvoersom (mm)
- afvoersom inclusief buien met een fout in de duur van de voorafgaande droogweeperiode (mm)
- neerslagsom (mm)
- neerslagsom tijdens afvoer (mm)
- neerslagsom tijdens afvoer inclusief buien met een fout in de duur van de voorafgaande droogweeperiode (mm)
- totale neerslagsom zonder afvoer (mm)
- totale duur van de afvoer (d-h-min-s)

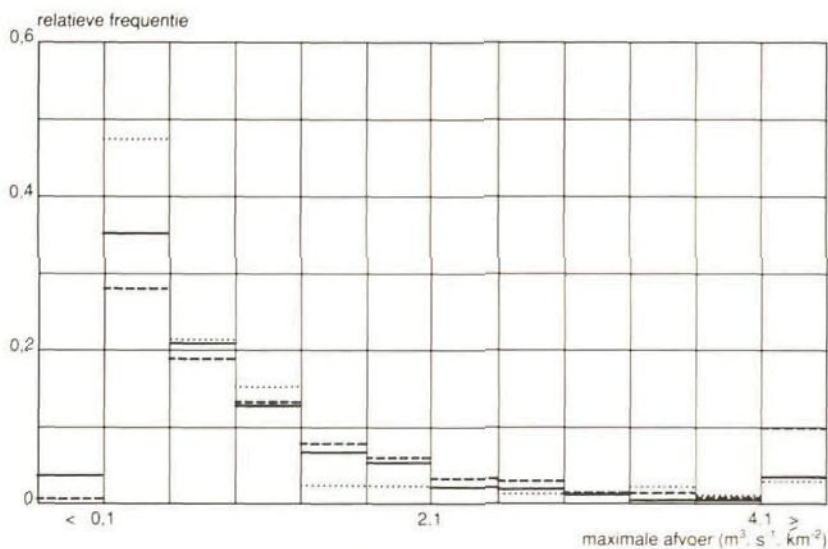
In de figuren 3.11 a tot en met i zijn histogrammen weergegeven van de relatieve frequentieverdelingen van de relevante variabelen die per bui werden bepaald. De gegevens van alle buien met meer dan 1 mm afvoer die gevallen en bemeten zijn in de periode september 1968 tot en met december 1984, zijn in de histogrammen opgenomen, mits de neerslag zonder afvoer minder was dan 4 mm en geen foutcode bij de bui stond vermeld. Voor Pampus-Blokkerhoek bleven zo 851 buien over, voor het Noorderwagenveld 989 en voor het Bastion 222. De genoemde voorwaarden zijn gesteld om zeker te zijn van de kwaliteit van elk gegeven.

Bezien we de frequentieverdelingen, dan moet allereerst worden geconstateerd dat de waarnemingen voor het Bastion goed in lijn liggen met de andere meetgebieden. De kleinere steekproefomvang en het feit dat 1983 en 1984 relatief natte jaren zijn kunnen dus nauwelijks een handicap worden genoemd.

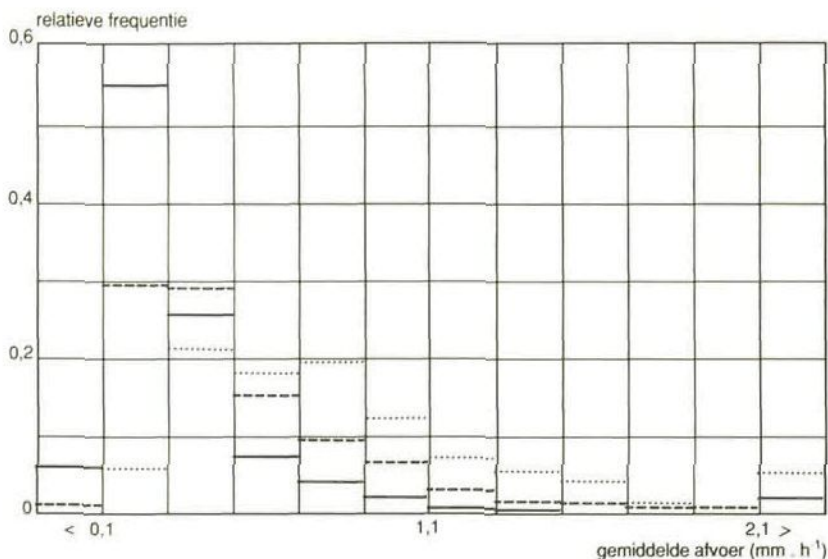
Grote afvoersommen komen relatief iets vaker voor bij Pampus-Blokkerhoek. Dit is een gevolg van de grotere neerslagsom tijdens buien als gevolg van een langere duur van een bui (zie de definitie van een bui). De grotere afvoersom kan ook wijzen op een iets hogere afvloeiingscoëfficiënt, ofwel op geringere verliezen. Dit stemt overeen met het gegeven dat in Pampus-Blokkerhoek het grootste deel van de verharding bestaat uit daken en asfalt-oppervlakken en derhalve geen infiltratieverlies kent. Het Bastion levert in het algemeen een kleinere afvoersom. De straatverharding bestaat daar vooral uit betonklinkers en tegels.



	Pampus-Blokkerhoek	Noorderwagenplein	Bastion	aantal waarnemingen
gemiddelde	5,61	4,23	3,81	
standaardafwijking	8,57	4,01	3,00	
scheefheid	13,0	3,17	1,77	
kurtosis	261	16,2	3,42	
				— Pampus-Blokkerhoek 851
				- - - Noorderwagenplein 989
			 Bastion 222

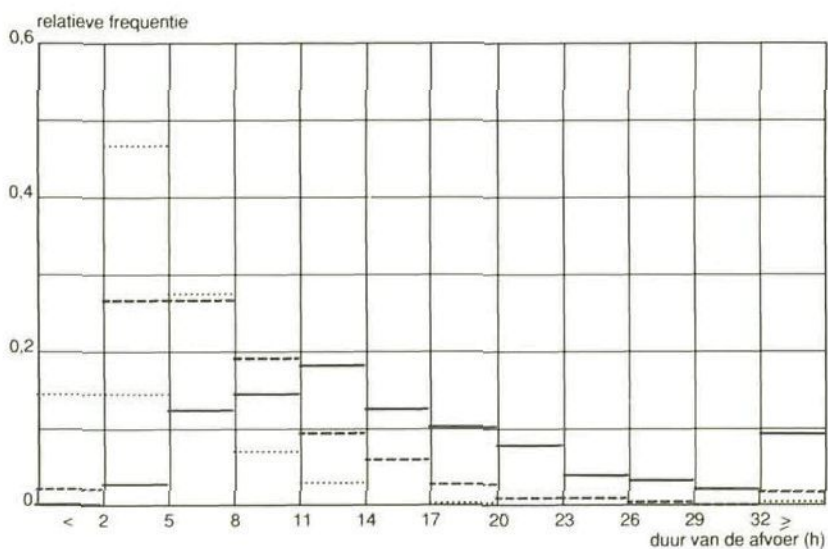


	Pampus-Blokkerhoek	Noorderwagenplein	Bastion	
gemiddelde	1,12	1,60	0,961	
standaardafwijking	1,46	1,81	1,20	
scheefheid	4,51	2,18	2,98	
kurtosis	34,7	5,07	10,3	
				— Pampus-Blokkerhoek
				- - - Noorderwagenplein
			 Bastion



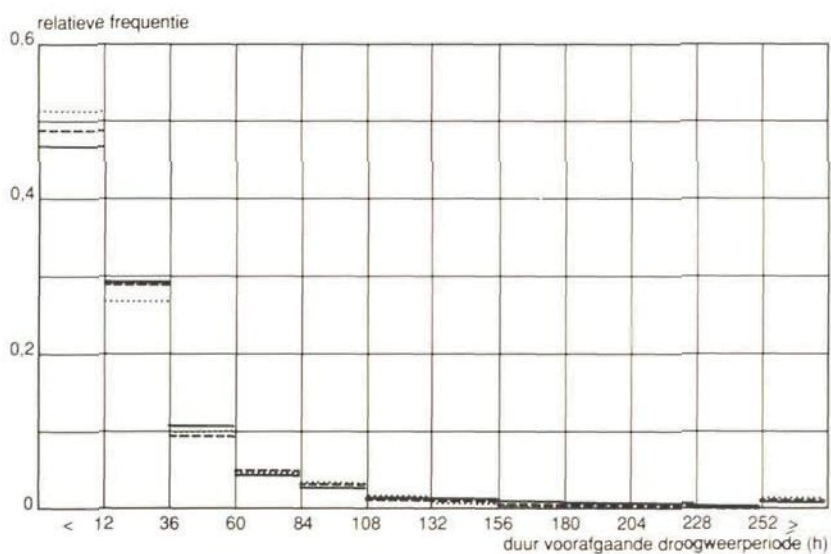
	Pampus-Blokkerhoek	Noorderwagenplein	Bastion
gemiddelde (min)	,380	,572	,881
standaardafw. (min)	1,79	,488	,589
scheefheid	28,3	2,69	2,06
kurtosis	813	10,7	5,37

— Pampus-Blokkerhoek
 - - - Noorderwagenplein
 Bastion

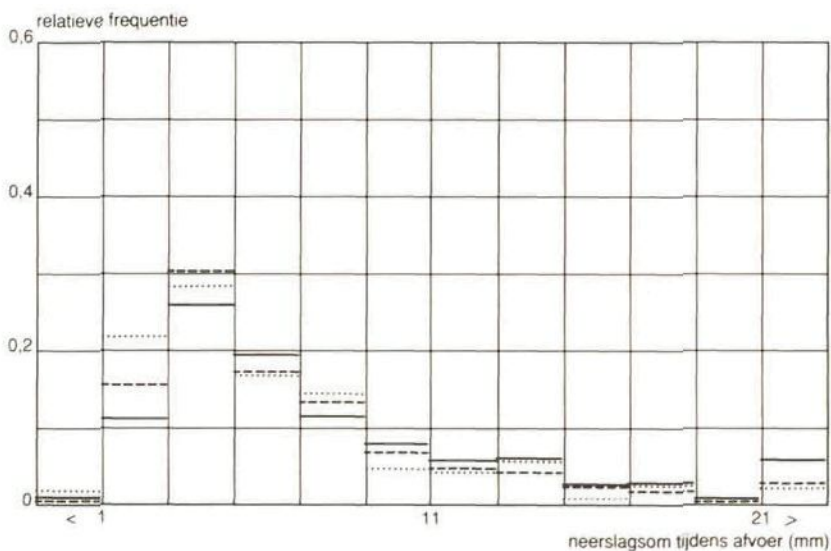


	Pampus-Blokkerhoek	Noorderwagenplein	Bastion
gemiddelde (min)	1052	540	292
standaardafw. (min)	780	501	235
scheefheid	3,40	6,98	2,70
kurtosis	19,9	94,5	54,1

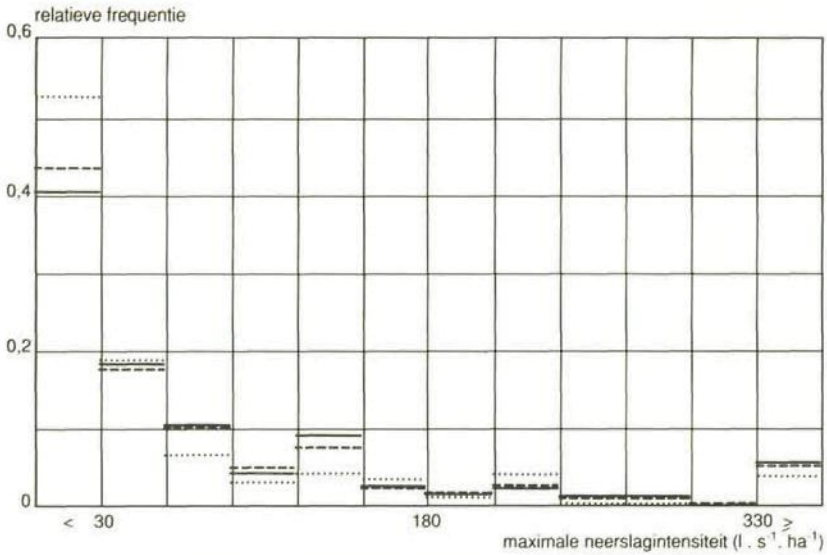
— Pampus-Blokkerhoek
 - - - Noorderwagenplein
 Bastion



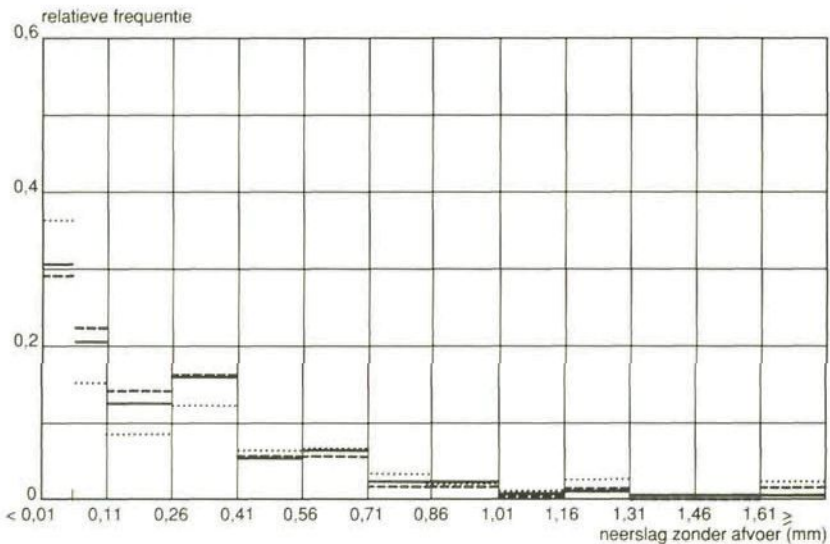
	Pampus- Blokkerhoek	Noorderwa- genplein	Bastion	
gemiddelde	32,2	30,9	29,3	— Pampus-Blokkerhoek
standaardafwijking	51,4	56,5	52,8	- - - Noorderwagenplein
scheetheid	3,42	4,79	3,92 Bastion
kurtosis	14,2	31,9	20,6	



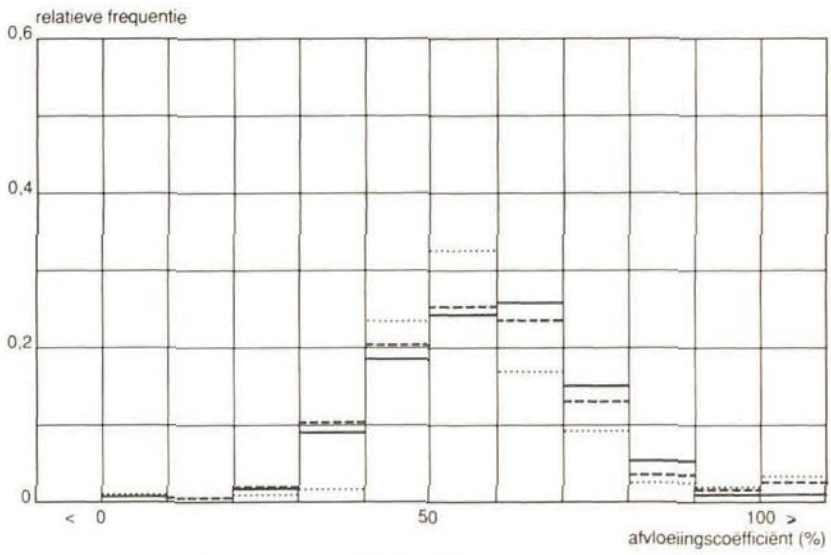
	Pampus- Blokkerhoek	Noorderwa- genplein	Bastion	
gemiddelde	8,45	7,01	6,27	— Pampus-Blokkerhoek
standaardafwijking	7,64	5,49	4,56	- - - Noorderwagenplein
scheetheid	3,90	2,78	1,75 Bastion
kurtosis	26,3	12,8	3,72	



	Pampus-Blokkerhoek	Noorderwagenplein	Bastion	
gemiddelde	92,9	86,7	68,8	— Pampus-Blokkerhoek
standaardafwijking	153,	140,	94,3	- - - Noorderwagenplein
scheefheid	6,17	6,47	2,76 Bastion
kurtosis	61,4	72,5	9,27	



	Pampus-Blokkerhoek	Noorderwagenplein	Bastion	
gemiddelde	,270	,270	,324	— Pampus-Blokkerhoek
standaardafwijking	,353	,404	,489	- - - Noorderwagenplein
scheefheid	2,60	3,83	2,82 Bastion
kurtosis	11,0	21,2	10,3	



	Pampus- Blokkerhoek	Noorderwa- genplein	Bastion	
gemiddelde	58,9	59,5	62,7	— Pampus-Blokkerhoek
standaardafwijking	26,6	46,5	35,6	- - - Noorderwagenplein
scheefheid	14,1	21,0	6,41 Bastion
kurtosis	314	550	50,5	

Figuur 3.11. Relatieve frequentieverdelingen van een negental variabelen uit de buienboeken. Buien met een afvoersom ≥ 1 mm

De maximumafvoer van het Bastion is veel minder extreem dan van de andere gebieden. Vertragingverschijnselen bij de afvoer van dit grootste meetgebied met relatief veel berging in het riool kunnen de oorzaak zijn. Het Noorderwagenveld geeft wat hogere piekafvoeren en reageert ook het meest direct op de neerslag. Zowel de gegevens van de totale afvoer als van de maximumafvoer zijn zeker niet normaal verdeeld. Afvoersommen groter dan 10 mm en piekafvoeren groter dan $2,5 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1} \cdot \text{km}^{-2}$ komen relatief weinig voor.

De gemiddelde afvoerintensiteit is het quotiënt van de afvoersom en de afvoerduur. Deze variabelen zijn daarom van invloed op de frequentieverdeling van de gemiddelde afvoerintensiteit. De duur van de afvoer is bij het Bastion relatief kort – onder andere als gevolg van de minimum meetbare afvoer – en is relatief lang bij Pampus-Blokkerhoek vanwege de langdurige staartafvoer van de platte daken in dat gebied (zie ook hoofdstuk 4). De gemiddelde afvoer is daarom voor Pampus-Blokkerhoek lager, voor het Bastion echter wat hoger. Slechts een relatief gering aantal buien duurt korter dan 2 uur; voor Pampus-Blokkerhoek is een bui korter dan 5 uur nog uitzonderlijk. Het staartafvoerproces is hiervoor verantwoordelijk. Weinig buien duren langer dan 24 uur.

De duur van de voorafgaande droge periode is vooral van belang voor het opdrogen van het verhard oppervlak tussen de buien door. Veel droogweeperioden zijn korter dan 12 uur zodat een droog oppervlak bij het begin van de volgende bui niet altijd te verwachten is, met alle gevolgen van dien voor het initiële verlies. De verdelingen ontlopen elkaar maar weinig voor de drie meetgebieden. Droogweeperioden langer dan 2 à 3 dagen zijn beperkt in aantal.

Wordt de frequentieverdeling van de neerslagsom gedurende de bui vergeleken met die van de totale afvoer (figuur 3.11a), dan valt op dat lang niet alle neerslag tot afvoer komt. Voor Pampus-Blokkerhoek is de hoeveelheid iets groter dan voor de andere twee meetgebieden, waarschijnlijk als gevolg van de verschillen in buiduur en neerslagverlies.

De verdelingen van de maximale neerslagintensiteit ontlopen elkaar niet sterk en dat is niet verwonderlijk, omdat het (vrijwel) dezelfde gegevensreeks betreft. Opvallend groot is de fractie die toch nog boven de $6,0 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1} \cdot \text{km}^{-2}$ uitkomt.

Over de frequentieverdeling van de neerslagsom zonder afvoer is al eerder gesproken. Hoewel de verschillen tussen de meetgebieden klein zijn, bestaat de indruk dat grotere neerslagsommen zonder afvoer ($> 0,7 \text{ mm}$) vaker voorkomen in het Bastion. Hoeveelheden tussen $0,1$ en $0,7 \text{ mm}$ komen daar wat minder vaak voor. Het "springerige" verloop van de relatieve frequentieverdeling wordt deels verklaard, doordat de gegevens in het buienboek met intervallen van $0,1 \text{ mm}$ zijn opgeslagen. Op de kansverdeling van de afvloeiingscoëfficiënten wordt in het navolgende uitvoerig teruggekomen.

Van alle variabelen is in figuur 3.11 ook het gemiddelde, de standaardafwijking, de scheefheid en de kurtosis aangegeven. Geconstateerd moet worden dat de meeste variabelen zeker niet normaal verdeeld zijn.

Van de gegevens per maand die in het buienboek zijn vermeld is een andersoortige analyse gemaakt. Per meetgebied en per variabele zijn deze gegevens in tabel gezet en zijn de maandgemiddelden berekend; echter alleen over de maanden waarin de meetfouten beperkt waren. Als criterium voor een goede maand is aangehouden dat de som van alle $P_{z\text{ afv}}$ kleiner moet zijn dan 10 mm. Werd die norm overschreden, dan werden de gegevens over de betreffende maand afgekeurd, tenzij uit het buienboek bleek dat dit op juiste wijze ook werkelijk gemeten is. Het aantal maanden met goede gegevens staat in kolom 1 van de tabellen 3.7 a, b en c.

De neerslagcijfers worden voor het buienboek altijd aangevuld tot een complete reeks. Daarom kan voor de neerslag een maandgemiddelde worden berekend zowel voor alle maanden dat er gemeten is in de periode 1968–1984, als voor de correcte maanden (kolommen 2 en 3). De gemiddelde neerslagsom tijdens afvoer, P_{afv} , is vermeld in kolom 4, terwijl in kolom 5 dezelfde som staat aangegeven voor alleen die buien die volledig correct zijn geregistreerd. De gemiddelde neerslagsom zonder afvoer, $P_{z\text{ afv}}$, is aangegeven in kolom 6. De kolommen 7 en 8 geven de gemiddelde afvoer en de afvoersom volledig correct. Tenslotte is in kolom 9 de gemiddelde totale duur van de afvoer vermeld. Met als maximum 1.450 uur gemeten afvoer voor Pampus-Blokkerhoek is deze duur eigenlijk nog vrij beperkt. Dit komt neer op ca. 16% van de tijd.

De cijfers van de gemiddelde neerslag duiden op een relatief iets natter laatste kwartaal en een drogere periode februari-april. De spreiding is evenwel groot. In de maanden met correcte waarnemingen is gemiddeld 7% minder neerslag gevallen dan gerekend over het totaal. De verschillen per maand zijn evenwel beperkt, getuige de waarden in kolom 10 van de tabellen. In het algemeen geldt dat de standaardafwijking van de waarden in de kolommen 1 tot en met 8 groot is.

Tabel 3.7 a. Analyse van de maandgegevens in het buienboek Pampus-Blokkerhoek

kolom*:	1	2	3		4		5		6		7		8		%					d/mm				
			\bar{x}	$\hat{\sigma}$	\bar{x}	$\hat{\sigma}$	\bar{x}	$\hat{\sigma}$	\bar{x}	$\hat{\sigma}$	\bar{x}	$\hat{\sigma}$	\bar{x}	$\hat{\sigma}$	3/2	4/3	6/3	7/4	8/5	9/7				
januari	10	66	28	57	24	52	24	50	22	5,3	2,0	31	15	30	14	6,77	86	92	9	58	59	.221		
februari	13	48	27	51	28	46	27	42	28	5,2	2,5	30	20	28	20	5,04	106	91	10	65	66	.168		
maart	12	63	31	55	26	49	24	46	24	6,1	2,9	26	15	24	14	5,80	87	89	11	53	53	.224		
april	12	46	28	38	27	33	25	31	25	5,2	2,9	17	14	16	14	2,90	83	87	13	50	51	.175		
mei	14	62	38	61	38	56	37	52	39	5,4	2,4	32	26	29	27	4,48	98	91	9	56	56	.142		
juni	12	62	26	55	24	51	23	48	23	4,3	2,8	28	13	26	14	3,09	89	93	8	54	54	.112		
juli	12	60	38	58	40	53	39	53	38	4,8	2,2	32	28	32	28	3,75	97	92	8	60	60	.118		
augustus	12	59	33	53	35	49	35	46	36	4,3	2,3	30	23	28	24	2,81	90	93	8	60	60	.095		
september	12	62	36	63	29	57	39	55	36	4,3	2,2	35	28	33	25	4,66	102	91	7	61	60	.134		
oktober	14	70	40	63	29	58	28	54	27	5,6	1,9	34	17	30	16	5,14	90	91	9	59	57	.151		
november	11	84	25	80	19	75	19	68	24	4,7	1,6	47	14	41	17	8,30	95	94	6	62	61	.178		
december	12	65	30	60	27	55	28	54	27	5,5	2,6	35	20	35	20	7,52	92	92	9	63	64	.215		
totaal gemiddeld	146	747		694		634		599		60,7		377		352		60,3			92	91	9	59	59	.161

periode: maart 1969 - december 1984 (190 maanden)

* kolom

- 1: aantal maanden correct
- 2: gemiddelde neerslagsom alle gegevens (mm)
- 3: gemiddelde neerslagsom correcte maanden (mm)
- 4: gemiddelde neerslagsom tijdens afvoer (mm)
- 5: gemiddelde neerslagsom tijdens afvoer; volledig correct (mm)
- 6: gemiddelde neerslagsom zonder afvoer (mm)
- 7: afvoersom (mm)
- 8: afvoersom; volledig correct (mm)
- 9: gemiddelde totale duur afvoer (d)
- $\hat{\sigma}$: geschatte standaardafwijking.

Tabel 3.7 b. Analyse van de maandgegevens in het buienboek Noorderwageningen

kolom*	%															d/mm							
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	3/2	4/3	6/3	7/4	8/5	9/7		15						
januari	11	66	28	64	21	58	22	56	20	6,3	2,1	34	17	33	16	6,01	97	91	10	59	58	.176	
februari	12	48	27	49	28	44	27	40	29	5,6	2,2	27	20	25	21	3,66	102	89	11	62	62	.136	
maart	10	63	31	59	30	53	30	51	30	6,1	2,5	25	20	24	20	3,99	94	89	10	47	47	.161	
april	11	46	28	36	26	30	24	29	24	5,2	3,5	13	12	12	12	1,91	78	84	14	42	43	.149	
mei	14	62	38	61	37	56	37	51	36	5,4	2,4	28	21	26	20	2,90	98	91	9	50	50	.104	
juni	12	62	26	55	24	50	22	48	22	5,4	3,4	27	12	26	12	2,53	89	91	10	55	55	.092	
juli	13	60	38	56	39	51	38	50	37	5,2	2,4	27	24	27	24	2,07	93	90	9	54	54	.076	
augustus	12	59	33	52	34	49	34	47	35	3,8	1,7	28	22	28	22	2,04	88	94	7	58	59	.072	
september	10	62	36	72	41	67	40	65	40	4,5	2,1	40	26	38	27	3,27	116	93	6	60	59	.082	
oktober	14	70	40	63	29	56	28	55	26	5,7	1,9	30	16	28	15	3,50	90	89	9	53	51	.118	
november	10	84	25	82	19	73	20	71	18	5,7	1,6	42	13	38	11	5,69	98	89	7	58	54	.135	
december	11	65	30	63	25	54	25	54	25	7,5	3,1	34	21	33	21	4,88	97	88	12	61	61	.144	
totaal	140	747		712		643		617		66,4		355		338		42,5							
gemiddeld																							.120

periode: maart 1969 - december 1984 (190 maanden)

* kolom

- 1: aantal maanden correct
- 2: gemiddelde neerslagom alle gegevens (mm)
- 3: gemiddelde neerslagom correcte maanden (mm)
- 4: gemiddelde neerslagom tijdens afvoer (mm)
- 5: gemiddelde neerslagom tijdens afvoer; volledig correct (mm)
- 6: gemiddelde neerslagom zonder afvoer (mm)
- 7: afvoersom (mm)
- 8: afvoersom; volledig correct (mm)
- 9: gemiddelde totale duur afvoer (d)
- 0: geschatte standaardafwijking

Tabel 3.7 c. Analyse van de maandgegevens in het buienboek Bastion

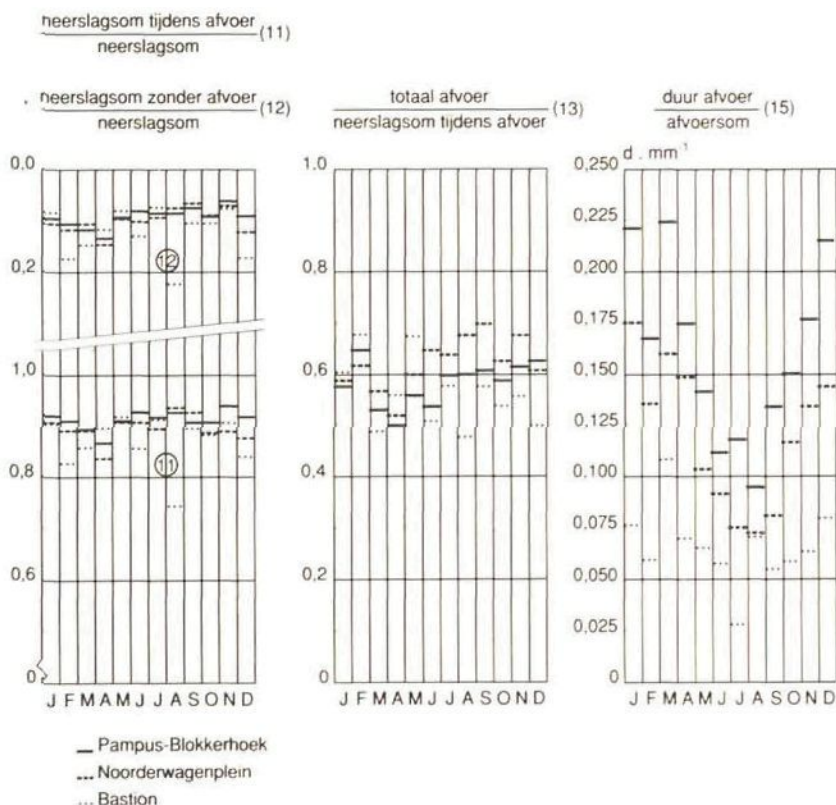
kolom*:	1	2	3	4	5	6	7	8	9	%					d/mm
										3/2 10	4/3 11	6/3 12	7/4 13	8/5 14	9/7 15
januari	1	120	107	97	85	9	59	53	4,49	89	91	8	61	62	.076
februari	1	53	60	50	50	10	34	34	2,09	113	83	17	68	68	.061
maart	1	74	57	49	45	8	24	21	2,59	77	86	14	49	47	.108
april	2	50	50	45	45	5,5	25	25	1,74	100	90	11	56	56	.070
mei	2	121	121	111	107	10	75	73	4,58	100	92	8	68	68	.061
juni	2	46	46	40	39	6	20	20	1,16	100	86	13	51	51	.058
juli	3	49	49	45	45	3,3	26	26	0,72	100	92	7	58	58	.028
augustus	2	50	28	21	20	6	10	10	0,72	56	75	21	48	50	.072
september	3	91	91	82	81	9,3	48	47	2,65	100	90	10	58	58	.056
oktober	3	91	91	81	79	9	44	43	2,66	100	89	10	54	54	.060
november	1	81	82	75	75	6	42	42	2,75	101	91	7	56	56	.065
december	2	61	56	47	47	9,5	24	24	2,00	92	84	17	50	50	.085
totaal gemiddeld	23	887	838	743	718	91,6	431	418	28,2	92	89	11	58	58	.066

periode: juli 1982 – december 1984 (30 maanden)

* kolom

- 1: aantal maanden correct
- 2: gemiddelde neerslagsom alle gegevens (mm)
- 3: gemiddelde neerslagsom correcte maanden (mm)
- 4: gemiddelde neerslagsom tijdens afvoer (mm)
- 5: gemiddelde neerslagsom tijdens afvoer; volledig correct (mm)
- 6: gemiddelde neerslagsom zonder afvoer (mm)
- 7: afvoersom (mm)
- 8: afvoersom; volledig correct (mm)
- 9: gemiddelde totale duur afvoer (d)

Een duidelijke seizoensinvloed is alleen terug te vinden in de gemiddelde totale duur van de afvoer. Getuige kolom 15 is dit geen gevolg van de variatie in de totale afvoer: De duur van de afvoer per millimeter af te voeren water vertoont een variatie van een factor 2 tussen zomer en winter. In figuur 3.12 is het verloop van deze factor uitgezet.



Figuur 3.12. Verloop van enige verhoudingsfactoren gedurende het jaar. De cijfers tussen haakjes betreffen de kolomnummers in tabel 3.7.

In deze figuur zijn ook de verhoudingsfactoren aangegeven van de neerslagsom tijdens afvoer ten opzichte van de totale neerslagsom (correcte maanden) P_{atv}/P , van de neerslag zonder afvoer ten opzichte van dezelfde totale neerslagsom ($P_{\text{z atv}}/P$) en van de afvoersom ten opzichte van de neerslagsom tijdens afvoer. Dit laatste betreft dus een gemiddelde afvloeiingscoëfficiënt.

De eerstgenoemde factor ligt gemiddeld iets boven de 90%, met een geringe verlaging in de periode februari-april. De tweede factor met de neerslag zonder afvoer vormt het complement, afgezien van kleine meetfouten. De verhouding tussen P_{atv} en $P_{\text{z atv}}$ sluit opvallend goed aan bij de bevinding van Pecher (1969) in meetgebied Pullach in Duitsland. Daar werd 10,0% van de 1258 mm neerslag niet afgevoerd wegens een te kleine buigrootte.

Opvallend is de grote spreiding in de factoren voor het Bastion. Dit benadrukt nog eens de variabiliteit van de factoren van jaar tot jaar en dientengevolge het gevaar van een korte meetreeks! Anderzijds duiden de stabiele factorwaarden op een relatief geringe afhankelijkheid van onder andere de verdeling van de neerslag binnen en buiten de bui van het type bui – frontaal of convectief.

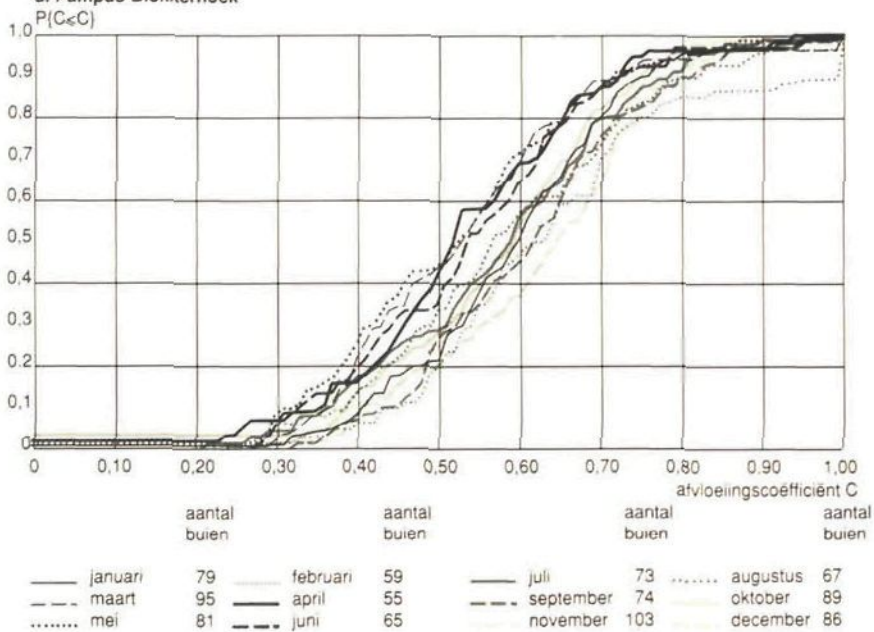
De factor afvoersom/neerslagsom tijdens afvoer vertoont een gering seizoenseffect. In het voorjaar – maart tot en met mei – ligt de factor zowel voor Pampus-Blokkerhoek als voor het Noorderwagenplein ca. 6 – 8% lager dan in het najaar. Het gedrag van de factor voor het Bastion is sterk variabel. Een grote seizoensinvloed zoals door Vat (1985) in Loenen is gevonden in de Lelystadse meetgebieden niet aangetroffen. Dit waarschijnlijk omdat de toevoer van water vanaf onverhard terrein naar de riolering in Lelystad geen rol van betekenis speelt, terwijl dat in Loenen een belangrijke verklaring zou kunnen zijn.

3.7.2. De frequentieverdeling van de afvloeiingscoëfficiënten

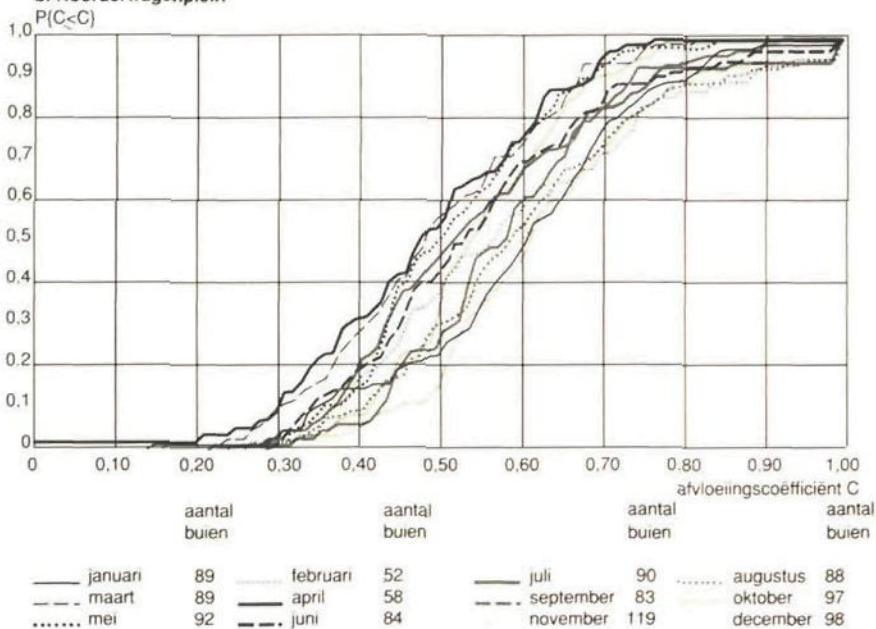
Het gedrag van de afvloeiingscoëfficiënt C kan verder worden bestudeerd door de frequentieverdelingen van de waargenomen coëfficiënten te onderzoeken onder verschillende condities. Voor alle drie de meetgebieden zijn daarom de cumulatieve frequentieverdelingen van C uitgezet voor buien met een afvoersom groter dan 1 mm en groter dan 5 mm. Dit zowel per maand en per halfjaar, als voor het totaal.

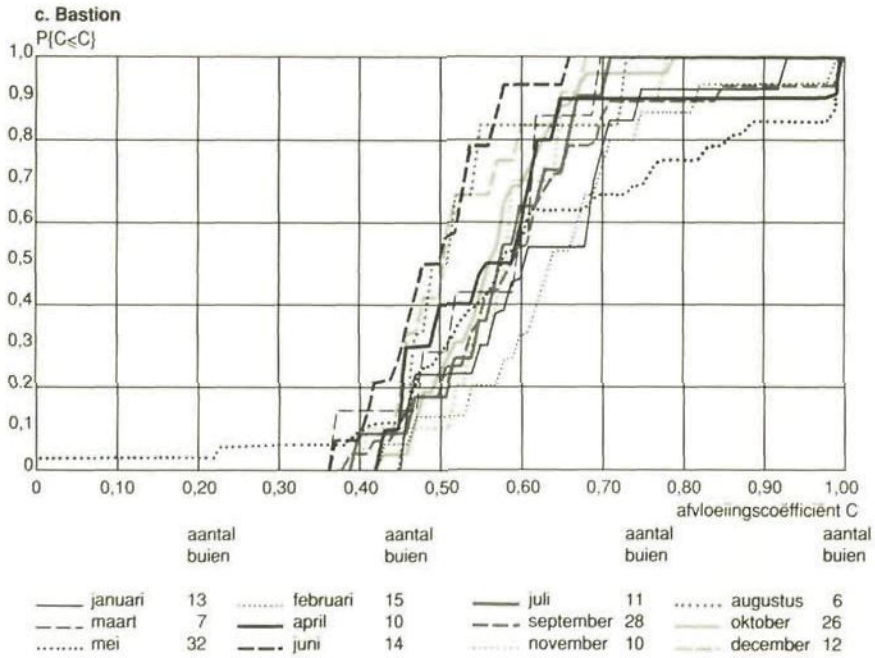
Beginnen we met de verdeling per maand voor de verschillende meetgebieden voor buien met een afvoersom > 1 en > 5 mm. Deze zijn weergegeven in de figuren 3.13 en 3.14.

a. Pampus-Blokkerhoek

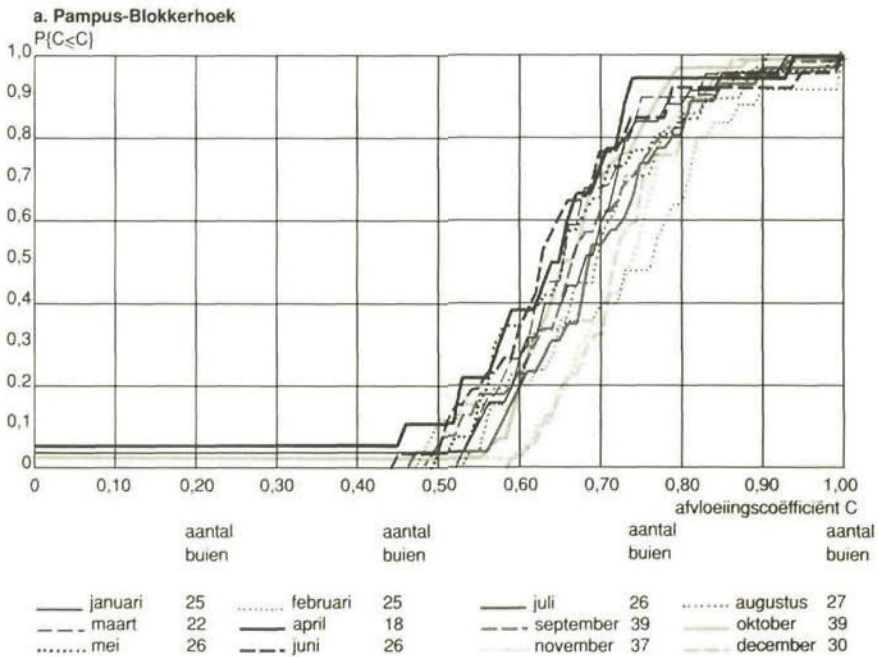


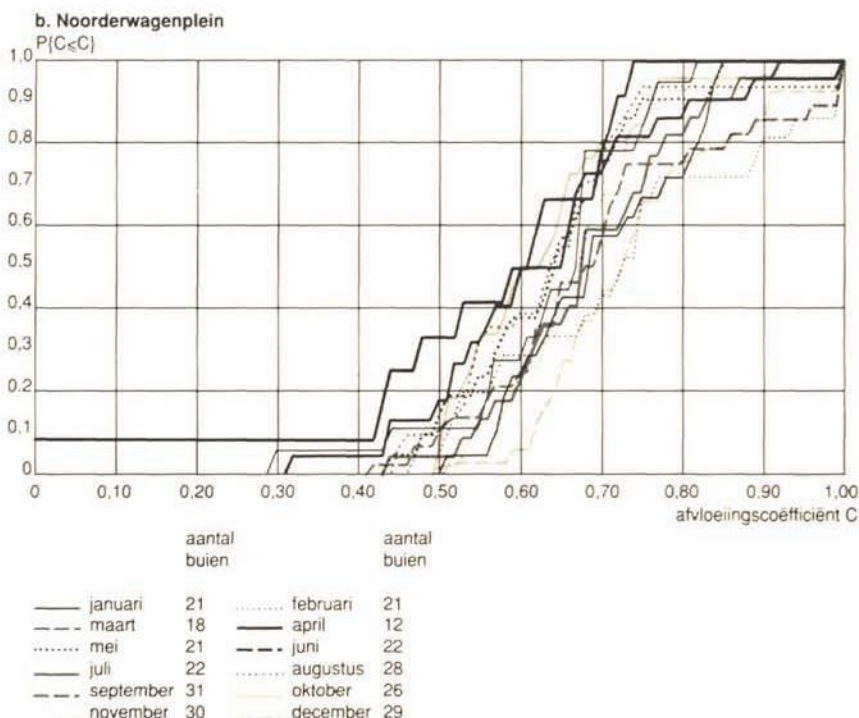
b. Noorderwagenplein





Figuur 3.13. Cumulatieve frequentieverdeling van de in de meetgebieden waargenomen afvloeingscoëfficiënten, gegroepeerd per maand voor buien met een afvoersom groter dan 1 mm





Figuur 3.14. Cumulatieve frequentieverdeling van de in de meetgebieden Pampus-Blokkerhoek en het Noorderwagenplein waargenomen afvloeingscoëfficiënten, gegroepeerd per maand voor buien met een afvoersom groter dan 5 mm

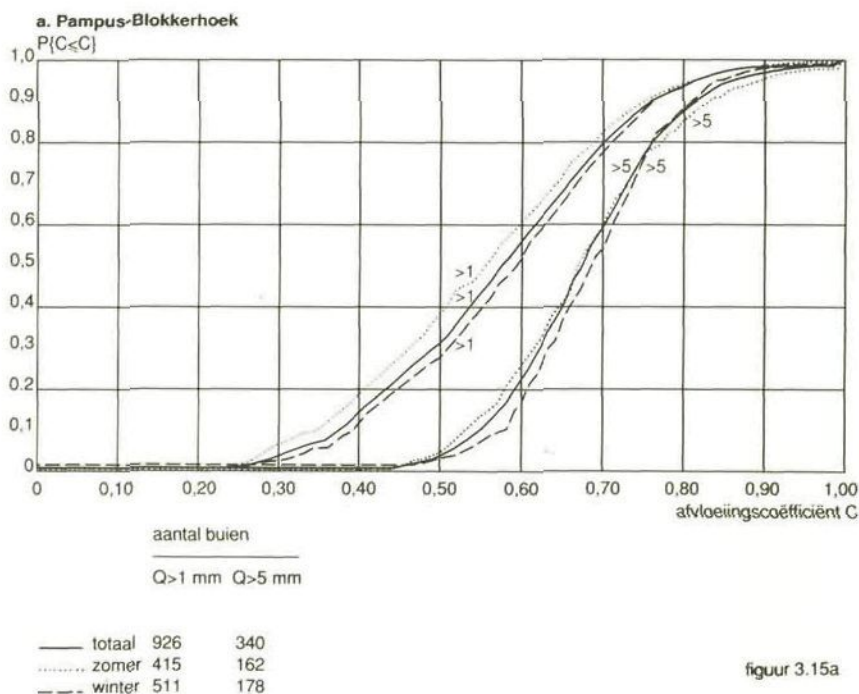
Voor het meetgebied Bastion zijn voor de afzonderlijke maanden zo weinig buien groter dan 5 mm beschikbaar, dat presenteren van de verdelingen niet zinvol was. Om overzicht te houden zijn alle C-waarden groter dan 1,00 gelijk gesteld aan deze waarde. De laagste coëfficiënten komen voor in de maanden maart tot en met juni; de hoogste in november tot en met februari. Dit zowel voor buien met een afvoersom > 1 mm als > 5 mm.

Opvallend is het parallelle verloop van de cumulatieve frequentieverdeling per maand voor Pampus-Blokkerhoek en het Noorderwagenplein, met name in figuur 3.13; het zijn vrijwel identieke frequentieverdelingen met enkel een verschil in de waarde van de mediaan. Een steiler verloop van de cumulatieve frequentieverdeling zou duiden op een relatief grotere invloed van het infiltratieverlies. Dit verlies is immers via de tijd (zie bijvoorbeeld vergelijking 3.16) gerelateerd aan de buiduur en de buiduur is enigermate gerelateerd aan de bui omvang. Dientengevolge zou een min of meer vaste fractie van de bui kunnen verdwijnen door infiltratie, wat leidt tot een geringere spreiding in de afvloeingscoëfficiënt. Het initiële verlies daarentegen is een bedrag dat onafhankelijk is van de bui omvang. Wordt dit afgetrokken van een variabele neerslagsom, dan kan de afvloeingscoëfficiënt nog steeds liggen tussen 0,00 en meer dan 1,00; is het initiële verlies de belangrijkste verliespost, dan zal een vlakkere cumulatieve frequentieverdeling het gevolg zijn. Het aandeel van het infiltratieverlies wijzigt bij Pampus-

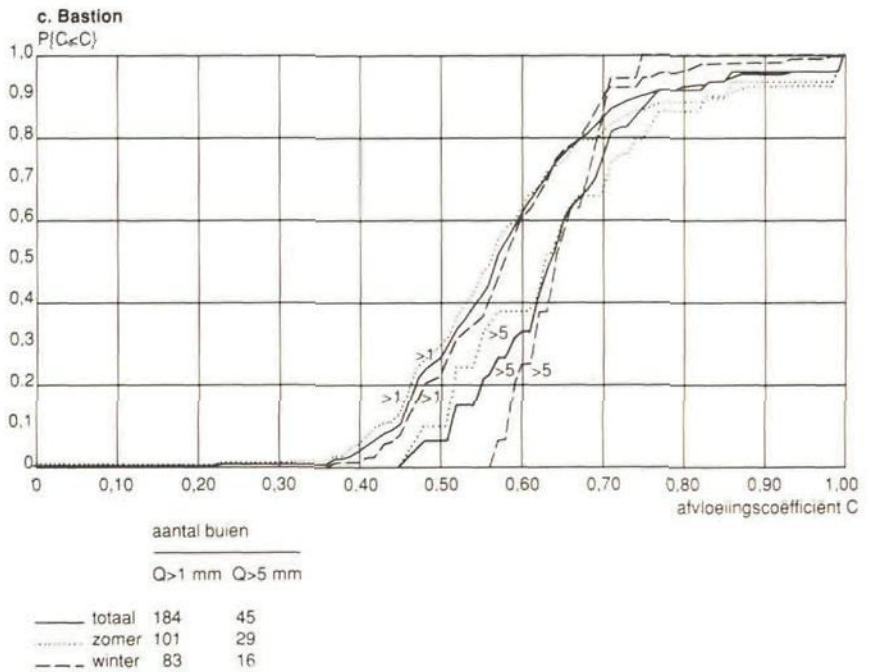
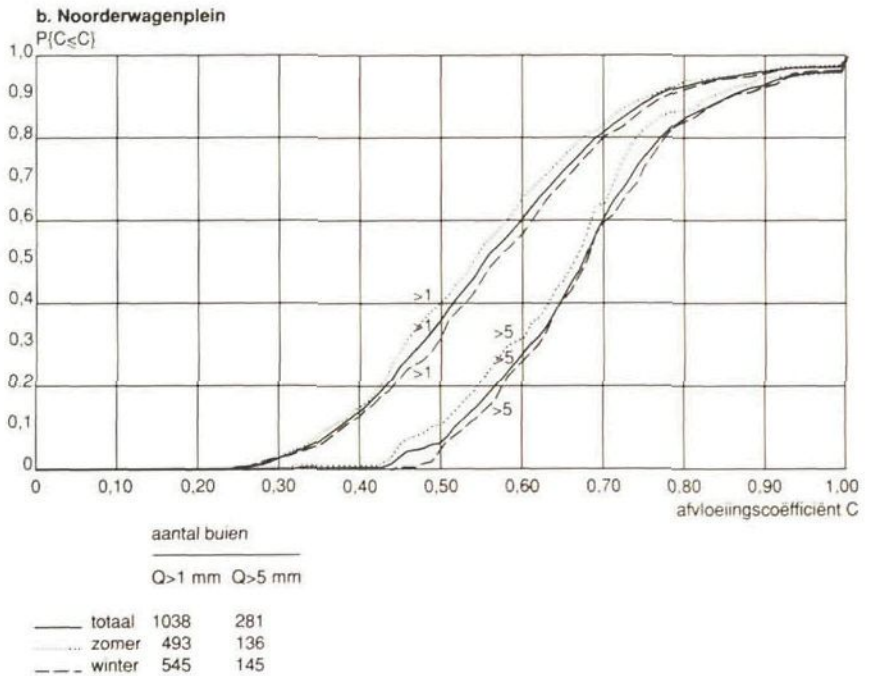
Blokkerhoek en het Noorderwagenplein dus door het jaar heen niet veel; de variatie in initiële verliezen bepaalt het beeld. Het Bastion levert een enigszins afwijkend beeld. Hoewel de hoeveelheid gegevens beperkt is ligt de minimumwaarde van de afvloeiingscoëfficiënt tussen 0,35 en 0,45, terwijl het 90%-punt van de cumulatieve frequentieverdeling globaal ligt tussen 0,58 en 0,85.

Het percentage C-waarden groter dan 0,99 is voor buien met een afvoersom > 1 mm in het algemeen minder dan 5%. Uitzonderingen zijn voor Pampus-Blokkerhoek de maand februari en voor het Bastion april, mei en september. Voor buien > 5 mm zijn de uitzonderingen: Voor Pampus-Blokkerhoek wederom februari (met 2 buien) en voor het Noorderwagenplein februari en september (beide 3 buien). Een overschrijding van $C = 1,00$ in februari is eenvoudig te verklaren: een bevroren ondergrond voorkomt infiltratie en dooi levert een extra toevoer van water vanaf onverhard gebied. Voor zware buien in september op het Noorderwagenplein kan toevoer van water vanaf het aanliggende winkelcentrum een reden zijn voor de overschrijding. De drempels ten behoeve van de bovengrondse waterscheiding zijn ter plaatse van trappen en inritten niet al te hoog, zodat bij grote neerslagsommen wellicht water naar het plein toestroomt. Misschien is ook water afkomstig van de hoofdweg naast het parkeerterrein.

Een gladder verloop vertonen de cumulatieve frequentieverdelingen van de afvloeiingscoëfficiënten per seizoen zoals aangegeven in figuur 3.15 afhankelijk van de minimale afvoersom per bui.



figuur 3.15a



Figuur 3.15. Cumulatieve frequentieverdelingen van de afvloeingscoëfficiënten per jaar en per zomer- en winterhalfjaar voor de drie meetgebieden, zowel voor buien met een afvoersom > 1 mm als > 5 mm. Het zomerhalfjaar omvat de periode april tot en met september.

Met de zomerperiode wordt hier de periode april tot en met september bedoeld; de winterperiode omvat de periode oktober tot en met maart. Uit de figuren blijkt, dat tussen de kansverdelingen van de afvloeingscoëfficiënten in het zomer- en het winterhalfjaar al gauw meer dan 0,04 (4%) verschil optreedt; 's zomers liggen ze lager dan 's winters. De kansverdelingen van C voor zomer en winter lopen vrijwel parallel. Alleen de linkerstaart van de verdeling voor Pampus-Blokkerhoek > 1 mm is in de zomer duidelijk iets langer dan in de winter. De kans op relatief lage C-waarden is daar in de zomer dus iets groter dan in de winter.

Ondanks de grotere woningdichtheid, het hogere verhardingspercentage en de hellende daken in het meetgebied Bastion zijn de afvloeingscoëfficiënten niet systematisch hoger dan in Pampus-Blokkerhoek. Voor buien met een afvoersom > 5 mm liggen de coëfficiënten voor Pampus-Blokkerhoek zelfs hoger dan voor het Bastion. Dit resultaat is verklaarbaar doordat het infiltratieverlies in het Bastion de initiële verliezen veelal overtreft.

Pecher (1969) vond in het meetgebied Pullach – met ca. 32% verhard gebied, waarvan 13,5% daken – lagere waarden voor C dan de hier vermelde meetwaarden uit Lelystad. Vergeleken met de medianen van deze meetresultaten zijn de afvloeingscoëfficiënten die worden gebruikt bij het rioolontwerp veelal hoger (Pecher, 1969; ASCE, 1972; Working party on the hydraulic design of storm sewers, 1981; Geiger, 1987), mede omdat daarbij wordt uitgegaan van waarden in ontwerpsituaties met een herhalingsdij van 2 à 5 jaar. Voor verharde oppervlakken wordt dan wel uitgegaan van C-waarden van 0,70-0,90.

3.7.3. Relatie van de afvloeingscoëfficiënt met andere variabelen

3.7.3.1. Het multiple lineaire regressiemodel

Naast bepaling van de afvloeingscoëfficiënt uit de optredende verliezen – zoals beschreven in de paragrafen 3.2 tot en met 3.6 – is het ook mogelijk deze coëfficiënt te schatten met behulp van een parametrische black-box benadering. Met een multiple lineair regressiemodel kan een relatie worden beschreven tussen de afgevoerde hoeveelheid (afvoersom) en andere variabelen die in het buienboek zijn opgenomen. Deze relatie heeft de algemene vorm:

$$y = Q = a_0 + a_1x_1 + a_2x_2 + \dots + a_nx_n + e$$

$$\hat{y} = \hat{Q} = a_0 + a_1x_1 + a_2x_2 + \dots + a_nx_n \quad \hat{Q} \geq 0 \quad (3.22)$$

met:

- y = afhankelijke variabele; hier op te vatten als de afvoersom Q
- a₀, a₁, ..., a_n = modelparameters; regressiecoëfficiënten (j = 1...n)
- x₁, x₂, ..., x_n = verklarende variabelen (j = 1...n)
- e = fout; residu
- $\hat{Q} = \hat{y}$ = geschatte waarde van de afvoersom

Dus Q wordt geschat en niet de afvloeiingscoëfficiënt C . Immers, één van de verklarende variabelen is de neerslagsom P en aangezien $C = Q/P$ (3.3) zou de neerslagsom aan beide zijden van de regressievergelijking voorkomen. Daarmee zou onbedoeld afhankelijkheid worden ingevoerd in het regressiemodel (Montgomery, Peck, 1982). Desgewenst kan de geschatte \hat{Q} worden omgerekend tot een schatting van de afvloeiingscoëfficiënt doordat $\hat{C} = \hat{Q}/P$.

Als verklarende variabelen zijn de relevante variabelen uit het buienboek gebruikt of getransformeerd daarvan. In een aantal modellen is ook de afvoersom zelf aan een transformatie onderworpen.

Een indruk van de kwaliteit van het regressiemodel wordt onder andere verkregen met behulp van de multiple correlatiecoëfficiënt ofwel de "coëfficiënt of determination" R^2 :

$$R^2 = \frac{SS_r}{S_{yy}} = 1 - \frac{SS_e}{S_{yy}} = \frac{S_{yy} - SS_e}{S_{yy}} \quad (3.23)$$

met:

$$S_{yy} = \sum_{i=1}^m (y_i - \bar{y})^2 \text{ waarin } m = \text{aantal waarnemingen van } y,$$

$y_i = \text{waarneming van de afhankelijke variabele}$

$\bar{y} = \text{het gemiddelde van de afhankelijke variabele}$

$$SS_e = \sum_{i=1}^m (y_i - \hat{y}_i)^2 \text{ waarin } \hat{y}_i = \text{waarde geschat met behulp van het regressiemodel}$$

$$SS_r = S_{yy} - SS_e = \text{de kwadraatsom van de regressie}$$

Daarnaast wordt gedefinieerd:

$$S_{xx} = \sum_{i=1}^m (x_{ij} - \bar{x}_j)^2 \text{ voor elke verklarende variabele } x_j \text{ conform } S_{yy}$$

voor de afhankelijke variabele. x_{ij} is de i^e waarneming van variabele x_j .

R^2 is te beschouwen als de fractie van de variantie van y die door het model wordt verklaard. Er geldt in theorie $0 \leq R^2 \leq 1$. Hoe dichter de waarde van R^2 bij 1 ligt, des te beter is het model. Voorzichtigheid is evenwel op zijn

plaats. R^2 zal toenemen als het aantal verklarende variabelen wordt uitgebreid. Ook hangt de waarde van R^2 samen met S_{xx} . Neemt het bereik van x toe, dan stijgen zowel S_{xx} als R^2 in waarde. Omdat de omstandigheden in de meetgebieden in de tijd zullen variëren en nooit alle verklarende variabelen in het model zijn op te nemen zal gelden dat $R^2 < 1$ voor $m > n$. Ten slotte blijft de vraag of de berekende relaties ook **causale** verbanden weergeven. Extrapolatie van het model buiten de bereiken van de verklarende variabelen is niet geoorloofd.

Interessant is ook de kans dat $a_j = 0$ ($0 \leq j \leq n$). Blijkt dit met grote waarschijnlijkheid het geval, dan speelt x_j als verklarende variabele in feite geen rol. Het is dan niet zinvol om de variabele x_j in het model op te nemen. Om de nulhypothese $H_0: a_j = 0$ te toetsen wordt een partiële F-toets uitgevoerd. Schrijven we daartoe de multiple regressievergelijking in matrixvorm (Montgomery, Peck, 1982):

$$\mathbf{y} = \mathbf{X}\mathbf{a} + \mathbf{e} \quad (3.24)$$

met:

\mathbf{y} = ($m \times 1$) vector met alle y_i ($i = 1 \dots m$)

\mathbf{X} = ($m \times n$) matrix met alle x_{ij} ($i = 1 \dots m; j = 1 \dots n$);

\mathbf{a} = ($n \times 1$) vector met alle parameters

\mathbf{e} = ($m \times 1$) vector met alle residuen

Nu kan de vector met modelparameters worden opgedeeld volgens:

$$\mathbf{a} = \begin{pmatrix} \mathbf{a}_k \\ a_j \end{pmatrix} \text{ en de matrix } \mathbf{X} \text{ in } (\mathbf{X}_k \mathbf{X}_j)$$

met in \mathbf{a}_k en \mathbf{X}_k alle elementen die geen betrekking hebben op de verklarende variabele x_j .

Het model kan nu geschreven worden als:

$$\mathbf{y} = \mathbf{X}\mathbf{a} + \mathbf{e} = \mathbf{X}_k\mathbf{a}_k + \mathbf{X}_j a_j + \mathbf{e} \quad (\in \mathbf{a}_k \neq 0) \quad (3.25)$$

Dit wordt het volledige model genoemd. Volgens de kleinste kwadraten-schatting geldt daarvoor:

$$\hat{\mathbf{a}} = (\mathbf{X}'\mathbf{X})^{-1}\mathbf{X}'\mathbf{y} \quad (3.26)$$

met $\hat{\mathbf{a}}$ de geschatte waarden van $(a_0 \dots a_n)'$. Met een ' wordt de getransponeerde aangegeven. Voor SS_r geldt nu:

$$SS_r(\mathbf{a}) = \hat{\mathbf{a}}'\mathbf{X}'\mathbf{y} \quad (3.27)$$

met n vrijheidsgraden en voor:

$$MS_e = \frac{SS_e}{m-n} = \frac{\mathbf{y}'\mathbf{y} - \hat{\mathbf{a}}'\mathbf{X}'\mathbf{y}}{m-n} \quad (3.28)$$

Om de bijdrage van de regressiecoëfficiënt a_j te zien wordt ook het gereduceerde model bekeken, waarvoor geldt $a_j = 0$. Hiervoor geldt:

$$SS_r(\mathbf{a}_k) = \hat{\mathbf{a}}_k' \mathbf{X}_k' \mathbf{y} \quad \text{met } n-1 \text{ vrijheidsgraden} \quad (3.29)$$

Nu geldt:

$$SS_r(\mathbf{a}|\mathbf{a}_k) = SS_r(\mathbf{a}) - SS_r(\mathbf{a}_k) \quad \text{met } 1 \text{ vrijheidsgraad} \quad (3.30)$$

We kunnen nu toetsen of $a_j = 0$. Als toetsingsgrootte voor de F-toets dient:

$$F_0 = \frac{SS_r(\mathbf{a}|\mathbf{a}_k)}{MS_e} \quad (3.31)$$

Indien $F_0 > F_{\alpha, 1, m-n}$ dan wordt H_0 verworpen en is niet aantoonbaar dat $a_j = 0$. Met α wordt het betrouwbaarheidsniveau aangegeven en met 1 en $m-n$ de vrijheidsgraden; m en n liggen vast. Door α te kiezen kan met een gegeven betrouwbaarheidsniveau worden getoetst of $a_j = 0$.

Bij het opstellen van het regressiemodel is gebruik gemaakt van een subroutine uit het IMSL-pakket (IMSL, 1984). De routine RLSEP heeft de mogelijkheid om met behulp van een voorwaartse stapsgewijze selectie van variabelen een "optimaal" model op te bouwen. Dit houdt in dat stapsgewijs telkens die variabele aan het model wordt toegevoegd, die volgens de bovenomschreven F-toets de grootste kans op verwerping van de nulhypothese oplevert. Dit groeiproces stopt wanneer alle variabelen die nog niet in het model zijn opgenomen een kans van meer dan 95% hebben dat $a_j = 0$. Mocht gedurende dit groeiproces blijken dat een eerder toegevoegde variabele zodanig "terugzakt", dat de kans op accepteren van H_0 ($a_j = 0$) groter is dan 95%, dan wordt deze automatisch weer uit het model geschrapt. Er vindt dus tegelijk een achterwaartse eliminatie plaats.

Als uitgangspunt voor de multiple lineaire regressie geldt, dat de relatie tussen y en x_j lineair is. Is dat niet direct het geval, dan kan via een transformatie van een of meer verklarende variabelen x_j een intrinsiek lineair model ontstaan. Om de extrema in een aantal verklarende variabelen wat minder groot te maken is een aantal worteltransformaties toegepast: in plaats van x_j werd $\sqrt{x_j}$ in het model opgenomen. Uit SS_e of uit R^2 kan dan worden afgeleid of de transformatie tot een verbetering van het model heeft geleid.

Een voorwaarde voor de regressieanalyse is een constante variantie van de residuen, onafhankelijk van y . Is de afhankelijke variabele y niet normaal verdeeld – en dat is voor de afvoersom het geval – dan is het risico groot dat aan deze voorwaarde niet wordt voldaan. Om dat te corrigeren kan een transformatie op y worden toegepast. Daarbij is gekozen voor een klasse van transformaties zoals gedefinieerd door Box en Cox (1964) maar herschaald met het geometrische gemiddelde. Dit ten behoeve van de vergelijkbaarheid van de resultaten (Montgomery, Peck, 1982):

$$\left\{ \begin{array}{ll} y_{(\lambda)} = \frac{y^{\lambda} - 1}{\lambda y^{\lambda-1}} & \lambda \neq 0 \\ y_{(\lambda)} = \hat{y} \ln y & \lambda = 0 \end{array} \right. \quad (3.32)$$

met:

$y_{(\lambda)}$ = de getransformeerde van y ; deze is afhankelijk van de waarde van λ

λ = de transformatiefactor

\hat{y} = geometrisch gemiddelde = $\exp\left(\frac{\sum_{i=1}^m \ln y_i}{m}\right)$

De beste waarde voor λ is die, waarvoor SS_e een minimum bereikt. Daartoe wordt SS_e voor verschillende waarden van λ berekend en wordt daaruit het optimum afgeleid. Voor de interpretatie van de regressie-resultaten mag **niet** gelet worden op R^2 wegens vertekening door de transformatie (Montgomery, Peck, 1982).

Eenvoudige waarden van λ (0; 0,5; 1; 2) hebben als voordeel dat de transformatie duidelijk interpreteerbaar is als logtransformatie, worteltransformatie, enz. De gebruikte transformaties zijn daartoe beperkt gebleven.

3.7.3.2. De modelresultaten

In de tabellen 3.8 a, b en c zijn de berekende parameters \hat{a}_j weergegeven. De kans dat $a_j = 0$ is aangegeven indien deze groter was dan 0,01. Indien een x_j werd getransformeerd is dit aangegeven door een $\sqrt{\quad}$ -teken voor \hat{a}_j . Bij de vergelijkingen waar een Box-Cox transformatie werd toegepast is de waarde van λ opgegeven in de laatste kolom; waar geen waarde staat aangegeven is de afvoersom niet getransformeerd. Alleen de gegevens van correct waargenomen regenbuien met $Q > 1$ mm en $P_{z \text{ atv}} < 4$ mm zijn in de berekeningen betrokken.

Tabel 3.8. Regressiecoëfficiënten voor de relatie tussen de afvoersom Q en de andere variabelen uit het buienboek voor (a) Pampus-Blokkerhoek, (b) Noorderwagenplein en (c) Bastion. De regressiecoëfficiënten zijn geschat voor de volgende variabelen:

- dwp = lengte droogweeperperiode (d)
 P_{afv} = neerslagsom tijdens afvoer (mm)
 p_{max} = maximale neerslagintensiteit ($l \cdot s^{-1} \cdot ha^{-1}$)
 $P_{z\ afv}$ = neerslagsom zonder afvoer (mm)
 q_{max} = maximale afvoerintensiteit ($l \cdot s^{-1} \cdot ha^{-1}$)
 \bar{q} = gemiddelde afvoerintensiteit ($mm \cdot h^{-1}$)
dQ = duur van de afvoer (min)
 $\hat{\sigma}_e$ = standaardafwijking van de residuen (mm)

a. Pampus-Blokkerhoek (aantal buien: 846; $\bar{Q} = 5,31$ mm)

model nr.	a_0	dwp	P_{afv}	p_{max}	$P_{z\ afv}$	q_{max}	\bar{q}	dQ	R^2	SS _r mm ²	SS _e mm ²	MS _e mm ²	$\frac{\hat{\sigma}_e}{\bar{Q}} \cdot 100\%$	λ
1	-2,1303	,0166* (,46)	,5487*	,0012* (,01)	-,3647*	,0155*	4,3635*	,0015*	,948	23855	1308	1,56	23,5	
2	-2,1438	0	,5486	,0012 (,01)	-,4097	,0155	4,3638	,0015	,948	23854	1309	1,56	23,5	
3	-,9896	0	,6914	-,0017 (,01)	-,5845	,0138 (,02)	2,1209		,933	23481	1683	2,00	26,6	
4	-1,1350	0	,6535	-,0018	-,5167	,0491		,0007	,933	23482	1682	2,00	26,6	
5	-2,1760	0	,5488	0	-,4468		4,6941	,0015	,947	23838	1326	1,58	23,6	
6	-,6225		,7288*	,0004* (,44)	-,7055*				,924	23249	1914	2,27	28,4	
7	-1,0546		,6959	,0009 (,07)				,0005	,924	23252	1912	2,27	28,4	
8	-,7980		,7033		-,6751			,0004	,926	23292	1872	2,22	28,0	1,0
9	-,8613		,6961	,0009	-,6799			,0004	,926	23300	1864	2,22	0	
10	-,8144	(,05)	,7298	,0003 (,53)					,922	23198	1966	2,33	28,7	
11	-,6051		,7305*		-,7024*				,924	23248	1916	2,27	28,4	

model nr.	a_0	dwp	P_{atv}	P_{max}	$P_{z,atv}$	q_{max}	\bar{q}	dQ	R^2	SS_r mm ²	SS_o mm ²	MS_e mm ²	$\frac{\hat{\sigma}_e}{\bar{Q}} \cdot 100\%$	λ
12	-,7992		,7312						,922	23197	1967	2,33	28,7	
13	-7,2677	√4,3249*		-,9123*			,0011*	,836	,836	21029	4135	4,91	41,7	
14	-,6755		,7040*	√-,7738*			,0004*	,926	,926	23301	1863	2,21	28,0	
15	-1,1512		,7110*	-,6784*			√,0228*	,925	,925	23273	1891	2,25		
16	-1,0263		,7116*	√-,7792*			√,0227*	,925	,925	23282	1882	2,23	28,1	
17	-5,8164		1,2783*	-,12786*			,0007*	,858	,858	76687	12680	15,06	73,9	1,5
18	,2688		,4521*	-,4172*			,0003*	,864	,864	9724	1528	1,81	31,8	0,5
19	1,7925		,3402*	-,3074*			,0003*	,714	,714	5633	2258	2,68	33,8	0,0
20	3,4771		,2970*	-,2713*	(,05)		,0003*	,554	,554	4448	3584	4,26	33,2	-0,5
21	,3512		,4526*	√-,4945*	(,18)		,0003*	,865	,865	9729	1523	1,81	31,7	0,5

* geforceerd in model opgenomen
 √ wortelgetransformeerde van verklarende variabele
 (,05) kans op accepteren $H_0: a_i = 0$
 0 door stapsgewijze regressie buiten model geplaatst

b. Noorderwagenplein (aantal buien: 986; $\bar{Q} = 4,22$ mm)

model nr.	a_0	dwp	P_{div}	P_{max}	$P_{z,av}$	q_{max}	\bar{q}	dQ	R^2	SS_r mm ²	SS_e mm ²	MS_e mm ²	$\frac{\hat{\sigma}_e}{\bar{Q}} \cdot 100\%$	λ
1	-1,2977	-,0551*	,5785*	-,0018*	-,3223*	,0197*	1,330*	,0013*	,924	14550	1205	1,23	26,3	
2	-1,2977	-,0551	,5785	-,0018	-,3223	,0197	1,330	,0013	,924	14550	1205	1,23	26,3	
3	-,7558	-,0597	,6526	-,0020	-,3152	,0233	,6174		,908	14306	1450	1,48		
4	-1,0046	-,0526	,6192	-,0020	-,2860	,0431		,0009	,915	14424	1332	1,36	27,7	
5	-1,3170	-,0576	,5719	0	-,3734		1,7304	,0013	,921	14509	1247	1,27	26,8	
6	-,5151		,6789*	,0015*	-,5540*				,891	14031	1725	1,76	4	
7	-,8363		,6522	,0020				,0006	,892	14048	1707	1,74	31,3	
8	-,5705		,6666		-,5477			,0005	,892	14054	1702	1,73	31,2	1,0
9	-,6939		,6525	,0021	-,5558			,0006	,895	14096	1660	1,69	8	
10	-,6575		,6785	,0015					,888	13984	1772	1,80	31,8	
11	-,4440		,6862*		-,5480*				,889	14007	1749	1,78	,6	
12	-,5864		,6857						,886	13961	1795	1,82	32,0	
13	-5,8487	$\sqrt{3,8946}$	$\sqrt{3,8946}$ *		-,5654*			,0009*	,816	12860	2896	2,95	40,7	
14	-,4024		,6685*	$\sqrt{-,8105}$,0005*	,894	14079	1677	1,71	31,0	
15	-,6496		,6773*		-,5413*		$\sqrt{,0122}$ (,05)		,889	14013	1742	1,77	31,6	
16	-,4647		,6793*	$\sqrt{-,8137}$			$\sqrt{,0112}$ (,07)		,891	14041	1715	1,75	31,3	

model nr.	a_0	dwp	P_{atv}	p_{max}	$P_{z atv}$	q_{max}	\bar{q}	dQ	R^2	SS_r mm ²	SS_e mm ²	MS_e mm ²	$\frac{\hat{\sigma}_e}{\bar{Q}} \cdot 100\%$	λ
17	-4,3689		1,1509*		-,7562*			,0005* (,02)	,810	40912	9592	9,77	82,6	1,5
18	-,0494		,4475*		-,4599*			,0004*	,856	6428	1082	1,10	3,0	0,5
19	1,0576		,3470*		-,4317*			,0003*	,738	3894	1384	1,41	33,4	0,0
20	2,1816		,3065*		-,4431*			,0003*	,602	3049	2019	2,06	32,8	-0,5
21	,0614		,4488*		$\sqrt{-}$,6012*			,0004*	,857	6435	1075	1,09	,9	0,5

* geforceerd in model opgenomen
 $\sqrt{\quad}$ wortelgetransformeerde van verklarende variabele
(,05) kans op accepteren $H_0: a_j = 0$
0 door stapsgewijze regressie buiten model geplaatst

c. Bastion (aantal buien: 222; Q = 3,81 mm)

model nr.	a_0	dwp	P_{atv}	P_{max}	$P_{z atv}$	q_{max}	\bar{q}	dQ	R^2	SS_r	SS_e	MS_e	$\frac{\hat{\sigma}_e}{\bar{Q}} \cdot 100\%$	λ
1	-1,2843	-,0378* (0,7)	,4338*	-,0033*	-,1886* (0,5)	,0147* (0,5)	1,7470*	,0035*	,961	1903	78	,37	15,9	
2	-1,3085	0	,4323	-,0035	-,2653	,0157 (0,4)	1,7568	,0036	,960	1903	79	,37	15,9	
3	-,4632	-,0908	,5663	-,0022 (,01)	0	0	1,1204		,914	1812	170	,78	23,2	
4	-,3166	-,0732	,4919	-,0022 (,05)	0	,0641		,0023	,924	1832	150	,69	21,9	
5	-,13815	0	,4389	-,0024	-,2695		1,8770	,0036	,959	1901	81	,37	16,1	
6	,0409		,6041	,0018	-,4216				,890	1765	217	,99	26,2	
7	-,4424		,5467	,0035				,0020	,904	1790	191	,88	24,6	
8	-,1285		,5813		-,4017			,0015	,898	1780	202	,93	25,2	1,0
9	-,3036		,5478	,0034	-,3685			,0020	,907	1798	184	,85	24,2	
10	-,1060		,6048	,0019 (,01)					,886	1756	226	1,03	26,7	
11	,0947		,6158		-,4337				,888	1760	223	1,02	26,4	
12	-,0540		,6171						,883	1750	232	1,06	27,0	
13	-3,7437		$\sqrt{3,0846^*}$		-,4774*			,0014*	,841	1667	315	1,44	31,5	
14	-,0166		,5843*		$\sqrt{,6240^*}$,0015*	,901	1785	197	,90	24,9	
15	-,3028		,5950*		-,4170*			$\sqrt{,0321^*}$ (0,4)	,890	1764	218	1,00	26,2	
16	-,1823		,5981*		$\sqrt{,6477^*}$			$\sqrt{,0315^*}$ (0,4)	,893	1769	213	,98	25,9	

model nr.	a_0	dwp	P_{afv}	p_{max}	$P_{z afv}$	q_{max}	\bar{q}	dQ	R^2	SS _r	SS _e	MS _e	$\frac{\hat{\sigma}_e}{\bar{Q}} \cdot 100\%$	λ
17	-2,4781		,8252*		-,5241*			,0019*	,857	3545	590	2,70	53,3	1,5
18	-,1676		,4456*		-,3458*			,0012*	,882	1059	142	,65	28,1	0,5
19	,6772		,3731*		-,3386*			,0011*	,809	754	178	,82	28,0	0,0
20	1,6067		,3409*		-,3743*			,0011*	,703	643	272	1,25	28,3	-0,5
21	-,0614		,4483		√ -,5610*			,0012*	,886	1064	137	,63	27,6	0,5

* geforceerd in model opgenomen
 √ wortelgetransformeerde van verklarende variabele
 (.05) kans op accepteren $H_0: a_j = 0$
 0 door stapsgewijze regressie buiten model geplaatst

De modellen 1 tot en met 5 zijn slechts theoretisch interessant omdat gegevens over de afvoer zijn opgenomen als verklarende variabelen. In de praktijk beschikt men in het algemeen alleen over neerslaggegevens. Bij model 1 zijn alle beschikbare verklarende variabelen in het model opgenomen. Getuige R^2 en $\hat{\sigma}_e/\bar{Q}$ zijn de modelafwijkingen dan beperkt en is de voorspelling van goede kwaliteit. De aangegeven kansen op $a_j = 0$ duiden op een relatief geringe verklarende waarde van de duur van de droogweelperiode (dwp) en de maximale neerslagintensiteit (p_{max}) in twee van de drie meetgebieden. Bij het volledige model en automatische selectie (model 2) valt de variabele dwp voor deze twee meetgebieden weg. De som van de kwadraten van de residuen SS_e van model 2 is vrijwel gelijk aan die van model 1. De standaardafwijking van de residuen bedraagt 16 – 26% van de gemiddelde afvoersom.

Om te onderzoeken welke eigenschap van de afvoer nog de meeste verklarende waarde heeft, zijn q_{max} , de gemiddelde afvoer \bar{q} en de duur van de afvoer dQ in de modellen 3, 4 en 5 één voor één weggelaten. Model 3, waarin dQ is weggelaten, levert voor alle meetgebieden de slechtste resultaten. De duur van de afvoer is dus de belangrijkste van de drie afvoervariabelen. Dit is gunstig omdat aan de hand van de neerslaggegevens en een eenvoudig model voor de neerslag-afvoerrelatie al een redelijke schatting van dQ kan worden gemaakt. Door gebruik te maken van een dergelijke schatting van dQ kan de kwaliteit van de schatting van Q – en dus ook van de afvloeingscoëfficiënt – worden verbeterd.

Bij de volgende modellen zijn alleen de eigenschappen van de neerslag (P_{afv} , p_{max} en $P_{z\ afv}$) en dQ in beschouwing genomen. De modellen 6, 7 en 8 bevatten slechts 3 van de vier verklarende variabelen. Omdat P_{afv} in alle gevallen wel bekend zal zijn, is deze in alle modellen opgenomen. De modellen 7 en 8 zijn enigermate beter dan 6. Voor de modellen voor het Noorderwagenvlein en Pampus-Blokkerhoek is blijkens de som van de kwadraten van de residuen SS_e de variabele $P_{z\ afv}$ van een iets grotere verklarende waarde dan p_{max} ; voor het Bastion is dit omgekeerd. Wanneer alle vier de variabelen in het model worden opgenomen (model 9) wordt de modelkwaliteit iets, maar niet veel beter.

De modellen 10 en 11 hebben slechts twee verklarende variabelen. Het model waarin naast P_{afv} ook $P_{z\ afv}$ is opgenomen is een fractie beter dan dat met p_{max} . Tenslotte is in model 12 het meest eenvoudige model gekozen. Met alleen P_{afv} in het model worden nog steeds vrij redelijke resultaten geboekt. Bezien we de standaardafwijking van de residuen als fractie van \bar{Q} , $(\hat{\sigma}_e/\bar{Q}) \times 100\%$, dan bedraagt de toename tussen model 1 en model 12 voor Pampus-Blokkerhoek 5,2%, voor het Noorderwagenvlein 5,7% en voor het Bastion 11,1%. Door toevoeging van de andere verklarende variabelen wordt dus slechts een beperkte verbetering van het model verkregen. Daarom kan bij het schatten van de afvoersom per bui in het algemeen worden volstaan met een eenvoudig model.

De modellen, 13 tot en met 21, vormen een poging om het model met P_{afv} , $P_{z\ afv}$ en dQ verder te verbeteren door transformatie van de variabelen. In

de modellen 13, 14 en 15 is telkens één van de verklarende variabelen wortelgetransformeerd. Alleen transformatie van $P_{z\text{ afv}}$ levert een SS_e op die kleiner is dan die van het ongetransformeerde model (model 8). In model 16 zijn zowel $P_{z\text{ afv}}$ als dQ getransformeerd. Dit leverde geen beter model op. Vervolgens is in de modellen 17 tot en met 20 de afvoersom Q (de afhankelijke variabele in het regressiemodel) Box-Cox getransformeerd. Voor de beoordeling van die modellen mag alleen de kolom SS_e worden beschouwd; door herschaling zijn de andere getallen niet vergelijkbaar. De kwaliteit van het model met $\lambda = 1$ is volledig gelijk aan model 8. In alle gevallen geeft $\lambda = 0,5$ – dus een worteltransformatie van de afvoersommen – het beste model. Voor het Noorderwagenveld is dit resultaat zelfs beter dan het volledige (maar ongetransformeerde) model 1. Een combinatie van de worteltransformatie van de afvoersom en die van $P_{z\text{ afv}}$ ligt nu voor de hand. Zoals bij model 21 is aangegeven levert dit alleen voor het Bastion een substantiële verbetering. Voor de twee andere gebieden verslechtert het resultaat niet. Conclusie moet dus zijn dat in het model zowel de te berekenen afvoersom als $P_{z\text{ afv}}$ het best wortelgetransformeerd kunnen worden.

Bezien we vervolgens de waarden van de modelparameters. Het eenvoudigste model (12) leent zich goed voor een analyse: de intercept a_0 ligt bij Pampus-Blokkerhoek, het Noorderwagenveld en het Bastion op respectievelijk $-0,80$, $-0,57$ en $-0,05$. Dit heeft te maken met het **kleinste** initiële verlies dat in het gebied aanwezig is. Is dit kleinste verlies opgevuld, dan komt namelijk de afvoer op gang. Dit zou voor de meetgebieden dus respectievelijk circa 0,8, 0,6 en 0,05 mm bedragen. Aan de lage waarde van het Bastion zijn zeker de hellende astbestcementen daken debet. In de twee andere gebieden zijn alle verharde oppervlakken vrijwel vlak, zodat het kleinste initiële verlies groter is.

De richtingscoëfficiënt in model 12 bedraagt respectievelijk 0,73, 0,69 en 0,62. Dit sluit aan bij de frequentieverdelingen van de afvloeiingscoëfficiënten, zoals weergegeven in figuur 3.15. Bij een buigrootte van 7,5 mm levert het model afvloeiingscoëfficiënten van respectievelijk 0,62, 0,61 en 0,61.

In model 11 zien we dat $P_{z\text{ afv}}$ een "negatieve" uitwerking heeft op de afvoersom, zij het dat dit enigermate gecompenseerd wordt doordat de intercept met ca. 0,15 mm is verhoogd ten opzichte van model 12.

De rol van de maximum neerslagintensiteit p_{max} is in de modellen beperkt. Verwacht zou worden dat bij hogere neerslagintensiteiten de afgevoerde hoeveelheid relatief groter zal zijn. De modellen 6, 7, 9 en 10 geven dit ook aan. In de modellen 1 tot en met 5 dient p_{max} waarschijnlijk om een overschatting van de afvoersom door een of meer andere variabelen enigszins op te vangen.

De lengte van de voorafgaande droogweelperiode heeft een verminderende werking op de afgevoerde hoeveelheid. q_{max} , \bar{q} en dQ hebben alle het verwachte vergrotende effect op de afgevoerde hoeveelheid.

Als belangrijkste conclusie uit deze modelbenadering kan worden gesteld dat de afvoersom redelijk goed te schatten is uit de neerslaggegevens. Wel

loont het de moeite om de te schatten afvoersom en $P_{z\text{ afv}}$ te worteltransformeren. Andere verklarende variabelen dan P_{afv} , $P_{z\text{ afv}}$ en dQ in het model onderbrengen levert geen grote verbetering van de kwaliteit van de schatting.

3.7.3.3. Vergelijking met andere resultaten

De bovenstaande resultaten kunnen worden vergeleken met de resultaten van twee vergelijkbare studies in het buitenland en met een eerdere studie op basis van het gegevensmateriaal uit Lelystad.

In het kader van de ontwikkeling van een nieuwe rioolontwerpprocedure zijn in Engeland in totaal 510 metingen aan buien verricht in 17 meetgebieden. (Working Party on the Hydraulic Design of Storm Sewers, 1981). De spreiding van de resultaten tussen de meetgebieden onderling is waarschijnlijk de oorzaak van de lage correlatiecoëfficiënt die voor een schatting van de afvloeingscoëfficiënt wordt gevonden bij toepassing van de optimale vergelijking

$$C_t = 0,829 P_p + 25,0 \text{ SOIL} + 0,078 \text{ UCWI} - 20,7 \quad (3.33)$$

met:

- C_t = afvloeingscoëfficiënt t.o.v. het **totale** gebied
- P_p = percentage terrein dat afwatert op het riool (20 – 70%)
- SOIL = coëfficiënt voor het bodemtype (0,15 – 0,45)
- UCWI = urban catchment wetness index (0 – 300)

De vergelijking heeft een multiple correlatiecoëfficiënt R^2 van slechts 0,57.

Opvallend in deze vergelijking is:

- De afvloeingscoëfficiënt is gedefinieerd ten opzichte van het totale gebied, waardoor het percentage verhard, op het riool afwaterend gebied de belangrijkste variabele in de vergelijking is.
- De omvang van de bui komt niet in de vergelijking voor, omdat deze geen significant effect op C_t had.
- De rol van de variabele UCWI in het Engelse model is vergelijkbaar met die van $P_{z\text{ afv}}$ in de hier beschreven modellen.

Door Melanen en Laukkanen (1981) is uitvoerig onderzoek verricht naar de afvoer van 7 meetgebieden in Finland, waarvan het verhardingspercentage varieerde tussen 19 en 67% en de oppervlakte tussen 13 en 40 ha. Het aantal metingen liep uiteen van 71 tot 168 per meetgebied, met een totaal van 835. Ook zij vonden goede resultaten met het model

$$Q = a_0 + a_1 P \quad (3.34)$$

met P de neerslagsom per bui en a_0 en a_1 modelparameters zoals in model 12 uit tabel 3.9.

En ook zij verkregen slechts marginale verbetering door andere variabelen aan het model toe te voegen. De waarden van de intercept a_0 varieerde

daar tussen de $-0,35$ en de $-0,82$, afgezien van één meetgebied waar problemen waren bij de metingen omdat ook water van elders via hetzelfde meetpunt werd afgevoerd. De richtingscoëfficiënt a_1 heeft, zoals we zagen, een sterke relatie met de afvloeiingscoëfficiënt. De richtingscoëfficiënt bedroeg voor drie woonwijken in Finland $0,69$, $0,69$ en $0,84$; voor twee centrumzones $0,89$ en $0,92$ en voor een industrieterrein met aantoonbare, regelmatig optredende afvoer vanaf onverhard gebied $1,13$. Voor de Lelystadse meetgebieden bedroegen de richtingscoëfficiënten respectievelijk $0,73$, $0,69$ en $0,61$. Overigens werden alle Finse neerslagmetingen verricht met een Hellmann-pluviograaf. Als gevolg van een onderschatting van de neerslagsom door dit apparaat kunnen de afvloeiingscoëfficiënten iets hoger uitvallen dan ze in werkelijkheid zijn. Johansen (1985) meldt soortgelijke resultaten voor drie meetgebieden in Denemarken. Voor a_0 vindt hij de waarden $-0,46$, $-0,50$ en $-0,58$; voor a_1 de waarden $0,91$, $0,80$ en $0,77$. De Finse en Deense resultaten sluiten daarmee volledig aan bij de Lelystadse.

Melanen en Laukkanen hebben met succes getracht het model voor elk meetgebied afzonderlijk te verbeteren door transformatie van de verklarende variabelen. Genomen over alle metingen in de zeven Finse meetgebieden leidden zij als regressievergelijking voor Q af:

$$Q = -1,22 + 0,309P + 0,026P_p - 0,0007dP - 0,0009dwp \quad (3.35)$$

met:

- Q = afvoersom (mm over het totale gebied)
- P = neerslagsom (mm)
- P_p = verhardingspercentage (%)
- dP = duur van de neerslag (min)
- dwp = duur voorafgaande droogweeperiode (h)

met $R^2 = 0,775$. Geen van de variabelen in deze vergelijking is dus getransformeerd.

Hoewel in Lelystad in drie gebieden is gemeten, is ervan afgezien om één regressievergelijking voor alle drie de gebieden op te stellen. Gezien de verliesprocessen is een dergelijke vergelijking uit theoretisch oogpunt dubieus. Zo wordt in de vergelijkingen (3.33) en (3.35) bijvoorbeeld geen onderscheid gemaakt tussen een 100% met klinkers en een 100% met asfalt verhard oppervlak, terwijl die toch fundamenteel verschillen met betrekking tot de verlies-eigenschappen. Het is fundamenteel onjuist de gegevens van twee zulke gebieden samen te voegen en daaruit één regressievergelijking af te leiden, omdat dan van een niet-homogene verzameling van waarnemingen wordt uitgegaan. Voor de drie meetgebieden in Lelystad geldt dezelfde redenering. Samenvoegen tot één regressievergelijking blijft dus achterwege.

Redelijk goede schattingen van de afvoersom per bui werden voor de afzonderlijke meetgebieden in Lelystad gerapporteerd door Van den Berg, De Jong e.a. (1977). Deze waren gebaseerd op een veel kleiner gegevensbestand dan nu is gebruikt. Uitgegaan werd van buien groter dan 2 mm.

Voor Pampus-Blokkerhoek beschikte men over 128 buien, voor het Noorderwagenvlein over 144. De volgende vergelijkingen werden toen onderzocht:

$$1. Q = a_0 + a_1 p \quad (3.36)$$

$$2. Q = a_0 + a_1 p + a_2 \ln(dQ) \quad (3.37)$$

$$3. Q = a_0 + a_1 p + a_2 \ln(dwp + 0,1) \quad (3.38)$$

$$4. Q = a_0 + a_1 p_1 + a_2 p_2 \quad (3.39)$$

$$5. Q = a_0 + a_1 p_1 + a_2 p_2 + a_3 \ln(dQ) + a_4 \ln(dwp + 0,1) \quad (3.40)$$

met:

Q = afvoersom (mm)

p = gemiddelde neerslagintensiteit ($\text{mm} \cdot \text{h}^{-1}$)

dQ = duur van de afvoer (h)

dwp = duur van de voorafgaande droogweeperiode (h)

p₁ = gemiddelde neerslagintensiteit $\leq 5 \text{ mm} \cdot \text{h}^{-1}$

p₂ = gemiddelde neerslagintensiteit $> 5 \text{ mm} \cdot \text{h}^{-1}$

De resultaten van deze modellen zijn samengevat in tabel 3.9.

Tabel 3.9. Modelparameters en multiple correlatiecoëfficiënten voor enige regressiemodellen voor het schatten van de afvoersom (Van den Berg, De Jong, Schultz, 1977)

vergelijking	gebied*	R ²	modelparameters					
			a ₀	a ₁	a ₂	a ₃	a ₄	
1	a	0,96	-1,12	0,76				
	b	0,90	-0,64	0,70				
2	a	0,96	-0,72	0,79	-0,48			
	b	0,92	-0,44	0,75	-0,46			
3	a	0,96	-0,30	0,76	-0,30			
	b	0,90	-0,27	0,69	-0,13			
4	a	0,96	-1,08	0,72	0,84			
	b	0,92	-0,57	0,65	0,80			
5	a	0,96	-0,05	0,77	0,81	-0,32	-0,28	
	b	0,92	-0,11	0,69	0,78	-0,26	-0,13	

* a. Pampus-Blokkerhoek

b. Noorderwagenvlein

Zij merken op dat, behalve de neerslagintensiteit, de variabelen dQ en dwp nauwelijks bijdragen aan de schatting van Q. Voor wat betreft dwp komt dit overeen met de resultaten in paragraaf 3.7.3.2; de variabele dQ wordt daar echter iets meer verklarende waarde toegekend. De veranderingen in de parameters a₀ en a₁ van model 3 in vergelijking met model 1 zijn fysisch verklaarbaar: De afvloeiingscoëfficiënt verandert nauwelijks, terwijl de duur van de voorafgaande droogweeperiode vooral a₀ beïnvloedt. Uit de modellen 4 en 5 leidde zij af dat een hogere neerslagintensiteit ook rela-

tief meer afvoer tot gevolg heeft. Deze conclusies komen overeen met de hierboven beschreven ervaringen.

3.7.3.4 Analyse van de residuen

Een van de eisen aan een multiple lineair regressiemodel is, dat de residuen normaal zijn verdeeld. Om de eigenschappen van de residuen te onderzoeken zijn daarom in eerste instantie alle absolute waarden die groter of gelijk zijn aan 2,5 mm op lijsten gezet om te onderzoeken of uitbijters in het gegevensbestand het regressiemodel in belangrijke mate beïnvloedden. Daarnaast is de som van de residuen en de som van de kwadraten van de residuen SS_e berekend en ten slotte is de frequentieverdeling van de residuen vastgesteld. Dit alles is gebeurd voor de modellen 11, 12, 18 en 21 uit tabel 3.8 omdat die naar verwachting voor de praktijk het meest relevant zijn. Uitgegaan is van de parameters zoals die in tabel 3.8 a, b en c zijn aangegeven, plus het geometrisch gemiddelde van de afvoersom. Dit laatste ten behoeve van de Box-Cox transformatie van Q in de modellen 18 en 21. De sommen van de residuen en van de kwadraten van de residuen zijn aangegeven in tabel 3.10.

Tabel 3.10. Overzicht van de residu-sommen van de regressiemodellen 11, 12, 18 en 21 uit tabel 3.8

	model	11	12	18	21	aantal residuen
Pampus- Blokkerhoek	$\sum e_i$	0,08	0,24	-10,7	-12,8	
	SS_e	1916	1967	1528	1523	846
Noorderwagenplein	$\sum e_i$	0,32	0,11	-0,62	-6,1	
	SS_e	1749	1795	1082	1075	986
Bastion	$\sum e_i$	0,01	-0,02	1,17	-0,04	
	SS_e	223	232	142	137	222

De $\sum e_i$ vertoont in alle gevallen een afwijking van 0. In geen van de gevallen wordt dit veroorzaakt door belangrijke uitbijters. Het gemiddelde van de residuen \bar{e} blijkt statistisch niet significant van 0 te verschillen.

De relatieve frequentieverdeling van de residuen is grafisch weergegeven in figuur 3.16. Voor de modellen 18 en 21 blijken de verdelingen van de residuen enigszins scheef te zijn. Toetsing met behulp van een χ^2 -toets leverde op, dat ook de residuen niet normaal verdeeld zijn; ze zijn te scherp gepiekt rond de mediaan. Nadelige gevolgen heeft dit niet, daar (1) de afwijkingen beperkt zijn, (2) de residuen in de meeste gevallen wel symmetrisch verdeeld zijn en (3) de staarten van de kansverdelingen dun zijn in vergelijking tot de normale verdeling.

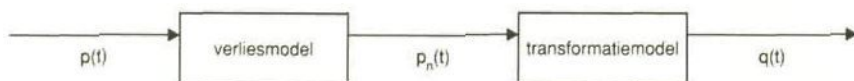
4. Modellen voor de relatie tussen neerslag en rioolinloop

4.1. Opzet van de modellering

In het voorgaande hoofdstuk is ingegaan op de neerslagverliezen die kunnen optreden gedurende het afvoerproces. In dit hoofdstuk wordt de relatie tussen het verloop van de neerslag en de rioolinloop zo goed mogelijk beschreven met behulp van een aantal modellen. Daarbij gaat het niet om de statistische eigenschappen van de componenten maar om een omvormingsrelatie. Men gebruikt hiervoor deterministische modellen en geen stochastische. Binnen de groep van deterministische modellen bestaat een grote verscheidenheid. Ze kunnen uiteenlopen van zwarte-doos modellen tot volledig op de fysica stoelende modellen. In de zwarte-doos modellen wordt de relatie tussen de invoer en de uitvoer vastgelegd met behulp van wiskundig eenduidige relaties, zonder gebruikmaking van de fysische grondslagen. Zoekt men enige aansluiting bij de fysische processen, dan spreekt men van conceptuele of grijze-doos modellen. De uitkomsten van de zwarte- en grijze-doos modellen worden in belangrijke mate bepaald door de gebruikte modelparameters. Deze parameters zullen afhangen van de situatie waarin het model wordt toegepast. Vandaar dat deze modellen ook wel parametrische modellen worden genoemd. In volledig op de fysica stoelende modellen worden (vrijwel) alleen constanten met een fysische betekenis gebruikt.

Het is onmogelijk de afstroming van water naar het riool volledig fysisch te beschrijven. Daarvoor is de onregelmatigheid in het afstromingsoppervlak te groot. Daarom is men gedwongen parametrische zwarte- of grijze-doos modellen te gebruiken om de relatie tussen de neerslag en de rioolinloop vast te leggen.

In de modellen moet naast de verliescomponent ook de afstromingsvertraging worden opgenomen, die de neerslag ondervindt op haar weg naar de inlooppunten. Daartoe zijn dergelijke modellen opgebouwd uit twee deelmodellen: het verliesmodel en het transformatiemodel (zie figuur 4.1).



Figuur 4.1. Opbouw van de modellen voor de relatie tussen de neerslag $p(t)$ en de inloop $q(t)$. $p_n(t)$ is de netto neerslag

De uitvoer van deze modellen is de rioolinloop $q(t)$. Omdat het voor de transformatie van netto neerslag tot rioolinloop ondoenlijk is onderscheid te

maken tussen verschillende deeloppervlakken is daarbij gekozen voor onverdeelde (lumped) modellen.

Na het formuleren van een model volgt de **kalibratiefase**: De parameters van het model worden zodanig gekozen dat het resultaat van het model zo goed mogelijk aansluit bij de werkelijkheid. Daartoe worden de modelresultaten vergeleken met de werkelijkheid (het model wordt **geëvalueerd**) en wordt door aanpassing van de parameters het verschil geminimaliseerd. De kalibratiefase in deze studie wijkt in aanpak af van de gebruikelijke. Gebruikelijk is dat een model wordt gekalibreerd aan de hand van de gegevens uit één ijkperiode. Dit leidt tot één set van optimale parameters. Deze aanpak geeft evenwel geen inzicht in de gevoeligheid van de verschillende parameters voor verschillen in de omstandigheden tijdens de ijkperiode. De optimale waarden van de parameters zullen in werkelijkheid waarschijnlijk van moment tot moment verschillen ten gevolge van de met de tijd variërende toestand in het (meet)gebied.

Om aan dit bezwaar tegemoet te komen is hier gekozen voor een optimalisatie per bui. In de kalibratiefase zal voor tien buien de optimale set parameters worden bepaald. Uit deze tien sets wordt vervolgens één set overall beste parameters afgeleid. Daarbij is een keuze gemaakt uit de gemiddelden van de parameters, de medianen en voor de lineaire modellen ook de gemiddelde overdrachtsfunctie. Deze laatste is bepaald door de tien afzonderlijke overdrachtsfuncties te berekenen, hun ordinaten te middelen en deze gemiddelde functie te beschouwen als de reactie op een eenheidsinvoer. Uit deze eenheidsafvoergolf worden vervolgens de parameters van de gemiddelde overdrachtsfunctie berekend. Voor de keuze van de overall beste set van parameters uit gemiddelden, medianen en gemiddelde overdrachtsfunctie zijn de inloophydrogrammen van de genoemde tien buien met al deze parametersets berekend. De set die de hoogste gemiddelde modefficiëntie (zie vergelijking 4.2) opleverde is gekozen als overall beste set parameters.

Met de overall beste set parameters kan de inloop worden gesimuleerd (**simulatiefase**). Bij een – binnen redelijke grenzen – willekeurige invoer (bui) wordt dan berekend hoe de inloop zich bij benadering zal gedragen. Evaluatie van de resultaten van de simulatie geeft een indruk van de kwaliteit van een model. Voor de simulaties is zowel door Van de Ven, Van der Kloet en Van der Wal (1981) als hier gebruik gemaakt van dezelfde buien als in de kalibratiefase. Gebruikelijk is dat voor de kalibratie- en simulatiefase verschillende hydrologische gebeurtenissen worden genomen, met als doel een onafhankelijke beoordeling van de kwaliteit van het model. Maar, zoals hierboven aangegeven, wijkt de methode van kalibratie af van de gebruikelijke. Bij de keuze van de overall beste parameters uit de 10 beschikbare sets krijgt elke set maar een beperkt gewicht en hangt het resultaat af van de gekozen selectieprocedure. Zie bijvoorbeeld Van der Kloet en Van de Ven (1981). De overall beste parameterset is dientengevolge onafhankelijk van de buien waaruit ze afkomstig is. Daarom kan in de simulatiefase gebruik gemaakt worden van dezelfde hydrologische gebeurtenissen als in de kalibratiefase, terwijl toch van een onafhankelijke beoordeling kan worden gesproken.

Indien de modelparameters op grond van fysische processen en gebiedseigenschappen kunnen worden geschat, kan ook zonder de kalibratiefase met het model worden gesimuleerd. De resultaten zijn dan echter minder betrouwbaar, aangezien de afwijkingen van het model niet zijn geminimaliseerd. Bij het vooraf berekenen van de gevolgen van bepaalde ingrepen ontstaat een dergelijke situatie, waarbij de modelparameters moeten worden geschat. Vaak wordt dan teruggegrepen op eerdere, bekende gevallen en wordt overdraagbaarheid van de parameters verondersteld.

Bij de evaluatie worden de modelresultaten vergeleken met de werkelijkheid. Door de afwijkingen in maat en getal uit te drukken ontstaat de mogelijkheid om modelresultaten met de werkelijkheid en met elkaar te vergelijken. Als evaluatiecriteria zijn drie grootheden gebruikt, te weten:

1. De kwadraatsom van de residuen:

$$e = \int_0^T (q_w - q)^2 dt \cong \sum_{i=1}^{\frac{T}{\Delta t}} (q_{w,i} - q_i)^2 \cdot \Delta t \quad (4.1)$$

met:

- e = kwadraatsom van de residuen (L^2T^{-1})
- T = duur van de bui (= afvoergebeurtenis) (T)
- q_w = werkelijke rioolinloop (LT^{-1})
- q = berekende rioolinloop (LT^{-1})
- Δt = tijdstap van het model (T)
- i = tijdstap (-)

De integraalterm geeft een maat voor de continue afwijking; de sommatie wordt gebruikt bij discrete waarden, dus bij waarnemingen. Bij de modelkalibratie wordt e geminimaliseerd.

2. De modefficiëntie (te vergelijken met de coefficient of determination):

$$R^2 = \frac{S_0^2 - e}{S_0^2} \quad (4.2)$$

met daarin e conform (4.1) en:

$$S_0^2 = \int_0^T (q_w - \bar{q}_w)^2 dt \cong \sum_{i=1}^{\frac{T}{\Delta t}} (q_{w,i} - \bar{q}_{w,i})^2 \cdot \Delta t \quad (4.3)$$

waarbij:

$$\bar{q}_w = \frac{1}{T} \int_0^T q_w dt \quad \text{en} \quad \bar{q}_{w,i} = \frac{\sum_{i=1}^{T/\Delta t} q_{w,i}}{T/\Delta t} \quad 111$$

De grootheid S_0^2 is afgeleid van de initiële variantie, dit is de variantie van de residuen bij toepassing van het zeer eenvoudige model $q = \bar{q}_w$. In R^2 wordt dus de verbetering als gevolg van een verfijnder model afgezet tegen het eenvoudige model. Levert het verfijndere model geen verbetering, dan is R^2 nul; is de berekende inloop volledig gelijk aan de werkelijke, dan is het model perfect en R^2 is gelijk aan 1. De modefficiëntie geeft dus een indruk van de algemene kwaliteit van het model, waarbij grote afwijkingen relatief zwaar worden meegewogen. Omdat het model $q = \bar{q}_w$ zo extreem eenvoudig is gekozen, liggen de waarden van R^2 vaak relatief hoog, ook voor middelmatige neerslag-afvoermodellen. Maar aangezien het hier vooral gaat om een vergelijking tussen modellen onderling is de absolute grootte van R^2 van minder belang; R^2 zal dienen als een relatieve maatstaf.

De modefficiëntie is een maat voor de kwaliteit (performance) van het model en niet voor de eenvoud van het model en/of de berekeningen. R^2 geeft geen inzicht in het type afwijking, dus bijvoorbeeld of de residuen random zijn of gecorreleerd. Meer inzicht in het stochastisch gedrag van de afwijkingen geeft de autocorrelatiefunctie van de residuen. Omdat de modellen werden toegepast op tien afzonderlijke, korte buien is de betrouwbaarheid van daaruit bepaalde autocorrelatiefuncties vrijwel nihil. Een analyse van deze functies blijft daarom achterwege.

3. De afwijking in de gesimuleerde topinloop, zowel in tijd als in hoogte:

$$\Delta q_p = \frac{q_{w,p} - q_p}{q_{w,p}} \cdot 100\% \quad (4.4)$$

$$\Delta t_p = t_p - t_{w,p} \quad (4.5)$$

met:

Δq_p = afwijking in de hoogte van de topinloop in %

$q_{w,p}$ = werkelijke topinloop (LT^{-1})

q_p = berekende topinloop (LT^{-1})

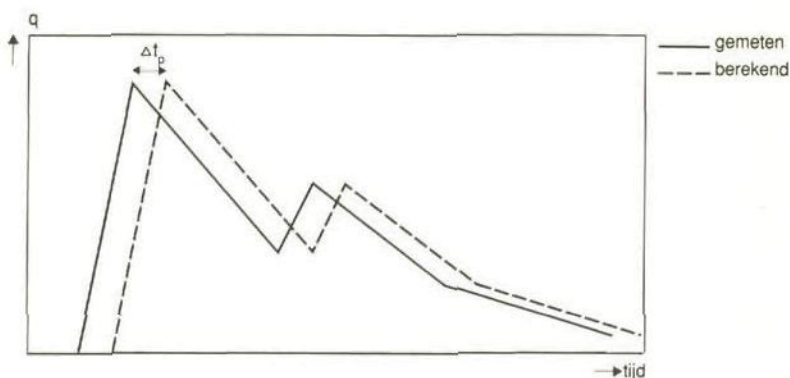
Δt_p = afwijking in het moment van optreden van de top (T)

t_p = berekend tijdstip (T)

$t_{w,p}$ = werkelijk tijdstip (T)

De afwijking Δq_p is van belang bij de evaluatie van het model met het oog op ontwerpafoeren. De topafvoeren moeten in dat geval met een redelijke nauwkeurigheid worden berekend, omdat de ontwerpafoer daarop zal worden gebaseerd (zie ook hoofdstuk 5).

De afwijking in het tijdstip waarop de inlooptop optreedt wordt niet procentueel gekwantificeerd omdat die fout zou afhangen van het vrij willekeurig gekozen begintijdstip $t = 0$. De afwijking Δt_p kan een indicatie geven of het transformatiemodel een voldoende vertraging van de afvoergolf geeft. Is dat niet het geval, dan kan R^2 sterk negatief worden beïnvloed. Bezien we daartoe het voorbeeld in figuur 4.2.



Figuur 4.2. Fictief voorbeeld van een berekend en een gemeten inloophydrogram.

In dit voorbeeld is sprake van identieke gemeten en berekende verlooplijnen die één tijdstap ten opzichte van elkaar zijn verschoven. Omdat de modefficiëntie afhangt van de kwadraatsom van de afwijkingen tussen deze twee lijnen is die in het voorbeeld laag, terwijl het nog maar de vraag is of men ongelukkig moet zijn met een dergelijk simulatieresultaat. Het is daarom aan te bevelen een criterium te ontwikkelen dat in staat is dergelijke problemen bij de interpretatie van een modefficiëntie te omzeilen.

Een model kan zowel bij de kalibratie als bij de simulatie worden geëvalueerd. Bij de kalibratie – dus met optimale parameters – geven e , R^2 , Δq_p en Δt_p de mate aan, waarin het best afgeregelde model in staat is het werkelijke verloop na te bootsen. Bij simulatieberekeningen met de overall beste parameters wordt een maat verkregen voor de nauwkeurigheid van het model in een voorspellingsberekening. De parameters zijn dan niet altijd optimaal aangepast aan de afzonderlijke gebeurtenissen. Adaptieve parameters – dus parameters waarvan de waarde wordt aangepast naar gelang de omstandigheden – zijn bij de transformatiemodellen niet toegepast.

Bij de studie zijn vier verliesmodellen en vijf transformatiemodellen betrokken, te weten:

Verliesmodellen

- proportioneel verliesmodel
- Φ -index model
- exponentieel verliesmodel
- uitgebreid verliesmodel

Transformatiemodellen

- Nash-model
- niet-lineaire reservoirmodel
- Laguerre-model
- Volterra-model
- eenheidsafvoergolf met kwadratisch programmeren

De studie is in twee fasen verricht. De eerste fase omvatte de volgende stappen:

1. De drie eerstgenoemde verliesmodellen zijn op hun merites onderzocht. Op basis daarvan is gekozen voor het exponentieel verliesmodel.

2. Met toepassing van het exponentieel verliesmodel zijn de vijf transformatiemodellen gekalibreerd voor de rioolinloop van de woonwijk Pampus-Blokkerhoek en het parkeerterrein Noorderwagenplein. De kalibratie vond plaats voor tien afzonderlijke buien. Uit die tien parametersets werden vervolgens de overall beste parameters voor elk gebied afgeleid.
3. Vervolgens zijn met alle transformatiemodellen de rioolinlopen voor dezelfde tien buien gesimuleerd met gebruikmaking van de overall beste parameters en is het simulatieresultaat vergeleken met de werkelijke inloop. R^2 , Δq_p en Δt_p geven dan een maat voor de kwaliteit van het model.
4. De modelresultaten zijn tenslotte vergeleken.

Over deze eerste fase is door Van de Ven, Van der Kloet en Van der Wal in 1981 gerapporteerd. In dat onderzoek bleef onduidelijk wat de invloed van het verliesmodel was op het uiteindelijke simulatieresultaat. Wellicht was juist het verliesmodel de flessehals voor het realiseren van betere resultaten.

In de tweede fase is daarom een nieuw verliesmodel ontwikkeld; het uitgebreid verliesmodel. Om vergelijking met het exponentieel verliesmodel mogelijk te maken moesten wederom de stappen 2 en 3 van fase 1 doorlopen worden. Een vergelijking van de simulatieresultaten heeft plaatsgevonden voor alle vijf de transformatiemodellen, om te bezien of de combinatie verliesmodel – transformatiemodel eveneens van belang is.

Na een beschrijving van de verliesmodellen zal de kalibratie ervan worden besproken. Na een korte beschrijving van de transformatiemodellen wordt het resultaat van de eerste fase weergegeven, waarna de berekeningen worden herhaald voor het uitgebreid verliesmodel. De invloed van het verliesmodel op de modelresultaten komt tot besluit van dit hoofdstuk aan de orde (paragraaf 4.8).

4.2. De verliesmodellen

Van de vier verliesmodellen die in deze studie zijn gebruikt, zijn de eerste drie al eerder geformuleerd (Kidd, 1978).

1. Proportioneel verliesmodel

Het verlies is een vaste fractie V_p van de neerslagintensiteit $p(t)$. V_p wordt berekend als:

$$V_p = \frac{P - Q}{P} \quad (4.6)$$

met

P = neerslagsom van de bui (mm)

Q = inloopsom van diezelfde bui (mm)

V_p is het complement van de afvloeiingscoëfficiënt $C = Q/P$. De netto neerslagintensiteit $p_n(t)$ wordt berekend als:

$$p_n(t) = p(t)(1 - V_p) = p(t) \cdot C \quad (4.7)$$

2. Φ -index model

De verliesintensiteit Φ wordt gedurende een gebeurtenis constant verondersteld.

$$\Phi = \frac{1}{T} (P - Q) + C \quad (4.8)$$

met

T = buiduur

$p_n(t) = p(t) - \Phi$ $p(t) > \Phi$

$p_n(t) = 0$ $0 \leq p(t) \leq \Phi$

C = correctieterm

Indien P en Q bekend zijn, wordt C gebruikt om de waterbalans sluitend te krijgen ($P_n - Q = 0$). De waarde van C wordt dan met een nulpuntszoeker bepaald. Is Q onbekend, dan wordt gesteld dat $C = 0$.

3. Exponentieel verliesmodel

Het verlies neemt exponentieel af met de neerslagsom, analoog aan de infiltratievergelijking volgens Horton (3.18). De verliesfractie op het tijdstip t_j gedurende een bui is:

$$V(t_j) = V_e + (V_0 - V_e) \exp(-\alpha n_j) \quad V(t_j) \leq 1,00 \quad (4.9)$$

met

V_e = verliesfractie voor $t \rightarrow \infty$; gesteld op $V_p/2$

V_0 = verliesfractie voor $t = 0$; gesteld op $2V_p$

$$n_j = \frac{\sum_{i=1}^j P_i}{P} \quad \text{waarin } P_i \text{ de neerslagsom voorstelt in de periode } (i-1)\Delta t \text{ tot } i\Delta t.$$

α = modelparameter die met behulp van een nulpuntszoeker wordt bepaald uit de voorwaarde

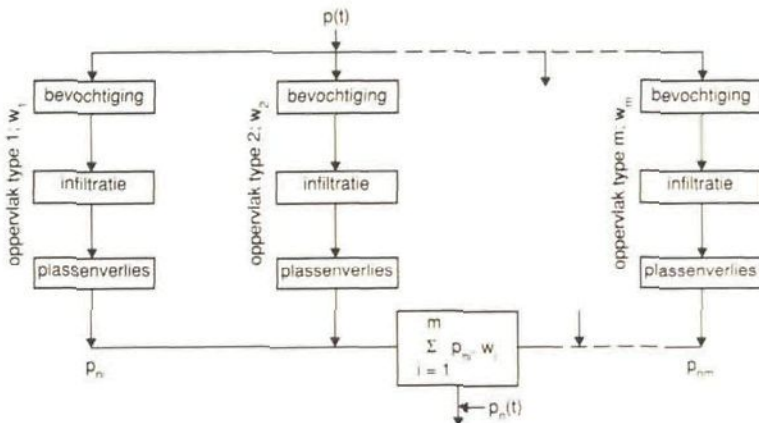
$$\int_0^T p_n(t) dt - Q = P_n - Q = 0$$

Nu is $p_n(t) = p(t)(1 - V(t))$. De aangegeven waarden voor V_0 en V_e zijn vrij willekeurig gekozen. Een fysische onderbouwing ervoor ontbreekt. Omdat uit de voorwaarde van een sluitende waterbalans al de parameter α wordt afgeleid en $p_n(t)$ niet uit metingen bekend is kunnen V_0 en V_e niet uit de me-

tingen worden afgeleid. Noodgedwongen zijn daarom voor V_0 en V_e de genoemde waarden gekozen.

4. Uitgebreid verliesmodel

In dit model zijn de drie belangrijkste verliezen – bevochtiging, infiltratie en plassenverlies – achter elkaar geschakeld. Omdat ze verschillen per type oppervlak wordt het verlies voor elk type afzonderlijk beschreven, waarna de resterende netto neerslag weer wordt gesommeerd, gewogen met de fractie van het totale oppervlak. Toevoer vanaf onverharde terreinen is in het model opgenomen door ook deze terreinen te onderscheiden als typen oppervlak. De modelstructuur is aangegeven in figuur 4.3.



Figuur 4.3. Opbouw van het uitgebreid verliesmodel; w_i is de fractie van het totale oppervlak

In het model zijn zeven typen oppervlak onderscheiden:

1. hellende daken;
2. platte daken;
3. asfalt;
4. klinkers, tegels;
5. gras, planten;
6. struiken, bomen;
7. overig onverhard.

Het type klinkers en tegels omvat alle doorlatende elementenverhardingen; dit in tegenstelling tot asfalt als ondoorlatend verhardingsmateriaal. Voor de oppervlaktypen 1. tot en met 3. is het infiltratieverlies nihil. Het interceptieverlies op onverharde, begroeide oppervlakken wordt gerekend tot het bevochtigingsverlies. Onder het type overig onverhard vallen onder andere braakliggende stukken grond.

Het bevochtigingsverlies omvat een vaste neerslagsom die aan het begin van de bui niet tot afstroming komt. Is het oppervlak eenmaal bevochtigd, dan start voor de oppervlaktypen 4 tot en met 7 het infiltratieverlies. Bij een voldoende hoge neerslagintensiteit is de infiltratie-intensiteit maximaal, dus verloopt deze ongeveer volgens de in paragraaf 3.2 beschreven rela-

ties. Is de maximale infiltratie-intensiteit groter dan de neerslagintensiteit, dan infiltreert alle neerslag, inclusief het wellicht nog in plassen geborgen water.

Om het infiltratieproces in het model te brengen is een schijnbare infiltratietijd ingevoerd, die is afgestemd op de werkelijk geïnfiltreerde hoeveelheid. (MIs, 1980). Dus als bijvoorbeeld voor klinkers en tegels

$$I_{cum} = \sqrt{at + b} - c \quad (3.16)$$

en als er na t minuten l mm water is geïnfiltreerd waarbij $l < I_{cum}(t)$, dan wordt de schijnbare infiltratietijd t_s :

$$t_s = \frac{(l + c)^2 - b}{a} \quad t_s \leq t \quad (4.10)$$

en is de infiltratie-intensiteit op het tijdstip t :

$$f(t) = \frac{dI_{cum}}{dt} = \frac{a}{2\sqrt{at_s + b}} \quad (4.11)$$

Voor de infiltratie-vergelijkingen voor de oppervlaktypen 5, 6 en 7 is op identieke wijze een schijnbare infiltratietijd gebruikt.

Gaat aan het begin van de bui niet alle neerslag verloren door bevochtiging en infiltratie, dan worden de plassen gevuld. Er ontstaan grote en kleine plassen. De kleinere gaan eerder water afvoeren dan de grote. Daarom is voor elk type oppervlak het plassenverlies in drie delen verdeeld: 1/3 deel van het oppervlak met een kleiner verlies, 1/3 deel met een gemiddeld verlies en 1/3 deel met een groter verlies. Resultaat is, dat niet gelijk het hele oppervlak gaat bijdragen aan de netto neerslag – en dus aan de afvoer –, maar dat dit in stappen gebeurt. De waarden van het grotere en kleinere verlies zijn arbitrair bepaald omdat gegevens over de plas-grootteverdeling niet voorhanden zijn.

In de eerste drie verliesmodellen worden de waarden van V_p , Φ en $V(t)$ niet alleen bepaald door de neerslag, maar tevens door de inloopsom Q ; bij het uitgebreid verliesmodel is dit niet noodzakelijkerwijze het geval. Voor droge begincondities kunnen de parameters voor het bevochtigings-, infiltratie- en plassenverlies ook uit de literatuur en de in hoofdstuk 3 beschreven resultaten worden afgeleid. Is Q wel bekend dan wordt uiteraard een sluitende waterbalans verlangd, dus $P_n = Q$. Daartoe wordt:

- het bevochtigingsverlies en het plassenverlies zo goed mogelijk ingeschat, gegeven de begincondities zoals de duur van de voorafgaande droogweelperiode en de neerslagsom die daarvoor is gevallen;
- het infiltratieverlies voorzien van een zogenaamde "natheidsfactor" (CALFAC) waarmee I_{cum} kan worden vermenigvuldigd, omdat de infiltratie-intensiteit afhangt van de "natheidstoestand" van het gebied;
- een correctiefactor (CORFAC) toegepast op P_n om de waterbalans sluitend te maken; $CORFAC = P_n/Q$ en dus $Q = P_n/CORFAC$.

De onder a en b genoemde waarden worden zodanig gekozen dat de correctiefactor de waarde 1 benadert. Een correctiefactor groter dan 1 betekent dat het verlies te klein is ingeschat en dus de berekende P_n te groot is; een waarde kleiner dan 1 geeft aan dat het in rekening gebrachte verlies te groot is.

4.3. Kalibratie van de verliesmodellen

Zoals al in paragraaf 4.1 is aangegeven, zijn de modellen toegepast op tien buien voor de meetgebieden Pampus-Blokkerhoek (woonwijk) en Noorderwagenvleugel (parkeerterrein). Deze tien buien werden geselecteerd op basis van de volgende criteria:

- Alle neerslag moet zijn gevallen in de vorm van regen.
- De buiduur moet kort zijn; langdurige regens als gevolg van neerslagfronten zijn niet beschouwd omdat die vanwege hun lage neerslagintensiteit voor de benodigde hydraulische capaciteit van rioolstelsels niet maatgevend zijn.
- De neerslagsom moet groter zijn dan 5 mm en de afvoerpiek moet meer dan $1 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1} \cdot \text{km}^{-2}$ bedragen.
- Geen uitzonderlijke omstandigheden in de meetgebieden.
- De meetapparatuur moet ten tijde van de bui correct gefunctioneerd hebben.

De voornaamste eigenschappen van de tien buien zijn weergegeven in tabel 4.1. Het verloop van deze buien is grafisch weergegeven in bijlage 1.

Tabel 4.1. De belangrijkste eigenschappen van de tien geselecteerde buien

no.	datum	begin-tijdstip (h MET)	P (mm)	duur (min)	afvoer				n_t	P_{24h} (mm)
					woonwijk (mm) (%)		parkeerterrein (mm) (%)			
1	14-3-69	21.40	15,3	120	11,5	75	9,5	62	3	21,0
2	8-7-69	17.55	5,9	60	2,8	47	4,4	75	1	7,5
3	16-8-69	12.05	12,8	120	8,6	67	9,6	75	1	10,8
4	24-8-69	6.15	7,2	90	5,5	76	6,1	85	2	10,3
5	6-7-72	6.30	6,0	60	3,4	57	3,9	65	1	0,5
6	28-6-73	14.50	11,6	90	8,6	74	10,0	86	3	4,5
7	22-7-73	14.00	5,9	60	4,1	69	5,4	92	1	0,4
8	7-8-73	20.00	11,5	120	10,4	90	10,7	93	3	7,5
9	21-9-73	7.45	10,5	105	10,5	73	7,7	69	2	0,0
10	10-5-75	15.50	6,8	60	3,7	54	3,7	54	1	0,0

n_t = aantal toppen in de afvoer van het parkeerterrein

P_{24h} = neerslagsom in de voorafgaande 24 uur

In het proportioneel, het exponentieel en het Φ -index verliesmodel worden de parameters noodzakelijkerwijs gekalibreerd aan de hand van de waterbalans. Aangezien dit een aantal voor de hand liggende berekeningen vergt, wordt een verdere behandeling hier achterwege gelaten. Voor meer details, zie Van de Ven, Van der Kloet en Van der Wal (1981).

Voor de kalibratie van het uitgebreid verliesmodel is in eerste benadering een set parameters gekozen op basis van eerder verzamelde informatie, waarbij werd uitgegaan van "droge" begincondities. In tabel 4.2 zijn de gebruikte waarden voor het bevochtigingsverlies en het plassenverlies aangegeven; daaronder staan de gebruikte vergelijkingen voor de infiltratie vermeld.

Tabel 4.2. Waarden voor bevochtigings- en plassenverlies bij droge begincondities gebaseerd op gegevens in hoofdstuk 3, alsmede de oppervlakteverdeling van de verschillende typen oppervlak. Daaronder de toegepaste infiltratievergelijkingen

type oppervlak	bevochtigingsverlies (mm)	plassenverlies (mm)			opp. in woonw.	opp. op park. terrein %	
		(1)	(2)	(3)	%	voor 3/72	na 3/72
1. hellend dak	0,1	0,0	0,0	0,0	0	0	0
2. plat dak	0,5	1,0	2,0	3,0	13,3	0	0
3. asfalt	0,07	0,2	0,25	0,3	16,7	36	42
4. klinkers + tegels	0,7	0,7	0,9	1,1	11	56	51
5. gras	1,0	2,0	2,5	3,0	24	8	7
6. struiken	1,5	2,0	2,5	3,0	23	0	0
7. overig onverhard	0,0	2,0	2,5	3,0	12	0	0

$$\begin{aligned} \text{klinkers + tegels: } I_{\text{cum}} &= \sqrt{1,66 \cdot 10^{-3} t + 5,6 \cdot 10^{-3}} - 7,25 \cdot 10^{-2} \\ \text{gras} &: I_{\text{cum}} = 0,100 t + 7,5 \cdot 10^{-3} \cdot \{1 - \exp(-8 t)\} \\ \text{struiken} &: I_{\text{cum}} = 0,170 t + 14 \cdot 10^{-3} \cdot \{1 - \exp(-7,5 t)\} \\ \text{overig onverhard: } I_{\text{cum}} &= 0,135 t + 13,5 \cdot 10^{-3} \cdot \{1 - \exp(-9 t)\} \end{aligned}$$

I_{cum} in ($\text{m} \cdot \text{h}^{-1}$) en t in (h)

Was er verder niets bekend over de begincondities bij een bui, dan zou men met deze parameters de netto neerslag kunnen berekenen, onder aanname van droge begincondities. De dan benodigde correctiefactor (CORFAC) om een sluitende waterbalans te krijgen is een goede maat voor de betrouwbaarheid van deze benadering. In tabel 4.3 zijn deze correctiefactoren per bui aangegeven.

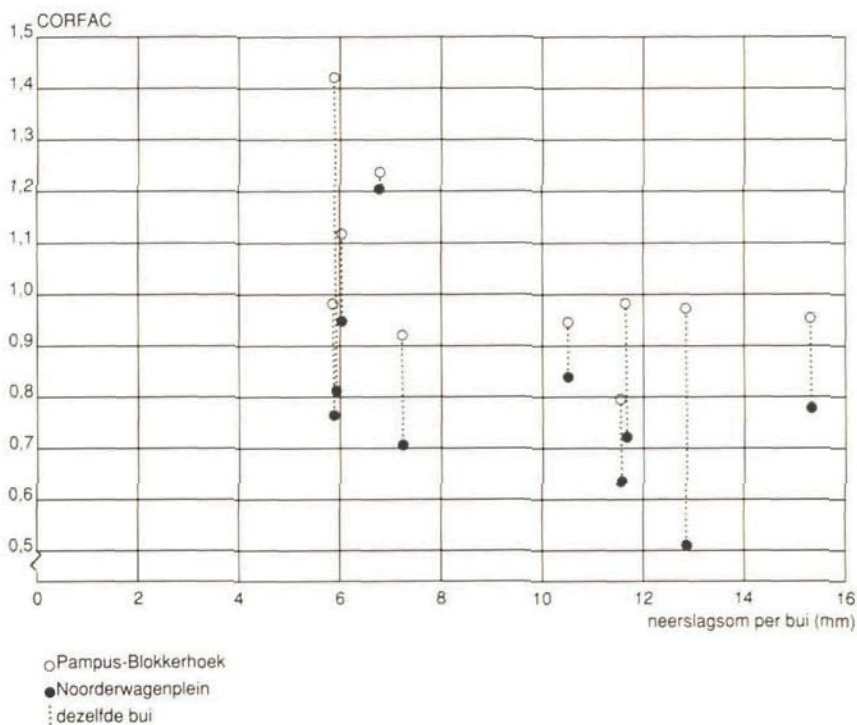
Uit het gewogen gemiddelde blijkt dat met name voor het Noorderwagenveld het verlies wordt overschat. Omdat is uitgegaan van droge begincondities is dat niet vreemd. In een viertal gevallen bleek het verlies te worden onderschat ($\text{CORFAC} > 1$). Een duidelijke verklaring daarvoor ontbreekt. De gemeten afvloeiingscoëfficiënten van deze vier buien blijken wel uitzonderlijk laag te zijn (zie tabel 4.1).

In de figuren 4.4 en 4.5 zijn de relaties uitgezet tussen CORFAC en respectievelijk de neerslagsom per bui en de neerslagsom in de 24 uur die voorafgaan aan de bui.

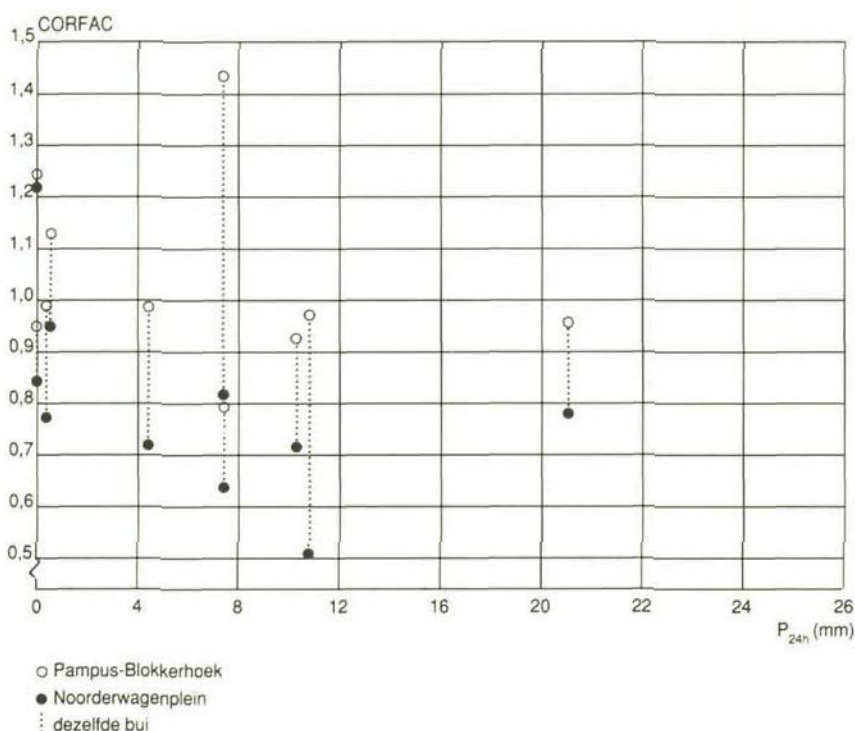
Tabel 4.3. Benodigde correctiefactoren voor een sluitende waterbalans bij toepassing van de parameters uit tabel 4.2, dus bij aanname van droge begincondities

Buinr.	CORFAC	
	woonwijk Pampus-Blokkerhoek	parkeerterrein Noorderwagenplein
1	0,95	0,78
2	1,43	0,81
3	0,97	0,51
4	0,92	0,71
5	1,12	0,95
6	0,98	0,72
7	0,99	0,77
8	0,79	0,63
9	0,94	0,84
10	1,24	1,21
gewogen gemiddelde*	1,00	0,76

* gewogen met de neerslagsom van elke bui (zie tabel 4.1)



Figuur 4.4. De relatie tussen de correctiefactor CORFAC en de neerslagsom.



Figuur 4.5. De relatie tussen de correctiefactor CORFAC en de neerslagsom in de voorafgaande 24 uur.

Uit deze figuren blijkt dat een relatie tussen CORFAC en de neerslagsom per bui niet duidelijk aanwezig is en dat CORFAC wellicht iets kleiner is wanneer de neerslagsom in de 24 uur die aan een bui voorafgaan groter is. Evident zijn de relaties evenwel niet.

Met de hiervoor beschreven ervaringen als achtergrond is getracht om per bui het uitgebreid verliesmodel te kalibreren, rekening houdend met de werkelijke begincondities. Gezien de grote hoeveelheid parameters is "handmatig" getracht voor elke bui een zodanige set parameters te kiezen dat CORFAC zo dicht mogelijk de waarde 1 benadert. Automatische optimalisatiemethoden zijn bij dergelijke modellen ongeschikt vanwege het grote aantal te schatten parameters, de fysische relaties daartussen en de beperkte oplossingsruimte. Bij een handmatige optimalisatie kan ook beter rekening worden gehouden met de achtergrondinformatie betreffende de fysische toestand van het gebied. De resultaten van deze kalibratie staan vermeld in tabel 4.4.

Tabel 4.4. Resultaten van de kalibratie van het uitgebreid verliesmodel

Bui no	datum	t _b	dQ (h)	P (mm)	P _{24h} (mm)	duur voorafgaande droogweelperiode (h)	situatie vóór droogweelperiode	CALFAC	BVV PLV							CORFAC w	p
									1	2	3	4	5	6	7		
5	6/7/72	6.30	1	6,0	0,5	ca. 60	ca. 10 mm regen in 3 dagen	1,00	0,1	0,5	0,07	0,1	1,0	1,5	0,0	0,999	1,041
									0,0	3,0	0,10	0,2	1,5	1,5	1,5		
									0,0	4,0	0,15	0,3	2,0	2,0	2,0		
									0,0	5,0	0,20	0,4	2,5	2,5	2,5		
7	22/7/73	14.00	1	5,9	0,4	ca. 25	ca. 20 mm in 2 dagen	0,60	0,1	0,5	0,07	0,1	1,0	1,5	0,0	1,001	0,909
									0,0	2,0	0,10	0,2	1,5	1,5	1,5		
									0,0	3,0	0,15	0,3	2,0	2,0	2,0		
									0,0	4,0	0,20	0,4	2,5	2,5	2,5		
9	21/9/73	7.45	1,75	10,5	0,0	ca. 36	ca. 10 mm op één dag na lange droogweelperiode	0,50	0,1	0,5	0,07	0,1	1,0	1,5	0,0	0,981	1,002
									0,0	2,0	0,10	0,2	1,5	1,5	1,5		
									0,0	3,0	0,15	0,3	2,0	2,0	2,0		
									0,0	4,0	0,20	0,4	2,5	2,5	2,5		
10	10/5/75	15.50	1	6,8	0,0	ca. 48	ca. 6 mm in 2 dagen	1,40	0,1	0,5	0,07	0,1	1,0	1,5	0,0	1,023	1,094
									0,0	3,0	0,10	0,2	1,5	1,5	1,5		
									0,0	4,0	0,15	0,3	2,0	2,0	2,0		
									0,0	5,0	0,20	0,4	2,5	2,5	2,5		
1	14/3/69	21.40	2	15,3	21,0	ca. 2	ca. 35 mm in 48 uur	0,43	0,0	0,0	0,00	0,0	0,5	0,5	0,0	1,038	0,953
									0,0	1,0	0,00	0,0	0,5	0,5	0,5		
									0,0	2,0	0,05	0,1	1,0	1,0	1,0		
									0,0	3,0	0,10	0,2	1,5	1,5	1,5		
2	8/7/69	17.55	1	5,9	7,5	ca. 5	ca. 15 mm in 3 dagen na lange droogweelperiode	1,00	0,0	0,0	0,00	0,0	0,5	0,5	0,0	1,336	0,984
									0,0	3,0	0,00	0,1	0,5	0,5	0,5		
									0,0	4,0	0,05	0,2	1,0	1,0	1,0		
									0,0	5,0	0,10	0,3	1,5	1,5	1,5		
3	16/8/69	12.05	2	12,8	10,8	ca. 5	ca. 18 uur miezer-regen	0,43	0,0	0,0	0,00	0,0	0,5	0,5	0,0	1,160	0,999
									0,0	3,0	0,00	0,0	0,5	0,5	0,5		
									0,0	4,0	0,05	0,1	1,0	1,0	1,0		
									0,0	5,0	0,10	0,2	1,5	1,5	1,5		

4	24/8/69	6.15	1,5	7,2	10,3	ca. 0	ca. 24 uur miezer- regen	0,37	0,0	0,0	0,00	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	1,022
									0,0	2,0	0,00	0,0	0,5	0,5	0,5		
									0,0	3,0	0,00	0,0	1,0	1,0	1,0		0,954
									0,0	4,0	0,00	0,0	1,5	1,5	1,5		
6	28/6/73	14.50	1,5	11,6	4,5	ca. 2	bui van 2,5 mm; ca. 12 uur eerder bui van 2 mm na lange droogweer- periode	0,28	0,0	0,0	0,00	0,0	0,5	0,5	0,0		1,035
									0,0	3,0	0,00	0,1	0,5	0,5	0,5		
									0,0	4,0	0,05	0,2	1,0	1,0	1,0		0,900
									0,0	5,0	0,10	0,3	1,5	1,5	1,5		
8	7/8/73	20.00	2	11,5	7,5	ca. 4	8-4 uur voor t_b ca. 6 mm; eerder enige kleine buien	0,10	0,0	0,0	0,00	0,0	0,5	0,5	0,0		0,992
									0,0	1,0	0,00	0,0	0,5	0,5	0,5		
									0,0	2,0	0,00	0,0	1,0	1,0	1,0		0,990
									0,0	3,0	0,00	0,0	1,5	1,5	1,5		

- t_b = Bui nummer conform tabel 4.1
 = begintijdstip (uren MET)
 dQ = duur tot einde afvoer (uren)
 P = neerslagsom (mm)
 P_{24h} = neerslagsom in de voorafgaande 24 uur (mm)
 CALFAC = schalingsfactor voor de infiltratie in klinkers en tegels ten behoeve van de afregeling van het infiltratiemodel;
 de parameters van de infiltratievergelijkingen conform tabel 4.2.
 CORFAC = correctiefactor om de berekende netto neerslagsom gelijk te krijgen met de afvoersom
 w = woonwijk Pampus-Blokkerhoek
 p = parkeerterrein Noorderwagenplein
 BVV = vector met de bevochtigingsverliezen in mm per type oppervlak (bovenste rij van de matrix getallen)
 de kolommen 1 t/m 7 geven elk een type oppervlak aan:
 1 = hellende daken
 2 = platte daken
 3 = asfalt
 4 = klinkers, tegels
 5 = gras, planten
 6 = struiken, bomen
 7 = overig onverhard
 PLV = matrix van 3 rijen bij 7 kolommen met het plassenverlies in mm per type oppervlak
 de waarden in de 3 rijen gelden telkens voor 1/3 deel van het oppervlak

In deze tabel zijn de buien niet chronologisch geordend, maar is onderscheid gemaakt tussen buien waarbij de 24 uur voorafgaand aan de bui vrijwel droog waren (de nummers 5, 7, 9 en 10) en buien met een nattere voor geschiedenis (de nummers 2, 3, 4, 6 en 8). Daarnaast is in de tabel informatie opgenomen over de duur van de voorafgaande droogweelperiode en over de regenperiode die daar weer aan voorafging.

De duur van de droogweelperiode voorafgaand aan de buien 5, 7, 9 en 10 liep uiteen van 1 tot ca. 3 dagen. Vóór die droogweelperiode waren de neerslaghoeveelheden sterk verschillend. Vanwege de droge start is in eerste instantie uitgegaan van de verliezen als vermeld in tabel 4.2. Door een aanpassing van het plassenverlies en van de kalibratiefactor kon de waterbalans evenwel beter sluitend worden gemaakt. Voor het plassenverlies betrof dit een aanpassing voor het verlies op platte daken. Bij een droogweelperiode van minder dan 1 – 1,5 dag leverde een vermindering van dit verlies een beter modelresultaat. Blijkbaar komt het laatste deel van de berging in het plassenverlies op platte daken pas lange tijd na het einde van de bui weer beschikbaar. Dit zou erop kunnen wijzen dat deze laatste millimeter(s) alleen door verdamping verdwijnen. Volgens de gekozen definitie zou dit verlies dan eigenlijk behoren tot het bevochtigingsverlies.

De benodigde bijstelling van de infiltratie-intensiteit in klinkers en tegels met behulp van CALFAC bleek soms drastisch van omvang te zijn. Een kortere droogweelperiode en méér neerslag in de periode daarvóór blijken sterk van invloed te zijn op de infiltratiecapaciteit. Dit is niet onverwacht omdat (1) de infiltratieformules zijn opgesteld voor droge begincondities en (2) in een nattere ondergrond de gradiënt ten behoeve van de infiltratie kleiner is en – aannemend dat het vochtgehalte en daarmee de doorlatendheid achter het indringend vochtfront onafhankelijk is van de begincondities in de ondergrond – de infiltratie-intensiteit dus geringer is dan bij droge begincondities. Bij de buien 7 en 9 moest de infiltratie met 40 tot 50% worden verkleind. Een vreemde eend in de bijt vormt bui 10. Volgens tabel 4.1 bedroeg de afvloeiingscoëfficiënt in beide meetgebieden slechts 54%, dus minder dan gemiddeld. Bij deze bui moest CALFAC minimaal tot de waarde 1,4 worden opgevoerd om een redelijk sluitende waterbalans te verkrijgen. Hoewel het vrij droog is geweest in de decade die voorafging aan de bui, is een dergelijke grote correctie daarmee nauwelijks te verklaren. Andere argumenten ontbreken evenwel.

Bij de buien met een natte voorgeschiedenis moest uiteraard het bevochtigingsverlies en het plassenverlies worden bijgesteld. Bij bui 4 waren de begincondities kletsnat. Daar bleek alleen nog enig plassenverlies op de platte daken op te treden. Alle overige verliezen op het verhard oppervlak waren nihil; die op het onverhard oppervlak zijn eveneens sterk gereduceerd. CALFAC heeft een lage waarde. De overige buien liggen wat betreft het bevochtigings- en plassenverlies in tussen bui 4 en de buien 5, 7, 9 en 10. Alleen bui 8 heeft relatief geringe waarden voor de verliezen. Problemen met de keuze van een juiste parameterset werden vooral ondervonden bij bui 2 en in mindere mate bij bui 3. De benodigde correctiefactoren CORFAC bleven in beide gevallen voor de woonwijk hoog. Bui 2 scoort ook een ex-

treem lage afvloeingscoëfficiënt (47%) voor de woonwijk. De reden daarvan is niet geheel duidelijk omdat op het parkeerterrein een waarde wordt gevonden groter dan de mediaan (0,75).

Tot slot van deze kalibratie kan worden vastgesteld dat:

- het bevochtigings- en plassenverlies redelijk kan worden geschat aan de hand van de aan de bui voorafgaande weersomstandigheden;
- de invloed van de afstroming vanaf onverhard terrein voor de gegeven buien verwaarloosbaar is;
- de infiltratie-intensiteit wordt beïnvloed door het vochtgehalte in de ondergrond, en mede daardoor lastig is te schatten.

De ervaring ten aanzien van de afstroming vanaf onverhard terrein sluit aan bij waarnemingen door Arnell (1982) en Melanen en Laukkanen (1981) in 10 vlakke tot sterk hellende gebieden in Zweden en Finland, doch wijkt af van ervaringen in twee Nederlandse meetgebieden voor waterkwaliteitsonderzoek (Vat, 1985).

Bij een vergelijking van de invloed van de verliesmodellen 4.6, 4.8 en 4.9 (proportioneel, Φ -index en exponentieel) op de modefficiëntie bleek de invloed van de verliesmodellen op het modelresultaat niet aantoonbaar (Van de Ven, Van der Kloet, Van der Wal, 1981). Omdat het exponentieel model het werkelijke verloop van het infiltratieverlies beter aangeeft dan de beide andere, is er voor gekozen om alleen de resultaten van dat model te vergelijken met die van het uitgebreid model en de andere verliesmodellen achterwege te laten. Tevens bleek dat invoeren van een vertraging tussen neerslag en netto neerslag geen verbetering in de modelresultaten oplevert. Derhalve is de vertraging op nul gesteld.

Met de in tabel 4.4 gegeven parameterwaarden voor het uitgebreid verliesmodel zijn de tien neerslaggebeurtenissen omgezet in reeksen netto neerslag. Hetzelfde is gebeurd met toepassing van het exponentieel verliesmodel. Zowel het exponentieel verliesmodel als het uitgebreid verliesmodel zijn gekalibreerd los van de transformatiemodellen. Voor het exponentieel verliesmodel zou een dergelijke koppeling geen invloed hebben omdat de te schatten parameter α wordt bepaald door de voorwaarde dat $P_n = Q$. (zie vergelijking 4.9). Bij het uitgebreid verliesmodel is, om eerder genoemde redenen, gekozen voor een handmatige optimalisatie, waarbij een combinatie met de numerieke optimalisatiemethoden voor de transformatiemodellen in de praktijk niet uitvoerbaar is.

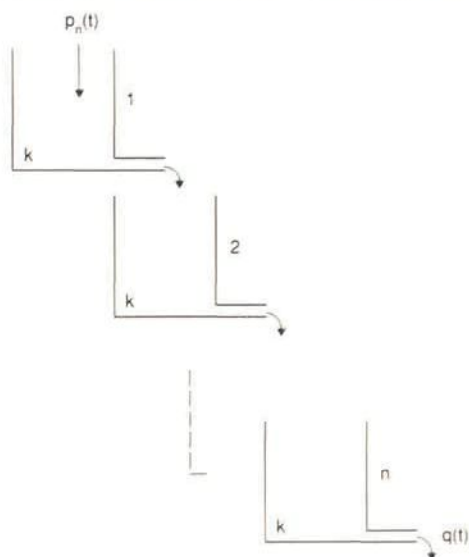
4.4. De transformatiemodellen

In Van de Ven, Van der Kloet en Van der Wal (1981) zijn de vijf eerdergenoemde onverdeelde, tijdonafhankelijke transformatiemodellen ter bepaling van de rioolloop beschreven, gekalibreerd en geëvalueerd. De neerslag was daarbij omgezet in netto neerslag met behulp van het exponentieel verliesmodel. Doel van dat onderzoek was een vergelijking van de kwaliteit van de transformatiemodellen. Om daarenboven tot een vergelij-

king van de verliesmodellen te komen is het noodzaak om ook voor de netto neerslag berekend met het uitgebreid verliesmodel alle transformatiemodellen te kalibreren en te evalueren, opdat de twee evaluatieresultaten vergeleken kunnen worden. Allereerst wordt echter een korte beschrijving van de transformatiemodellen gegeven; voor een uitgebreide beschrijving zij verwezen naar Van de Ven, Van der Kloet en Van der Wal (1981). Vervolgens wordt de kalibratie en evaluatie van de modellen met het exponentieel verliesmodel behandeld en aansluitend die met het uitgebreid verliesmodel.

4.4.1 Het Nash-model

Het door Nash geformuleerde model (zie o.a. Nash en Sutcliffe, 1970; O'Connor, 1975) bestaat uit een aaneenschakeling van identieke lineaire reservoirs, waarbij het bovenste wordt gevoed door de netto neerslag. In figuur 4.6 is dit schematisch weergegeven.



Figuur 4.6. Opbouw van het Nash-model

De reservoirconstante van elk reservoir wordt aangeduid met k . Numeriek behoeft het aantal reservoirs geen geheel getal te zijn; ook "delen" van reservoirs zijn toegestaan. Omdat het model lineair is, is de afvoer (inloop) te berekenen als een convolutie van de netto neerslag met de overdrachtsfunctie $h(t)$:

$$q(t) = \int_0^t h(t-\tau) p_n(\tau) d\tau \quad (4.12)$$

$h(t)$ heeft de dimensie T^{-1} . Verondersteld wordt dat voor $t < 0$ het systeem in rust is, dus $p_n(t) = q(t) = 0$ voor $t < 0$. Voor $p_n(t=0) = \delta(0)$ (delta-functie)

geeft $q(t)$ het verloop van de ogenblikkelijke eenheidsafvoergolf weer. Uit de eis dat alle netto neerslag weer tot afvoer komt kan worden afgeleid dat:

$$\int_0^{\infty} h(t) dt = 1 \quad (4.13)$$

Omdat $h(t)$ voor grote t sterk afneemt, wordt $h(t)$ verwaarloosd voor $t > M$, waarbij M de geheugenlengte van het systeem wordt genoemd.

Niet alleen voor het Nash-model maar voor alle hier beschreven modellen wordt de geheugenlengte op één uur gesteld, tenzij anders vermeld.

Voor het Nash-model geldt als overdrachtsfunctie:

$$\begin{cases} h(t) = \frac{1}{k} \frac{1}{\Gamma(n)} \left(\frac{t}{k}\right)^{n-1} \exp(-t/k) & t \geq 0 \\ h(t) = 0 & t < 0 \end{cases} \quad (4.14)$$

$\Gamma(n)$ is de gammafunctie. Deze is gedefinieerd als:

$$\Gamma(n) = (n-1)! \quad (n = 1, 2, 3 \dots)$$

$$\Gamma(n) = \int_0^{\infty} x^{n-1} \exp(-x) dx \quad (n > 0)$$

Het model bevat twee te optimaliseren parameters, n en k . Voor $n = 1$ gaat het model over in het enkelvoudig lineair reservoirmodel.

Het zwaartepunt van de overdrachtsfunctie ligt op $n \cdot k$ (T) van de oorsprong. Voor $n > 1$ wordt de top van $h(t)$ bereikt op $(n-1) \cdot k$ van de oorsprong; voor $0 < n \leq 1$ ligt de hoogste waarde bij de oorsprong.

4.4.2 Het niet-lineaire reservoirmodel

Het niet-lineaire reservoirmodel bestaat uit één reservoir; de relatie tussen de afvoer daaruit (= rioolloop) en de in het reservoir geborgen hoeveelheid S is niet-lineair. Er geldt:

$$S = \kappa q^b \quad (4.15)$$

Is de parameter $b > 1$, dan wordt het model supralineair genoemd; is $b < 1$, dan is het sublineair. κ is een schaalconstante. De bovenstaande relatie tussen S en q en de continuïteitsvergelijking

$$S(t) = \int_0^t (p_n(\tau) - q(\tau)) d\tau \quad (4.16)$$

vormen de basisvergelijkingen. Ze kunnen door numerieke integratie worden opgelost. Daartoe wordt S geëlimineerd:

$$- = (p_n - q) - q^{-b+1} \quad (4.17)$$

Als beginwaarde wordt $q(0) = a$ genomen. Het probleem kan nu worden omgezet tot een stelsel vergelijkingen met behulp van de integratieformule:

$$q(t + 2\Delta t) = q(t + \Delta t) + \frac{\Delta t}{12} \left\{ -\frac{dq}{dt}(t) + 8\frac{dq}{dt}(t + \Delta t) + 5\frac{dq}{dt}(t + 2\Delta t) \right\} \quad (4.18)$$

Met $\frac{dq}{dt}$ conform vergelijking 4.17.

Voor elke tijdstap wordt deze vergelijking opgesteld. Dit stelsel vergelijkingen wordt vervolgens numeriek opgelost. Om problemen bij het berekenen van de afgeleiden te voorkomen wordt als randvoorwaarde ingevoerd dat $q(t) \geq 0,0001 \text{ mm} \cdot \text{min}^{-1}$. In een enkel geval bleek de oplossing van het stelsel numeriek niet te convergeren.

In dit model wordt – evenals in de andere transformatiemodellen – geen rekening gehouden met de verschillen in afvoergedrag tussen de verschillende typen oppervlak: het model is onverdeeld. In Kidd, 1976 is dit wel gedaan door twee parallelle niet-lineaire reservoirs te definiëren met reservoirconstanten κ_1 en κ_2 . In die studie werd b vast ingesteld op de waarde $2/3$. Hier is er echter voor gekozen ook b als een te optimaliseren parameter te beschouwen en is uitsplitsing naar type oppervlak achterwege gebleven. Tussen de verschillende in de literatuur beschreven niet-lineaire reservoir modellen worden derhalve grote verschillen in uitkomsten aangetroffen.

De keuze voor een vaste waarde van $b = 2/3$ vindt haar oorsprong in vereenvoudiging van de lange-golfvergelijking in open waterlopen de Saint-Venant-vergelijking). Wordt die gereduceerd tot een stationaire, eenparige stroming, zodat $\partial Q/\partial t = 0$ en $\partial Q/\partial x = 0$, dan gaat de stromingsvergelijking over in de vergelijking van Chézy:

$$q = A_s \cdot C_c \cdot R^{1/2} \cdot I^{1/2} \quad (4.19)$$

met

A_s = nat oppervlak stroomvoerend profiel $A_s = B_s h (L^2)$

B_s = stroomvoerende breedte (L)

h = waterdiepte (L)

C_c = coëfficiënt van Chézy ($L^{1/2}T^{-1}$)

R = hydraulische straal $R \cong \frac{B_s h}{B_s} = h$

I = bodemverhang (-)

Dit is ook te schrijven als:

$$q = C_c I^{1/2} B_s h^{3/2} = C_c I^{1/2} B_s^{-1/2} A_s^{3/2} = \kappa_c A_s^{3/2} = \kappa_c S^{3/2}$$

omdat A_s , 1 de berging per lengte-eenheid van het stroomprofiel aangeeft.

Dus:

$$S = \left(\frac{1}{K_c}\right)^{2/3} \cdot q^{2/3} \cong \kappa q^{2/3} \quad (4.20)$$

ofwel $b = 2/3$ in vergelijking (4.15).

Het is evenwel de vraag of de traagheidstermen en de hydrostatische drukterm uit de lange-golfvergelijking volledig verwaarloosd mogen worden. Is dat niet het geval, dan is de stroming niet eenparig stationair. Daarom is voor b geen vaste waarde aan het model opgelegd.

4.4.3. Het Laguerre-model

Door Dooge (1959) en Zondervan (1978) is gebruik gemaakt van Laguerrefuncties bij de modellering van het neerslag-afvoerproces.

Deze functies zijn gedefinieerd als:

$$L_n(x) = \mathcal{L}_n(x) \cdot \exp\left(-\frac{1}{2}x\right) \quad (4.21)$$

Hierin is $\mathcal{L}_n(x)$ een polynoom van de n^e graad:

$$\mathcal{L}(x) = \frac{\exp(x)}{n!} \cdot \frac{d^n(\exp(-x) \cdot x^n)}{dx^n} \quad \begin{array}{l} x \geq 0 \\ n = 1, 2, 3 \dots \end{array}$$

$$\mathcal{L}(x) = 0 \quad x < 0$$

Het is duidelijk dat:

$$\lim_{x \rightarrow \infty} \{L_n(x)\} = 0$$

door de bijdrage van de negatieve e-macht. Merk op dat deze eigenschap eveneens geldt voor een eenheidsafvoergolf. De Laguerrefuncties behoren tot de klasse van orthonormale functies omdat op $[0, \infty)$ geldt:

$$\int_0^{\infty} L_n(x) L_m(x) dx = \delta_{nm}$$

$$\delta_{nm} = 0 \text{ als } n \neq m$$

$$\delta_{nm} = 1 \text{ als } n = m$$

Met behulp van dit stelsel orthonormale functies kan elke functie die continu is voor $x > 0$ en waarvan de limiet voor $x \rightarrow \infty$ gelijk aan nul is worden gerealiseerd. Van deze eigenschap wordt gebruik gemaakt in het Laguerremodel, door de overdrachtsfunctie te schrijven als:

$$h(t) = \sum_{j=0}^{\infty} a_j L_j(t) \quad (4.22)$$

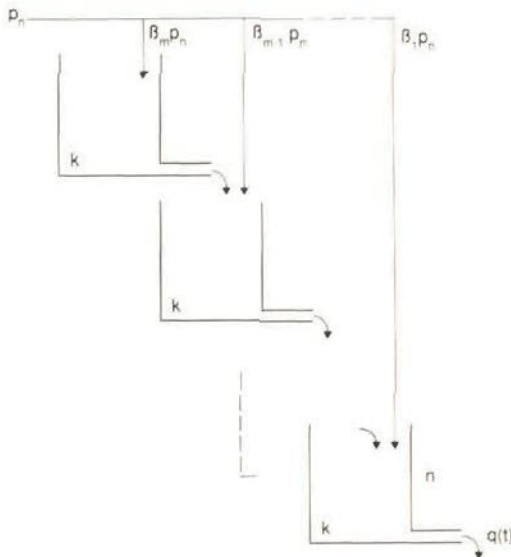
De functies $p_n(t)$ en $q(t)$ kunnen op soortgelijke wijze worden opgebouwd.

Voor het Nash-model met n als een geheel getal kan worden bewezen dat alleen de eerste n termen van de reeks genomen hoeven te worden om een volledige gelijkheid te verkrijgen tussen de overdrachtsfuncties van het Nash-model en het Laguerre-model. Om de formulering iets breder te houden en de stabiliteit van het rekenproces te bevorderen is echter gekozen voor een uitwerking van (4.22) waarin de tijdas geschaald wordt met een tijdparameter k :

$$\begin{cases} h(t;n,k,g_j) = \frac{2}{k} \sum_{j=0}^n (-1)^j g_j L_j\left(\frac{2t}{k}\right) & t \geq 0 \\ h(t) = 0 & t < 0 \end{cases} \quad (4.23)$$

met g_j , n en k als de nieuwe parameters. n is het aantal termen uit de reeks Laguerre-functies dat in beschouwing wordt genomen en g_j wordt bepaald volgens (4.25). Het model beschrijft in feite een decompositie van de overdrachtsfunctie; de afvoer kan worden berekend middels convolutie van de netto neerslag met deze overdrachtsfunctie.

Het Laguerre-model is op te vatten als een uitbreiding op het Nash-model; de netto neerslag voedt niet alleen het bovenste reservoir maar wordt verdeeld over de n reservoirs, zoals in figuur 4.7 is aangegeven.



Figuur 4.7. Reservoir-voorstelling van het Laguerre-model

Uiteraard geldt voor in figuur 4.7 dat:

$$\sum_{i=1}^m \beta_i = 1 \quad (4.24)$$

Aangetoond kan worden dat:

$$g_j = \sum_{i=j}^{m-1} 2^{-i} \cdot \binom{i}{j} \cdot \beta_{i+1} \quad (j: 0 \rightarrow m-1) \quad (4.25)$$

Opgemerkt zij: $m-1 = n$ (Van der Kloet, Van de Ven, 1981)

Zondervan (1978) zette $p_n(t)$ en $q(t)$ om in Laguerre-reeksen, zodat de parameters van de overdrachtsfunctie relatief eenvoudig konden worden berekend. Een struikelblok bij die methode vormde het grillige neerslagverloop, waardoor vaak veel termen van de Laguerre-reeks in beschouwing moesten worden genomen, wilde men tot een goede beschrijving van het pluviogram komen. Daarom is hier bij het Laguerre-model uitgegaan van uitsluitend een decompositie van $h(t)$, zodat kan worden geschreven:

$$q(t) = \frac{2}{k} \sum_{j=0}^n (-1)^j g_j \int_0^t p_n(t-\tau) L_j\left(\frac{2\tau}{k}\right) d\tau \quad (4.26)$$

De integraal in deze vergelijking kan direct uit de gegeven netto neerslag worden berekend; de parameterwaarden g_j en k worden geoptimaliseerd door de kwadraatsom van het verschil tussen de gemeten inloop en die berekend met (4.26) te minimaliseren. In de praktijk bleek dat het afbreken van de sommatie na vijf termen ($n = 4$) verantwoord was. Het model kent dan 6 parameters, te weten k en g_0, \dots, g_4 .

4.4.4. Het Volterra-model

Het Volterra-model zoals het hier is geformuleerd, is te beschouwen als een uitbreiding van het Laguerre-model met een niet-lineaire component. Het Volterra-model is gebaseerd op de analogie tussen het (niet-)lineaire reservoirmodel en de Volterra-integraalvergelijking. Voor het lineaire reservoirmodel geldt dat:

$$k \frac{dq}{dt} + q = p_n \quad (4.27)$$

ofwel:

$$k \cdot q(t) - k \cdot q(0) + \int_0^t q(\tau) d\tau = \int_0^t p_n(\tau) d\tau$$

Met $q(0) = 0$ is dit te schrijven als:

$$q(t) = P_n(t) - \frac{1}{k} \int_0^t q(\tau) d\tau \quad (4.28)$$

met:

$$P_n(t) = \frac{1}{k} \int_0^t p_n(\tau) d\tau$$

In deze schrijfwijze is de Volterra-integraalvergelijking te herkennen:

$$x(t) = g(t) + \lambda \int_0^t x(\tau) \gamma(t - \tau) d\tau \quad (4.29)$$

met als corresponderende termen:

$$\begin{aligned} q(t) &\leftrightarrow x(t) \\ P_n(t) &\leftrightarrow g(t) \\ -\frac{1}{k} &\leftrightarrow \lambda \\ 1 &\leftrightarrow \gamma(t - \tau) \end{aligned}$$

Voor de Volterra-integraalvergelijking is als oplossing bekend:

$$x(t) = \lim_{n \rightarrow \infty} \left\{ x_n(t) \right\}$$

met

$$x_n(t) = g(t) + \lambda \int_0^t x_{n-1}(\tau) \gamma(t - \tau) d\tau \quad n = 1, 2, 3, \quad (4.30)$$

$x_0(t)$ willekeurig, bijvoorbeeld $x_0(t) = q(t - \Delta t)$

Wordt dit uitgewerkt voor het niet-lineaire reservoirmodel met $b \neq 1$, dan ontstaat na het nodige rekenwerk een oneindige reeks van de vorm: (Van de Ven, Van der Kloet en Van der Wal, 1981)

$$\begin{aligned} q(t) = & \int_{-\infty}^t h_1(t; \tau_1) p(\tau_1) d\tau_1 + \int_{-\infty}^t \int_{-\infty}^t h_2(t; \tau_1, \tau_2) p(\tau_1) p(\tau_2) d\tau_1 d\tau_2 \\ & + \int_{-\infty}^t \int_{-\infty}^t \int_{-\infty}^t h_3(t; \tau_1, \tau_2, \tau_3) p(\tau_1) p(\tau_2) p(\tau_3) d\tau_1 d\tau_2 d\tau_3 + \dots \end{aligned} \quad (4.31)$$

De integraalkernen $h_i(t; \tau_1 \dots \tau_i)$ zijn daarbij te schrijven als $h_i(t - \tau_1, t - \tau_2, \dots, t - \tau_i)$ (Lalesco, 1912). Een dergelijke reeks

$$q(t) = \sum_{n=1}^{\infty} \int_{-\infty}^t \dots \int_{-\infty}^t h_n(t - \tau_1, \dots, t - \tau_n) \prod_{j=1}^n p(\tau_j) d\tau_1 \dots d\tau_n \quad (4.32)$$

wordt aangeduid als Volterra-reeks. In het hier gebruikte Volterra-model is deze reeks bij de tweede orde kernfunctie afgebroken zodat hier:

$$q(t) = \int_{-\infty}^t h_1(t - \tau) p(\tau) d\tau + \int_{-\infty}^t \int_{-\infty}^t h_2(t - \tau_1, t - \tau_2) p(\tau_1) p(\tau_2) d\tau_1 d\tau_2 \quad (4.33)$$

In deze modelstructuur is $q(t)$ dus opgebouwd uit een lineaire basisvergelijking met een niet-lineaire uitbreiding. De tweede orde kernfunctie heeft als eigenschappen:

$$h_2(t_1, t_2) = \sum_{l=1}^v h_{l1}(t_1) h_{l2}(t_2) \quad (4.34)$$

waarin v het aantal vrijheidsgraden.

$$h_2(t_1, t_2) = h_2(t_2, t_1) \quad (4.35)$$

$$h_2(t_1, t_2) = 0 \text{ voor } \{(t_1, t_2); t_1 \leq 0 \text{ en } t_2 \leq 0\} \quad (4.36)$$

De eerste eigenschap geeft aan dat h_2 te beschouwen is als de som van een reeks produkten van univariate functies.

Met vergelijking (4.33) voor $q(t)$ is het model echter nog niet operationeel. Daartoe moet eerst nog de kern h_1 , op dezelfde wijze als bij het Laguerre-model, in een reeks Laguerre-functies worden ontwikkeld.

$$h_1(t) = \frac{2}{k} \sum_{j=0}^n a_j \cdot L_j \left(\frac{2t}{k} \right) \quad (4.37)$$

De kern h_2 is eveneens in reeksen Laguerre-functies ontwikkeld die na $m + 1$ termen wordt afgebroken:

$$h_2(t_1, t_2) = \frac{1}{k^2} \sum_{i=0}^m \sum_{j=0}^m \alpha_{ij} L_i \left(\frac{2t_1}{k} \right) L_j \left(\frac{2t_2}{k} \right) \quad (4.38)$$

waarbij $\alpha_{ij} = \alpha_j$ te schatten modelparameters van de tweede orde kern zijn. Substitutie van h_1 en h_2 in de vergelijking voor $q(t)$ levert:

$$q(t) = \frac{2}{k} \sum_{i=0}^n \alpha_i \int_0^t L_1\left(\frac{2(t-\tau)}{k}\right) p(\tau) d\tau + \sum_{i=0}^m \sum_{j=0}^m \alpha_{ij} \frac{1}{k^2} \cdot \int_0^t L_1\left(\frac{2(t-\tau_1)}{k}\right) p(\tau_1) d\tau_1 \cdot \int_0^t L_1\left(\frac{2(t-\tau_2)}{k}\right) p(\tau_2) d\tau_2 \quad (4.39)$$

De waarden voor n en m zijn in alle toepassingen gelijk genomen: $n = 4$ en $m = 1$. Daardoor bevat het model 9 parameters: $k, \alpha_0, \dots, \alpha_4, \alpha_{00}, \alpha_{01}$ en α_{11} . Om het aantal parameters enigermate te beperken is besloten k een vaste waarde van 4 minuten te geven. Voor meer details zie Van de Ven, Van der Kloet en Van der Wal (1981).

4.4.5. Eenheidsafvoergolf bepaald met kwadratisch programmeren

In het lineaire model speelt de eenheidsafvoergolf een centrale rol. In de voorgaande lineaire modellen is getracht om hiervoor continue functies te vinden. Natuurlijk kan men ook voor elke tijdstap afzonderlijk de waarde van $h(t)$ proberen te achterhalen. Om deze waarden zo goed mogelijk te schatten kan gebruik gemaakt worden van kwadratisch programmeren. De kwadraatsom van de afwijkingen tussen de met een eenheidsafvoergolf berekende rioolinloop $\sum_{j=0}^J p_n(i-j)h(j)$ en de gemeten rioolinloop $q(i)$

$$e = \sum_{i=1}^N \left\{ q(i) - \sum_{j=0}^J p_n(i-j)h(j) \right\}^2 \quad (4.40)$$

moet worden geminimaliseerd. Hierin is i de discrete tijd in tijdstappen, j de teller voor de convolutiesom en N het totaal aantal tijdstappen in de gesimuleerde periode. De randvoorwaarden voor $h(j)$ zijn daarbij:

$$\sum_{j=0}^J h(j) = 1 \quad (J \leq N) \quad (4.41)$$

$$h(j) \geq 0 \quad 0 \leq j \leq J \quad (4.42)$$

Uitwerken van vergelijking (4.40) voor e met verwisseling van de sommatievolgorde levert (Van de Ven, Van der Kloet en Van der Wal, 1981):

$$e = \sum_{i=1}^N q(i)^2 - 2 \sum_{j=0}^J \left\{ h(j) \sum_{i=1}^N q(i) p_n(i-j) \right\} + \sum_{j=0}^J \sum_{k=0}^J \left\{ h(j)h(k) \sum_{i=1}^N p_n(i-j)p(i-k) \right\} \quad (4.43)$$

waarin k een teller is, conform teller j , van de elementen uit de eenheidsafvoer. Deze vergelijking 4.43 kan worden geschreven in de standaardformulering van een kwadratisch programmeringsprobleem.

$$Z = \sum_{j=1}^J c_j x_j + \sum_{j=1}^J \sum_{k=1}^J c_{jk} x_j x_k \quad (4.44)$$

Daartoe wordt gesteld:

$$Z = e - \sum_{i=1}^N q(i)^2; \quad c_j = -2 \sum_{i=1}^N q(i) p_n(i-j); \quad c_{jk} = \sum_{i=1}^N p_n(i-j) p_n(i-k) \quad (4.45)$$

en waarin x_j en x_k staan voor de te schatten parameters $h(j)$ en $h(k)$. De randvoorwaarden voor $h(i)$, dus (4.41) en (4.42) spannen een beslissingsruimte op en het minimum van Z , en daarmee van e , bevindt zich op de rand van deze ruimte vanwege de eis dat $\sum h(i) = 1$.

Kwadratisch programmeren is een methode om doelgericht dit minimum op te zoeken. Op de theorie daarvan wordt hier niet verder ingegaan. Verwezen zij naar de literatuur over deze optimalisatietechniek, bijvoorbeeld Wagner (1975). Omdat voor elke tijdstap de waarde van de eenheidsafvoergolf $h(i)$ wordt bepaald is het aantal parameters (J) even groot als de discrete geheugenlengte. Wordt de geheugenlengte op 60 minuten gesteld bij een stapgrootte van 1 minuut, dan is het aantal parameters 60. In de meeste gevallen is daar in deze studie van uitgegaan, nadat gebleken was dat de werkelijke geheugenlengte van het systeem korter was. Omdat de buiduur niet of nauwelijks groter was, noopte rekentechnische instabiliteit in een aantal gevallen tot reductie van de geheugenlengte tot 30 minuten, dus werden in dat geval 30 parameterwaarden geschat.

4.5. Resultaten van de transformatiemodellen met het exponentieel verliesmodel

De vijf transformatiemodellen zijn gekalibreerd aan de hand van de tien buien, waarvan de netto neerslag is bepaald door toepassing van het exponentieel verliesmodel. Zowel de neerslag als de rioolloop waren met een tijdstap van één minuut bekend. Alle modellen rekenen met deze zelfde tijdstap, hoewel een verdubbeling van de tijdstapgrootte niet tot veel slechtere resultaten leidde. Een grotere tijdstap dan twee minuten bleek van negatieve invloed op de modelresultaten.

In de tabellen 4.5 en 4.6 zijn voor de kalibratiefase de modefficiëntie R^2 , de afwijking in de topinloopintensiteit Δq_p en die in het tijdstip waarop de top optreedt Δt_p aangegeven. Per gebeurtenis, per gebied en voor elk van de hiervoor beschreven modellen zijn de modelparameters geoptimaliseerd. Als criterium daarbij is maximalisatie van de modefficiëntie R^2 nagestreefd. Bij de eenheids-

afvoergolf op basis van kwadratisch programmeren is uiteraard kwadratisch programmeren als optimalisatiemethode gebruikt. Bij de andere modellen werden geëigende heuvelklimmers ingezet. Voor de gebruikte berekeningsmethoden en resultaten wordt verwezen naar Van de Ven, Van der Kloet en Van der Wal (1981).

Men kan de waarde van de R^2 in de kalibratiefase beschouwen als het maximaal haalbare; het model is voor wat betreft de modefficiëntie niet in staat om de inloop nog beter te voorspellen, omdat de gebruikte parameters voor elke bui afzonderlijk optimaal zijn. Een perfecte overeenkomst tussen berekende en gemeten inloop – dus $R^2 = 1$ – mag overigens niet worden verwacht gezien de verwaarlozingen en aannamen in de modellen.

Hoewel de resultaten per meetgebied en per model nogal verschillen, valt op dat de buien 6 en 8 relatief slecht gemodelleerd worden terwijl het modelresultaat van bui 5 relatief gunstig blijkt. Opvallend is ook het verschil in kalibratieresultaat bij bui 2 tussen de woonwijk en het parkeerterrein: Een verklaring ervoor ontbreekt. De vergelijking van de verschillende transformatiemodellen onderling wordt opgeschort totdat ook de resultaten van de simulatiefase zijn behandeld; zie tabel 4.10 en de bespreking daarvan.

De kalibratie leverde voor elk model en voor alle tien buien optimale parameterwaarden. Om die tien parametersets te reduceren tot één set van overall beste parameters zijn verschillende selectiemethoden gebruikt, zoals beschreven in paragraaf 4.1. In tabel 4.7 zijn de overall beste parametersets aangegeven, met een korte beschrijving van de selectiemethode.

Met de parametersets uit tabel 4.7 zijn vervolgens de tien buien gesimuleerd en is de mate van overeenstemming van het simulatieresultaat met de werkelijke inloop geëvalueerd. De resultaten daarvan zijn samengevat in de tabellen 4.8 en 4.9.

Tabel 4.5. De resultaten van de transformatiemodellen in de kalibratiefase – dus bij per gebeurtenis optimale parameters – voor de rioolloop van de woonwijk Pampus-Blokkerhoek bij toepassing van het exponentieel verliesmodel

bui	R ²					$\Delta q_p(\%)$					$\Delta t_p(s)$				
	NASH	NLR	LAG	VOL	KP	NASH	NLR	LAG	VOL	KP	NASH	NLR	LAG	VOL	KP
1	,952	,934	,966	,972	,895	-6	1	-5	-12	-11	300	420	360	180	60
2	,849	-	,918	,960	,992	-4	-	10	-9	2	120	-	60	-60	0
3	,947	,948	,958	,960	,988	-17	-14	-13	-11	-4	-120	-120	-180	-120	0
4	,928	,890	,967	,997	,991	-1	4	4	-5	-5	0	60	0	0	60
5	,958	,954*	,974	,984	,986	8	12*	8	-3	-3	-60	0*	-60	-60	60
6	,888	,893	,917	,939	,887	-29	-28	-25	-22	-27	0	0	-60	0	-60
7	,953	,932	,969	,973	,978	-10	6	-9	-8	-2	0	0	-60	-60	60
8	,833	,777*	,908	,934	,961	-1	13*	0	5	-9	180	240*	180	120	60
9	,933	,910	,960	,963	,976	0	12	1	1	3	0	0	0	-60	120
10	,926	,885	,950	,976	,989	-14	-9	-10	1	-7	120	120	60	0	-60

- geen numerieke convergentie; niet in berekening gemiddelde opgenomen

* slechte numerieke convergentie; de waarden zijn zo goed mogelijk geschat aan de hand van de relatie tussen de parameters en R²

Tabel 4.6. De resultaten van de transformatiemodellen in de kalibratiefase – dus bij per gebeurtenis optimale parameters – voor de rioolinloop van het parkeerterrein Noorderwagenplein bij toepassing van het exponentieel verliesmodel

bui	R ²					$\Delta q_p(\%)$					$\Delta t_p(s)$				
	NASH	NLR	LAG	VOL	KP	NASH	NLR	LAG	VOL	KP	NASH	NLR	LAG	VOL	KP
1	,878	,883*	,910	,929	,971	-17	-12*	-13	-11	-6	180	300*	240	60	60
2	,988	,988	,989	,994	,970	2	2	0	-6	6	60	60	0	0	60
3	,987	,989	,989	,992	,981	1	-2	2	-1	-13	-540	0	-120	60	-180
4	,967	,972	,987	,977	,977	-9	-9	-6	-4	5	60	60	60	0	0
5	,978	,982	,984	,994	,980	0	0	1	0	3	60	60	60	60	0
6	,878	,839*	,970	,974	,914	-19	-16*	-4	-1	-22	120	0*	60	0	0
7	,953	,947	,969	,993	,980**	3	-4	-9	2	-4**	120	60	60	0	0**
8	,840	,840	,915	,941	,970	14	14	7	3	-12	180	180	240	120	0
9	,964	,942	,964	,974	,969	2	15	4	3	6	120	120	120	60	0
10	,964	,961	,983	,993	,976	0	2	-8	1	-12	-120	-120	-120	-120	120

* slechte numerieke convergentie; de waarden zijn zo goed mogelijk geschat aan de hand van de relatie tussen de parameters en R²

** geheugenlengte van 30 tijdstappen

Tabel 4.7. De overall beste parameters voor de vijf transformatiemodellen ten behoeve van de berekening van de rioolloop; netto neerslag bepaald met behulp van het exponentieel verliesmodel

a. **Nash-model**

	n	k(s)
woonwijk	0,65	415
parkeerterrein	1,05	225

selectie: uit gemiddelden, medianen en gemiddelde overdrachtsfunctie* zijn na simulatie de mediane waarden gekozen als overall beste parameterset

b. **Niet-lineaire reservoirmodel**

	b	κ (mm 1-b·minb)
woonwijk	1,02	5,6
parkeerterrein	1,07	4,0

selectie: gemiddelden en medianen kwamen vrijwel overeen; de gemiddelde waarden genomen als overall beste set

c. **Laguerre-model**

	k(min)	a_0	a_1	a_2	a_3	a_4
woonwijk	4,62	,465	,032	,055	,009	,021
parkeerterrein	2,57	,318	-,175	,008	-,005	-,006

selectie: gemiddelde overdrachtsfunctie*

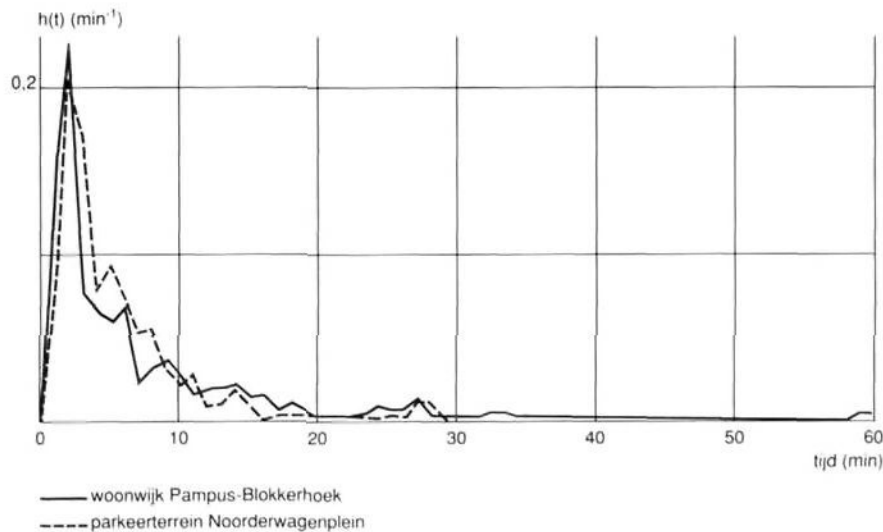
d. **Volterra-model**

	k = 4(min)	a_0	a_1	a_2	a_3	a_4	a_{11}	a_{12}	a_{22}
woonwijk		,2061	,0701	,0293	-,0032	,0086	-,0007	-,0031	,0043
parkeerterrein		,2035	-,1445	-,0821	-,0327	-,0028	-,0004	,0093	,0004

selectie: gemiddelde van de parameters leidde tot betere simulaties dan de mediaan; daarom het gemiddelde als overall beste parameterset gekozen.

e. **Overdrachtsfunctie met kwadratisch programmeren**

selectie: Het gemiddelde van de tien sets is genomen als overall beste overdrachtsfunctie, na vergelijking van de simulatiere-sultaten met die van de medianen. De 60 parameters zijn t.b.v. de overzichtelijkheid grafisch weergegeven.



* de gemiddelde overdrachtsfunctie is bepaald door de tien afzonderlijke functies te berekenen, hun ordinaten te middelen en deze gemiddelde functie te beschouwen als de reactie op een eenheidsinvoer. Uit deze eenheidsafvoergolf worden vervolgens de parameters van de gemiddelde overdrachtsfunctie berekend.

Tabel 4.8. Resultaten van de transformatiemodellen bij simulatie van de inloop van de woonwijk Pampus-Blokkerhoek bij toepassing van het exponentieel verliesmodel en de overal beste parametersets

bui	R ²										$\Delta q_p(\%)$										$\Delta t_p(s)$									
	NASH	NLR	LAG	VOL	VP	VP	NASH	NLR	LAG	VOL	VP	VP	NASH	NLR	LAG	VOL	VP	VP	NASH	NLR	LAG	VOL	VP	VP	NASH	NLR	LAG	VOL	VP	VP
1	,935	,923	,947	,933	,849	,849	-1	8	1	-4	5	240	300	240	360	0	0	240	300	240	360	0	0	240	300	240	360	0	0	
2	,793	,680	,865	,901	,861	,861	11	16	19	6	12	120	120	60	60	60	60	120	120	60	60	60	60	120	120	60	60	60	60	
3	,933	,947	,945	,925	,946	,946	-22	-14	-26	-22	-20	-240	-120	60	-180	-120	-120	-240	-120	60	-180	-120	-120	-240	-120	60	-180	-120	-120	
4	,925	,882	,956	,952	,958	,958	1	6	6	-5	4	60	60	0	0	0	60	60	0	0	0	0	60	60	0	0	0	0	0	
5	,954	,949	,955	,934	,952	,952	11	13	15	2	14	-60	-60	-60	-60	-60	-60	-60	-60	-60	-60	-60	-60	-60	-60	-60	-60	-60	-60	
6	,847	,844	,844	,853	,840	,840	-39	-38	-37	-42	-34	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
7	,919	,858	,948	,913	,952	,952	-23	-26	-21	-29	-21	180	240	180	240	0	0	180	240	180	240	0	0	180	240	180	240	0	0	
8	,820	,777	,839	,760	,856	,856	13	15	14	9	-7	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
9	,933	,904	,957	,939	,962	,962	-1	-1	0	-11	5	60	60	60	60	60	60	60	60	60	60	60	60	60	60	60	60	60	60	
10	,918	,868	,944	,933	,947	,947	-17	-22	-18	-21	-19	420	120	60	420	120	60	420	120	60	420	120	60	420	120	60	420	120	60	

Tabel 4.9. Resultaten van de transformatiemodellen bij de simulatie van de inloop van het parkeerterrein Noorderwagenvleijn bij toepassing van het exponentieel verliesmodel en de overal beste parametersets

bui	R ²										$\Delta q_p(\%)$										$\Delta t_p(s)$									
	NASH	NLR	LAG	VOL	VP	VP	NASH	NLR	LAG	VOL	VP	VP	NASH	NLR	LAG	VOL	VP	VP	NASH	NLR	LAG	VOL	VP	VP	NASH	NLR	LAG	VOL	VP	VP
1	,858	,861	,858	,820	,854	,854	-16	-15	-12	-16	-22	300	300	300	240	60	60	300	300	300	240	60	60	300	300	300	240	60	60	
2	,970	,976	,969	,987	,927	,927	9	8	12	-1	8	60	60	0	0	0	0	60	60	0	0	0	0	60	60	0	0	0	0	
3	,981	,983	,987	,953	,962	,962	-5	-4	-4	-12	-6	-540	-540	0	-540	0	0	-540	-540	0	-540	0	0	-540	-540	0	-540	0	0	
4	,934	,949	,933	,935	,939	,939	3	1	4	-7	2	60	60	0	0	0	0	60	60	0	0	0	0	60	60	0	0	0	0	
5	,954	,953	,958	,949	,956	,956	-12	-13	-11	-14	-13	120	60	60	60	120	60	60	120	60	60	60	120	60	60	60	60	60	60	
6	,836	,831	,852	,718	,820	,820	-22	-20	-22	-33	-19	0	0	0	-420	0	0	0	0	0	0	-420	0	0	0	0	0	0	0	
7	,846	,879	,867	,848	,843	,843	26	22	20	26	26	60	60	60	60	60	60	60	60	60	60	60	60	60	60	60	60	60	60	
8	,839	,836	,818	,878	,857	,857	16	14	17	-4	17	180	180	180	180	180	180	180	180	180	180	180	180	180	180	180	180	180	180	
9	,932	,936	,920	,939	,945	,945	1	0	1	-2	2	180	120	180	120	180	120	180	120	180	120	180	120	180	120	180	120	180	120	
10	,931	-	,928	,924	,934	,934	-14	-	-9	-16	-12	180	-	180	-60	180	-	180	-	180	-60	180	-	180	-	180	-60	180		

- geen numerieke convergentie

Vergelijken we in deze tabellen de simulatieresultaten per bui, dan valt, evenals bij de kalibratie op, dat bui 5 het best wordt gesimuleerd en de buien 6 en 8 relatief slecht, hoewel de verschillen tussen de resultaten per meetgebied en per transformatiemodel aanzienlijk zijn. Ook het verschil in kwaliteit bij de simulatie van de inloop van Pampus-Blokkerhoek en het Noorderwagenveld bij bui 2 is weer aanwezig. Alleen bui 7 komt er in de simulatiefase relatief slecht af. In de kalibratiefase, dus met optimale parameters, was deze bui relatief beter te simuleren.

Om een vergelijking tussen de transformatiemodellen te vereenvoudigen is tabel 4.10 opgesteld. Daarin is gemiddeld over de tien gebeurtenissen per evaluatiecriterium x – met x gelijk aan R^2 , Δq_p en Δt_p volgens (4.2), (4.4) en (4.5) – en per model aangegeven:

- gemiddeld ranggetal \bar{r}
- gemiddelde van het criterium \bar{x}
- gemiddelde van de absolute waarde van het criterium $\overline{|x|}$
- standaardafwijking van het gemiddelde van het criterium $S_{\bar{x}}$

Om voor een model het gemiddelde ranggetal te bepalen zijn voor elke bui ranggetallen aan de transformatiemodellen toegekend. Het volgens het betreffende evaluatiecriterium slechtste model kreeg een 1 en het beste een 5. Dit is gedaan voor alle tien de buien. Vervolgens zijn per model de 10 ranggetallen gemiddeld. Dit gemiddelde is aangeduid met \bar{r} .

Voor Δq_p en Δt_p is er een aanzienlijk verschil tussen \bar{x} en $\overline{|x|}$. Het gemiddelde van het criterium is een maat voor de gemiddelde afwijking. Naarmate \bar{x} dichter bij 0 ligt is het model beter. $\overline{|x|}$ zegt meer over de spreiding van de afwijkingen rondom 0. De standaardafwijking van het gemiddelde $S_{\bar{x}}$ is vooral bedoeld als maatstaf voor de beoordeling van de verschillen in \bar{x} tussen de modellen.

In de **kalibratiefase** komt het Volterra-model als beste uit de bus. Voor Pampus-Blokkerhoek is kwadratisch programmeren tweede en het Laguerre-model derde; voor het Noorderwagenveld is dit juist omgekeerd. De verschillen zijn echter niet of nauwelijks significant. Voor wat betreft de modefficiëntie zijn het Nash-model en het niet-lineaire reservoirmodel duidelijk de mindere transformatiemodellen. De top van de inloop wordt algemeen onderschat. Afwijkingen van 7 – 8% zijn geen uitzondering. Dit is van betekenis voor het gebruik van de modellen voor bijvoorbeeld hydraulische ontwerpberekeningen. De afwijkingen zijn overigens voor Pampus-Blokkerhoek groter dan voor het Noorderwagenveld. Een nauwkeurige voorspelling van de topinloop mag van de modellen niet worden verwacht. Het berekende tijdstip waarop de top optreedt ligt gemiddeld iets later dan het werkelijke. Praktische consequenties heeft dit niet, behalve wellicht voor de modefficiëntie, zoals eerder uiteengezet aan de hand van figuur 4.2.

In de **simulatiefase** laat de inloop van de woonwijk Pampus-Blokkerhoek zich het best berekenen met een overdrachtsfunctie die is bepaald met

Tabel 4.10. Evaluatie van de modellen voor de relatie tussen de netto neerslag en de inloop; netto neerslag berekend met het exponentieel verliesmodel

M	P		R ²					$\Delta q_p(\%)$					$\Delta t_p(s)$				
			NASH	NLR	LAG	VOL	KP	NASH	NLR	LAG	VOL	KP	NASH	NLR	LAG	VOL	KP
w	k	\bar{r}	2,00	1,40*	3,20	4,30	4,10	2,75	2,35*	3,15	3,35	3,40	3,10	2,65*	2,65	3,40	3,20
		\bar{x}	,917	,903*	,949	,967	,964	-7,4	-0,3*	-3,9	-6,3	-6,3	54	80*	30	-6	30
		$\overline{ x }$						9,0	11,0*	8,5	7,7	7,3	90	107*	102	66	54
		s_x	,014	,017*	,008	,006	,013	3,3	4,4*	3,4	2,5	2,7	39	64*	47	29	18
p	k	\bar{r}	1,85	1,75	3,60	4,65	3,15	3,20	2,55	2,85	4,20	2,20	2,05	2,65	2,40	3,95	3,95
		\bar{x}	,940	,934	,966	,976	,963	-2,3	-1,0	-2,6	-1,4	-4,9	24	78	60	24	6
		$\overline{ x }$						6,7	7,6	5,4	3,2	8,9	156	96	108	48	42
		s_x	,017	,019	,009	,007	,007	3,1	3,2	2,0	1,4	3,1	68	36	39	20	24
w	s	\bar{r}	2,70	1,75	3,85	2,60	4,10	3,65	2,30	2,85	2,75	3,45	2,85	2,70	3,40	2,20	3,85
		\bar{x}	,898	,863	,920	,904	,922	-6,7	-4,3	-4,7	-11,7	-6,1	72	72	48	54	-6
		$\overline{ x }$						13,9	15,9	15,7	15,1	14,1	132	102	84	162	42
		s_x	,018	,026	,015	,018	,015	5,6	6,1	6,2	5,2	5,2	57	41	32	68	21
p	s	\bar{r}	2,85	3,66*	2,95	2,60	3,20	2,85	4,07*	3,50	2,20	2,70	2,20	3,00*	3,10	3,85	3,05
		\bar{x}	,908	,912*	,909	,895	,910	-1,4	-0,8*	-0,4	-7,9	-1,7	60	93*	102	-48	96
		$\overline{ x }$						12,4	10,8*	11,2	13,1	12,7	168	93*	102	156	96
		s_x	,018	,019*	,018	,026	,019	4,8	4,4*	4,3	4,8	4,2	72	30*	32	77	26

M: meetgebied

w = woonwijk Pampus-Blokkerhoek

p = parkeerterrein Noorderwagenplein

P: modelparameters

k = per gebeurtenis geoptimaliseerd (kalibratie)

s = overall beste parameters (simulatie)

* berekend over 9 in plaats van 10 gebeurtenissen

\bar{r} = gemiddeld ranggetal

\bar{x} = gemiddelde van resp. R² Δq_p en Δt_p

$\overline{|x|}$ = gemiddelde van de absolute waarde van resp. Δq_p en Δt_p

s_x = standaardafwijking van het gemiddelde van resp. R², Δq_p en Δt_p

kwadratisch programmeren of met het Laguerre-model. Volgens de ranggetallen komt daarna het Nash-model, maar wanneer de gemiddelde model-efficiëntie en de standaardafwijking daarvan bij de afweging wordt betrokken, is het verschil in kwaliteit tussen het Nash-model en het Volterra-model niet significant.

Mede gezien het feit dat de coëfficiënten in de tweede orde kern (cf. tabel 4.7) klein zijn – het niet-lineaire deel van het proces heeft dus een geringe invloed – kan men stellen dat de inloop voor dit woongebied gemakkelijker en zeker niet slechter wordt gesimuleerd met behulp van een lineair model dan met een niet-lineair. Hoewel de bovengrondse afstroming van een oppervlak in theorie een niet-lineair proces is, bevat de woonwijk klaarblijkelijk zoveel "terugkoppelingen" dat de niet-lineariteit schijnbaar in lineariteit overgaat. De waarde 1,02 voor de exponent in het niet-lineaire reservoirmodel (tabel 4.7) wees eveneens op een vrijwel lineaire relatie, hoewel volgens Kidd (1978) *n* en *k* sterk gecorreleerd zijn. Deze bevinding sluit aan bij de conclusie van de studie van Zondervan en Dommerholt (1975). Ook zij verkrijgen met een lineair reservoirmodel (met translatie) resultaten die niet onderdeden voor andere, complexere modellen.

Volgens de gerealiseerde modefficiënties is het niet-lineaire reservoirmodel het beste model voor de simulatie van de inloop van het parkeerterrein Noorderwagenplein. Kwadratisch programmeren, het Laguerre-model, het Nash-model en het Volterra-model bezetten respectievelijk de tweede tot en met de vijfde plaats. De verschillen zijn echter gering. Gezien de coëfficiënten van de tweede orde kern van het Volterra-model is de mate van niet-lineariteit iets groter dan bij Pampus-Blokkerhoek. Algemeen kan worden gesteld dat de maximale modefficiënties bij de inloop van het Noorderwagenplein lager zijn dan bij Pampus-Blokkerhoek. De hoogte van de topinloop van het Noorderwagenplein wordt door alle transformatiemodellen gemiddeld echter beter benaderd dan bij Pampus-Blokkerhoek.

Indien geen nauwkeurigheid in de details wordt vereist en het studiegebied gevarieerd van samenstelling is, zal de eenvoud en het relatief goede resultaat van het Nash-model of zelfs een enkelvoudig lineair reservoirmodel de gebruiker zeker aanspreken. Het gebruik van complexe modellen met meer parameters moet voor dergelijke gevallen worden ontraden. De kwaliteitswinst bij toepassing van dergelijke modellen is daarvoor te beperkt.

4.6. Resultaten van de transformatiemodellen met het uitgebreid verlies model

Voor de vijf transformatiemodellen en de tien buien zijn in de tabellen 4.11 en 4.12 de modefficiënties R^2 en de piekafwijkingen Δq_p en Δt_p aangegeven voor de modelkalibratie, dus bij optimale parameters voor elke gebeurtenis. Voor de bepaling van de netto neerslag is nu gebruik gemaakt van het uitgebreid verliesmodel. De tabellen zijn vergelijkbaar met de tabellen 4.5 en 4.6. Daar werd echter het exponentieel verliesmodel toegepast.

Tabel 4.11. De resultaten van de transformatiemodellen in de kalibratiefase – dus bij per gebeurtenis optimale parameters – voor de rioolloop van de woonwijk Pampus-Blokkerhoek bij toepassing van het uitgebreid verliesmodel

bui	R ²					$\Delta q_p(\%)$					$\Delta t_p(\text{s})$				
	NASH	NLR	LAG	VOL	KP	NASH	NLR	LAG	VOL	KP	NASH	NLR	LAG	VOL	KP
1	,927	,881*	,953	,977	,962	-1	1*	1	-8	5	360	420*	240	180	60
2	,892	,774	,941	,968	,946**	-4	5	-8	-9	7**	120	120	60	60	60**
3	,942	,936	,956	,958	,964	-15	-11	11	-12	-11	240	-240	-120	-120	-180
4	,910	,851*	,954	,976	,963	2	6*	-9	-7	10	0	60*	0	0	0
5	,960	,954*	,973	,984	,980	9	13*	-10	-3	3	0	0*	-60	0	0
6	,919	,916*	,929	,947	,943	-20	-18*	22	-20	-13	0	0*	0	0	0
7	,950	,903	,972	,976	,981	-6	9	6	-11	-2	0	0	-60	-60	0
8	,840	,757	,914	,940	,975	1	16	-2	3	5	180	240	180	120	180
9	,919	,848	,954	,971	,962	4	7	-9	-5	11	0	60	-60	-60	0
10	,944	,913	,958	,976	,982	-12	-4	6	2	-11	120	120	60	60	120

* slechte numerieke convergentie; optimale parameters zo goed mogelijk geschat aan de hand van de relatie tussen de parameters en R²

** geheugenlengte 40 minuten

Tabel 4.12: De resultaten van de transformatiemodellen in de kalibratiefase - dus bij per gebeurtenis optimale parameters - voor de rioolloop van het parkeerterrein Noorderwagenplein bij toepassing van het uitgebreid verliesmodel

bui	R ²					Δq _p (%)					Δt _p (s)				
	NASH	NLR	LAG	VOL	KP	NASH	NLR	LAG	VOL	KP	NASH	NLR	LAG	VOL	KP
1	,854	,772*	,921	,981	,943	-4	-1*	-5	-4	10	240	420*	0	120	60
2	,990	,990	,991	,994	,995	2	1	-2	-5	2	60	60	0	60	0
3	,989	,990	,991	,992	,994	1	7	-3	3	2	-540	-540	-420	-600	-420
4	,968	,964	,974	,979	,993	-7	-5	9	-6	-4	60	60	0	60	60
5	,985	,985*	,991	,997	,995	2	5*	-2	0	-2	60	60*	60	0	0
6	,961	,916*	,981	,988	,970	-8	-7*	-4	-3	-8	120	0*	60	60	0
7	,962	,968	,980	,997	,987	0	-1	7	0	1	120	60	120	0	60
8	,829	,821	,907	,945	,968	12	16	-6	3	-2	180	180	240	120	240
9	,932	,889	,966	,977	,978	1	7	-4	2	5	120	180	60	60	120
10	,981	,966*	,989	,991	,999	8	3*	-2	2	-1	-120	-120*	-120	-120	0

* slechte numerieke convergentie; optimale parameters zo goed mogelijk geschat aan de hand van de relatie tussen de parameters en R²

Ook nu weer lijkt het Volterra-model in de kalibratiefase in termen van de modefficiëntie voor beide gebieden het beste, hoewel het verschil met kwadratisch programmeren eigenlijk te verwaarlozen is. Het Laguerre-model is een goede derde. De afwijkingen in de afvoerpiek zijn gemiddeld over de tien gebeurtenissen soms negatief, soms positief, waarbij de berekende piek gemiddeld iets later optreedt dan de werkelijke. Zie bijvoorbeeld het Volterra-model en het niet-lineaire reservoirmodel.

Ten behoeve van de simulaties werden, op identieke wijze als in tabel 4.7, de overall beste parameters geselecteerd. Dit om vergelijkbare resultaten te verkrijgen. In tabel 4.13 is aangegeven welke overall beste parameters voor de simulatie zijn gebruikt.

Conform de aanpak in paragraaf 4.5 zijn de resultaten van de modevaluaties bij de simulatieberekeningen samengebracht in de tabellen 4.14 en 4.15. De resultaten van de evaluaties zijn tenslotte samengevat in tabel 4.16 op een wijze die overeenkomt met die in tabel 4.10.

In de simulatiefase zijn de modelresultaten aanmerkelijk slechter dan in de kalibratiefase. De met behulp van kwadratische programmering bepaalde eenheidsafvoergolf is gezien de gemiddelde modefficiëntie het beste model, maar worden de gemiddelde ranggetallen bezien, dan is voor het Noorderwagenveld het Volterra-model het beste. De verschillen tussen het Laguerre-model, het Volterra-model en de eenheidsafvoergolf met kwadratisch programmeren zijn echter marginaal. Evenals bij tabel 4.10 kan hier worden opgemerkt dat de niet-lineaire modellen het niet slecht doen bij de simulatie van de inloop van het Noorderwagenveld. Het Volterra-model voldoet hier echter beter dan het niet-lineaire reservoirmodel. Waar het gaat om het voorspellen van topinlopen komt vooral het Laguerre-model relatief goed uit de bus. De al eerder getrokken conclusie, dat de kwaliteitswinst door toepassing van complexere modellen met meer parameters beperkt is, kan ook uit tabel 4.16 worden afgeleid.

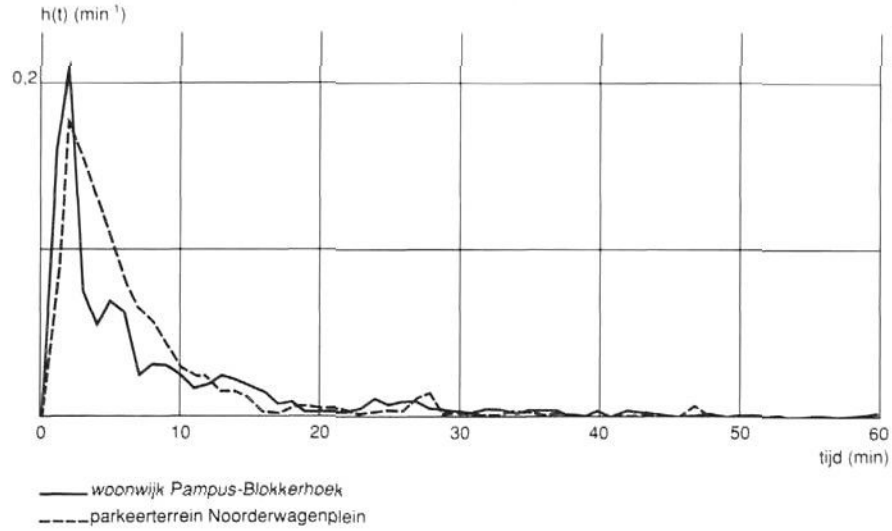
4.7. Gevoeligheidsanalyse

Bij het vergelijken van de resultaten van de verschillende transformatie- en verliesmodellen zal men de nodige omzichtigheid moeten betrachten. Immers, de spreiding in de resultaten is groot. Om te onderzoeken in welke mate de resultaten in de simulatiefase afhankelijk zijn van de waarden van de afzonderlijke modelparameters is een beperkte gevoeligheidsanalyse uitgevoerd. Voor bui nummer 4 werd bij elk transformatiemodel de waarde van de afzonderlijke modelparameters 10% verhoogd en verlaagd, terwijl alle andere parameters hun waarde behielden. Dit is zowel uitgevoerd voor de inloop van de woonwijk als voor de inloop van het parkeerterrein, waarbij het uitgebreid verliesmodel is toegepast voor de bepaling van de netto neerslag. De waarden van de evaluatiecriteria wanneer voor alle parameters de overall beste waarde wordt ingevoerd staan aangegeven bij bui 4 in de tabellen 4.14 en 4.15.

Tabel 4.13. De overall beste parameters voor de vijf transformatiemodellen ten behoeve van de berekening van de rioolloop; netto neerslag bepaald met behulp van het uitgebreid verliesmodel. Selectiemethode gelijk aan die, aangegeven in tabel 4.7

a. Nash-model										
		n	k(s)							
woonwijk		0,58	515							
parkeerterrein		1,00	335							
b. Niet-lineaire reservoirmodel										
		b	κ (mm ^{1-b} · min ^b)							
woonwijk		1,08	5,8							
parkeerterrein		1,11	5,1							
c. Laguerre-model										
		k(min)	a ₀	a ₁	a ₂	a ₃	a ₄			
woonwijk		3,98	0,416	-0,004	0,053	-0,011	0,017			
parkeerterrein		4,70	0,412	-0,087	-0,036	-0,027	0,010			
			a ₂	a ₃	a ₄	a ₁₁	a ₁₂	a ₂₂		
d. Volterra-model										
		k = 4(min)	a ₀	a ₁						
woonwijk			,2854	-,0528	-,0244	-,0232	,0059	-,0062	,0053	-,001
parkeerterrein			,2430	-,1779	-,0806	-,0318	-,0020	-,0034	,0075	-,002

e. **Overdrachtsfunctie met behulp van kwadratisch programmeren**
De 60 parameters zijn t.b.v. de overzichtelijkheid grafisch weergegeven



Tabel 4.14. De resultaten van de transformatiemodellen bij simulatie van de inloop van de woonwijk Pampus-Blokkerhoek bij toepassing van het uitgebreid verliesmodel en de overall beste parameter sets

bui	R ²										Δt _p (s)													
	NASH					NLR					LAG					VOL					KP			
1	.861	.811	.875	.936	.891	18	29	24	13	30	240	300	180	60	0	240	300	180	60	0				
2	.880	.774	.924	.890	.925	0	5	10	10	3	120	120	60	60	60	120	120	60	60	60				
3	.927	.932	.942	.918	.943	-19	-9	-12	-15	-14	240	-240	-300	-840	-240	240	-240	-300	-840	-240				
4	.905	.835	.936	.933	.940	3	5	11	-15	8	60	60	0	-60	0	60	60	0	-60	0				
5	.952	.951	.949	.946	.946	6	10	14	13	12	-60	0	60	-60	-60	-60	0	60	-60	-60				
6	.872	.867	.864	.887	.868	-33	-34	-31	-53	-27	0	0	0	-420	0	0	0	0	-420	0				
7	.901	.804	.942	.869	.944	-24	-30	-21	-40	-20	0	0	0	-60	0	0	0	0	-60	0				
8	.829	.757	.847	.825	.864	13	14	18	-26	22	180	240	180	60	180	180	240	180	60	180				
9	.916	.848	.944	.930	.951	8	4	11	-11	17	0	60	0	-60	0	0	60	0	-60	0				
10	.932	.887	.947	.962	.952	-22	-17	-16	-14	-19	120	420	60	60	60	120	420	60	60	60				

Tabel 4.15. De resultaten van de transformatiemodellen bij simulatie van de inloop van het parkeerterrein Noorderwagenplein bij toepassing van het uitgebreid verliesmodel en de overall beste parameter sets

bui	R ²										Δt _p (s)													
	NASH					NLR					LAG					VOL					KP			
1	.719	.720	.763	.825	.774	28	28	29	33	28	240	300	240	120	300	240	300	240	120	300				
2	.987	.988	.988	.991	.987	-2	-2	-1	-2	0	60	60	0	60	0	60	60	0	60	0				
3	.988	.983	.990	.955	.989	4	5	3	9	5	-540	-540	-600	-540	-540	-540	-540	-600	-540	-540				
4	.957	.961	.949	.952	.959	1	0	1	-11	1	60	60	0	0	60	60	60	0	0	60				
5	.930	.939	.948	.954	.950	-16	-16	-15	-4	-17	120	60	60	120	120	120	60	60	120	120				
6	.910	.907	.891	.735	.884	-13	-13	-17	-25	-7	0	0	0	-420	0	0	0	0	-420	0				
7	.950	.960	.935	.929	.928	10	8	5	-3	14	60	60	60	60	60	60	60	60	60	60				
8	.807	.802	.833	.872	.852	8	5	7	-17	10	240	240	180	120	240	240	240	180	120	240				
9	.880	.889	.899	.899	.910	3	1	2	5	6	180	180	180	180	180	180	180	180	180	180				
10	.952	-	.962	.968	.955	-9	-	-13	9	-8	-120	-	-120	-60	-180	-120	-	-120	-60	-180				

- geen numerieke convergentie

Tabel 4.16. Evaluatie van de modellen voor de relatie tussen de netto neerslag en de inloop; netto neerslag berekend met het uitgebreid verliesmodel

M	P		R ²					$\Delta q_p(\%)$					$\Delta t_p(s)$				
			NASH	NLR	LAG	VOL	KP	NASH	NLR	LAG	VOL	KP	NASH	NLR	LAG	VOL	KP
w	k	\bar{r}	2,00	1,00	3,00	4,60	4,40	3,50	3,10	2,75	2,70	2,95	2,85	2,05	3,00	3,55	3,55
		\bar{x}	,920	,873	,950	,967	,966	-4,2	2,4	0,8	-7,0	0,4	102	78	24	18	24
		$\overline{ x }$						7,4	9,0	8,4	8,0	7,8	102	126	84	66	60
		s_x	,011	,021	,006	,004	,004	2,9	3,4	3,3	2,2	2,9	40	54	36	28	30
p	k	\bar{r}	1,70	1,30	3,10	4,40	4,50	3,05	2,65	2,60	3,50	3,20	2,20	2,50	3,35	3,25	3,70
		\bar{x}	,945	,926	,969	,984	,982	0,7	2,5	-1,2	-0,8	0,3	30	36	0	-24	12
		$\overline{ x }$						4,5	5,3	4,4	2,8	3,7	162	168	108	120	96
		s_x	,018	,024	,009	,005	,006	1,9	2,1	1,6	1,1	1,6	70	78	55	68	61
w	s	\bar{r}	2,60	1,50	3,30	3,40	4,20	3,60	3,40	2,90	2,20	2,90	2,90	2,50	3,05	2,65	3,90
		\bar{x}	,898	,847	,917	,890	,922	-5,0	-2,3	0,8	13,8	1,2	90	96	12	126	0
		$\overline{ x }$						14,6	15,7	16,8	21,0	17,2	102	144	96	174	60
		s_x	,012	,020	,012	,026	,011	5,6	6,3	6,0	3,8	6,3	34	59	44	91	33
p	s	\bar{r}	2,35	2,94*	3,20	3,45	3,25	3,05	3,61*	3,40	2,25	2,95	2,80	2,78*	3,50	3,40	2,70
		\bar{x}	,908	,905*	,916	,908	,919	1,4	1,8*	0,1	-0,6	3,2	30	42*	0	-36	24
		$\overline{ x }$						9,4	8,6*	9,3	11,8	9,6	162	167*	144	168	168
		s_x	,027	,028*	,023	,025	,021	4,0	4,0*	4,2	5,1	4,0	72	76*	75	78	76

M: meetgebied

w = woonwijk Pampus-Blokkerhoek
p = parkeerterrein Noorderwagenplein

P: parameters

k = kalibratie
s = simulatie

* berekend over 9 in plaats van 10 buien

\bar{r} = gemiddeld ranggetal

\bar{x} = gemiddelde van resp. R², Δq_p en Δt_p

$\overline{|x|}$ = gemiddelde van de absolute waarde van resp. Δq_p en Δt_p

s_x = standaardafwijking van het gemiddelde van resp. R², Δq_p en Δt_p

Om de gevoeligheid van het transformatiemodel voor een verandering in één van de parameters enigszins hanteerbaar te kwantificeren is bepaald:

$$D(\text{par}_i) = \sqrt{\frac{\sum_{j=1}^4 (R^2_{\text{par}_i \pm 10\%} - R^2_{\text{par}_i})^2}{3}} \quad (4.46)$$

met

- $D(\text{par}_i)$ = gevoeligheid voor parameter i
 $R^2_{\text{par}_i}$ = modefficiëntie met voor alle parameters de overall beste waarden
 $R^2_{\text{par}_i \pm 10\%}$ = modefficiëntie met één van de parameters 10% verhoogd of verlaagd
 j = teller; deze kent 4 toestanden te weten de beide meetgebieden en per meetgebied de parameterwaarde plus 10% en minus 10%.

Deze formulering van D vertoont enige analogie met de schatter voor een standaardafwijking S voor 4 waarnemingen:

$$S = \sqrt{\frac{\sum_{j=1}^4 (x_j - \bar{x})^2}{4 - 1}}$$

Hierin is \bar{x} het rekenkundige gemiddelde van de x_j 's. \bar{x} staat voor de verwachting van x , $E\{x\}$. Bij de analyse van de gevoeligheid van de modelresultaten (in termen van de modefficiëntie) voor een verandering in een modelparameter kan men stellen dat $E\{R^2\}$ gelijk is aan de modefficiëntie bij toepassing van de overall beste parameters voor het desbetreffende meetgebied. De gevoeligheid wordt berekend over de beide meetgebieden, hoewel die natuurlijk van gebied tot gebied kan verschillen. Voor een indruk van de gevoeligheid is een opsplitsing echter niet opportuun.

Een rekenvoorbeeld ter verduidelijking van (4.46): Het Nash-model is toegepast op bui 4 voor simulatie van de inloop van Pampus-Blokkerhoek en het Noorderwagenvlein. De parameter n werd daarbij 10% gevarieerd en de resultaten waren als volgt:

		n	$k(s)$	R^2
Pampus-Blokkerhoek	overall beste parameters	0,580	515	0,905
	$n + 10\%$	0,638	515	0,896
	$n - 10\%$	0,522	515	0,901
Noorderwagenvlein	overall beste parameters	1,00	335	0,957
	$n + 10\%$	1,10	335	0,953
	$n - 10\%$	0,90	335	0,952

Nu is

$$D(n) = \frac{\sqrt{(0,896 - 0,905)^2 + (0,901 - 0,905)^2 + (0,953 - 0,957)^2 + (0,952 - 0,957)^2}}{3}$$

$$= 0,0068$$

met $D(n)$ = gevoeligheid voor n , gegeven een vaste waarde van k . Voor $D(k)$ kan eenzelfde exercitie worden uitgevoerd.

De resultaten voor de parameters van de diverse transformatiemodellen waren als volgt:

	parameter	$D(\text{par}_i)$
Nash-model	n	0,0068
	k	0,0072
niet-lineaire reservoirmodel	b	0,0168
	κ	0,0096
Laguerre-model	k	0,0150
	a_0	0,0208
	a_1	0,0006
	a_2	0,0013
	a_3	0,0010
	a_4	0,0000
Volterra-model	k	0,0164
	a_0	0,0468
	a_1	0,0133
	a_2	0,0069
	a_3	0,0014
	a_4	0,0006
	a_{11}	0,0120
	a_{12}	0,0045
	a_{22}	0,0024

Voor de eenheidsafvoergolf berekend met behulp van kwadratisch programmeren is de gevoeligheid voor de 60 afzonderlijke parameters niet onderzocht.

De resultaten van het Nash-model zijn klaarblijkelijk in ongeveer gelijke mate gevoelig voor veranderingen in n of k ; het niet-lineaire reservoirmodel is vooral gevoelig voor veranderingen in b . Zowel het Laguerre-model als het Volterra-model zijn gevoelig voor de tijdschaalfactor k en voor de eerste term van de Laguerre-reeks; gezien deze resultaten is overwogen voor het Volterra-model te onderzoeken of de toegepaste methode ter bepaling van de overall beste parameters nog kan worden verbeterd.

Echter, gezien de eerdere opmerkingen over de relatief geringe kwaliteitsverbetering bij complexe modellen als het Volterra-model (vergeleken met eenvoudigere modellen) zijn verdere inspanningen achterwege gebleven.

Voor het Laguerre-model is een dergelijk onderzoek al eens uitgevoerd door Van der Kloet en Van de Ven (1981). Zij vergeleken een zevental methoden om de overall beste parameterset af te leiden. Daarbij bleek dat de gekozen methode van de gemiddelde overdrachtsfunctie (zie tabel 4.7) tot de beste behoort.

4.8. Vergelijking van de modelresultaten ten aanzien van de verliesmodellen

De vergelijking tussen de resultaten van de vijf transformatiemodellen in relatie tot het toegepaste verliesmodel wordt vereenvoudigd door de verschillen tussen de evaluatiewaarden in de tabellen 4.10 en 4.16 te beschouwen. Deze zijn aangegeven in tabel 4.17.

Beschouwen we eerst de verschillen tussen de gemiddelde modefficiënties $\Delta\bar{x}$. Deze verschillen zijn uiterst klein als ze worden afgezet tegen de standaardafwijking $s_{\bar{x}}$ in tabel 4.10 of 4.16. In de kalibratiefase lijkt het uitgebreid verliesmodel het iets beter te doen dan het exponentieel model, behalve voor het niet-lineaire reservoirmodel. Het uitgebreid verliesmodel kan derhalve een positieve invloed uitoefenen op de modelresultaten. In de simulatiefase wordt een lichte verbetering alleen aangetroffen voor het Noorderwagenveld; voor de woonwijk Pampus-Blokkerhoek is het resultaat juist iets slechter. Het uitgebreid verliesmodel heeft dus in de kalibratiefase wél een positief effect maar in de simulatiefase niet altijd. Blijkbaar wordt door de overgang van optimale parameters per gebeurtenis naar overall beste parameters zoveel ruis aan het systeem toegevoegd, dat de wellicht geringe verbetering als gevolg van een beter verliesmodel daarin verloren gaat.

Kortom, het verliesmodel vormt nu nauwelijks een flessehals voor betere modelresultaten. Het exponentieel verliesmodel levert voor simulaties een voldoende beschrijving van de verliezen, mits het kan worden gekalibreerd. In de ontwerp praktijk zal dit, bij gebrek aan afvoermetingen voor een waterbalans vrijwel nooit het geval zijn. De relatie tussen de modelparameter α (zie vergelijking 4.9) en de hydrologische eigenschappen van het gebied zijn al evenmin bekend. Dan biedt het uitgebreid verliesmodel een goed alternatief, omdat daarmee kan worden ingespeeld op de inrichting en eigenschappen van het gebied. Alle verliezen (behalve het verdampingsverlies) op alle soorten oppervlakken zijn immers expliciet in het model opgenomen.

Met betrekking tot de veranderingen in het gemiddelde ranggetal voor R^2 valt op dat het Volterra-model en de overdrachtsfunctie met kwadratisch programmeren hun positie in vergelijking tot de andere modellen verbeteren wanneer het uitgebreid verliesmodel wordt toegepast. Blijkbaar zijn deze modellen beter dan andere in staat om te worden gebruikt in combinatie met het uitgebreid verliesmodel. Daar staat tegenover dat het Laguerre-model minder goed functioneert in combinatie met het uitgebreid verliesmodel – maar nog altijd beter dan het Nash-model of het niet-lineaire reservoirmodel.

Tabel 4.17. Verschillen in de resultaten van de transformatiemodellen in verband met het toegepaste verliesmodel; aangegeven zijn de verschilwaarden (waarden bij het exponentieel verliesmodel volgens tabel 4.10 minus waarden bij het uitgebreid verliesmodel volgens tabel 4.16)

M	P	R ²					$\Delta q_p(\%)$					$\Delta t_p(s)$					
		NASH	NLR	LAG	VOL	KP	NASH	NLR	LAG	VOL	KP	NASH	NLR	LAG	VOL	KP	
w	k	$\Delta \bar{r}$	0,00	0,40	0,20	-0,30	-0,30	-0,75	-0,75	0,40	0,65	0,45	0,25	0,60	-0,35	-0,15	-0,35
		$\Delta \bar{x}$	-0,003	0,030	-0,001	0,000	-0,002	-3,2	-2,7	-4,7	0,7	-6,7	-48	2	6	-24	6
		$\Delta \bar{x}^{\bar{}}$						1,6	2,0	0,1	-0,3	-0,5	-12	-19	18	0	-6
p	k	$\Delta \bar{r}$	0,15	0,45	0,50	0,25	-1,35	0,10	-0,15	0,25	0,70	-1,00	-0,15	0,15	-0,95	0,70	0,25
		$\Delta \bar{x}$	-0,005	0,008	-0,003	-0,008	-0,019	-3,0	-3,5	-1,4	-0,6	-5,2	-6	42	60	48	-6
		$\Delta \bar{x}^{\bar{}}$						2,2	2,3	1,0	0,4	5,2	-6	-72	0	-72	-54
w	s	$\Delta \bar{r}$	0,10	0,25	0,55	-0,80	-0,10	0,05	-1,10	-0,05	0,55	0,55	-0,05	0,20	0,35	-0,45	-0,05
		$\Delta \bar{x}$	0,000	0,016	0,003	0,014	0,000	-1,7	-2,0	-5,5	2,1	-7,3	-18	-24	36	-72	-6
		$\Delta \bar{x}^{\bar{}}$						-0,7	0,2	-1,1	-5,9	-3,1	30	-42	-12	-12	-18
p	s	$\Delta \bar{r}$	0,50	0,72	-0,25	-0,85	-0,05	-0,20	0,46	0,10	-0,05	-0,25	-0,60	0,22	-0,40	0,45	0,35
		$\Delta \bar{x}$	0,000	-0,007	-0,007	-0,013	-0,009	-2,8	-2,6	-0,5	-7,3	-4,9	30	51	102	-12	72
		$\Delta \bar{x}^{\bar{}}$						3,0	2,2	1,9	1,3	3,1	6	-74	-42	-12	-72

M: meetgebied

w = woongebied Pampus-Blokkerhoek

p = parkeerterrein Noorderwagenplein

P: modelparameters

k = per gebeurtenis geoptimaliseerd (kalibratie)

s = overall beste parameters (simulatie)

$\Delta \bar{r}$ = verschil in gemiddelde ranggetal

$\Delta \bar{x}$ = verschil in gemiddelde van resp. R² Δq_p en Δt_p

$\Delta \bar{x}^{\bar{}}$ = verschil in gemiddelde van de absolute waarden van resp. Δq_p en Δt_p

Overwogen zou kunnen worden de parameterwaarden van de modellen te koppelen aan bui-eigenschappen (adaptieve parameters). Daartoe zouden veel meer buien in de kalibratie betrokken moeten worden. Koppeling van parameterwaarden aan gebiedseigenschappen leidt tot relaties met een grote onbetrouwbaarheid (Kidd, 1978).

De verschillen in de afwijkingen van de topinloop zijn in de kalibratiefase redelijk eenduidig: met het uitgebreid verliesmodel worden de toppen in de rioolinloop iets beter voorspeld dan met het exponentieel verliesmodel. Overeenkomstig de resultaten voor de modefficiëntie is die betere voorspelling ook aan te treffen in de simulatiefase voor het Noorderwagenvlein; voor Pampus-Blokkerhoek zijn de gesimuleerde toppen in het algemeen wat slechter. Er komen zowel naar boven als naar beneden grotere afwijkingen voor. Opvallend is dat het Volterra-model in vergelijking tot de andere modellen relatief slecht de topinloop simuleert in combinatie met het uitgebreid verliesmodel. De relatief sterke positie die het Nash-model al had in combinatie met het exponentieel verliesmodel voor voorspelling van de topinlopen, wordt in combinatie met het uitgebreid verliesmodel nog versterkt. Uitzondering hierop vormt de simulatie van de inloop van het Noorderwagenvlein. Bij beide verliesmodellen levert het niet-lineaire reservoirmodel de beste schattingen van de topinloop. Het tijdstip waarop de top optreedt wordt bij gebruik van het uitgebreid verliesmodel gemiddeld iets slechter bepaald.

Tot slot kan worden afgeleid dat het, uit het oogpunt van de modefficiëntie, bij het uitgebreid verliesmodel meer dan bij het exponentiële model loont om een gecompliceerder transformatiemodel te gebruiken, doch niet het Volterra-model. De combinatie van het uitgebreid verliesmodel met een relatief eenvoudig transformatiemodel als de Nash-cascade of het niet-lineaire reservoirmodel lijkt minder op zijn plaats, gezien het gedrag van $\Delta\bar{T}$. Toch zal men van een dergelijke combinatie in de ontwerp praktijk vaak gebruik moeten maken omdat, zoals hierboven al is aangegeven, kalibratie van een ander verliesmodel door gebrek aan gegevens uitgesloten is.

5. EXTREMA IN DE RIOOLINLOOP

5.1. Statistische analyse van extreme waarden

In hoofdstuk 3 is ingegaan op de verliezen die optreden tussen het vallen van de neerslag en de inloop in het riool. In hoofdstuk 4 is de afstromingsvertraging daaraan toegevoegd en is het afstroomproces door middel van modellen gekwantificeerd. In dat hoofdstuk is ook onderzocht in hoeverre de modellering van het neerslagverlies van invloed is op de modelresultaten. In dit hoofdstuk wordt vooral ingegaan op de extrema die in de neerslag en de rioolinloop voorkomen. De verschillen daartussen worden statistisch vastgesteld en worden gerelateerd aan de processen die de afvoer van de neerslag beheersen. Voor dit onderzoek is gebruik gemaakt van de reeksen neerslag- en inloopegegevens zoals die in Lelystad zijn verzameld. In principe is het ook mogelijk neerslagreeksen van elders met behulp van de eerder beschreven verlies- en transformatiemodellen om te zetten in inloopreeksen en de maxima daarvan te analyseren. De onnauwkeurigheid van de modellen is dan wel van invloed op de nauwkeurigheid van de berekende (extreme) waarden. De mate van beïnvloeding zal echter afhangen van de variabele die wordt beschouwd.

Met name extrema in de rioolinloop zijn van belang voor het rioolontwerp, bijvoorbeeld voor de vaststelling van de ontwerpafvoerintensiteit, voor de overstortingshoeveelheden enz. Daarom komt ook de keuze van ontwerpnormen aan de orde. Want juist daarin komt het belang van het neerslagafvoerproces voor de riolering volledig tot uiting.

Om het statistische gedrag van de extreme waarden te onderzoeken staan in principe twee methoden ter beschikking om deze extrema uit een reeks te selecteren en te analyseren:

1. Maximummethode (annual maximum method), waarbij het maximum binnen een vast tijdsinterval (meestal een kalenderjaar) wordt bepaald en bijeengevoegd tot een verzameling van maxima. Elk tijdsinterval méér gegevens voegt dan één waarde toe aan de verzameling maxima.
2. Piek-boven-drempelmethode, waarbij alle piekwaarden boven een zekere drempelwaarde in de verzameling maxima worden opgenomen. Het aantal maxima hangt in dit geval af van het gekozen niveau van de drempel. Deze wordt ook wel partiële reeksanalyse genoemd.

De eerste methode is in de hydrologie zeer bekend en kan worden beschouwd als de klassieke analysemethodiek. Deze heeft echter als bezwaar dat, wanneer binnen één tijdsinterval twee grote pieken optreden, alleen de grootste piek bij de analyse wordt betrokken. In de piek-boven-drempel- of peak over threshold (POT)-methode worden de beide pieken meegenomen, afhankelijk van de gekozen drempelwaarde. De eerste methode is volgens Sevruk en Geiger (1981) meer geschikt voor het schatten van gebeurtenissen met een grote herhalingstijd, globaal 10 - 1.000 jaar; de tweede meer

voor korte herhalingstijden, globaal van tienmaal per jaar tot eenmaal per 10 jaar. Yevjevich (1984) geeft aan dat de geschiktheid afhangt van de parameters van de verdeling; indien de drempel in de piek-boven-drempelmethode zodanig wordt gekozen dat circa 2 à 3 pieken per jaar worden meegenomen, zal partiële reeksanalyse in het algemeen een meer betrouwbare voorspelling van de extrema opleveren dan de klassieke theorie met jaarmaxima, ook voor grote herhalingstijden. Gegeven de opmerkingen van Sevruk en Geiger en van Yevjevich en gegeven de voor het rioolontwerp gebruikelijke herhalingstijden van 1 - 5 jaar of nog korter, moet men zich afvragen of niet vaker dan thans gebruikelijk partiële reeksanalyse moet worden toegepast.

5.1.1. De klassieke extreme waardenverdelingen

In de klassieke methoden voor de analyse van de statistische eigenschappen van extreme waarden wordt uitgegaan van een verzameling maxima die zijn geselecteerd volgens de maximummethode. Als $\underline{x}_1^*, \underline{x}_2^*, \dots, \underline{x}_n^*$ een reeks van onafhankelijke, isomorphe** random variabelen met een gemeenschappelijke kansverdeling $F(x) = P\{\underline{x}_j \leq x\}$ voorstelt en als $M_n = \max\{x_1, x_2, \dots, x_n\}$, dan is de kansverdeling van M_n

$$F_{M_n}(x) = P\{M_n \leq x\} = P\{\underline{x}_1 \leq x\} \cdot P\{\underline{x}_2 \leq x\} \cdot \dots \cdot P\{\underline{x}_n \leq x\} \\ = \{F(x)\}^n \quad (5.1)$$

Nu geldt dat als:

$$P\{(M_n - b_n)/a_n \leq x\} = \{F(a_n x + b_n)\}^n \rightarrow H(x) \quad (n \rightarrow \infty) \quad (5.2)$$

voor geschikte waarden van $a_n \geq 0$ en b_n , dan is $H(x)$ één van de drie kansverdelingen die bekend staan als Fisher-Tippett type I, type II of type III (Fisher en Tippett, 1928). Andere namen voor de type I verdeling zijn: dubbel-exponentiële of Gumbel-verdeling, voor type II: Cauchy, Fréchet of log-Gumbel-verdeling en voor type III: Weibull of begrensde extreme waardenverdeling. Door Von Mises (1936) en later door Jenkinson (1955) werden deze drie verdelingen verenigd tot:

$$H(x; \mu, \sigma, \theta) = P\{\underline{x} \leq x\} = \exp \left[- \left\{ 1 - \theta \left(\frac{x - \mu}{\sigma} \right) \right\}^{1/\theta} \right] \quad (5.3)$$

Hierin is μ de plaatsparameter, σ de schaalparameter en θ de vormparameter. $H(x)$ staat bekend als General Extreme Value (GEV)-verdeling. Voor de limiet $\theta \rightarrow 0$ gaat (5.3) over in de Gumbel-verdeling.

* \underline{x}_j = stochastische variabele; te herkennen aan de onderstreping

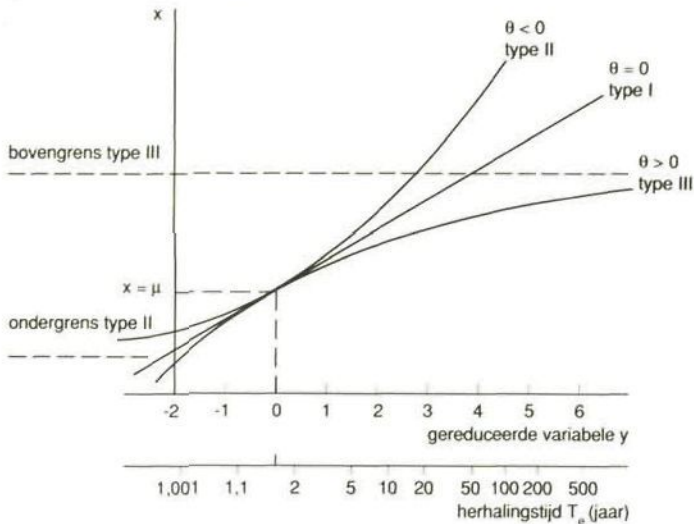
** isomoor = behorend tot dezelfde (marginale) kansverdeling

$$H(x; \mu, \sigma, \theta) = P \{ \underline{x} \leq x \} = \exp \left\{ -\exp \left(-\frac{x - \mu}{\sigma} \right) \right\} \quad (5.4)$$

De Fisher-Tippett type II verdeling komt overeen met $\theta < 0$ en de type III verdeling met $\theta > 0$; $\theta = 0$ levert de type I verdeling. Vaak wordt gesteld:

$$y = \frac{x - \mu}{\sigma} \quad (5.5)$$

waarbij y de gereduceerde variabele wordt genoemd; de plaatsparameter μ en de schaalparameter σ standaardiseren de waarden van x . In figuur 5.1 zijn de type I, II en III verdelingen uitgezet als functie van de gereduceerde variabele.



Figuur 5.1. De GEV-verdeling voor $\theta > 0$ en $\theta < 0$ ten opzichte van $\theta = 0$

De herhalingstijd T_e wordt berekend als

$$T_e = \frac{1}{1 - P \{ \underline{x} \leq x \}} = \frac{1}{1 - H(x)} \quad (5.6)$$

De Gumbel-verdeling is bijzonder populair bij de hydrologen waar het gaat om de statistische analyse van maxima. In relatie tot de dimensionering van riolering en verwante werken is deze verdeling onder andere toegepast door Hershfield (1961), Van Kregten (1972), Van den Herik en Kooistra (1973), Schenkeveld (1976), Van de Ven (1983) en Demarrée (1985).

Indien voor de maxima een Gumbel-verdeling wordt aangenomen, dan dient te worden getoetst of deze kansverdeling wel de juiste is (zie paragraaf 5.1.3). Blijkt dit niet het geval, dan zal men een GEV-verdeling met $\theta \neq 0$ moeten toepassen of de maxima zodanig transformeren dat ze wél passen in een Gumbel-verdeling (Van de Ven, 1983). Wordt dat laatste ge-

daan, dan vormt de Box-Cox transformatie een geschikte klasse van transformaties omdat, zoals in paragraaf 5.1.4 wordt beschreven, de mate van transformatie kan worden geoptimaliseerd in combinatie met de optimalisatie van de parameters μ en σ . De transformatie wordt beschreven als (Box en Cox, 1964):

$$\begin{cases} z(\lambda) = (x^\lambda - 1)/\lambda & \lambda \neq 0 \\ z(0) = \ln(x) & \lambda = 0 \end{cases} \quad (5.7)$$

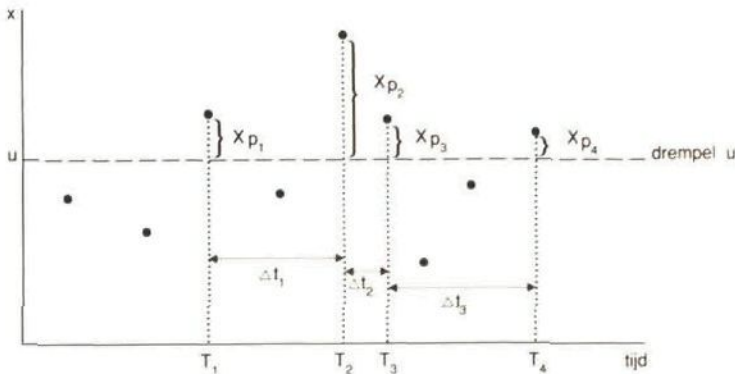
waarbij wordt opgemerkt dat

$$\lim_{\lambda \rightarrow 0} (x^\lambda - 1)/\lambda = \ln(x) \quad (5.8)$$

De parameter λ bepaalt de mate van transformatie; $\lambda = 1$ betekent slechts een translatie, $\lambda = 0,5$ een worteltransformatie en $\lambda = 0$ een logtransformatie.

5.1.2. Partiële reeksen

Werd bij de klassieke extreme waardenverdelingen uitgegaan van een verzameling extrema die waren geselecteerd volgens de maximummethode, bij de partiële reeksen wordt uitgegaan van de piek-boven-drempelmethode voor de selectie van de extrema. Het aantal overschrijdingen gedurende de totale meetperiode en de kansverdeling van de mate waarin de drempel wordt overschreden spelen bij de partiële reeksanalyse een centrale rol. In figuur 5.2 zijn de beide variabelen aangegeven.



Figuur 5.2. Het piek-boven-drempelmodel

Langs de tijdas zijn de aequidistante waarnemingen x_i uitgezet, waarvan er een aantal de drempelwaarde u overschrijden. Indien ervan wordt uitgegaan dat de kansverdeling van de tijd tussen twee overschrijdingen kan worden beschreven als een Poisson-verdeling en de kansverdeling van de mate van overschrijding als een exponentiële verdeling, dan is de kans op overschrijding van een bepaalde extreme waarde te beschrijven als een dubbel-exponentiële of Gumbel-verdeling. Immers, als Δt wordt uitgedrukt

in het aantal waarnemingstijdstappen tussen $x_{p,i+1}$ en $x_{p,i}$ en als voor de tijd Δt tussen twee overschrijdingen een Poisson-verdeling mag worden aangenomen met parameter :

$$P\{\underline{\Delta t} = \Delta t\} = \frac{\exp(-\zeta) \cdot \zeta^{\Delta t}}{\Delta t!} \quad \zeta > 0; \Delta t = 0, 1, 2, \dots \quad (5.9)$$

en voor de mate van overschrijding een exponentiële verdeling met parameter σ_p :

$$P\{\underline{x}_p \leq x_p\} = 1 - \exp(-x_p/\sigma_p) \quad \sigma_p > 0; \quad x_p \geq 0 \quad (5.10)$$

dan geldt voor de kans op een combinatie van beide (Van Montfort, 1979):

$$\begin{aligned} P\{\underline{x}_p \leq x_p\} &= \sum_{\Delta t=0}^{\infty} \{1 - \exp(-x_p/\sigma_p)\}^{\Delta t} \cdot \frac{\exp(-\zeta) \cdot \zeta^{\Delta t}}{\Delta t!} \\ &= \exp\{-\zeta \cdot \exp(-x_p/\sigma_p)\} \quad \text{voor } x_p \geq 0 \end{aligned} \quad (5.11)$$

Omwerken levert:

$$P\{\underline{x}_p \leq x_p\} = \exp\left[-\exp\left\{-\frac{(x_p - \sigma_p \cdot \ln \zeta)}{\sigma_p}\right\}\right]$$

Met $\mu_p = \sigma_p \cdot \ln \zeta$ kan deze kans op onderschrijding van een extreem niveau kan worden geschreven als:

$$P\{\underline{x}_p \leq x_p\} = \exp\left\{-\exp\left(-\frac{x_p - \mu_p}{\sigma_p}\right)\right\} \quad (5.13)$$

met μ_p en σ_p de parameters van de gemodificeerde Gumbel-verdeling bij de partiële reeksanalyse. Er wordt gesproken van "gemodificeerd" omdat de parameters verschillen van die, berekend met de klassieke maximummethode.

Nu kan het zijn, dat de mate van overschrijding niet goed kan worden gevat in een exponentiële verdeling. Dan kan ook de wat flexibelere gegeneraliseerde Pareto-verdeling worden toegepast (Smith, 1984):

$$F(x_p; \sigma_p, \theta_p) = \begin{cases} 1 - (1 - \theta_p x_p / \sigma_p)^{1/\theta_p} & (\theta_p \neq 0) \\ 1 - \exp(-x_p / \sigma_p) & (\theta_p = 0) \end{cases} \quad (5.14)$$

waarbij $\sigma_p > 0$, $-\infty < \theta_p < \infty$ en voor $\theta_p \leq 0$ geldt dat $0 \leq x_p \leq \infty$ terwijl voor $\theta_p > 0$ geldt dat $0 \leq x_p \leq \sigma_p / \theta_p$. Deze verdeling bevat de exponentiële verdeling als bijzonder geval, namelijk wanneer $\theta_p = 0$. De parameter θ_p is evenals θ in de GEV-verdeling (5.3) een vorm-parameter. Samen met de parameter $\mu_p (= \sigma_p \cdot \ln \zeta)$ krijgt men dan een 3-parameter kansverdeling met de parameters μ_p , σ_p en θ_p voor de onderschrijdingskans van een extreem

me waarde. Die verdeling blijkt herleidbaar tot een gemodificeerde GEV-verdeling, conform de afleiding van (5.13) als gemodificeerde Gumbelverdeling. In het algemeen kan echter bij afvoermaxima worden volstaan met een exponentiële verdeling voor de overschrijdingen (5.10) (Yevjevich, 1984). Wel is het raadzaam om te controleren of dit gerechtvaardigd is. In paragraaf 5.1.3.2 wordt daartoe een toets beschreven. Evenals bij het verschil tussen de GEV-verdeling en de Gumbelverdeling is het verschil tussen toepassing van de exponentiële verdeling en de gegeneraliseerde Pareto-verdeling vooral van belang voor de grotere herhalingstijden. Voor de voor de praktijk relevante herhalingstijden van 1 tot 5 jaar is het verschil gering omdat de afwijking tussen de beide verdelingen in het gebied rond $y = 0$ slechts beperkt is (zie figuur 5.1.)

5.1.3. Toetsen van de verdeling

5.1.3.1. Gumbel-verdeling

Wil men gebruik maken van de Gumbel-verdeling, dan moet eerst worden onderzocht of deze verdeling wel een voldoende benadering geeft van de werkelijke verdeling van de verzameling extreme waarden. Daartoe is gebruik gemaakt van de r-toets. In eerste instantie (Van de Ven, 1983) is ook de Pearson χ^2 -toets toegepast, maar omdat aan de uitkomsten daarvan niet of nauwelijks betekenis mag worden toegekend (Belke, 1974; Van Montfort, 1983) is deze later achterwege gelaten.

De r-toets is beschreven door Van Montfort (1970, 1979), Bardsley (1977) en Otten en Van Montfort (1978). Het is een eenvoudige toets om te onderzoeken of in de GEV-verdeling geldt dat $\theta = 0$; als alternatief geldt $\theta > 0$ of $\theta < 0$. Indien $\theta = 0$ is de relatie tussen y en x lineair – zie figuur 5.1. Vertoont de geordende reeks extrema een afwijking naar boven of naar beneden, dan is het waarschijnlijk dat $\theta \neq 0$. De helling tussen de opeenvolgende extrema die zijn uitgezet in de Gumbel-plot zoals figuur 5.1, zal dan systematisch toe- of afnemen. Bij de r-toets wordt dit onderzocht.

Indien $x_{(1)} \leq \dots \leq x_{(i)} \leq x_{(i+1)} \leq \dots \leq x_{(n)}$ de geordende maxima¹ zijn, dan is de eerste-orde-benadering van de kans op onderschrijding:

$$P\{x \leq x_{(i)}\} = \frac{i}{n+1} \quad (5.15)$$

¹ De geordende maxima worden dus aangegeven met een index tussen haakjes $x_{(i)}$; de ongeordende maxima als x_i . De index p in x_p wordt gebruikt als indicator voor partiële reeksanalyse in plaats van de klassieke maximummethode (zie b.v. figuur 5.2).

De daarbij behorende gereduceerde variabele wordt dus:

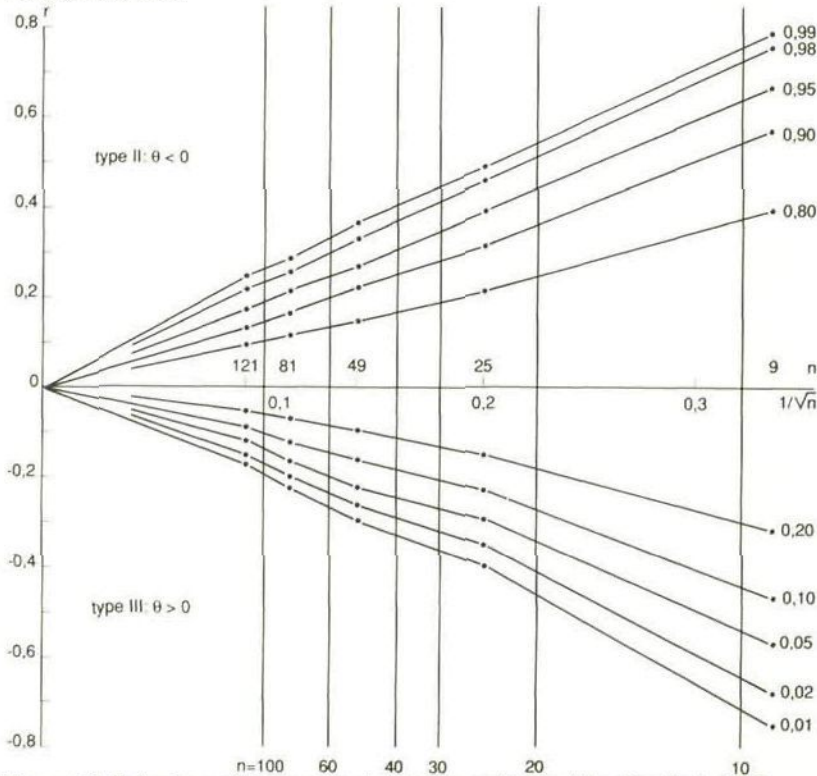
$$y_{(i)} = -\ln \left\{ -\ln \left(\frac{i}{n+1} \right) \right\} \quad (5.16)$$

$y_{(i)}$ is de zogenaamde Weibull plotting positie.

De helling tussen twee opeenvolgende maxima in de Gumbelplot bedraagt:

$$l_i = \frac{x_{(i+1)} - x_{(i)}}{Y_{(i+1)} - Y_{(i)}} \quad (5.17)$$

De gemiddelde plottingpositie waarbij l_i hoort is $\{y_{(i+1)} + y_{(i)}\}/2 = y_{(i+1/2)}$. De correlatiecoëfficiënt r tussen l_i en $y_{(i+1/2)}$ wordt gebruikt als toetsingsgrootte. In figuur 5.3 zijn de kritieke waarden voor r aangegeven als functie van het aantal maxima n en van de gewenste (on)betrouwbaarheid van het testresultaat.



Figuur 5.3. Enige kwantielen van de toetsingsgrootte r (Van Montfort, 1979)

In deze studie is gekozen is voor een betrouwbaarheid van 90%, ofwel een onbetrouwbaarheid van tweemaal 0,05. De aanname $\theta = 0$ wordt dus verworpen indien de waarde van r onder de 0,05-lijn ligt of boven de 0,95-lijn.

5.1.3.2. Exponentiële verdeling

De exponentiële verdeling is te beschouwen als een gegeneraliseerde Pareto-verdeling (5.14) met $\theta_p = 0$. Een geschikte toets om te onderzoeken of mag worden verondersteld dat $\theta_p = 0$ is beschreven door Van Montfort en Witter (1985). Zij definiëren een G-statistic als:

$$\underline{G} \approx \frac{\text{maximum}}{\text{mediaan}} = \frac{\underline{x}_{(n)} - u}{\frac{1}{2} \left\{ \underline{x} \left(\frac{1+n}{2} \right) + \underline{x} \left(1 + \left[\frac{n}{2} \right] \right) \right\} - u} \quad (5.18)$$

waarbij:

u = de waarde van de drempel

$\underline{x}_{(n)}$ = het maximum van de n extrema

van de indexen $\left(\frac{1+n}{2} \right)$ en $\left(1 + \left[\frac{n}{2} \right] \right)$ wordt alleen het integer deel beschouwd; alles achter de komma wordt verwaarloosd. Voorts geldt:

$$u \leq \underline{x}_{(1)} \leq \underline{x}_{(2)} \leq \dots \leq \underline{x}_{(n)}$$

Met G kan de nulhypothese

H_0 : de maxima zijn exponentieel verdeeld ($\theta_p = 0$) worden getoetst met als alternatief

H_a : gegeneraliseerde Pareto-verdeling met $\theta_p \neq 0$.

De kansverdeling van \underline{G} is sterk afhankelijk van n . In figuur 5.4 zijn de kwantielen van \underline{G} weergegeven als functie van het aantal pieken n . Bij een onbetrouwbaarheid van 10% tweezijdig wordt H_0 verworpen indien \underline{G} ligt onder de lijn 0,05 of boven de lijn 0,95.

5.1.4. Schatten van de parameters

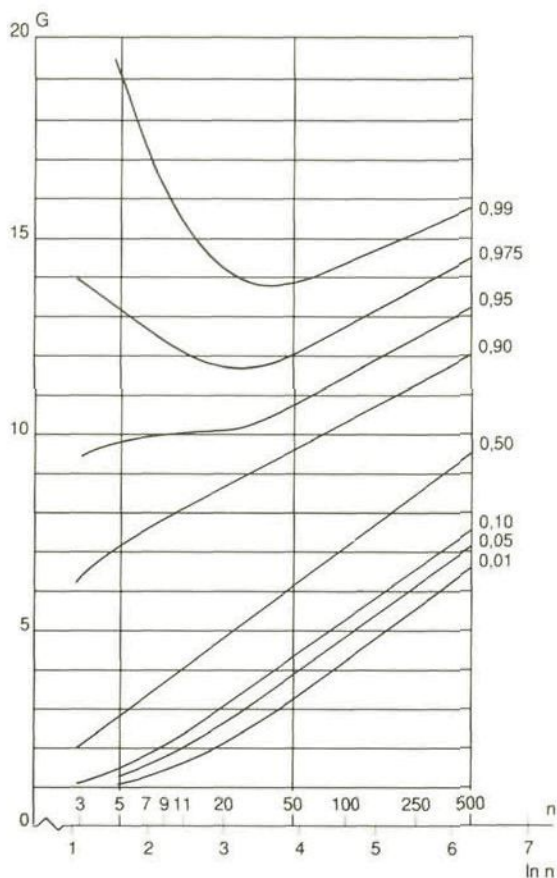
5.1.4.1. De Gumbel-verdeling c.a.

Voor de Gumbel-verdeling is de relatie tussen x en de gereduceerde variabele y lineair, conform (5.5)

$$x \approx \sigma \cdot y + \mu \quad (5.19)$$

De parameters μ en σ moeten worden geschat. Voor de reeks van naar grootte geordende (jaar)maxima $x_{(1)} \leq \dots \leq x_{(n)}$ kan een benadering van de kans op onderschrijding worden gegeven. We zagen al in (5.15)

$$P\left\{ \underline{x} \leq x_i \right\} = \frac{i}{n+1} \quad (5.20)$$



Figuur 5.4. Enige kwantielen van de toetsingsgrootheid \underline{G} (Van Montfort, Witter, 1985)

maar ook andere benaderingen worden gebruikt. De Gringorten-vergelijking (Gringorten, 1963):

$$P\{x \leq x_i\} = \frac{i - 0,44}{n + 0,12} \quad (5.21)$$

is bijvoorbeeld beter, omdat deze schatter asymptotisch zuiver is (Anonymus, 1975). De plottingpositie voor $x_{(i)}$ is:

$$y_{(i)} = -\ln \left[-\ln (P\{x \leq x_{(i)}\}) \right] \quad (5.22)$$

Hoewel het gebruik van lineaire regressie theoretisch niet geheel correct is vanwege de mogelijke onderlinge correlatie en heteroscedasticiteit¹ van de geordende waarnemingen, kan daarmee op handzame wijze een schatting van de parameters μ en σ worden verkregen. Deze 'aangepaste momentenmethode' heeft als schatters:

¹ heteroscedasticiteit: met een variantie die afhangt van x .

$$\hat{\sigma} = \frac{\sum x_{(i)}^2 - (\sum x_{(i)})^2/n}{\sum y_{(i)}^2 - (\sum y_{(i)})^2/n}$$

en:

$$\hat{\mu} = \left\{ \sum x_{(i)} - \hat{\sigma} \sum y_{(i)} \right\} / n \quad (5.24)$$

Aan de maxima zelf worden bij deze methode slechts twee waarden ontleend, te weten $\sum x_{(i)}$ en $\sum x_{(i)}^2$

Een betere schattingsmethode is de **methode van de grootste aannemelijkheid**. De aannemelijkheid van een steekproef met omvang n is gedefinieerd als:

$$L^* = \prod_{i=1}^n f(x_i) \quad (5.25)$$

waarin $f(x_i)$ de kansdichtheid ($dF(x)/dx$) op het punt x_i voorstelt. Voor de Gumbel-verdeling is:

$$f(x_i) = \frac{1}{\sigma} \cdot \exp\left(-\frac{x_i - \mu}{\sigma}\right) \cdot \exp\left\{-\exp\left(-\frac{x_i - \mu}{\sigma}\right)\right\} \quad (5.26)$$

De waarden van $\hat{\mu}$ en $\hat{\sigma}$ waarbij L^* haar maximum bereikt zijn de beste, *asymptotisch zuivere schatters van de twee parameters*. Als L^* maximaal is, dan geldt hetzelfde voor als $L = \ln(L^*)$.

$$L = \ln(L^*) = \ln\left\{\prod_{i=1}^n f(x_i)\right\} \approx \sum_{i=1}^n \ln\{f(x_i)\} \quad (5.27)$$

zodat:

$$L = -n \cdot \ln(\sigma) - \sum_{i=1}^n \frac{x_i - \mu}{\sigma} - \sum_{i=1}^n \exp\left(-\frac{x_i - \mu}{\sigma}\right) \quad (5.28)$$

Voor het maximum geldt $\frac{\partial L}{\partial \mu} = 0$ en $\frac{\partial L}{\partial \sigma} = 0$.

Met een gradiëntmethode is dit maximum van L snel te bepalen. Hier is een door Clarke (1973) beschreven methode toegepast. Eerst worden daartoe startwaarden voor $\hat{\mu}$ en $\hat{\sigma}$ gekozen. Vervolgens wordt de iteratieve berekening gestart. Berekend worden:

$$y_i = (x_i - \hat{\mu})/\hat{\sigma}$$

$$R_1 = n - \sum_{i=1}^n \exp(-y_i)$$

$$R_2 = n - \sum_{i=1}^n y_i + \sum_{i=1}^n y_i \cdot \exp(-y_i)$$

De correcties $\Delta\mu$ en $\Delta\sigma$ voor de waarden $\hat{\mu}$ en $\hat{\sigma}$ worden volgens Clarke (1973) gegeven door:

$$\begin{aligned} \Delta\sigma &= (0,26 \cdot R_1 - 0,608 \cdot R_2) \cdot (\hat{\sigma}/n) \\ \Delta\mu &= (1,11 \cdot R_1 - 0,26 \cdot R_2) \cdot (\hat{\sigma}/n) \end{aligned} \quad (5.29)$$

De gecorrigeerde schattingen voor $\hat{\mu}$ en $\hat{\sigma}$ bedragen dan:

$$\begin{aligned} \hat{\mu} &= \hat{\mu} + \Delta\mu \\ \hat{\sigma} &= \hat{\sigma} + \Delta\sigma \end{aligned} \quad (5.30)$$

Het iteratieproces wordt voortgezet tot $\Delta\mu$ en $\Delta\sigma$ klein genoeg zijn.

Wordt naast μ en σ van de Gumbel-verdeling de parameter λ van de Box-Cox transformatie als derde parameter ingevoerd, dan kan de methode van de grootste aannemelijkheid zodanig worden gemodificeerd, dat de waarde van λ in combinatie met μ en σ wordt geoptimaliseerd. μ en σ worden daarmee ook functies van λ .

Is z_i de getransformeerde van x_i conform (5.7), dan is:

$$\begin{aligned} \ln(L^*) = L &= \ln \left[\prod_{i=1}^n \frac{1}{\sigma} \exp\left(-\frac{z_i - \mu}{\sigma}\right) \cdot \exp\left\{-\exp\left(-\frac{z_i - \mu}{\sigma}\right)\right\} \right] + \\ &+ (\lambda - 1) \sum_{i=1}^n \ln(x_i) = L_1 + L_2 \end{aligned} \quad (5.31)$$

met $L_2 = (\lambda - 1) \sum_{i=1}^n \ln(x_i)$. Omdat L_2 niet afhankelijk is van μ en σ kan men schrijven (Van Montfort, 1979):

$$\text{Max}(L; \lambda, \mu, \sigma) = \text{Max}\{\lambda\} \{ \text{Max}(L_1; \mu, \sigma) + L_2 \} \quad (5.32)$$

Bij gegeven λ kan $\text{Max}(L_1; \mu, \sigma)$ wederom worden bepaald met de door Clarke (1973) beschreven methode. Voor de optimalisatie van λ moeten niet alleen $\partial L / \partial \mu$ en $\partial L / \partial \sigma$ gelijk zijn aan nul, maar ook $\partial L / \partial \lambda$, dus:

$$\frac{\partial L}{\partial \lambda} = \frac{\partial}{\partial \lambda} \{ \text{Max}(L_1) \} + \sum_{i=1}^n \ln(x_i) = 0 \quad (5.33)$$

Met behulp van de secant-methode (La Fara, 1973) is dit nulpunt te bepalen. In deze iteratieve nulpuntszoeker wordt de $(n+1)^e$ schatting van de variabele $-\lambda$ - afgeleid uit de n^e en de $(n-1)^e$ volgens:

$$\lambda_{n+1} = \lambda_{n-1} - \left(\frac{\partial L}{\partial \lambda} \right)_{n-1} \cdot \frac{\lambda_n - \lambda_{n-1}}{\left(\frac{\partial L}{\partial \lambda} \right)_n - \left(\frac{\partial L}{\partial \lambda} \right)_{n-1}} \quad (5.34)$$

Als beginschattingen voor λ zijn de waarden 0 en 1 gekozen. Bij elke waarde van λ worden de optimale waarden van μ en σ berekend. De waarde van $\frac{\partial}{\partial \lambda} \{L_1\}$ wordt vastgesteld door een kleine verandering in λ aan te brengen en zo de afgeleide numeriek te benaderen. Wordt het nulpunt van $\partial L / \partial \lambda$ gevonden, dan zijn de parameters μ , σ , en λ optimaal gekozen.

5.1.4.2. Partiële reeksen

Uitgaande van een Poisson-verdeling voor de tijd tussen de overschrijdingen van een bepaalde drempel en van een exponentiële verdeling voor de mate van overschrijding, wordt voor de kans op onderschrijding van een extreme waarde een gemodificeerde Gumbel-verdeling gevonden, conform (5.13).

$$P\{x_p \leq x_p\} = \exp \left\{ -\exp \left(-\frac{x_p - \mu_p}{\sigma_p} \right) \right\} \quad (5.35)$$

Met behulp van de momenten-schaters kunnen μ_p en σ_p eenvoudig worden geschat. Daartoe wordt eerst de parameter ζ uit de Poisson-verdeling geschat:

$$\hat{\zeta} = N/n_y \quad (5.36)$$

N = aantal pieken groter dan de drempelwaarde u
 n_y = aantal jaren gegevens

De parameter σ_p wordt geschat uit de overschrijdingen $x_{p,i}$ (zie figuur 5.2):

$$\hat{\sigma}_p = \frac{\sum_{i=1}^N x_{p,i}}{N} = \bar{x}_p \quad (5.37)$$

De schatting voor μ_p wordt nu:

$$\hat{\mu}_p = \hat{\sigma}_p \cdot \ln(\hat{\zeta}) \quad (5.38)$$

De schatters voor ζ en σ_p zijn de beste, zuivere schatters, zodat ook de schatting van μ_p een beste, zuivere schatting is. De schattingen $\hat{\mu}_p$, $\hat{\sigma}_p$ en natuurlijk ook $\hat{\zeta}$ blijven enigermate afhankelijk van de drempelwaarde u , zeker indien aan de verdeling van de overschrijdingen een gegeneraliseerde Pareto-verdeling ten grondslag ligt in plaats van een exponentiële verdeling. Door $\hat{\mu}_p$ en $\hat{\sigma}_p$ grafisch uit te zetten tegen de drempel u wordt vaak wel een bereik voor deze drempelwaarde gevonden waarbinnen de parameters redelijk stabiel blijven. Een verdere randvoorwaarde bij de bepaling van de drempel u is het aantal overschrijdingen. Dit aantal moet bij voorkeur liggen bij 2 à 3 per jaar; de nauwkeurigheid van de partiële reeksanalyse is dan relatief groot (Yevjevich, 1984) en men komt naar mag worden verwacht toch niet in de problemen met afhankelijkheid tussen de pieken.

Volgens Yevjevich en Taesombut (1978) is de variantie van de schatting van x_p , gegeven de herhalingstijd T_e :

$$\text{var}(\hat{x}_p) = \frac{\sigma_p^2}{\zeta \cdot n_y} \left[1 + \left\{ \ln \zeta + y(T_e) \right\}^2 \right] \quad (5.39)$$

waarin:

n_y = steekproefomvang (aantal jaren)

$$y(T_e) = -\ln \left\{ -\ln \left(1 - \frac{1}{T_e} \right) \right\}$$

Immers, naar analogie van (5.5) uit (5.4) kan uit (5.12) worden gesteld

$$y = \frac{x_p - \hat{\sigma}_p \ln \zeta}{\hat{\sigma}_p}$$

ofwel bij een herhalingstijd T_e

$$x_p(T_e) = \hat{\sigma}_p \left\{ y(T_e) + \ln \hat{\zeta} \right\} \quad (5.40)$$

dus is volgens de variantie-rekening

$$\text{var}(\hat{x}_p(T_e)) = \text{var}(\hat{\sigma}_p) \left\{ y(T_e) + \ln \hat{\zeta} \right\}^2 + \hat{\sigma}_p^2 \left\{ \text{var}(\ln \hat{\zeta}) \right\} \quad (5.41)$$

omdat $\text{var}(y(T_e)) = 0$. Nu is volgens (5.36) $\hat{\zeta} = \frac{N}{n_y}$ dus is

$$\text{var}(\hat{\zeta}) = \frac{\text{var}(N)}{n_y} = \frac{\hat{\zeta}}{n_y} \quad (5.42)$$

omdat N een Poisson-variabele is. Zo ook is volgens (5.37) $\hat{\sigma}_p = \bar{x}_p$ dus is

$$\text{var}(\hat{\sigma}_p) = \frac{\text{var}(x_p)}{N} = \frac{\hat{\sigma}_p^2}{N} \quad (5.43)$$

omdat x_p een exponentieel verdeelde variabele is. Volgens de variantierekening is

$$\text{var}(\ln \hat{\zeta}) = \frac{\text{var}(\hat{\zeta})}{\hat{\zeta}^2} \quad (5.44)$$

Substitutie van (5.42), (5.43) en (5.44) in (5.41) levert:

$$\text{var}(\hat{x}_p(T_e)) = \frac{\hat{\sigma}_p^2}{N} \left\{ y(T_e) + \ln \hat{\zeta} \right\}^2 + \frac{\hat{\sigma}_p^2}{N} \quad (5.45)$$

waaruit (5.39) kan worden afgeleid. Veronderstelt men een normale verdeling voor het betrouwbaarheidsgebied van \hat{x}_p dan zal gelden:

$$\frac{|\hat{x}_p(T_e) - x_p(T_e)|}{\sqrt{\text{var}(\hat{x}_p(T_e))}} < C \quad (5.46)$$

met $C = 1,960$ bij een onbetrouwbaarheid van 2 maal 0,025 of $C = 1,645$ bij een onbetrouwbaarheid van 2 maal 0,05 (tweezijdige toets).

5.1.5. Homogeniteit en onafhankelijkheid in de waarnemingsreeks

5.1.5.1. Isomorie

Zowel bij de klassieke extreme waardenanalyse als bij de partiële reeksanalyse wordt uitgegaan van onafhankelijke, isomore¹ extrema. Als gevolg van periodische processen in het weer voldoen de extrema die in verschillende seizoenen optreden waarschijnlijk niet aan deze veronderstellingen. Mits trends en langjarige klimaatschommelingen ontbreken zou aangenomen kunnen worden dat de jaarmaxima isomoor zijn. Of dat werkelijk zo is, is in dit geval nauwelijks te onderzoeken vanwege de beperkte lengte van de hier beschikbare waarnemingsreeksen (ca. 15 jaar). Bij gebruik van meer dan één maximum per jaar is de kans op anisomorie zeker aanwezig.

Een oplossing voor dit probleem wordt gevonden door de reeks op te delen in perioden waarin isomorie wél mag worden verondersteld, en de kansverdelingen van de maxima in die perioden pas in tweede instantie te combineren. Gaat men uit van het ontbreken van trends en langjarige schommelingen, dan kan de waarnemingsreeks worden opgedeeld in bijvoorbeeld halfjaren, kwartalen of maanden. Worden – zoals in Van de Ven (1983) – maanden genomen, dan wordt eerst de kansverdeling bepaald van alle januari-maxima, van alle februari-maxima enz. De kans op onderschrijding in een jaar wordt dan vervolgens bepaald als:

¹ isomoor = behorend tot dezelfde (marginale) kansverdeling

$$P \left\{ \underline{x} \leq x \right\} = P \left\{ \underline{x}_1 \leq x \right\} \cdot P \left\{ \underline{x}_2 \leq x \right\} \cdot P \left\{ \underline{x}_3 \leq x \right\} \dots P \left\{ \underline{x}_{12} \leq x \right\} \quad (5.47)$$

Dit is toegelaten mits de maxima \underline{x}_1 , \underline{x}_2 , enz. onafhankelijk zijn. Voordeel van deze methode is dat, ondanks toepassing van de "annual maximum method", meer dan één maximum per jaar invloed uitoefent op de uiteindelijke verdeling voor \underline{x} (Dickinson, 1977). De betrouwbaarheid van $\hat{x}(T)$ wordt hierdoor groter; in welke mate hangt af van de verhouding van de waarden binnen de reeks $P \left\{ \underline{x}_1 \leq x \right\}$ tot en met $P \left\{ \underline{x}_{12} \leq x \right\}$.

Grote vraag bij deze maxima-selectie per maand is, of men al mag veronderstellen dat $\{F(a_n x + b_n)\}^n = H(x)$, conform (5.2), dus of de rechterstaart van de kansverdeling binnen één maand al voldoende is geconvergeerd naar een extreme waardenverdeling en zo niet, hoe groot de afwijkingen dientengevolge zijn. Het ware daarom wellicht beter om de maxima per kwartaal of per halfjaar te nemen. Tot slot wordt opgemerkt dat indien $P \left\{ \underline{x}_1 \leq x \right\}$, $P \left\{ \underline{x}_2 \leq x \right\}$ enz., Gumbel-verdelingen vormen met verschillende schaalparameters, het resultaat $P \left\{ \underline{x} \leq x \right\}$ géén Gumbel-verdeling vormt. Daarmee treedt een essentieel verschil op tussen deze methode en de extreme waardenanalyse met behulp van jaarmaxima.

5.1.5.2. Afhankelijkheid van de extrema

Extrema in neerslag en rioolloop die met een tussenpoze van circa een jaar optreden – dus in januari 1970, januari 1971, enz. of in 1970, 1971, enz. – zijn vrijwel zeker onafhankelijk. Bij de piek-boven-drempelmethode is de kans op afhankelijke pieken echter groter. De methode sluit in eerste instantie niet uit dat twee of meer pieken uit een zelfde bui in de verzameling extrema worden opgenomen, mits ze maar groter zijn dan de drempelwaarde. Een hogere drempelwaarde maakt de veronderstelling van onafhankelijkheid meer aannemelijk, maar maakt de variantie van de schattingen $\hat{\sigma}_p$ en $\hat{\zeta}$ groter. Bij een te lage drempel kan overigens ook de veronderstelling van een exponentiële verdeling onder druk komen te staan. Om zoveel mogelijk te voorkomen dat de extrema afhankelijk zijn, zal worden geëist dat in één bui slechts één maximum mag optreden. Omdat de afhankelijkheid tussen opeenvolgende buien beperkt is – afgezien van het seizoenefect; dat wordt door het opsplitsen van de reeks in rekening gebracht – mag worden verwacht dat de afhankelijkheid tussen de extrema verwaarloosbaar klein is.

5.1.5.3. Toets op homogeniteit van de extrema

Om de homogeniteit van een reeks te onderzoeken bestaan verschillende statistische toetsen, zoals de Von Neumann-verhouding, de Worsleys-waarschijnlijkheidsverhouding en de toets op de cumulatieve afwijkingen. Hier is gekozen voor de laatstgenoemde, omdat die toets de mogelijkheid in zich heeft te onderzoeken wat voor soort afwijking het betreft. De toets is gebaseerd op de herschaalde partiële sommen of de cumulatieve afwijkingen van het gemiddelde:

$$S^*_0 = 0; S^*_k = \sum_{i=1}^k (x_i - \bar{x}) \quad k = 1, \dots, N \quad (5.48)$$

Is de reeks S^*_k homogeen, dan mag worden verwacht dat de reeks zonder systematiek om nul fluctueert. Een sprong of trend in de reeks zal echter voor S^*_k leiden tot afwijkingen van de nullijn. De maximale afwijkingen vormen dan ook de toetsingsgrootheid. S^*_k wordt daartoe eerst herschaald tot:

$$S_{k^{**}} = S^*_k / D_x \quad k = 0, \dots, N \quad (5.49)$$

waarin:

$$D_x = \sqrt{\sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2 / N} \quad (5.50)$$

Het bereik R van $S_{k^{**}}$ vormt nu de toetsingsgrootheid:

$$R = \max_{0 \leq k \leq N} \{S_{k^{**}}\} - \min_{0 \leq k \leq N} \{S_{k^{**}}\} \quad (5.51)$$

Veel onderzoek aan de statistische eigenschappen van R is verricht in verband met de bergingscapaciteit van reservoirs en het Hurst-verschijnsel. Tabel 5.1, overgenomen uit Buishand (1982), geeft enige kritieke waarden voor $R\sqrt{N}$.

Tabel 5.1. Kritieke waarden voor R (Buishand, 1982; afgeleid uit Wallis en O'Connell, 1973)

N	btbh*	$R\sqrt{N}$		
		90%	95%	99%
10		1,21	1,28	1,38
20		1,34	1,43	1,60
30		1,40	1,50	1,70
40		1,42	1,53	1,74
50		1,44	1,55	1,78
100		1,50	1,62	1,86
		1,62	1,75	2,00

*btbh = betrouwbaarheid

5.1.6. Herhalingstijden bij partiële reeksanalyse en bij de klassieke extreme waardenanalyse

De herhalingstijd die wordt berekend met partiële reeksen verschilt van die welke is bepaald volgens de klassieke extreme waardenanalyse. Buishand (1980) geeft hiervan een goed voorbeeld:

"... de reeks van uursommen van De Bilt voor het tijdvak 1906-1977. De reeks heeft een lengte van 72 jaren. Na enig onderzoek blijkt dat er 72 uurvakken zijn waarvoor de neerslagsom 12,5 mm is. Zowel in de oorspronkelijke reeks als in de "partial duration series" wordt

deze hoeveelheid gemiddeld eens per jaar ($T = 1$ jaar) overschreden. Het aantal uurvakken met een neerslagsom van minstens 12,5 mm blijkt als volgt over de jaren te zijn verdeeld:

aantal $\geq 12,5$ mm	0	1	2	3	4	≥ 5
aantal jaren	28	24	13	6	1	0

Slechts in $72 - 28 = 44$ van de 72 jaren komt het voor dat het 12,5 mm niveau overschreden wordt. Met andere woorden: in 44 jaren is de maximale uursom minstens 12,5 mm. De herhalingstijd T_e wordt derhalve geschat als $72/44 = 1,64$ jaren."

De relatie tussen T_p en T_e is beschreven door Langbein (1949):

$$T_e \cong \frac{1}{1 - \exp(-1/T_p)} \quad T_p \geq 0,2 \quad (5.52)$$

T_e = herhalingstijd volgens de klassieke extreme waardentheorie

T_p = herhalingstijd berekend met partiële reeksen.

In tabel 5.2 zijn enige waarden van T_e en T_p met elkaar vergeleken:

Tabel 5.2. Verband tussen de herhalingstijden T_p en T_e volgens de relatie van Langbein

T_p (jaren)	T_e (jaren)	T_p (jaren)	T_e (jaren)
0,2	1,007	2,0	2,54
0,5	1,16	5,0	5,52
1,0	1,58	10	10,5
1,45	2,00	20	20,5

Dus terwijl volgens (5.6):

$$T_e = \frac{1}{1 - P\{x \leq x\}} \quad (5.53)$$

geldt voor T_p :

$$T_p = \frac{-1}{\ln(P\{x \leq x\})} \quad T_p \geq 0,2 \quad (5.54)$$

Opgemerkt zij, dat voor $T_e \rightarrow 1$ T_p tot nul nadert. Met de klassieke methode voor extreme waardenanalyse kunnen geen herhalingstijden korter dan één jaar worden bepaald; iets wat gezien de toegepaste selectiemethode voor de extrema (jaarmaxima) logisch is.

Getuige het bovenstaande voorbeeld uit Buishand (1980) wordt de werkelijke herhalingstijd van gebeurtenissen het best ingeschat met T_p . Voor

grote herhalingstijden is het verschil tussen T_p en T_e beperkt, waarbij $T_e = T_p + 0,5$, zo kan uit (5.52) worden afgeleid.

5.2. Duurlijnen van neerslag en rioolinloop

Door Van de Ven (1983a) is het gedrag geanalyseerd van de extrema in de reeksen van neerslag- en rioolinloop-gegevens van de woonwijk Pampus-Blokkerhoek en het parkeerterrein Noorderwagenplein. Daarvoor zijn de 5-minutensommen gebruikt die zijn afgeleid uit de gegevens die zijn verzameld in de periode september 1968 tot en met december 1980. Van enkele maanden in deze periode ontbraken de gegevens of waren ze onbetrouwbaar, zodat die uit het gegevensbestand moesten worden verwijderd. In tabel 5.3 is aangegeven welke maanden dit betreft. De gegevens over de periode 1981-1984 waren toen nog niet beschikbaar.

Tabel 5.3. Overzicht van de maanden waarvan de gegevens niet bruikbaar waren

jaar	maand											
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
1968	●	●	●	●	●	●	●	●	3	3	3	●
1969	●	●		3								
1970	1											
1971												
1972							2,3	3				
1973	3	3	3								2,3	
1974		●										
1975					3		2					
1976												
1977								2				
1978		●					2				1	
1979												
1980	●							●				
1981					●							
1982	1,3					3						
1984												

1: ontbrekende neerslaggegevens

2: ontbrekende gegevens van de inloop voor de woonwijk Pampus-Blokkerhoek

3: ontbrekende gegevens van de inloop voor het parkeerterrein Noorderwagenplein

●: geen metingen

Behalve de kansverdelingen van de extreme 5-minutensommen werden ook de verdelingen bepaald voor de 5, 10, 15, 25, 45, 60, 120, 300, 600, 900, 1440, 2880, 4320 en 5760-minutensommen. De maxima in de 10-minutensommen, de 15-minutensommen, enz. werden bepaald in de reeks van voortschrijdende sommen van op elkaar aansluitende (dus niet-overlappende) 5-minutensommen. Deze maxima uit voortschrijdende sommen zijn beduidend groter dan die uit niet-overlappende 10-minutensommen, 15-minutensommen, enz. (Hershfield, 1961; Demarrée, 1985).

In elke maand is het maximum in de reeks voortschrijdende sommen opgezocht. De 12 verzamelingen van maxima van identieke maanden – alle januari-maxima, alle februari-maxima enz. – zijn vervolgens met behulp van een Box-Cox transformatie in een Gumbel-verdeling gepast. Deze transformatie bleek nodig omdat de r -toets (par. 5.1.3.1) aangaf dat $\theta \neq 0$. Na uitvoering van de transformatie bleek met behulp van diezelfde toets dat er geen reden meer was de Gumbel-verdeling voor de verzameling getransformeerde maxima te verwerpen. Vervolgens werden de kansverdelingen voor de extrema in elke maand met behulp van vergelijking (5.47) bijeengebracht tot een kansverdeling voor het gehele jaar. Omdat:

1. de gegevensreeks kort is en derhalve de onnauwkeurigheid van de schattingen groot is,
2. men in de rioleringswereld geïnteresseerd is in relatief korte herhalings-tijden – globaal eenmaal per 1 tot 10 jaar – voor inundatie en een beperkt aantal malen per jaar voor overstortingen,
3. een fout in de modelkeuze vooral bij grote herhalingstijden tot grote afwijkingen kan leiden,

beperkt Van de Ven (1983a) zich tot het aangeven van de neerslag- en inloopsommen die met een herhalingstijd T_e van 1,1 2 5 en 10 jaar worden overschreden. Omdat meer uitzonderlijke situaties buiten beschouwing blijven terwijl men voor Pampus-Blokkerhoek en het Noorderwagenveld toch beschikte over circa twaalf jaar gegevens, blijft de fout als gevolg van de modelkeuze beperkt. Toch was het wellicht beter geweest, zeker uit theoretisch oogpunt, indien een GEV-verdeling was toegepast en niet de Gumbel-verdeling op getransformeerde maxima en om bijvoorbeeld kwartaal- of halfjaarmaxima in plaats van maandmaxima te onderscheiden. Anderzijds is de Gumbel-verdeling voor Box-Cox getransformeerde maxima een 3-parameter verdeling met voldoende vermogen om zich aan de steekproefverdeling van de verzameling maxima aan te passen. Op een aantal punten vertonen de beide verdelingen zelfs enige gelijkenis; vergelijk bijvoorbeeld $\lambda = 1$ met $\theta = 0$. Indien de getransformeerde maxima goed passen in een Gumbel-verdeling moet men zich afvragen of de resultaten van een theoretisch juiste verdeling méér waard zijn dan die van een goed passende verdeling, te meer omdat grote herhalingstijden niet worden beschouwd. Daarom worden de in Van de Ven (1983a) beschreven resultaten hier ongewijzigd gepresenteerd.

Deze analyse van het gedrag van de maxima in de neerslagsommen is slechts beperkt vergelijkbaar met eerder Nederlands werk op dit gebied (Talsma, 1969; Van Kregten, 1972; Van den Herik en Kooistra, 1973; Schenkveld, 1976) onder andere omdat hier een 3-parameter verdeling en een andere analysemethode zijn toegepast. Verder hadden de genoemde studies betrekking op vijf-minutenregengegevens die waren verzameld met behulp van een pluviograaf in De Bilt, terwijl in Lelystad een grondregometer is gebruikt. De vergelijkbaarheid tussen de resultaten voor de neerslagmaxima en die voor de inloopmaxima is gewaarborgd omdat de gegevens (vrijwel) gelijktijdig en op dezelfde plaats zijn verzameld en omdat ze aan een zelfde analysemethode zijn onderworpen.

Zoals gebruikelijk zijn de neerslagsommen die met een herhalingstijd T_e van 1,1 2 5 en 10 jaar worden overschreden uitgezet in een grafiek, zodat

duurlijnen worden gevormd. Een dergelijke duurlijn geeft voor een bepaalde herhalingstijd aan hoeveel neerslag c.q. inloop ten minste te verwachten is in een bepaalde tijdsduur t . Daartoe worden de berekende neerslag- c.q. inloopsommen (5, 10, 15 minuten, enz.) met een zelfde herhalingstijd geïnterpoleerd; soms ook wordt door de berekende punten een polynoom gepast waardoor oneffenheden worden gladgestreken en de functie meer monotoon stijgt (Schenkeveld, 1976). Reden voor deze laatstgenoemde aanpak was het verkrijgen van een handzame vergelijking voor de duurlijn om te voorkomen dat waarden telkens opgezocht moeten worden in een grafiek.

Voordat wordt overgegaan tot bespreking van de duurlijnen wordt eerst het tussenresultaat in beschouwing genomen: De kansverdelingen van extrema in de verschillende maanden. De parameters $\hat{\mu}$, $\hat{\sigma}$ en $\hat{\lambda}$ voor elke maand zijn geschat conform de in paragraaf 5.1.4.1 beschreven methode en staan vermeld in bijlage 2. Omdat deze geschatte parameters moeilijk direct interpreteerbaar zijn, is ter illustratie een tabel opgesteld met de uursommen van de neerslag en de rioolinloop die volgens de berekening eenmaal per 5 jaar in een bepaalde maand wordt overschreden.

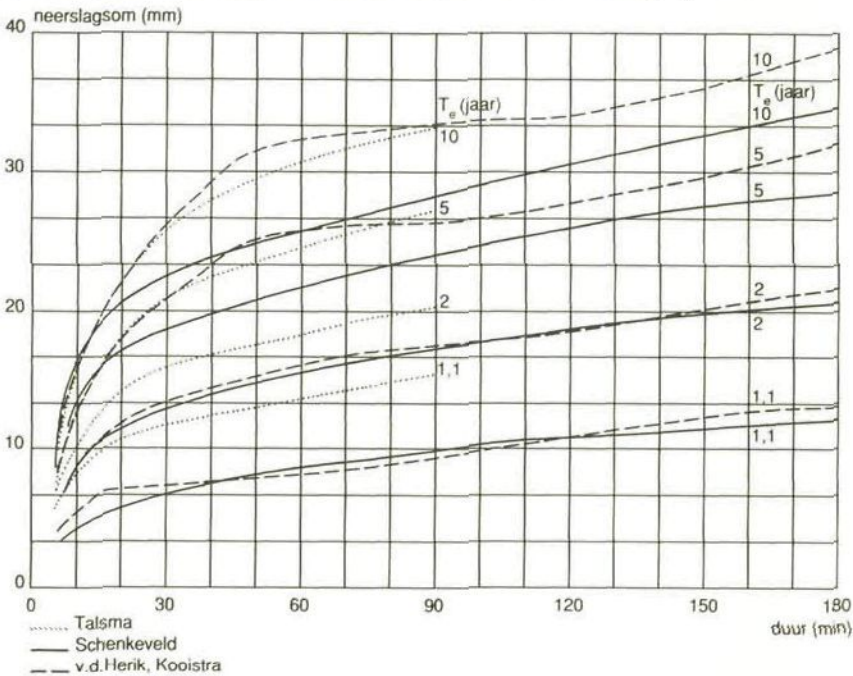
Tabel 5.4. Uursommen van de neerslag en de rioolinloop die eenmaal per 5 jaar in een bepaalde maand worden overschreden

maand	neerslag (mm)	rioolinloop (mm)	
		woonwijk Pampus- Blokkehoek	parkeerterrein Noorderwagen- plein
januari	4,2	2,9	3,4
februari	4,7	3,7	3,3
maart	5,7	3,9	4,0
april	4,6	3,4	3,2
mei	7,1	5,5	5,8
juni	11,2	8,8	8,5
juli	8,9	6,8	6,7
augustus	14,6	10,5	10,5
september	10,8	8,0	7,5
oktober	6,3	4,7	4,9
november	5,1	3,6	3,6
december	5,0	3,9	4,6

Duidelijk blijkt, dat in de maanden juni tot en met september de hoogste neerslag- en inloopsommen per uur kunnen optreden. Deze periode, die rijk is aan onweer, is dan ook maatgevend voor de hydraulische capaciteit van rioolstelsels. Opvallend is verder het kleine verschil tussen de extrema in de inloop in de woonwijk en op het parkeerterrein, waarbij noch de een noch de ander systematisch groter is.

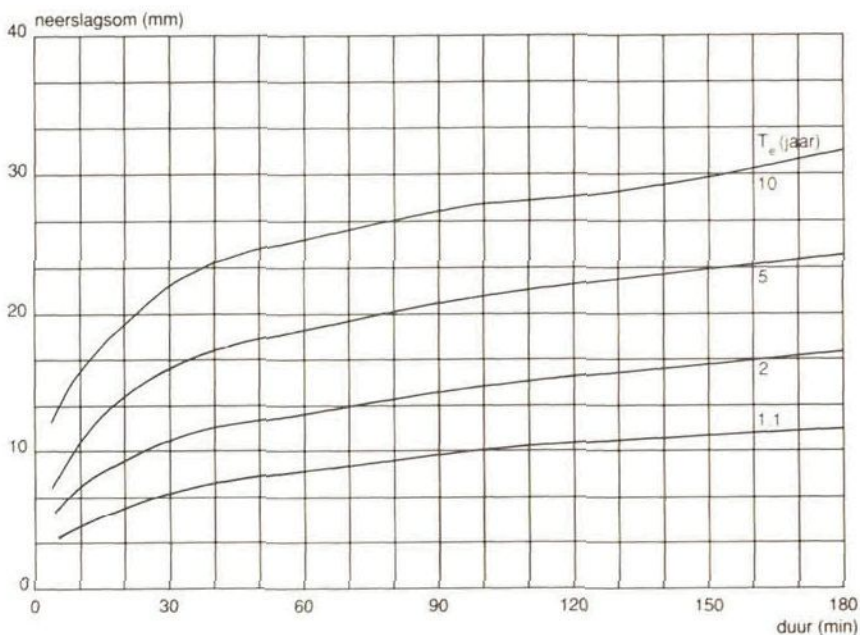
De regenduurlijnen voor De Bilt volgens Talsma (1969), Van den Herik en Kooistra (1973) en Schenkeveld (1976) zijn voor perioden tot 180 minuten weergegeven in figuur 5.5 opdat ze vergeleken kunnen worden met de berekende regenduurlijnen voor Lelystad, die in figuur 5.6 zijn weergegeven.

In figuur 5.7 zijn vervolgens de inloopduurlijnen weergegeven. Om een indruk te geven van de inloopintensiteiten zijn in deze figuur ook de lijnen met een constante afvoer van 4, 6 en $8 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1} \cdot \text{km}^{-2}$ weergegeven.

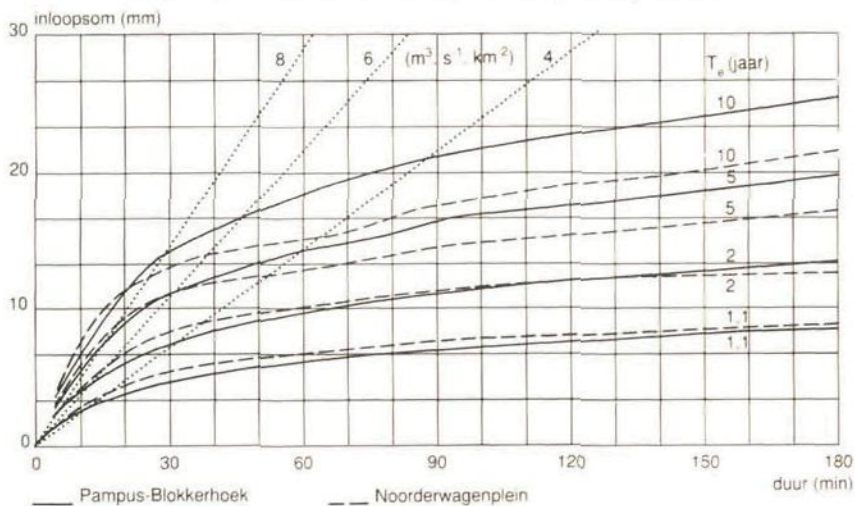


Figuur 5.5. De regenduurlijnen voor De Bilt volgens Talsma (1969), Van den Herik en Kooistra (1973) en volgens Schenkeveld (1976). Neerslaggegevens uit de jaren 1928, 1933 en 1951-1960, uitgezonderd december 1955, verzameld met behulp van een pluviograaf

Bij vergelijking van de figuren 5.4 en 5.5 kan worden opgemerkt, dat de regenduurlijnen voor de herhalingstijden van 1,1 en 10 jaar volgens Schenkeveld en van de metingen in Lelystad een goede overeenkomst vertonen, uitgezonderd voor het tijdvak van 5 minuten. De 10-jaar duurlijnen volgens Talsma en Van den Herik en Kooistra wijken af. Waarschijnlijk ligt de verklaring in de door Schenkeveld en de in deze studie toegepaste transformaties (respectievelijk "gladstrijken met een polynoom" en Box-Cox transformatie); Van den Herik en Kooistra lieten een transformatie van de maxima achterwege. De verschillen in de regenduurlijnen met $T_e = 2$ en $T_e = 5$ jaar met die volgens Schenkeveld komen waarschijnlijk voort uit de verschillen tussen het effect van de transformatie van Schenkeveld en de hier gebruikte transformatie. De verschillen tussen de lijnen voor tijdvakken van 5 minuten kunnen misschien worden toegeschreven aan de beperkte maximale neerslagintensiteit die nog kan worden waargenomen met de pluviografen of fouten bij de lediging van deze apparaten en/of aan de andere registratieapparatuur, dan die in Lelystad (zie hoofdstuk 2). Een éénduidig inzicht in de oorza(a)k(en) van deze verschillen ontbreekt echter.



Figuur 5.6. De regenduurlijnen voor Lelystad volgens gegevens uit de periode 1968-1980, verzameld met behulp van een grondregometer



Figuur 5.7. De inloopduurlijnen volgens meetgegevens van de woonwijk Pampus-Blokkeerhoek en het parkeerterrein Noorderwagenplein, periode 1968/1969 - 1980

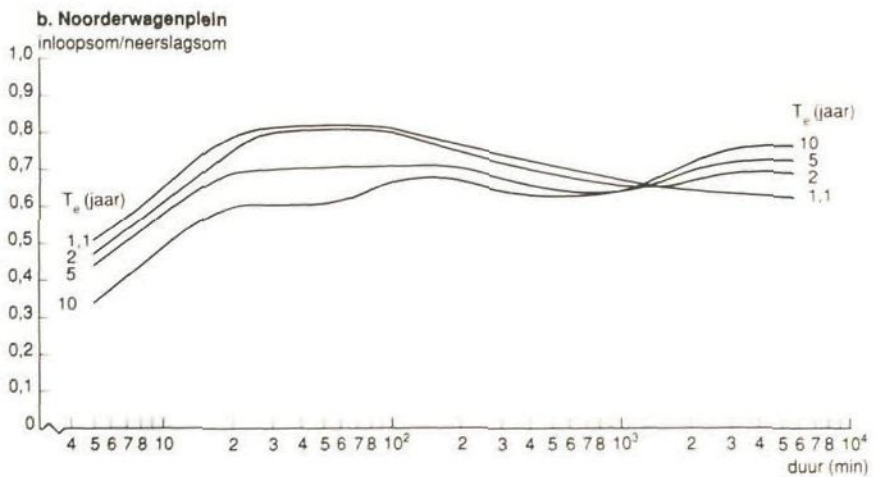
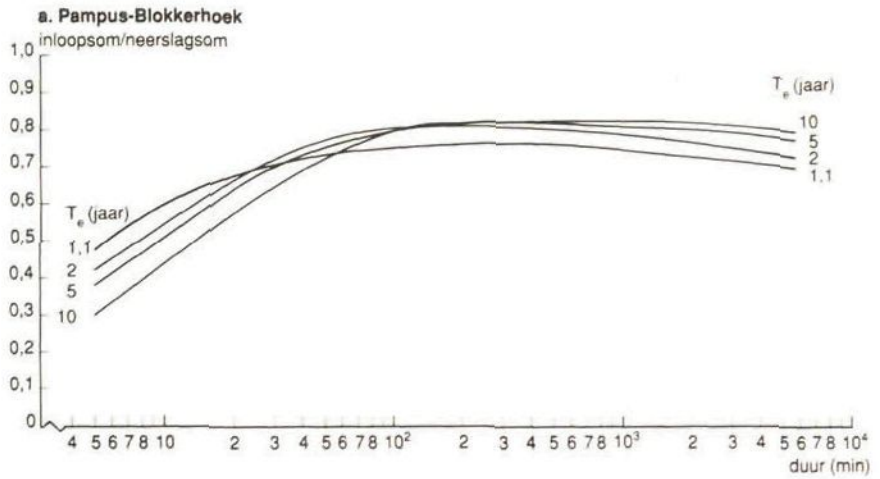
Op grond van de gevonden overeenkomst bij de duurlijnen met $T_e = 1,1$ jaar en $T_e = 10$ jaar mag worden verwacht dat tussen de extreme neerslag-sommen in De Bilt en in Lelystad geen al te grote verschillen optreden.

Voor de inloopsommen van de meetgebieden in Lelystad zijn ook duurlijnen berekend, geheel conform de methode voor de regenduurlijnen. Deze zijn weergegeven in figuur 5.7. De inloopduurlijnen liggen duidelijk lager dan de regenduurlijnen en vertonen een beeld dat te verwachten was op grond van onze kennis over het neerslag-afvoerproces op beide terreinen. Voor korte duur liggen de maxima in de inloop van het parkeerterrein Noorderwagenvleugel hoger dan die van de woonwijk Pampus-Blokkerhoek. Immers, het parkeerterrein reageert sneller op neerslag dan de woonwijk, zie hoofdstuk 4. Voor langere duur overweegt echter het verschil tussen de neerslagverliezen in beide gebieden. Bij het Noorderwagenvleugel speelt vooral het meer continue infiltratieverlies, terwijl in Pampus- Blokkerhoek de beginverliezen overheersen. Bij grotere buien is de afvloeicoëfficiënt van het parkeerterrein dientengevolge lager dan die van de woonwijk en derhalve liggen de duurlijnen voor de inloop van het Noorderwagenvleugel bij langere perioden lager dan die van Pampus-Blokkerhoek.

Om de inloopduurlijnen van Pampus-Blokkerhoek en het Noorderwagenvleugel te vergelijken met de regenduurlijnen is figuur 5.8 opgesteld. In deze figuur zijn de verhoudingen tussen de inloopsom en de neerslagsom gedurende een bepaalde tijdsduur t vergeleken bij een gegeven herhalingstijd T_e .

Uit deze figuur blijkt een opmerkelijk gedrag van de verhouding tussen inloop- en neerslagsommen:

- De inloopsommen zijn 20 – 40% kleiner dan de corresponderende neerslagsommen, met uitschieters tot 70% voor een korte tijdsduur. Vergelijken we de gevonden verhoudingen tussen inloop- en neerslagsom met de afvloeicoëfficiënten volgens het eenvoudigste regressiemodel – model 12 – in tabel 3.8, dan zien we voor grote buien een goede overeenkomst tussen de beide waarden. Volgens dat model benadert de afvloeicoëfficiënt voor grote buien in Pampus-Blokkerhoek 0,73 en voor het Noorderwagenvleugel 0,69.
- Voor korte duur – 20 tot 40 minuten – zijn de sommen in de inloop aanmerkelijk kleiner dan de neerslagsommen. Dit mede als gevolg van de afstromingsvertraging. Naarmate de duur korter is, is de verhouding inloopsom/neerslagsom kleiner omdat kortere neerslagpieken meer worden afgevlakt. Uit figuur 5.8 blijkt zelfs de grotere vertraging in Pampus-Blokkerhoek dan op het Noorderwagenvleugel: Bij Pampus-Blokkerhoek neemt de verhouding inloopsom/ neerslagsom af bij afnemende duur in het bereik van 5 tot 40 minuten, terwijl dit voor het parkeerterrein voor het bereik van 5 tot 20 minuten het geval is. Daarnaast speelt de overgang tussen **niet** overlappende vijf-minutensommen en voortschrijdende (dus overlappende) sommen voor $n \cdot$ vijf-minutenperioden een rol. Niet overlappende sommen leveren maxima die globaal 10-15% lager liggen dan overlappende (Hershfield-effect).
- De verhouding inloopsom/neerslagsom wordt kleiner bij toenemende herhalingstijd, omdat de afvlakking van korte neerslagpieken blijkbaar sterker is naarmate de neerslagsom groter is.



Figuur 5.8. Verhouding tussen vergelijkbare punten van de regen- en inloopduurlijnen voor de woonwijk Pampus-Blokkerhoek en het parkeerterrein Noorderwagenglein in Lelystad

- Voor langere duur blijft de verhouding inloopsom/neerslagsom redelijk constant, hoewel volgens de duurlijnen de gemiddelde intensiteit van neerslag en inloop terugloopt. Dit duidt op een afvloeiingscoëfficiënt die tamelijk ongevoelig is voor de buiduur. Dit sluit aan bij de bevindingen in paragraaf 3.7.3.2.
- Bij de woonwijk Pampus-Blokkerhoek, waar beginverliezen belangrijk bijdragen aan het totale verlies, is voor een tijdsduur langer dan 2 uur de

verhouding inloopsom/neerslagsom groter bij een grotere herhalingstijd. Tussen 20 en 120 minuten kruisen de lijnen elkaar. Voor gebieden waar het infiltratieverlies overheerst, zoals op het Noorderwagenveld, treedt een dergelijke kruising eerst na veel langere duur op. Pas voor zeer lange duur ($t > 23$ uur) keren de verhoudingen voor $T_e = 10$ jaar en $T_e = 1,1$ jaar om.

5.3. De ontwerpafvoerintensiteit

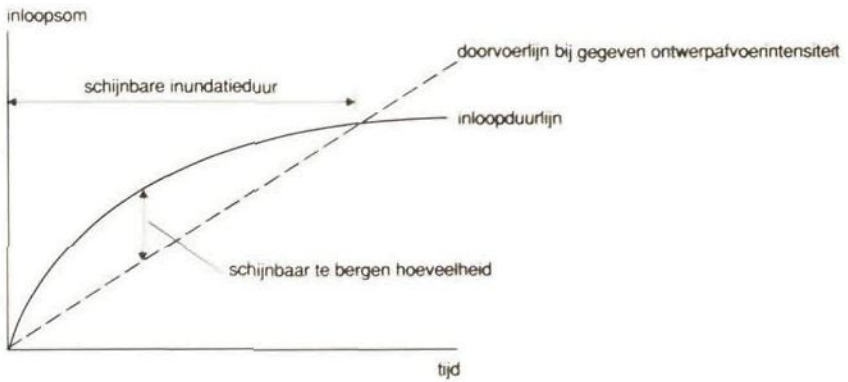
5.3.1. Schijnbaar te bergen hoeveelheden

Bij de Rationele Methode (o.a. Mulvaney, 1850; Wenzel, 1982; Working Party on the Hydraulic Design of Storm Sewers, 1981) wordt de ontwerpafvoer – in dat geval terecht ontwerp-regenintensiteit genoemd – van de meest bovenstroomse rioolleidingen bepaald door de waarde van de regenduurlijn met $T_e = 2$ jaar of $T_e = 5$ jaar af te lezen voor een tijd die de "time of entry", t_{en} , wordt genoemd. Dat zou de tijd zijn die een "neerslaggolf" nodig heeft om naar het riool af te stromen. Voor de verder benedenstrooms gelegen leidingen wordt een reistijd van de afvoergolf t_v bij t_{en} opgeteld en wordt de bijbehorende regenintensiteit voor het ontwerp aangehouden. De bepaling van de waarde van t_{en} gebeurt op uitermate vage wijze. In de Verenigde Staten wordt vaak een minimum van 5 minuten gehanteerd; in Engeland worden wel waarden van 2 – 4 minuten aangehouden. Met behulp van deze t_{en} en figuur 5.5 wordt dan een ontwerpafvoer afgeleid, waarvan de betekenis hoogst onzeker is. Voor het neerslagverlies wordt bovendien een vaste afvloeiingscoëfficiënt – vaak 1,0 voor verhard gebied en 0,0 voor onverhard terrein – ingevoerd (o.a. Lloyd Davies, 1906), hetgeen volgens figuur 5.8 niet overeenkomstig de werkelijkheid is. Kortom, deze methode voor de bepaling van de ontwerpafvoer is uitermate grof.

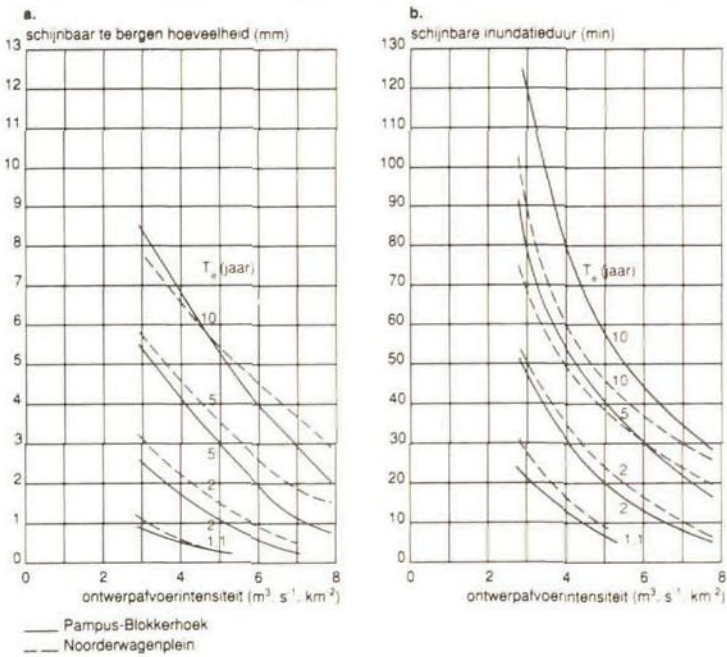
Een andere methode om de ontwerpafvoer voor de leidingen vast te stellen gaat uit van een inloopduurlijn (figuur 5.7). De hoogste inloopintensiteit die met een herhalingstijd T_e optreedt wordt gevonden voor zeer korte perioden; de afgeleide van de duurlijn voor $t = 0$ geeft dit maximum aan. Wordt een kleinere ontwerpafvoerintensiteit toegepast, dan moet volgens deze benadering tijdelijk een hoeveelheid water worden geborgen voordat die kan worden afgevoerd (Van Te Chow, 1964). In figuur 5.9 is dit aangegeven.

Zowel de zo bepaalde inundatieduur als de te bergen hoeveelheid zijn echter principieel onjuist, omdat bij het opstellen van de duurlijnen geen rekening is gehouden met de opeenvolging van buien en van neerslagintensiteiten gedurende een bui. Dientengevolge wordt de hoeveelheid water die met een zekere herhalingstijd T_e moet worden geborgen onderschat (Van Kregten, 1972; Van de Ven, 1983a en 1983b). Daarom zal worden gesproken van schijnbaar te bergen hoeveelheden en schijnbare inundatieduur, zoals in figuur 5.9 is aangegeven.

Zet men deze schijnbaar te bergen hoeveelheid en de schijnbare inundatieduur uit tegen de ontwerpafvoerintensiteit dan ontstaat figuur 5.10. Deze



Figuur 5.9: Schijnbaar te bergen hoeveelheid en schijnbare inundatieduur



Figuur 5.10: Schijnbaar te bergen hoeveelheid (a) en schijnbare inundatieduur (b) afhankelijk van de ontwerpfvoerintensiteit en de herhalingsstijd T_e en gebaseerd op de regen- en inloopduurlijnen in resp. figuur 5.6 en 5.7

waarden zijn gebaseerd op de regen- en inloopduurlijnen van resp. figuur 5.6 en 5.7.

Zoals te verwachten was, zijn beide grootheden sterk afhankelijk van de ontwerpfvoerintensiteit.

Een beperkte hoeveelheid water kan zonder problemen in een stedelijk gebied worden geborgen. Hiervoor zijn twee redenen:

1. Bij aanvang van de bui is de berging in het riool nog volledig beschikbaar, tenzij er nog water van de vorige bui in zit. Maar voor regenwaterriolen is de kans daarop klein. Voor regenwaterriolen gaat dit om globaal 2,5 – 5 mm, exclusief de restberging in putten, huisaansluitingen enz. Volgens de bergingsproeven in Pampus-Blokkerhoek, het Noorderwagenvlein en het Bastion bedraagt de omvang van deze restberging circa 1 – 1,5 mm (Oldenkamp, 1988). Voor soortgelijke gebieden elders geldt dit ook. Is de inloopintensiteit gedurende een zware bui al enige tijd gelijk aan de ontwerpafvoer dan nog is ca. 1 mm berging aanwezig in de buizen plus 1 – 1,5 mm restberging in de putten, de huisaansluitingen, enz.
2. Door toepassing van een minimum diameter voor de rioolbuizen zijn de buizen bovenstrooms in het stelsel vrijwel altijd overgedimensioneerd. Bij de ontwerpafvoer is daarin nog altijd berging beschikbaar. Daarbij gaat het al snel om 1 mm of meer.

Kortom, in het regenwaterriool van een gescheiden stelsel kan al snel 2,5 mm water geborgen worden zonder dat daardoor problemen met inundatie ontstaan. Bij een gemengd stelsel is de situatie vergelijkbaar. Dit geldt algemeen en niet alleen voor de Lelystadse proefgebieden.

Wordt deze berging gecombineerd met die in figuur 5.10 a, dan zou bij een ontwerpafvoer van $3 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1} \cdot \text{km}^{-2}$ in het ongunstigste geval eenmaal per twee jaar water op straat voorkomen. Echter, bekend is dat met de schijnbaar te bergen hoeveelheid de werkelijk te bergen hoeveelheid wordt onderschat. Dat maakt de genoemde bedragen onbetrouwbaar en gezien de risico's onbruikbaar om als norm te dienen bij het rioolontwerp.

5.3.2. Bergings-ontwerpafoerlijnen

Blijkens het voorgaande is het gewenst de te bergen hoeveelheid water beter te schatten in relatie tot de ontwerpafvoerintensiteit. Dan zal een figuur ontstaan die qua vorm vergelijkbaar is met figuur 5.10.a maar waarin de werkelijk in plaats van de schijnbaar te bergen hoeveelheid water staat aangegeven. De lijnen in die nieuwe figuur worden bergings-ontwerpafoerlijnen genoemd.

Een voordeel van zulke figuren is onder andere, dat ze direct de uitwisselbaarheid tussen de ontwerpafvoerintensiteit en de te bergen hoeveelheid water aangeven. Bij het ontwerp heeft men immers deze twee vrijheidsgraden en niet enkel de ontwerpafvoerintensiteit. De ontwerper kan dus welbewust kiezen voor een combinatie van ontwerpafvoerintensiteit en te bergen hoeveelheid. De te bergen hoeveelheden zullen worden berekend aan de hand van zowel de neerslag- als de inloopreeksen en de resultaten daarvan zullen worden vergeleken.

Om bergings-ontwerpafoerlijnen af te leiden wordt het rioolstelsel eenvoudig gemodelleerd als een bak waarin de inloop als toevoer dient en waarin

de afvoer gelijk is aan de ontwerpafvoerintensiteit, zolang er water in de bak (het riool) is geborgen. De bergingscapaciteit van de bak is in het model onbepaald; de afvoer is onafhankelijk van de vullingsgraad van de bak. Een dergelijke benadering met behulp van een bakmodel wordt toelaatbaar geacht voor de vlakke delen van Nederland (Van Kregten, 1972; Koot, 1977; Nationale Werkgroep Riolering en Waterkwaliteit, 1986).

Ten behoeve van deze berekeningen zijn de reeksen 5-minutencijfers van de neerslag en de rioolínloop in de woonwijk Pampus-Blokkerhoek en het parkeerterrein Noorderwagenplein over de periode 1968 tot en met 1984 gebruikt. In tabel 5.3 is aangegeven van welke maanden de gegevens niet bruikbaar waren. In de tabel 5.5 is het aantal januari-maanden, februari-maanden, enz. aangegeven, dat in de reeks 5-minutencijfers is opgenomen.

De gemiddelde lengte van de reeksen is dus ca. 15 jaar.

De reeksen van 5-minutencijfers neerslag- en inloopgegevens zijn met behulp van een bakmodel omgezet in reeksen van geborgen hoeveelheden:

$$\begin{aligned}
 S(t + \Delta t) &= S(t) + q_i \cdot \Delta t - A \cdot \Delta t & (5.55) \\
 S(t + \Delta t) &\geq 0 \\
 S(0) &= 0 \text{ mm} \\
 \Delta t &= 300 \text{ s}
 \end{aligned}$$

$S(t)$ = in de bak geborgen hoeveelheid ($\text{m}^3 \cdot \text{km}^{-2}$) aan het eind van tijdvak t ; t in minuten
 $q_i(t)$ = inloop- of neerslagintensiteit in tijdvak t ($\text{m}^3 \cdot \text{s}^{-1} \cdot \text{km}^{-2}$)
 A = ontwerpafvoerintensiteit ($\text{m}^3 \cdot \text{s}^{-1} \cdot \text{km}^{-2}$)

De berging is nul verondersteld aan het begin van elke maand waarvan de gegevens niet aansluiten op de voorgaande maand. Gezien het beperkte aantal van dergelijke maandovergangen in de datareeks is het effect van deze veronderstelling verwaarloosbaar.

Op de reeks van geborgen hoeveelheden S is partiële reeksanalyse toegepast om de kansverdeling van de extrema vast te leggen. Echter, om problemen met anisotropie te voorkomen, is de analyse zo mogelijk afzonderlijk toegepast op de zomermaanden (mei tot en met oktober) en de wintermaanden (november tot en met april). Deze indeling in zomer- en winterseizoen is mede gebaseerd op de verschillen in uitzonderlijke inloophoeveelheden volgens tabel 5.4. Waren er echter te weinig maxima in een van beide perioden, waardoor $\zeta < 1,7$ dan is de partiële reeksanalyse toegepast op het gehele jaar.

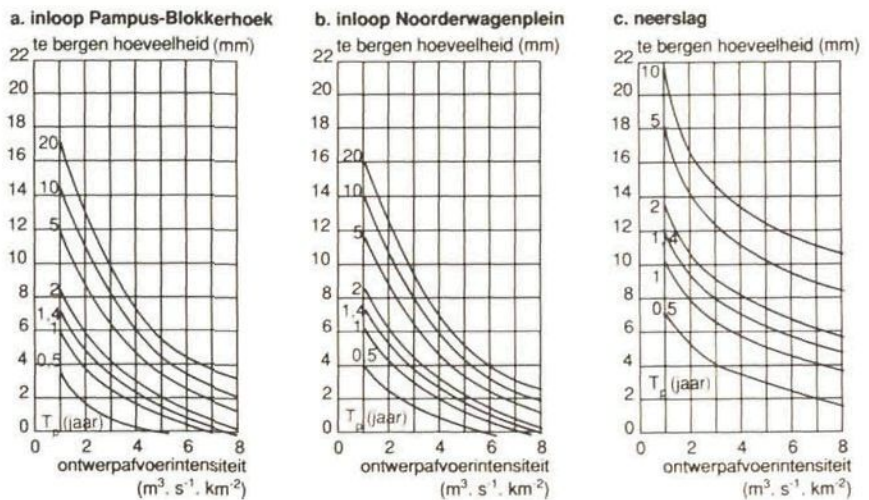
Voor ontwerpafvoerintensiteiten van 1 tot en met $9 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1} \cdot \text{km}^{-2}$ zijn uit de 5-minutenreeksen van de neerslagsommen en de inloopsommen van Pampus-Blokkerhoek en het Noorderwagenplein reeksen van geborgen hoeveelheden bepaald. De maxima in deze reeksen van geborgen hoeveelheden zijn op de hierboven omschreven wijze onderzocht met behulp van par-

Tabel 5.5. Aantal bruikbare maanden in het 5-minutenbestand
(september 1968 tot en met december 1984)

maand	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	totaal
neerslag	12	13	16	16	15	16	16	16	16	17	16	16	185
inloop Pampus-Blokkerhoek	14	13	16	16	15	16	13	15	16	17	16	16	183
inloop Noorderwagenplein	12	12	15	15	14	15	15	15	15	16	15	16	175

tiële reeksanalyse. Pas later zijn de toetsen op homogeniteit (R-statistic; zie par. 5.1.5.3) en op een exponentiële verdeling (G-statistic; zie par. 5.1.3.2) uitgevoerd. Daarbij bleek dat de reeksen wel, op een enkele uitzondering na, als homogeen mogen worden beschouwd, maar dat alleen voor de verzameling maxima van het Noorderwagenveld een exponentiële verdeling acceptabel lijkt. Voor de maxima in de reeksen van geborgen hoeveelheden voor de woonwijk Pampus-Blokkerhoek zou de voorkeur gegeven moeten worden aan een gegeneraliseerde Pareto-verdeling met $\theta < 0$. Omdat de afwijking tussen de exponentiële verdeling en de gegeneraliseerde Pareto-verdeling vooral van belang is voor grotere herhalingstijden, is besloten om bij de presentatie van de resultaten geen grotere herhalingstijden dan 10 jaar op te nemen. Alleen voor het Noorderwagenveld worden ook de waarden voor $T_p = 20$ jaar gepresenteerd. In bijlage 3 staan de geschatte waarden van ζ , μ_p , σ_p , G en R vermeld.

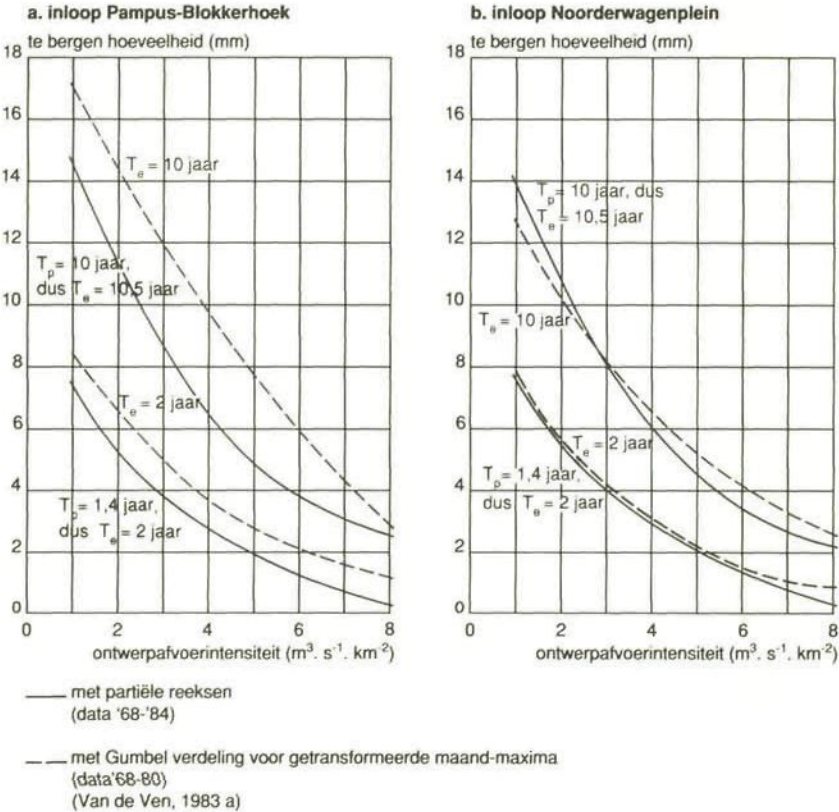
De bergings-ontwerpafvoerlijnen, berekend uit de neerslag, de inloop in Pampus-Blokkerhoek en de inloop in het Noorderwagenveld staan vermeld in de figuren 5.11 a tot en met c.



Figuur 5.11. De bergings-ontwerpafvoerlijnen berekend met de inloop van de woonwijk Pampus-Blokkerhoek (a), de inloop in het parkeerterrein Noorderwagenveld (b) en de neerslag (c). Gegevens: vijf-minutencijfers uit de periode 1968 tot en met 1984.

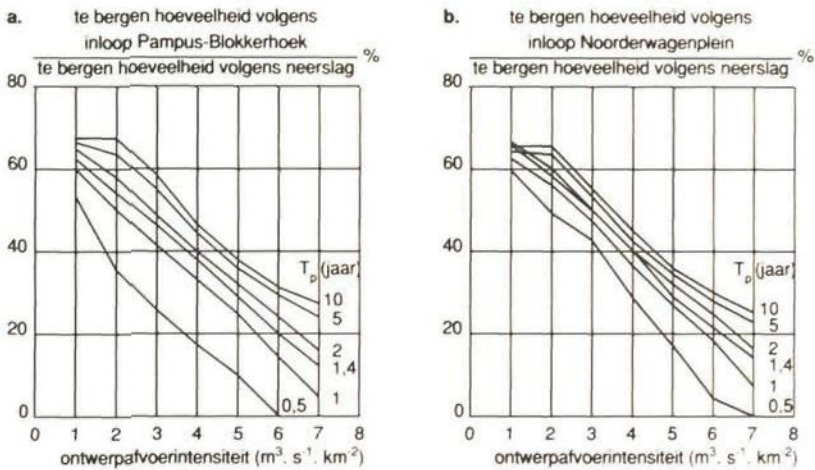
Ondanks de verschillen in inrichting en hydrologische eigenschappen tussen Pampus-Blokkerhoek en het Noorderwagenveld wijken de bergings-ontwerpafvoerlijnen (figuur 5.11.a en b) maar weinig van elkaar af. De lijnen wijken echter sterk af van de bergings-ontwerpafvoerlijnen berekend aan de hand van de neerslagreeksen (figuur 5.11.c.) Dit verschil wordt zowel door de neerslagverliezen als door de afstromingsvertraging veroorzaakt. De

lijnen berekend met de inlopen van het Noorderwagenplein komen redelijk overeen met die, beschreven in Van de Ven (1983a). Deze waren gebaseerd op een kortere reeks (1968-1980) en zijn bepaald onder aanname van een Gumbel-verdeling. Zie figuur 5.12. Voor de inloop in Pampus-Blokkerhoek is de afwijking relatief groot, maar Van de Ven (1983a) spreekt enige twijfel uit over de toen voor die woonwijk berekende bergings-ontwerpafvoerlijnen in verband met een buitengewoon groot extreem in augustus 1982.



Figuur 5.12. Bergings-ontwerpafvoerlijnen berekend met kortere reeksen en Gumbel-verdeling (Van de Ven, 1983a) versus de hier berekende lijnen; relatie tussen T_e en T_p volgens vergelijking (5.52)

De verschillen tussen de te bergen hoeveelheden die zijn berekend op basis van de inloop en van de neerslag kunnen eenvoudig worden gekwantificeerd in de vorm van het quotiënt van vergelijkbare waarden van de berging bij een gelijke ontwerpafvoer. In figuur 5.13 zijn deze quotiënten weergegeven.



Figuur 5.13. De verhouding tussen de te bergen hoeveelheden berekend met de inloopreeksen en die met de neerslagreeks bij een zekere ontwerpafvoerintensiteit

Opvallend is de bijna lineaire relatie tussen de verhouding van de berekende te bergen hoeveelheden en de ontwerpafvoer. De lichte uitwaaiing voor ontwerpafvoeren groter dan $7 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1} \cdot \text{km}^{-2}$ kan een gevolg zijn van het geringe aantal extrema, waardoor ζ relatief klein is; een fysieke verklaring ervoor ontbreekt. Het is logisch dat de lijnen voor kleine ontwerpafvoeren iets afbuigen omdat als gevolg van de tragere afvoer de neerslagverliezen hoger zullen oplopen. Omdat de afvloeingscoëfficiënt toeneemt voor zwaardere buien zijn de in figuur 5.13 weergegeven verhoudingen groter naarmate de herhalingstijd toeneemt. De lijnen voor Pampus-Blokkerhoek liggen op een iets hoger niveau dan die voor het Noorderwagenvlein. Dit wordt verklaard doordat de afvloeingscoëfficiënten voor Pampus-Blokkerhoek in het algemeen iets groter zijn dan voor het parkeerterrein. Het grotere verschil bij Pampus-Blokkerhoek tussen de verhouding voor $T_p = 0,5$ jaar en $T_p = 10$ jaar kan worden verklaard door de relatief grote invloed van de beginverliezen in dit meetgebied, terwijl voor het Noorderwagenvlein de meer proportionele infiltratieverliezen meer van belang zijn.

Verwaarlozen we de verschillen tussen de lijnen voor $T_p = 1$ jaar tot $T_p = 5$ jaar voor de beide gebieden, dan zouden de gevonden verhoudingen, zij het met enige terughoudendheid, gebruikt kunnen worden voor het bepalen van "inloop"-bergings-ontwerpafvoerlijnen uit "neerslag"-bergings-ontwerpafvoerlijnen. Dit kan nodig zijn wanneer alleen een neerslagreeks en geen inloopreeks voorhanden is en men toch tot een keuze van de ontwerpafvoerintensiteit moet komen. Uit de neerslagreeks worden dan bergings-ontwerpafvoerlijnen afgeleid (vergelijkbaar met figuur 5.11 c) die vervol-

gens met behulp van de in figuur 5.13 aangegeven verhoudingen worden omgezet in een schatting van de "inloop"-bergings-ontwerpafvoerlijnen, vergelijkbaar met figuur 5.11 a en b.

Uitgaande van een berging van ten minste 2,5 mm in het rioolstelsel en een herhalingstijd T_p voor "water op straat" van 1,4 jaar, lijkt de keuze van een ontwerpafvoer voor regenwaterriolen van $4 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1} \cdot \text{km}^{-2}$ gerechtvaardigd, getuige de bergings-ontwerpafvoerlijnen in figuur 5.11. a en b. De genoemde berging van 2,5 mm is in paragraaf 5.3.1 reeds toegelicht; de keuze voor $T_p = 1,4$ (ofwel $T_e = 2$ jaar) is min of meer arbitrair, maar sluit aan op praktijknormen. Van Kregten (1972) gaat bijvoorbeeld uit van eenmaal per jaar water op straat, terwijl Koot (1977) meldt dat in het algemeen wordt uitgegaan van eenmaal per twee jaar. Omdat bij de tot nu toe uitgevoerde extreme waardenanalyses steeds gebruik is gemaakt van de klassieke maximummethode is de frequentie van eenmaal per 2 jaar opgevat als $T_e = 2$ jaar en dus volgens vergelijking (5.52) $T_p = 1,4$ jaar. Maar ook wanneer zou worden uitgegaan van $T_p = 2$ jaar zou een ontwerpafvoer van $4 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1} \cdot \text{km}^{-2}$ afdoende zijn.

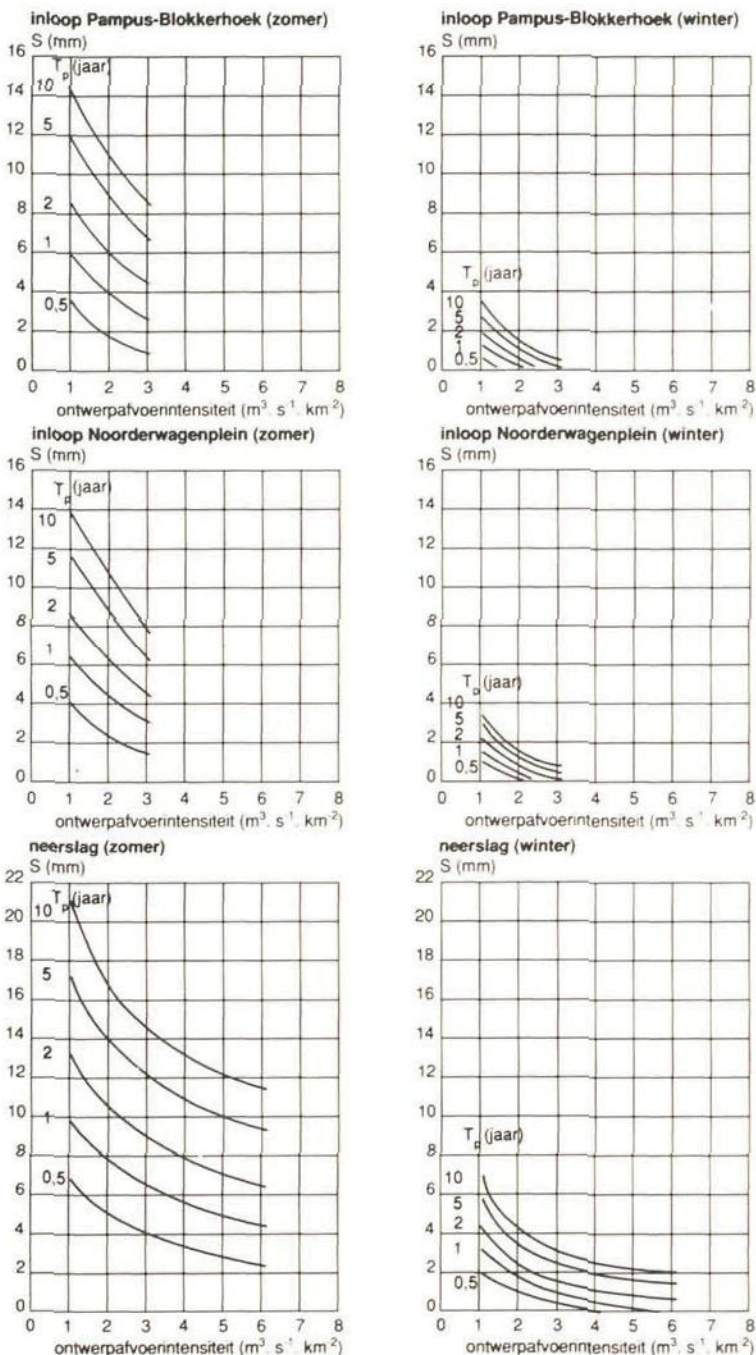
Vergelijken we de in figuur 5.11.a en b weergegeven te bergen hoeveelheden met de schijnbaar te bergen hoeveelheden volgens figuur 5.10.a, dan blijkt dat voor $T_e = 1,4$ jaar de schijnbaar te bergen hoeveelheden bij ontwerpafvoeren van $3 - 5 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1} \cdot \text{km}^{-2}$ circa 0,5 á 1,2 mm kleiner zijn dan de met het bakmodel berekende. Het verschil neemt toe bij afnemende ontwerpafvoerintensiteit, geheel conform de verwachting.

In figuur 5.14 zijn de bergings-ontwerpafvoerlijnen weergegeven voor de zomer en winter afzonderlijk, voor zover ze afzonderlijk konden worden berekend in verband met het beschikbare aantal maxima ($\xi \geq 1,7$).

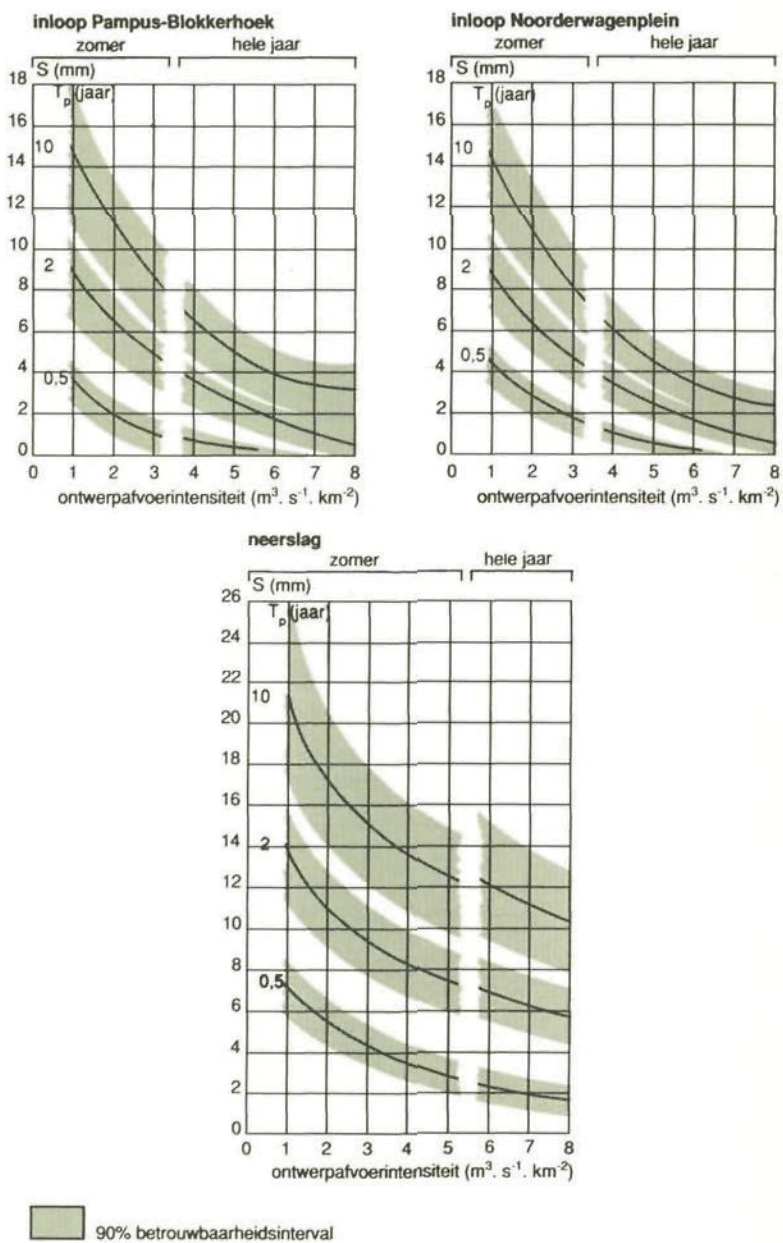
Uit figuur 5.14 blijkt dat de bergings-ontwerpafvoerlijnen vrijwel geheel worden bepaald door de zomersituatie; de te bergen hoeveelheden zijn in het winterhalfjaar minimaal.

5.3.3. Betrouwbaarheid van de bergings-ontwerpafvoerlijnen

Een betrouwbaarheidsinterval voor een punt van de bergings-ontwerpafvoerlijn kan worden afgeleid uit de gevonden waarden voor ξ en $\hat{\sigma}_p$. Zie uitdrukking (5.45). Een betrouwbaarheidsinterval voor een te bergen hoeveelheid die met (5.47) is afgeleid uit de kansverdelingen voor de afzonderlijke zomer- en winterperiode is evenwel niet te geven onder andere omdat over de afhankelijkheid tussen beide niets bekend is. Omdat toch de zomerperiode vrijwel geheel bepalend is voor de te bergen hoeveelheid, zeker bij lagere ontwerpafvoeren, zijn in figuur 5.15 de 90%-betrouwbaarheidsintervallen aangegeven van de bergings-ontwerpafvoerlijnen voor de zomerperiode in het geval de reeks kon worden opgesplitst en voor het gehele jaar indien dat niet mogelijk was. We kunnen echter constateren dat de lijnen en de intervallen goed op elkaar aansluiten.



Figuur 5.14. Bergings-ontwerpatvoerlijnen bepaald voor de zomer- en winterperiode afzonderlijk. S is de te bergen hoeveelheid. De abcis geeft de ontwerpatvoer aan



Figuur 5.15. Betrouwbaarheidsintervallen voor de bergings-ontwerpafvoerlijnen

De bergings-ontwerpafvoerlijnen met een herhalings-tijd T_p van 2 jaar hebben een 90%-betrouwbaarheidsinterval van ca. 2 à 3 mm voor de inloop en van ca. 3 à 5 mm voor de neerslag. Daarbij wordt opgemerkt dat de aangegeven betrouwbaarheidsintervallen zijn bepaald voor elke te bergen hoeveelheid afzonderlijk, gegeven een ontwerpafvoerintensiteit. Dat zo een hoeveelheid moet passen in een (bergings-ontwerpafvoer)lijn is niet bij de bepaling van het betrouwbaarheidsinterval in rekening gebracht. Theorie daartoe is niet voorhanden. Toch is het zeker dat daardoor het betrouwbaarheidsinterval smaller zal worden ofwel de betrouwbaarheid groter. Gezien de omvang van het berekende betrouwbaarheidsinterval, de bovenstaande overweging en de zekerheid dat de beschikbare (rest)berging in een stelsel vrijwel altijd meer dan 2,5 mm zal bedragen, is bij een herhalings-tijd T_p van 2 jaar de basis voor een ontwerpafvoerintensiteit van $4 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1} \cdot \text{km}^{-2}$ voldoende solide. Voor een herhalings-tijd van 5 jaar zal de ontwerpafvoerintensiteit ca. $6 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1} \cdot \text{km}^{-2}$ moeten bedragen.

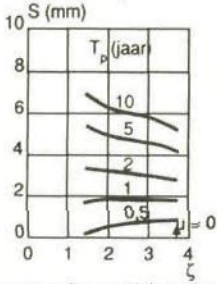
Tenslotte is getracht inzicht te krijgen in de gevoeligheid van de berekende punten van de bergings-ontwerpafvoerlijnen voor de drempelwaarde u die werd ingevoerd en daarmee voor ζ . Daartoe is als voorbeeld uitgegaan van een ontwerpafvoer van $4 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1} \cdot \text{km}^{-2}$ en de daarbij behorende te bergen hoeveelheden; dit uitgaande van zowel de inloopreeksen van Pampus-Blokkerhoek en het Noorderwagenplein als van de neerslagreeksen. Beginnend met een drempelwaarde van nul ($u = 0$) werd de berekening van de te bergen hoeveelheden voor telkens hogere drempelwaarden herhaald. In figuur 5.16 zijn de resultaten weergegeven als functie van ζ , dus van het aantal pieken per jaar dat boven de drempel uitsteekt. In figuur 5.16 a, b en c is partiële reeksanalyse toegepast op de gehele bergingsreeks; in d, bij de te bergen hoeveelheden berekend uit de neerslagreeks, is onderscheid gemaakt tussen de zomer- en wintermaxima.

Globaal zien we het volgende beeld: de waarden voor een herhalings-tijd T_p van 0,5, 1 en 2 jaar zijn weinig afhankelijk van ζ , zeker wanneer $2 < \zeta < 3,5$. De resultaten voor $T_p = 5$ en $T_p = 10$ jaar zijn iets sterker afhankelijk van ζ . Voor $\zeta < 2$ zijn de uitkomsten sterk afhankelijk van deze variabele. Al eerder zagen we echter dat bij voorkeur $2 < \zeta < 3$. De resultaten van de G-toets gaven aan dat een exponentiële verdeling van de piekgroottes moest worden verworpen ten gunste van een gegeneraliseerde Pareto-verdeling, behalve voor de maxima in de te bergen hoeveelheden berekend met de inloop in het Noorderwagenplein. Gegeven de voorwaarde $\zeta > 2$ kan worden opgemerkt dat de berekende te bergen hoeveelheden voor grotere waarden van ζ afnemen. Dat betekent dat men bij gebruik van waarden in het gebied $2 < \zeta < 3$ de grootste te bergen hoeveelheden berekent en derhalve voor het ontwerp aan de veilige kant van de onzekerheidsmarge zit.

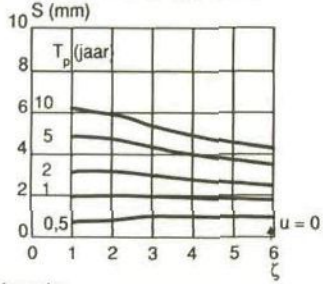
5.4. Enige eigenschappen van overstortingen berekend met neerslag- en rioolloopgegevens

In Nederland worden zowel gemengde als gescheiden rioolstelsels aangelegd. Gescheiden rioolstelsels zijn evenwel veruit in de minderheid. Ze-

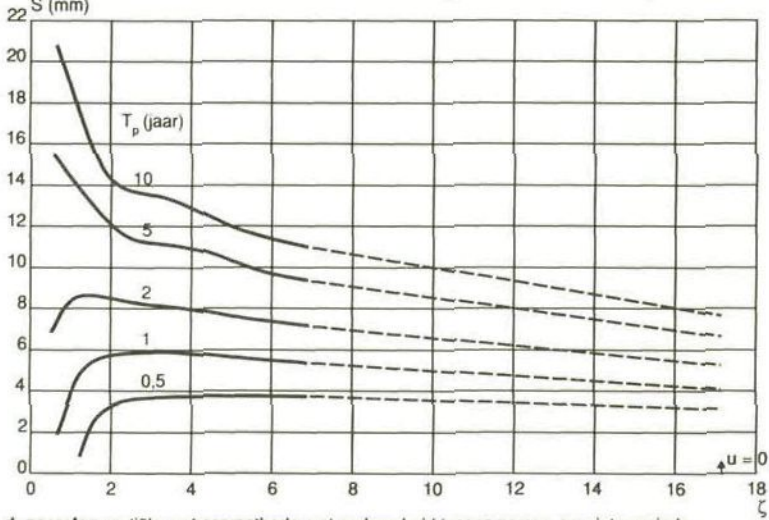
a. inloop Pampus-Blokkerhoek



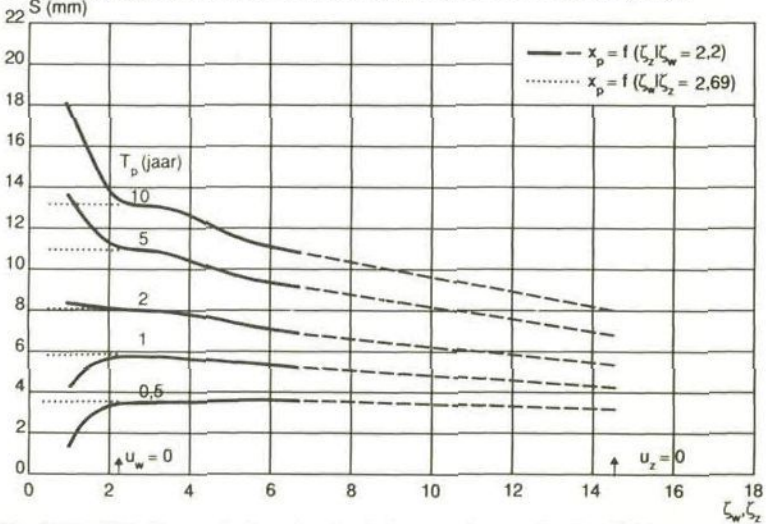
b. inloop Noorderwagenplein



c. neerslag partiële reeksen methode toegepast op de gehele reeks



d. neerslag partiële reeksenmethode met onderscheid tussen zomer- en winterperiode



Figuur 5.16. Gevoeligheid van de berekende te bergen hoeveelheden S bij een ontwerpaivoer van $4 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1} \cdot \text{km}^{-2}$ voor de keuze van de drempelwaarde u en daarmee voor ζ

ker in oudere stedelijke gebieden is het merendeel van de stelsels van het gemengde type (Martijnse en De Hoogt, 1984). Daarom wordt in deze paragraaf ingegaan op de betekenis van het neerslag-inloopproces voor het overstortingsgedrag van gemengde stelsels.

In gemengde stelsels vloeien huishoudelijk en industrieel afvalwater alsmede het afstromende regenwater samen in één leidingstelsel en worden daaruit normaliter verpompt naar de rioolwaterzuiveringsinrichting (rwzi). Op het stelsel zijn daartoe pompen geïnstalleerd waarvan de capaciteit vaak in de orde van twee tot vijf maal de droogweerafvoer (afvalwaterafvoer plus lekwater) is. Dat betekent, dat bij regen een capaciteit van circa een tot vier maal de droogweerafvoer kan worden ingezet voor het verpompen van afgestroomd regenwater. Deze capaciteit wordt pompovercapaciteit (poc) genoemd. Meestal gaat het dan om een pompovercapaciteit van ca. $1,4 \cdot 10^{-3} - 4,2 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1} \cdot \text{km}^{-2}$ ofwel $0,5 - 1,5 \text{ mm} \cdot \text{h}^{-1}$ gerekend over het verharde oppervlak. Omdat dit in het algemeen niet voldoende zal zijn om de rioolloop direct te verwerken, is in het gemengde rioolstelsel doelbewust een hoeveelheid berging ingebouwd. Gedacht moet dan worden aan circa 5 tot 10 mm. Voor het geval ook deze berging gedurende een bui gevuld raakt is het stelsel voorzien van "nooduitgangen", de zogenaamde overstorten.

Bij overbelasting wordt water via deze overstorten (ongezuiverd) geloosd op het open water om, als het enigszins kan, problemen met water op straat te voorkomen. De hydraulische capaciteit van het stelsel moet daartoe voldoende zijn. Gezien de bergings-ontwerpafvoerlijnen (figuur 5.11 a en b) en gesteld dat de restberging in het stelsel ca. 2,5 - 3 mm bedraagt (conform de situatie bij regenwaterriolen) en dat een herhalingstijd T_p van 5 jaar toelaatbaar is, zal de hydraulische capaciteit ca. $6 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1} \cdot \text{km}^{-2}$ moeten bedragen. De benodigde capaciteit voor de afvalwaterstroom is hiermee vergeleken in het algemeen verwaarloosbaar.

Daarmee is nog niets gezegd over de frequentie waarmee overstortingen voorkomen en over het volume van de overstortingen. Hoewel meer precieze gegevens zullen afhangen van onder andere de geometrie van het stelsel, van de situatie rond de lozing, van de constructie van de overstortput enz., zijn wel schattingen te geven voor de frequentie, de overstortingshoeveelheid, de overstortingsduur en de gemiddelde overstortingsintensiteit, mits het stelsel mag worden benaderd met behulp van een bakmodel. Voor gemengde stelsels in vlak gebied blijkt een dergelijke aanname niet tot grote afwijkingen tussen de berekende en de werkelijke situatie te leiden (Timmer, Bakker en Leunk, 1986). Daarbij is het van groot belang dat de opeenvolging van buien goed in het model wordt opgenomen. Het stelsel behoeft immers nog niet leeg te zijn op het moment dat de volgende bui begint. De aanname van de Kuipers-grafiek (Commissie Riolerings en Waterkwaliteit, 1972; Schenkeveld 1976) dat het stelsel aan het begin van elke bui leeg is, leidt tot een onderschatting van de overstortingsfrequentie en het -volume ten opzichte van de werkelijkheid.

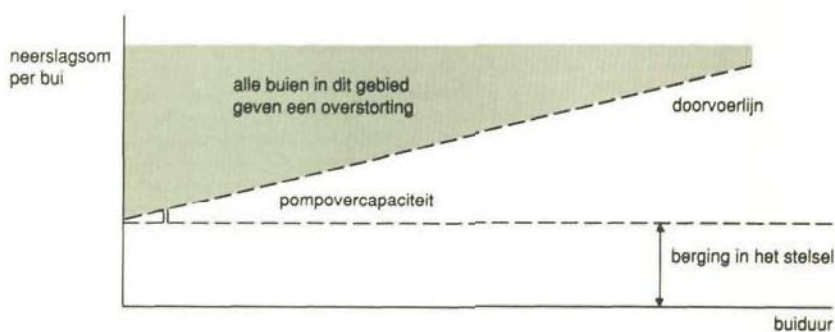
Van Kregten (1972), Van den Herik en Kooistra (1973), Schenkeveld (1976) en Van den Berg en Ven (1977) berekenden eerder overstortingsfrequenties

en -volumina met een bakmodel aan de hand van reeksen vijf-minutenneerslaggegevens uit De Bilt. Het is nu interessant te bezien tot welke verschillen het leidt, wanneer wordt gerekend met de reeksen inloopgegevens. Immers, ook voor een gemengd stelsel zijn berekeningen aan de hand van inloopgegevens realistischer dan aan de hand van de onbewerkte neerslaggegevens.

5.4.1. Definitie van een overstorting

Een punt van discussie bij dergelijke berekeningen is de vraag wat tot één overstorting gerekend moet worden. Alle bovengenoemde auteurs stellen dat deeloverstortingen binnen één bui tot één overstorting moeten worden gerekend. Verschillen in de overstortingsfrequentie zijn echter vaak geheel of ten dele terug te voeren op verschillen in de definitie van een bui. Van den Herik en Kooistra, Schenkeveld, en Van den Berg en Ven definiëren een bui als een aaneengesloten periode van natte 5-minutenperioden. Een droge 5-minutenperiode tussen twee natte levert dus twee afzonderlijke buien. Dit stemt vrijwel overeen met de buidefinities die is gehanteerd voor het opstellen van de Kuipers-grafiek (Commissie Riolering en Waterverontreiniging, 1972).

Met behulp van deze Kuipers-grafiek kan een schatting van de overstortingsfrequentie worden gemaakt door alle stippen te tellen die liggen boven de doorvoerlijn. Zie figuur 5.17 en paragraaf 1.3.



Figuur 5.17. Bepaling van de overstortingsfrequentie met behulp van de Kuipers-grafiek

De aannamen die aan deze methode ten grondslag liggen zijn:

1. De intensiteit van de regen wordt gedurende de volledige buiduur constant verondersteld.
2. Met verliezen wordt geen rekening gehouden.
3. De riolering is leeg aan het begin van elke bui.
4. De pompoevercapaciteit (poc) komt direct bij aanvang van de bui in werking.

Vooral de eerste drie aannamen zijn niet erg realistisch en maken de met de Kuipers-grafiek bepaalde overstortingsfrequentie tot een waarde die al-

leen relatief, dus in de vergelijking van stelsels met elkaar, kan worden gebruikt. Omdat de rioolontwerpnormen zijn gerelateerd aan de overstortingsfrequentie volgens de Kuipers-grafiek, wordt ook in andere studies wel gestreefd naar vergelijkbaarheid van de resultaten. Daarom wordt vaak aangesloten bij de betreffende definitie van een bui. Voor het onderzoek naar de invloed van het afstromingsproces is evenwel een definitie gewenst die meer aansluit bij de werkelijke processen.

Berlamont (1980) rekent alle deeloverstortingen binnen een dag tot één overstorting. Van Kregten (1972) kiest als uitgangspunt dat het stelsel tussen twee opeenvolgende buien leeg is, dus enkel de droogweerafvoer doorvoert. Hij stelt daartoe als eis dat de droge tussentijd tussen twee neerslagperiodes ten minste 20 uur moet bedragen. Hier is hetzelfde uitgangspunt gehanteerd, echter zonder daar een vaste duur voor een droge tussenperiode aan te koppelen. Immers, de ledigingstijd van het stelsel hangt af van de beschikbare berging in het stelsel en van de pompovercapaciteit. Wordt de tijdreeks van vijf-minutengegevens doorgerekend, dan blijkt vanzelf wanneer het stelsel weer leeg geraakt. **In deze studie worden alle deeloverstortingen die voorkomen tussen het moment waarop het stelsel zich begint te vullen en het moment waarop het stelsel weer leeg is gerekend tot één overstorting.** In die tussentijd kunnen in de neerslag- en inloopleeds kortere of langere droge periodes voorkomen, afhankelijk van de ledigingstijd van het stelsel. Afwijkingen met berekeningen elders zijn dus te verwachten voor stelsels met een lange ledigingstijd, waardoor veel deeloverstortingen tot één overstorting gerekend zullen worden.

Een extra motief voor de hier gekozen definitie van een overstorting is gelegen in de dimensionering van bergingsreservoirs voor overstortingswater. Bij een primitieve, terughoudende beheersstrategie voor een dergelijk reservoir zou men zich kunnen voorstellen dat het overstortingswater in een reservoir wordt opgevangen en daarin wordt vastgehouden totdat het stelsel zelf weer leeg is. Daarna zou men kunnen beginnen met het terugpompen van het water uit het reservoir naar het stelsel. Met de gekozen definitie van een overstorting kan worden bepaald hoeveel water met een zekere herhalingsstijd in het stelsel moet worden geborgen, mits ervan mag worden uitgegaan dat het rioolstelsel niet opnieuw belast raakt als gevolg van een volgende zware bui. Nu bedraagt de duur van een bui met een overstorting al snel enige uren en de benodigde ledigingstijd komt voor stelsels slechts zelden beneden 5 à 10 uur. De totale buiduur volgens de hier gehanteerde definitie bedraagt dus al snel 8 à 12 uur of meer. Van den Herik en Kooistra (1973) geven waarden voor de overstortingshoeveelheden vanaf de aanvang van een overstorting tot 4 dagen later. Daaruit blijkt dat die hoeveelheid na 8 à 12 uur niet of nauwelijks meer toeneemt. Omdat de hier gedefinieerde buien van een zelfde duur zijn kan worden geconcludeerd dat de hier berekende overstortingshoeveelheden per bui gebruikt kunnen worden voor de dimensionering van bergingsbassins.

5.4.2. De berekeningen

Berekend zijn het volume V en de duur D van de overstortingen, uitgaande van een bakmodel met een berging van B mm en pompovercapaciteit van poc $\text{mm} \cdot \text{h}^{-1}$. Daarnaast is het eindtijdstip van elke overstorting vastgelegd, alsmede het totale aantal overstortingen in elke maand. Voor de bepaling van V en D is uitgegaan van een eenvoudig rekenschema waarmee zowel de vijf-minuten inloopleeksen van Pampus-Blokkerhoek en het Noorderwagengplein als de vijf-minuten neerslagcijfers zijn doorgerekend. Gezien de traagheid van de processen in het riool (het bakmodel) is het gebruik van een tijdstap van 5 minuten geoorloofd. Evenals bij de berekening van de bergings-ontwerpfafvoerlijnen geldt voor de berging S in het bakmodel:

$$\begin{aligned} S(0) &= 0 \text{ mm} \\ S(t + \Delta t) &= S(t) + i \cdot \Delta t - poc \cdot \Delta t / 60 \\ S(t + \Delta t) &\geq 0 \end{aligned} \quad (5.56)$$

met $\Delta t = 5$ min.

Wanneer gebruik wordt gemaakt van de in de praktijk gebruikelijke eenheden

- S = geborgen hoeveelheid in het bakmodel (mm)
- t = tijd (min)
- Δt = tijdstap (min)
- i = inloop-/neerslagintensiteit ($\text{mm} \cdot \text{min}^{-1}$)
- poc = pompovercapaciteit ($\text{mm} \cdot \text{h}^{-1}$)
- B = bergingscapaciteit van het stelsel (mm)

Met (5.56) kan de reeks tijdstap voor tijdstap worden doorgerekend
Nu geldt echter ook:

$$S \leq B$$

Het teveel stort over. Indien $S(t + \Delta t) > B$ moet dus gelden:

$$V(t + \Delta t) = V(t) + S(t + \Delta t) - B \quad (5.57)$$

V = overgestorte hoeveelheid (mm)

waarna $S(t + \Delta t)$ gelijkgesteld kan worden aan B .

Daarnaast wordt:

$$D(t + \Delta t) = D(t) + \Delta t \quad (5.58)$$

D = duur van de overstorting (min)

Raakt het stelsel aan het eind van de natte periode weer leeg, dan is daarmee de overstorting – of een aantal deelloverstortingen – afgesloten en wordt de hoeveelheid V en de duur van de overstorting D bijgeschreven in het bestand van overstortingen.

In totaal werden 16 stelsels (bakmodellen) doorgerekend. In tabel 5.6 zijn de gekozen combinaties van B en poc aangegeven. Deze 16 stelsels zijn doorgerekend met de drie vijf-minutenreeksen van de rioolloop in Pampus-Blokkerhoek, de rioolloop in het Noorderwagenveld en de neerslag, verzameld in de periode 1968-1984 in Lelystad. De berekeningen met de reeks neerslaggegevens zijn enigermate vergelijkbaar met de door Van den Herik en Kooistra (1973) uitgevoerde analyse van vijf-minutenregens.

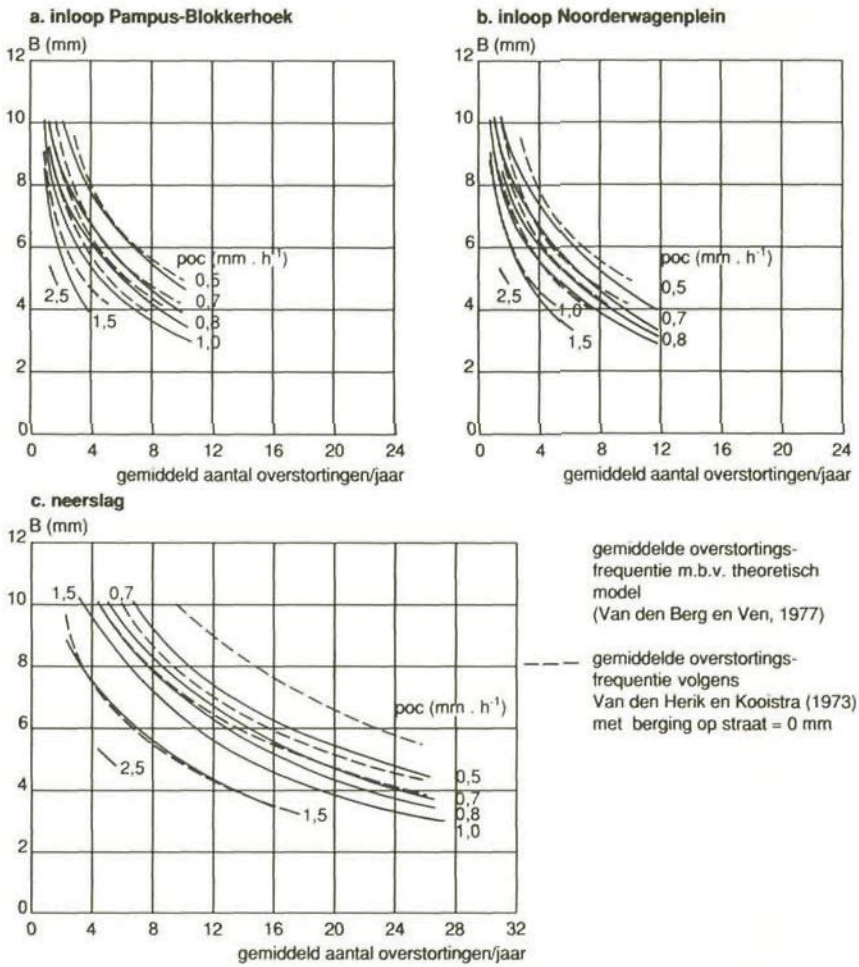
Tabel 5.6. De als een bakmodel doorgerekende gemengde stelsels

bergings- B (mm)	pompover- capaciteit (mm · h ⁻¹)	bergings- B (mm)	pompover- capaciteit (mm · h ⁻¹)
3	1,0	7	0,5
4	0,7	7	0,7
4	1,5	7	1,0
5	0,5	8	0,8
5	1,0	8	1,5
5	2,5	10	0,5
6	0,8	10	0,7
6	1,5	10	1,0

5.4.3. De overstortingsfrequentie

Hoewel steeds meer wordt getwijfeld aan het belang van de overstortingsfrequentie als belangrijkste ontwerpparameter voor de vuiluitvoer van het gemengde stelsel (Vat, 1985), zal deze variabele van belang blijven in verband met de frequentie waarmee het ecosysteem van het ontvangend water wordt belast met verontreinigd water. Wordt het ecosysteem frequent belast, dan zullen de populaties van plante- en diersoorten die zich maar langzaam herstellen van een verstoring niet voldoende gelegenheid tot herstel krijgen. Ze zullen zich niet kunnen handhaven. Bij een minder frequente belasting zouden zij dat nog wel kunnen. Daarom blijft de overstortingsfrequentie van betekenis en is het gemiddelde aantal overstortingen per jaar berekend aan de hand van de drie vijf-minutenreeksen. De resultaten zijn aangegeven in figuur 5.18.

Opvallend is vooral het grote verschil tussen de resultaten verkregen met de neerslagcijfers en die met de inloopgegevens. De resultaten van de berekeningen met neerslagcijfers in figuur 5.18 c kunnen worden vergeleken met die van Van den Herik en Kooistra (1973) voor de vijf-minutenregengegevens van De Bilt. Daarbij moet worden gelet op het verschil in de definitie van een overstorting (par. 5.4.1). Ten gevolge daarvan zouden Van den Herik en Kooistra hogere overstortingsfrequenties moeten vinden bij lage pompovercapaciteiten en bij een grote berging in het stelsel, dus bij een grote ledigingstijd. Het eerste wordt duidelijk in de berekeningsresultaten teruggevonden, het tweede niet. Een verklaring voor deze afwijking kan zijn dat, ondanks dat de ledigingstijd toeneemt, de berging een grotere invloed heeft op de overstortingsfrequentie heeft dan de pompovercapaciteit. Bijvoorbeeld: bij een overstorting van één uur levert een halvering van de



Figuur 5.18. Het gemiddelde aantal overstortingen per jaar, afhankelijk van de berging en de pompcapaciteit van het gemengde rioolstelsel, berekend aan de hand van drie reeksen van ca. 15 jaar 5-minutensommen van de inloop Pampus-Blokkerhoek, de inloop Noorderwagenplein en de neerslag

pompcapaciteit van 1,5 naar 0,75 mm · h⁻¹ een toename van de overstortingshoeveelheid met 0,75 mm, terwijl een verdubbeling van de berging van 5 naar 10 mm die overstortingshoeveelheid met ca. 5 mm zou verminderen (waardoor een overstorting wellicht zou worden voorkomen). Dus hoewel in beide gevallen de ledigingstijd verdubbelt, heeft een relatieve vergroting van de berging een groter effect op de overstortingsfrequentie dan een gelijke relatieve vergroting van de pompcapaciteit. Een grotere berging hoeft dus, relatief gezien, niet tot grotere of kleinere verschillen tussen de voor beide overstortingsdefinities berekende overstortingsfre-

enties te leiden. Dit in aanmerking nemende zijn de verschillen tussen de beide berekeningsresultaten niet onverwacht.

De verschillen tussen de gemiddelde overstortingsfrequenties berekend met de neerslag en de inloopreeksen zijn nog eens gekwantificeerd in tabel 5.7.

Tabel 5.7. De gemiddelde overstortingsfrequenties berekend aan de hand van de neerslag en de inloop in de woonwijk Pampus-Blokkerhoek en het parkeerterrein Noorderwagenplein, alsmede hun verhouding. (poc = pompovercapaciteit)

berging (mm)	poc (mm · h ⁻¹)	gem. overstortingsfreq. (a ⁻¹)			verhouding	
		neerslag	inloop woonwijk	inloop park.terrein	2	3
		1	2	3	1	1
3	1,0	27,2	10,7	11,7	0,39	0,42
4	0,7	24,6	10,0	9,7	0,41	0,40
4	1,5	13,6	3,9	4,9	0,29	0,36
5	0,5	22,6	9,3	8,8	0,41	0,39
5	1,0	14,1	4,6	5,3	0,32	0,37
5	2,5	5,2	1,8	2,1	0,35	0,40
6	0,8	13,1	4,4	4,3	0,34	0,33
6	1,5	7,2	1,9	2,1	0,26	0,29
7	0,5	13,2	5,1	4,9	0,38	0,37
7	0,7	11,1	3,7	3,7	0,34	0,33
7	1,0	8,6	2,3	2,3	0,27	0,26
8	0,8	7,7	1,8	2,1	0,23	0,27
8	1,5	3,4	1,2	1,4	0,35	0,42
10	0,5	7,0	2,3	1,9	0,33	0,26
10	0,7	5,2	1,4	1,3	0,26	0,25
10	1,0	3,6	1,1	1,0	0,31	0,29

De verhouding tussen de frequenties berekend met de inloop en die berekend met de neerslag ligt in vrijwel alle gevallen beneden 0,40. Naarmate de berging B in het stelsel geringer is, is het verschil in de frequentie berekend met de neerslag of de inloop geringer. In extremo leidt voor $B = 0$ elke neerslag en dus ook elke inloop tot een overstorting zodat de verhouding 1,0 is. Bij een kleine berging worden daarom in tabel 5.7 relatief hoge waarden voor de verhouding gevonden.

Ook indien de berging B in het stelsel maar groot genoeg wordt gemaakt loopt de verhouding naar 1,0 omdat dan noch bij berekening met een neerslagreeks, noch bij berekening met een inloopreeks overstortingen zullen worden geregistreerd. In de verhouding treedt dus ergens tussen $B = 0$ en $B = \infty$ een minimum op. Voor een poc van $1,5 \text{ mm} \cdot \text{h}^{-1}$ lijkt dit rond de 6 mm te liggen, voor een poc van $1,0 \text{ mm} \cdot \text{h}^{-1}$ rond de 8 mm en voor een poc van $0,5 \text{ mm} \cdot \text{h}^{-1}$ boven de 10 mm. Dit kan worden afgeleid uit tabel 5.7.

Voor het verschil in de berekende gemiddelde overstortingsfrequentie bij gebruik van neerslagreeksen en inloopreeksen is al in 1977 een schatting gemaakt door Van den Berg en Ven, gebaseerd op een omvorming van de vijf-minutenregengegevens voor De Bilt met behulp van een exponentieel

verliesmodel en het Nash-model als transformatiemodel. De door hen berekende resultaten staan eveneens vermeld in figuur 5.18 a en b. Hun theoretische berekeningen blijken in de "praktijk" vrijwel te worden bevestigd. De goede overeenkomst tussen de resultaten is enigermate misleidend, omdat ook zij uitgingen van de definitie van Van den Herik en Kooistra voor een overstorting. De verwachte verschillen in resultaten voor kleinere pompovercapaciteiten tussen de studie van Van den Berg en Ven (1977) en deze studie zijn echter goddeels verdwenen.

De gemiddelde overstortingsfrequentie per maand staat voor een aantal combinaties van berging en pompovercapaciteit aangegeven in figuur 5.19. Daarbij is uitgegaan van twee doorsneden door de mogelijke combinaties van berging en pompovercapaciteit:

1. een vaste pompovercapaciteit van $1,0 \text{ mm} \cdot \text{h}^{-1}$ en een berging in het stelsel van 3, 5, 7 en 10 mm;
2. een vaste berging in het stelsel van 5 mm en een pompovercapaciteit van 0,5, 1,0 en $2,5 \text{ mm} \cdot \text{h}^{-1}$.

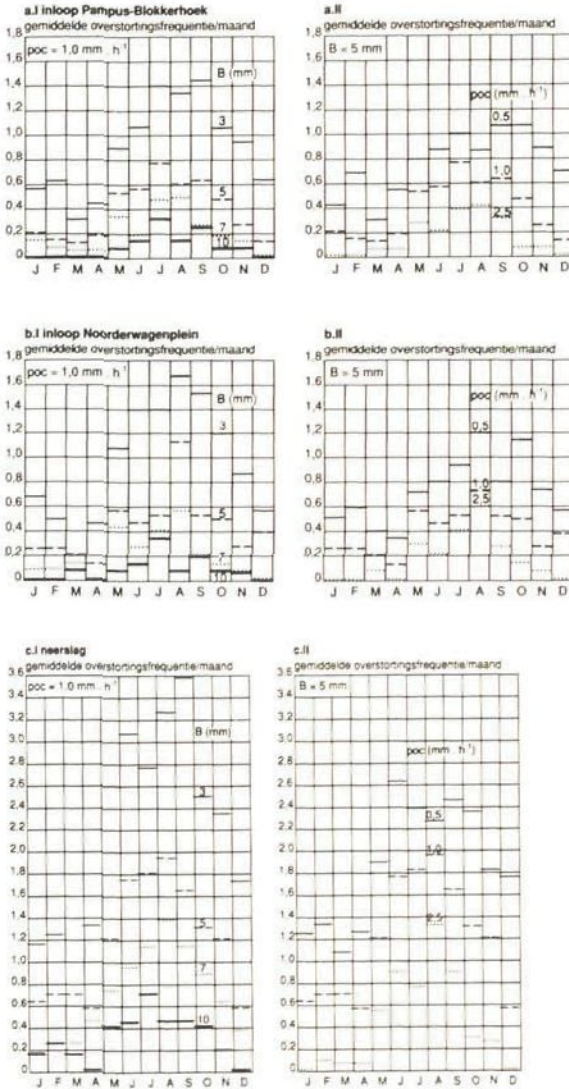
De meeste overstortingen vinden duidelijk plaats in de periode mei tot en met november. De Commissie Riolering en Waterverontreiniging (1972) trok eenzelfde conclusie uit de neerslaggegevens van De Bilt over de periode 1926-1962, die zij bewerkten volgens de methode van de Kuipers-grafiek.

Opvallend in deze figuur is de verschuiving die optreedt in de maand met de meeste overstortingen. Bij een pompovercapaciteit van $1 \text{ mm} \cdot \text{h}^{-1}$ en een berging van 3 mm ligt deze in september, terwijl bij een berging van 10 mm de meeste overstortingen in juli optreden. Dit vloeit voort uit het gegeven dat in juli en augustus minder, maar grotere buien voorkomen. In de drogere maanden maart en april komt het geringste aantal overstortingen voor. Een vergroting van de pompovercapaciteit of de berging reduceert de overstortingsfrequentie in de maanden oktober en november meer dan in andere maanden.

5.4.4. De overstortingshoeveelheid, de overstortingsduur en de gemiddelde overstortingsintensiteit

In verband met het beheer van het ontvangende water is men geïnteresseerd in de hoeveelheid overstortingswater die gemiddeld jaarlijks vanuit het rioolstelsel wordt geloosd en in de duur van een dergelijke belasting, zowel in termen van uren per jaar als in uren per overstorting. Daarnaast heeft men behoefte aan gegevens over de meer extreme overstortingshoeveelheden in verband met de dimensionering van berg(bezink)bassins. In dat verband zijn ook de extrema in de gemiddelde overstortingsintensiteit van belang (Van Kregten, 1972).

Al deze variabelen zijn in het verleden onderzocht aan de hand van neerslagreeksen; voor een juist ontwerp is het van belang, dezelfde variabelen te kennen wanneer de rioolinloop wordt gebruikt als ontwerpgrondslag in plaats van de neerslag. Het in de vorige paragraaf behandelde verschil tussen de berekende overstortingsfrequenties is in dit verband illustratief. Het mag duidelijk zijn dat het toepassen van neerslaggegevens zonder het



Figuur 5.19. De berekende gemiddelde overstortingsfrequentie per maand
 I : bij een poc van 1 mm · h⁻¹ en B = 3, 5, 7 en 10 mm
 II : bij B = 5 mm en poc = 0,5, 1,0 en 2,5 mm · h⁻¹ berekend met de inloop Pampus-Blokkerhoek (a), de inloop Noorderwagenplein (b) en de neerslag (c). Gegevens 1968-1984.

neerslagverlies en de afstromingsvertraging in rekening te brengen, kan leiden tot grote afwijkingen in de ontwerpnormen.

In het volgende zal eerst worden ingegaan op de gemiddelde overstortingshoeveelheid en de gemiddelde overstortingsduur per jaar en per maand. Daarna zullen de meer extreme gebeurtenissen worden geanalyseerd. Naast de overstortingshoeveelheid en de overstortingsduur komen dan ook de extrema in de gemiddelde overstortingsintensiteit aan de orde.

5.4.4.1. De gemiddelden

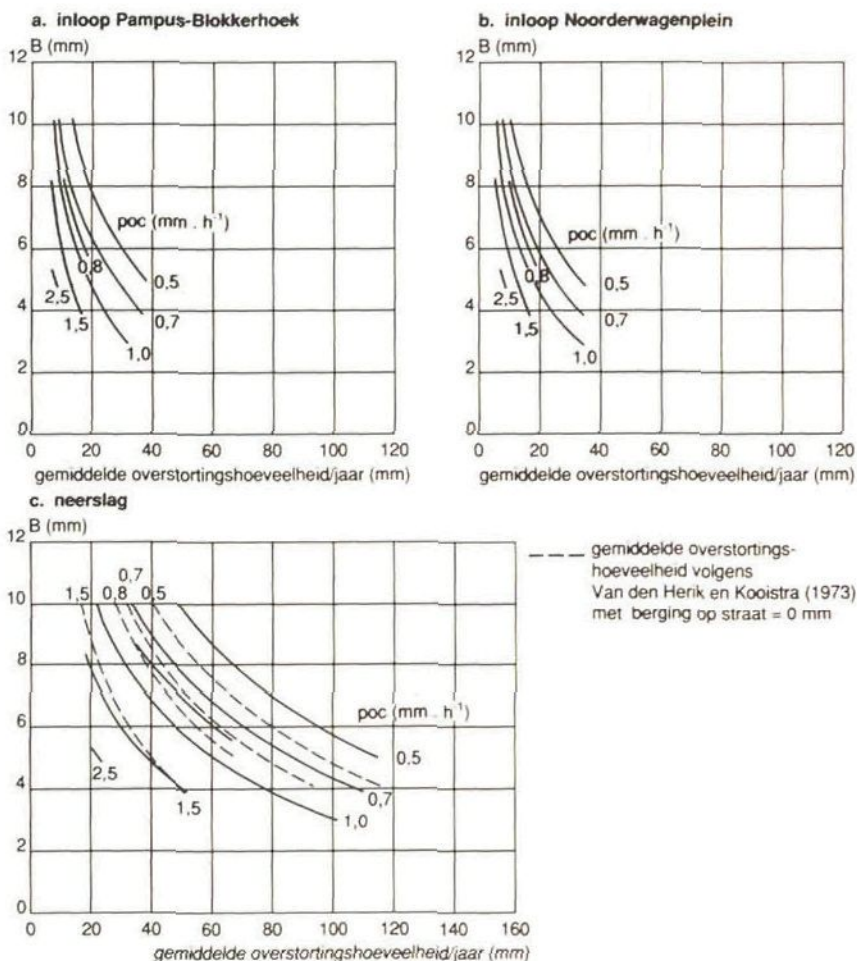
In de figuren 5.20 en 5.21 zijn respectievelijk de gemiddelde overstortingshoeveelheid en de gemiddelde overstortingsduur per jaar aangegeven in relatie tot de berging in het stelsel en de pompovercapaciteit. In tabel 5.8 is een en ander cijfermatig weergegeven, alsmede de verhoudingen tussen de overstortingshoeveelheden en overstortingsduren berekend aan de hand van de inloop in Pampus-Blokkerhoek en het Noorderwagenveld en die aan de hand van de neerslagreeksen.

Uit de figuren en de tabel blijkt dat de verschillen in rekenresultaten tussen de inlooppreeksen en de neerslagreeksen nog groter zijn dan bij de overstortingsfrequenties en dat ook de onderlinge verschillen – tussen inloop Pampus-Blokkerhoek en inloop Noorderwagenveld en tussen stelsels met verschillende hoeveelheden berging en pompovercapaciteit – meer uitgesproken zijn. Zo veroorzaken grotere neerslagverliezen voor de meeste stelsels een duidelijk verschil in gemiddelde overstortingshoeveelheid. De inrichting van een gebied heeft derhalve, wat betreft de **typen** verhard oppervlak, een duidelijke invloed op de overstortende hoeveelheid rioolwater. Maatregelen ter vergroting van de neerslagverliezen zullen derhalve leiden tot een reductie van de uitstoot van water via de overstorten.

De vermindering in de overstortingshoeveelheid wordt versterkt teruggevonden in de gemiddelde overstortingsduur, vooral wanneer de pompovercapaciteit gering is c.q. de ledigingstijd van het stelsel groot is.

De berekende gemiddelde overstortingshoeveelheden per jaar zijn in beperkte mate vergelijkbaar met die, berekend door Van den Herik en Kooistra (1973). Gezien het verschil in de definitie van een overstorting zijn de verschillen klein en verklaarbaar. De verklaring van de afwijkingen is gelijk aan die, gegeven voor de verschillen in overstortingsfrequentie, in paragraaf 5.4.3. Grote verschillen ten gevolge van het verschil in locatie tussen Lelystad en De Bilt zijn dus niet te verwachten.

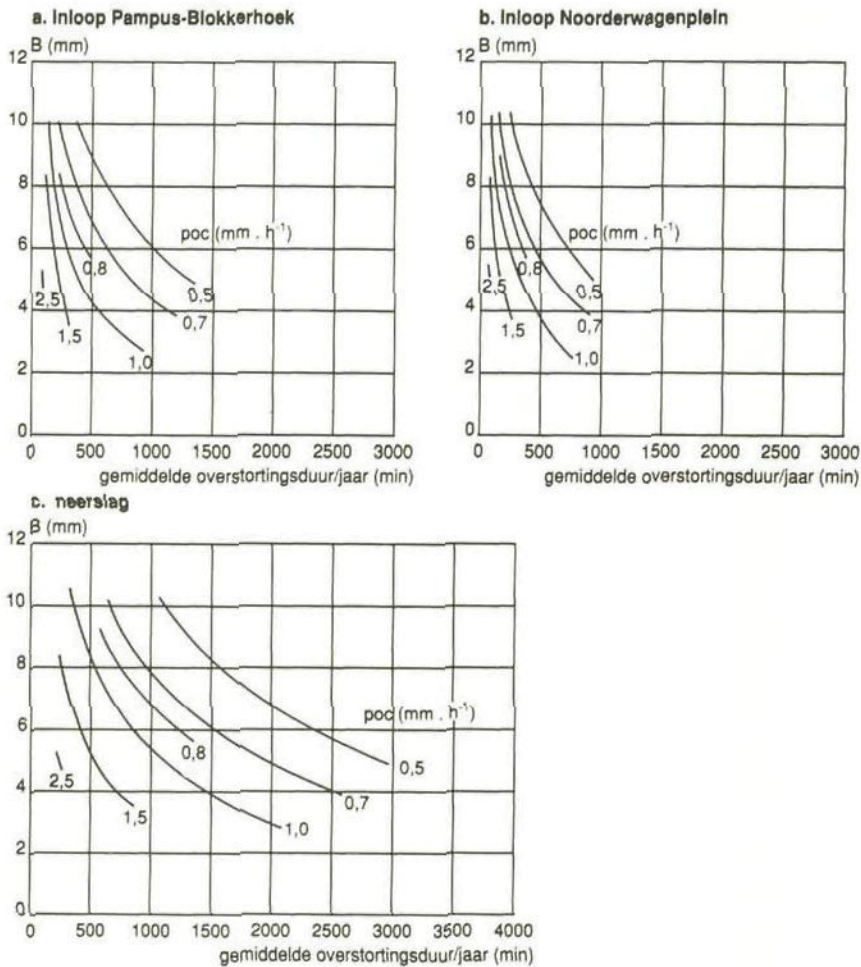
De gemiddelde overstortingshoeveelheid en de gemiddelde overstortingsduur kunnen ook per maand worden weergegeven, opdat de verdelingen



Figuur 5.20. De berekende gemiddelde hoeveelheid overstortingswater per jaar, afhankelijk van de berging B en de pompcapaciteit (poc) van het stelsel, berekend aan de hand van ca. 15 jaar gegevens over de rioolinloop in Pampus-Blokkerhoek (a) en het Noorderwagenplein (b) alsmede over de neerslag (c).

over het jaar kunnen worden beschouwd. In de figuren 5.22 en 5.23 zijn deze verdelingen voor respectievelijk de hoeveelheid en de duur uitgezet, waarbij is uitgegaan van dezelfde combinaties van berging en pompcapaciteit als in figuur 5.19.

Evenals de overstortingsfrequenties in paragraaf 5.4.3 zijn gemiddelde overstortingshoeveelheden en -duren berekend zowel aan de hand van de reeks vijf-minuten neerslaggegevens 1968-1984 als aan de hand van de bijbehorende vijf-minutenreeksen inloopgegevens voor Pampus-Blokkerhoek en het Noorderwagenplein.



Figuur 5.21. De berekende gemiddelde overstortingsduur per jaar afhankelijk van de eigenschappen van het gemengde stelsel, berekend aan de hand van ca. 15 jaar gegevens over de rioolinloop in Pampus-Blokkerhoek (a) en het Noorderwagenplein (b), alsmede over de neerslag (c).

Voor de overstortingshoeveelheden wordt een beeld verkregen dat enige gelijkenis vertoont met het gedrag van de gemiddelde overstortingsfrequenties (figuur 5.19), dus grotere hoeveelheden in de periode mei tot en met november en slechts kleine in de wintermaanden. In de maanden juli, augustus en september worden gemiddeld de grootste overstortende hoeveelheden geregistreerd. Wordt de pompovercapaciteit verminderd, dan blijkt de overstortingshoeveelheid in de winter snel toe te nemen.

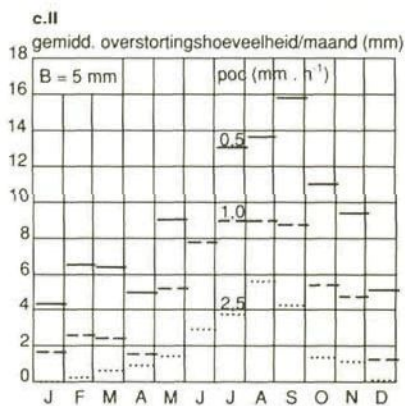
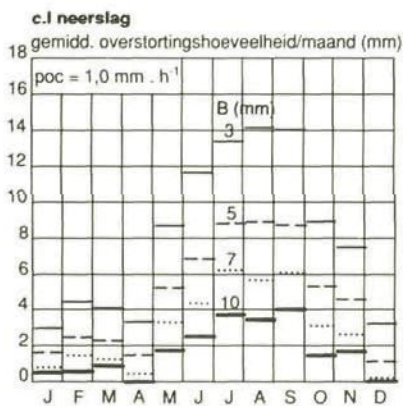
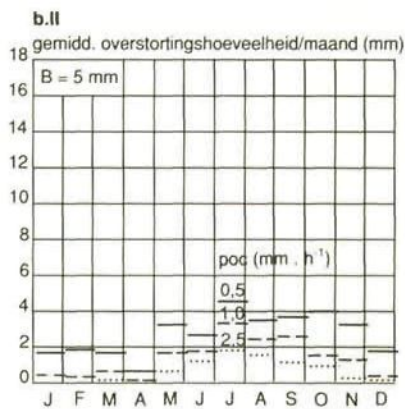
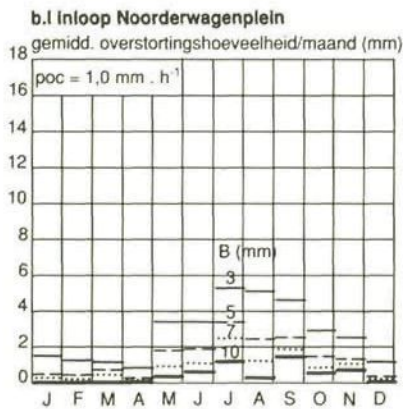
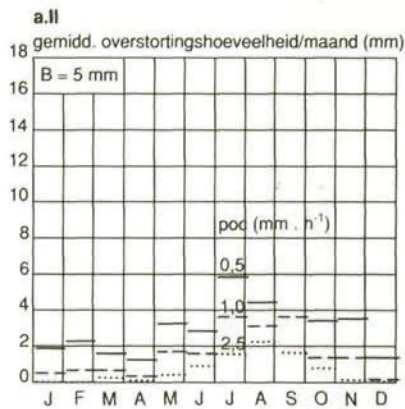
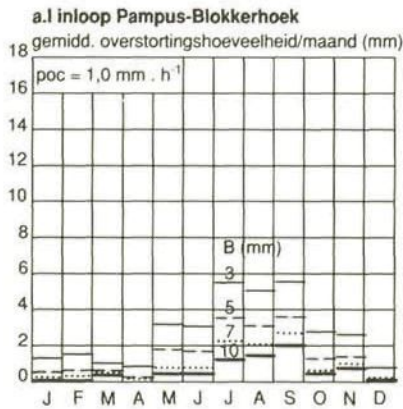
Tabel 5.8. Gemiddelde overstortingshoeveelheid en overstortingsduur per jaar, berekend met bakmodellen met verschillende berging B en pompovercapaciteit poc en de vijf-minutenreeksen van neerslag en rioolinloop in Pampus-Blokkerhoek en het Noorderwagenvlein, alsmede hun onderlinge verhouding

Stelsel (bakmodel)		gemiddelde overstortingshoeveelheid (mm)					gemiddelde overstortingsduur (min)				
B mm	poc mm · h ⁻¹	neerslag 1	inloop w 2	inloop p 3	verh.*		neerslag 4	inloop w 5	inloop p 6	verh.*	
					2	3				5	6
3	1,0	98,7	33,1	32,4	0,34	0,33	1.950	825	660	0,42	0,34
4	0,7	106,3	35,8	32,3	0,34	0,30	2.500	1.125	800	0,42	0,32
4	1,5	49,5	16,0	15,3	0,32	0,31	700	251	220	0,36	0,32
5	0,5	112,9	37,0	32,1	0,33	0,28	2.880	1.290	885	0,45	0,31
5	1,0	59,5	18,2	16,6	0,31	0,28	1.070	376	303	0,35	0,28
5	2,5	22,1	7,61	7,33	0,34	0,33	193	84	74	0,43	0,38
6	0,8	59,7	17,6	15,3	0,29	0,26	1.210	435	321	0,36	0,27
6	1,5	29,0	10,1	8,76	0,35	0,30	364	152	116	0,42	0,32
7	0,5	78,1	23,5	19,2	0,30	0,25	1.900	765	510	0,40	0,27
7	0,7	55,9	16,2	13,1	0,29	0,23	1.200	454	302	0,38	0,25
7	1,0	37,3	11,5	9,65	0,31	0,26	625	208	170	0,33	0,27
8	0,8	39,1	11,5	9,32	0,29	0,24	725	235	194	0,32	0,27
8	1,5	19,4	7,08	5,40	0,36	0,28	226	110	85	0,49	0,37
10	0,5	47,8	13,6	9,71	0,28	0,20	1.070	359	246	0,34	0,23
10	0,7	32,4	9,52	6,85	0,29	0,21	615	204	155	0,33	0,25
10	1,0	21,2	7,17	4,78	0,34	0,23	322	130	86	0,40	0,27

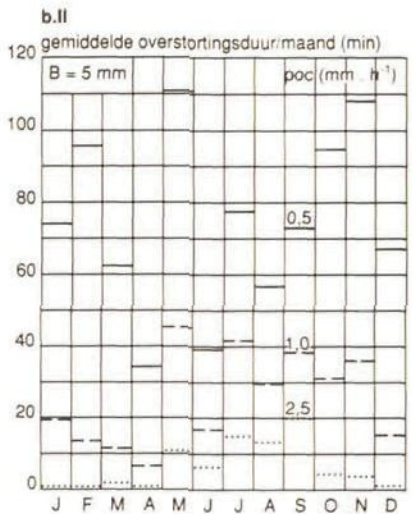
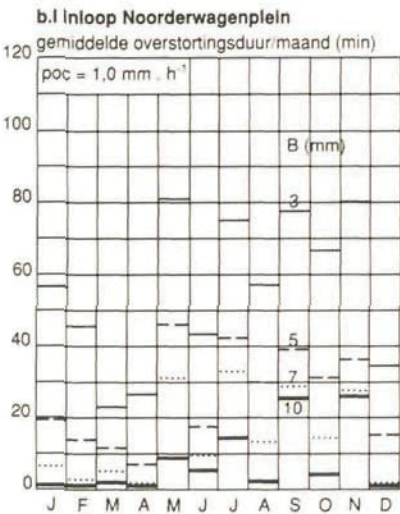
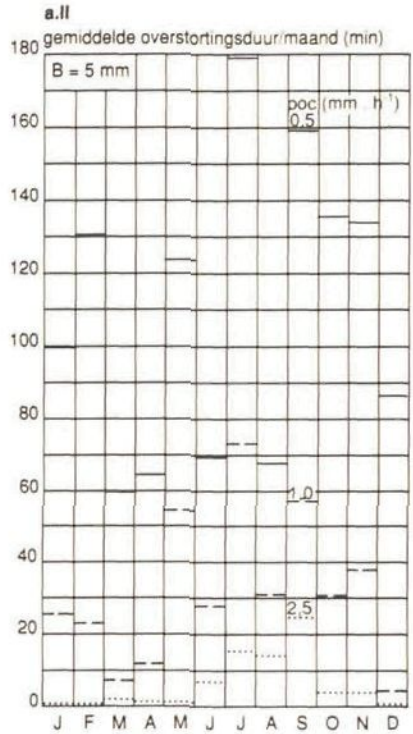
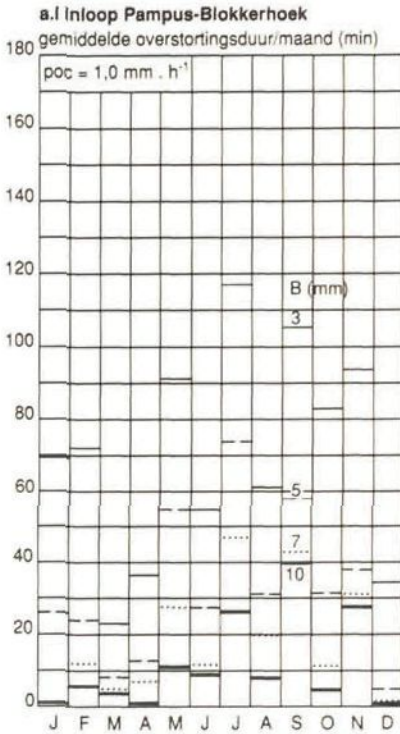
* Verhoudingen tussen de resultaten berekend met de rioolinloopgegevens en de neerslaggegevens.

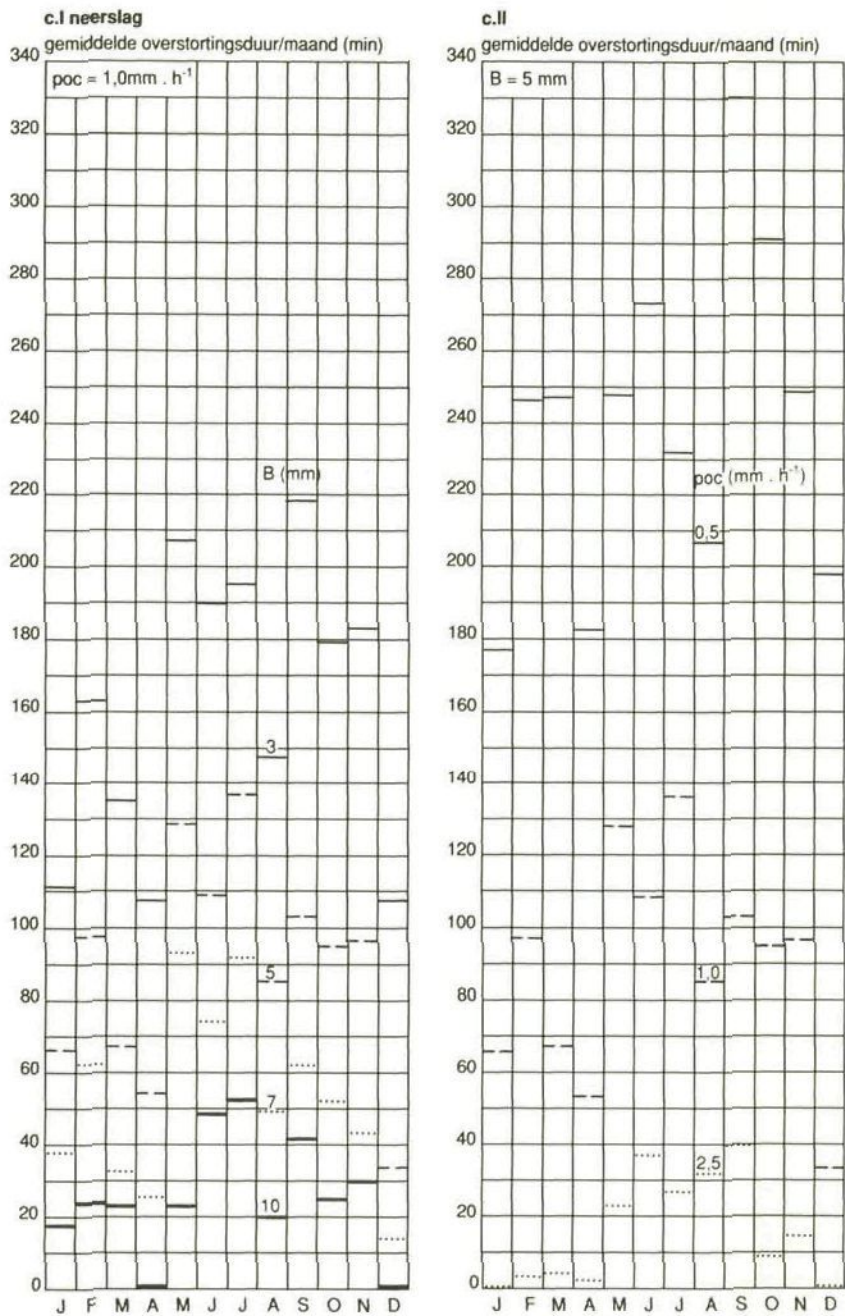
w = woonwijk Pampus-Blokkerhoek

p = parkeerterrein Noorderwagenvlein



Figuur 5.22: De berekende gemiddelde overstortingshoeveelheid per maand
I : bij een poc van $1,0 \text{ mm} \cdot \text{h}^{-1}$ en $B = 3, 5, 7$ en 10 mm
II : bij $B = 5 \text{ mm}$ en poc = $0,5, 1,0$ en $2,5 \text{ mm} \cdot \text{h}^{-1}$ berekend met de inloop Pampus-Blokkerhoek (a), de inloop Noorderwagenvlein (b) en de neerslag (c). Gegevens 1968-1984.





Figuur 5.23. De berekende gemiddelde overstortingsduur per maand
 I : bij een poc van 1,0 mm · h⁻¹ en B = 3, 5, 7 en 10 mm
 II : bij B = 5 mm en een poc = 0,5 1,0 en 2,5 mm · h⁻¹ berekend met de inloop Pampus-Blokkerhoek (a), de inloop Noorderwagenplein (b) en de neerslag (c). Gegevens 1968-1984.

De gemiddelde overstortingsduur per maand vertoont een sterk variabel beeld over het jaar, vooral wanneer de berging of de pompovercapaciteit gering is. De maanden mei tot en met november geven in het algemeen wel een iets grotere overstortingsduur te zien dan de andere maanden, zeker bij een grotere berging of pompovercapaciteit. Binnen de zomerperiode geven echter de maanden juni en augustus relatief lage gemiddelden. Wellicht vanwege het geringe aantal overstortingen in de maanden maart en april komt de gemiddelde overstortingsduur (totaal per maand) in die maanden relatief laag uit. Blijft dat de gemiddelde overstortingsduur in het algemeen een grote variabiliteit en een grillig verloop over het jaar vertoont.

5.4.4.2. De extrema

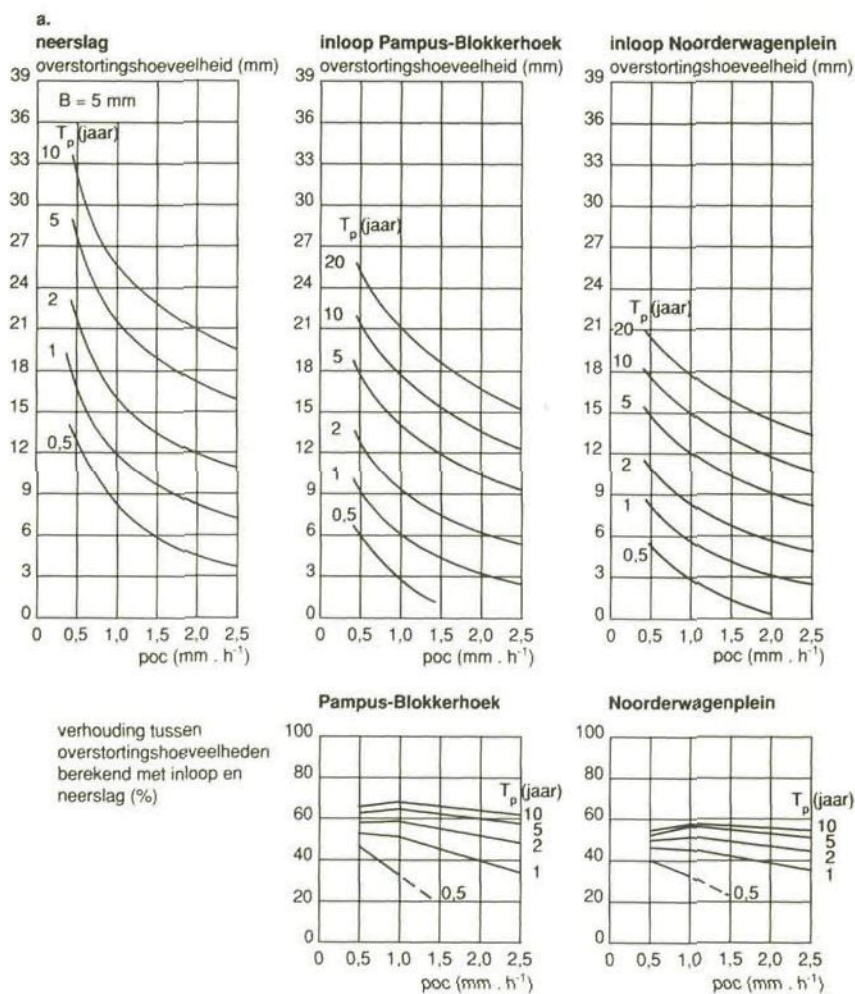
Veronderstelt men dat het optreden van een overstorting in een periode kan worden gezien als een Poisson-proces en dat de overstortingshoeveelheden, -duur en gemiddelde intensiteit boven een zekere drempelwaarde exponentieel zijn verdeeld, dan kan met behulp van de theorie voor de partiële reeksanalyse worden geschat welke overstortingshoeveelheid, welke overstortingsduur en welke gemiddelde overstortingsintensiteit met een zekere herhalingsduur voorkomt, tenzij uit toetsen blijkt dat de genoemde veronderstellingen niet houdbaar zijn. Voor de 16 stelsels zijn dus partiële reeksanalyses uitgevoerd op de verzamelingen van overstortingshoeveelheden, -duren en -intensiteiten die een zekere drempelwaarde te boven gaan. In bijlage 4 zijn de resultaten vermeld van de parameterschattingen bij een zodanige keuze van de drempelwaarde, dat de waarde van de parameter ζ lag rond 2,5.

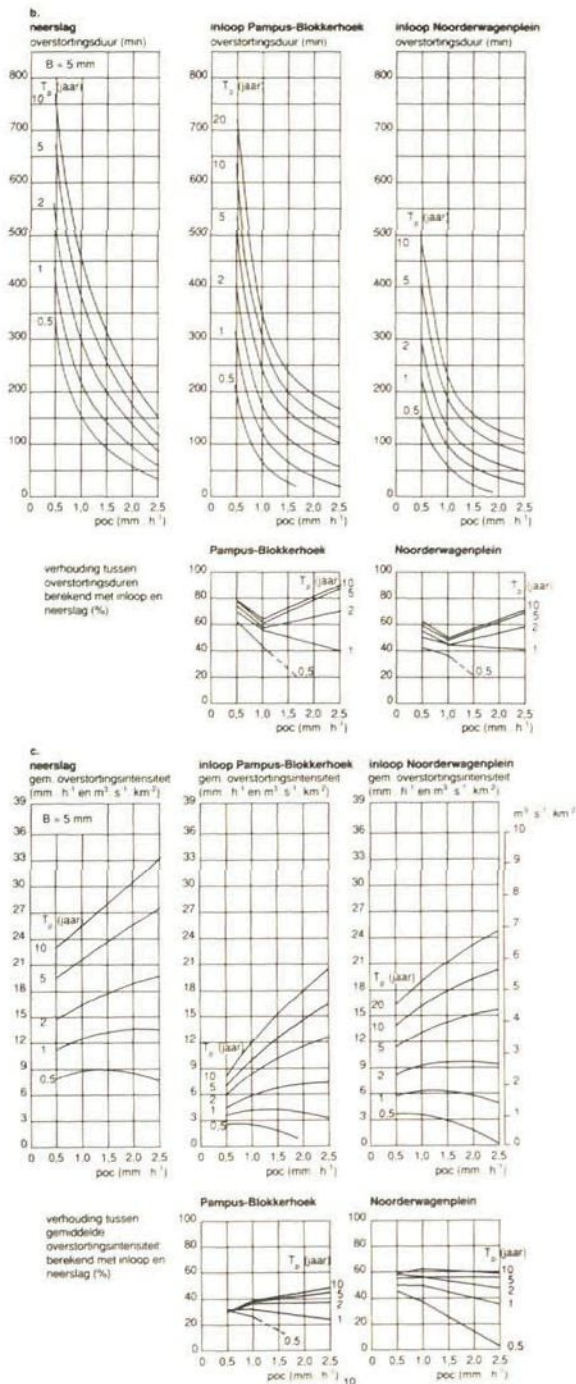
Tevens zijn in deze bijlage de waarden van de toetsingsgrootheden vermeld voor de R-toets op homogeniteit van de verzameling extrema en de G-toets op de aanvaardbaarheid van een exponentiële verdeling.

Uit de toetsen blijkt dat, vooral in het geval er gerekend is met de neerslagreeks, het gebruik van een gegeneraliseerde Pareto-verdeling wellicht beter zou zijn geweest wanneer de waarden van extrema in de overstortingshoeveelheden, -duren en -intensiteiten bij grote herhalingsduiden worden gezocht. Hetzelfde geldt voor de overstortingsduren berekend met de reeks inloopgegevens van het Noorderwagenveld. In deze gevallen is daarom de presentatie van de resultaten beperkt tot de resultaten voor herhalingsduiden $T_p \leq 10$ jaar. Voor de kansverdelingen van alle overige variabelen die zijn bepaald aan de hand van inlooppreeksen lijkt de exponentiële verdeling acceptabel, hoewel deze in enkele gevallen nog wordt verworpen voor de maxima in de winterperiode. Het belang van de winterperiode wordt meestal echter overschaduwd door dat van de zomer, zodat de invloed van een niet-optimaal gekozen verdeling hier mag worden verwaarloosd.

Met de figuren 5.24 tot en met 5.27 is getracht om een schets te geven van de extreme overstortingshoeveelheden, overstortingsduren en overstortingsintensiteiten als functie van de berging en de pompovercapaciteit. De figuren 5.24 en 5.25 geven een doorsnede van de resultaten waarbij de berging constant is genomen en de pompovercapaciteit als onafhankelijke

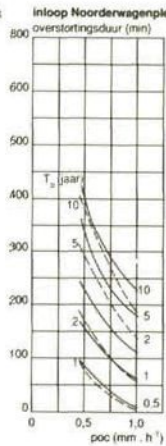
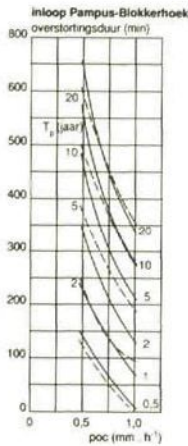
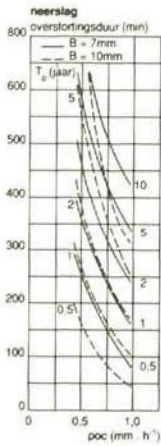
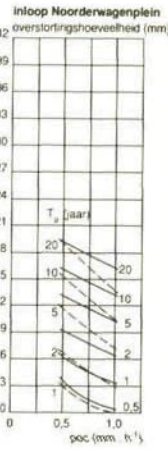
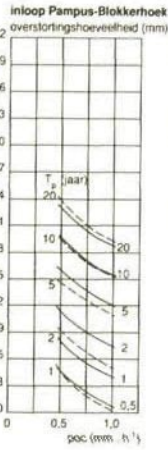
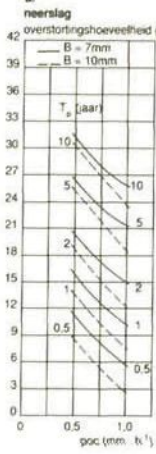
variabele is uitgezet; in de figuren 5.26 en 5.27 is de pompovercapaciteit constant genomen en is juist de berging als onafhankelijke variabele gekozen.

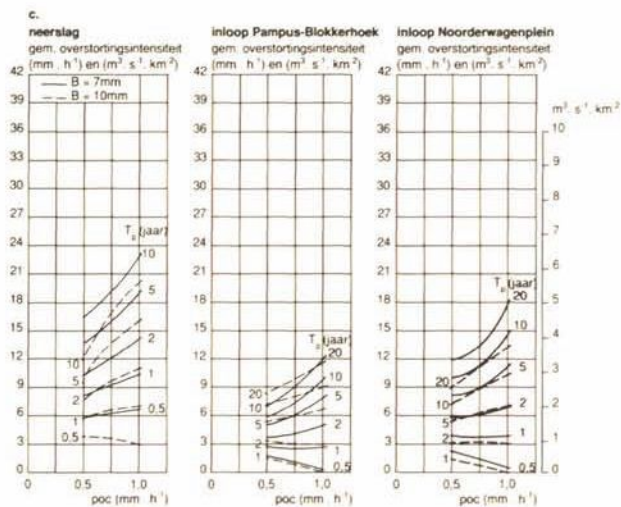




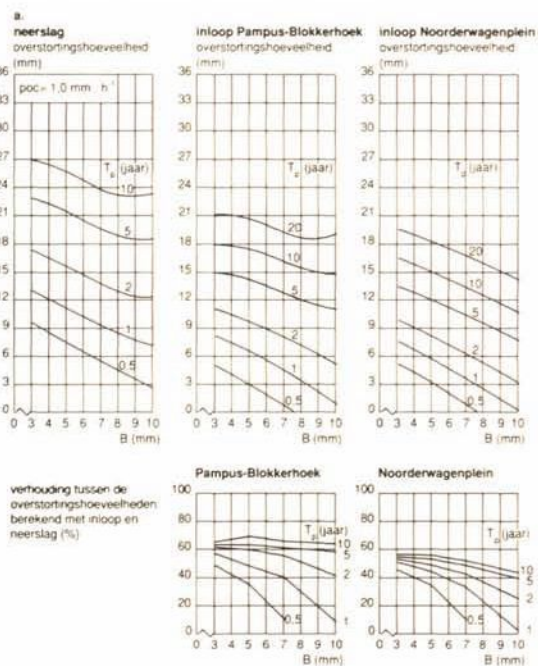
Figuur 5.24. Te verwachten overstortingshoeveelheid (a), de overstortingsduur (b) en de gemiddelde overstortingsintensiteit (c) voor een stelsel met een berging van 5 mm, berekend aan de hand van de drie reeksen neerslag- en inloopgegevens (periode 1968-1984). Voor elke variabele is tevens de verhouding uitgezet tussen het resultaat volgens de inloopgegevens en dat volgens de neerslaggegevens.

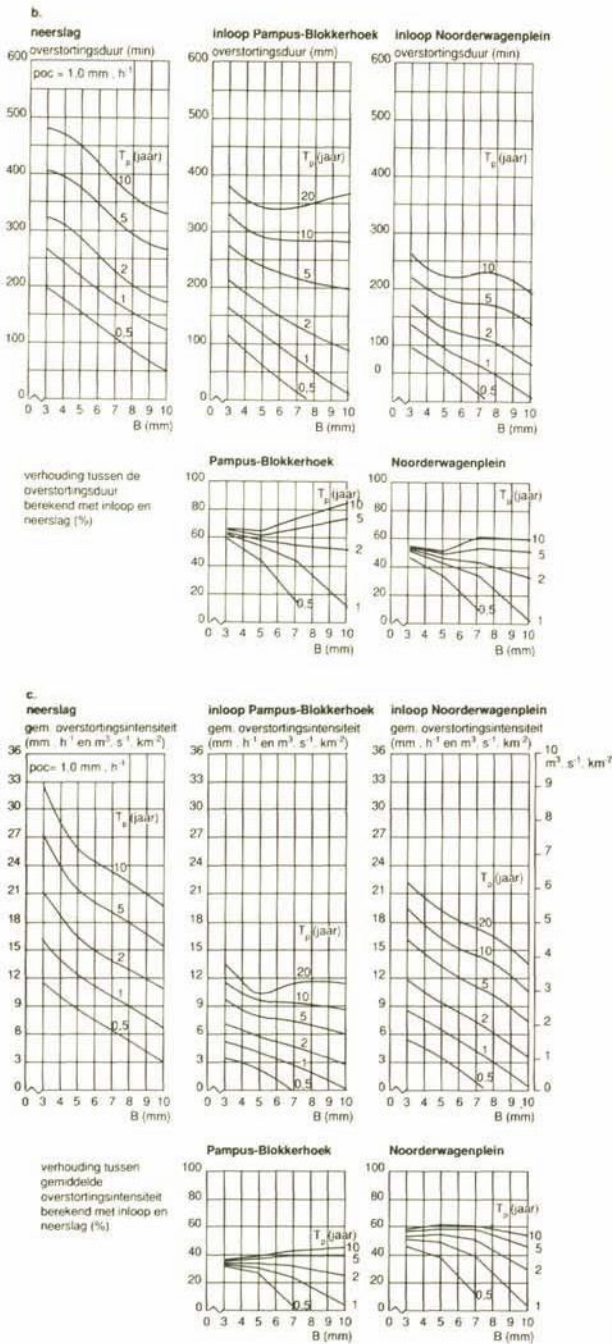
a.



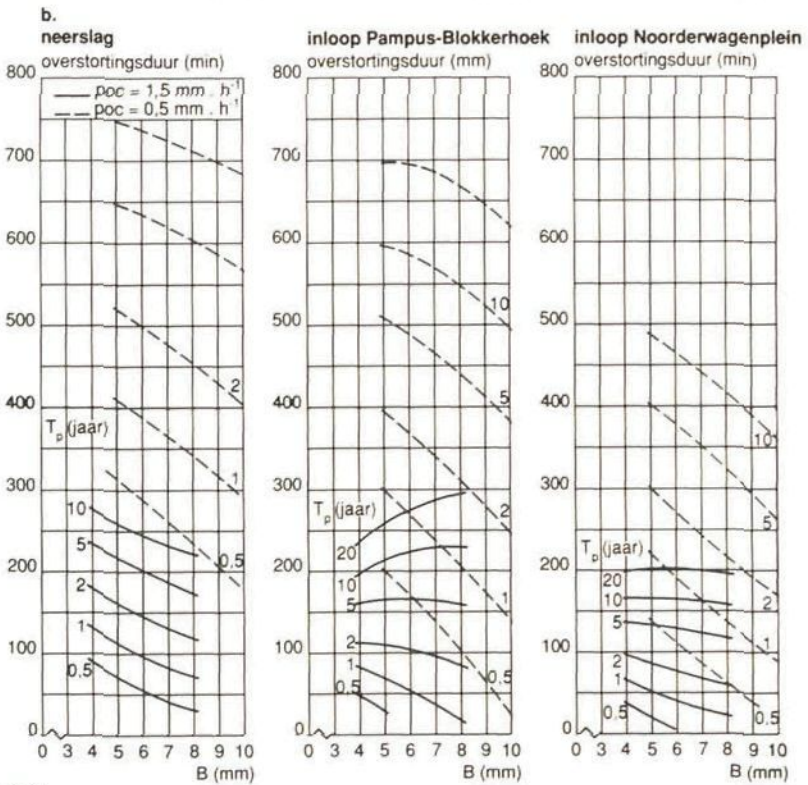
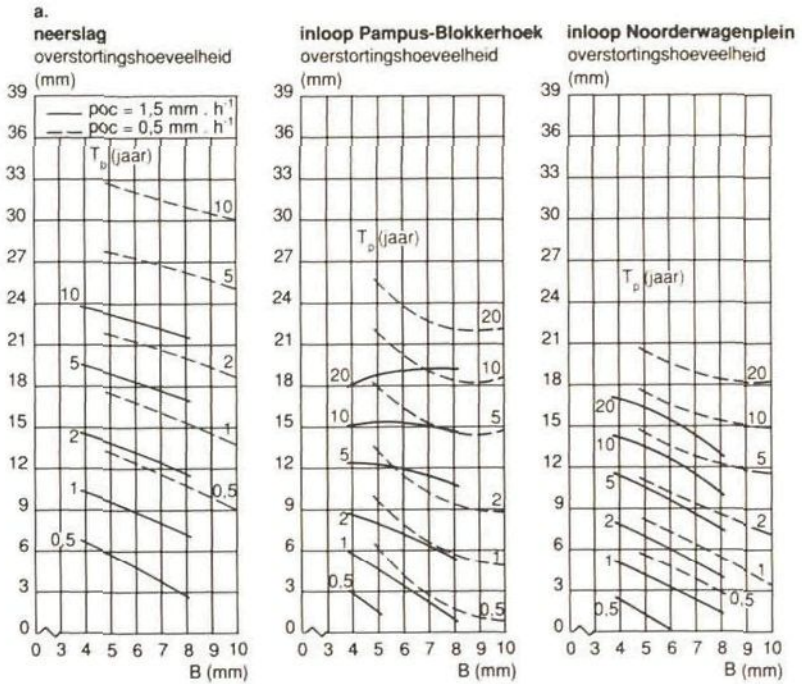


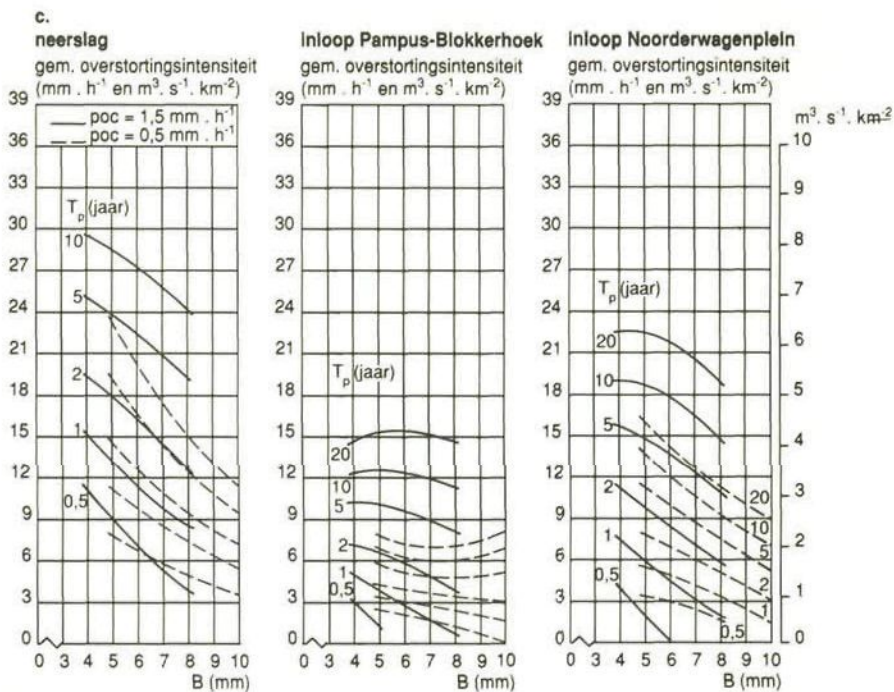
Figuur 5.25. Te verwachten overstortingshoeveelheid (a), de overstortingsduur (b) en de gemiddelde overstortingsintensiteit (c) voor stelsels met een berging van 7 en 10 mm, berekend aan de hand van de drie reeksen neerslag- en inloopegegevens (periode 1968-1984)





Figuur 5.26. Te verwachten overstortingshoeveelheid (a), de overstortingsduur (b) en gemiddelde overstortingsintensiteit (c) voor een stelsel met een pompcapaciteit van $1,0 \text{ mm} \cdot \text{h}^{-1}$ berekend aan de hand van de drie reeksen neerslag- en inloopgegevens (periode 1968-1984)





Figuur 5.27. Te verwachten overstortingshoeveelheid (a), de overstortingsduur (b) en gemiddelde overstortingsintensiteit (c) voor twee stelsels met een pompovercapaciteit van respectievelijk 0,5 en 1,5 $\text{mm} \cdot \text{h}^{-1}$ berekend aan de hand van de drie reeksen neerslag- en inloopegegevens (periode 1968-1984)

Beschouwen we figuur 5.24. Niet zozeer de extreme overstortingshoeveelheid als wel de overstortingsduur wordt snel kleiner naarmate de pompovercapaciteit toeneemt. De waarden van de extrema in de gemiddelde overstortingsintensiteit stijgen bij een toenemende pompovercapaciteit. In dit verband moet evenwel rekening worden gehouden met de hier gekozen definitie van een overstorting. Door een hogere pompovercapaciteit zal het stelsel eerder leeg zijn, waardoor meer overstortingen van een kleinere omvang onderscheiden zullen worden.

In figuur 5.24 zijn naast de resultaten van de partiële reeksanalyses ook de verhoudingen aangegeven tussen het resultaat berekend met de reeksen inloopegegevens van de woonwijk Pampus-Blokkerhoek en het parkeerterrein Noorderwagenplein en die berekend aan de hand van vijf-minutenreeks neerslaggegevens.

Wordt het niveau van deze verhoudingen vergeleken met dat voor de gemiddelde overstortingshoeveelheid en de gemiddelde overstortingsduur per jaar, dan blijkt dat dit voor extreme situaties hoger ligt. Naarmate de herhalingsstijd toeneemt, neemt ook het verschil tussen de extrema berekend met de inloope- en de neerslagreeksen af – het bedraagt dan overigens nog wel 20 – 60%. Omdat bij toenemende pompovercapaciteit de overstor-

tingshoeveelheden, -duren en -intensiteiten met kortere herhalingsstijden sterk afnemen wanneer wordt uitgegaan van rioolloopgegevens (dit in verband met onder andere de buidefinities) dalen in figuur 5.24 de lijnen voor de desbetreffende verhoudingen. Voor grotere herhalingsstijden lijkt de verhouding tussen de overstortingshoeveelheid berekend aan de hand van de rioolloop en die berekend aan de hand van de neerslag vrij constant en onafhankelijk van de pompovercapaciteit. Als gevolg van de grotere verliezen liggen de berekende uitzonderlijke overstortingshoeveelheden voor het parkeerterrein wel ca. 10% lager dan voor de woonwijk. Hieruit kan men concluderen dat de neerslagverliezen, en dus de soort en de vorm van het verhard oppervlak van invloed zijn op de dimensionering van bergingsbassins.

Bij de overstortingsduur (figuur 5.24 b) zien we de verhouding bij toenemende pompovercapaciteit eerst afnemen en daarna voor de grotere herhalingsstijden weer toenemen. De oorzaak daarvan is gelegen in de definitie van een overstorting. Bij grotere pompovercapaciteit kunnen als gevolg van de kortere ledigingstijd overstortingen uiteenvallen in twee of meer delen met elk een kortere overstortingsduur. Doordat de inloop geleidelijker verloopt dan de neerslag is de kans op opsplitsing kleiner en het resultaat is dat de verhouding in eerste instantie daalt, maar vervolgens weer toeneemt. Voor de overstortingshoeveelheid kan een soortgelijke redenering opgesteld worden. Wellicht verklaart dat waarom de verhouding daar bij toenemende pompovercapaciteit constant blijft.

De gemiddelde overstortingsintensiteit per overstorting is het quotiënt van de overstortingshoeveelheid en de overstortingsduur. Bij toenemende pompovercapaciteit verdwijnen de kleinere overstortingen waardoor de gemiddelde overstortingsintensiteit toeneemt. Omdat vooral de overstortingsduur berekend met de inloopgegevens van het Noorderwagenveld kort is vanwege het grote verlies én de snellere afvoer, ligt de gemiddelde overstortingsintensiteit berekend met de inloopgegevens van het Noorderwagenveld dan ook aanmerkelijk hoger dan die berekend met de gegevens van de woonwijk Pampus-Blokkerhoek. Indien men zich baseert op de inloop komt de gemiddelde overstortingsintensiteit al snel 40-50% lager uit dan wanneer de neerslagreeks als invoer voor de berekeningen wordt gebruikt. De dimensionering dient evenwel gebaseerd te zijn op wat het riool binnenkomt, dus op de rioolloop.

In figuur 5.25 zijn de resultaten weergegeven wanneer in de berekeningen wordt uitgegaan van een berging van respectievelijk 7 en 10 mm in het stelsel. De overstortingshoeveelheid daalt bij toenemende berging in het rioolstelsel. De berekende daling is evenwel geringer naarmate de herhalingsstijd van de overstortingshoeveelheid groter is. Dit staat haaks op de conclusie van Van den Herik en Kooistra dat de overstortingshoeveelheid ongeveer afneemt met de mate waarin de berging toeneemt. Wederom is het verschil in de definitie van een overstorting hieraan debet. Immers, naarmate de bui én de berging in het stelsel groter zijn, kan per overstorting meer water overstorten omdat meerdere deeloverstortingen tot één overstorting worden gerekend. Korte droge tussenperiodes, die bij Van den

Herik en Kooistra aanleiding gaven tot twee overstortingen, worden hier gerekend tot één grote overstorting omdat in de tussentijd het stelsel niet leeg is geweest. Naarmate de pompovercapaciteit groter wordt, wordt het verschil geringer. Om die reden wijken vergelijkbare lijnen in figuur 5.25 a dan ook uiteen. Voor de dimensionering van bergingsreservoirs voor de opvang van overstortingswater – zie ook paragraaf 5.4.1. – is dit evenwel een interessant gegeven.

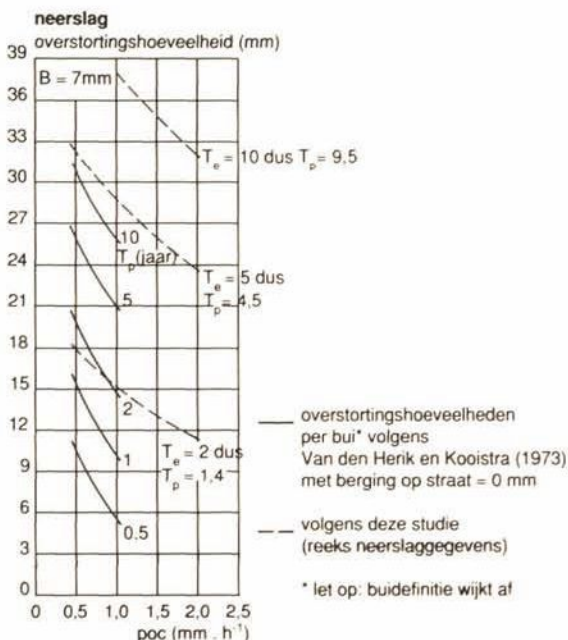
Voor de overstortingsduur, weergegeven in figuur 5.25 b, gelden dezelfde overwegingen. De overstortingsduur daalt echter snel bij toenemende pompovercapaciteit. De extrema in de gemiddelde overstortingsintensiteit stijgen daarom bij toenemende pompovercapaciteit en bij een geringere berging in het stelsel.

De figuren 5.26 en 5.27 geven een doorsnede waarbij de pompovercapaciteit constant is gehouden en de berging als onafhankelijke variabele geldt. Conform figuur 5.24 zijn ook in figuur 5.26 de verhoudingen aangegeven tussen vergelijkbare overstortingshoeveelheden, -duren en -intensiteiten die zijn bepaald aan de hand van de rioolloopreeksen versus de waarden bepaald aan de hand van de neerslagreeksen. De overstortingshoeveelheden dalen in eerste instantie naarmate de berging toeneemt. Doordat dan echter ook de ledigingstijd van het stelsel toeneemt worden méér deeloverstortingen gecombineerd tot één overstorting, waardoor de extreme overstortingshoeveelheden weer toenemen en een minimum optreedt. Dit verschijnsel nemen we vooral waar bij gebruikmaking van de reeks inloopgegevens van Pampus-Blokkeerhoek in de figuren 5.26 en 5.27. Bij een lage pompovercapaciteit en bij een situatie met een grotere herhalingstijd, ligt dit minimum al bij een geringere berging. Neemt de berging in het stelsel nog verder toe, dan gaat op een gegeven moment de winst in termen van geringere overstortingshoeveelheden en overstortingsduren toch weer overheersen waardoor de waarden die met een zekere herhalingstijd worden overschreden toch weer gaan dalen. Duidelijk voorbeeld daarvan is in figuur 5.26 b de overstortingsduur, berekend met de inloop van het Noorderwagenveld.

De verhouding tussen de gemiddelde overstortingshoeveelheden berekend met de reeksen inloopgegevens en berekend met de reeks neerslaggegevens vertonen een beeld, dat we ook in figuur 5.24 a zagen. Zowel de oorzaken als de gevolgen stemmen volledig overeen. Ook bij de verhoudingen tussen de verschillende overstortingsduren zien we het effect terug van een grotere berging. De verhoudingen bij de gemiddelde overstortingsintensiteit vertonen eveneens het bekende beeld. Omdat de overstortingshoeveelheden voor het parkeerterrein Noorderwagenveld iets geringer zijn dan bij de woonwijk Pampus-Blokkeerhoek en de overstortingsduur belangrijk geringer, zijn de extrema van de gemiddelde overstortingsintensiteiten voor het parkeerterrein aanmerkelijk groter dan die voor de woonwijk. Niet alleen het verschil in neerslagverlies maar ook het snellere afstromingsproces op het Noorderwagenveld kan daarvan de oorzaak zijn.

In de figuren 5.26 en 5.27 zijn de extrema weergegeven wanneer wordt uitgegaan van een pompovercapaciteit van respectievelijk $1,0$ $0,5$ en $1,5$ $\text{mm} \cdot \text{h}^{-1}$. Zoals we al eerder zagen zijn vooral de overstortingsduur en de gemiddelde overstortingsintensiteit erg gevoelig voor een verandering in de pompovercapaciteit, hoewel ook de verschillen in overstortingshoeveelheden bij verandering van de pompovercapaciteit zeker niet verwaarloosbaar zijn.

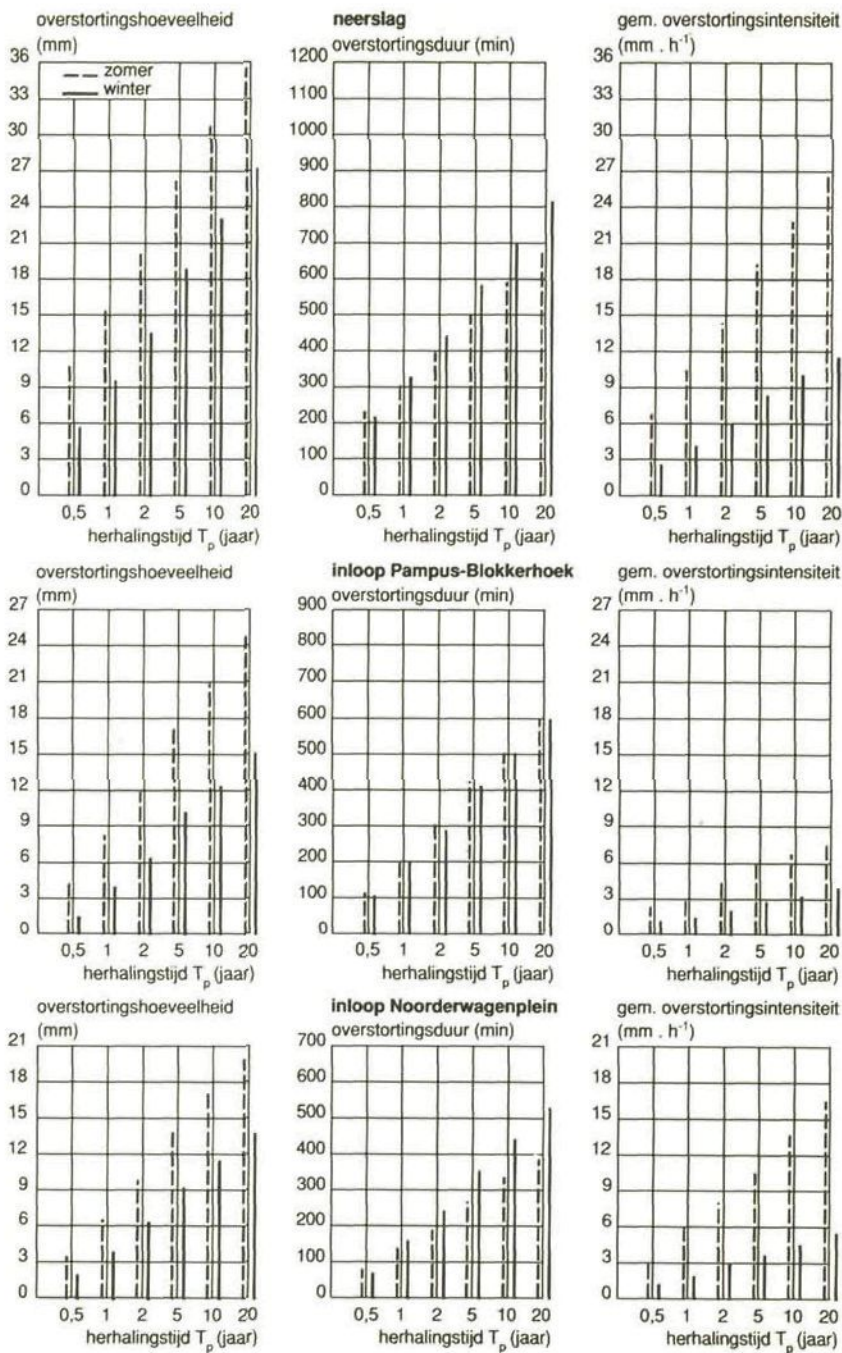
Slechts op één punt lijkt een zodanige overeenkomst te bestaan tussen de studie van door Van den Herik en Kooistra (1973) en het bovenstaande dat een vergelijking van de berekende waarden mogelijk is. In figuur 5.28 zijn de berekende overstortingshoeveelheden vergeleken voor een stelsel met een berging van 7 mm.



Figuur 5.28. De overstortingshoeveelheden per bui vergeleken met die berekend door Van den Herik en Kooistra (1973)

Gezien de verschillen in de definitie van een overstorting ligt de lijn voor een herhalingsduur T_e van 2 jaar nog duidelijk in dezelfde orde van grootte.

Voor grotere herhalingsduur worden door Van den Herik en Kooistra voor De Bilt grotere waarden gevonden voor de overstortingshoeveelheden per overstorting dan in deze studie. De verschillen in aanpak en berekeningsmethode zijn echter zo groot, dat een vergelijking van de waarden vrijwel ongeoorloofd is.



Figuur 5.29. Extreme overstortingshoeveelheid, -duur en -intensiteit te verwachten in het zomer- en het winterhalfjaar bij een stelsel met 5 mm berging en een pompovercapaciteit van $0,5 \text{ mm} \cdot \text{h}^{-1}$, berekend met zowel de reeks neerslagegegevens als de beide reeksen inloopgegevens

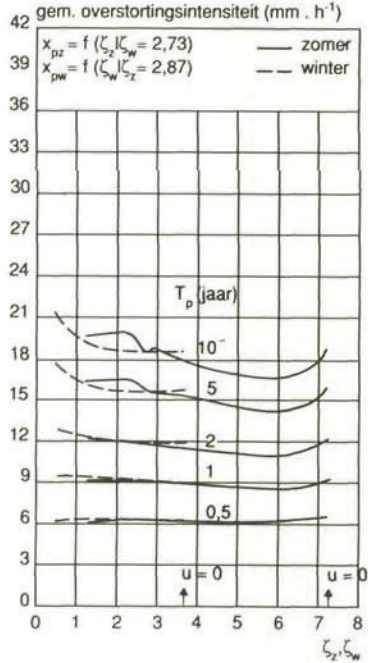
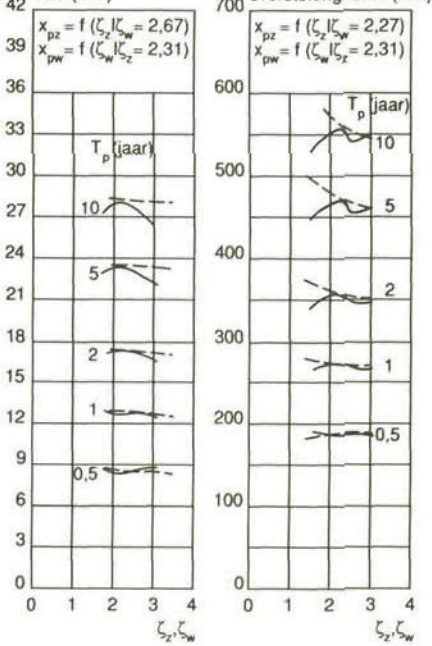
Voor gemengde stelsels met een kleinere berging en pompovercapaciteit treden ook in de winter voldoende overstortingen op om in de partiële reeksanalyses een splitsing aan te kunnen brengen tussen het zomer- en het winterhalfjaar. In figuur 5.29 zijn de extreme overstortingshoeveelheden, -duren en -intensiteiten weergegeven voor een stelsel met 5 mm berging en een pompovercapaciteit van $0,5 \text{ mm} \cdot \text{h}^{-1}$, berekend voor zowel de zomer- als de winterperiode.

Voor de verhouding tussen zomer- en wintersituatie maakt het nauwelijks verschil of in de berekeningen wordt uitgegaan van de reeks vijf-minuten neerslagegegevens of van de inloopgegevens voor Pampus-Blokkerhoek of het Noorderwagenveld; alleen het niveau verschilt. Bij de overstortingshoeveelheden overtreffen zomermaxima die van de winter. Omdat het verschil tussen zomer- en wintermaxima met een zelfde herhalingsstijd vrij constant blijft bij toenemende herhalingsstijd, neemt het relatieve belang van de wintermaxima evenwel toe. Dus in uitzonderlijke gevallen zijn in de winterperiode overstortingen te verwachten van een omvang die niet of nauwelijks onderdoet voor die in de zomer. De extrema in de overstortingsduur per overstorting zijn voor de zomer- en winterperiode ongeveer even groot, hoewel de gemiddelde maandsom ervan in de winter iets kleiner is (zie figuur 5.23). Vandaar ook, dat de waarde van de overstortingsduur met een herhalingsstijd van 0,5 jaar voor de winter iets korter is dan voor de zomer. In de winterperiode bestaat een iets grotere kans op uitzonderlijk grote extrema. De gemiddelde overstortingsintensiteiten zijn in de zomer bij een gegeven herhalingsstijd beduidend groter dan in de winter. De waarde van de herhalingsstijd heeft op die verhouding geen noemenswaardige invloed.

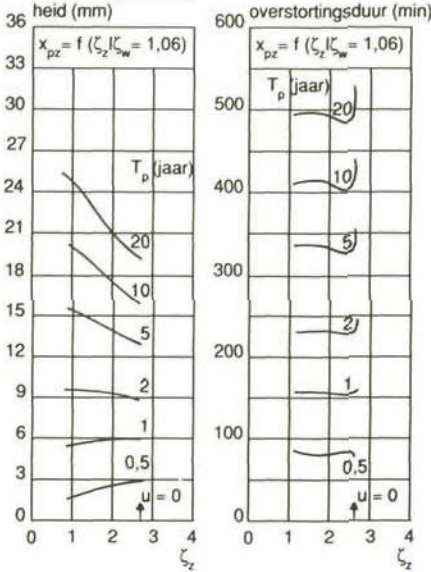
5.4.4.3. Betrouwbaarheid van de berekende extrema

Om te onderzoeken in hoeverre de berekeningsresultaten afhankelijk zijn van het aantal pieken dat bij de berekening wordt betrokken, ofwel van de drempelwaarde u , zijn in figuur 5.30 de berekende overstortingshoeveelheden, -duren en -intensiteiten uitgezet tegen ξ , het gemiddelde aantal pieken boven de drempel per jaar. Hierbij is uitgegaan van een bakmodel met een berging van 7 mm en een pompovercapaciteit van $0,7 \text{ mm} \cdot \text{h}^{-1}$. In deel a van de figuur is uitgegaan van een splitsing in de berekeningen tussen zomer- en winterperiode. Omdat het aantal pieken in de winterperiode voor de inloop echter beperkt is ($\xi_w = 1,06$ en $1,13$ bij $u = 0$) is ook een gevoeligheidsanalyse gemaakt zonder onderscheid tussen zomer en winter. De resultaten daarvan staan in figuur 5.30 b.

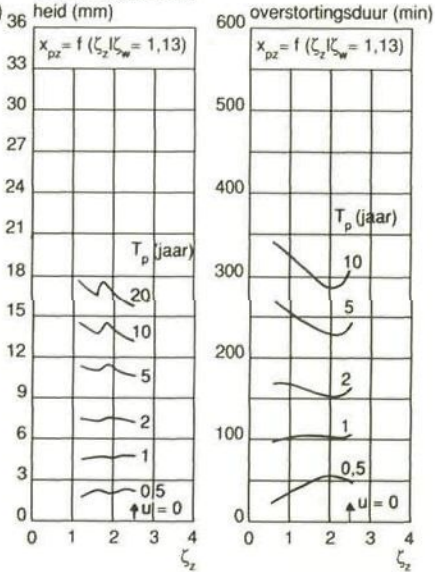
**a. zomer en winter
neerslag
overstortingshoeveel-
heid (mm)**



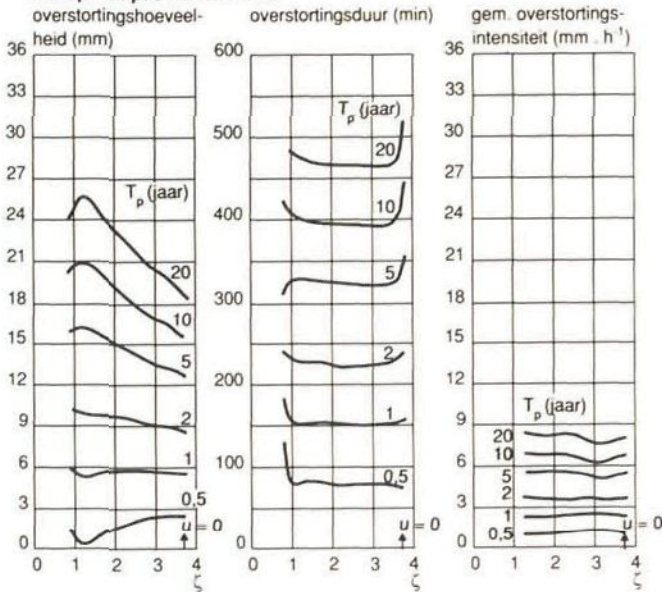
**inloop Pampus-Blokkerhoek
overstortingshoeveel-
heid (mm)**



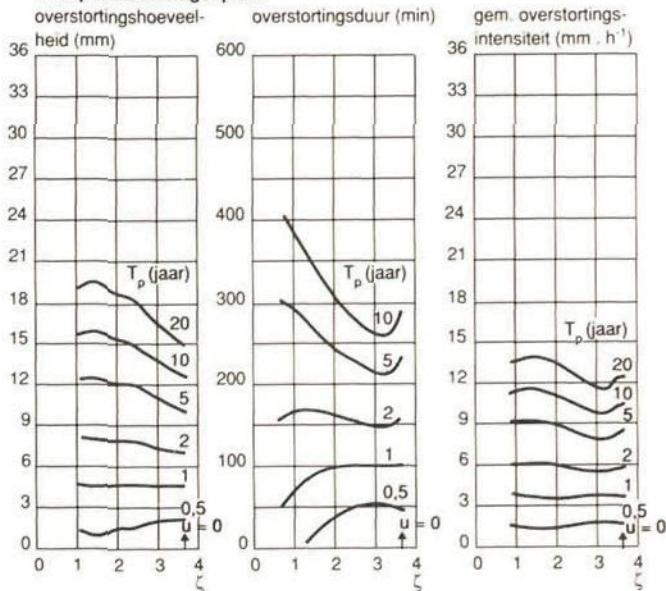
**inloop Noorderwagenplein
overstortingshoeveel-
heid (mm)**



b. gehele jaar
inloop Pampus-Blokkerhoek



inloop Noorderwagenplein



Figuur 5.30. Gevoeligheid van de berekende extreme overstormingshoeveelheid, -duur en -intensiteit voor variatie in het aantal extrema dat bij de berekening wordt betrokken en derhalve voor ζ , uitgaande van een stelsel met een berging van 7 mm en een pompovercapaciteit van 0,7 mm · h⁻¹. In figuur 5.30.a de gevoeligheid wanneer bij de neerslaggegevens onderscheid wordt gemaakt tussen zomer en winter; in 5.30.b de gevoeligheid wanneer voor de inloopgegevens het gehele jaar wordt beschouwd.

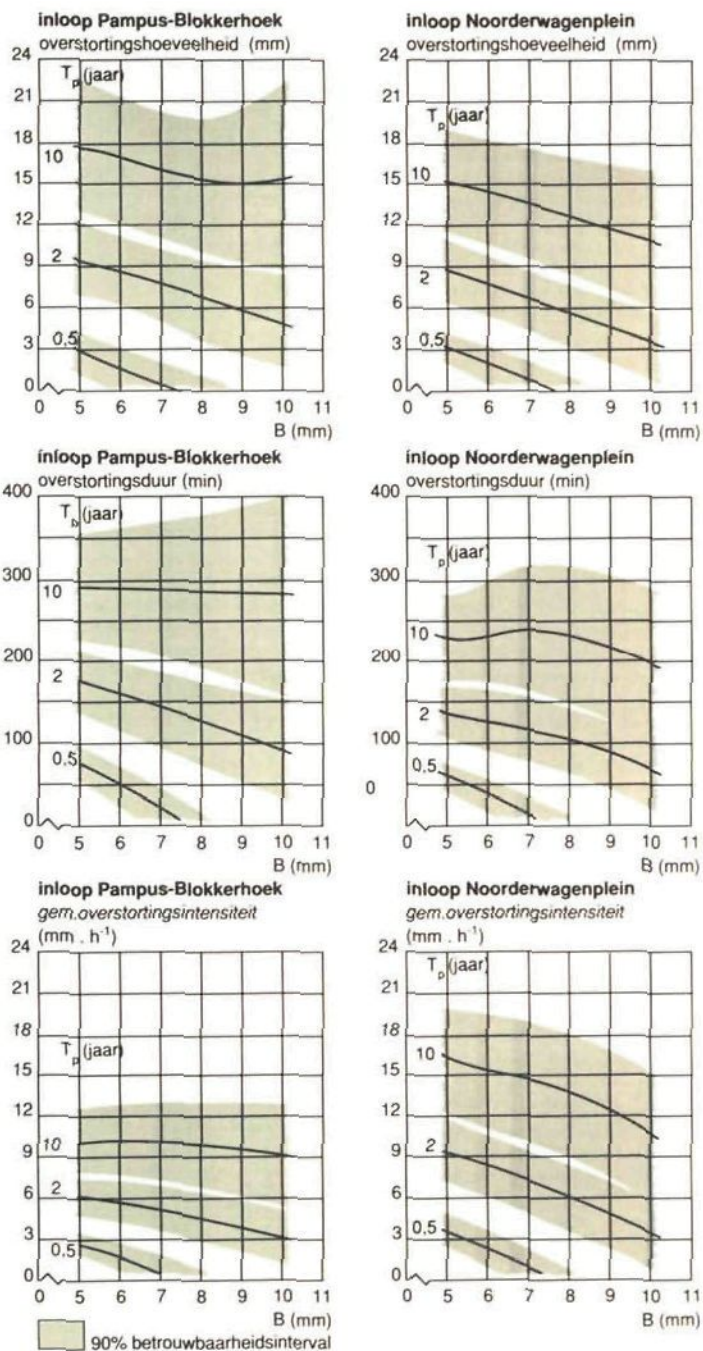
Uit de figuur kan worden afgeleid dat vooral de overstortingshoeveelheid berekend met de inloopreeks van de woonwijk Pampus-Blokkerhoek en de overstortingsduur berekend met de inloop van het Noorderwagenveld gevoelig zijn voor ζ , met name wanneer een herhalingstijd wordt gekozen groter dan 2 jaar dan wel kleiner dan 1 jaar.

De overstortingshoeveelheden met een herhalingstijd van 5 jaar of meer, berekend met de reeks inloopgegevens van het parkeerterrein, vertonen een sterk afwijkende waarde en een dalende tendens voor $\hat{\zeta} > 2,5$. Daarom is in paragraaf 5.4.4.2. uitgegaan van $\hat{\zeta} = 2,33$. De overstortingshoeveelheden die zijn berekend zonder onderscheid te maken tussen zomer- en winterperiode, zijn voor herhalingstijden tot 2 à 3 jaar ongeveer gelijk aan de hoeveelheden berekend met een opsplitsing in zomer en winter; voor grotere herhalingstijden ontstaat enig verschil tussen de uitkomsten van beide rekenwijzen: bij $T_p = 5$ jaar ca. 1 mm en bij $T_p = 20$ jaar ca. 2 mm. Over het algemeen kan men echter concluderen dat de afhankelijkheid van ζ beperkt is, zeker in het gebied $1,5 < \zeta < 2,5$.

Voor zover bij de partiële reeksanalyse geen onderscheid is gemaakt tussen het zomer- en het winterhalfjaar, is het mogelijk voor de berekende extreme overstortingshoeveelheden, -duren en -intensiteiten een betrouwbaarheidsinterval vast te stellen. In figuur 5.31 zijn de 90% betrouwbaarheidsintervallen aangegeven voor de berekende waarden die al eerder in figuur 5.26 zijn aangegeven, dus voor een groep van stelsels met een pompovercapaciteit van $1,0 \text{ mm} \cdot \text{h}^{-1}$. Alleen de gevallen met een berging tussen 5 en 10 mm zijn hier aangegeven, omdat voor een kleinere berging onderscheid werd gemaakt tussen zomer- en winterhalfjaar.

De 90%-betrouwbaarheidsintervallen zijn breed. Bij een herhalingstijd van 2 jaar moet voor de overstortingshoeveelheid al snel worden gerekend op een marge van plus of min 2,5 mm bij waarden rond 6 à 9 mm, voor de overstortingsduur op plus of min 50 minuten bij waarden rond 100 à 150 minuten en voor de gemiddelde overstortingsintensiteit op plus of min $2 \text{ mm} \cdot \text{h}^{-1}$ bij waarden van 4 à $7 \text{ mm} \cdot \text{h}^{-1}$. Naarmate de berging groter wordt neemt het 90%-betrouwbaarheidsinterval in omvang toe omdat het aantal pieken, en dus ook $\hat{\zeta}$, afneemt.

Deze constatering leidt automatisch tot de volgende slotconclusie: Hoewel meetreeksen van meer dan 15 jaar uit het oogpunt van de verrichte meetinspanningen lang zijn, zijn ze nog steeds erg kort om er met een acceptabele mate van betrouwbaarheid ontwerpnormen uit af te leiden, zeker als uitspraken over herhalingstijden groter dan 2 – 5 jaar worden verlangd. Omdat men toch ontwerpnormen nodig heeft voor de dimensionering van rioolstelsels c.a. worden, bij gebrek aan beter, deze minder betrouwbare waarden gehanteerd. Blijft dus de noodzaak om door verlenging van de meetreeks tot statistisch betrouwbaardere normen te komen.



Figuur 5.31. 90%-betrouwbaarheidsintervallen voor de extreme overstortingshoeveelheden, -duren en -intensiteiten bij een stelsel met een pompcapaciteit van $0,1 \text{ mm} \cdot \text{h}^{-1}$ en een berging tussen 5 en 10 mm.

6. Overdraagbaarheid van de resultaten

De in voorgaande hoofdstukken beschreven analyses zijn gebaseerd op de gegevens die zijn verzameld in twee en soms drie kleine, vlakke meetgebieden in Lelystad. Voor zover mogelijk zijn de resultaten afgezet tegen de in de literatuur beschikbare informatie. De vraag is in hoeverre ze overdraagbaar c.q. toepasbaar zijn elders en hoe de "vertaling" van de resultaten naar het niveau van een wijk, een rioleringsdistrict en een toeleveringsgebied voor een rioolwaterzuiveringsinrichting dient te geschieden. Hierop wordt eerst ingegaan voor de processen (paragraaf 6.1 en 6.2) en vervolgens voor de gevonden waarden (paragraaf 6.3).

6.1. De verliesprocessen

In hoofdstuk 3 zijn de verliesprocessen behandeld. Zoals daar werd aangegeven, zijn de neerslagverliezen sterk afhankelijk van de aard van de verharding, de ligging van het oppervlak en de samenstelling en de actuele vochttoestand van de ondergrond. Het bevochtigingsverlies en het verdampingsverlies zijn materiaalafhankelijk, doch in omvang zodanig beperkt, dat verwaarlozing van de verschillen is geoorloofd. Het plassenverlies is afhankelijk van de ligging van het terreinoppervlak en derhalve ook van de terrehelling I (%). Voor het initiële verlies V (mm) vermeldt Kidd (1978):

$$V = 0,77 I^{-0,49} \quad (6.1)$$

Deze relatie werd gebaseerd op metingen in 19 gebieden in Nederland (Pampus-Blokkerhoek en Noorderwagenplein), Zweden, het Verenigd Koninkrijk en Australië en had een correlatiecoëfficiënt van 0,85. Vrijwel dezelfde relatie voor het plassenverlies werd opgenomen in de Wallingford-procedure voor rioolontwerp (Working Party on the Hydraulic Design of Storm Sewers, 1981):

$$PV = 0,71 I^{-0,48} \quad (6.2)$$

met PV het plassenverlies (mm) en voor de gemiddelde helling I van het afstroomoppervlak naar het inlooppunt. Is I niet uit metingen bekend, dan wordt gesteld:

I (%)	PV (mm)
$I < 2$	0,64
$2 \leq I \leq 3,5$	0,44
$I > 3,5$	0,36

Voor hellende daken wordt in dat rapport $PV = 0,4$ mm aanbevolen. Uit (6.1) en (6.2) kan worden afgeleid dat het plassenverlies globaal omgekeerd evenredig is met de wortel uit de terreinhelling. Maar bedacht moet worden dat bij het opstellen van de genoemde relaties geen rekening is gehouden met de aard en toestand van het verhard oppervlak. Bijvoorbeeld wordt geen correctie toegepast bij een hobbelig oppervlak vol kuilen.

De omvang van het gebied is niet direct van invloed op de bovengenoemde verliezen. Omdat in een groter afstroomgebied per inlooppunt (kolk) het water sterker vertraagd afstroomt, is het aannemelijk dat bij een groter gebied *per inlooppunt meer water kan infiltreren, omdat het langere tijd beschikbaar heeft*. Het infiltratieverlies zal diensgevolge in beperkte mate afhankelijk zijn van het afwaterend oppervlak per kolk. Omdat de omvang van het afstroomgebied per kolk in Nederland niet sterk verschilt van die in Lelystad, ontstaan diensgevolge geen significante afwijkingen in het infiltratieverlies. Dit verlies is ook afhankelijk van het plassenverlies op de oppervlakken met tegels en klinkers. Een significante afwijking tussen dit plassenverlies in Lelystad en elders in vlak Nederland is echter niet te verwachten.

Het infiltratieverlies is daarnaast afhankelijk van de mate waarin de voegen tussen de klinkers of tegels zijn vervuild en van de doorlatendheid en het vochtgehalte van de ondergrond. Omdat klinkers en tegels in het algemeen worden aangelegd op een redelijk tot goed ontwaterd zandbed is de doorlatendheid in het algemeen groot en het vochtgehalte na een droogweeperiode van enkele dagen redelijk constant. De in dit rapport aangegeven infiltratievergelijkingen zijn afgeleid voor een ten minste 12 jaar oude verharding. De voegen van een zo oude verharding zijn vuil en derhalve is de infiltratie-intensiteit laag. In tabel 3.3 wordt dit bevestigd; Bebelaar en Bakker (1981) deden ook metingen op nieuwere verhardingen en vonden veel hogere medianen en maxima voor de infiltratie-intensiteit. Gebruik van de vergelijkingen uit Lelystad zal dus in het algemeen leiden tot een onderschatting van het infiltratieverlies. Voor ontwerpberoeeningen zouden de in Lelystad gevonden waarden als veilige ondergrens gehanteerd kunnen worden.

Verharding die duidelijk afwatert op onverhard terrein is gerekend tot onverhard terrein (zie hoofdstuk 2). Misvattingen met betrekking tot het aan de riolering toeleverend verhard oppervlak worden daardoor voorkomen.

Een regelmatige toevoer van water vanaf onverhard terrein kon in de onderzochte gebieden niet worden aangetoond, maar zal bij extreem zware buien zeker optreden. Arnell (1982) meldt dezelfde ervaring, en ook de meetresultaten van Melanen en Laukkanen (1981) wijzen in dezelfde richting. Een dergelijke toevoer kan optreden wanneer de hoogteligging van het terrein dit toestaat, er geen obstakels zijn die de afstroming verhinderen (b.v. een trottoirband) en wanneer de plassen op het onverharde terrein gevuld zijn geraakt. Een geringe omvang van het plassenverlies op onverhard terrein is dus één van de factoren, waardoor de kans op toevoer in hellende gebieden relatief groot is. Door Vat (1985) en door Timmer, Bakker en Leunk (1986) wordt melding gemaakt van afvloeiingscoëfficiënten ruim boven de 1,0 met name in de periode november-maart in Loenen (Gelder-

land). Dit wordt toegeschreven aan afvoer vanaf onverhard terrein; het gebied is er zwak hellend en de infiltratiecapaciteit ligt in de winterperiode lager als gevolg van de nattere terreinomstandigheden. Overigens moet worden opgemerkt dat in de genoemde periode de kans op voor de riolering maatgevende, zwaardere buien gering is. Meestal zal de afvoer vanaf onverhard terrein verwaarloosd mogen worden.

Doordat ook het onverharde terrein is opgenomen in het uitgebreid verliesmodel is het mogelijk om in een willekeurig gebied en bij een gegeven neerslagverloop te bezien of het onverharde terrein afvoer oplevert. Voorwaarde is, dat de infiltratie in het onverharde terrein goed wordt geschat, in relatie tot de opbouw en het vochtgehalte van de ondergrond bij aanvang van de bui. Het in rekening te brengen plassenverlies zal afhankelijk zijn van de terreinhelling, zoals hierboven is weergegeven.

De omvang van het onverharde gebied is van belang voor de hoeveelheid water die potentieel kan afstromen naar het gerioleerde verharde terrein. De verhouding tussen de oppervlakte verhard (A_v) en onverhard terrein (A_o) bepaalt hoe groot de afvloeiingscoëfficiënt C theoretisch kan worden:

$$\text{Max } \{C\} = \frac{A_v + A_o}{A_v} \quad (6.3)$$

Vooral als een groot gedeelte van het terrein onverhard is en de kans op afvoer daar vandaan relatief groot – als gevolg van helling, geringe infiltratiecapaciteit en/of beperkt plassenverlies – dient terdege rekening te worden gehouden met additionele toevoer naar het riool.

De afvloeiingscoëfficiënt van een gebied hangt af van de verliezen en dus onder andere van het verloop en de omvang van de bui en de vochttoestand bij aanvang van de bui; factoren die niet of slechts in beperkte mate afhangen van de omvang van het gebied. Naarmate het beschouwde gebied groter is, worden er in het algemeen meer inrichtingstypen (wijken eengezinswoningen, flats, industriezones, centrumzones, groengebieden, enz.) aangetroffen. De verlieskarakteristieken van al deze deelgebieden zullen dan van invloed zijn op de afvloeiingscoëfficiënt van het totale gebied. Voor wat betreft de totale afvoer van een dergelijk gebied via de riolering moet, naast met de regenwaterafvoer, ook rekening worden gehouden met de vuilwaterafvoer, lekwater en geloosd drainwater. Die afvoercomponenten vallen evenwel buiten het bestek van deze studie.

Het geformuleerde uitgebreid verliesmodel is breed inzetbaar omdat het is gebaseerd op de algemene kennis inzake verliesprocessen. Bij natte beginomstandigheden moeten, evenals in deze studie is gedaan, de parameters zonodig worden aangepast. Bij hellende terreinen dient de omvang van het plassenverlies eveneens te worden aangepast.

Het exponentieel verliesmodel is veel moeilijker overdraagbaar omdat geen rekening kan worden gehouden met andere typen verharding en met de afstroming vanaf onverhard terrein. Voor de kalibratie van het exponen-

tiel model is het noodzakelijk dat het totale verlies per bui bekend is. Dit kan voor de Lelystadse meetgebieden en vergelijkbare gebieden worden geschat met behulp van een multiple regressievergelijking voor de afvoersom zoals aangegeven in paragraaf 3.7.3.2. Voor andersoortige gebieden zijn deze relaties echter niet bruikbaar.

6.2. Het afstromingsproces

Conform de schematisering in hoofdstuk 4 kunnen binnen het afvoerproces twee gedeelten worden onderscheiden; de verliesprocessen en de afstroming (transformatie) van de netto neerslag tot rioolloop.

De overdraagbaarheid van de bevindingen inzake het afstromingsproces dient met zorg te worden geverifieerd. De bij de rioolloop waargenomen afstromingsvertraging hangt samen met de omvang, de vorm, de helling en de hydraulische ruwheid van het afstromingsoppervlak. Omdat de rioolloop over een geheel (meet)gebied wordt beschouwd, is dit afstromingsoppervlak op te vatten als een "hydraulisch gemiddeld" inlooppunt; de werkelijke inlooppunten zijn de hemelwaterafvoeren van de daken en de verschillende typen kolken en putjes, elk met hun eigen toeleverend oppervlak met zekere vorm en oppervlakte-eigenschappen. Het hydraulisch gemiddelde inlooppunt heeft qua eigenschappen én iets van de snel reagerende afvoer van een hellend dak én iets van het traag reagerende putje in een vlakke stoep. Wijkt de omvang, de vorm, de helling en/of de hydraulische ruwheid van het hydraulisch gemiddelde inlooppunt van een gebied sterk af van die in een van de meetgebieden, dan zijn de resultaten niet of slechts beperkt overdraagbaar.

Grote verschillen zijn echter alleen bij uitzonderlijk vlakke en bij hellende terreinen te verwachten. Omdat de parameters van de transformatiemodellen geen fysisch bepaalde relatie hebben met de eigenschappen van het gemiddelde inlooppunt kan voor het bepalen van de beste waarden slechts toevlucht worden genomen tot empirische relaties, zoals die bijvoorbeeld zijn afgeleid in Kidd (1978). Uit gegevens van 14 meetgebieden – waaronder het Noorderwagenveld – werd voor het niet-lineaire reservoirmodel $S = \kappa \cdot q^b$ (4.15) afgeleid, dat bij $b \approx 0,67$ (kinematische golf) de waarde van κ voor verschillende gebieden kan worden geschat volgens

$$\kappa = 0,172 \cdot I^{-0,362} \cdot L^{0,068} \quad (R^2 = 0,49) \quad (6.4)$$

I = de gemiddelde helling van het afstroomoppervlak naar het inlooppunt (%); $0,5 \leq I \leq 4\%$

L = afstroomlengte (m) = afstand tussen het inlooppunt en het verstrege punt van het afstroomgebied; $6 \leq L \leq 50$ m

κ = constante in het niet-lineaire reservoirmodel ($\text{mm}^{0,33} \cdot \text{s}^{0,67}$)

Voor het Nash-model (4.14) werd op basis van dezelfde gegevens afgeleid dat bij $k = 180$ (s) geldt dat

$$n = 1,188 \cdot I^{-0,344} \cdot L^{-0,150} \quad (R^2 = 0,50) \quad (6.5)$$

onder de voorwaarden $0,5 \leq I \leq 4\%$ en $6 \leq L \leq 50$ m

Gezien de lage waarden van de correlatiecoëfficiënten dienen de relaties met enige omzichtigheid te worden gehanteerd.

Door Kidd en Lowing (1979) werd uit gegevens van 28 meetgebieden – waaronder de 14 bovengenoemde en inclusief Pampus-Blokkerhoek en het Noorderwagenplein – een andere vergelijking voor de parameter κ van een niet-lineair reservoirmodel met $b = 0,67$ afgeleid:

$$\kappa = 0,051 \cdot I^{-0,23} \cdot A_k^{0,23} \quad (R^2 = 0,45) \quad (6.6)$$

onder de voorwaarden $0,5 \leq I \leq 5\%$ en $50 \leq A_k \leq 800$ m²

A_k = gemiddeld toeleverend (verhard) oppervlak per kolk (m²)

Bij de bovengenoemde relaties moet worden aangetekend dat ze zijn afgeleid voor buien van normale omvang. Bij toepassing op buien met een herhalingsstijd van enige jaren worden de beschreven relaties geëxtrapoleerd, met kans op fouten.

Voor de overige transformatiemodellen zijn geen gegevens beschikbaar omtrent relaties tussen de modelparameters en de gebiedseigenschappen. Gezien de resultaten van de modellenvergelijking in hoofdstuk 4 is dit niet bezwaarlijk; in gevallen waarin weinig bekend is zal toch de voorkeur worden gegeven aan een eenvoudig model.

Voor vlakke gebieden (als in Nederland) moet de betekenis van de verschillen tussen de overdrachtsfuncties niet worden overschat. Vergelijk bijvoorbeeld de met behulp van kwadratisch programmeren afgeleide overdrachtsfuncties in de tabellen 4.7 en 4.13 en men constateert grote overeenkomsten. Uitgaande van diezelfde overeenkomst kan bij het ontwerp van de afwatering van normale woonwijken, parkeerterreinen, etc. in Nederland voor het Nashmodel worden uitgegaan van de parameterwaarden $n = 0,7$ en $k = 400$ (s) en voor het niet-lineaire reservoirmodel van $\kappa = 5,1$ mm^{-0,07} · min^{1,07} en $b = 1,07$. Een vereenvoudiging tot een lineair reservoirmodel kan zelfs worden overwogen. Dan zou een reservoirconstante van ca. 280 s aangehouden dienen te worden.

De afstromingsvertraging bij de afvoer van neerslag naar een lozingspunt van een rioelstelsel is het gevolg van de vertraging in het neerslag-inloopproces plus die als gevolg van de stroming in het rioel. Deze laatste term hangt onder andere af van de omvang en de hydraulische eigenschappen van het stelsel en van de belasting. Voor de bepaling ervan wordt gebruik gemaakt van simulatieberekeningen met niet-permanente of niet-stationaire stroming. Als input voor dergelijke berekeningen wordt de riolinloop gebruikt (en niet het pluviogram). Dit om ook de neerslagverliezen en de bovengronds opgetreden afstromingsvertraging in rekening te brengen.

Immers, de neerslagverliezen zijn geenszins verwaarloosbaar en de verwaarloosbaarheid van de bovengronds opgetreden afstromingsvertraging blijkt pas na afloop van de berekeningen door te vergelijken met de totale vertraging. Op de schaal van de kleinste (tertiaire) bemalingsdistricten of de afwateringsdistricten per overstortput/lozingspunt (globaal voor gebieden kleiner dan ca. 10 ha) is die bovengrondse vertraging in het algemeen niet verwaarloosbaar. Wordt ze wel verwaarloosd, dan worden nieuwe stelsels hydraulisch onnodig ruim gedimensioneerd (Working Party on the Hydraulic Design of Storm Sewers, 1981).

6.3. Extrema in de rioolloop

De neerslagverliezen en de afstromingsvertraging zijn bovenal gerelateerd aan de gebiedseigenschappen en in mindere mate aan het neerslagverloop; *de extrema in de rioolloop worden ook door deze laatste factor sterk bepaald*. Het zijn immers de extrema in de neerslagsommen die extreme inloopintensiteiten tot gevolg hebben.

De overdraagbaarheid van de in hoofdstuk 5 beschreven **methoden** voor het bepalen van duurlijnen, bergings-ontwerpafvoerlijnen en van de kansverdeling van extrema staat buiten twijfel, aangezien deze zijn gebaseerd op algemene theorie.

De overdraagbaarheid van de in hoofdstuk 5 gegeven waarden voor de extrema in de rioolloop kan niet direct worden getoetst, omdat gegevens over de inloop elders niet voorhanden zijn. Voor de neerslaggegevens kan de overdraagbaarheid wél nader worden geanalyseerd. En wanneer het neerslagregime hetzelfde is mag men in soortgelijke stedelijke gebieden als Pampus-Blokkerhoek en het Noorderwagenvlein ook een vergelijkbaar inloopregime veronderstellen.

De invloed van de neerslag op de overdraagbaarheid van de in hoofdstuk 5 berekende waarden kent tweeërlei aspecten:

1. De regionale neerslagspreiding.
 2. De neerslagverdeling over Nederland (en daarbuiten).
- De regionale neerslagspreiding zou van invloed kunnen zijn bij de vertaling van de resultaten naar de schaal van het bemalingsdistrict of van het toeleveringsgebied voor een rioolwaterzuiveringsinrichting. De neerslagverdeling over Nederland en daarbuiten is van belang in verband met de vraag of de voor Lelystad berekende herhalingstijden ook gelden voor andere plaatsen.

De regionale neerslagspreiding wordt gekwantificeerd in de gebiedsreductiefactor ARF:

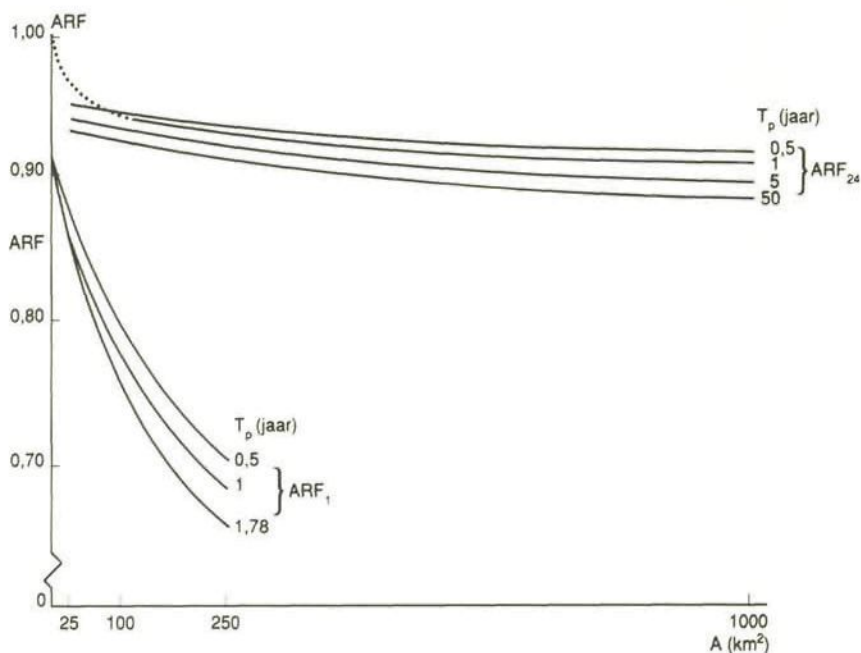
$$\text{ARF}(A,D,T) = H_a(D,T) / H_p(D,T) \quad (6.7)$$

A = oppervlakte van het gebied (m²)

H_p(D,T) = puntneerslagsom over tijdsduur D en met herhalingstijd T (mm)

H_a(D,T) = neerslagsom gemiddeld over gebied A en met herhalingstijd T

Witter (1984) maakte een uitvoerige studie van de gebiedsreductiefactor voor Nederland. Voor uursommen en 24-uursommen leidde hij de in figuur 6.1 aangegeven gebiedsreductiefactoren (resp. ARF_1 en ARF_{24}) af. Hij gebruikte voor de ARF_{24} gegevens uit drie gebieden van ca. 1.000 km² (Veluwe, regio Amsterdam, regio Middelburg) en voor de ARF_1 gegevens uit het Hupselse Beek gebied.

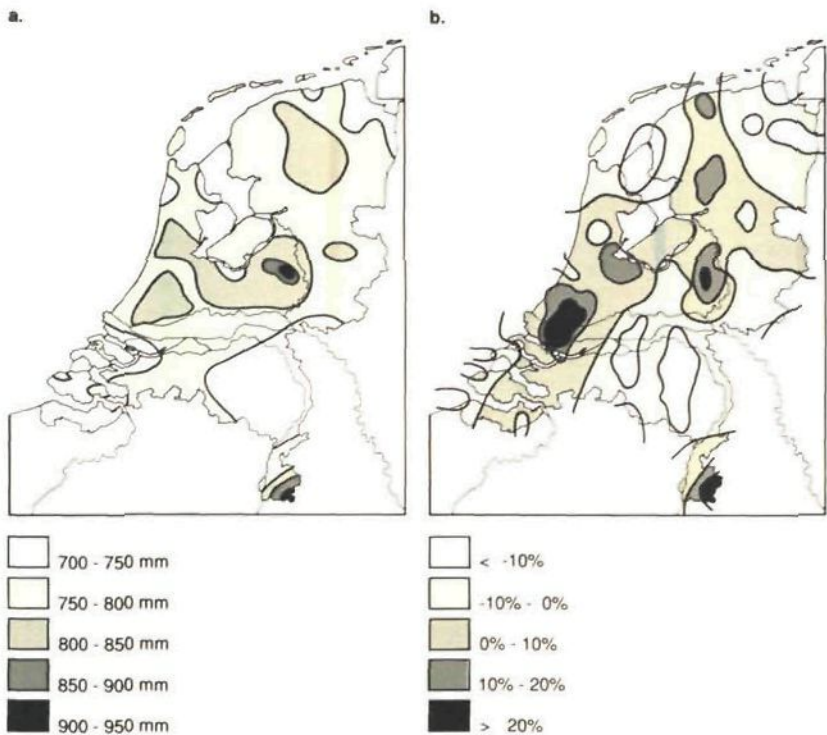


Figuur 6.1. ARF_{24} en ARF_1 , als functie van de gebiedsomvang A en de herhalingsstijd T (---- voor een dubbel exponentiële correlatie-afstandfunctie) (Witter, 1984)

Naarmate de tijdsduur korter is, is de gebiedsreductiefactor kleiner. Voor gebieden tot een paar honderd hectare is de gebiedsreductiefactor echter al snel groter dan 0,90 à 0,95. De ruimtelijke variabiliteit van de neerslag zal dan ook in de meeste gevallen verwaarloosbaar zijn waar het gaat om de inloop op de schaal van bemalingsdistricten, afwateringsgebieden van overstortputten en lozingspunten van regenwaterriolen, dus gebieden van hooguit een of enkele vierkante kilometers. De gebiedsreductiefactor kan wél van belang zijn voor de bepaling van de hydraulische capaciteit van (regionale) zuiveringsinstallaties, naast de neerslagverliezen en de afstromingsvertragingen bovengronds en in het riool. Dit valt evenwel buiten het aandachtsgebied van deze studie. De overdraagbaarheid van de waargenomen extrema zal dus niet of nauwelijks beperkt zijn als gevolg van regionale neerslagspreiding. Het gebied waarop de neerslag-inloopprocessen betrekking hebben is in het algemeen te klein om al rekening te moeten houden met een gebiedsreductie.

De overdraagbaarheid van de resultaten uit Lelystad naar andere plaatsen wordt mede bepaald door de verschillen in meteorologische omstandigheden. Alleen voor Nederland is dit nagegaan. Voor plaatsen in het buitenland is dit voornamelijk weinig relevant en derhalve achterwege gelaten.

Om een eerste indruk te geven van de verschillen in het neerslagregime in Nederland zijn in figuur 6.2 beelden gegeven van de geografische verdeling van de gemiddelde jaarsom van de neerslag (a) en van de afwijking (in %) van het landelijk gemiddeld aantal keren dat er per jaar meer dan 20 mm neerslag op een dag valt (b).



Figuur 6.2. Geografische verdeling van de gemiddelde jaarlijkse neerslagsom (a) en de afwijking (in %) van het gemiddeld aantal malen dat de dagsom neerslag de 20 mm overschrijdt (a: Buishand en Velds, 1980; b: Witter, 1984)

De verdeling van de neerslag over Nederland is geenszins homogeen; de gemiddelde jaarsom ligt globaal tussen 700 en 950 mm. Voor het rioolontwerp is echter vooral de frequentie van zwaardere buien van belang. De frequentie waarmee meer dan 20 mm per dag uit de regenmeter wordt afgetapt bedraagt gemiddeld over het land 3,55 keer per jaar (Witter, 1984). In figuur 6.2.b is de regionale afwijking daarvan weergegeven. In de regio's Zuid-Limburg, Rotterdam, Amsterdam, Oostelijk Veluwe, Giethoorn/Steenwijk en Dokkum treden volgens Witter (1984) grote dagsommen met een hogere frequentie op, terwijl in Oost-Brabant, Groningen en Drenthe de frequentie relatief lager is.

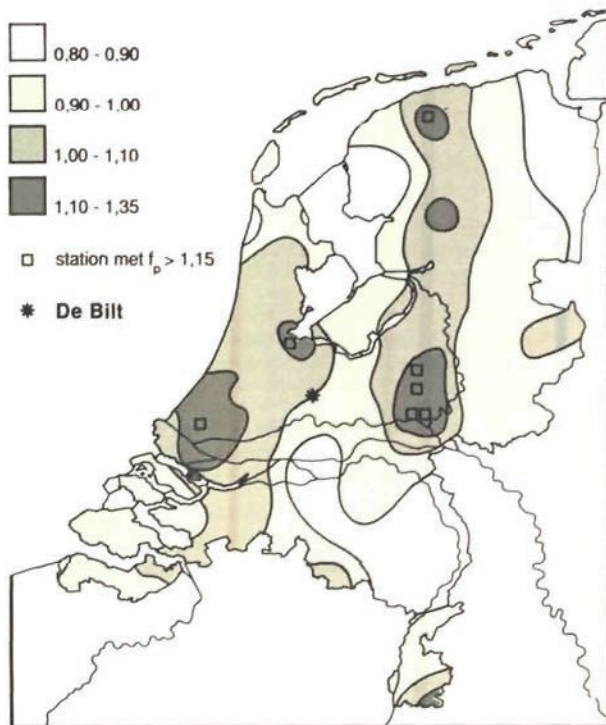
Buishand (1985) leidde met behulp van regressie een verband af tussen een berekende gemiddelde overstortingsfrequentie \hat{y} – vergelijkbaar met de overstortingsfrequentie volgens de Kuipers-grafiek – en de dagsommen neerslag waargenomen op een aantal meteorologische stations. Hij berekende vervolgens de factor

$$\hat{f}_p = \frac{\hat{y} \text{ voor plaats } p}{\hat{y} \text{ voor De Bilt}} \quad (6.8)$$

en bracht deze in kaart. Dan ontstaat een beeld van de regionale spreiding in deze theoretische overstortingsfrequentie. Dit beeld is afgeleid voor een stelsel met een berging van 7 mm en 0,7 mm·h⁻¹ pompovercapaciteit en weergegeven in figuur 6.3. Hoewel de definitie van de door Buishand berekende gemiddelde overstortingsfrequentie duidelijk verschilt van die in dit rapport is de landelijke spreiding in \hat{f}_p wel indicatief te achten voor de te verwachten verschillen in het overstortingsgedrag van gemengde stelsels. De standaardafwijking van \hat{f}_p loopt uiteen van 0,03 voor stations dichtbij De Bilt tot 0,06 voor stations op wat grotere afstand. De waarden in figuur 6.3 tussen 0,9 en 1,1 wijken daarom niet significant van 1,0 af; grotere afwijkingen zijn wel significant. Zeker wanneer (0,9 < \hat{f}_p < 1,1) mag worden gesproken van een homogeen gebied, zonder significante regionale verschillen. Uit figuur 6.3 blijkt dat dit opgaat voor een groot deel van Nederland, waarin ook Lelystad ligt.

Wederom komen de regio's Zuid-Limburg, Rotterdam, Den Haag, Amsterdam, Oostelijke Veluwerand, Steenwijk en Dokkum naar voren, nu als gebieden met een relatief hoge theoretische overstortingsfrequentie en Oost-Brabant, Oost-Groningen en Oost-Drenthe als regio's met een iets lagere.

Gezien de geografische verschillen in het neerslagregime is het verdedigbaar dat de in hoofdstuk 5 afgeleide extrema in neerslag- en inloopsommen, overstortingsfrequenties, -hoeveelheden, -duur en -intensiteiten overdraagbaar zijn naar de regio waarvoor 0,9 < \hat{f}_p < 1,1. De overdraagbaarheid naar de bovengenoemde regio's met een hogere c.q. lagere \hat{f}_p is evenwel discutabel. Gezien deze onzekerheden moet zeker in de regio's waarin $\hat{f}_p \geq 1,15$ (zie figuur 6.3) voorzichtigheid worden betracht bij het gebruik van de Lelystadse extrema, omdat de maxima daar onderschat dreigen te worden. Ook de sterk verstedelijkte gebieden rond Amsterdam en Rotter-



Figuur 6.3. Factor \bar{f}_p waarmee de berekende overstortingsfrequentie uit een stippengrafiek volgens Kuipers van De Bilt herleid kan worden tot een berekende overstortingsfrequentie voor een plaats elders in Nederland. De factor geldt voor een riolering met een berging van 7 mm en een pompovercapaciteit van $0,7 \text{ mm} \cdot \text{h}^{-1}$. Het station De Bilt is door een ster aangegeven (Buishand, 1985).

dam-Den Haag behoren tot die regio's. Het is aan te bevelen om in die gebieden een afzonderlijk, veeljarig onderzoek te starten. De opzet daarvan kan gelijk zijn aan die van het onderzoek in Lelystad en zou ten minste veeljarige, (vrijwel) continue neerslagmetingen en metingen ter kalibratie van een neerslag-inloopmodel moeten omvatten. Voor gebieden met $\hat{f}_p < 0,9$ zou de dimensionering van het stelsel (onnodig) ruim worden indien van de Lelystadse gegevens zou worden uitgegaan. Ook in die gebieden is nader onderzoek aan te bevelen. Omdat een geringe overdimensionering in het algemeen minder bezwaarlijk wordt geacht dan onderdimensionering, wordt voorgesteld om ook voor de gebieden met $\hat{f}_p < 0,9$ voorlopig de in hoofdstuk 5 gepresenteerde waarden van Lelystad te gebruiken. De overdraagbaarheid van de waarden naar hellende terreinen (stel $I > \text{ca. } 4\%$) is natuurlijk zeer beperkt.

Slotconclusies ten aanzien van de overdraagbaarheid zijn:

- a. De geformuleerde theorie en de modellen zijn breed toepasbaar in vlak gebied.
- b. De toepasbaarheid van de modelparameters die zijn afgeleid moet bij elke toepassing worden geverifieerd. Onder normale Nederlandse omstandigheden zijn de bevindingen ten aanzien van de neerslagverliezen en de afstromingsvertraging overdraagbaar.
- c. Met het gebiedsgrootte-effect behoeft pas bij stroomgebieden groter dan een paar honderd hectare rekening gehouden te worden.
- d. Waar de resultaten mede afhankelijk zijn van (de maxima in) het neerslagregime zijn de resultaten binnen Nederland zeker toepasbaar voor het gebied waarvoor de door Buishand (1985) berekende \hat{f}_p -waarde kleiner is dan 1,10. Voor de overige gebieden wordt voortsnog een veiligheidstoeslag aanbevolen, waar het gaat om te bergen hoeveelheden, overstortingsfrequenties en overstortingsvolumina. Een waarde voor deze toeslag is op basis van de studie in Lelystad niet te geven.

7. Conclusies en aanbevelingen

Ter afsluiting van deze studie worden de belangrijkste conclusies van het beschreven onderzoek nog eens geformuleerd. Daarbij wordt onderscheid gemaakt tussen de resultaten die zijn bereikt bij de verkenning van de hydrologie van het vlakke stedelijk gebied en de aanbevelingen die daaruit voortvloeien voor het ontwerp van een stedelijk waterbeheersingssysteem. Bij de conclusies is aangegeven uit welk deel van het rapport ze zijn afgeleid. Tenslotte zal worden ingegaan op de behoefte aan nader onderzoek.

7.1. Conclusies ten aanzien van het neerslag-afvoerproces

7.1.1. De metingen (hoofdstuk 2)

Bij het onderzoek naar de hydrologische eigenschappen van bebouwd gebied is het van belang dat simultaan metingen worden verricht van neerslag en afvoer. Een centrale datalogger voor de registratie van de waarnemingen garandeert een uniforme tijdbasis. Het gebruik van nauwkeurige meetapparatuur is een vereiste. Voor de neerslagmetingen is daarom een ReCoVer grondregenmeter bruikbaar, terwijl het afvoerverloop van de regenwaterafvoer nauwkeurig kan worden gemeten met een V-vormige scherpe overlaat. Doordat de datalogger de waarnemingen pas registreert wanneer een meetwaarde ten minste met een gekozen stapgrootte is gewijzigd (event-sense registratie), worden bij snelle veranderingen de gegevens met intervallen van 10 à 15 seconden geregistreerd, terwijl in tijden dat er niets gebeurt ook (vrijwel) niets wordt geregistreerd. Daarmee wordt vrijwel zonder verlies van informatie de omvang van het gegevensbestand aanzienlijk beperkt. Door het waterpeil in het rioolstelsel zo hoog op te stuwen dat de buizen van het regenwaterriool steeds vrijwel gevuld blijven wordt de berging in het stelsel beperkt, zodat de **rioolinloop** kan worden berekend uit de gemeten afvoer en de relatie tussen dynamische berging en afvoer.

7.1.2. Neerslagverliezen (paragraaf 3.1 t/m 3.6)

De afvoer van overtollig water geschiedt in stedelijk gebied zowel via het grondwater als via de riolering en het oppervlaktewater. Uit de waterbalansen die werden afgeleid voor twee meetgebieden in Lelystad en voor de stad Lund blijkt dat slechts een beperkt deel van de neerslag via het riool tot afstroming komt; het merendeel wordt afgevoerd via het grondwater en door verdamping.

De neerslag die valt op verhard oppervlak wordt niet volledig via de riolering afgevoerd. Door verdamping kan bij een warme verharding wel 0,5 mm

water in een kwartier of 1 mm in een uur verdwijnen, zo blijkt uit een benaderende berekening. Over de theorie van dit verdampingsproces en de in te voeren parameters is echter weinig bekend. De verdamping die optreedt na de bui waarbij de verharding opdroogt is als element van de waterbalans zeker niet verwaarloosbaar.

Op tegel- en klinkerverhardingen kan een aanzienlijk deel van de neerslag infiltreren. Infiltratiecapaciteiten van 10 - 30 mm·h⁻¹ zijn daarbij normaal. Het verloop van de (potentiële) infiltratie laat zich goed beschrijven met een model voor infiltratie in gronden met een korst (Hillel en Gardner) of anders als een exponentiële afname van de infiltratiecapaciteit (Horton). Het infiltratieproces zal starten wanneer het oppervlak is bevochtigd. Is de infiltratie-intensiteit groot, dan kan het zijn dat de plassen moeilijk gevuld raken en de afvoer niet of slechts van een deel van het verharde oppervlak op gang komt. Het plassenverlies, dat samen met het bevochtigingsverlies wordt gerekend tot het initiële verlies, kan tot het einde van de bui van invloed zijn op het totaal van de neerslagverliezen. In feite is dus sprake van een geleidelijke overgang tussen het initiële verlies en het infiltratieverlies, waaroverheen het verdampingsverlies nog kan spelen. Interceptieverliezen worden voor het verharde oppervlak verwaarloosd.

Een bijzondere vorm van verlies is de afvoer van water van verhard naar onverhard gebied en/of omgekeerd de toevoer vanaf onverhard gebied. Dit laatste vormt een negatief verlies. Toevoer van water is slechts mogelijk indien voldaan is aan alle volgende voorwaarden:

- . de neerslagintensiteit moet de infiltratiecapaciteit van het onverharde gebied overtreffen;
- . er moet onvoldoende water oppervlakkig in plassen op het onverharde gebied geborgen kunnen worden;
- . er moet een hydraulische gradiënt bestaan van onverhard naar verhard gebied;
- . er mag geen barrière tussen de beide terreinen voorkomen die afstroming verhindert;

Nu hangt de infiltratiecapaciteit van de bodem niet alleen af van de grondsoort maar ook van het bodemgebruik; belopen terreinen hebben in het algemeen een lagere infiltratiecapaciteit. Door de grote ruimtelijke variatie in de infiltratiecapaciteit kunnen delen van het onverharde gebied afvoer leveren naar verhard terrein, terwijl andere delen dit (nog) niet doen.

De hoeveelheid water die gedurende een bui tijdelijk op verhard oppervlak aanwezig is kan aanzienlijk zijn. Een waterschijf van 2 mm of meer is na korte perioden van intensieve neerslag geen uitzondering. Voor de kwaliteit van het afstromende water kan dit grote gevolgen hebben.

Uit het buienboek dat is samengesteld bleek dat de afvoer uit de woonwijk Pampus-Blokkerhoek in het algemeen iets groter is dan die uit de andere meetgebieden; dit als gevolg van geringere verliezen. Ondanks de schuine daken en het hogere verhardingspercentage levert de wijk Bastion iets minder afvoer dan Pampus-Blokkerhoek. De grotere infiltratieverliezen in de aanwezige tegel- en klinkerverhardingen blijken op te wegen tegen het

plassenverlies op de platte daken in Pampus-Blokkerhoek, waar verder veel asfaltverharding aanwezig is.

7.1.3. Afvloeingscoëfficiënten (paragraaf 3.7)

De waargenomen neerslagsom bedroeg gemiddeld over de meetperiode september 1968 tot en met december 1984 ca. 750 mm.a⁻¹. De gemiddelde neerslagsom in elk van de eerste drie kwartalen van het jaar bedroeg 170-180 mm. In het laatste kwartaal van het jaar viel gemiddeld iets meer neerslag, zo'n 220 mm. Circa 10% van de neerslag leverde geen afvoer. De fractie neerslag die van het verhard oppervlak tot afvoer komt, loopt uiteen van ca. 50 - 55% in het voorjaar tot ca. 60 - 70% in de najaars- en wintermaanden. De rest gaat op in neerslagverliezen.

De afvloeingscoëfficiënten per bui liggen in de maanden maart tot en met juni relatief laag en in de maanden november tot en met februari relatief hoog. De afvloeingscoëfficiënten liggen 's zomers (april-september) globaal 4 - 5% lager dan 's winters (oktober-maart). Voor buien met meer dan 5 mm afvoer werd voor het gehele jaar de cumulatieve frequentieverdeling van de afvloeingscoëfficiënten vastgesteld en daaruit werden de volgende waarden afgeleid:

centiel	afvloeingscoëfficiënten		
	woonwijk Pampus- Blokkerhoek	parkeerterrein Noorderwagen- plein	woonwijk Bastion
0,10	0,55	0,52	0,51
0,50	0,68	0,68	0,65
0,90	0,82	0,86	0,76

De waarden ontlopen elkaar dus nauwelijks, ondanks de toch aanzienlijke verschillen in inrichting tussen de gebieden. Omdat de infiltratieverliezen in het Bastion overheersen is de spreiding van de gevonden afvloeingscoëfficiënten geringer dan bijvoorbeeld bij Pampus-Blokkerhoek, waar het initiële verlies meer bepalend is. Bij grotere buien neemt de afvloeingscoëfficiënt toe, omdat de invloed van het initiële verlies dan relatief afneemt.

Met behulp van een multiple lineair regressiemodel is geprobeerd de afvoersom per bui te schatten uit de neerslagsom en andere bui-eigenschappen. Daarbij bleek dat het eenvoudigste model:

$$Q = a \cdot P - b \quad (Q = 0 \text{ voor } P < b/a) \quad (7.1)$$

- Q = afvoersom (mm)
- P = neerslagsom (mm)
- a,b = parameters

al een goede schatting van de afvoersom gaf, die slechts weinig te verbeteren was door meer variabelen aan het model toe te voegen. De enige ver-

klarende variabelen die nog tot verbetering leidden waren de neerslagsom die is gevallen voorafgaande aan de afvoer ($P_{z,atv}$) en de duur van de afvoer (dQ). De kwaliteit van de schatting kon ook worden verbeterd door niet de afvoersom Q zelf, maar de vierkantswortel uit de afvoersom dus \sqrt{Q} als afhankelijke variabele in het model op te nemen.

De parameter b van het bovengenoemde regressiemodel kan men beschouwen als het kleinste initiële verlies voordat de afvoer op gang komt. *Bezien we de gevonden parameterwaarden (0,8 mm voor Pampus-Blokkerhoek, 0,6 mm voor het Noorderwagenplein en 0,05 mm voor het Bastion)* dan blijkt duidelijk de invloed van de hellende daken in het Bastion. De richtingscoëfficiënt a is sterk gerelateerd aan de waarden die voor de afvloeiingscoëfficiënten zijn gevonden. De ervaringen opgedaan met de multiple regressiemodellen voor de meetgebieden in Lelystad sluiten aan op de resultaten van studies in Engeland, Denemarken en Finland.

7.1.4. Modellen voor het neerslag-inloopproces (hoofdstuk 4)

Omdat willekeurige neerslagreeksen met een redelijke nauwkeurigheid kunnen worden omgezet in inloopreeksen moet de relatie tussen neerslag en rioolloop in een model worden vastgelegd. Daartoe is een aantal modellen (verder) ontwikkeld en getest. Een dergelijk model is opgebouwd uit twee deelmodellen: Een verliesmodel en een transformatiemodel. Als verliesmodellen zijn het exponentieel en het uitgebreid verliesmodel uitvoerig onderzocht. Vijf onverdeelde modellen zijn onderzocht als transformatiemodel: Als lineaire modellen het Nash-model, het Laguerre-model en een eenheidsafvoergolf berekend met kwadratisch programmeren en als niet-lineaire modellen het niet-lineaire reservoirmodel en het Volterra-model. Het exponentieel verliesmodel veronderstelt een exponentiële afname van de verliesintensiteit over de bui en kan worden gekalibreerd aan de hand van de gemeten of berekende afvloeiingscoëfficiënt. In het uitgebreid verliesmodel zijn het bevochtigings-, infiltratie- en plassenverlies afzonderlijk opgenomen voor een zevental typen verhard en onverhard oppervlak. Bij invoering van de juiste gebiedseigenschappen en hydrologische omstandigheden kon een goede voorspelling van het totale verlies worden verkregen. De toevoer van water vanaf onverhard oppervlak bleek voor de Lelystadse meetgebieden verwaarloosbaar van omvang. Het infiltratieverlies en het plassenverlies vervullen in het verliesmodel een hoofdrol. De infiltratieverliezen blijken sterk afhankelijk van het vochtgehalte van de ondergrond en dit verandert na een bui slechts langzaam. Ook het plassenverlies op platte daken bleek meestal pas na langere tijd (één tot enkele dagen) volledig beschikbaar te zijn gekomen, omdat het water in die plassen dan pas was verdamp.

Zowel met het exponentieel als met het uitgebreid verliesmodel is het verloop van de netto neerslag berekend uit de reeksen neerslaggegevens voor tien buien. Met die buien zijn vervolgens de vijf transformatiemodellen gekalibreerd. Uit de optimale parameters per bui zijn de overall beste parameters afgeleid. Omdat daartoe geen eenduidig beste methode aanwezig is, is onderzocht wat het beste resultaat opleverde: Het gemiddelde van de

parameters, de medianen of de gemiddelde eenheidsafvoergolf. Als criterium voor de optimalisatie van de parameters is de kwadraatsom van de afwijkingen tussen gemeten en berekende riolinloop gebruikt. Bij de model-evaluatie zijn de modefficiëntie en de afwijking in de hoogte en het tijdstip van de topinloop als evaluatiecriteria gebruikt.

Bij de kalibratie, dus bij optimale parameters per gebeurtenis, blijkt het Volterra-model de beste resultaten te leveren. Het Laguerre-model en de eenheidsafvoergolf afgeleid met behulp van kwadratisch programmeren voldoen iets minder en het Nash-model en het niet-lineaire reservoirmodel voldoen relatief slechter. De topinloop wordt door alle modellen relatief slecht berekend; afwijkingen van 10% of meer zijn geen uitzondering. De topinloop maakte echter geen apart onderdeel uit van het criterium voor de optimalisatie van de parameters.

Na de keuze van de overall beste parameters per gebied zijn de tien gebeurtenissen gesimuleerd met de vijf modellen. Daarbij blijken grote verschillen op te treden in de modelresultaten, vergeleken met de kalibraties. De inloop in de woonwijk Pampus-Blokkerhoek wordt het best gesimuleerd met het Laguerre-model of met de eenheidsafvoergolf berekend met behulp van kwadratisch programmeren. De inloop van het parkeerterrein Noorderwagenvoerplein wordt evenwel het best gesimuleerd met het niet-lineaire reservoirmodel. De mate van niet-lineariteit in het afstroomgedrag is bij het parkeerterrein iets groter. De afgeleide niet-lineaire neerslag-inloopmodellen bleken supra-lineair; dit in tegenstelling tot het vaak gebruikte kinematische golfmodel.

Bij de simulatie bleek verder dat de kwaliteitswinst als gevolg van een gecompliceerder model met meer modelparameters beperkt is. Het Nash-model simuleert de inloop niet veel slechter dan complexere transformatiemodellen en is door zijn eenvoud voor gebruikers aantrekkelijker. In de allereenvoudigste benadering zou zelfs een lineair reservoirmodel gebruikt kunnen worden.

In de kalibratiefase leidt het uitgebreid verliesmodel tot iets betere modelresultaten dan het exponentiële verliesmodel. In de simulatiefase is dit verschil goeddeels verdwenen. Het verliesmodel vormt dus geen flessehals voor verbetering van de modelresultaten. In de praktijk zal het uitgebreid verliesmodel de voorkeur genieten boven het exponentieel model, omdat het uitgebreid model eenvoudig overdraagbaar is naar andere stedelijke gebieden.

Verbetering van de modelresultaten kan in de toekomst wellicht worden gezocht in een betere methode om de overall beste parameters af te leiden, of door gebruik te maken van adaptieve modelparameters, zodat de parameters afhangen van de eigenschappen van de bui waarvan de inloop wordt gesimuleerd.

7.1.5. Extrema in neerslag, inloop en te bergen hoeveelheid (paragraaf 5.1 t/m 5.3)

De extrema in de rioolinloop zijn vooral onderzocht met het oog op het rioolontwerp. Daarbij zijn de resultaten vergeleken met een zelfde analyse van de neerslagcijfers en daarvan afgeleide grootheden. Om de extrema statistisch te onderzoeken zijn in principe twee methoden beschikbaar: de klassieke extreme waardenanalyse met jaarmaxima en de partiële reeksanalyse met behulp van alle extrema die een bepaalde drempelwaarde te boven gaan. Gezien de relatief korte herhalingstijden waarin men in de riooleringswereld is geïnteresseerd, ligt de voorkeur bij de laatstgenoemde methode. In verband met de grote hydrologische verschillen tussen het zomer- en het winterhalfjaar zijn deze in de analyse zo mogelijk gesplitst om beter te voldoen aan de voorwaarde van isomere extrema.

In het verleden zijn al eens regen- en inloopduurlijnen berekend uit de gegevens die in de periode 1968-1980 in de meetgebieden in Lelystad zijn verzameld. Daartoe zijn de Box-Cox getransformeerde maandmaxima ingepast in Gumbel-verdelingen voor elke maand, waaruit vervolgens de verdeling van de extrema voor het gehele jaar is berekend. De uursommen die éénmaal per 5 jaar worden overschreden zijn in de maanden juni tot en met september voor de neerslag $> 8,5$ mm en voor de rioolinloop $> 6,5$ mm; buiten die maanden zijn ze kleiner. In de maand augustus bedragen die hoeveelheden respectievelijk 14,6 en 10,5 mm. De berekende regenduurlijnen vertonen een redelijke overeenkomst met die voor De Bilt, ondanks de kans op verschillen als gevolg van het verschil in analysemethode, regenmeter en geografische situatie.

De inloopduurlijnen liggen voor perioden langer dan 60 minuten 20 tot 40% lager dan de vergelijkbare regenduurlijnen. Voor kortere perioden loopt het verschil op tot 50 à 70% voor perioden van 5 minuten. Dit verschil is maar ten dele terug te voeren op het gebruik van voortschrijdende vijf-minutensommen; vooral de afstromingsvertraging is er debet aan. De grotere afstromingsvertraging in de woonwijk Pampus-Blokkerhoek ten opzichte van die van het parkeerterrein Noorderwagenplein wordt duidelijk weerspiegeld in de verhouding tussen vergelijkbare punten van de inloopduurlijn en de regenduurlijn.

Bij hogere neerslagintensiteiten over korte perioden is de afvlakking des te sterker. Voor grote herhalingstijden ligt de verhouding inloopsom/neerslagsom dan ook lager. Voor lange perioden zal echter gelden dat meer neerslag ook meer rioolinloop levert, zodat de verhouding groter is bij toenemende herhalingstijd. De plaats van het omslagpunt tussen deze beide situaties hangt af van de omvang van het infiltratieverlies; is dit relatief groot, dan ligt het omslagpunt bij een langere periode. Het gedrag van de inloopduurlijnen en de verhouding tussen extreme neerslagen en inlopen valt dus rechtstreeks te verklaren uit de optredende verlies- en afstromingsprocessen.

Uit een regenduurlijn met een gegeven herhalingstijd kan bij een gegeven ontwerpfvoerintensiteit een te bergen hoeveelheid worden afgeleid. Deze

hoeveelheid is echter een onderschatting als gevolg van voor- en naregen rondom de extreme neerslagintensiteit en van de opeenvolging van buien. Daarom wordt dit de schijnbaar te bergen hoeveelheid genoemd. Duurlijnen zijn dus niet geschikt om daaruit in uitzonderlijke situaties te bergen hoeveelheden c.q. ontwerpafvoeren af te leiden. Daartoe kunnen beter bergings-ontwerpafvoerlijnen worden gebruikt. Deze lijnen geven de met een bepaalde herhalingstijd te bergen hoeveelheid aan, gegeven een bepaalde ontwerpafvoer. Ze zijn berekend door reeksen van vijf-minuten inloopsommen via een bakmodel met gegeven (ontwerp)afvoercapaciteit om te rekenen tot een reeks van geborgen hoeveelheden. Vervolgens zijn de statistische eigenschappen van de extrema in die reeks van geborgen hoeveelheden onderzocht met behulp van partiële reeksanalyse, opdat vastgesteld kon worden hoeveel berging bij een bepaalde herhalingstijd nodig is. Deze te bergen hoeveelheden worden uitgezet tegen de (ontwerp)afvoercapaciteit en zo ontstaan bergings-ontwerpafvoerlijnen. Wordt de reeks neerslaggegevens gebruikt voor deze berekeningen, dan komen de te bergen hoeveelheden veel hoger uit, vooral bij een hogere ontwerpafvoer.

De berekende bergings-ontwerpafvoerlijnen vertonen een goede overeenkomst met resultaten, die waren afgeleid met behulp van de klassieke extreme waardenverdeling en een kleiner gegevensbestand. De betrouwbaarheid van de bergings-ontwerpafvoerlijnen is beperkt door de lengte van de gegevensreeks maar acceptabel.

7.1.6. Enige eigenschappen van overstortingen (paragraaf 5.4)

Bij de dimensionering van gemengde stelsels is naast de benodigde hydraulische capaciteit voor de leidingen ook de frequentie, de omvang, de duur en de intensiteit van de overstortingen van belang. Voor zestien verschillende combinaties van berging en pompovercapaciteit is het overstortingsgedrag gesimuleerd met een bakmodel. Dit is alleen toelaatbaar indien er sprake is van een vlak stroomgebied. De overstortingsfrequenties, -hoeveelheden, -duren en gemiddelde intensiteiten zijn berekend met de reeksen vijf-minutencijfers 1968-1984 van de inloop in de woonwijk Pampus-Blokkerhoek en in het parkeerterrein Noorderwagenvlein, dus als waren dit inlopen in een gemengd stelsel dat mocht worden vereenvoudigd tot een bakmodel. De berekende variabelen hangen onder andere af van de definitie van een overstorting. In deze studie worden alle deeloverstortingen vanaf het moment dat er water in het stelsel komt tot het moment waarop het stelsel weer leeg is, gerekend tot één overstorting.

De berekende gemiddelde overstortingsfrequentie per jaar bleek voor de reeks inloopegegevens 50 - 75% lager te liggen dan bij berekening met de neerslagreeks. Deze laatste vertoonde overigens een goede overeenkomst met aan de literatuur ontleende waarden voor De Bilt. De gemiddelde overstortingsfrequentie per jaar berekend met de inloopegegevens kwam goed overeen met eerdere voorspellingen daarvan op basis van een theoretisch model voor de verliezen en de afstromingsvertraging. De gemiddelde overstortingsfrequentie en overstortingshoeveelheid per maand zijn in de

maanden mei tot en met november circa twee- tot driemaal hoger dan in de wintermaanden. Vergroting van de pompovercapaciteit reduceert vooral de frequentie en de omvang van overstortingen in de maanden oktober en november.

Neerslagverliezen, bepaald door de inrichting van het gebied en de typen verharding, blijken van duidelijke invloed op de overstortingshoeveelheden. Worden de overstortingshoeveelheden - ten onrechte - berekend met de neerslagreeksen, dan vertonen zij goede overeenkomsten met soortgelijke, aan de literatuur ontleende waarden voor De Bilt. De gemiddelde overstortingshoeveelheden per jaar berekend aan de hand van de inloopreeksen liggen evenwel 65 tot 80% lager. Bij grotere verliezen loopt eveneens de overstortingsduur sterk terug.

Vooraf de gemiddelde overstortingshoeveelheden per maand nemen in de winter snel toe bij een kleinere pompovercapaciteit. Voor augustus worden relatief kleine overstortingshoeveelheden afgeleid, maar de gemiddelde overstortingsintensiteit is dan hoog. De gemiddelde overstortingsduur per maand fluctueert gedurende het jaar sterk, waarbij geen seizoensinvloed is te onderkennen.

De extrema in de overstortingsduur per overstorting zijn, nog meer dan die in de overstortingshoeveelheid per overstorting, afhankelijk van de pompovercapaciteit. De extrema in de gemiddelde overstortingsintensiteit per overstorting nemen toe bij een grotere pompovercapaciteit omdat dan de kleine overstortingen verdwijnen. Als gevolg van de grotere neerslagverliezen liggen de extrema in de overstortingshoeveelheden per overstorting voor het parkeerterrein ca. 10% lager dan die voor de woonwijk Pampus-Blokkerhoek. Bij een toename van de berging in het stelsel kan de overstortingshoeveelheid per overstorting die met een zekere herhalingstijd voorkomt in bepaalde gevallen zelfs toenemen, doordat meerdere deeloverstortingen 'aan elkaar geknoopt' worden tot één overstorting. Dit als gevolg van de gekozen definitie van een overstorting.

In de winter kunnen extreem grote overstortingen voorkomen die in hoeveelheid niet onderdoen voor de extrema in de zomer. De extrema in de gemiddelde overstortingsintensiteit per overstorting liggen in de winter evenwel aanzienlijk lager.

De betrouwbaarheidsmarges voor de berekende overstortingshoeveelheden zijn vrij groot, vooral voor stelsels met een grote berging, omdat dan het berekende aantal overstortingen relatief gering is. Hoewel een meetreeks van 15 jaar uit het oogpunt van de geleverde meetinspanning een lange reeks is, is dit in statistisch opzicht zeker niet het geval.

7.1.7. Overdraagbaarheid (hoofdstuk 6)

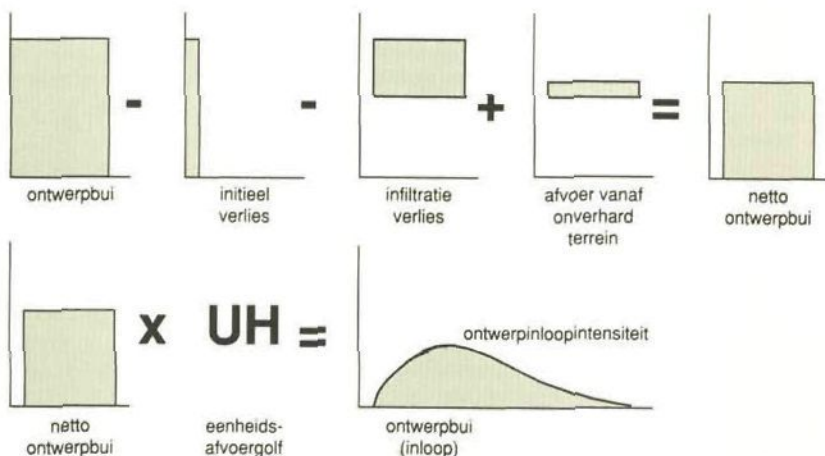
De overdraagbaarheid van de processen die zijn beschreven is goed voor vlakke gebieden. We zien dan ook dat de ervaringen opgedaan in Lelystad en in het buitenland op elkaar aansluiten. De modellen voor neerslag-inloop-

relaties zijn overdraagbaar naar andere vlakke gebieden met een niet al te afwijkende inrichting van het gebied. Bij de analyse van de meer uitzonderlijke situaties ten behoeve van de vaststelling van dimensioneringsnormen speelt naast de gebiedseigenschappen ook de meteorologische situatie een rol. Voor zover de resultaten vergeleken konden worden met literatuurwaarden voor De Bilt was de overeenkomst redelijk. Maar in de regio's Zuid-Limburg, Rotterdam, Den Haag, Amsterdam, Steenwijk en Dokkum en in de oostelijke helft van de Veluwe is de kans op zware buien groter. Het moet dus betwijfeld worden of de resultaten ten aanzien van te bergen hoeveelheden en overstortingseigenschappen zonder meer naar die gebieden overdraagbaar zijn. Een veiligheidsmarge op de afgeleide waarden wordt voor deze gebieden aanbevolen. Voor enige andere gebieden in Nederland zullen de Lelystadse cijfers leiden tot een geringe overdimensionering.

7.2. Aanbevelingen ten behoeve van het rioolontwerp

Als eerste en wellicht belangrijkste conclusie van deze studie moet gelden dat het verschil tussen neerslag en rioolinloop dermate groot is, dat het onjuist is de riolering te ontwerpen op basis van normen die direct zijn afgeleid uit neerslagcijfers; de neerslagverliezen en de afstromingsvertraging zijn te ingrijpende processen om verwaarloosd te mogen worden. Daarom dient de neerslagreeks eerst met behulp van een model omgezet te worden in een inloopreeks, voordat daaruit voor de riolering te hanteren ontwerpnormen worden afgeleid.

Een eenvoudigere, maar minder nauwkeurige, benadering voor de ontwerpafvoer is in rebusvorm weergegeven in figuur 7.1.



Figuur 7.1. Afleiding van de ontwerpafvoerintensiteit uit een ontwerpbui (Van de Ven, 1985)

Uit de regenduurlijn met een bepaalde herhalingstijd wordt een ontwerp-bui met een zekere duur en constante intensiteit gekozen. De duur wordt gelijk genomen aan de concentratietijd van het stelsel. Het initiële verlies (1 – 2 mm) en het infiltratieverlies (10 – 30 mm · h⁻¹ voor tegels en klinkers) worden ervan afgetrokken en de eventuele toevoer vanaf onverhard gebied wordt erbij opgeteld. Het verdampingsverlies en het interceptieverlies worden verwaarloosd. Resteert de netto neerslag die met behulp van een eenvoudige eenheidsafvoergolf – bijvoorbeeld met een lineair reservoirmodel of het Nash model volgens tabel 4.13 – wordt omgezet in een ontwerp-inloop. De top daarvan kan vervolgens dienen als ontwerp-inloopintensiteit.

Doordat de resultaten van het transformatiemodel voor de topinloop zijn *behept met een aanzienlijke onbetrouwbaarheid is ook de berekende ontwerp-inloopintensiteit met een grote onzekerheidsmarge omgeven*. De methode heeft verder als belangrijk nadeel dat geen rekening wordt gehouden met de neerslag die valt voor en na de periode met de maximum-intensiteit noch met voorafgaande buien en noch met de berging in het stelsel. Te bergen hoeveelheden mogen er dus niet mee worden afgeleid.

Daarom is het gebruik van bergings-ontwerpafoerlijnen voor het vaststellen van de ontwerpafoerintensiteit te prefereren. De reeks inloopegevens wordt daartoe met een aantal bakmodellen met verschillende ontwerpafoerintensiteit omgezet in reeksen van geborgen hoeveelheden. Vervolgens worden de maxima in die reeksen statistisch onderzocht met behulp van partiële reeksanalyse. Zo worden de hoeveelheden vastgesteld die met een zekere herhalingstijd geborgen moeten worden.

Bij de interpretatie van de bergings-ontwerpafoerlijnen moet worden bedacht dat een deel van de benodigde berging altijd wel in het rioolstelsel aanwezig is, onder andere in putten, huis- en kolkaansluitingen, enz. Gebruikt men de lijnen afgeleid uit de inlooppreeksen uit Lelystad (figuur 5.11) en rekent men met een berging in regenwaterriolen van ten minste 2,5 – 3 mm dan is, bij een toelaatbare herhalingstijd T_e voor water op straat van 2 jaar, een ontwerpafoerintensiteit van 4 m³ · s⁻¹ · km⁻² verhard stedelijk gebied nodig. Voor een gemengd riool zullen strengere eisen gesteld worden aan de toelaatbaarheid van water op straat. Is eenmaal per 5 jaar acceptabel, dan is een ontwerpafoerintensiteit van 6 m³ · s⁻¹ · km⁻² verhard gebied nodig. De genoemde waarden voor de ontwerpafoerintensiteit zijn bruikbaar in het grootste deel van Nederland.

Voor niet-stationaire ontwerp- en controleberekeningen van het hydraulisch gedrag van rioolstelsels moet worden beschikt over een goede reeks inloopegevens. Die reeks kan met behulp van een neerslag-inloopmodel worden afgeleid uit neerslaggegevens.

Aanbevolen wordt om (1) uit te gaan van een goede synthetische of van een historische ontwerp-bui (neerslag) of van een langere reeks van neerslaggegevens en (2) het neerslaginloopmodel op te bouwen uit het uitgebreid verliesmodel, met als transformatiemodel het Nashmodel met als parameters $n = 0,7$ en $k = 400$ s, het niet-lineaire reservoirmodel met $b = 1,07$ en k

= $5,1 \text{ mm}^{-0,07} \cdot \text{min}^{1,07}$ of, in de eenvoudigste vorm, een lineair reservoirmodel met $k = 280 \text{ s}$. De aangegeven parameters voor de transformatiemodellen kunnen worden toegepast zolang het afwaterend oppervlak per kolk en de terreinhelling niet te zeer afwijken van die in de Lelystadse meetgebieden. Het uitgebreid verliesmodel kan worden aangepast aan de oppervlakverdeling van de verschillende typen verhard en onverhard oppervlak in het gebied. Komen in het gebied aanzienlijke oppervlakken klinkers en/of tegels voor, dan zal het infiltratieverlies aanzienlijk zijn. Omdat dat verlies afhankelijk is van het vochtgehalte van de ondergrond, is het voor te stellen dat voor de ontwerpsituatie niet de volledige infiltratiecapaciteit (zie paragraaf 3.2) maar bijvoorbeeld slechts 75% in rekening wordt gebracht; dit als veiligheidsmarge voor het ontwerp en met als kanttekening dat in nieuwere verharding veel hogere infiltratie-intensiteiten zijn waargenomen.

Zware zomerbuien zijn in het algemeen maatgevend. Voor ontwerpsituaties kan daarom in het verliesmodel worden uitgegaan van een droge beginsituatie. In principe is deze aanpak conform figuur 7.1, doch alle elementen zijn meer gedetailleerd in het model opgenomen. Dergelijke modellen zijn ook bruikbaar bij de real-time sturing van de afstroming door rioolstelsels.

Uit de Lelystadse inloopreeksen zijn met behulp van een bakmodel de gemiddelde overstortingsfrequentie, de gemiddelde overstortingshoeveelheid en de gemiddelde overstortingsduur per jaar en per maand berekend, afhankelijk van de berging en de pompovercapaciteit van het stelsel. De resultaten zijn voor wat betreft de jaarsommen weergegeven in de figuren 5.18, 5.20 en 5.21, deel a en b. De gemiddelde maandsommen staan in de figuren 5.19, 5.22 en 5.23. Ook werden de uitzonderlijke overstortingshoeveelheden, overstortingsduren en gemiddelde overstortingsintensiteiten per overstorting bepaald uit de inloopreeksen. Voor een aantal combinaties van berging en pompovercapaciteit zijn de resultaten weergegeven in de figuren 5.24 tot en met 5.27. De berekende overstortingshoeveelheden kunnen als ontwerpnorm dienen voor bergingsreservoirs, tenzij de topografische en/of meteorologische eigenschappen van het gebied sterk afwijken. Vooral moet worden nagegaan of de aanname van het bakmodel wel geoorloofd is.

Een detail in het ontwerp is het afwaterende oppervlak per kolk. In de meetgebieden liep dit uiteen van 40 tot 370 m^2 . Met het oog op een maximale afstromingsvertraging, maximale verliezen en minimale kosten van het rioolstelsel kan worden getracht de afwaterende oppervlakte per kolk te maximaliseren, of daaraan ten minste een groter minimum te binden.

7.3. Aanbevelingen voor nader onderzoek

In het voorgaande zijn het neerslag-afvoerproces en de gevolgen daarvan in extenso behandeld aan de hand van de metingen in drie meetgebieden in Lelystad en de ervaringen elders. Maar daarmee zijn zeker niet alle problemen opgelost. Daarom hieronder een aantal aanbevelingen voor nader onderzoek.

- De verdamping vanaf bevochtigde, verharde terreinen is te gering van omvang om van grote betekenis te zijn in het neerslag-afvoerproces. Daarom is een diepgaande bestudering hier achterwege gebleven. Voor een dergelijke studie ontbraken ook de nodige gegevens inzake straling, temperatuur, wind, etc. Omdat dit verdampingsverlies voor de waterbalans een niet te verwaarlozen post is, zou daaraan een detailstudie kunnen worden gewijd. Meer onderzoek naar de verdamping vanaf verhard en onverhard terrein in het stedelijk gebied is wenselijk.
- De waarden voor bevochtigingsverliezen, plassenverliezen en infiltratieverliezen komen uit de goeddeels buitenlandse literatuur en van metingen in Lelystad. Om de onderbouwing van deze cijfers te verbeteren, ze waar nodig bij te stellen en de acceptatie te vergroten, wordt aanbevolen ook elders in Nederland deze waarden te bepalen.
- De optimalisatie van de parameters van het transformatiemodel is gebeurd aan de hand van de minimalisatie van de kwadraatsom van de afwijkingen tussen gemeten en berekende rioolloop; een gebruikelijke procedure. Een tijdverschuiving tussen de berekende en de gemeten inloop in een snel stijgende flank van het inloophydrogram wordt relatief zwaar bestraft omdat de afwijking in de y-richting snel groot wordt. In de langzamer dalende flank van het hydrogram speelt dit probleem minder, waardoor een "onevenwichtige" beoordeling van de afwijkingen kan ontstaan. De formulering van andere optimalisatie-criteria, die beter inspelen op dit probleem, wordt aanbevolen.
- Er zijn aanwijzingen dat het neerslagregime in een aantal regio's in Nederland duidelijk verschilt van dat van Lelystad of De Bilt. Daarom wordt aanbevolen in gebieden waar het regime leidt tot frequentere overstortingen een meerjarig onderzoek te starten met een vergelijkbare opzet als dat in Lelystad. Doel is wederom lange meetreeksen van hoge kwaliteit te verzamelen, opdat door statistische analyses betrouwbare ontwerpnormen voor die regio's kunnen worden afgeleid. Gezien de mate van verstedelijking in de bedoelde gebieden komen vooral Amsterdam en Rotterdam als lokaties voor een dergelijk onderzoek in aanmerking.

LITERATUUR

- Ando, Y., Takahasi, Y. en Kuan, M.F., 1984
Relation between land use and final infiltration rate in urban areas. In: Balmèr, P., Malmqvist, P.A., Sjöberg, A., Proceedings of the 3rd Int. Conf. on Urban Storm Drainage, Chalmers University of Technology, Göteborg
- Anonymus, 1975
Flood Studies Report. National Environment Research Council, 5 Volumes, London
- Ardon, J., 1983
Vlotter-potentiometer-opnemersysteem voor waterpeilen. Cultuurtechnisch tijdschrift (23) nr. 1, pp 41-43
- Arnell, V., 1982
Rainfall data for the design of sewer pipe systems. Report series A: 8, Dept. of Hydraulics, Chalmers University of Technology, Göteborg.
- Aron, G., 1982
Rainfall abstractions. In: Kibler, D.F., Urban Stormwater Hydrology. Water Resources Monograph 7, American Geophysical Union, Washington DC.
- ASCE (American Society of Civil Engineers), 1972
Design and Construction of sanitary and storm sewers. Man. Rep. Eng. Pract. no. 37, New York
- Bardsley, W.E., 1977
A test for distinguishing between extreme value distributions, J. of Hydrology (34), pp 377-381
- Bebelaar, J.P. en Bakker, J.W., 1981
Infiltratie van regenwater door verschillende wegdekken i.v.m. de watervoorziening van straatbomen. Nota 1247, Instituut voor Cultuurtechniek en Waterhuishouding, Wageningen
- Belke, D., 1974
Die statistische Analyse von Grundwasserständen mit dem Ziel der Extremwertprognose. Tech. Bericht 13, Inst. für Hydraulik und Hydrologie, Tech. Hochschule, Darmstadt
- Berlamont, J. en Van Langenhove, G., 1980
De overstortingsfrequentie in gemengde rioolstelsels, H₂O (10), nr. 19, pp 434-440
- Box, G.E.P. en Cox, D.R.
An analysis of transformations. Journ. of the Royal Statistical Soc., Series B, no. 26, pp 211-252
- Braak, C., 1933
Het klimaat van Nederland. A. Neerslag. Koninklijk Nederlands Meteorologisch Instituut no. 102, Meded. en Verhand. 34, De Bilt.
- Buishand, T.A., 1982
Some methods for testing the homogeneity of rainfall records. J. of Hydrology, (58), pp 11-27

- Buishand, T.A., 1983
De kansverdeling van D-uurlijkse neerslagsommen ($D = 1, 2, 4, 6, 12, 24$ of 48) in Nederland. Wetenschappelijk Rapport 83-5. Koninklijk Nederlands Meteorologisch Instituut, De Bilt
- Buishand, T.A., 1985
De invloed van regionale verschillen in het voorkomen van zware neerslaggebeurtenissen op de berekende gemiddelde overstortingsfrequentie. NWRW-rapport 4.1, Min. van Volkshuisvesting, Ruimtelijke Ordening en Milieubeheer, 's-Gravenhage.
- Buishand, T.A. en Schuurmans, C.J.E., 1985
Quantitative aspects of precipitation in the Netherlands. In: Hooghart, H. (ed.) Water in urban areas. Verslagen en Mededelingen no. 33, Commissie Hydrologisch Onderzoek - TNO, Den Haag
- Buishand, T.A. en Velds, C.A., 1980
Neerslag en verdamping. Klimaat in Nederland 1, Koninklijk Nederlands Meteorologisch Instituut, De Bilt
- Clarke, R.T., 1973
Mathematical models in hydrology. Irrigation and drainage paper no. 19, Food and Agricultural Organization, Rome
- Colenbrander, H.J. en Verstraate, J.M.I., 1967
Een registrerende grondregenmeter waarvan de gegevens automatisch kunnen worden verwerkt. Cultuurtechnisch Tijdschrift febr./mrt. 1967
- Colyer, P. en R.W. Pethick, 1976
Storm drainage design methods; a literature review. Report No. INT 154. Hydraulics Research Station, Wallingford
- Commissie Riolering en Waterverontreiniging, 1972
Rapport van de Commissie Riolering en Waterverontreiniging van de afdeling voor Gezondheidstechniek van het Koninklijk Instituut van Ingenieurs. H₂O no. 10, pp 199-214 en no. 12, pp 240-260
- Davies, H. en Hollis, T., 1981
Measurements of rainfall-runoff volume relationships and water balance for roofs and roads. In: Ben Chie Yen (ed.), Proc. of the Sec. Int. Conf. on Urban Storm Drainage, Vol. 1, Dept. of Civil Engineering, Univ. of Illinois, Urbana
- Delleur, J.W. en H.C. Torno (ed.), 1983
Urban Hydrology. Proceedings of the Int. Symp. in Baltimore MA. American Soc. of Civil Engineers, New York
- Demarrée, G., 1985
Intensity - Duration - Frequency relationship of point precipitation at Uccle. Reference period 1934-1983. Publikaties Reeks A nr. 116, Koninklijk Meteorologisch Instituut van België, Brussel
- De Bruin, H.A.R., 1987
Persoonlijke mededeling
- Dendrou, S.A., 1982
Overview of urban stormwater models. In: Kibler, D.F., Urban Stormwater Hydrology. Water Resources Monograph 7, American Geophysical Union, Washington D.C.
- De Roo, H. (red.), 1982
Richtlijnen voor veldwerkzaamheden bij de afdeling waterhuishouding. RIJP-rapport 1982 - 10 Abw, Rijksdienst voor de IJsselmeerpolders, Lelystad

- Dickinson, T., 1977
Rainfall intensity – frequency relationships from monthly extremes. *J. of Hydrology*, (35), pp 137-145
- Dooge, J.C.I., 1959
Analysis of linear systems by means of Laguerre functions. *J. of Geophysical Research*, (64), no. 2, Febr. 1959, pp 241-255
- FIA, 1970
Floodhazard factors, depth drainage curves, elevation frequency curves, standard rate tables, US Federal Insurance Administration
- Fisher, R.H. en Tippett, L.H.C., 1928
Limiting forms of the frequency of the largest or smallest member of a sample. *Proc. Cambridge Phil. Soc.*, Vol. 24, pp 180-190
- Geiger, W.E., 1987
Quantity of Stormwater. In: UNESCO, Manual on Design of drainage systems in Urbanized Areas. Vol. I, Paris
- Grigg, N.S. en Helweg, O.J., 1975
State-of-the-art of estimating flood drainage in urban areas, *Water Resources Bulletin*, Vol. 11, no. 2, april 1975, pp 379-390
- Gringorten, I.I., 1963
A plotting rule for extreme probability paper. *J. of Geophysical Research* (68), pp 813-814
- Hershfield, D.M., 1961
Rainfall frequency atlas of the United States for durations from 30 minutes to 24 hours and return periods from 1 to 100 years. Tech. Pap. 40, US Dep. of Comm., Weather Bureau, Washington, DC
- Hillel, D. en Gardner, W.R., 1970
Transient infiltration into crust-topped profiles, *Soil Science*, Vol. 109 nr. 2, pp 69-76
- Hogland, W., 1982
Differences in water budgets for urban and rural areas. Paper for the Nordic Expert Meeting Helsinki November 9-11, 1981. In: Three Conference papers on Urban and Rural runoff. Report no. 3058. Dept. of Wat. Resources Eng., Lund Inst. of Technology/Univ. of Lund, Sweden
- Hogland, W. en Niemczynowicz, J., 1980a
Kvantitativ och kvalitativ vattenomsättningsbudget för Lunds centralort. Rapport 3029. Dept. of Water Resources Eng., Lund Inst. of Technology/University of Lund
- Hogland, W. en Niemczynowicz, J., 1980b
Kvantitativ och kvalitativ vattenomsättningsbudget för Lunds centralort; kompletterande mätningar och metodik. Rapport 3038. Dept. of Water Resources Eng., Lund Inst. of Technology/University of Lund
- Hydraulica Laboratorium, 1967
Modelonderzoek stedelijk afvoergebied Lelystad. nota nr. 9, Landbouwhogeschool, Wageningen
- IMSL, 1984
User's Manual IMSL Library; Fortran Subroutines for Mathematics and Statistics. Vol. 1-4, IMSL Inc. Houston, Texas
- Jaarverslag 1978 onderzoeksafdelingen van de Rijksdienst voor de IJsselmeerpolders Flevovericht nr. 183. Rijksdienst voor de IJsselmeerpolders, Lelystad

- Jacobsen, P., 1980
Urban surface runoff simulation. Vol I-II, Ph.D.thesis Technical Univ. of Denmark, Lyngby
- Jacobsen, P. en Harremoës, P., 1981
Significance of semi-pervious surfaces in urban hydrology. In: Ben Chie Yen (ed.) Proc. of the Sec. Int. Conf. on Urban Storm Drainage, Vol. I, Dept. of Civil Engineering, University of Illinois, Urbana
- Jenkinson, A.F., 1955
The frequency distribution of the annual maximum or minimum of meteorological elements. Quart. J. of the Royal. Met. Soc. no. 81, pp 158-171
- Jensen, S.J., Strårup, B.E. Sørensen en C. Jakobsen, 1985
Regnafstrømningsprojekt i Mølleasystemet; Supplerende malinger 1981-1983. Dept. of Environmental Engineering, Technical University of Denmark, Lyngby
- Johansen, N.B., 1985
Discharge to receiving waters from sewer systems during rain. Ph.D. Thesis. Dept. of Environmental Engineering, Technical University of Denmark, Lyngby
- Kidd, C.H.R., 1976
A non-linear urban runoff model. Institute of Hydrology, Report no. 31, April 1976, Wallingford, England
- Kidd, C.H.R. (ed.), 1978
Rainfall-runoff processes over urban surfaces. Proceedings of an Int. Workshop, Report no. 53, Institute of Hydrology, Wallingford
- Kidd, C.H.R. en Lowing, M.J., 1979
The Wallingford Urban Subcatchment model, Institute of Hydrology Report No 60, Wallingford
- K.N.M.I., 1986
Detailanalyse van pluviogrammen. Deel A, Publ. 147, De Bilt
- Koot, A.C.J., 1977
Inzameling en transport van rioolwater, Waltman, Delft
- Krayenhoff van de Leur, D.A. en Zuidema, F.C., 1969
Een onderzoek naar de relatie tussen neerslag en afvoer in het stedelijk gebied van Lelystad, H₂O (2) no. 4
- La Fara, R.L., 1973
Computer methods for science and engineering. Int. Textbook Comp. Ltd., Aylesbury, Buckinghamshire
- Lalesco, 1912
Introduction a la théorie des equations integrales
- Langbein, W.B., 1949
Annual floods and the partial duration flood series. Transactions American Geophysical Union (30), pp 879-881
- Lloyd-Davies, D.E., 1906
The elimination of stormwater from sewerage systems. Proc. Inst. Civ. Engrs., Vol. 164 (2), pp 41-67
- Martijnse, G. en De Hoogt, L., 1984
Inventarisatie van overstortsituaties in Nederland; indeling naar type stelsel overstortfrequentie en ontvangend oppervlaktewater. Rapport NWRW 1.1., Min. van Volkshuisvesting, Ruimtelijke Ordening en Milieubeheer, Leidschendam

- Melanen, M. en Laukkanen, R., 1981
Quantity of storm runoff water in urban areas. Publications of the Water Research Institute no. 42, National Board of Waters, Helsinki, Finland
- Mls, J., 1980
Effective rainfall estimation. *J. Hydrology.*, (45), pp 305-311
- Montgomery, D.C. en Peck, E.A., 1982
Introduction to linear regression analysis. John Wiley & Sons, New York
- Mulvaney, T.J., 1850
On the use of self registering rain and flood gauges in making observations on the relation of rainfall and flood discharges in a given catchment. *Trans ICE Ireland*, Vol. 4, no. 2, p 18
- Munz, W., 1980
Abfluss und Abflussbeiwert, ETH-EAWAG, Zürich/Dübendorf
- Nash, J.E. en Sutcliffe, J., 1970
Riverflow forecasting through conceptual models. *J. of Hydrology*, (10), no. 3, april 1970
- Niemczynowicz, J. en Falk, J., 1981
Waterbudget for the city of Lund. In: Ben Chie Yen (ed.). *Proc. of the Sec. Int. Conf. on Urban Storm Drainage*. Volume II, Dept. of Civil Engineering, University of Illinois, Urbana, USA
- O'Connor, K.M., 1975
The development of a discrete linear cascade model for use with hydrological time series. Research Institute for Water Resources Development, Budapest
- Oldenkamp, A., 1988
Het Stedelijk Wateronderzoek Lelystad; meetgebieden en meetmethoden. RIJP-rapport 1988-14 cbc/cbw, Rijksdienst voor de IJsselmeerpolders, Lelystad
- Otten A. en Van Montfort, M.A.J.
The power of two tests on the type of distributions of extremes. *J. of Hydrology* (37), pp 195-199
- Pecher, R., 1969
Der Abflussbeiwert und seine Abhängigkeit von der Regendauer. Eigenverlag des Instituts für Wasserwirtschaft und Gesundheitsingenieurwesen der TH München, München
- Pfeiff, S., 1971
Meteorologische, topografische und bautechnische Einflüsse auf dem Regenabfluss in Kanalisationsnetzen. *Wasser und Abwasser in Forschung und Praxis* Band 3. Erich Schmidt Verlag, Bielefeld
- Pitt, R., 1985
Characterizing and controlling urban runoff through street and sewerage cleaning. Project Summary, EPA/600/S2-85/038, Environmental Protection Agency, Edison NJ
- Pratt, C.J., Harrison, J.J. en Adams, J.R.W., 1984
Storm runoff simulation in runoff quality investigations. In: Balmér, P., Malmqvist, P.A., Sjöberg, A. *Proc. of the 3rd Int. Conf. on Urban Storm Drainage*, Chalmers University of Technology, Göteborg
- Raudkivi, A.J., 1979
Hydrology – An advanced introduction to hydrological processes and modelling. Pergamon Press, Paris

- Schenkeveld, M.M., 1976
Regengegevens uit de 5-minutenanalyse. Ingenieursbureau Dwarsm, Heederik en Verhey, Amersfoort
- SCS, 1974
Stage damage curve used in Lisle, Illinois Study (letter from R.D. Murphy). US Dept. of Agriculture, Soil Conservation Service
- Segeren, W.A. en Hengeveld, H., 1984
Bouwrijp maken van terreinen. Publ. nr. 99. Stichting Bouwresearch, Kluwer Technische Boeken b.v., Deventer; Ten Hagen b.v., Den Haag
- Sevruk, B. en Geiger, H., 1981
Selection of distribution types for extremes of precipitation. Operational Hydrology report no. 15, WMO-no. 560, Genève
- Slijkoord, F., 1978
Consequences of urbanization in relation to the quantitative aspects of drainage. In: Urbanization and water management. Verslagen en Mededelingen No. 24. Commissie voor Hydrologisch Onderzoek-TNO, Den Haag
- Slijkoord, F., 1986
Een empirisch regen-afvoermodel voor een stedelijk gebied. *H₂O* (19) nr. 24, pp. 585-590
- Slijkoord, F. en G.H. van der Vossen, 1981
Hoog water in een riolering. *H₂O* (14) nr. 22, pp. 522-526
- Smith, R.L., 1984
Threshold methods for sample extremes. In: J. Tiago de Oliveira (ed.). *Statistical Extremes and Applications*, Reidel, Dordrecht, pp 621-638
- Talsma, W., 1969
Het bepalen van regenduurlijnen voor perioden van 5 tot 90 minuten. *H₂O* (2) nr. 13, pp 316-319
- Tholin, A.L. en Keifer, C.J., 1959
The hydrology of urban runoff. *J. San. Eng. Div. SA2*, pp 47-106 met discussies in *Journ. San. Eng. Div. SA5*, pp 37-56 en in *Journ. San. Eng. Div. SA2*, pp 109-118
- Timmer, J., Bakker, K. en Leunk, J.W., 1986
Rioleringsmodellen; theorie en praktijk NWRW-rapport 4.2., Min. van Volkshuisvesting, Ruimtelijke Ordening en Milieubeheer, 's-Gravenhage
- UNESCO, 1978
Research on urban hydrology. Vol. I and II. Technical papers in hydrology no. 15+16, Paris
- USACE, 1970
Guidelines for flood insurance studies. US Army Corps of Engineers
- Van Dam, C.H., Greiner, R.W., Heijnis, J.D., De Man, J. en Van de Ven, F.H.M., 1980
Kwaliteits- en kostenaspecten bij rioolstelsels in nieuw aan te leggen woongebieden in de IJsselmeerpolders. RIJP-rapport, Rijksdienst voor de IJsselmeerpolders, Lelystad
- Van Dam, C.H. en Schotkamp, J., 1983
Infiltratie in bestratingen. RIJP-rapport 1983-38 Abw, Rijksdienst voor de IJsselmeerpolders, Lelystad

- Van Dam, C.H. en Van de Ven, F.H.M., 1984
Infiltration in the pavement. In: Balmèr, P., Malmqvist, P.A. en Sjöberg, A., Proc. of the 3rd Int. Conf. on Urban Storm Drainage. Chalmers University of Technology, Göteborg
- Van den Berg, J.A., De Jong, J. en Schultz, E., 1977
Some qualitative and quantitative aspects of surface water in an urban area with separate storm water and waste water sewersystems. In: Effects of Urbanization and Industrialization on the Hydrological Regime and on Water Quality (Proceedings of the Amsterdam Symposium, October 1977) IAHS-AISH Publ. nr. 123
- Van den Berg, J.A. en Ven, G.A., 1977
Kwantitatieve aspecten van de afvoer van regenwater in stedelijke gebieden. H₂O (10) nr. 9, pp 200-203
- Van den Berg, J.A., 1978
Quick and slow response to rainfall by an urban area. RIJP-rapport 1978-1, Rijksdienst voor de IJsselmeerpolders, Lelystad
- Van den Herik, A.G. en Kooistra M.T., 1973
5-minuten regens. Grontmij., De Bilt
- Van der Kloet, P., van der Wal, M. en Zondervan, J.G., 1977
Calculation of instantaneous unit hydrographs in an urban area. In: Effects of Urbanization and Industrialization on the Hydrological Regime and on Water Quality (Proceedings of the Amsterdam-symposium October 1977), IAHS-AISH Publ. no. 123
- Van der Kloet, P. en Van de Ven, F.H.M., 1981
Laguerre-series for linear and nonlinear modelling of urban runoff. In: Ben Chie Yen (ed.). Proc. of the Sec. Int. Conf. on Urban Storm Drainage, Vol. II, Dept. of Civil Engineering, University of Illinois, Urbana, USA
- Van der Perk, J.C. en Van der Voet, J.L.M., 1979
Stedelijke recreatie, WIRO-rapport 7, Lelystad
- Van de Ven, F.H.M., Van der Kloet, P. en Van der Wal, M., 1981
Enige modellen en berekeningsmethoden voor de relatie tussen neerslag en rioolloop. Deel A: Opzet en Resultaten; Deel B: Grondslagen, Deel C: Numerieke Achtergronden. Flevovericht nr. 176, Rijksdienst voor de IJsselmeerpolders, Lelystad
- Van de Ven, F.H.M., 1983a
Ontwerp-afvoerintensiteit en ontwerp-inloopp profielen. Flevovericht nr. 222, Rijksdienst voor de IJsselmeerpolders, Lelystad
- Van de Ven, F.H.M., 1983b
Duurlijnen: gebruik en misbruik. Cultuurtechnisch Tijdschrift (23) nr. 1
- Van de Ven, F.H.M., 1985
From rainfall to sewer inflow; a process with consequences. In Hooghart, H. (ed.) Water in urban areas. Verslagen en Mededelingen 33, Commissie Hydrologisch Onderzoek - TNO, Den Haag
- Van de Ven, F.H.M. en Voortman, B.R., 1985
De waterbalans van een stedelijk gebied; ervaringen in twee meetgebieden in Lelystad. H₂O (18), nr. 8, pp 170-176
- Van Dijk, W., Hengeveld, H. en Overwater, A., 1978
Onderzoek naar de wijze van bouwrijpmaken in twaalf plaatsen in Nederland. Flevovericht nr. 135, Rijksdienst voor de IJsselmeerpolders, Lelystad
- Van Kregten, S.J., 1972
Regengegevens ten behoeve van de berekening van rioleringen. H₂O (5), nr. 20, pp 451-460

- Van Montfort, M.A.J., 1970
On testing that the distribution of extremes is of type I when type II is the alternative. *J. of Hydrology* (11), pp 421-427
- Van Montfort, M.A.J., 1979
Statistics of extremes. International Institute for Hydraulic and Environmental Engineering, Delft
- Van Montfort, M.A.J., 1983
Persoonlijke communicatie
- Van Montfort, M.A.J. en Witter, J.V., 1985
Testing exponentiality against generalised Pareto distribution. *J. of Hydrology*, (78), no. 3/4, June 20
- Vat, D., 1985
Pollution emission from combined sewer systems; a full scale investigation programme. In Hooghart, H., (ed.) *Water in urban areas. Verslagen en Mededelingen, 33 Commissie Hydrologisch Onderzoek – TNO, Den Haag*
- Veldkamp, F.B., 1968
Regen- en rioleringsvraagstukken. In: *Regenwaarnemingscijfers (II)* Verslagen en Mededelingen no. 14. Commissie Hydrologisch Onderzoek – TNO, Den Haag, pp. 41-70
- Ven, G.A., 1979
Een rekenmodel voor het beschrijven van de afvoer in het landelijk gebied van Flevoland. RIJP-rapport 1979-22 Abw, Rijksdienst voor de IJsselmeerpolders, Lelystad
- Ven, G.A., 1980
Runoff from arable land in the Flevopolders. In: *The influence of man on the hydrological regime with special reference to representative and experimental basins (Proceedings of the Helsinki symposium) IAHS-AISH Publ. no. 130*
- Ven Te Chow, 1964
Handbook of applied hydrology. McGraw-Hill, New York
- Viessman, W., Keating, W.R. en Srinivasa, K.N., 1970
Urban storm runoff relations. *Water Resources Research* (6), 275-9
- Von Mises, R., 1936
La distribution de la plus grande de n valeurs.
Reprint in *Selected Papers II, Am. Math. Soc., Providence, RI (1954)*, pp 721-794
- Voortman, B.R., 1984
De maandelijkse waterbalansen van een woonwijk en een parkeerplaats in Lelystad. RIJP-rapport 1984-35. Rijksdienst voor de IJsselmeerpolders, Lelystad
- Wagner, H.M., 1975
Principles of operations research. Prentice/Hall Int. Inc. London
- Wallis, J.R. en O'Connell, P.E., 1973
Firm reservoir yield - How reliable are historic hydrological records? *Hydrol. Sci. Bull.* 18, pp 347-365
- Watkins, L.H. en D. Fiddes, 1984
Highway and urban hydrology in the tropics. Pentech Press, London
- Wenzel, H.G., 1982
Rainfall for urban stormwater design. In: Kibler, F., *Urban Stormwater Hydrology.* Water Resources Monograph 7. American Geophysical Union, Washington, DC

Werkgroep evaluatie drainagesystemen, 1984

Evaluatie drainage in Lelystad en Almere. Flevobericht 240, Rijksdienst voor de IJsselmeerpolders, Lelystad

Witter, J.V., 1984

Heterogeneity of Dutch rainfall. Thesis, Landbouwhogeschool, Wageningen

Working Party on the Hydraulic Design of Storm Sewers, 1981

Design and analysis of urban storm drainage; The Wallingford Procedure. Volume 1, Principles, methods and practice. Dept. of Environment, National Water Council, Standing Technical Committee Report No. 28, Londen

Yevjevich, V., 1984

Extremes in hydrology. In: Tiago de Oliveira (ed.). Statistical Extremes and Applications, Reidel, Dordrecht, pp 197-220

Yevjevich, V. en Taesombut, V., 1978

Information on flood peaks in daily flow series, Proc. Int. Symp. on Risk and Reliability in Water Resources, University of Waterloo, Waterloo, Canada

Zondervan, J.G., 1978

Modelling Urban Runoff; a quasi-linear approach. Thesis, Landbouwhogeschool Wageningen

Zondervan, J.G. en Dommerholt, A., 1975

Omvorming van neerslag tot rioolvoer bij één bepaald type "inlet area". Nota nr. 33, Laboratorium voor Hydraulica en Afvoerhydrologie, Landbouwhogeschool, Wageningen

LIJST VAN SYMBOLEN

Symbol	betekenis	dimensies
A	ontwerpfvoerintensiteit	$L^{-2}MT^{-1}$ *
A_k	gemiddeld toeleverend (verhard)oppervlak per kolk	L^2
A_s	nat oppervlak	L^2
a ($a_0, a_1, \text{etc.}$)	constante; parameter	
ARF	gebiedsreductiefactor	
b	constante; parameter	
B	berging in het rioolstelsel	L
B_w	windfunctie	$L^{-1}T$
C	afvloeiingscoëfficiënt	
C_c	coëfficiënt van Chézy	
C_m	piekafvoercoëfficiënt	
C_t	afvloeiingscoëfficiënt voor het totale gebied	
C_1	von Kármán's constante	
c	constante; parameter	
c_s	specifieke warmte	$L^2T^{-2}\Theta^{-1}$
CALFAC	schalingsfactor voor het infiltratieverlies	
CORFAC	correctiefactor t.b.v. een sluitende waterbalans	
D	duur van een overstorting	T
D(par _i)	gevoeligheid voor parameter i	
D_s	maximaal haalbare aantal uren zonneshijn	T
D_{iet}	verschil in vochtgehalte tussen bevochtigde zone en omgeving	
dP	duur van de periode met neerslag gedurende een bui	T
dQ	duur van de periode met afvoer gedurende een bui	T
dwp	duur van de droogweeperiode	T
E (E_0, E_c)	verdampingsflux, (open water verdamping, verdamping vanaf verhard terrein)	$L^{-2}MT^{-1}$ *
E_m	emissiviteit	
e	residu; afwijking	
e_2	dampdruk op 2 m boven maaiveld	$L^{-1}MT^{-2}$
e_{2s}	verzadigingsdampdruk op 2 m boven maaiveld	$L^{-1}MT^{-2}$
F(x)	kansverdeling voor x	
f (f_0, f_e)	infiltratie-intensiteit (begin-intensiteit, eind-intensiteit)	$L^{-2}MT^{-1}$ *
f_p	factor voor het schatten van het gemiddeld aantal overstortingen per jaar volgens de Kuipers-grafiek	
f_v	fractie warmte die voor de verdamping wordt gebruikt	
G	toetsingsgrootheid voor toets op exponentiële verdeling van de overschrijdingen van een drempelwaarde	
g_i	parameter	
H (H_s)	warmtestroomdichtheid (vanuit de ondergrond)	MT^{-3}
H_f	zuigspanning aan het vochtfront	$L^{-1}MT^{-2}$

Symbol	betekenis	dimensies
h	overstorthoogte; hoogte boven maaiveld	L
$h(t)$	overdrachtsfunctie ("eenheidsafvoergolf")	T^{-1}
$h_2(t_1, t_2)$	tweede orde kernfunctie in een Volterra-reeks	$L^2M^{-1}T^{-1}$
I	verhang	
I_{cum}	infiltratiesom; geïnfilterde hoeveelheid	$L^{-2}M^{**}$
I_o	inkomende zonnestraling (extraterrestrisch)	MT^{-3}
i	teller voor de discrete tijdstap	
K_u	doorlatendheid van de bodem in de bevochtigde zone	LT^{-1}
K_s	Schmidt-getal	
k	reservoirconstante	T
k	tijdschaalfactor in het Laguerre-model en het Volterra-model	T
k	ruwheidshoogte van het oppervlak	L
L	specifieke verdampingswarmte van water	L^2T^{-2}
L	afstrooimengte	L
L_n	Laguerre functie	
\mathcal{L}_n	Laguerre polynoom van de n-de graad	
M	geheugenlengte van het systeem	T
MS	gemiddelde kwadraatafwijking	
N	aantal buien	
N	aantal pieken groter dan de drempel u	
n	aantal jaren gegevens; aantal waarnemingen	
n	aantal reservoirs in het Nash-model	
n_s	werkelijke aantal uren zonneshijn	T
NAP	Nieuw Amsterdams Peil; referentiehoogte;	L
P	neerslagsom	$L^{-2}M^{**}$
p	specifieke neerslagintensiteit	$L^{-2}MT^{-1}^*$
P_{afv}	neerslagsom in een bui terwijl (meetbare) afvoer optreedt	$L^{-2}M^{**}$
P_n	netto neerslagsom	$L^{-2}M^{**}$
P_p	percentage verhard terrein dat afwatert op het riool	
$P_{z\ afv}$	neerslagsom sinds het einde van de vorige bui en voorafgaande aan het begin van de (meetbare) afvoer	$L^{-2}M^{**}$
P_{24h}	neerslagsom in de voorafgaande 24 uur	$L^{-2}M^{**}$
P_a	luchtdruk	$L^{-1}MT^{-2}^*$
p_m	maximale specifieke neerslagintensiteit	$L^{-2}MT^{-1}^*$
p_n	specifieke netto neerslagintensiteit	$L^{-2}MT^{-1}^*$
poc	pompovercapaciteit	$L^{-2}MT^{-1}^*$
Q	afvoersom	$L^{-2}M^{**}$
q, q_i	specifieke inloopintensiteit; afvoer	$L^{-2}MT^{-1}^*$
q_a	specifieke afvoerintensiteit	$L^{-2}MT^{-1}^*$
q_i	specifieke inloopintensiteit	$L^{-2}MT^{-1}^*$
q_m	maximale specifieke afvoerintensiteit gedurende een bui	$L^{-2}MT^{-1}^*$
q_w	werkelijke specifieke inloopintensiteit	$L^{-2}MT^{-1}^*$
R	toetsingsgrootte in R-toets op homogeniteit	
R	hydraulische straal	L
R^2	modelefficiëntie: multiple regressie-coëfficiënt	
R_c	korstweerstand	T
R_n	netto stralingsstroombichtheid (inkomende zonnestraling)	MT^{-3}
r	albedo	

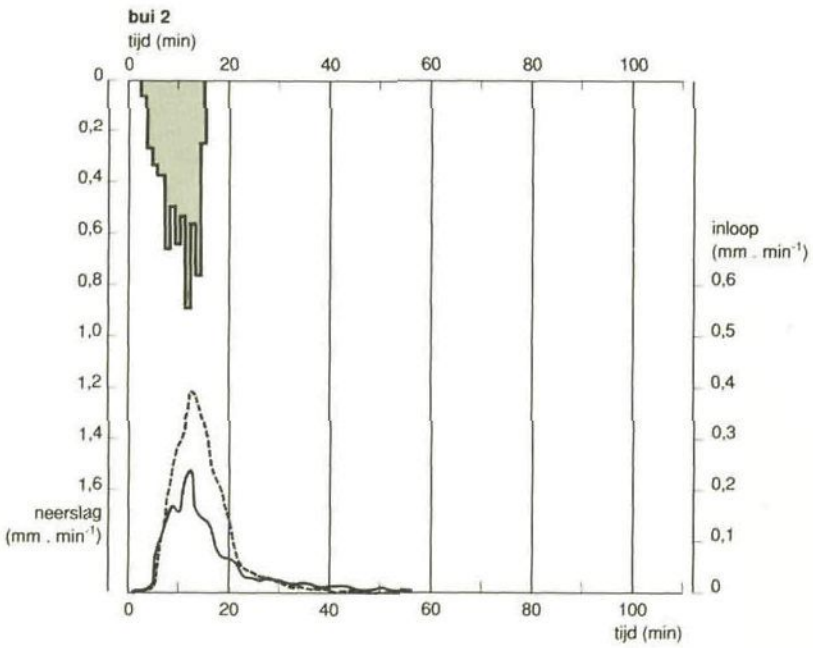
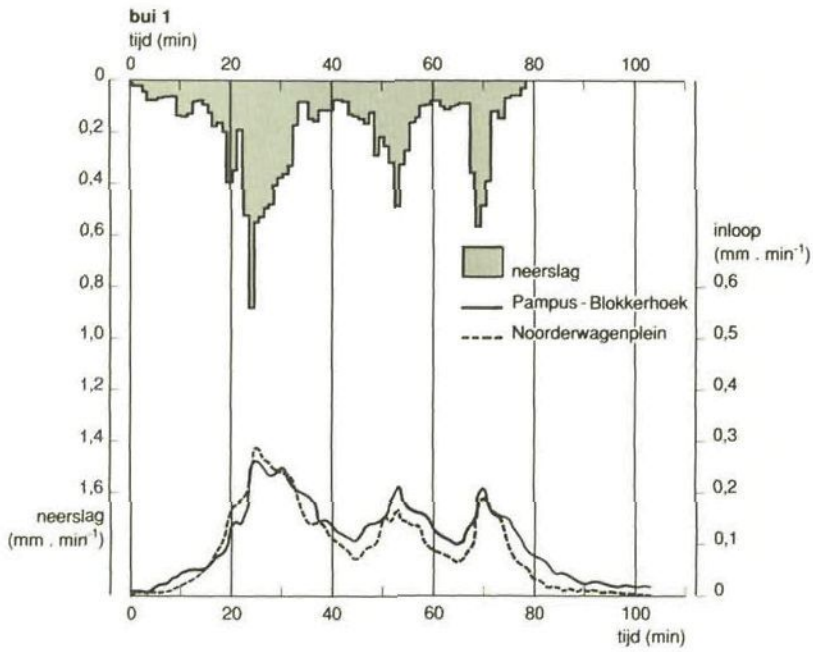
Symbol	betekenis	dimensies
r	toetsingsgrootte voor toets op $\theta = 0$	
S	geborgen hoeveelheid water	L
S_{dyn}	dynamische geborgen hoeveelheid water	L
$SS (SS_e, SS_r)$	kwadraatsom (van de residuen, van de regressie)	-
$T (T_o, T_s)$	temperatuur (begintemperatuur, oppervlakte-temperatuur)	Θ
T	duur van de bui	T
T_e	herhalingsduur volgens de verdeling met klassieke extreme waardenanalyse	T
T_p	herhalingsduur volgens de verdeling bepaald met partiële reeksanalyse	T
t	tijd; periode	T
t_b	begintijdstip	T
t_s	schijnbare infiltratietijd	T
u	drempelwaarde voor de piek boven drempelmethode	
\bar{u}_h	gemiddelde windsnelheid op hoogte h	LT^{-1}
V	neerslagverlies	$L^{-2}M^{**}$
$V_x(t)$	verliesfractie $x = p$: volgens proportioneel verliesmodel; $x = e$: verliesfractie voor $t \rightarrow \infty$ $x = 0$: verliesfractie voor $t = 0$	
W	vrijkomende warmte	L^2MT^{-2}
$x (x_1, x_2 \text{ etc.})$	verklarende variabelen (variabele 1, variabele 2, enz.)	
y	afhankelijke variabele	
y	gereduceerde variabele in extreme waardeverdeling	
$y_{(i)}$	plotting positie	
y_z	getransformeerde afhankelijke variabele	
z	diepte beneden maaiveld	L
α	parameter; systeemconstante	
β_i	parameter	
γ	psychrometer-constante	$L^{-1}MT^{-2}\Theta^{-1}$
Δ	helling van de verzadigingsdampdrukcurve	$L^{-1}MT^{-2}\Theta^{-1}$
Δq_p	procentuele afwijking in de hoogte van de topafvoer	
Δt	tijdstapgrootte	T
Δt_p	afwijking in het moment van optreden van de topinloop	T
Δx	stapgrootte voor registraties door de datalogger	
$\zeta (\zeta_w, \zeta_z)$	parameter uit de Poisson-verdeling (voor de winter, voor de zomer)	
θ	vormparameter in de algemene extreme waardenverdeling (GEV-verdeling)	
θ_p	vormparameter in de extreme waardenverdeling bepaald met partiële reeksanalyse	
κ	schaalconstante in het niet-lineaire reservoirmodel	$L^{2b+1}M^{-1}T^b$
λ	warmtegeleidingscoëfficiënt	$L^{-1}MT^{-3}$
λ	transformatiefactor in de Box-Cox transformatie	
μ	plaatsparameter in een extreme waardenverdeling voor x (dezelfde dimensies als x)	
μ_p	plaatsparameter in een extreme waardenverdeling volgens de partiële reeksanalyse (dezelfde dimensies als x)	
$\rho(\rho_a)$	dichtheid (van de lucht)	$L^{-3}M$

Symbol	betekenis	dimensies
σ	schaalparameter in een extreme waardenverdeling van x (dezelfde dimensies als x)	
σ	standaardafwijking van x (dezelfde dimensies als x)	
σ_p	schaalparameter in een extreme waardenverdeling volgens de partiële reeksanalyse (dezelfde dimensies als x)	
σ_s	Stefan-Boltzmann constante	$MT^{-3}\Theta^{-4}$
Φ	constant verlies volgens het Φ -index verliesmodel	$L^{-2}MT^{-1}$ *

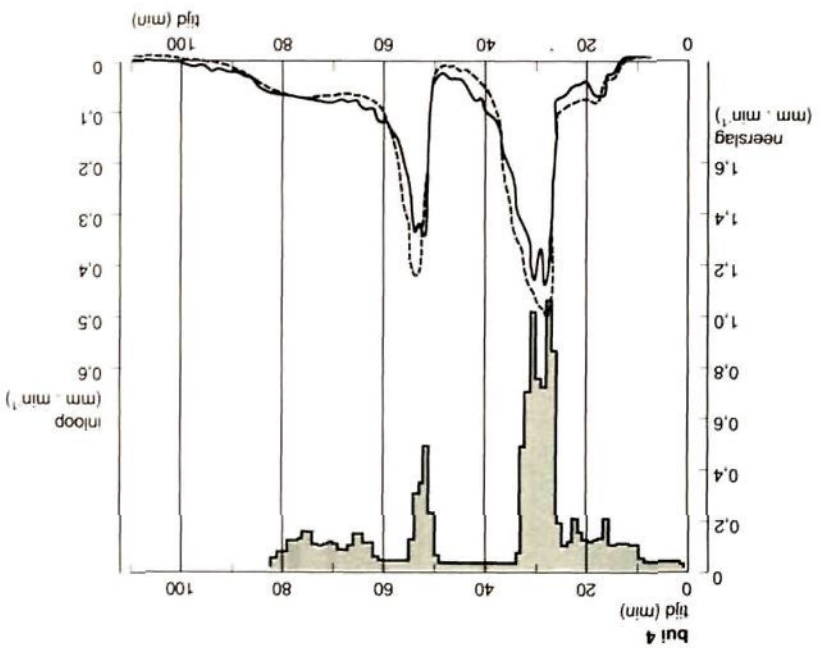
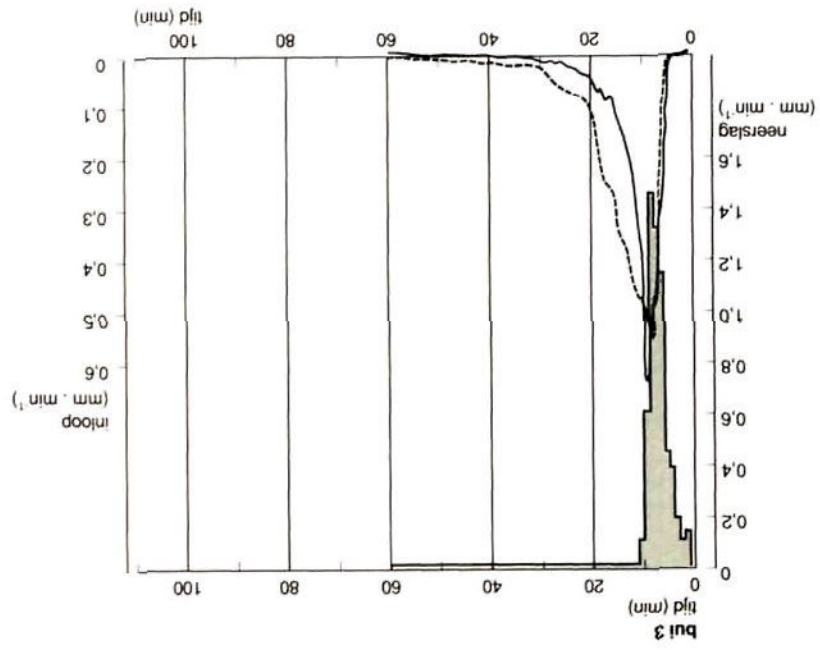
* de dimensies van een specifieke intensiteit zijn formeel $L^{-2}MT^{-1}$; de gebruikelijke eenheden hebben echter de dimensies LT^{-1}

** De dimensies van een neerslag- of afvoersom zijn formeel $L^{-2}M$; de gebruikelijke eenheden hebben echter de dimensie L

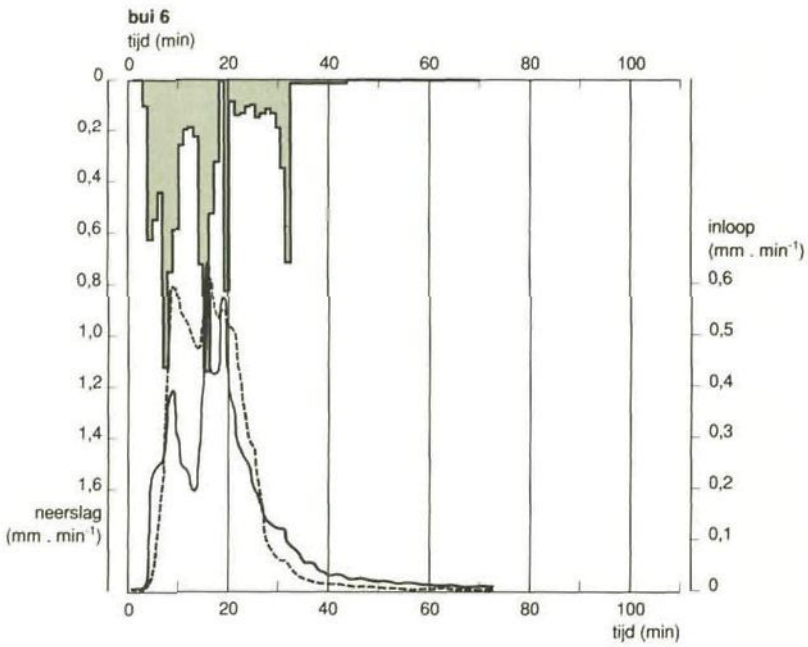
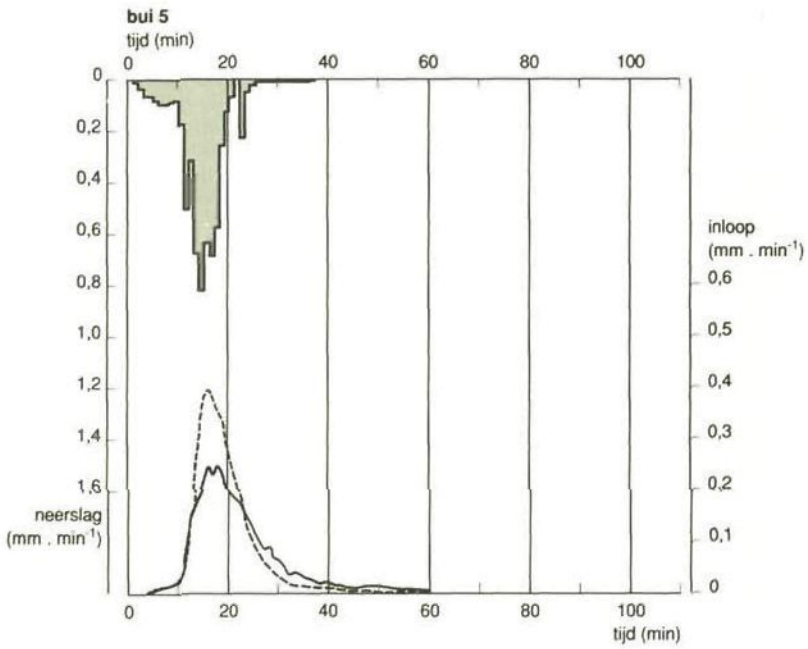
Bijlage 1: Het verloop van de tien buien ten behoeve van de neerslag-inloopmodellen



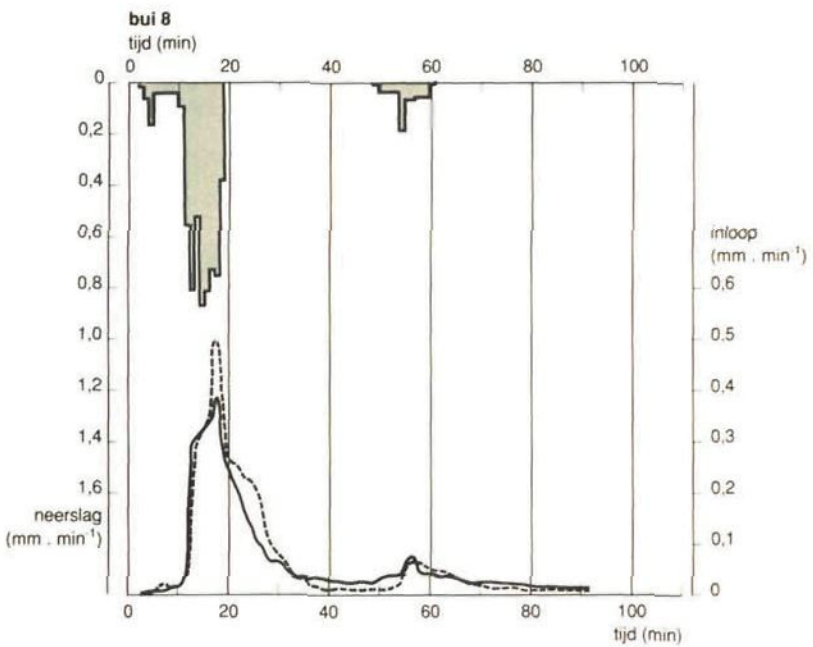
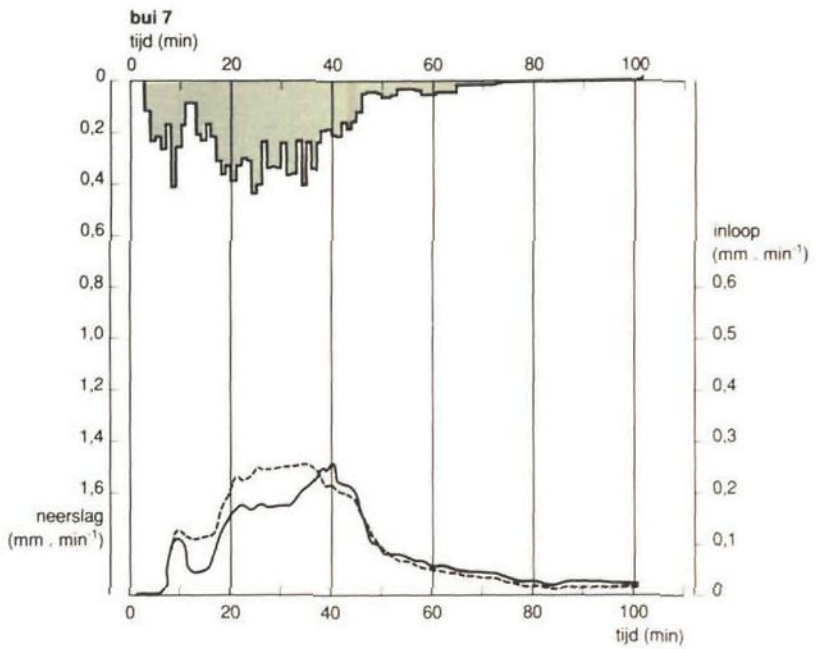
Bijlage 1: (vervolg)



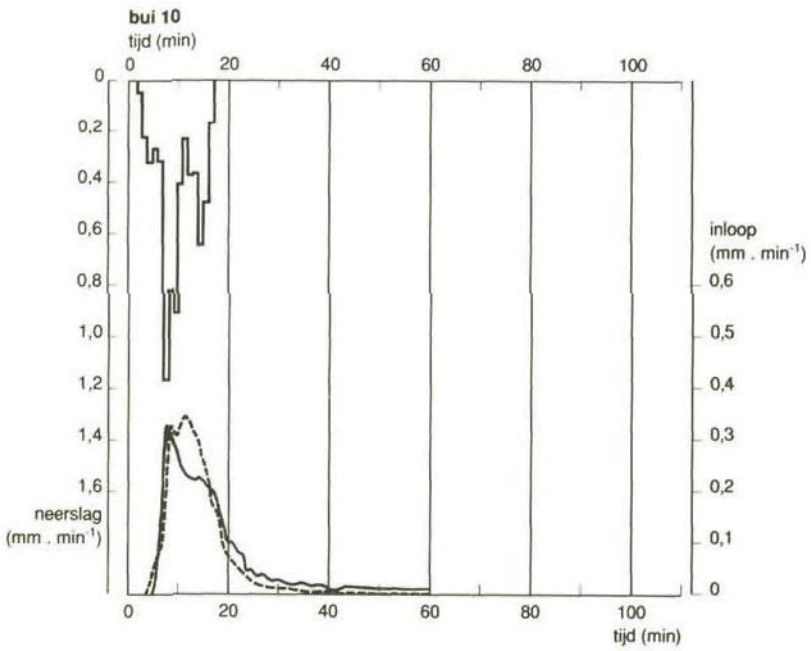
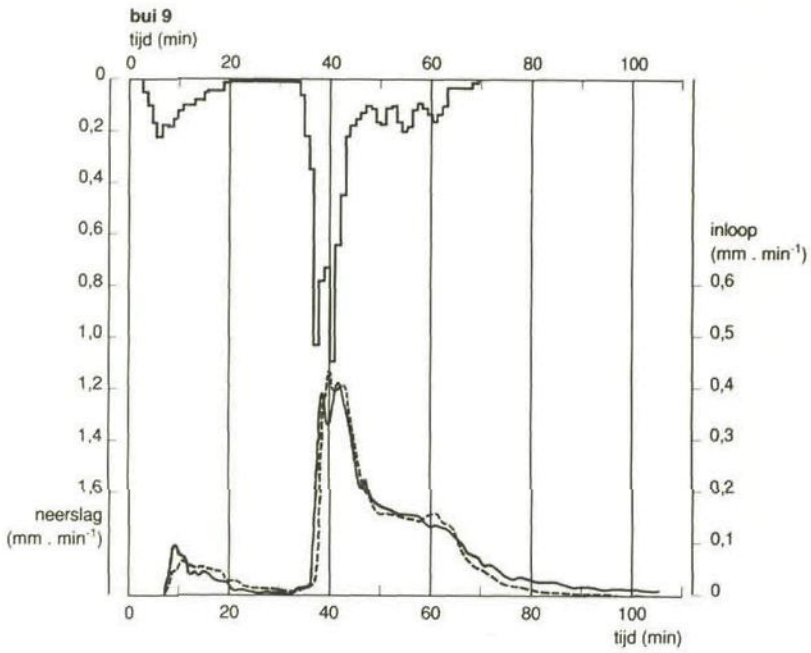
Bijlage 1: (vervolg)



Bijlage 1: (vervolg)



Bijlage 1: (vervolg)



Bijlage 2: De geschatte parameters van de Gumbel-verdelingen van Box-Cox getransformeerde maxima waaruit de duurlijnen zijn afgeleid

Neerslag

$\hat{\mu}$	periode (min) maand	5	10	15	30	45	65	125	180	390	720	1440	2880
1		,58	,07	,21	1,63	2,41	2,38	2,94	1,72	1,29	,91	1,63	6,17
2		,39	,07	,24	,53	,99	2,00	3,24	3,83	3,35	1,62	2,59	2,94
3		,47	,10	,40	,82	1,00	1,04	1,10	1,09	2,09	3,04	2,78	3,01
4		,45	,09	,16	,80	1,23	1,68	3,43	5,73	10,9	53,5	39,1	52,4
5		,25	1,04	1,82	8,69	10,8	3,21	2,10	2,28	1,98	2,46	2,41	4,44
6		,87	1,50	1,93	4,32	6,38	7,78	6,90	4,03	,96	2,22	2,78	65,1
7		,85	2,06	3,05	3,96	4,89	5,93	6,20	4,58	2,54	3,60	8,23	9,13
8		2,86	3,87	3,90	2,47	1,72	1,27	1,25	1,21	1,45	2,64	4,27	5,87
9		,31	,88	1,19	1,64	1,87	2,33	3,70	4,27	4,48	6,47	11,2	17,6
10		,15	,49	,69	1,05	1,84	3,43	8,00	9,48	18,8	11,4	18,3	22,8
11		,27	,84	1,24	2,29	2,74	5,58	48,6	37,9	132,	83,4	13,6	16,9
12		,34	,10	,41	,92	1,25	1,80	6,39	8,91	19,6	12,2	19,3	23,1

$\hat{\sigma}$

$\hat{\sigma}$	periode (min) maand	5	10	15	30	45	65	125	180	390	720	1440	2880
1		,36	,31	,34	1,19	1,33	,99	,63	,17	,07	,02	,12	1,46
2		,29	,29	,18	,15	,39	1,12	1,52	1,52	,75	,13	,37	,55
3		,43	,43	,44	,32	,29	,25	1,58	,11	,48	,98	,73	,86
4		,46	,57	,69	,96	1,13	1,22	2,28	,92	7,48	40,8	28,8	38,3
5		,61	,90	1,21	5,65	7,11	1,15	,48	,58	,45	,64	,66	1,92
6		1,02	1,11	1,13	2,51	3,68	4,37	3,08	1,01	,02	,16	,18	25,1
7		1,20	1,96	2,53	2,83	3,14	3,45	3,38	2,08	,65	1,26	4,44	4,11
8		2,33	2,55	2,18	,71	,26	,10	,07	,06	,09	,40	1,05	1,40
9		,86	1,06	1,14	,97	1,04	1,33	2,00	2,13	2,25	3,63	7,48	12,0
10		,42	,62	,61	,54	1,02	2,10	5,45	6,30	13,1	6,01	9,94	13,6
11		,56	,84	1,03	1,37	1,37	2,99	29,8	21,9	75,9	45,8	3,92	4,17
12		,46	,56	,65	,60	,55	,68	3,49	4,55	11,5	6,76	11,5	12,6

Bijlage 2: (vervolg)

λ	periode (min) maand	5	10	15	30	45	65	125	180	390	720	1440	2880
1		-.10	.0	.38	1.98	1.71	1.15	.79	.03	-.46	-.94	-.31	.62
2		.24	.51	-.61	-.67	.20	.93	.92	.86	.40	-.33	.02	.07
3		.0	.05	.15	-.04	-.14	-.27	-.42	-.56	.08	.35	.20	.18
4		.84	1.01	1.01	1.15	1.03	.91	1.05	1.24	1.36	2.04	1.73	1.73
5		.43	.70	.96	2.12	2.06	.80	.18	.20	.0	.13	.08	.44
6		.72	.57	.57	1.01	1.18	1.18	.92	.47	-.93	-.12	.0	1.55
7		.96	1.15	1.31	1.25	1.25	1.25	1.12	.81	.17	.38	.82	.77
8		1.10	.97	.82	.22	-.19	-.55	-.59	-.64	-.46	.02	.29	.41
9		.26	.34	.35	.30	.34	.45	.62	.64	.54	.65	.85	.99
10		.08	.80	.51	.26	.71	1.14	.64	1.40	1.54	1.10	1.22	1.18
11		1.47	1.44	1.45	1.53	1.35	1.73	2.73	2.32	2.47	2.03	.97	.91
12		.62	.82	.87	.53	.46	.59	1.39	1.39	1.65	1.23	1.33	1.22

Inloop woonwijk Pampus-Blokkerhoek

$\hat{\mu}$	periode (min) maand	5	10	15	25	45	65	120	180	300	600	1440	2880
1		-.69	-.56	-.41	-.14	.25	.56	1.13	1.56	2.35	1.59	1.32	3.35
2		-2.43	-.84	-.48	-.04	.51	.95	2.08	2.55	2.47	2.16	3.49	3.59
3		-1.07	-.54	-.25	.13	.55	.72	.92	1.01	1.25	1.60	1.69	1.80
4		-.96	-.65	-.49	-.25	.12	.43	1.14	1.96	2.67	4.36	5.29	7.97
5		-.30	.21	.62	1.04	1.34	1.37	1.61	1.92	2.08	2.45	2.58	2.94
6		.12	.81	1.17	1.75	2.98	3.70	3.43	2.36	1.24	4.26	23.5	19.9
7		-.15	.49	1.05	1.50	1.96	2.34	2.95	2.93	2.42	2.43	3.56	4.80
8		.68	1.73	1.63	1.39	1.42	1.45	1.42	1.40	1.59	2.43	3.12	3.12
9		-.13	.38	.67	1.02	1.61	2.04	3.23	4.36	4.39	4.67	6.04	6.55
10		-.59	-.17	.09	.45	1.04	1.62	2.65	3.83	6.79	10.7	9.50	10.4
11		-.46	-.15	.10	.56	1.45	2.24	9.50	13.2	17.8	21.3	3.97	17.6
12		-.69	-.40	-.15	.20	.75	1.34	3.95	6.59	10.8	7.12	7.31	9.59

Bijlage 2: (vervolg)

$\hat{\sigma}$	periode (min)												2880
	5	10	15	25	45	65	120	180	300	600	1440		
1	,09	,22	,32	,44	,50	,53	,61	,68	,97	,29	,13	,84	
2	,66	,36	,37	,42	,69	1,01	1,73	1,78	1,17	,68	1,48	1,64	
3	,46	,46	,51	,56	,85	,56	,42	,33	,42	,56	,54	,65	
4	,27	,38	,48	,66	,89	,99	1,38	1,99	2,49	3,67	4,42	6,37	
5	,44	,66	,87	1,03	1,22	1,13	1,15	1,38	1,51	1,79	1,89	2,26	
6	,76	1,08	1,18	1,36	2,01	2,25	1,57	,58	,10	1,04	9,20	8,39	
7	,55	,93	1,31	1,59	1,84	2,10	2,58	2,47	1,85	1,67	2,63	3,61	
8	,56	,84	,59	,34	,32	,31	,26	,22	,25	,33	,49	,79	
9	,67	,93	1,12	1,31	1,64	1,90	2,70	3,56	3,60	3,86	5,13	5,36	
10	,28	,42	,54	,72	1,05	1,42	2,06	3,02	5,27	7,94	6,08	7,19	
11	,17	,31	,48	,79	1,38	1,85	7,11	9,45	12,6	13,1	,98	7,47	
12	,25	,43	,51	,57	,68	,97	2,81	4,53	7,47	4,28	4,45	5,57	

$\hat{\lambda}$	periode (min)												2880
	5	10	15	25	45	65	120	180	300	600	1440		
1	1,16	1,00	,81	,53	,34	,33	,43	,53	,70	,01	,36	,47	
2	-,72	-,13	-,16	,21	,59	,80	1,02	,90	,56	,18	,48	,44	
3	,21	,38	,45	,44	,27	,15	-,06	-,22	-,09	,06	,02	,02	
4	,63	,74	,75	,69	,64	,62	,68	,84	,86	,10	1,05	1,22	
5	,82	,90	1,02	,89	,78	,61	,51	,55	,50	,51	1,56	,51	
6	,82	,72	,62	,63	,86	,91	,69	,25	-,50	,59	1,42	1,42	
7	,78	1,10	1,26	1,09	,93	,92	,91	,80	,52	,43	,60	,68	
8	1,31	,94	,45	-,02	-,15	-,19	-,25	-,30	-,21	-,11	,01	,19	
9	,67	,63	,58	,55	,65	,72	,81	,90	,77	,71	,75	,74	
10	,46	,54	,61	,67	,80	,95	1,00	1,14	1,39	1,42	1,11	1,06	
11	1,25	1,56	1,70	1,71	1,80	1,69	2,23	2,10	1,89	1,71	,43	1,11	
12	,84	,68	,64	,55	,63	,89	1,51	1,64	1,70	1,19	1,02	,99	

Bijlage 2: (vervolg)

Inloop parkeerterrein Noorderwagenglein

$\bar{\mu}$	periode (min)											
	5	10	15	25	45	65	120	180	300	600	1440	2880
1	-1,70	-,50	-,33	-,03	,37	,61	1,10	1,51	2,44	4,03	5,04	10,6
2	-1,37	-,76	-,44	-,05	,36	,65	1,28	1,43	2,00	2,50	3,08	2,96
3	-,69	-,32	-,04	,37	,73	,80	0,87	1,07	1,39	2,05	2,38	2,28
4	-1,03	-,69	-,49	-,29	,04	,30	,75	1,30	1,51	2,22	3,13	4,05
5	-,13	,43	,82	1,15	1,37	1,43	1,57	1,63	1,68	1,90	1,96	2,29
6	-,13	,88	1,18	1,43	1,78	2,25	2,53	2,19	2,65	5,64	9,19	10,9
7	-,01	,64	1,05	1,42	1,62	1,89	2,14	2,07	1,93	2,13	2,86	3,83
8	,51	1,26	2,04	5,09	12,6	20,4	36,7	57,4	71,6	40,0	20,8	21,1
9	-,07	,52	,91	1,34	1,90	2,19	2,87	3,24	3,37	3,30	3,91	3,46
10	-,44	-,01	,26	,59	1,11	1,56	2,41	3,61	6,09	9,55	11,1	7,97
11	-,39	-,01	,31	,90	2,69	5,09	8,82	7,73	8,53	6,86	4,26	19,4
12	-,65	-,32	-,07	,31	,81	1,24	2,15	2,86	3,82	4,17	4,78	6,17

$\hat{\sigma}$	periode (min)											
	5	10	15	25	45	65	120	180	300	600	1440	2880
1	,15	,30	,44	,62	,81	,85	,80	,80	1,36	2,56	2,99	6,86
2	,41	,39	,41	,40	,49	,67	1,01	,91	1,06	1,34	1,86	1,81
3	,29	,41	,49	,65	,65	,54	,37	,42	,65	1,21	1,36	1,11
4	,51	,60	,68	,78	,92	1,01	1,15	1,57	1,61	2,18	2,95	3,57
5	,54	,86	1,02	1,04	1,08	1,04	1,04	1,08	1,15	1,33	1,40	1,74
6	,69	,94	,93	,89	,96	1,15	1,07	,55	1,71	2,13	3,48	4,53
7	,48	,77	,94	1,05	1,00	1,05	1,21	1,19	1,09	1,29	1,85	2,39
8	,25	,40	,73	2,64	8,16	14,2	27,4	44,3	54,6	26,9	11,3	11,2
9	,63	1,01	1,32	1,63	1,98	2,17	2,60	2,82	2,93	2,92	3,54	2,85
10	,32	,53	,66	,77	1,07	1,33	1,85	2,94	4,93	7,60	8,15	5,76
11	,22	,42	,63	1,01	2,40	4,34	6,46	4,94	4,94	3,09	1,35	10,2
12	,34	,60	,73	,97	1,27	1,55	2,11	2,56	3,14	3,43	3,98	4,86

Bijlage 2: (vervolg)

1	periode (min)												1440	2880
	5	10	15	25	45	65	120	180	300	600				
1	1,07	1,02	,97	,96	,77	,60	,47	,50	,78	,99	,97	1,28		
2	,03	,06	,03	-,11	,13	,43	,67	,49	,55	,51	,54	,44		
3	,69	,63	,60	,77	,46	,18	-,16	-,10	,13	,45	,47	,29		
4	,46	,55	,58	,59	,62	,64	,62	,76	,67	,82	,98	1,05		
5	,99	,98	,97	,75	,64	,54	,43	,41	,34	,35	,32	,37		
6	,67	,59	,44	,34	,40	,52	,48	,22	,36	,87	1,11	1,17		
7	1,04	,74	,74	,69	,55	,56	,58	,50	,35	,39	,53	,62		
8	-,30	,16	,49	1,13	1,61	1,84	2,12	2,34	2,44	2,03	1,46	1,35		
9	1,01	1,00	,97	,89	,87	,84	,78	,79	,73	,61	,63	,49		
10	,82	,77	,73	,60	,76	,88	,97	1,19	1,43	1,49	1,36	1,01		
11	1,29	1,54	1,70	1,87	2,48	2,63	2,16	1,71	1,44	1,07	,53	1,20		
12	,87	,83	,86	,87	,89	,92	1,00	1,01	1,01	,92	,85	,83		

Bijlage 3: De geschatte parameters in de partiële reeksanalyses ten behoeve van de bergings-ontwerpafvoerlijnen

Tevens zijn de toetsingsgrootheden voor homogeniteit (R) en exponentiële verdeling (G) vermeld

Neerslag

ontwerpafvoer ($m^3 \cdot s^{-1} \cdot km^{-2}$)	periode	drempel u (mm)	$\hat{\xi}$	$\hat{\sigma}_p$	$\hat{\mu}_p$	$R\sqrt{n}$	G
1	zomer	6,2	2,25	4,82	3,91	1,06	12,1°
	winter	1,75	2,13	1,73	1,31	1,43	13,3°
2	zomer	4,5	2,31	3,64	3,05	0,82	31,4°
	winter	0,75	2,13	1,07	0,81	1,35	22,6°
3	zomer	3,5	2,25	3,65	2,96	0,90	26,3°
	winter	0,25	2,33	0,90	0,76	1,22	29,0°
4	zomer	2,5	2,69	3,21	3,18	0,75	28,4°
	winter	0,0	2,20	0,82	0,65	1,12	23,9°
5	zomer	2,0	2,63	3,10	2,99	0,81	26,1°
	winter	0,0	1,33	0,90	0,26	0,97	19,1°
6	jaar	1,75	2,45	3,20	2,87	1,01	22,1°
7	jaar	1,25	2,58	2,99	2,83	0,97	20,6°
8	jaar	0,9	2,39	3,07	2,67	1,00	16,7°

° = nulhypothese verworpen bij onbetrouwbaarheid van 0,05 enkelzijdig

Inloop woonwijk Pampus-Blokkerhoek

ontwerpafvoer ($m^3 \cdot s^{-1} \cdot km^{-2}$)	periode	drempel u (mm)	$\hat{\xi}$	$\hat{\sigma}_p$	$\hat{\mu}_p$	$R\sqrt{n}$	G
1	zomer	3,0	2,28	3,68	3,03	0,76	10,5°
	winter	0,5	2,24	0,92	0,74	1,07	13,1°
2	zomer	1,5	2,15	3,08	2,36	0,80	13,7°
	winter	0,0	1,58	0,45	0,21	1,27	15,8°
3	jaar	1,0	1,97	2,54	1,72	0,79	13,7°
4	jaar	0,5	2,16	1,86	1,44	0,80	21,0°
5	jaar	0,0	2,56	1,40	1,32	0,86	22,8°
6	jaar	0,0	1,77	1,32	0,75	0,78	14,0°
7	jaar	0,0	1,05	1,41	0,68	1,14	10,0
8	jaar	0,0	0,98	0,90	-0,02	1,12	7,5

° = nulhypothese verworpen bij onbetrouwbaarheid van 0,05 enkelzijdig

Inloop parkeerterrein Noorderwagenplein

ontwerpafvoer ($m^3 \cdot s^{-1} \cdot km^{-2}$)	periode	drempel u (mm)	$\hat{\xi}$	$\hat{\sigma}_p$	$\hat{\mu}_p$	$R\sqrt{n}$	G
10	zomer	3,5	2,33	3,25	2,75	1,35	5,1
	winter	0,75	2,47	0,84	0,76	1,15	9,1
20	zomer	2,0	2,27	2,75	2,25	1,46	4,9
	winter	0,0	2,47	0,44	0,40	1,09	8,2
30	jaar	1,5	2,19	2,05	1,61	1,18	5,5
40	jaar	0,8	2,26	1,68	1,37	1,00	7,9
50	jaar	0,3	2,40	1,25	1,10	0,94	9,1
60	jaar	0,0	2,19	1,06	0,83	0,83	9,8
70	jaar	0,0	1,37	1,00	0,32	0,82	9,6
80	jaar	0,0	0,82	0,98	-0,19	1,22	9,1

° = nulhypothese verworpen bij onbetrouwbaarheid van 0,05 enkelzijdig

Bijlage 4: De geschatte parameters in de partiële reeksanalyses ten behoeve van de overstortingshoeveelheid, de overstortingsduur en de gemiddelde overstortingsintensiteit.

De parameters zijn berekend met de reeksen vijf-minutensommen van de riolinloop in de woonwijk Pampus-Blokkerhoek en in het parkeerterrein Noorderwagenplein en van de neerslag. Tevens zijn de toetsingsgrootheden voor homogeniteit (R) en voor een exponentiële verdeling (G) vermeld.

Neerslag

Stelsel			overstortingshoeveelheid							overstortingsduur						gemiddelde overstortingsintensiteit					
B (mm)	poc (mm/h)	periode	drem- pel u	$\hat{\zeta}$	$\hat{\sigma}_p$	$\hat{\mu}_p$	$R\sqrt{n}$	G	drem- pel u	$\hat{\zeta}$	$\hat{\sigma}_p$	$\hat{\mu}_p$	$R\sqrt{n}$	G	drem- pel u	$\hat{\zeta}$	$\hat{\sigma}_p$	$\hat{\mu}_p$	$R\sqrt{n}$	G	
			(mm)	(5 min)	(mm/h)	(mm)	(mm/h)														
3	1,0	zomer	7,0	2,75	6,00	6,07	1,02	8,6	22	2,75	18,73	18,95	1,02	4,6	9,0	2,88	7,10	7,50	1,04	8,4	
		winter	3,5	2,60	3,35	3,20	1,28	16,1°	22	2,67	17,28	16,94	1,23	9,3	2,5	2,40	2,45	2,15	0,98	49,0°	
4	0,7	zomer	8,0	2,56	6,45	6,06	1,11	8,7	35	2,50	21,23	19,45	0,93	7,2	7,2	2,75	5,99	6,06	1,25	5,5	
		winter	4,5	2,33	4,04	3,42	1,15	14,7°	30	2,73	22,42	22,54	1,34	16,1°	2,0	2,87	2,45	2,58	1,00	75,7°	
4	1,5	zomer	4,5	2,56	5,88	5,53	1,04	11,4°	13	2,25	13,83	11,22	1,28	9,4	8,5	2,75	6,22	6,29	0,80	7,4	
		winter	0,8	2,60	2,48	2,37	1,32	14,6°	5	2,47	9,87	8,91	1,07	12,3°	1,5	2,33	3,53	2,99	1,17	67,7°	
5	0,5	zomer	9,0	2,63	6,69	6,46	1,08	10,3	40	2,56	24,42	22,97	1,04	7,6	6,0	2,44	5,28	4,70	1,15	5,6	
		winter	5,0	2,20	5,83	4,60	1,07	12,0°	30	3,07	32,52	36,44	1,09	18,6°	2,2	2,27	2,50	2,05	0,97	93,7°	
1,0		zomer	5,8	2,50	6,20	5,68	1,20	9,8	17	2,63	18,57	17,92	1,48	4,5	7,0	2,38	5,82	5,03	0,94	7,1	
		winter	2,0	2,33	3,31	2,81	1,20	17,8°	12	2,60	17,46	16,69	1,17	8,0	1,8	2,27	3,00	2,46	1,06	65,1°	
5	2,5	jaar	2,2	2,65	5,29	5,15	1,28	12,8°	5	2,58	7,58	7,18	0,75	20,3°	5,5	2,45	8,84	7,93	1,07	9,5	
6	0,8	zomer	5,0	2,88	6,22	6,57	1,10	11,4°	18	2,50	21,13	19,36	1,31	6,7	5,2	2,50	5,22	4,78	1,25	7,1	
		winter	1,5	2,60	3,79	3,63	1,21	16,1°	14	2,33	22,06	18,69	1,19	9,9	1,5	2,47	2,54	2,29	1,08	59,0°	
6	1,5	jaar	3,3	2,45	6,35	5,70	1,21	10,9°	8	2,71	13,19	13,15	0,95	13,8°	4,2	2,90	6,84	7,29	0,93	9,8	
7	0,5	zomer	7,5	2,50	6,82	6,25	1,00	9,5	30	2,63	24,02	23,19	1,16	6,3	4,1	2,56	3,89	3,66	0,79	6,5	
		winter	2,5	2,47	6,19	5,59	1,40	14,0°	18	2,87	35,93	37,84	1,09	16,2°	1,5	2,07	2,26	1,64	0,97	53,1°	
7	0,7	zomer	5,5	2,31	7,12	5,96	1,10	9,2	20	2,31	22,54	18,90	1,21	6,8	3,7	2,88	4,34	4,58	0,85	7,6	
		winter	1,1	2,67	4,10	4,02	1,30	18,7°	12	2,27	27,50	22,50	1,06	15,7°	1,0	2,73	2,56	2,57	1,18	41,8°	
7	1,0	zomer	3,5	2,50	6,20	5,68	1,08	9,5	10	2,44	17,28	15,40	1,12	6,7	3,5	2,75	5,85	5,92	0,75	12,9°	
		winter	0,0	2,27	3,31	2,71	1,20	20,2	0	2,27	18,03	14,75	0,94	10,4	0,0	2,27	3,63	2,97	1,20	22,4°	
8	0,8	zomer	4,0	2,31	6,77	5,68	1,19	10,0	11	2,75	17,73	17,93	1,04	8,5	3,5	2,63	4,33	4,18	0,75	12,5°	
		winter	0,0	2,13	4,07	3,08	1,19	18,0°	0	2,13	24,38	18,47	0,92	11,2°	0,0	2,13	3,48	2,64	1,22	23,2°	
8	1,5	jaar	1,5	2,39	6,32	5,50	1,16	10,6	4	2,58	12,78	12,11	0,83	11,7°	2,0	2,65	6,53	6,36	1,12	16,0°	
10	0,5	zomer	4,0	2,56	7,42	6,98	1,23	10,2	20	2,19	24,86	19,46	0,97	4,9	2,5	2,75	2,57	2,60	0,73	7,1	
		winter	0,0	2,13	6,16	5,01	1,36	17,0°	0	2,13	42,44	32,15	1,19	14,0°	0,0	2,13	1,74	1,32	1,37	4,0	
10	0,7	zomer	2,0	2,50	7,19	6,59	1,28	9,6	10	2,50	18,00	16,49	1,19	8,3	2,0	2,63	4,06	3,92	0,68	12,4°	
		winter	0,0	1,27	5,91	1,40	1,26	11,2°	0	1,27	36,37	8,60	0,99	14,6°	0,0	1,27	3,15	0,75	1,19	14,8°	
10	0,7	jaar	3,4	2,65	7,52	7,31	1,24	9,6	13	2,65	27,24	26,50	1,04	12,2°	2,5	2,58	4,54	4,30	1,10	11,4°	
10	1,0	jaar	1,8	2,32	6,87	5,79	0,98	11,7°	5	2,65	18,37	17,87	0,85	10,9°	1,5	2,71	5,50	5,48	1,13	19,6°	

Bijlage 4: (vervolg)
Inloop woonwijk Pampus-Blokkerhoek

Stelsel			overstortingshoeveelheid						overstortingsduur						gemiddelde overstortingsintensiteit					
B (mm)	poc (mm/h)	periode	drem- pel u (mm)	$\hat{\xi}$	$\hat{\sigma}_p$	$\hat{\mu}_p$	$R\sqrt{n}$	G	drem- pel u (5 min)	$\hat{\xi}$	$\hat{\sigma}_p$	$\hat{\mu}_p$	$R\sqrt{n}$	G	drem- pel u (mm/h)	$\hat{\xi}$	$\hat{\sigma}_p$	$\hat{\mu}_p$	$R\sqrt{n}$	G
3	1,0	zomer	2,5	2,87	4,53	4,78	0,81	12,3°	13	2,54	14,23	13,29	0,80	9,1	2,7	2,54	2,87	2,68	0,79	6,6
		winter	1,0	2,51	2,05	1,89	1,17	24,7°	10	2,44	13,03	11,62	1,07	13,7°	0,9	2,64	0,87	0,84	1,20	8,3
4	0,7	zomer	3,1	2,80	4,27	4,40	0,81	16,6°	18	2,48	18,61	16,89	0,84	8,6	2,0	2,87	1,90	2,01	0,75	8,3
		winter	1,0	2,57	2,68	2,53	1,21	16,4°	15	2,37	20,42	17,65	1,34	11,2°	0,5	2,97	0,91	0,99	1,18	6,6
4	1,5	jaar	1,2	2,82	4,25	4,40	0,78	13,8°	6	2,82	10,30	10,68	0,88	11,8°	1,8	2,69	3,26	3,22	0,85	10,6
5	0,5	zomer	3,0	2,41	5,66	4,99	1,10	9,5	20	2,28	26,37	21,77	0,80	7,2	1,7	2,61	1,55	1,49	0,70	6,4
		winter	1,0	2,37	3,64	3,15	1,17	13,5°	20	2,05	27,03	19,33	1,25	10,3	0,7	2,37	0,81	0,70	1,30	8,6
5	1,0	jaar	2,0	2,30	5,00	4,16	0,72	10,7°	8	2,89	14,73	15,61	0,88	10,4	1,7	2,49	2,57	2,35	0,72	9,7
5	2,5	jaar	0,0	1,77	4,30	2,46	0,85	10,0	0	1,77	9,44	5,40	0,99	9,7	0,0	1,77	5,68	3,24	0,65	6,0
6	0,8	jaar	1,2	2,82	4,73	4,91	0,94	11,4°	12	2,43	18,08	16,03	0,87	8,7	1,3	2,43	1,98	1,76	0,68	9,4
6	1,5	jaar	0,0	1,90	5,29	3,40	1,04	7,2	0	1,90	15,97	10,26	0,94	8,1	0,0	1,90	4,39	2,82	0,82	8,1
7	0,5	zomer	0,8	2,61	5,48	5,25	1,10	9,4	9	2,74	22,81	22,98	0,98	6,9	0,8	2,74	1,49	1,51	0,96	7,2
		winter	0,0	1,71	3,95	2,13	1,20	10,3	0	1,71	36,27	19,55	1,25	5,1	0,0	1,71	1,26	0,68	1,30	5,9
7	0,7	jaar	0,7	2,82	4,95	5,13	0,97	12,6°	9	2,89	20,73	21,96	0,82	7,8	0,6	2,69	1,88	1,86	0,99	8,8
7	1,0	jaar	0,0	2,30	5,00	4,16	0,72	11,5°	0	2,30	18,14	15,07	0,71	10,4	0,0	2,30	3,16	2,63	0,86	8,3
8	0,8	jaar	0,0	1,77	6,52	3,73	0,94	6,0	0	1,77	26,52	15,05	0,72	5,1	0,0	1,77	3,03	1,73	0,96	7,4
8	1,5	jaar	0,0	1,18	6,00	1,00	1,05	5,1	0	1,18	18,56	3,08	0,63	6,9	0,0	1,18	4,60	0,76	0,87	5,3
10	0,5	jaar	0,0	2,30	5,91	4,91	1,29	9,5	0	2,30	31,26	25,97	0,99	5,4	0,0	2,30	2,19	1,82	1,12	14,2°
10	0,7	jaar	0,0	1,38	6,91	2,21	0,81	5,8	0	1,38	29,52	9,45	0,75	5,3	0,0	1,38	2,96	0,95	0,87	7,9
10	1,0	jaar	0,0	1,12	6,43	0,70	1,01	4,4	0	1,12	23,24	2,52	0,78	6,2	0,0	1,12	3,66	0,40	0,83	6,0

° nulhypothese wordt verworpen bij een onbetrouwbaarheid van 0,05 enkelzijdig

Bijlage 4: (vervolg)

Inloop parkeerterrein Noorderwagenplein

Stelsel		overstortingshoeveelheid							overstortingsduur						gemiddelde overstortingsintensiteit					
B	poc	periode	drem-pel u	ζ	$\hat{\sigma}_p$	$\hat{\mu}_p$	$R\sqrt{n}$	G	drem-pel u	ζ	$\hat{\sigma}_p$	$\hat{\mu}_p$	$R\sqrt{n}$	G	drem-pel u	ζ	$\hat{\sigma}_p$	$\hat{\mu}_p$	$R\sqrt{n}$	G
(mm)	(mm/h)		(mm)						(5 min)						(mm/h)					
3	1,0	zomer	3,0	2,47	4,09	3,70	0,58	5,5	10	2,47	11,00	9,93	0,60	11,3°	3,5	2,80	4,72	4,86	1,07	6,8
		winter	0,9	2,40	2,20	1,93	1,12	13,5°	7	2,54	12,11	11,30	1,33	12,7°	0,6	2,97	1,40	1,52	1,50	7,6
4	0,7	zomer	3,0	2,60	3,79	3,62	0,86	8,1	10	2,53	13,97	12,99	0,64	9,9	2,8	2,87	3,75	3,95	1,45	5,4
		winter	1,0	2,68	2,45	2,42	1,08	15,6°	9	2,97	15,83	17,21	1,29	14,7°	0,5	2,82	1,36	1,41	1,31	7,4
4	1,5	jaar	1,2	2,74	3,90	3,93	0,80	5,0	5,5	2,47	8,81	7,96	1,12	15,2°	2,4	2,67	4,96	4,88	1,38	5,9
5	0,5	zomer	3,0	2,33	4,41	3,74	0,95	8,0	10	2,73	16,76	16,85	0,77	8,1	2,5	2,33	3,50	2,97	0,91	5,2
		winter	1,0	2,40	3,28	2,87	1,33	12,2°	10	2,26	25,53	20,80	1,15	9,1	0,7	2,54	1,12	1,05	1,43	7,6
5	1,0	zomer	1,0	2,47	4,09	3,70	0,58	5,5	5	2,40	10,00	8,76	0,82	23,3°	1,0	2,74	2,77	2,79	0,99	8,1
		winter	0,0	1,48	2,14	0,84	1,04	14,8°	1	1,48	12,38	4,87	1,17	11,7°	0,0	1,06	1,88	0,10	1,03	3,7
5	1,0	jaar	1,5	2,67	4,07	4,01	0,99	6,1	5,5	3,15	11,35	13,04	0,97	15,2°	2,0	2,74	4,19	4,23	1,19	7,3
5	2,5	jaar	0,0	2,06	3,56	2,57	0,84	4,0	0	2,06	7,13	5,15	1,08	8,6	0,0	2,06	6,64	4,79	1,20	2,9
6	0,8	jaar	1,1	2,54	4,45	4,15	0,97	6,2	7	2,67	14,31	14,07	0,90	22,0°	1,6	2,81	3,19	3,30	1,11	7,6
6	1,5	jaar	0,0	2,06	4,26	3,07	0,82	4,5	0	2,06	11,23	8,10	1,19	11,7°	0,0	2,06	5,99	4,32	1,12	3,7
7	0,5	zomer	0,8	2,47	4,41	3,98	0,83	8,1	4	2,80	14,45	14,88	0,87	14,4°	0,7	2,87	2,96	3,12	0,84	4,9
		winter	0,0	1,77	3,32	1,88	1,32	17,4°	0	1,77	28,28	16,06	1,28	9,8	0,0	1,77	1,44	0,82	1,18	4,9
7	0,7	jaar	0,8	2,33	4,65	3,93	0,87	7,4	7	2,26	16,82	13,73	1,08	14,7°	1,0	2,61	2,91	2,78	1,01	5,9
7	1,0	jaar	0,0	2,26	4,26	3,48	0,79	6,0	0	2,26	15,00	12,25	0,85	11,1°	0,0	2,26	4,62	3,77	1,29	4,6
8	0,8	jaar	0,0	2,06	4,53	3,27	0,85	5,4	0	2,06	18,80	13,56	0,95	11,3°	0,0	2,06	3,90	2,81	1,33	3,5
8	1,5	jaar	0,0	1,44	3,75	1,37	0,87	4,4	0	1,44	11,71	4,27	0,99	16,3°	0,0	1,44	5,35	1,95	1,51°	3,0
0	0,5	jaar	0,0	1,85	5,25	3,23	0,92	6,4	0	1,85	26,59	16,38	0,92	8,2	0,0	1,85	2,42	1,49	1,00	5,0
10	0,7	jaar	0,0	1,30	5,26	1,39	0,74	4,9	0	1,30	23,74	6,28	0,93	6,7	0,0	1,30	3,53	0,93	0,83	2,8
10	1,0	jaar	0,0	1,03	4,65	0,13	0,92	4,2	0	1,03	16,67	0,47	0,90	8,4	0,0	1,03	4,40	0,12	1,19	3,3

° nulhypothese wordt verworpen bij een onbetrouwbaarheid van 0,05 enkelzijdig

Colofon

Typewerk: Tekstverwerking RIJP/Dir. Flevoland
Tekenwerk: Pasveer Cartographics, Lelystad
Tekenkamer WA RIJP/Dir. Flevoland
Zet- en drukwerk: Casparie Almere

Stellingen

behorende bij het proefschrift van F.H.M. van de Ven, 1989. Van neerslag tot rioolinloop in vlak gebied.

1. Een neerslaginloopmodel mag niet ontbreken in een rioolontwerpmethode.
2. Door beter gebruik te maken van de verdamping en de afstroming via de ondergrond wordt de waterbeheersing van stedelijk gebied goedkoper.
3. Bergings-ontwerpafvoerlijnen vormen een goede basis voor de dimensionering van riolering in vlak gebied.
4. Ten onrechte wordt in de stedelijke hydrologie veelvuldig gebruik gemaakt van de jaar-maximummethode ('extreme value series') bij de bepaling van de herhalingstijd van extrema.
5. De afgevoerde neerslag van een drukke verkeersweg mag niet ongezuiverd worden geloosd. Alle snelwegen moeten daarom worden voorzien van riolering.
6. Drinkwatervoorzienings- en huisvestingsprojecten in ontwikkelingslanden dienen een component te bevatten ter verbetering van de afvoer van regen- en afvalwater.
7. Registers van persoonsnamen, zoals literatuuroverzichten, dienen alfabetisch te worden gerangschikt op de volledige achternaam; eventuele voorvoegsels dienen te worden beschouwd als onderdeel van die achternaam.
8. Technisch vernuft is noodzakelijk om het natuurlijk evenwicht tussen de mens en zijn leefomgeving te herstellen.
9. De Markerwaard blijft het maken waard.
10. In verkiezingstijd wordt het politieke toneel straattheater.
11. Het schrijven van een proefschrift is een vorm van vrijetijdsbesteding.