

# **RUIMTELIJK DISCRETE MODELLERING VAN OPPERVLAKKIGE AFVOER IN HET STROOMGEBIED VAN DE HERTSBERGEBEEK**

Ilja Van Bever

Studentennummer: 01101483

Promotoren: Prof. dr. ir. Jan Baetens en Prof. dr. ir. Niko Verhoest

Tutor: ir. Jan De Bie (Vlaamse Landmaatschappij)

Masterproef voorgelegd voor het behalen van de graad: Master of Science in de  
bio-ingenieurswetenschappen: milieutechnologie

Academiejaar: 2017 - 2018



De auteur en promotor geven de toelating deze scriptie voor consultatie beschikbaar te stellen en delen ervan te kopiëren voor persoonlijk gebruik. Elk ander gebruik valt onder de beperkingen van het auteursrecht, in het bijzonder met betrekking tot de verplichting uitdrukkelijk de bron te vermelden bij het aanhalen van resultaten uit deze scriptie.

The author and promoter give the permission to use this thesis for consultation and to copy parts of it for personal use. Every other use is subject to the copyright laws, more specifically the source must be extensively specified when using results from this thesis.

Ghent, 17 augustus 2018

The promotors,

The author,

Prof. dr. ir. Jan Baetens

Prof. dr. ir. Niko Verhoest

Ilja Van Bever



# **VOORWOORD**

De ontwikkeling en analyse van een model vergen heel wat tijd en denkwerk. Ik wil dan ook iedereen bedanken die mij hierbij heeft bijgestaan. In de eerste plaats bedank ik natuurlijk mijn promotoren Prof. dr. ir. Jan Baetens en Prof. dr. ir. Niko Verhoest. Ze hebben mij niet alleen de mogelijkheid gegeven een thesis te maken over dit onderwerp, maar hebben mij, waar nodig, ook met raad en daad bijgestaan. Daarnaast bedank ik ook ir. Jan De Bie en Dr. ir. Thomas Vansteenkiste voor het uitwisselen van data en de kalibratie van het PDM. Ik vond het zeer interessant om een thesis te kunnen doen in samenwerking met de VLM en VMM.

Ik bedank natuurlijk iedereen die mij gesteund heeft gedurende deze thesisperiode, waaronder mijn broer, mijn mama, mijn papa, mijn oma en uiteraard ook alle vrienden die voor de nodige ontspanning hebben gezorgd.



# **SAMENVATTING**

In deze thesis werd een model ontwikkeld voor oppervlakkige afvoer. Hiermee wordt de directe afvoer bedoeld die de som is van de *interflow* en de oppervlakte-afvoer (Sectie 1.2.1). In de thesis zal de term “directe afvoer” worden gebruikt.

Directe afvoer speelt een rol in tal van belangrijke processen, zoals erosie, het ontstaan van overstromingen en de verspreiding van polluenten. Hydrologische modellen voor het simuleren van directe afvoer worden dan ook frequent toegepast. Traditioneel wordt er voornamelijk gebruik gemaakt van zogenaamde geaggregeerde modellen, zoals het *probability distributed model* (PDM). Deze modellen hebben echter een aantal nadelen. Zo hebben hun parameters geen fysische betekenis en laten ze niet toe rekening te houden met de ruimtelijke heterogeniteit van het stroomgebied. Om aan deze nadelen tegemoet te komen, werden reeds heel wat fysisch gebaseerde modellen ontwikkeld. De klassieke fysisch gebaseerde modellen zijn echter gebaseerd op partiële differentiaalvergelijkingen. Daardoor impliceren ze een redelijk hoge computationale kost en dienen er regelmatig vereenvoudigingen te worden gemaakt.

Cellulaire automaten zijn een goed alternatief voor de bestaande fysisch gebaseerde modellen. Zo zijn ze computationeel gezien efficiënter daar ze inherent paralleliseerbaar zijn. Daarnaast hebben ze nog tal van voordelen. Ze zijn bijvoorbeeld gemakkelijk combineerbaar met andere modellen en laten toe op een eenvoudige manier om te gaan met complexe randvoorwaarden. In deze thesis werd een continue cellulaire automaat ontwikkeld voor de ruimtelijk expliciete modellering van directe afvoer (Hoofdstuk 3) in het stroomgebied van de Hertsbergebeek, een stroomgebied in West-Vlaanderen met een oppervlakte van ongeveer 75 km<sup>2</sup> (Hoofdstuk 2). Voor de modelkalibratie werden data ter beschikking gesteld door de Vlaamse Milieumaatschappij (VMM) en de Vlaamse Landmaatschappij (VLM). Zo waren er tijdreeksen beschikbaar van de potentiële evapotranspiratie (PET) en de neerslag in het stroomgebied, net als een tijdreeks van het debiet ter hoogte van een debietsmeetpunt in het meest stroomafwaarts gelegen punt van het stroomgebied.

Na de modelontwikkeling werd een modelkalibratie uitgevoerd voor testperiodes van

150-250 h (Hoofdstuk 4). Wegens de lange rekentijd van het model, zou het kalibreren van alle parameters echter een te hoge computationele kost impliceren. Vandaar werd er eerst een globale sensitiviteitsanalyse uitgevoerd om de belangrijkste parameters te selecteren. Om naast de beschrijvende kracht ook de voorspellende kracht van het model te testen, werd tenslotte een modelvalidatie uitgevoerd. Zowel de beschrijvende als de voorspellende kracht van het model werd vergeleken met die van een variant van het PDM dat wordt gebruikt door de Vlaamse Milieumaatschappij (VMM).

# **INHOUDSOPGAVE**

<b>Voorwoord</b>	i
<b>Nederlandse samenvatting</b>	iii
<b>Inhoudsopgave</b>	vi
<b>1 Modellering van oppervlakte-afvoer</b>	1
1.1 Introductie . . . . .	1
1.2 Hydrologische cyclus . . . . .	1
1.2.1 Afvoer . . . . .	2
1.2.2 Basisafvoerscheiding . . . . .	3
1.3 Hydrologische modellering . . . . .	5
1.3.1 Empirische modellen . . . . .	6
1.3.2 Fysisch gebaseerde modellen . . . . .	8
1.3.3 Conceptuele modellen . . . . .	11
1.3.4 Evolutie in runoff-modellering . . . . .	13
1.4 Continue cellulaire automaten . . . . .	14
1.4.1 Historiek en algemeenheden . . . . .	14
1.4.2 Gebruik van cellulaire automaten voor hydrologische modellering .	16
<b>2 Gebiedsbeschrijving en voorbereidende data-analyse</b>	19
2.1 Inleiding . . . . .	19
2.2 Aflijning van het stroomgebied . . . . .	21
2.3 Gebiedsbeschrijving . . . . .	21
2.4 Analyse van de tijdreeksen . . . . .	22
2.5 Basisafvoerscheiding . . . . .	32
<b>3 Modelontwikkeling</b>	39
3.1 Inleiding . . . . .	39
3.2 De vergelijking van Manning . . . . .	39

3.3 Modelconstructie . . . . .	40
3.3.1 Algemene opbouw . . . . .	40
3.3.2 Randvoorwaarden en omgevingsdefiniëring . . . . .	47
3.3.3 Modelparameters . . . . .	48
3.4 Benchmarksimulaties . . . . .	50
3.4.1 Tijdreeksen . . . . .	50
3.4.2 Modelsimulatie 1 . . . . .	52
3.4.3 Modelsimulatie 2: aangepaste infiltratiecapaciteiten en $n_{waterlopen}$ .	52
3.4.4 Modelsimulatie 3: <i>von Neumann neighbourhood</i> . . . . .	53
3.4.5 Modelsimulatie 4: DTM-gebaseerde hellingen . . . . .	54
3.4.6 Bespreking rekentijd . . . . .	55
<b>4 Gevoelighedsanalyse en modelkalibratie</b>	<b>63</b>
4.1 Inleiding . . . . .	63
4.2 Globale en lokale sensitiviteitsanalyse . . . . .	64
4.2.1 Sensitiviteit . . . . .	64
4.2.2 Globale sensitiviteitsanalyse . . . . .	64
4.2.3 Lokale sensitiviteitsanalyse . . . . .	71
4.3 Modelkalibratie . . . . .	74
4.3.1 Kalibratieprocedure . . . . .	74
4.3.2 Bespreking gekalibreerde modellen . . . . .	76
4.3.3 Vergelijking met het PDM . . . . .	77
4.4 Modelvalidatie . . . . .	79
4.5 Invloed van de basisafvoerscheiding . . . . .	85
<b>5 Discussie</b>	<b>91</b>
<b>6 Conclusie en toekomstperspectieven</b>	<b>95</b>
<b>Bibliografie</b>	<b>96</b>
<b>Bijlage A Tabellen</b>	<b>103</b>
A.1 Datagaten in debiettijdreeks . . . . .	103

# **LIJST MET AFKORTINGEN**

**AET** actuele evapotranspiratie

**BBK** bodembedekkingskaart

**CCA** continue cellulaire automaat

**CFD** *Computational Fluid Dynamics*

**CML** *Coupled-map lattices*

**DTM** digitaal terreinmodel

**HRU** *hydrological response unit*

**INBO** Instituut voor Natuur- en Bosonderzoek

**KMI** Koninklijk Meteorologisch Instituut

**LBM** *Lattice Boltzmann Models*

**LGA** *Lattice Gas Automata*

**MRE** maximale relatieve fout

**NSE** *Nash-Sutcliffe model efficiency coefficient*

**PET** potentiële evapotranspiratie

**RWZI** rioolwaterzuiveringsinstallatie

**SAE** som van de absolute fouten

**SHE** *Système Hydrologique Européen*

**SI-eenheden** eenheden volgens het *Système international d'unités*

**SRE** som van de relatieve fouten

**SSE** som van de gekwadrateerde fouten

**TOPMODEL** *TOPOgraphy based hydrological MODEL*

**USDA** *United States Department of Agriculture*

**VLM** Vlaamse Landmaatschappij

**VMM** Vlaamse Milieumaatschappij



# HOOFDSTUK 1

## **MODELLERING VAN**

## **OPPERVLAKTE-AFVOER**

### **1.1 Introductie**

De hydrologie bestudeert de distributie van water over de aarde alsook het transport van water over en onder het aardoppervlak [2]. Hydrologie heeft een grote invloed op menselijke activiteiten, gaande van grondwaterwinning tot het bestrijden van overstromingen. Daarom wordt hydrologie niet enkel vanuit een wetenschappelijk perspectief bestudeerd, maar ook vanuit een ingenieursperspectief, waarbij getracht wordt praktisch bruikbare voorspellingen te doen in functie van het waterbeheer [3]. De relatie tussen neerslag en oppervlakte-afvoer is één van de meest bestudeerde onderwerpen. Oppervlakte-afvoer leidt immers tot erosie en wanneer rivieren uit hun oevers treden ontstaan overstromingen.

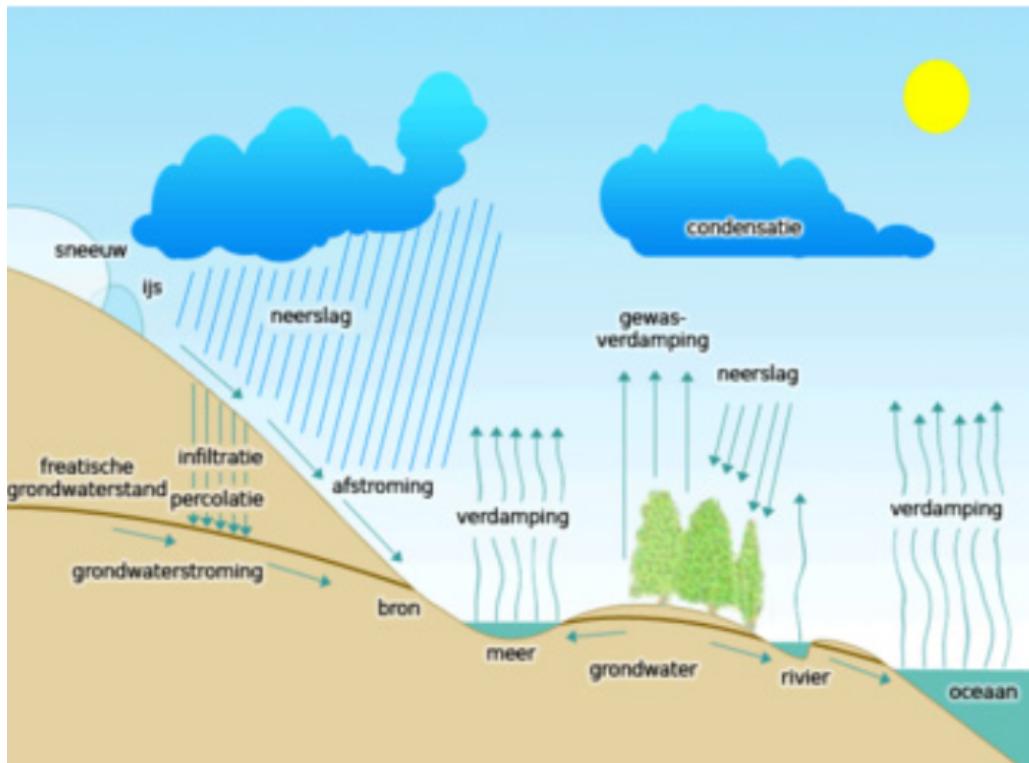
In deze thesis werd een model ontwikkeld voor oppervlakkige afvoer. Hiermee wordt de directe afvoer bedoeld die de som is van de *interflow* en de oppervlakte-afvoer (Sectie 1.2.1). In de thesis zal de term “directe afvoer” worden gebruikt.

### **1.2 Hydrologische cyclus**

Een cruciaal studieobject van de hydrologie is de hydrologische cyclus. Deze cyclus beschrijft de continue beweging van water op, boven en onder het aardoppervlak (Figuur 1.1) [3].

Na condensatie in de wolken valt water als neerslag uit de lucht en komt daardoor op het land en in de oceanen terecht. Een deel van het water wordt hierbij eerst opgevangen door vegetatie, een proces dat men interceptie noemt. Het deel van het geïntercepteerde water dat niet terug verdampst komt op het landoppervlak terecht.

Nadat de neerslag het landoppervlak bereikt heeft, infiltrert een deel van het water in de grond. De rest stroomt over het land naar de rivieren, een proces dat men directe afvoer noemt. De effectieve neerslag is het deel van de neerslag dat aanleiding geeft tot deze afvoer. Geïnfiltreerd water kan opgenomen worden door vegetatie of percoleren tot diepere bodemlagen waar het voor de voeding van het grondwater zorgt. Het grondwater stroomt, net als de directe afvoer, af naar de rivieren, van waaruit het uiteindelijk in de oceanen terechtkomt. Het verdampen van water vanuit de oceaan of vanop het landoppervlak noemt men evaporatie, terwijl voor het verdampen van water via de stomata van planten de term transpiratie wordt gebruikt. Vaak neemt men beide processen tegelijk in beschouwing. Men spreekt dan van evapotranspiratie.



Figuur 1.1: Hydrologische cyclus [4].

### 1.2.1 Afvoer

Afvoer is het water dat afstroomt naar het uitlaatpunt van het stroomgebied [3]. Onder afvoer verstaat men zowel de afstroming via de rivieren als die over en onder het landoppervlak. Ze wordt typisch opgedeeld in drie componenten: oppervlakteafvoer, *interflow* en grondwaterafvoer [5]. De drie componenten worden hieronder

besproken, net als hun invloed op een was in de rivier (Figuur 1.2).

Oppervlakte-afvoer is het water dat over het landoppervlak stroomt. Ze is de snelst opkomende component binnen een was in de rivier. Oppervlakte-afvoer kan twee oorzaken hebben. Een eerste mogelijke oorzaak is het ontstaan van een infiltratieoverschot. Dit wilt zeggen dat de infiltratiecapaciteit van de bodem, of de maximale snelheid waarmee water in de bodem kan infiltreren, kleiner is dan de neerslagintensiteit. Oppervlakte-afvoer die op deze manier tot stand komt wordt Horton-afvoer genoemd [6]. Een tweede mogelijke oorzaak van oppervlakte-afvoer is het ontstaan van een verzadigingsoverschot. In dit geval is de bodem waterverzadigd, waardoor geen extra water meer kan geborgen worden en alle neerslag via het oppervlak wordt afgevoerd. De oppervlakte-afvoer die op deze manier ontstaat noemt men Dunne-afvoer [7, 8]. Aangezien de omvang van het gebied dat aanleiding geeft tot dit type afvoer variabel is in functie van de tijd, spreekt men van een “variabel brongebied”.

De tweede component binnen een was in de rivier (Figuur 1.2) is die van de *interflow*. *Interflow* is afvoer van water in de toplaag van de bodem. Ze ontstaat veelal wanneer er zich in de bodem een semi-ondoorlaatbare laag bevindt. Doordat het water in de bodem meer weerstand ondervindt dan het water dat over het landoppervlak stroomt, draagt *interflow* pas later bij tot een debietsverhoging in de rivier.

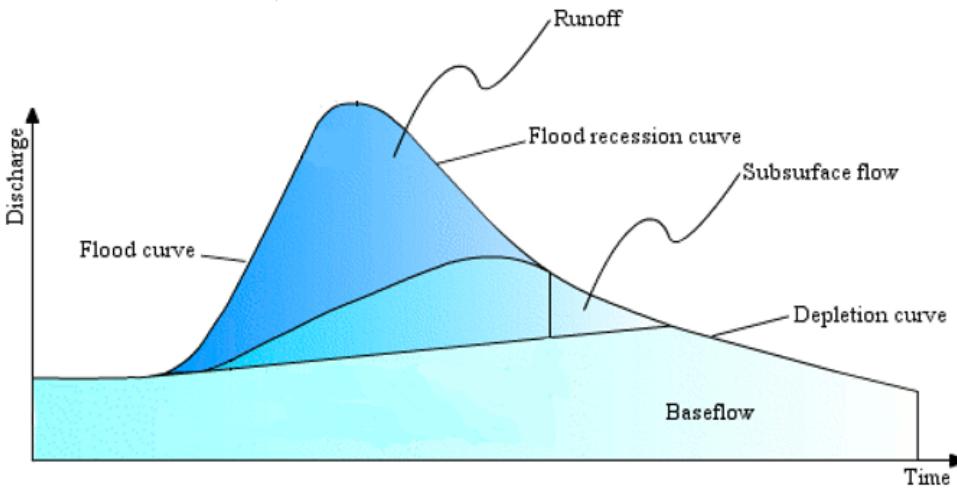
De laatst opkomende component is afkomstig van de afvoer van grondwater (Figuur 1.2). De grondwaterafvoer of basisafvoer hangt af van de hoogte van de grondwaterspiegel en neemt exponentieel af na het optreden van een bui. In modellering wordt dit negatief exponentieel verloop ook wel de recessiekromme genoemd [6]. Deze wordt veelal benaderd door middel van volgende formule:

$$Q(t) = Q_0 e^{-(t-t_0)/k} . \quad (1.1)$$

Hierin is  $Q_0$  [ $\text{m}^3\text{h}^{-1}$ ] de grootte van de basisafvoerpiek,  $t_0$  [h] het tijdstip waarop deze piek bereikt wordt en  $k$  [ $\text{h}^{-1}$ ] de recessieconstante die bepaalt hoe snel de recessie verloopt.

## 1.2.2 Basisafvoerscheiding

Zoals hierboven beschreven is een was in de rivier opgebouwd uit twee componenten, namelijk de basisafvoer en de directe afvoer, bestaande uit oppervlakte-afvoer en *interflow*. Wanneer het de bedoeling is de verschillende processen afzonderlijk te modelleren, dient men deze componenten dus ook van elkaar te kunnen onderschei-



Figuur 1.2: Hydrogram met onderscheid tussen basisafvoer (*baseflow*), *interflow* (*subsurface runoff*) en oppervlakte-afvoer (*runoff*) [9].

den op het hydrogram. Het hydrogram is de grafiek die het verloop van het debiet weergeeft op een bepaalde plaats in de rivier. Hoewel er experimentele methoden bestaan, nl. via de bepaling van isotopenconcentraties in het rivierwater, om het onderscheid te maken, worden deze omwille van hun kostprijs maar zelden gebruikt [10]. Een eerste alternatief is het gebruik van grafische methoden [3]. Een nadeel van deze methoden is echter dat ze niet werkbaar zijn in het geval van lange tijdreeksen. Daarom maakt men meestal gebruik van numerieke methoden. Twee klassieke numerieke methoden zijn de één-parametermethode en twee-parametermethode.

De één-parametermethode stelt dat  $Q_b(t)$  [ $\text{m}^3\text{h}^{-1}$ ], de basisafvoer op een bepaald tijdstip  $t$ , kan geschreven worden in functie van de directe afvoer op dat tijdstip  $Q_d(t)$ , de basisafvoer op het voorgaande tijdstip  $Q_b(t-1)$  en de parameter  $\kappa$  [11, 12] :

$$Q_b(t) = \kappa Q_b(t-1) + (1 - \kappa) Q_d(t), \quad (1.2)$$

waarvoor

$$\kappa = \exp\left(\frac{-1}{k}\right), \quad (1.3)$$

met  $k$  de recessieconstante tijdens de periode zonder directe afvoer [13] (Vergelijking 1.1). In het twee-parameteralgoritme van Boughton [14] wordt extra flexibiliteit toegevoegd door middel van een tweede parameter  $C$ , waardoor de formule als volgt kan worden geschreven:

$$Q_b(t) = \kappa Q_b(t-1) + C Q_d(t). \quad (1.4)$$

Hierbij kan  $C$  berekend worden op basis van  $BFI_{max}$ , de maximale lange-termijnfractie van de basisafvoer tot de totale afvoer :

$$C = \frac{(1 - k) BFI_{max}}{1 - BFI_{max}}. \quad (1.5)$$

In de literatuur worden nog tal van andere parametrische methoden beschreven [15]. Een optimale aanpak is echter nog niet gevonden [10].

## 1.3 Hydrologische modellering

Modellen spelen een belangrijke rol in de hydrologie. Niet alleen worden ze gebruikt om onze kennis over hydrologische fenomenen te verbeteren. Het zijn onmisbare tools om op een goede manier aan waterbeheer te kunnen doen. Echter, wie met modellen werkt dient te weten dat het perfecte model niet bestaat. Wie een geschikt model zoekt voor een bepaald probleem, moet daarom met veel zaken rekening houden, zoals de processen die een bepaald model in beschouwing neemt, de veronderstellingen onderliggend aan het model, de beschikbare data en middelen en het precieze doel van de studie [10].

Een belangrijk onderscheid kan gemaakt worden tussen zogenaamde geaggregeerde en gedistribueerde modellen. Geaggregeerde modellen beschouwen het stroomgebied als één eenheid en hebben dan ook slechts één output. Ze hebben weinig parameters en zijn daardoor vrij gemakkelijk te kalibreren. Een groot nadeel van deze modellen is echter dat ze niet toelaten rekening te houden met ruimtelijke heterogeniteit. Zo zal het bijvoorbeeld niet mogelijk zijn om de hydrologische gevolgen van ruimtelijke veranderingen, zoals een verandering in het type landgebruik, in te schatten. Gedistribueerde modellen bieden hiervoor een uitkomst. Het zijn ruimtelijk discrete modellen die veelal gebaseerd zijn op partiële differentiaalvergelijkingen. Ze genereren een resultaat voor iedere ruimtelijke eenheid en laten ook toe per eenheid gepaste parameters te definiëren. Een nadeel hiervan is echter dat het aantal parameters van deze modellen zeer hoog kan oplopen, waardoor de kalibratie bemoeilijkt wordt. Daarnaast vereisen deze modellen een zeer lange rekentijd. Een compromis is te werken met *hydrological response units* (HRUs) [10]. Hierbij verdeelt men het stroomgebied in ruimtelijke eenheden waarvan dezelfde hydrologische respons wordt verwacht. Deze verdeling is gebaseerd op geografische informatie en laat toe de ruimtelijke heterogeniteit in rekening te brengen, terwijl men de rekentijd binnen te perken houdt. Vanwege hun intermediaire karakter staan deze modellen ook wel bekend als *semi-distributed* of *semi-lumped*.

De belangrijkste types hydrologische modellen worden in volgende secties besproken. Eerst worden de empirische modellen besproken (Sectie 1.3.1). Dit zijn veelal geaggregeerde modellen. Aangezien ze volledig data-gebaseerd zijn, is het moeilijk ze te veralgemenen en zijn ze niet extrapoleerbaar naar andere stroomgebieden. Het tweede type modellen dat besproken wordt zijn de fysisch gebaseerde modellen (Sectie 1.3.2). Deze zijn meestal gedistribueerd en zijn gebaseerd op fysisch relevante vergelijkingen en parameters. Het derde type modellen zijn de conceptuele modellen (Sectie 1.3.3). Ook deze modellen bevatten fysisch relevante parameters, maar zijn niet of slechts in beperkte mate gedistribueerd en zijn veelal opgebouwd uit opslagelementen.

### 1.3.1 Empirische modellen

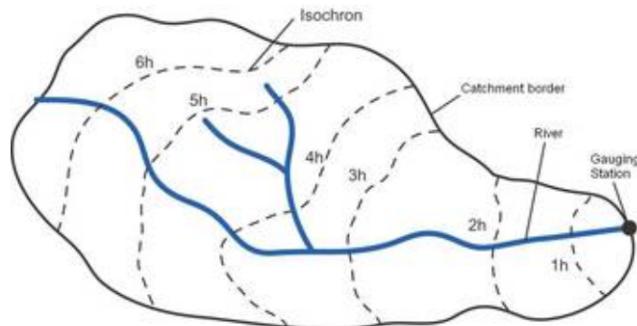
De empirische aanpak is zonder twijfel de oudste binnen de hydrologische modelleering. Reeds in 1851 publiceerde Thomas James Mulvaney de rationele methode [16]. Dit model laat toe het piekdebiet van een rivier ( $Q_p$ ) na een regenbui te voorspellen. Ze is gebaseerd op volgende vergelijking:

$$Q_p = CA\bar{R}, \quad (1.6)$$

met  $A$  [ $\text{m}^2$ ] de oppervlakte van het stroomgebied,  $\bar{R}$  [ $\text{m h}^{-1}$ ] de maximale intensiteit van de regenval en  $C$  de runoffcoëfficiënt [-], een empirische parameter die weergeeft welke fractie van de regen voor een bijdrage aan het debiet van de rivier zorgt. Aangezien de runoffcoëfficiënt hier de enige parameter is, is het model gemakkelijk te kalibreren. Het probleem is echter wel dat deze coëfficiënt afhankelijk is van de eigenschappen van het stroomgebied en van het type regenbui. Extrapolatie van het model wordt daardoor zeer moeilijk.

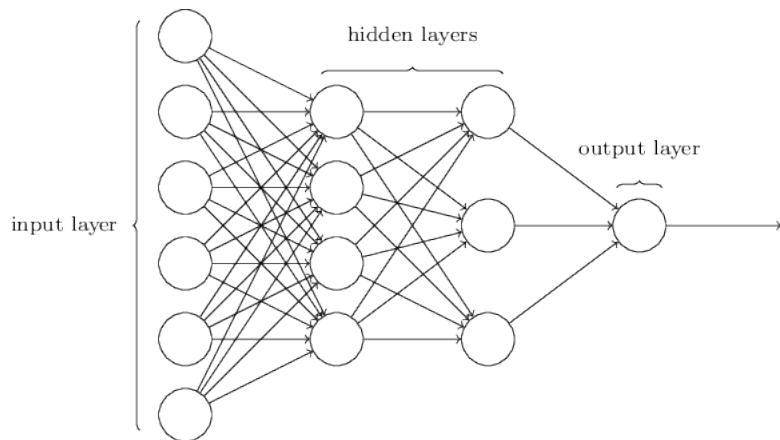
Een andere empirische methode is de tijd-oppervlaktemethode [10]. Hierbij deelt men het stroomgebied op in verschillende deelgebieden, waaraan men een bepaalde (constante) reistijd toekent (Figuur 1.4). Het concept kan voor het eerst teruggevonden worden bij de Franse ingenieur Édouard Imbeaux [17]. Door middel van kalibratie kan per deelgebied een runoffcoëfficiënt worden vastgelegd, waardoor de methode toelaat een volledig hydrogram te simuleren.

Ook meer geavanceerde *machine learning* technieken kunnen gebruikt worden bij het hydrologisch modelleren. Een bekend voorbeeld zijn neurale netwerken [10]. Deze



Figuur 1.3: tijd-oppervlaktediagram [18].

modellen voorspellen een outputvariabele (bijv. het debiet) a.d.h.v. een reeks inputvariabelen (bijv. de hydrologische gegevens van de voorgaande tijdstappen). Ze zijn opgebouwd uit een combinatie van sigmoidale en lineaire functies, waarbij de regressiecoëfficiënten geen enkele fysische betekenis hebben [10]. De structuur van neurale netwerken is gelaagd, waarbij de outputs van de functies binnen de ene laag als inputs voor de functies binnen de volgende laag dienen. Nadelen van neurale netwerken zijn de moeilijke interpreteerbaarheid en het grote risico op overparameterisatie [19].



Figuur 1.4: Neuraal netwerk. De verschillende nodes stellen functies voor die aan elkaar gekoppeld zijn [20].

Hoewel vele empirische modellen toelaten een continue afvoertijdreeks te genereren, geldt in het algemeen dat ze weinig of geen informatie geven over de reële fysische processen. De empirische parameters dienen daardoor telkens opnieuw gekalibreerd te worden, waardoor gekalibreerde modellen moeilijk extrapoleerbaar zijn naar andere stroomgebieden.

### 1.3.2 Fysisch gebaseerde modellen

Een totaal ander type hydrologische modellen zijn de fysisch gebaseerde modellen. Aangezien deze modellen gebaseerd zijn op fysisch relevante relaties, zijn ze fysisch interpreteerbaar en geven ze ons meer informatie over de hydrologische processen die in werkelijkheid plaatsvinden. Fysisch gebaseerde modellen beschrijven een aaneenschakeling van hydrologische processen. Deze processen worden typisch beschreven aan de hand van partiële differentiaalvergelijkingen die gebaseerd zijn op massa- en momentumbalansen. Via gemeenschappelijke randvoorwaarden worden de verschillende processen gekoppeld. Processen die in fysisch gebaseerde modellen geïncorporeerd kunnen zijn, zijn onder andere stroming in de onverzadigde zone, grondwaterstroming, oppervlakte-afvoer, *interflow*, kanaalstroming, infiltratie, interceptie en evapotranspiratie. Hoewel de parameters in deze modellen een fysische betekenis hebben, is het belangrijk op te merken dat ze telkens opnieuw gekalibreerd moeten worden. Aangezien fysisch gebaseerde modellen over het algemeen gedistribueerd zijn, loopt het aantal parameters vaak hoog op, waardoor de kalibratie moeilijk kan zijn [10].

Voor het modelleren van stroming in de onverzadigde zone wordt typisch gebruik gemaakt van de Richardsvergelijking [21]:

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial z} \left[ K(\psi) \left( \frac{\partial \psi}{\partial z} + 1 \right) \right], \quad (1.7)$$

met  $\theta$  [-] het volumetrisch vochtgehalte,  $K(\psi)$  [m/s] de hydraulische conductiviteit in functie van de matrixpotentiaal  $\psi$  [m] en  $z$  [m] de plaatshoogte. Deze vergelijking laat toe transiënte stroming te modelleren rekening houdende met het feit dat de hydraulische conductiviteit afhankelijk is van het vochtgehalte in de bodem. Om dit verband in rekening te brengen, dienen echter eerst de waterretentiecurve en de hydraulische conductiviteitscurve van de bodem te worden achterhaald. Aangezien de experimentele bepaling van deze curves redelijk wat werk vereist, baseert men zich hiervoor vaak op de functionele vormen van de waterretentiecurve, waaronder die van Brooks en Corey [22] en die van van Genuchten [23]. De parameters uit deze vergelijkingen worden, omwille van praktische redenen, meestal bepaald aan de hand van pedotransferfuncties. Dit zijn functies die als input niet meer nodig hebben dan eenvoudig te bepalen bodemkarakteristieken, zoals de bulkdensiteit en het kleigehalte.

Voor het gedistribueerd modelleren van de grondwaterstroming wordt de vergelijking van Darcy gebruikt [24]:

$$J_w = -K_s \frac{dh}{dw}, \quad (1.8)$$

met  $J_w$  [ $\text{m s}^{-1}$ ] de Darciaanse flux,  $K_s$  [ $\text{m s}^{-1}$ ] de verzadigde hydraulische conductiviteit,  $h$  [m] de piëzometrische hoogte en  $w$  [m] de richting waarin de flux wordt beschouwd. In combinatie met een massabalans geeft ook deze vergelijking aanleiding tot partiële differentiaalvergelijkingen, zoals de Boussinesq vergelijking voor transiënte grondwaterstroming [25]:

$$\frac{\partial^2}{\partial x^2}(h^2) + \frac{\partial^2}{\partial y^2}(h^2) = \frac{2\eta_e}{K_s} \frac{\partial h}{\partial t} - \frac{2R_e}{K_s}, \quad (1.9)$$

met  $h$  [m] de piëzometrische hoogte,  $\eta_e$  [-] de effectieve porositeit en  $R_e$  [ $\text{m s}^{-1}$ ] de netto hoeveelheid water die per tijdseenheid wordt toegevoegd aan de grondwatertafel.

Bij de modellering van infiltratie veronderstelt men meestal homogene bodemeigenschappen en een horizontaal vochtfront. Dit laatste betekent dat er een scherpe overgang is tussen de onverzadigde en de verzadigde zone. Een van de meest gebruikte fysisch gebaseerde vergelijkingen is ongetwijfeld de Green-Ampt vergelijking, die kan worden afgeleid van de vergelijking van Darcy voor verzadigde stroming [26]:

$$f(t) = K_s \left( \frac{h_0(t) - \psi_f}{z_f(t)} + 1 \right). \quad (1.10)$$

Hierin zijn  $f(t)$  [ $\text{m s}^{-1}$ ],  $z_f(t)$  [m] en  $h_0(t)$  [m] respectievelijk de infiltratiesnelheid, de diepte van het vochtfront en de diepte van de waterplas op tijdstip  $t$ .  $K_s$  [ $\text{m s}^{-1}$ ] is de verzadigde hydraulische conductiviteit en  $\psi_f$  [m] is de matrixpotentiaal onder het vochtfront.

Oppervlaktestroming wordt typisch slechts in één dimensie gemodelleerd, waarbij men uitgaat van gemiddelde waterhoogtes en snelheden. Hierbij gebruikt men de de Saint-Venant vergelijkingen [27]. De eerste van deze vergelijkingen is een massabalansvergelijking:

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\partial A}{\partial t} - q = 0, \quad (1.11)$$

met  $Q$  [ $\text{m}^3\text{s}^{-1}$ ] het debiet,  $A$  [ $\text{m}^2$ ] de doorsnede van de beschouwde stroming en  $q$  [ $\text{m}^2\text{s}^{-1}$ ] de hoeveelheid runoff die per lengte-eenheid wordt toegevoegd. De tweede vergelijking van de Saint-Venant beschrijft de momentumbalans:

$$\frac{\partial v}{\partial t} + v \frac{\partial v}{\partial x} + g \left( \frac{\partial y}{\partial x} - S_0 + S_f \right) = 0, \quad (1.12)$$

met  $v$  [ $\text{m s}^{-1}$ ] de stroomsnelheid,  $g$  [ $\text{m s}^{-2}$ ] de valversnelling,  $y$  [m] de hoogte van het wateroppervlak ten opzichte van de bodem,  $S_f$  [-] het wrijvingsverhang en  $S_0$  [-] het

bodemverhang, gegeven door de sinus van de hoek die het bodemoppervlak maakt t.o.v. de horizontale. Omwille van computationele redenen worden vaak vereenvoudigde vormen van de Saint-Venant vergelijkingen gebruikt, zoals de kinematische en diffuse golfvergelijkingen, waarbij bepaalde termen uit de momentumbalans worden weggelaten.

Verder dienen nog processen zoals evapotranspiratie en interceptie te worden gebruikt. Dit kan door gebruik te maken van bijvoorbeeld de Penman-Monteith vergelijking voor evapotranspiratie [28] en het Rutter model voor interceptie [29].

Gedistribueerde modellen zijn bijgevolg typisch opgebouwd uit partiële differentiaalvergelijkingen. Aangezien deze differentiaalvergelijkingen veelal niet lineair zijn, dient men zich tot numerieke oplossingsmethoden te wenden, zoals de eindige-differentiemethode en de eindige-elementenmethode. Dit kan echter voor een zware computationele kost zorgen. Een eerste manier om deze kost te beperken is het verminderen van de ruimtelijke resolutie. Zo vermindert echter de mogelijkheid van het model om rekening te houden met ruimtelijke heterogeniteit. Een alternatief is het maken van veronderstellingen waardoor de gebruikte vergelijkingen kunnen vereenvoudigd worden. Zo kan men bijvoorbeeld opteren om de kinematische golfvergelijking in plaats van de Saint-Venant vergelijkingen te gebruiken. Een derde optie is het verminderen van de dimensionaleit van het probleem. Dit wordt bijvoorbeeld gedaan bij het *Système Hydrologique Européen* (SHE) model [30]. In het SHE model wordt de stroming in de onverzadigde zone benaderd door een 1-dimensionale neerwaartse stroming en wordt de grondwaterstroming als een 2-dimensionale stroming beschouwd.

Partiële differentiaalvergelijkingen zijn echter niet de enige manier om spatio-temporele problemen te behandelen. Waar veel van de klassieke modellen werken met partiële differentiaalvergelijkingen, is het ook mogelijk om te werken met partiële differentievergelijkingen. In dit geval worden de vergelijkingen niet opgemaakt in functie van continue ruimtelijke en temporele variabelen, maar in functie van discrete variabelen (Sectie 1.4). Modellen die op deze manier werken, worden ook wel *coupled-map lattices* genoemd. *Coupled-map lattices* zijn gelijkaardig aan cellulaire automaten, maar onderscheiden zich omwille van het feit dat ze werken met continue toestandsvariabelen [31]. Ze hebben enkele voordelen ten opzichte van de klassieke modellen. Zo zijn ze bijvoorbeeld gemakkelijk om te construeren en aan te passen en van nature paralleliseerbaar.

### 1.3.3 Conceptuele modellen

Bij conceptuele modellen wordt de omgeving vaak gemodelleerd als een verzameling aaneengeschakelde opslagelementen, waarbij het transport van water tussen de opslagelementen de verschillende hydrologische transportprocessen voorstelt. In tegenstelling tot bij fysisch gebaseerde modellen gebeurt de modellering van de verschillende processen ruimtelijk impliciet, waardoor de modelstructuur als kunstmatig kan worden beschouwd. Omwille van hun eenvoud en de gemakkelijke kalibratie worden conceptuele modellen vaak gebruikt in hydrologische modellering.

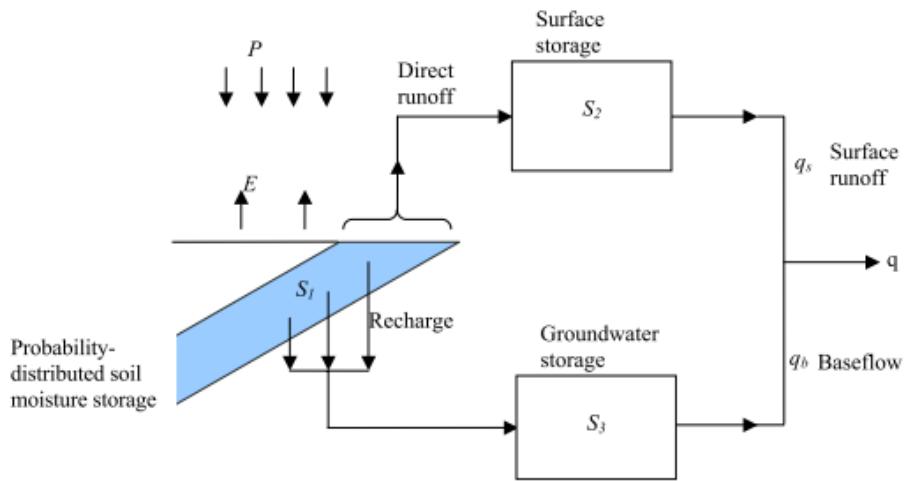
Hoewel ze niet gedistribueerd zijn, kunnen conceptuele modellen wel rekening houden met de heterogeniteit van het stroomgebied. Een eerste manier waarop dit kan gebeuren is door de eigenschappen van het stroomgebied te beschouwen als distributies. Een bekend voorbeeld is het *probability distributed model* (PDM) van Moore [32] en wordt hieronder behandeld (Sectie 1.3.3). Een andere manier is door gebruik te maken van topografie-gerelateerde variabelen. Zo wordt bij het *TOPOgraphy based hydrological MODEL* (TOPMODEL) een topografische index  $\lambda_i$  gedefinieerd [33, 34]:

$$\lambda_i = \ln \left( \frac{a_i}{\tan \beta_i} \right). \quad (1.13)$$

Hierin wordt per locatie  $i$  een topografische index  $\lambda_i$  gedefinieerd die afhankelijk is van de lokale helling ( $\beta_i$ ) en van het drainerend oppervlak per eenheid van contourlengte ( $a_i$ ) [m]. Ze is bepalend voor de hydrologische respons van een locatie. Zo zal de stand van de grondwatertafel hoger zijn ter hoogte van locaties met een grotere topografische index. Deze locaties zullen vervolgens eerder deel uitmaken van het variabele brongebied en aanleiding geven tot Dunne-afvoer (Sectie 1.2.1).

#### Probability-distributed model (PDM)

Het PDM is een geaggregeerd model dat toelaat om afvoertijdreeksen te voorspellen [32]. Het stelt het stroomgebied voor aan de hand van drie reservoirs (zie figuur 1.5). Wanneer water op de bodem terechtkomt, kan het in de bodem infiltreren. Op die manier komt het water terecht in het bergingsreservoir  $S_1$ , dat de berging van water in de onverzadigde zone van de bodem voorstelt. Dit geïnfiltreerde water kan vervolgens via drainage terechtkomen in het grondwaterreservoir  $S_3$ , waar het aanleiding kan geven tot basisafvoer. Water dat, ten gevolge van een verzadigingsoverschot, niet kan infiltreren, komt terecht in het afvoerreservoir  $S_2$ , langs waar het aanleiding geeft tot directe afvoer.



Figuur 1.5: Modellering van afvoer door middel van een PDM (*probability distributed model*).

Voor het berekenen van de afvoer wordt ervan uitgegaan dat iedere locatie een bepaalde bergingscapaciteit heeft en dat wanneer deze capaciteit overschreden wordt, directe afvoer wordt gegenereerd. De hoeveelheid water die maximaal door de bodem kan worden geborgen ( $S_1$ ) is afhankelijk van de bergingscapaciteit van een bepaalde locatie in het stroomgebied ( $c$ ). De bergingscapaciteit binnen het stroomgebied wordt voorgesteld door een gekende distributie, zoals de Pareto-distributie.  $F(c)$ , de fractie van het stroomgebied met een bergingscapaciteit kleiner of gelijk aan de waarde  $c$  [m], kan bijgevolg berekend worden a.d.h.v. volgende formule:

$$F(c) = 1 - \left( \frac{c_{max} - c}{c_{max} - c_{min}} \right)^b, \quad (1.14)$$

voor  $0 \leq c \leq c_{max}$ , met  $c_{max}$  [m] de maximale bergingscapaciteit binnen het stroomgebied,  $c_{min}$  [m] de minimale bergingscapaciteit binnen het stroomgebied en  $b$  een dimensieloze parameter. De ogenblikkelijke afvoer op tijdstip  $t$  ( $q(t)$ ) kan berekend worden door de te bergen neerslag ( $\pi(t)$ ) te vermenigvuldigen met de fractie van het stroomgebied waarvan de bergingscapaciteit is overschreden ( $F(C^*(t))$ ):

$$q(t) = \pi(t) F(C^*(t)). \quad (1.15)$$

De snelheid waarmee neerslag dient geborgen te worden kan berekend worden door per tijdsinterval  $i$ ,  $(t, t + \delta t)$ , het verschil te berekenen tussen de gemiddelde neerslag  $P_i$  [ $m s^{-1}$ ] en de som van de gemiddelde evaptranspiratiesnelheid  $E'_i$  [ $m s^{-1}$ ] en de

gemiddelde drainagesnelheid  $d_i$  [ $\text{m s}^{-1}$ ]:

$$\pi_i = P_i - E'_i - d_i. \quad (1.16)$$

Gedraaide water wordt in het model toegevoegd aan het zogenaamde grondwaterreservoir  $S_3$ . De gemiddelde drainagesnelheid tijdens tijdstinterval  $i$  hangt af van de mate waarin  $S(t)$  [m], de bergingscapaciteit op tijdstip  $t$ , een drempelwaarde  $S_t$  [m] overschrijdt:

$$d_i = \frac{1}{k_g} (S(t) - S_t)^{b_g}, \quad (1.17)$$

met  $k_g$  [s] een tijdsconstante en  $b_g$  een dimensieloze exponent. Gedraaide water zorgt voor de basisafvoercomponent van het hydrogram, een proces dat in PDM veelal gemodelleerd wordt als een niet-lineair reservoir dat kan beschreven worden door de Horton-Izzardvergelijking [35]:

$$\frac{dq}{dt} = a(u - q)q^b, \quad (1.18)$$

met  $q > 0$ ,  $-\infty < b < 1$ . Hierbij is  $q$  [ $\text{m}^3\text{s}^{-1}$ ] de uitstroom uit het reservoir, is  $u$  [ $\text{m}^3\text{s}^{-1}$ ] de instroom in het reservoir en zijn  $a$  en  $b$  parameters. Op een gelijkaardige manier wordt de directe-afvoercomponent van het hydrogram gekoppeld aan het water in het afvoerbasin. Als model wordt hiervoor typisch een keten van twee lineaire reservoirs gebruikt.

### 1.3.4 Evolutie in runoff-modellering

Runoff-modellering kent veel toepassingen. Runoff speelt dan ook een belangrijke rol in verschillende processen, zoals erosie, het ontstaan van overstromingen en het transport van polluenten. De klassieke runoff-modellen zijn geaggregeerde modellen. Hoewel deze modellen slechts toelaten het hydrogram op één plek binnen het stroomgebied te bepalen, worden ze nog regelmatig gebruikt [10]. Ze hebben immers als voordeel dat ze computationally efficiënt en gemakkelijk te kalibreren zijn. Het PDM wordt vandaag de dag door de VMM gebruikt binnen het operationeel waterbeheer in Vlaanderen [36] (Sectie 1.3.3).

Later werden ook gedistribueerde modellen ontwikkeld. Doordat bij deze modellen het stroomgebied wordt verdeeld in een grid, kunnen de fysische processen op een ruimtelijk expliciete manier worden gemodelleerd. Hierdoor kan de ruimtelijke variabiliteit in rekening worden gebracht. Een nadeel van deze modellen is echter wel dat ze gebaseerd zijn op partiële differentiaalvergelijkingen, waardoor de benodigde rekentijd hoog kan oplopen. Bijgevolg dienen er vereenvoudigingen te worden ge-

maakt. Zo wordt bovengrondse stroming meestal slechts in één dimensie gemodelleerd, waarbij gebruik gemaakt wordt van de Saint-Venant vergelijkingen of van een vereenvoudigde versie ervan [10]. Een zeer vereenvoudigd type gedistribueerde modellen zijn modellen die gebaseerd zijn op een digitaal terreinmodel (DTM) [37]. Bij deze modellen wordt de stroomrichting per cel bepaald aan de hand van het DTM. Er wordt dus geen rekening gehouden met de diepte van de waterkolom [1].

Waar de fysisch gebaseerde modellen voorlopig nog niet toelaten runoff op een 2-dimensionale en tegelijkertijd transiënte manier te modelleren, kunnen modellen gebaseerd op continue cellulaire automaten een oplossing bieden [1]. Doordat bij cellulaire automaten de modellering enkel gebaseerd is op lokale interacties, zijn ze van nature paralleliseerbaar, waardoor de rekentijd van het model kan worden ingekort [31]. Bovendien hebben ze tal van voordelen. Zo laten ze bijvoorbeeld toe op een vrij gemakkelijke manier om te gaan met complexe randvoorwaarden en is het makkelijk om nieuwe elementen aan het model toe te voegen [38, 39]. In volgende sectie worden de historiek en de algemeenheden van cellulaire automaten besproken, evenals de toepassingen binnen de hydrologie.

## 1.4 Continue cellulaire automaten

### 1.4.1 Historiek en algemeenheden

Een cellulaire automaat bestaat uit een grid van cellen, waarbij iedere cel zich in één van een eindig aantal toestanden kan bevinden. Per tijdstap wordt het grid aangepast. Hierbij wordt de nieuwe toestand van iedere cel bepaald aan de hand van een transitieregel, rekening houdende met de toestand van de buurcellen. Cellulaire automaten kunnen gebruikt worden voor spatio-temporele modellering. In tegenstelling tot de klassieke spatio-temporele modellen, die gebaseerd zijn op partiële differentiaalvergelijkingen, zijn ze echter volledig discreet, zowel in tijd, plaats als in toestandsruimte.

Cellulaire automaten werden in het leven geroepen in de jaren 40. Het concept werd bedacht door de wetenschappers John von Neumann en Stanislaw Ulam. De oorspronkelijke bedoeling was de ontwikkeling van een zelfreplicerend systeem dat als analogon kon dienen voor biologische evolutie [31]. Hoewel in de jaren 50 en 60 het onderzoek naar cellulaire automaten wel verderging, bleef in die periode het aantal toepassingen buiten de computerwetenschappen eerder beperkt. Daar kwam echter verandering in toen in 1970 John Conway's *Game of Life* gepubliceerd werd [40]. De

*Game of Life* is een 2-dimensionale cellulaire automaat waarbij de cellen slechts twee toestanden kunnen hebben: “levend” of “dood”. Deze is gebaseerd op een beperkte set regels:

- een levende cel met minder dan twee levende buren sterft;
- een levende cel met twee of drie levende buren blijft in leven;
- een levende cel met meer dan drie buren sterft;
- een dode cel met exact drie levende buren komt tot leven.

Ondanks de eenvoud van de regels kon de *Game of Life* aanleiding geven tot zeer complexe structuren. Dit toonde aan dat cellulaire automaten gebruikt konden worden als een reductionistische benadering voor complexe problemen.

Een andere belangrijke doorbraak kwam er in de jaren 80 met het onderzoek van Stephen Wolfram. Wolfram deed systematisch onderzoek naar 1-dimensionale automaten, waarbij hij een classificatiesysteem voor deze automaten ontwikkelde [41]. Hij toonde ook aan dat heel wat complexe natuurlijke fenomenen kunnen verklaard worden aan de hand van simple interacties tussen de deelcomponenten, waardoor cellulaire automaten een handige tool zijn bij het modelleren van fysische processen [41].

*Coupled-map lattices* (CML's) zijn, net zoals cellulaire automaten, discreet met betrekking tot tijd en ruimte. Ze onderscheiden zich echter door het feit dat ze uitgaan van continue lokale toestandsvariabelen, waardoor ze ook soms “continue cellulaire automaten” worden genoemd. Door deze eigenschap zijn CML's perfecte vervangers van modellen met partiële differentiaalvergelijkingen en kennen ze een brede waaier aan toepassingen, waaronder de modellering van warmtetransport, wolkenvorming en kristalvorming [31, 42, 43, 44].

Sinds het onderzoek van Wolfram hebben cellulaire automaten toegang gevonden tot de verschillende takken van de wetenschap. Hoewel de meest aanvaarde manier van modelleren nog altijd is a.d.h.v. partiële differentiaalvergelijkingen, wordt men zich in toenemende mate bewust van de voordelen van cellulaire automaten. Daarbij komt dat het analytisch oplossen van partiële differentiaalvergelijkingen vaak onmogelijk is, waardoor discretisatie ook bij de klassieke modellen vaak vereist is [45]. Het werken met cellulaire automaten heeft heel wat voordelen. Ten eerste zijn ze zeer toegankelijk. Omdat ze gebaseerd zijn op lokale regels, zijn ze conceptueel gezien simpel en hun modulaire opbouw zorgt ervoor dat het gemakkelijk is om nieuwe

elementen aan het model toe te voegen [38]. Ten tweede zijn ze van nature paralleliseerbaar, wat de rekentijd beperkt [39]. Ten derde maakt het werken in een discrete context het gemakkelijker om te werken met complexe randvoorwaarden [39]. Een nadeel van cellulaire automaten is dat ze niet leiden tot analytische oplossingen en dat ze computationeel irreduceerbaar zijn. Dit laatste wil zeggen dat iedere stap in het proces dient doorgerekend te worden, zonder dat de mogelijkheid bestaat gebruik te maken van een “computationele shortcut” [31].

### **1.4.2 Gebruik van cellulaire automaten voor hydrologische modellering**

Reeds in 1973 werden cellulaire automaten geïntroduceerd voor het modelleren van fluïdumgedrag op microschaal [46]. De oudste fluïdummodellen zijn de *Lattice Gas Automata* (LGA). Deze modellen werken met een Booleaanse toestandsvariabele die de aanwezigheid van een fluïdumpartikel in een bepaalde cel van het grid weergeeft. Omdat deze modellen aanleiding geven tot veel statistische ruis werden later *Lattice Boltzmann Models* (LBM) ontwikkeld. Deze zijn computationeel efficiënter en werken met een continue toestandsvariabele die voor de dichtheid aan partikels staat [47, 48]. Van beide types cellulaire automaten kan worden aangetoond dat ze aanleiding geven tot fluïdumgedrag zoals voorspeld door de Navier-Stokes vergelijkingen [49].

Hoewel fluïdummodellen op microschaal wel toepasbaar zijn binnen bijvoorbeeld *Computational Fluid Dynamics* (CFD), is het aantal toepassingen van cellulaire automaten pas sterk beginnen toenemen op het moment dat men macroscopische modellen begon te ontwikkelen. Zo werden bijvoorbeeld modellen ontwikkeld voor stroming in de onverzadigde zone [50], runoff [1, 51, 52], grondwaterstroming [53] en erosie [54]. Er zijn macroscopische modellen ontwikkeld, zowel op basis van empirische als op basis van fysisch gebaseerde regels. Deze laatste hebben als voordeel dat de parameters fysisch gebaseerd zijn, waardoor de kalibratie gemakkelijker is.

Macroscopische cellulaire automaten met fysisch gebaseerde regels hebben in de hydrologie een groot potentieel. Net zoals klassieke gedistribueerde modellen zijn het spatio-temporele modellen die toelaten rekening te houden met de ruimtelijke variabiliteit binnen stroomgebieden. Door ze te koppelen met GIS-systemen, kunnen ze daardoor verworden tot een gebruiksvriendelijke tool, bijvoorbeeld om de gevallen te bepalen van veranderingen in landgebruik op de hydrologische processen in een stroomgebied. Door de inherente paralleliseerbaarheid van cellulaire automaten zijn ze computationeel gezien efficiënter dan de klassieke gedistribueerde modellen,

waardoor winst kan geboekt worden op het vlak van resolutie of processen bijvoorbeeld in meerdere dimensies kunnen gemodelleerd worden [1, 55]. Daarnaast biedt de discrete aanpak de mogelijkheid om op een gemakkelijke manier om te gaan met discontinue randvoorwaarden en zorgt de eenvoudige opbouw van cellulaire automaten ervoor dat ze gemakkelijk te combineren zijn met modellen uit andere disciplines, zoals bijvoorbeeld de ecologie [55, 56].



## HOOFDSTUK 2

# **GEBIEDSBESCHRIJVING EN**

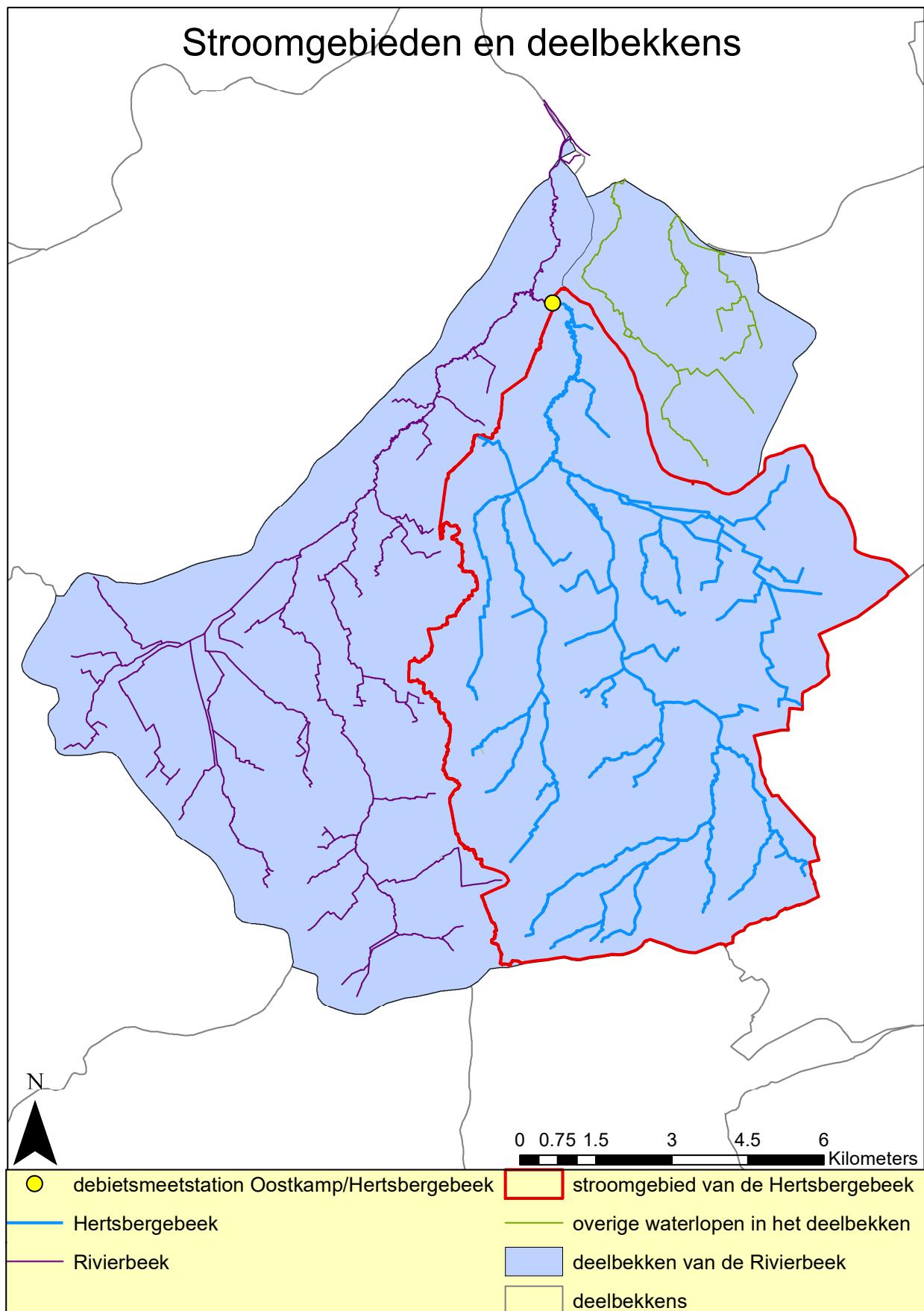
## **VOORBEREIDENDE**

## **DATA-ANALYSE**

### **2.1 Inleiding**

Als casestudie voor het hydrologisch model (Hoofdstuk 3) werd het stroomgebied van de Hertsbergebeek gekozen. Deze beek is gelegen in West-Vlaanderen en is een zijstroom van de Rivierbeek. Vooraleer te beginnen met de modelontwikkeling (Hoofdstuk 3) werd een analyse gemaakt van de beschikbare data. Hierbij werden niet alleen de geografische kenmerken van het stroomgebied in beschouwing genomen (Sectie 2.3), maar werden ook temporale data met betrekking tot de neerslag, de afvoer en de evapotranspiratie in het stroomgebied geanalyseerd (Sectie 2.4). Aangezien de Hertsbergebeek tot nu toe nog niet als apart watersysteem werd gekenmerkt, diende haar stroomgebied nog te worden onderscheiden van de nabijgelegen stroomgebieden (Sectie 2.2).

De geografische data werden gedownload via geopunt [57], het geografische informatiepunt van de Vlaamse overheid. Voor het verkrijgen van de neerslag-, debiets- en evapotranspiratiegegevens werd een beroep gedaan op de Vlaamse Landmaatschappij (VLM) en de VMM. Terwijl de neerslaggegevens afkomstig zijn van geïnterpolerde data, zijn de gegevens met betrekking tot debiet en evapotranspiratie afkomstig van respectievelijk de meetstations Oostkamp/Hertsbergebeek (Figuur 2.1) en Zarren [58].



Figuur 2.1: Waterlopen in het deelbekken van de Rivierbeek

## 2.2 Aflijning van het stroomgebied

In eerste instantie diende het stroomgebied van de Hertsbergebeek onderscheiden te worden van de naburige stroomgebieden. Volgens de indeling van watersystemen van de Vlaamse overheid maakt de Hertsbergebeek deel uit van het deelbekken van de Rivierbeek (Figuur 2.1) [57]. De scheiding tussen het stroomgebied van de Rivierbeek en de stroomgebieden van de andere waterlopen in het deelbekken werd reeds gemaakt door de VLM. Daarom diende enkel nog de westelijke grens van het stroomgebied te worden bepaald. Na lokale depressies uit het DTM te verwijderen, werd een grid opgemaakt met stroomrichtingen. Aan de hand van dit grid werd vervolgens de captatiezone van het meetpunt bepaald. Voor de volledige procedure werd er gebruik gemaakt van de *Hydrology Toolbox* onder de *Spatial Analyst Tools* van ArcMap (versie 10.4, ESRI). Het gebruikte DTM had een grondresolutie van 1 m. Volgend op de digitale afbakening werd nog een bezoek gebracht aan het stroomgebied om daar de stroomgebiedsafbakening verder op punt te stellen.

## 2.3 Gebiedsbeschrijving

Het stroomgebied van de Hertsbergebeek beslaat ongeveer 74.84 km<sup>2</sup>. Het betreft een vrij landelijk gebied in West-Vlaanderen, gesitueerd op de grens van de gemeenten Wingene, Oostkamp, Tielt en Pittem (Figuur 2.18). Voor de analyse van het landgebruik werd een beroep gedaan op de bodembedekkingskaart (BBK) (1 m grondresolutie, toestand 2012) van Informatie Vlaanderen (Figuur 2.19). Op deze kaart is duidelijk te zien dat het stroomgebied voor meer dan de helft bestaat uit akkerland (38.59 %) en grasland (37.4 %) (Figuur 2.2). Deze bodembedekkingsklassen zijn homogeen verdeeld over het stroomgebied, evenwel met een verminderde abundantie ter hoogte van de dorpskernen en in het noordoosten, waar de Vagevuurbossen gelegen zijn. In totaal wordt 13.1 % van de oppervlakte van het stroomgebied bedekt door bomen, meestal georganiseerd in drenen.

Aangezien maar liefst 74 % van de oppervlakte van het stroomgebied geklasseerd staat als landbouwgrond werd ook de landbouwgebruikskaart (versie 2016) van het Agentschap voor Landbouw en Visserij geconsulteerd (Figuur 2.20). Er kan geconcludeerd worden dat het landbouwgebruik vrijwel homogeen verdeeld is over het stroomgebied. De voornaamste teelten zijn maïs, aardappelen en vollegrondsgroenten. Ongeveer 21.12 km<sup>2</sup> grasland is voorbehouden voor veeteelt.

Bodemkundig is het stroomgebied deels gelegen in de zandstreek en deels in de

zandleemstreek. Op de bodemkaart is dan ook duidelijk een scheidingslijn te identificeren (Figuur 2.22). Ten noorden van deze scheidingslijn bestaat de bodem voor het grootste deel uit zand of lemig zand, terwijl ten zuiden van de scheidingslijn de bodem vooral bestaat uit zandleem en licht zandleem. Over het hele stroomgebied zijn de bodemtextuurklassen lemig zand (40.18 %), licht zandleem (21.75 %) en zand (17.98 %) de meest voorkomende (Figuur 2.4).

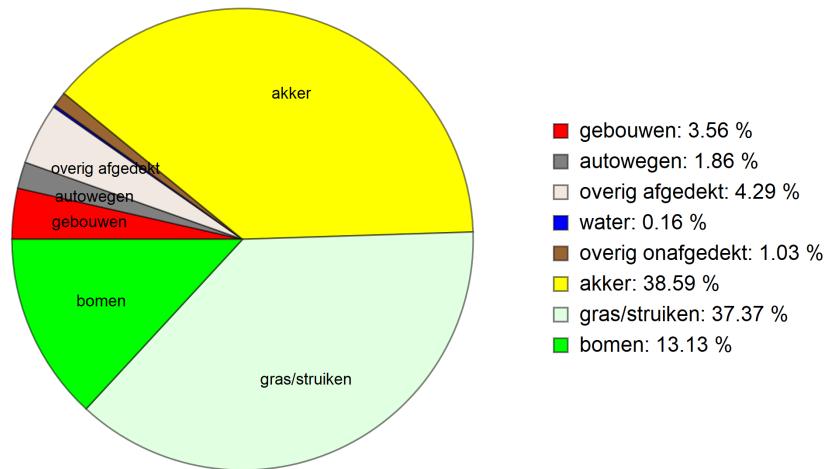
Voor de analyse van de hoogteligging en de verdeling van de hellingsgraad binnen het stroomgebied werd gebruik gemaakt van een DTM met een grondresolutie van 25 m en een hoogteresolutie van 0.00001 m (Figuur 2.23). Er kan waargenomen worden dat, hoewel het noordelijke deel van het stroomgebied relatief vlak is, de hoogteverschillen over het volledige gebied toch vrij uitgesproken zijn (Figuur 2.5). Zo varieert de hoogte boven het zeeniveau van ongeveer 6 m ter hoogte van het uitstroompunt in het noorden van het stroomgebied tot ongeveer 51 m in het zuiden. Een dergelijk hoogteprofiel uit zich dan ook in het hoogteverloop van de talweg van de zijstromen van de Hertsbergebeek (Figuur 2.6). In het algemeen kan gesteld worden dat de hellingsgraad zelden meer dan 4% bedraagt (Figuur 2.5).

Om een beeld te krijgen van de ecologische relevantie van de biotopen binnen het stroomgebied werd de biologische waarderingskaart (versie 2.2) van het Instituut voor Natuur- en Bosonderzoek (INBO) geconsulteerd. Volgens deze kaart bevinden zich in het stroomgebied zones die kunnen worden beschouwd als biologisch waardevol (Figuur 2.21). Het grootste gedeelte van deze zones is gelegen in het noordoosten van het stroomgebied, waar de Vagevuurbossen gelegen zijn. Deze staan geklasseerd als faunistisch belangrijk gebied omdat van de aanwezigheid van Rode Lijstsoorten, zoals de *Carex binervis* en de *Sarcodon scabrosus* [57, 59].

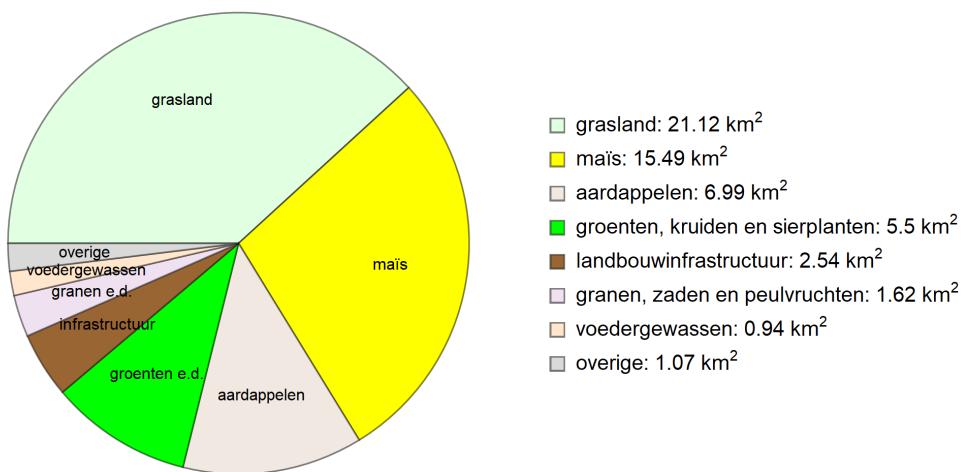
## 2.4 Analyse van de tijdreeksen

Voor debiet, neerslag en potentiële evapotranspiratie (PET) werden tijdreeksen ter beschikking gesteld door de VLM en de VMM. Deze tijdreeksen beslaan de periode van 21/05/2004 tot en met 31/12/2016. Zowel de afvoer- als de neerslagtijdreeks hebben een temporele resolutie van 1 uur. De tijdreeks van de evapotranspiratie heeft in principe een temporele resolutie van 1 dag. De uurlijkse PET  $E_p(d, h)$  [mm h<sup>-1</sup>] werd door de VMM evenwel berekend via

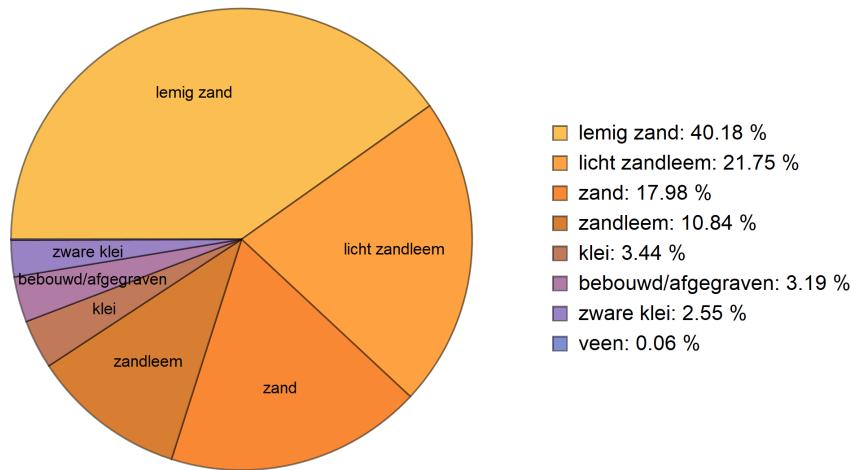
$$E_p(d, h) = \frac{E(d)}{24} \left( 1 + \sin\left(\frac{2\pi(h-6)}{24}\right) \right), \quad (2.1)$$



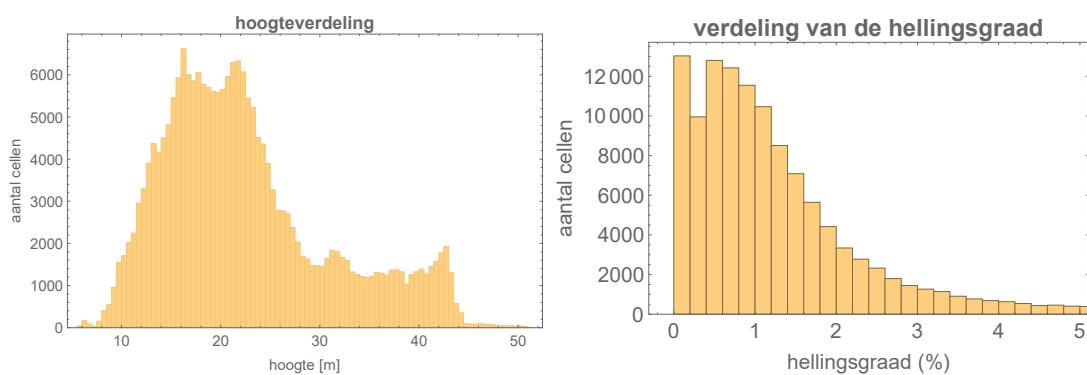
Figuur 2.2: Bodembedekking in het stroomgebied van de Hertsbergebeek.



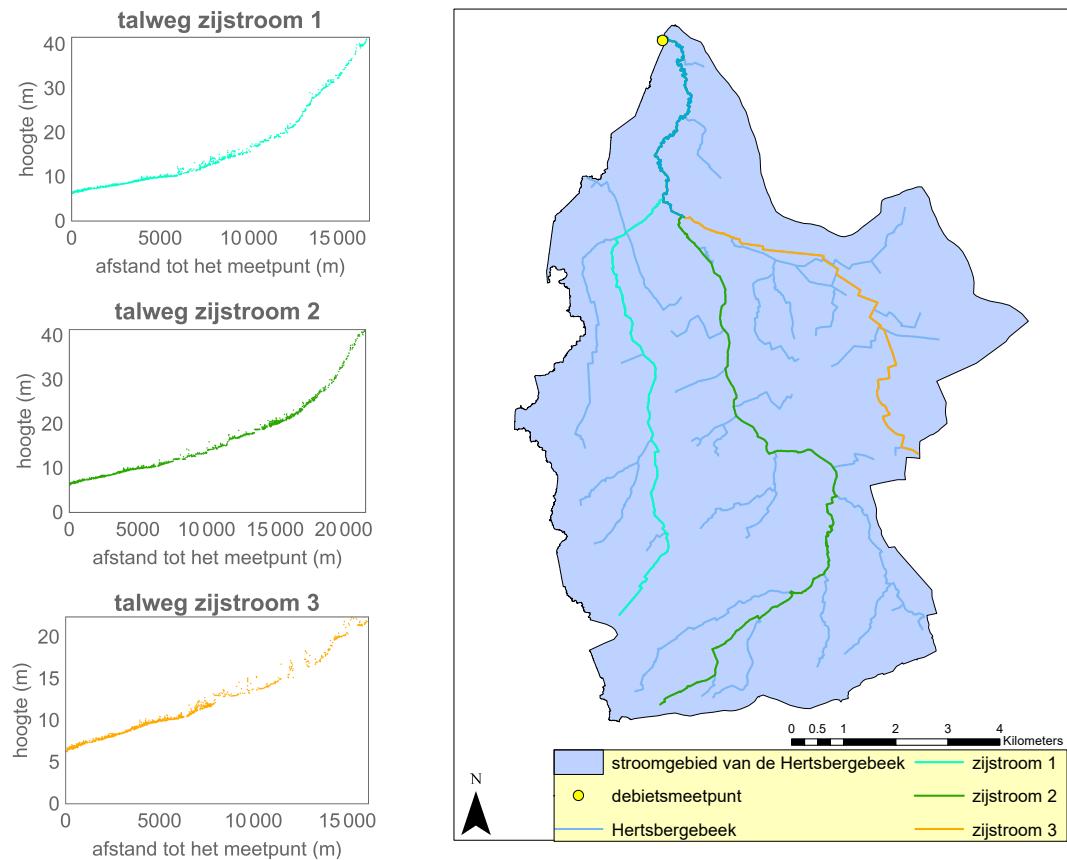
Figuur 2.3: Gebruik van landbouwgrond in het stroomgebied van de Hertsbergebeek.



Figuur 2.4: Bodemtextuur in het stroomgebied van de Hertsbergebeek.



Figuur 2.5: Hoogteverdeling en verdeling van de hellingsgraad binnen het stroomgebied van de Hertsbergebeek. De histogrammen werden opgemaakt op basis van een DTM met een grondresolutie van 25 m.



Figuur 2.6: Talwegen van de drie zijstromen van de Hertsbergebeek (rechts) en hoogteligging in functie van de afstand langsheen de zijstromen tot het meetpunt (links). Vermits de talwegen werden opgesteld op basis van de gemiddelde hoogte per  $25 \times 25 \text{ m}^2$  cel, zijn hier en daar lokale maxima waarneembaar.

met  $E(d)$  [ $\text{mm h}^{-1}$ ] de daggemiddelde PET en  $h$  het uur van de dag. Vooraleer kon worden verder gewerkt met de aangeleverde gegevens diende eerst een aantal ontbrekende datapunten te worden aangevuld door middel van lineaire interpolatie (Tabel A.1).

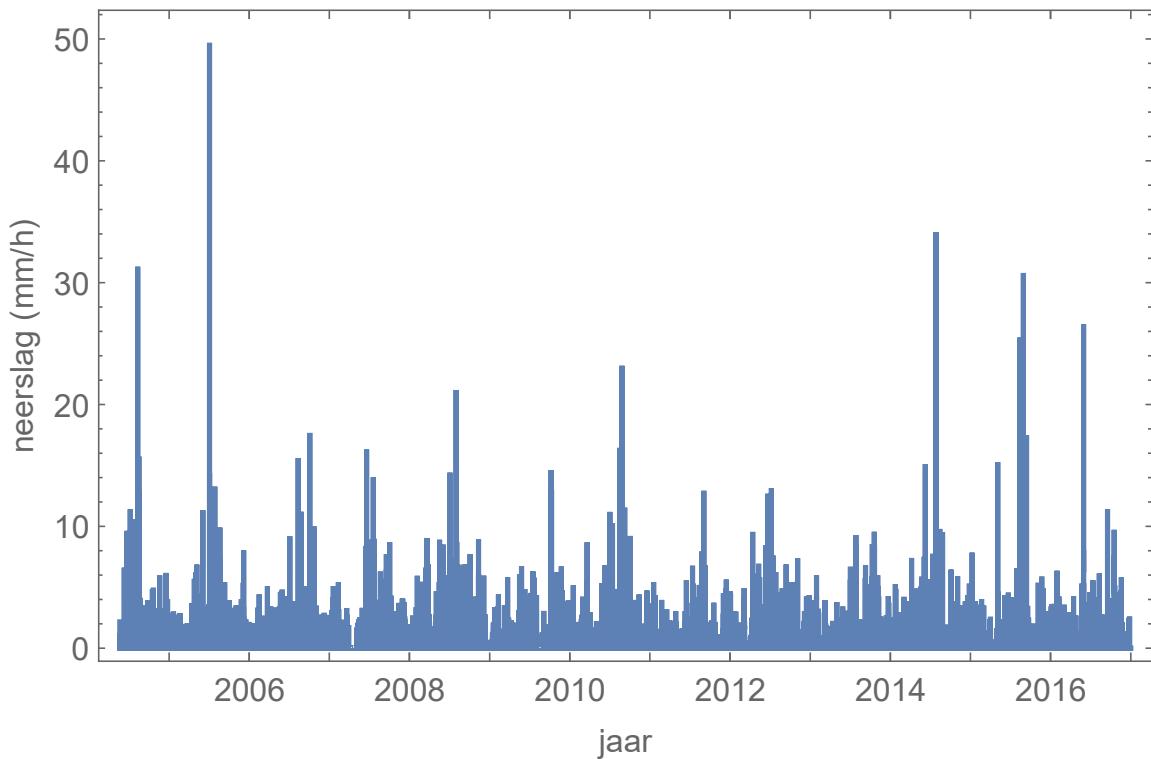
Op basis van de tijdreeksen is reeds duidelijk dat er een bepaalde periodiciteit in de data aanwezig is (Figuren 2.7, 2.8 en 2.9). Om deze jaarlijkse patronen verder in kaart te brengen, werden per tijdstip in het jaar de mediaan en de kwartieren bepaald. Deze geven een jaarlijkse trend van 365.25 dagen weer die een weerspiegeling vormt van de periode 2005-2016 (Figuren 2.10, 2.11 en 2.12).

Opvallend bij het bestuderen van de jaarlijkse trend in potentiële evapotranspiratie, is dat deze duidelijk hoger is tijdens de zomermaanden (Figuur 2.11). Dit komt door de hogere temperaturen. Ook de spreiding is tijdens deze maanden het grootst, alhoewel de dag-nachtvariatie niet werd opgenomen in de grafiek. De trend van de neerslag in het gebied is dan weer minder uitgesproken (Figuur 2.12). Echter, na het berekenen van de gemiddelde hoeveelheid neerslag per maand is het duidelijk dat de data voor een groot deel gelijkstemmen met die van het Koninklijk Meteorologisch Instituut (KMI) voor de gemeente Wingene (Figuur 2.13) [60]. Zo valt er bijvoorbeeld het minste regen tijdens de maanden februari-april. De hoeveelheid regen tijdens de maanden juli-augustus is dan weer groter dan verwacht. De afvoer volgt duidelijk de trend van de potentiële evapotranspiratie, waarbij hoge PET-waarden overeenstemmen met lage hoeveelheden afvoer (Figuur 2.13). De afvoertrend heeft evenwel een lokaal maximum in de maand juli, waarin de hoeveelheid neerslag gemiddeld het grootst is (Figuur 2.13). De variabiliteit van de hoeveelheid afvoer vertoont dezelfde trend (Figuur 2.10). Ze is het kleinste in de maanden april, mei, juni en september, waarin de potentiële evapotranspiratie vrij hoog is en de gemiddelde hoeveelheid neerslag kleiner is dan 80 mm/maand.

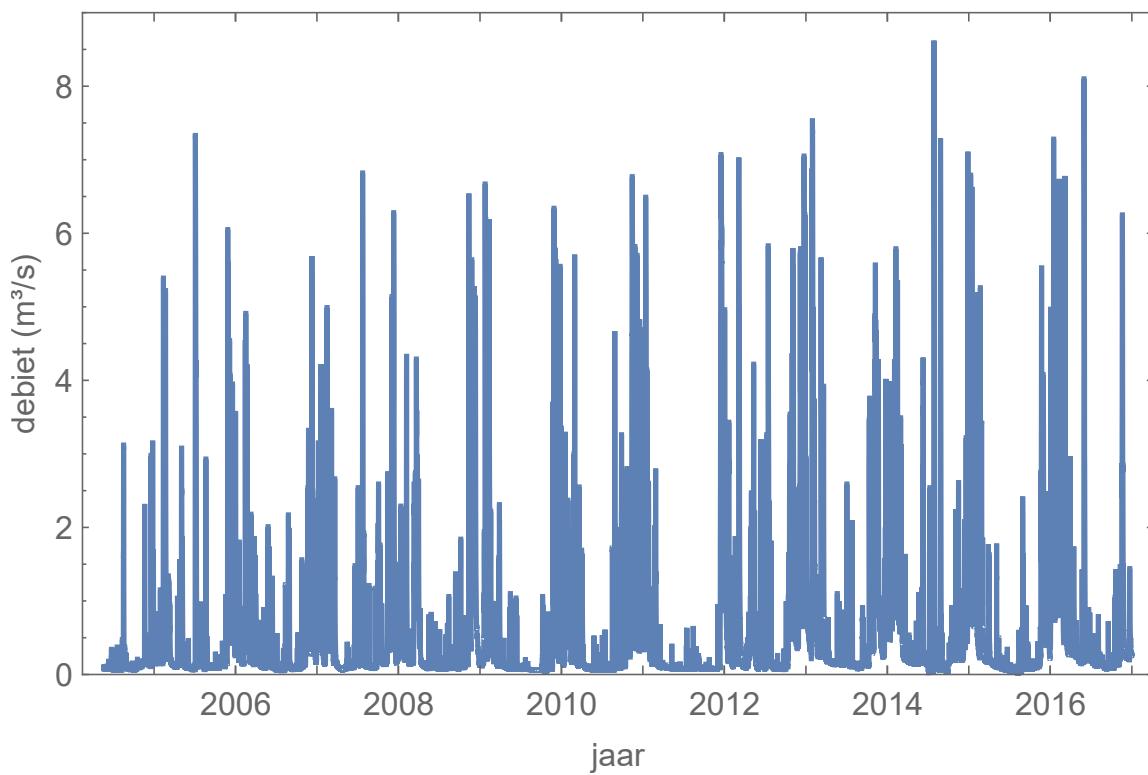
Hoewel de jaarlijkse verschillen minder uitgesproken zijn dan de seizoenale, zijn ze niet verwaarloosbaar. Zo was 2011 bijvoorbeeld een zeer droog jaar, terwijl de hoeveelheid neerslag in 2012 juist uitzonderlijk hoog lag (Figuur 2.14). Bij het bestuderen van de totale jaarlijkse afvoer, valt het op dat deze opmerkelijk hoger ligt sinds 2012 (Figuur 2.8). Een verklarende factor kan hier de lagere potentiële evapotranspiratie zijn (Figuur 2.15). Na raadpleging van de VMM bleek dat sinds 23 april 2010 het afvalwater van Zwevezele is aangesloten op de rioolwaterzuiveringsinstallatie (RWZI) Wingene. De stijging in totale afvoer die hierdoor wordt veroorzaakt zou echter slechts ongeveer  $0.004 \text{ m}^3/\text{s}$  bedragen. Dit komt neer op ongeveer  $2.1 \text{ mm}$  water per  $\text{m}^2$  stroomgebied per jaar en kan dus verwaarloosd worden (Figuur 2.14).

Om na te gaan of de massabalans van het stroomgebied wel realistisch is, werden voor ieder jaar de totale hoeveelheden neerslag, debiet en potentiële evapotranspiratie met elkaar vergeleken (Figuur 2.15). Het is duidelijk dat de potentiële evapotranspiratie ieder jaar hoger ligt dan het verschil tussen neerslag en afvoer via de rivier. Dit is logisch, aangezien de actuele evapotranspiratie (AET), die bepalend is voor de massabalans van het stroomgebied, lager ligt dan de potentiële evapotranspiratie. De laatste is immers ook afhankelijk van het vochtgehalte van de bodem en zal dus lager liggen op momenten dat de bodem droog is [61].

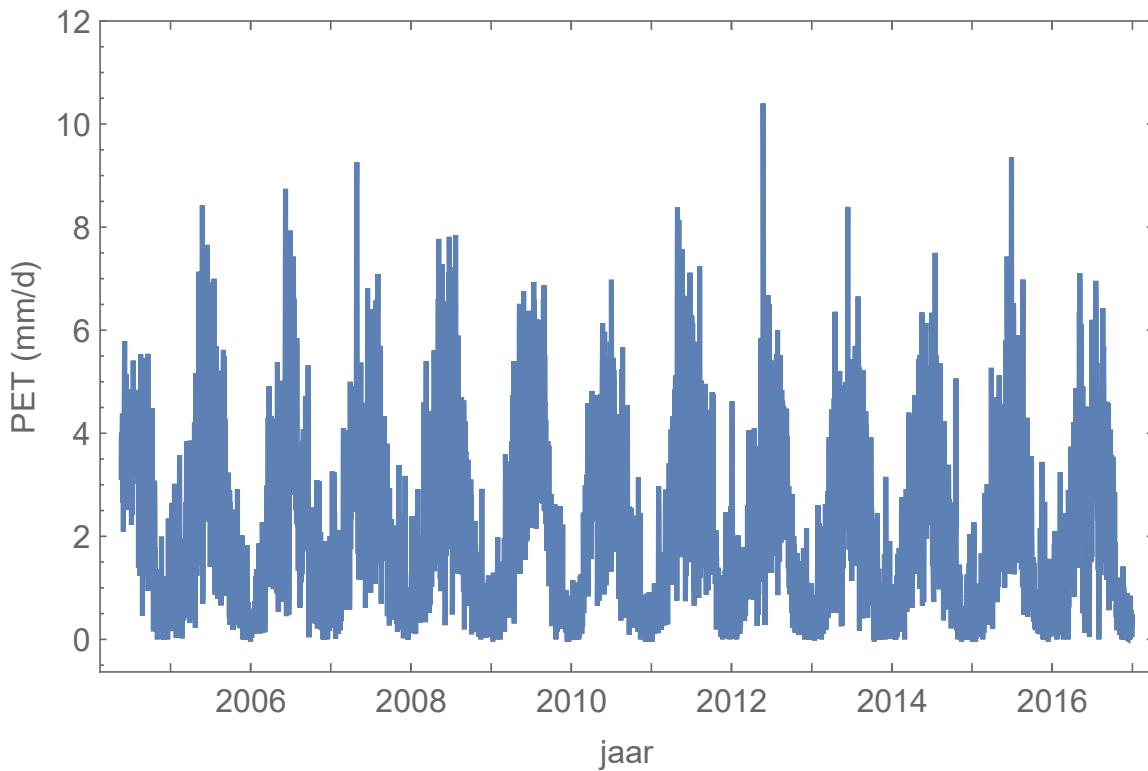
Om een idee te krijgen van de reactietijd van het stroomgebied, werd een histogram opgemaakt van de naijltijd, d.w.z. de tijd tussen een piek in het afvoerhydrogram en de voorgaande piek in de neerslagtijddreks (Figuur 2.16). De mediaan hiervan bedraagt ongeveer 17.5 h.



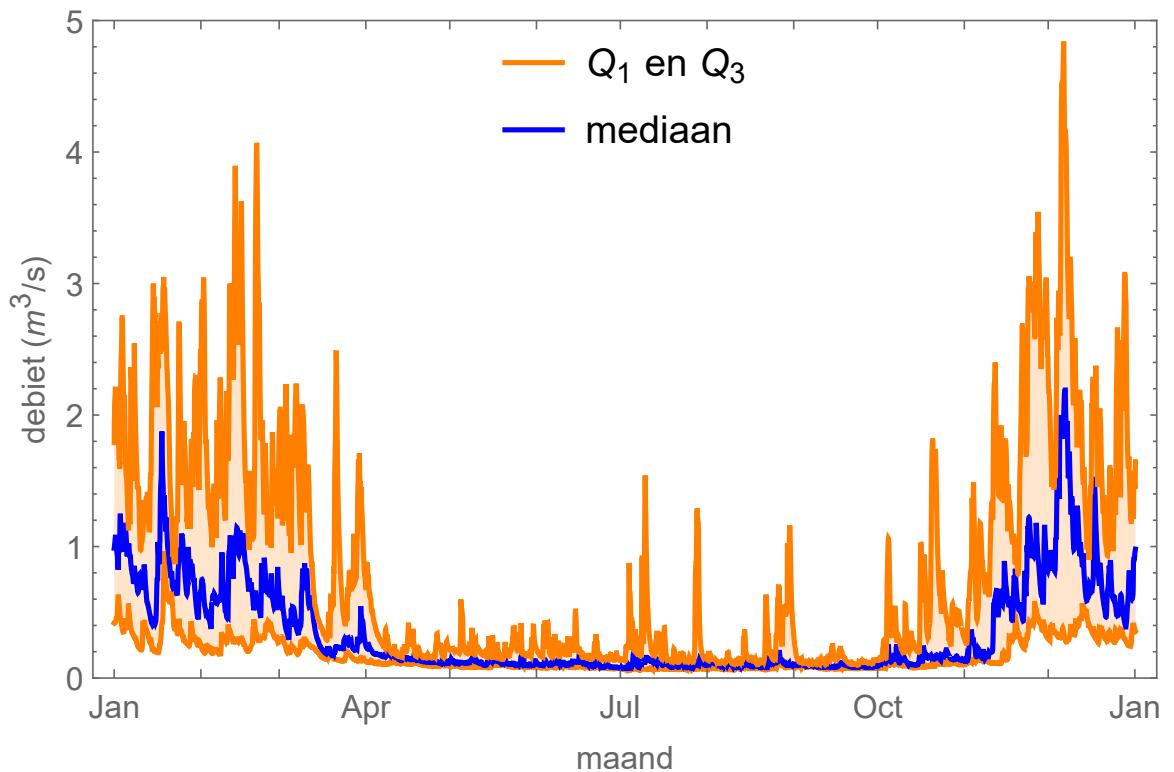
Figuur 2.7: Neerslag in het stroomgebied van de Hertsbergebeek.



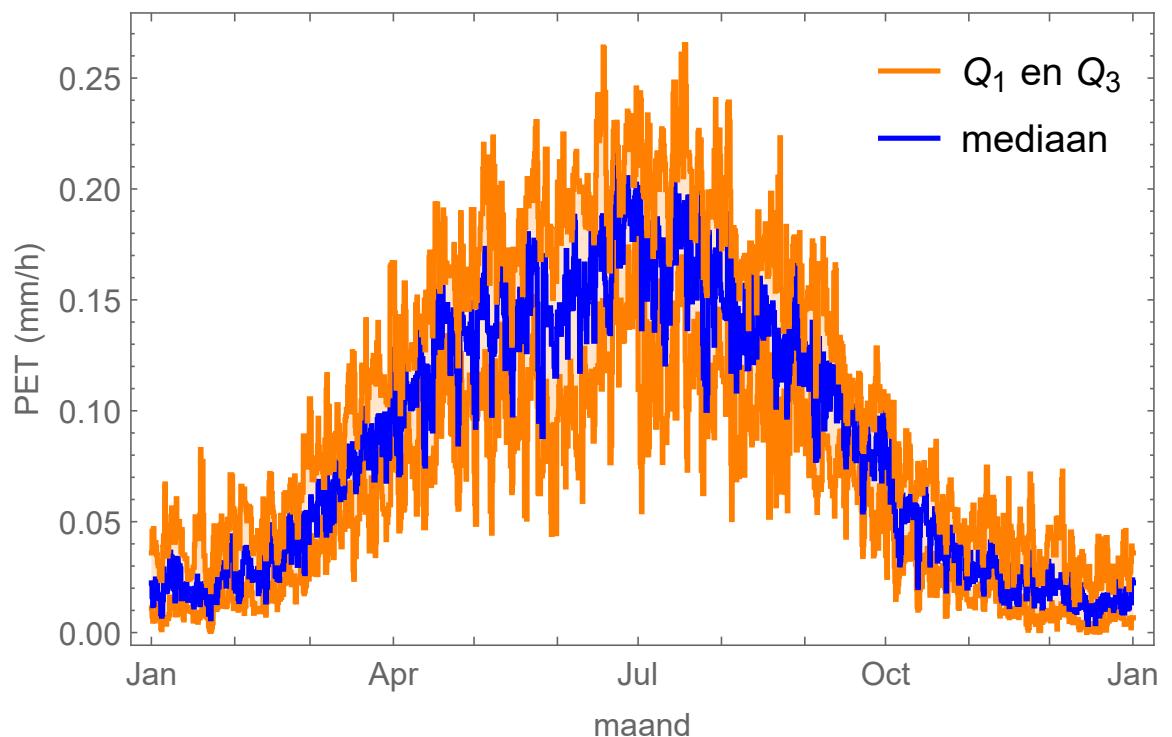
Figuur 2.8: Debiettijdreeks op basis van metingen ter hoogte van het debietsmeetstation Oostkamp/Hertsbergebeek.



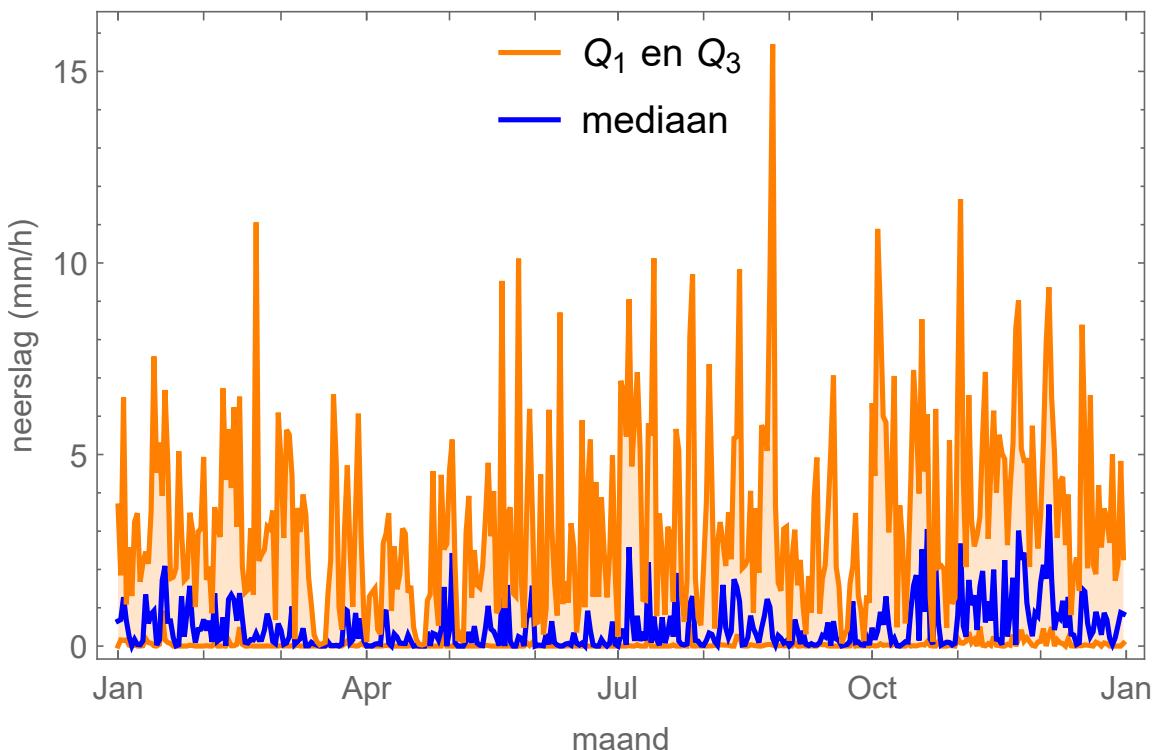
Figuur 2.9: Tijdreeks van de potentiële evapotranspiratie (PET).



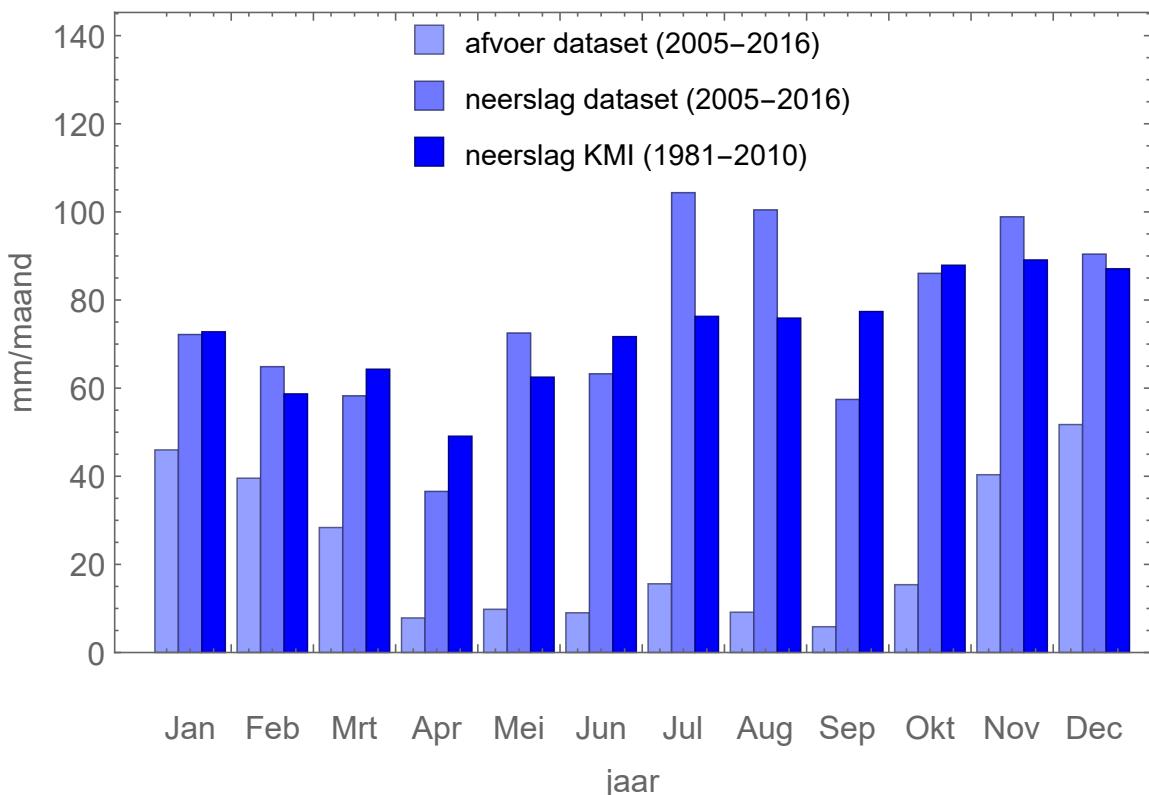
Figuur 2.10: Mediaan, eerste kwartiel ( $Q_1$ ) en derde kwartiel ( $Q_3$ ) van het debiet doorheen het jaar op basis van gegevens voor de periode 2005-2016.



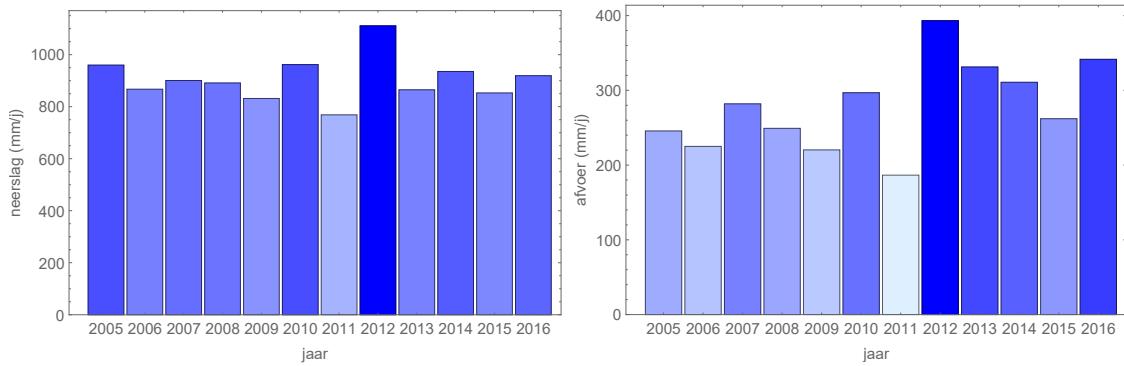
Figuur 2.11: Mediaan, eerste kwartiel ( $Q_1$ ) en derde kwartiel ( $Q_3$ ) van de potentiële evapotranspiratie (PET) doorheen het jaar op basis van gegevens voor de periode 2005-2016.



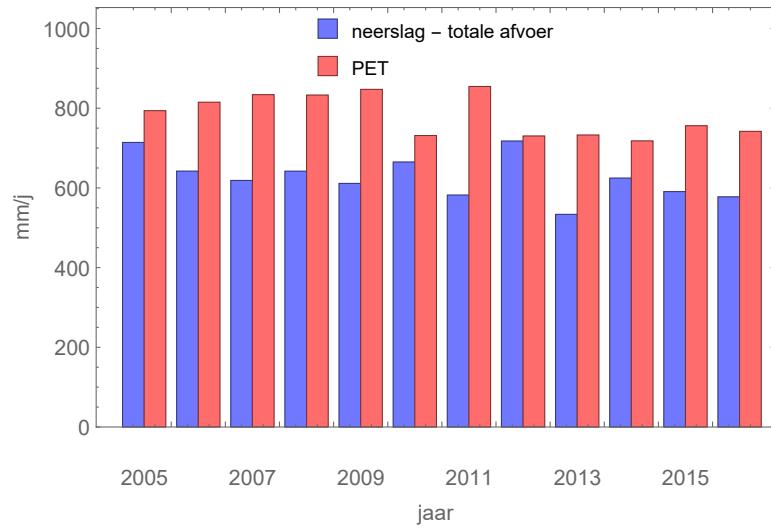
Figuur 2.12: Mediaan, eerste kwartiel ( $Q_1$ ) en derde kwartiel ( $Q_3$ ) van de neerslag doorheen het jaar op basis van gegevens voor de periode 2005-2016.



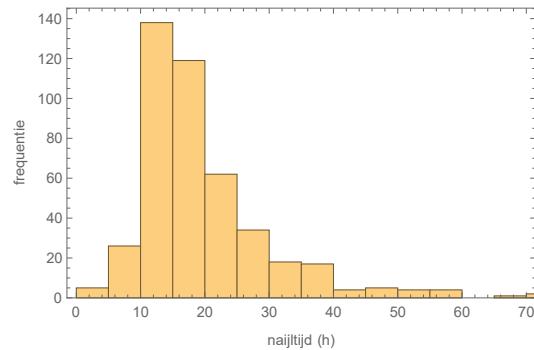
Figuur 2.13: Gemiddelde afvoer en neerslag per maand (periode 2005-2016) en vergelijking met neerslagdata van het KMI voor Wingene (periode 1981-2010).



Figuur 2.14: Totale jaarlijkse hoeveelheid neerslag (links) en afvoer (rechts).



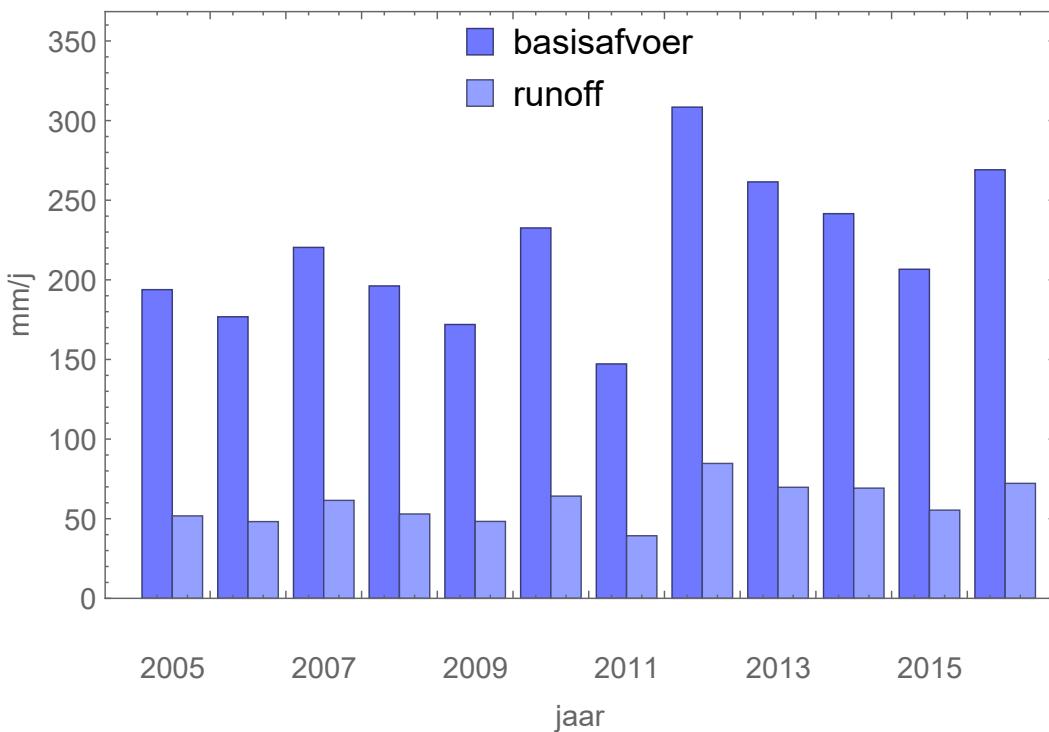
Figuur 2.15: Het verschil tussen neerslag en debiet en de potentiële evapotranspiratie (PET).



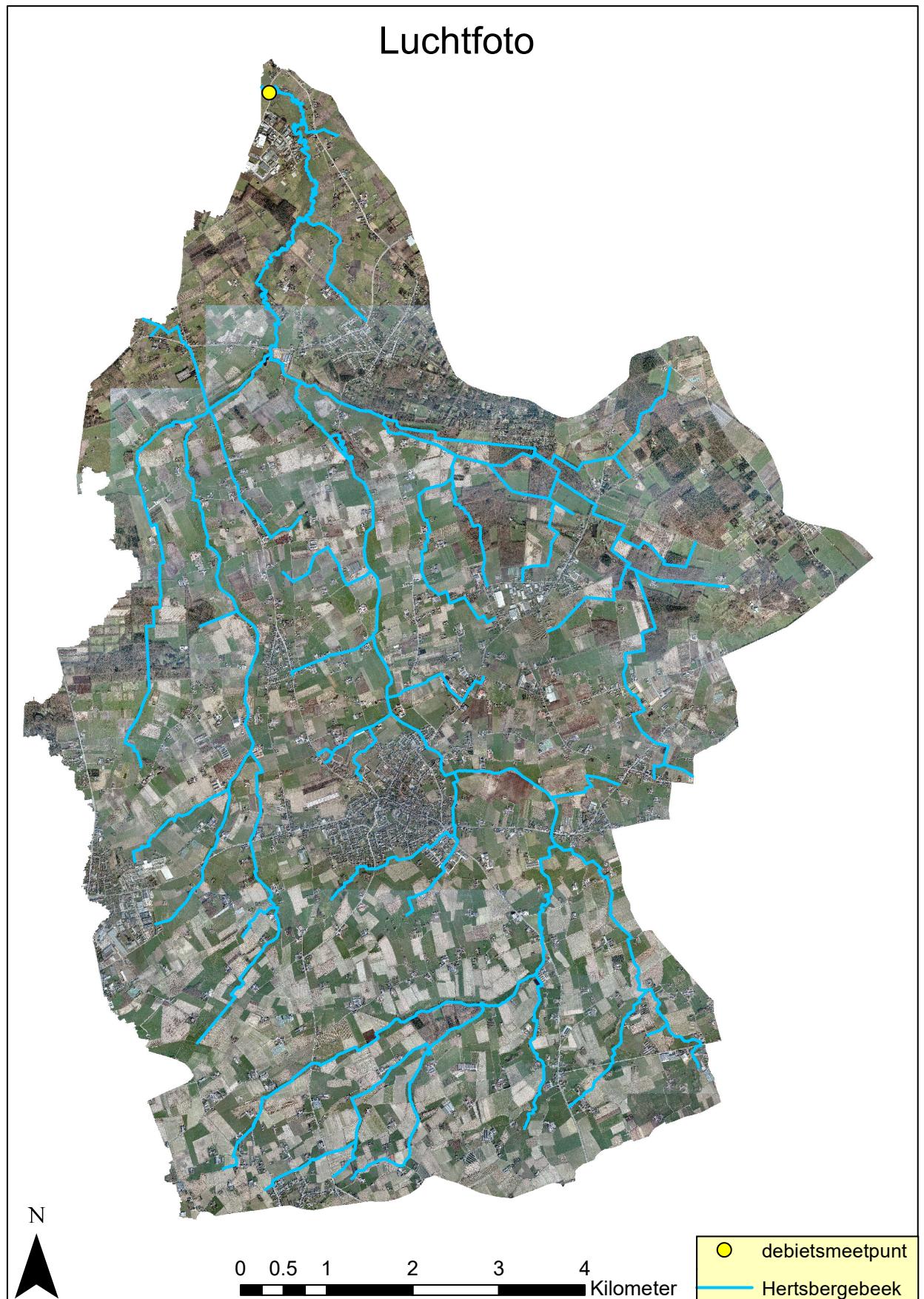
Figuur 2.16: Najltijd, de tijd tussen een piek in de debietstijdtreeks en een piek in de neerslagtijdtreeks, berekend op basis van gegevens voor de periode 21/05/2004-31/12/2016.

## 2.5 Basisafvoerscheiding

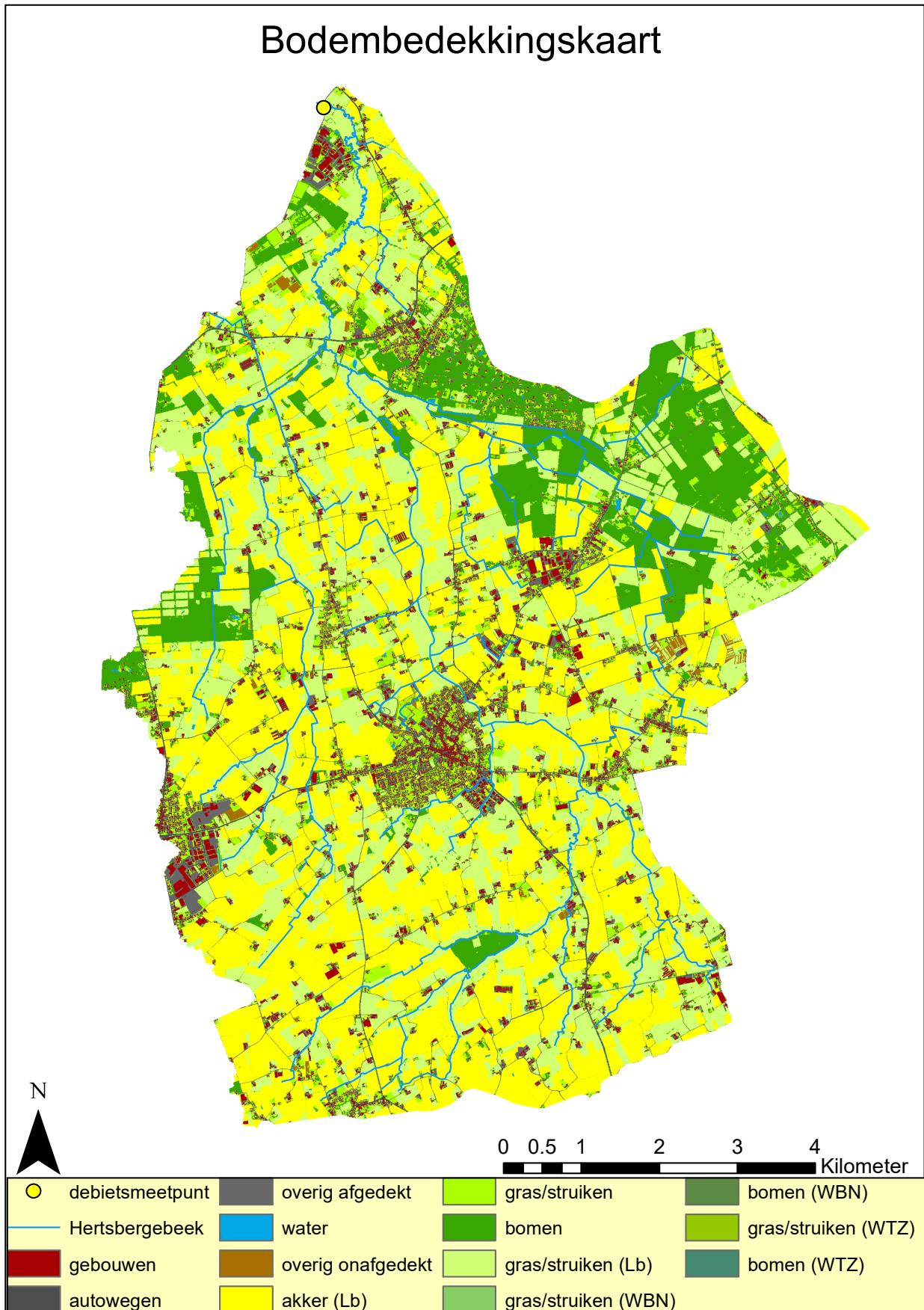
Om een onderscheid te kunnen maken tussen de directe afvoer en de basisafvoer, werd een basisafvoerscheiding uitgevoerd. Hiervoor werd er gebruik gemaakt van de twee-parametermethode van Boughton (Sectie 1.2.2), waarbij werd verondersteld dat de maximale lange-termijnfractie van de basisafvoer tot de totale afvoer 80 % bedraagt. De hoge bijdrage van de basisafvoer is aannemelijk daar de ondoorlaatbare laag zich in het stroomgebied redelijk diep bevindt [59]. Om realistische trends in basisafvoer en runoff te verkrijgen, werd vervolgens een recessieconstante van 0.98 verondersteld. De jaarbalans van de basisafvoerscheiding wordt voorgesteld in Figuur 2.17. Uiteindelijk werd er 78.5 % van de totale afvoer herkend als basisafvoer. Zoals te verwachten, vertonen doorheen de jaren zowel de basisafvoer als de directe afvoer dezelfde trend als de totale afvoer (Figuur 2.14). Een voorbeeld van hoe de basisafvoerscheiding eruit ziet voor een bepaalde periode is weergegeven in Figuur 3.3.



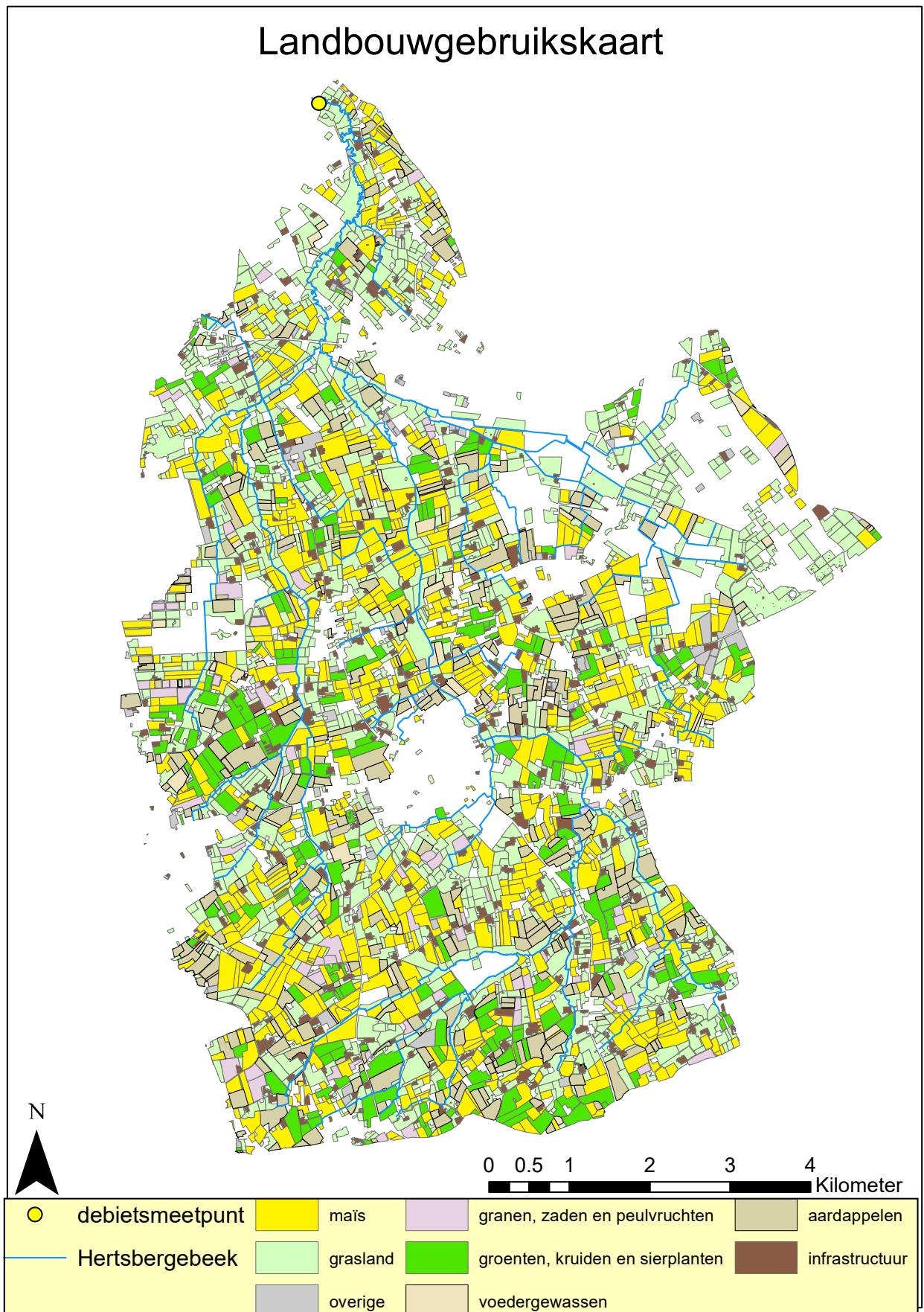
Figuur 2.17: Jaarbalans na basisafvoerscheiding.



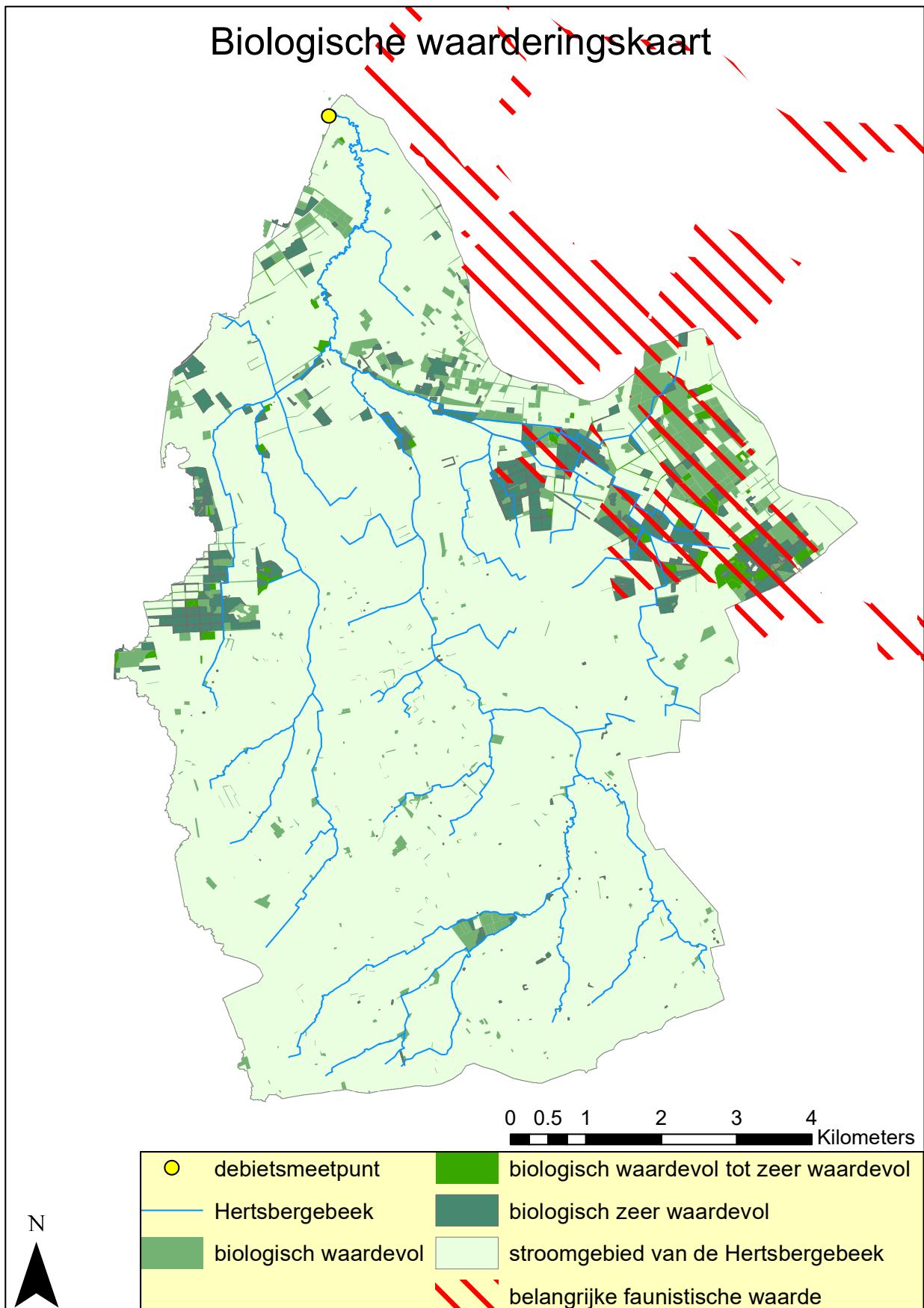
Figuur 2.18: Luchtfoto van het stroomgebied van de Hertsbergebeek



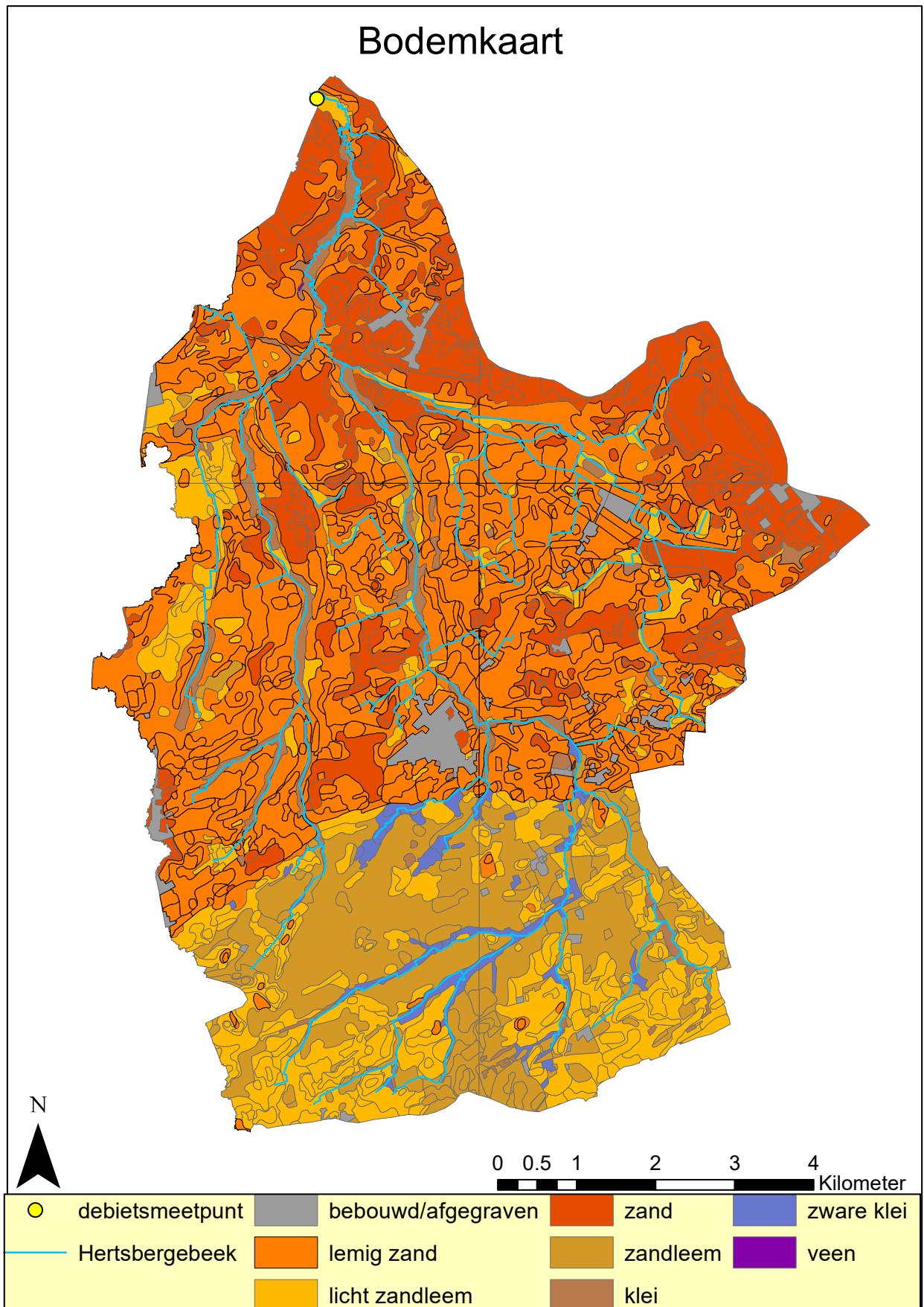
Figuur 2.19: Bodembedekking in het stroomgebied van de Hertsbergebeek (Lb = landbouwgebruikspercelen; WBN = wegbanen, WTZ = watergangen)



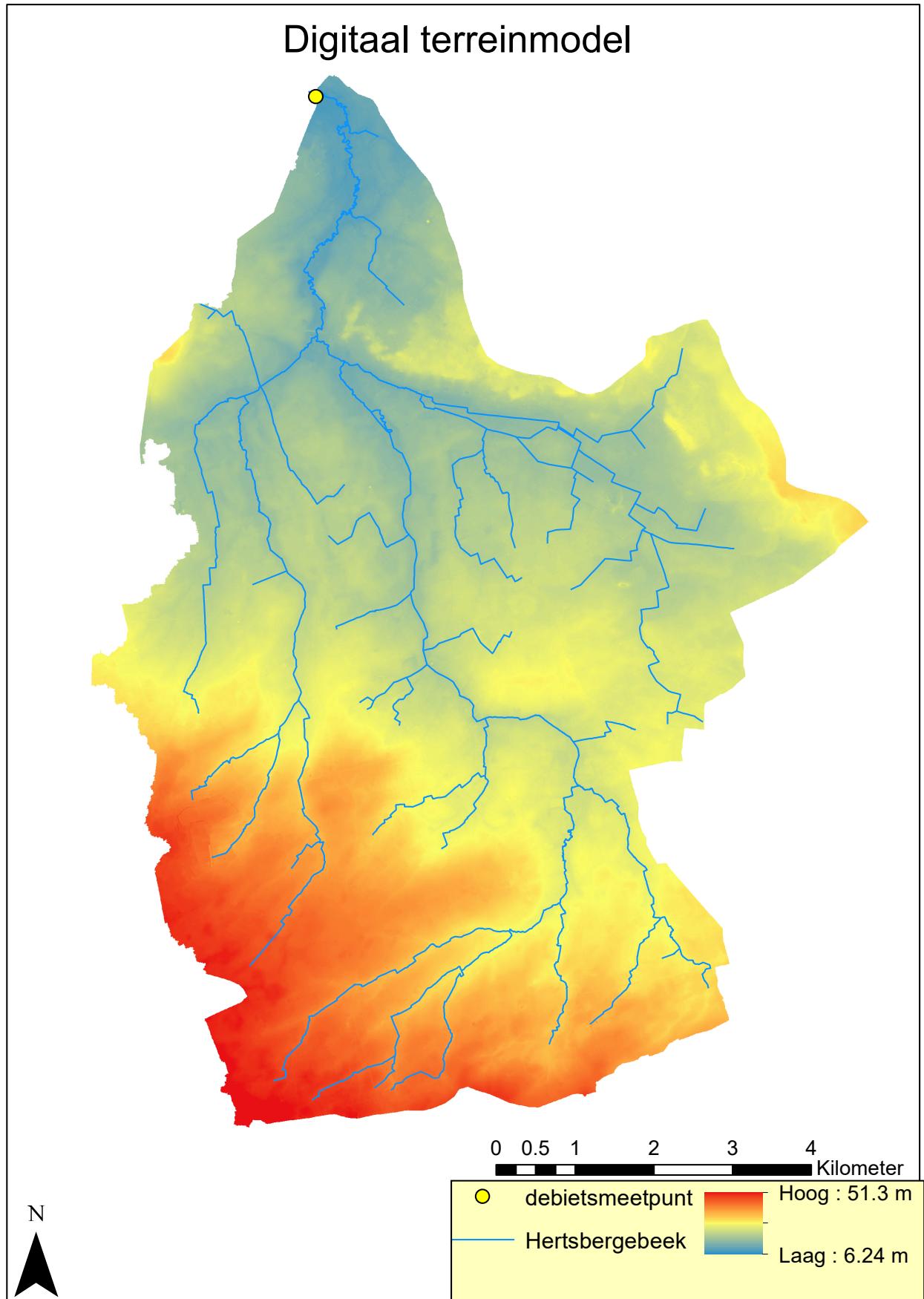
Figuur 2.20: Gebruik van de landbouwgrond in het stroomgebied van de Hertsbergebeek



Figuur 2.21: Biologisch waardevolle gebieden in het stroomgebied van de Hertsbergebeek



Figuur 2.22: Kaart van de bodemtextuur in het stroomgebied van de Hertsbergebeek



Figuur 2.23: Digitaal terreinmodel van het stroomgebied van de Hertsbergebeek

# HOOFDSTUK 3

## **MODELONTWIKKELING**

### **3.1 Inleiding**

Met het oog op het modelleren van de directe afvoer in het bestudeerde stroomgebied, werd een continue cellulaire automaat (CCA) geïmplementeerd, analoog aan het model ontwikkeld door Parsons J.A. en Fonstad M.A. [1]. Het model is gebaseerd op de vergelijking van Manning (Vergelijking 3.3) en de wet van behoud van massa. Hoewel de resultaten van het model slechts op één plaats binnen het stroomgebied met reële data kunnen worden vergeleken, namelijk t.h.v. het debietsmeetpunt van de VMM (hoofdstuk 2), is het model ruimtelijk expliciet en voorspelt het dus de directe afvoer in het hele stroomgebied. De modelconstructie en de verdeling van het stroomgebied in gridcellen worden beschreven in Sectie 3.3. Vervolgens wordt het model toegepast op een periode van 193 h, die dienst zal doen als *benchmark*, en worden de resultaten van het nog niet gekalibreerde model geanalyseerd (Sectie 3.4).

### **3.2 De vergelijking van Manning**

Het model is gebaseerd op de vergelijking van Manning voor turbulente stroming [62]. De vergelijking van Manning is een empirische vergelijking die toelaat de stroomsnelheid  $V$  [m/s] te bepalen bij kanaalstroming met een vrij oppervlak:

$$V = \frac{k}{n} R_h^{2/3} S_f^{1/2}, \quad (3.1)$$

met  $R_h$  [m] de hydraulische straal,  $S_f$  [-] het wrijvingsverhang,  $n$  [-] de Manning-coëfficiënt en  $k$  een conversiefactor. Wanneer de formule uitgedrukt wordt in eenheden volgens het *Système international d'unités* (SI-eenheden) is  $k$  gelijk aan  $1 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ . De hydraulische straal kan berekend worden als volgt:

$$R_h = \frac{A}{P}, \quad (3.2)$$

waarbij  $A$  [ $\text{m}^2$ ] het natte oppervlak is en  $P$  [ $\text{m}$ ] de natte perimeter. Bij oppervlakteafvoer kan de hydraulische straal benaderd worden door  $h$  [ $\text{m}$ ], de diepte van de waterlaag. Het wrijvingsverhang  $S_f$  kan, wanneer de stroming uniform is en de wrijvingsverliezen langs de wanden de enige wrijvingsverliezen zijn die optreden, gelijk gesteld worden aan het bodemverhang  $S_0$  [-] [3]. De vergelijking van Manning kan bij deze veronderstellingen worden herschreven als

$$V = \frac{k}{n} h^{2/3} S_0^{1/2}. \quad (3.3)$$

Deze vorm van de vergelijking van Manning laat echter niet toe de helling te variëren in functie van de diepte van de waterlaag. Wanneer deze vorm in een gedistribueerd model zou gebruikt worden, zou het water dus accumuleren ter hoogte van lager gelegen rastercellen. Daarom wordt het bodemverhang  $S_0$  in de formule soms vervangen door de helling van het wateroppervlak  $S_v$  [1]:

$$V = \frac{k}{n} h^{2/3} S_v^{1/2}. \quad (3.4)$$

## 3.3 Modelconstructie

### 3.3.1 Algemene opbouw

Vooraleer het model op het stroomgebied kon worden toegepast, moest eerst een 2-dimensionaal grid worden aangemaakt. Hiervoor werd het stroomgebied opgedeeld in vierkante gridcellen van  $25 \times 25 \text{ m}^2$ . Het totaal aantal gridcellen bedraagt 218286, waarvan er 122940 cellen effectief deel uitmaken van het stroomgebied. Iedere cel  $i$  wordt gekenmerkt door een infiltratiecapaciteit  $I_{ci}$ , een Manningcoëfficiënt  $n_i$  en een hoogteligging  $y_i$ . De infiltratiecapaciteiten en Manningcoëfficiënten werden bepaald op basis van respectievelijk de bodemkaart en het BBK. Hierbij werd voor iedere landbedekkingsklasse een Manningcoëfficiënt en voor iedere bodemtextuurklasse een infiltratiecapaciteit vastgelegd (Sectie 3.3.3). De hoogteligging werd afgeleid uit een DTM met een grondresolutie van 1 m. Voor de cellen waar de waterloop gelegen is, was het handiger om te werken met de minimale en niet met de gemiddelde hoogte per gridcel. Zo werden lokale maxima in de talwegen weggewerkt (Figuur 2.6). Om te bepalen in welke cellen de Hertsbergebeek gelegen is, werd de Vlaamse Hydrografische Atlas geconsulteerd [57].

In de cellen van het 2-dimensionale grid dat het stroomgebied voorstelt worden diverse hydrologische processen gesimuleerd (Pseudocode 3). Deze processen zorgen

voor een continue evolutie van de hoeveelheid water die per cel aanwezig is. De hoogte van het wateroppervlak wordt elke tijdstap opgeslagen in de 3-dimensionale watermatrix  $W$ . Deze watermatrix  $W$  bestaat uit  $K$  2-dimensionale eenheden (“lijsten”), waarbij iedere 2-dimensionale eenheid bestaat uit de 218286 cellen gridcellen die het stroomgebied omvatten:

$$W = \begin{bmatrix} \text{water dat reeds 1 tijdstap geleden werd toegevoegd} \\ \text{water dat reeds 2 tijdstappen geleden werd toegevoegd} \\ \vdots \\ \text{water dat reeds } K \text{ tijdstappen geleden werd toegevoegd} \end{bmatrix}, \quad (3.5)$$

waarbij  $K$  het maximaal aantal tijdstappen is dat het water in een cel kan blijven alvorens het water wordt beschouwd als transfereerbaar water en transport kan plaatsvinden naar de buurcellen (Pseudocode 2). De diepte van de waterlaag ( $h$  [m]) in cel  $i$  kan berekend worden a.d.h.v. de formule

$$h_i = \sum_{k=1}^K W_{k,i}, \quad (3.6)$$

waarbij  $W_{k,i}$  [m] de hoeveelheid water per oppervlakte-eenheid is die  $k$  tijdstappen geleden aan cel  $i$  werd toegevoegd. Dit water kan effectieve neerslag zijn die  $k$  tijdstappen geleden in cel  $i$  gevallen is, maar het kan ook water zijn dat  $k$  tijdstappen geleden naar cel  $i$  is gestroomd vanuit één van zijn buurcellen. Aangezien er gebruik wordt gemaakt van de 9-cellige *Moore neighbourhood* (Figuur 3.1), worden als buurcellen zowel de 8 cellen beschouwd die in minstens 1 punt aan de cel grenzen als de cel zelf. Door de cel zelf telkens als één van zijn buurcellen te beschouwen, kan het water langer dan  $K$  tijdstappen in een cel aanwezig zijn.

Aan het einde van iedere tijdstap wordt lijst  $K$  uit de watermatrix (lijst  $W_K$ ) verwijderd, terwijl het water dat die tijdstap verplaatst wordt als lijst 1 (lijst  $W_1$ ) aan de watermatrix wordt toegevoegd (Pseudocode 3). Bijgevolg blijven de dimensies van de watermatrix constant.

Iedere tijdstap wordt de watermatrix aangepast en worden zo de verschillende hydrologische processen gesimuleerd. Het eerste hydrologische proces dat hierbij in acht wordt genomen is neerslag. De totale neerslag die per oppervlakte-eenheid tijdens de tijdstap valt, kan door middel van lineaire interpolatie bepaald worden op basis van de neerslagtijdreeks (Sectie 2.4). Deze wordt dan toegevoegd aan de eerste lijst van de watermatrix  $W_1$ .

Na regenval worden infiltratie en evapotranspiratie gesimuleerd. Aangezien de gedetailleerde modellering van deze processen niet tot het doel van deze thesis behoort, werd hiervoor een benadering gemaakt op basis van de infiltratiecapaciteiten  $I_{ci}$  [m/s] van de verschillende bodemtextuurklassen (Sectie 3.3.3) en de  $PET_i$  [m/s], de potentiële evapotranspiratie t.h.v. cel  $i$ , die net zoals de neerslag kan bepaald worden a.d.h.v. de tijdreeksen (Sectie 2.4). Hierbij werd er verondersteld dat directe afvoer pas kan plaatsvinden wanneer de neerslagintensiteit groter is dan de som van de  $PET_i$  en de  $I_{ci}$ . Door het feit dat de watermatrix  $W$  van lijst  $K$  naar lijst 1 overlopen wordt (Pseudocode 1), zal het telkens zo zijn dat het water dat als laatste aan een bepaalde cel is toegevoegd pas als laatste wordt verwijderd door evaporatie/infiltratie.

---

**Algorithm 1:** Infiltratie en evapotranspiratie.

---

```

for iedere cel  $i$  do
    bepaal  $PET_i$  en  $I_{ci}$ ;
    te verwijderen hoeveelheid water  $V_i = PET_i + I_{ci}$ ;
    for  $k$  in  $K:1$  do
         $W_{k,i} = W_{k,i} - V_i$ ;
        if  $W_{k,i} < 0$  then
             $V_i = -W_{k,i}$ ;
             $W_{k,i} = 0$ ;
        else
             $V_i = 0$ ;
        end
    end
end

```

---

Na het simuleren van infiltratie en evapotranspiratie wordt de directe afvoer gesimuleerd. Hiervoor wordt eerst de helling van het wateroppervlak  $S_{vi}$  [-] bepaald. Dit gebeurt aan de hand van de methode van Zevenbergen en Thorne [63]. Vervolgens kan per cel de stroomsnelheid  $V_i$  [m/s] bepaald worden a.d.h.v. Vergelijking (3.4):

$$V_i = \frac{k}{n_i} h_i^{2/3} S_{vi}^{1/2}, \quad (3.7)$$

met  $n_i$  de Manningcoëfficiënt van cel  $i$  en  $h_i$  en  $S_{vi}$  respectievelijk de diepte van de waterlaag en de helling van het wateroppervlak in cel  $i$ . Hieruit wordt dan per cel de transfertijd  $\tau_i$  [s] bepaald:

$$\tau_i = \frac{R_G}{V_i}, \quad (3.8)$$

met  $R_G$  de grondresolutie van het raster (25 m). Vervolgens kan voor iedere cel worden berekend hoeveel transfereerbaar water ( $\omega_i$  [m]) er zich in de cel bevindt:

$$\omega_i = \sum_{k=l_i}^K W_{k,i}, \quad (3.9)$$

met  $l_i$  de index van de bovenste (/laatst toegevoegde) lijst waarvan het water kan worden getransfereerd. Deze index  $l_i$  wordt voor iedere cel berekend op basis van de transfertijd  $\tau_i$  [s]:

$$l_i = \min\left(\left\lceil \frac{\tau_i}{R_T} \right\rceil, K\right), \quad (3.10)$$

met  $R_T$  [s] de tijdstapgrootte en  $\lceil \tau_i/R_T \rceil$  het quotiënt  $\tau_i/R_T$  is na afronding naar boven tot op één eenheid nauwkeurig. Wanneer het wateroppervlak in de cel hoger is dan in zijn omgeving, wordt dit water verdeeld onder zijn buurcellen. Bij deze verdeling wordt ervan uitgegaan dat  $f_j$  [-], de fractie van het transfereerbare water dat de buurcel  $j$  van de cel  $i$  ontvangt, recht evenredig is met het verschil in hoogte van het wateroppervlak tussen buurcel  $j$  en cel  $i$  (Pseudocode 2) [1]. Wanneer het wateroppervlak in de cel lager ligt dan in zijn omgeving, blijft het transfereerbare water gewoon in de cel, waarbij het evenwel terechtkomt in lijst  $W_1$ , de eerste lijst van de watermatrix.  $f_i$  wordt in dit geval dus gelijk gesteld aan 1.

**Algorithm 2:** Transport van het transfereerbare water naar de buurcellen.

---

**for** iedere cel  $i$  **do**
 $H_i = h_i + y_i;$ 
**for** iedere buurcel  $j$  **do**
 $| H_j = \min(h_j + y_j, H_i);$ 
**end**
**if**  $\sum_j (H_i - H_j) > 0$  **then**
 $| f_i = 0;$ 
**for** iedere buurcel  $j$  **do**
 $| | f_j = \frac{(H_i - H_j)}{\sum_j (H_i - H_j)};$ 
**end**
**else**
 $| f_i = 1;$ 
**for** iedere buurcel  $j$  **do**
 $| | f_j = 0;$ 
**end**
**end**
**end**


---

Hierbij is  $y_i$  de hoogte van cel  $i$  zoals gegeven door het gebruikte DTM en is  $h_i$  de diepte van de waterlaag in die cel. De hoeveelheid water die onder de buurcellen wordt verdeeld is altijd gelijk aan de hoeveelheid transfereerbaar water, daar de som van de fracties telkens gelijk is aan 1:

$$f_i + \sum_j^8 f_j = 1. \quad (3.11)$$

Het verdeelde water komt eerst terecht in een 2-dimensionale matrix, die matrix  $W_B$  wordt genoemd. Deze matrix wordt uiteindelijk als eerste (bovenste) 2-dimensionale eenheid toegevoegd aan de watermatrix (Pseudocode 3).

Het model is zo opgebouwd dat water slechts één keer per tijdstap kan worden verplaatst. De maximale stroomsnelheid is daardoor gelijk aan één maal de grondresolutie  $R_G$  per tijdstap. Omdat water in de waterloop sneller stroomt dan op het land is voor de waterloop echter een extra lus in de code toegevoegd (Pseudocode 3). Deze zorgt ervoor dat het water in de rivier zich per tijdstap over  $M$  cellen kan verplaatsen, waardoor de maximale stroomsnelheid  $M$  keer hoger ligt. Om te berekenen in welke

cellen het water zich meerdere keren kan verplaatsen wordt een transfertijd  $\tilde{\tau}_i$  berekend. Dit is de tijd dat het water in cel  $i$  aanwezig dient te zijn om tijdens 1 tijdstap  $m$  keer te verplaatsen:

$$\tilde{\tau}_i = \frac{R_G m}{V_i}, \quad (3.12)$$

waarbij  $m$  een natuurlijk getal is gelegen tussen 1 en  $M$ . Wanneer de transfertijd  $\tilde{\tau}_i$  kleiner is dan de tijdstapgrootte  $R_T$ , zal al het water dat zich in cel  $i$  bevindt, verplaatst worden naar de buurcellen van die cel.

Wat de modellering van de stroming in de waterloop betreft dient nog te worden opgemerkt dat het wateroppervlak in de waterloop *in silico* lager zal zijn dan *in situ*. Een eerste oorzaak is het feit dat de bijdrage van de basisafvoer aan de rivierstroming niet in rekening wordt gebracht. Een tweede oorzaak is het feit dat de waterloop *in silico* een breedte heeft van 25 m, wat breder is dan in realiteit. Daar een kleinere diepte van de waterlaag in de vergelijking van Manning (Vergelijking 3.4) een lagere stroomsnelheid tot gevolg heeft, kan verwacht worden dat de Manningcoëfficiënt in de waterlopen onderschat zal worden bij de kalibratie van het model.

Het model werd geïmplementeerd in Wolfram Mathematica (versie 10.4, Wolfram Research, Inc.). Daarbij werd getracht de rekentijd zoveel mogelijk te beperken. Zo werd er voor de modelsimulaties telkens gebruikgemaakt van de supercomputer van de Universiteit Gent, waarbij iedere modelsimulatie werd geparallelliseerd over een volledige node. Een efficiënte parallelisatie was mogelijk door het lokale karakter van de transitieregel van de CCA. Het paralleliseren laat immers toe dat berekeningen voor verschillende locaties binnen het grid gelijktijdig kunnen worden uitgevoerd.

**Algorithm 3:** Cellulaire automaat voor het simuleren van directe afvoer.

Importeren data en initialiseren watermatrix  $W$ ;

**for** iedere tijdstap  $t$  **do**

bepaal o.b.v. tijdreeksen de hoeveelheid neerslag en PET voor tijdstap  $t$  ;

**for** iedere cel  $i$  **do**

voeg neerslag toe aan eerste lijst watermatrix;

verwijder evapotranspiratie en infiltratie uit watermatrix (Pseudocode 1);

bepaal per cel  $i$  de diepte van de waterlaag  $h_i$ ;

bepaal per cel  $i$  de helling van het wateroppervlak  $S_{vi}$ ;

bepaal per cel  $i$  de stroomsnelheid  $V_i$  a.d.h.v. Vergelijking (3.4);

bepaal per cel  $i$  de transfertijd  $\tau_i$  a.d.h.v. Vergelijking (3.8);

bepaal per cel  $i$  hoeveel water er gedurende een langere tijd aanwezig is dan de transfertijd  $\tau_i$ ;

bepaal per cel  $i$  de fracties  $f_j$ , die bepalen welke fractie van het transfereerbare water naar welke buurcel gaat (Pseudocode 2);

verdeel het transfereerbare water over de buurcellen en hou dit bij in de waterbufferlijst;

verwijder lijst  $K$  uit watermatrix en voeg waterbufferlijst toe als lijst 1;

**for**  $m$  in  $2:M$  **do**

**for** iedere cel  $i$  waar de waterloop passeert **do**

bepaal per cel  $i$  de diepte van de waterlaag  $h_i$ ;

bepaal per cel  $i$  de helling van het wateroppervlak  $S_{vi}$ ;

bepaal per cel  $i$  de stroomsnelheid  $V_i$  a.d.h.v. Vergelijking (3.4);

bepaal per cel  $i$  de transfertijd  $\tilde{\tau}_i$  a.d.h.v. Vergelijking (3.12);

**if**  $\tilde{\tau}_i < R_T$  **then**

bepaal de fracties  $f_j$ , die bepalen welke fractie van het

transfereerbare water naar welke buurcel gaat (Pseudocode 2);

verdeel het transfereerbare water over de buurcellen: voeg dit toe aan lijst 1 van watermatrix;

**end**

**end**

**end**

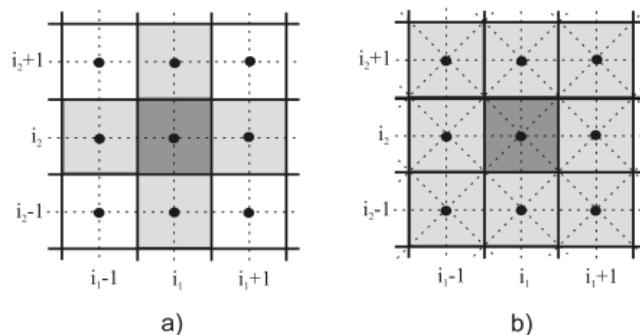
**end**

**end**

### 3.3.2 Randvoorwaarden en omgevingsdefiniëring

Net zoals bij het model van Parsons J. A. en Fonstad M. A. werd er gebruikgemaakt van absorberende randen. Dit betekent dat water dat langs de rand van het grid wegstroomt volledig verdwijnt [1]. Daar de hoeveelheid water enkel wordt bijgehouden voor de cellen gelegen in het stroomgebied, stroomt het grootste deel van het water echter naar de Hertsbergebeek. Verliezen langs de rand van het stroomgebied zijn dan ook voor het grootste deel geconcentreerd t.h.v. de waterloop (Sectie 3.4). Er dient te worden opgemerkt dat in theorie al het water zou moeten afstromen langs de Hertsbergebeek. Dit is echter niet het geval daar bij de stroomgebiedsbepaling (Sectie 2.2) werd gebruikgemaakt van een DTM met een grondresolutie van 1 m i.p.v. een DTM met een grondresolutie van 25 m.

In tegenstelling tot bij het oorspronkelijke model, werd er geen gebruikgemaakt van de 5-cellige *von Neumann neighbourhood*, maar van de 9-cellige *Moore neighbourhood* (Figuur 3.1). Door de beperkte ruimtelijke resolutie van het model, zou de *von Neumann neighbourhood* immers vaak tot gevolg hebben dat de centrale cel een stuk lager gelegen is dan zijn buurcellen. Water zou bijgevolg op meer plaatsen in het grid komen vast te zitten, waardoor de afstroming naar de Hertsbergebeek zou beperkt worden. Er dient te worden opgemerkt dat de middelpunten van de diagonale buurcellen in realiteit verder verwijderd zijn van het centrum van de centrale cel, dan de middelpunten van de cardinale buurcellen. Aangezien bij het berekenen van de transfertijd  $\tau_i$  echter altijd gewerkt wordt met de cardinale afstand ( $R_G$ ), zullen beide omgevingen tot een foute inschatting van de diagonale stromingsrichtingen leiden. Dit zal uiteindelijk ook een invloed hebben op de kalibratie van het model. Zo zal de *von Neumann neighbourhood* altijd aanleiding geven tot een onderschatting van de Manningcoëfficiënten, en zal de *Moore neighbourhood* altijd aanleiding geven tot een overschatting van de Manningcoëfficiënten.



Figuur 3.1: *Von Neumann neighbourhood* (a) en *Moore neighbourhood* (b) [64].

Een belangrijke beslissing bij de modelontwikkeling was het bepalen van het interval waarbinnen de stroomsnelheid kan variëren. Dit interval wordt bepaald door enerzijds de grootte van de tijdstappen  $R_T$  en anderzijds de keuze van  $K$ , het maximaal aantal tijdstappen dat het water in een cel kan verblijven alvorens transport kan plaatsvinden naar één van de buurcellen. Rekening houdend met een ruimtelijke resolutie van 25 m werd een tijdstapgrootte van 45 s gekozen en werd  $K$  gelijk gesteld aan 12. De minimale en maximale verblijftijden worden daardoor respectievelijk 45 s en 540 s. Bijgevolg kan de stroomsnelheid variëren tussen de 0.046 m/s en 0.556 m/s, wat realistisch is voor directe afvoer in een vlakke omgeving [65]. Hierbij dient opgemerkt te worden dat de minimale stroomsnelheid minder cruciaal is dan de maximale. De reden hiervoor is dat water dat zeer traag stroomt na een tijd toch infiltrert en dus geen deel uitmaakt van het directe-afvoerhydrogram. De stroomsnelheid ter hoogte van het debietsmeetpunt bedroeg maximaal ongeveer 0.30 m/s. Nochtans is het waarschijnlijk dat ter hoogte van de steilere stukken van de waterloop hogere stroomsnelheden worden gehaald. Om het model hieraan aan te passen, werd een extra lus aan de code toegevoegd (Pseudocode 3), waardoor het water in de waterloop tot  $M$  keer sneller kan stromen dan over land. Hoewel een hogere instelling van  $M$  dus toelaat hogere stroomsnelheden in de waterloop te simuleren, impliceert dit ook een grote computationele kost (Sectie 3.4.6). Bijgevolg dient er een compromis te worden gezocht. Op basis van de simulatiereultaten (Sectie 3.4.3) werd  $M$  gelijk gesteld aan 9. Daardoor bedraagt de maximale stroomsnelheid in de waterloop ongeveer 5 m/s. Er dient opgemerkt te worden dat deze methode om de maximale stroomsnelheid in de waterloop te verhogen, computationeel efficiënter is dan het gebruik van kleinere tijdstappen, maar minder precieze resultaten oplevert. Dit is te wijten aan het feit dat de duur dat het water in een bepaalde cel aanwezig is, wordt bijgehouden als een aantal tijdstappen. Zo wordt bij de modellering van de stroming in de waterloop bijvoorbeeld geen onderscheid gemaakt tussen water dat reeds na een tiende van een tijdstap in de waterloop terechtkomt en water dat pas na de helft van een tijdstap in de waterloop terechtkomt.

### 3.3.3 Modelparameters

Een belangrijk proces bij het modelleren van directe afvoer is natuurlijk infiltratie. Infiltratie is in de realiteit een complex proces dat afhangt van verschillende factoren, zoals de textuur, de structuur en de vochtstatus van de bodem. In fysisch gebaseerde modellen worden dan ook veelal vergelijkingen gebruikt die niet enkel rekening houden met het type bodem, maar ook met het bodemvochtgehalte. Een voorbeeld hiervan is de Green-Ampt vergelijking (Sectie 1.3.2). Bodemvocht wordt in dit model echter niet in rekening gebracht, waardoor een vereenvoudigde aanpak

vereist is. Meer bepaald wordt uitgegaan van een constante infiltratiecapaciteit  $I_{ci}$ , die enkel afhangt van de bodemtextuur. Als referentiewaarden werden de infiltratiesnelheden gebruikt zoals vastgelegd door de *United States Department of Agriculture* (USDA) (Tabel 3.1) [66]. Vermits in rivierbodems eerder voeding door het grondwater plaatsvindt dan infiltratie [3], werd de infiltratiecapaciteit voor de gridcellen waar de Hertsbergebeek doorheen stroomt op nul gezet.

Tabel 3.1: Infiltratiecapaciteiten  $I_{ci}$  per bodemtextuurklasse [66].

Bodemtextuur	$I_{ci}$ (mm/h)
veen	26.924
zand	26.924
leemig zand	22.352
licht zandleem	19.05
zandleem	12.7
klei	6.35
zware klei	4.826
afgegraven/bebouwd	0

Een andere belangrijke parameter in het model is de Manningcoëfficiënt  $n_i$ . Deze beschrijft de ruwheid van het landoppervlak en bepaalt dus de snelheid van de directe afvoer (Sectie 3.2). Per bodembedekkingsklasse werd een Manningcoëfficiënt vastgelegd (Tabel 3.2) [67]. Om een goede doorstroming in de waterloop te waarborgen, werd de bodembedekkingsklasse van de cellen waar de waterloop gelegen is gelijk gesteld aan de bodembedekkingsklasse “water”.

Tabel 3.2: Manningcoëfficiënt  $n_i$  per bodembedekkingsklasse [67].

Bodembedekking	$n_i$ (-)
gebouwen	0.011
autowegen	0.011
overig afgedekt	0.011
spoorwegen	0.011
water (/waterlopen)	0.03
overig onafgedekt	0.011
akker	0.04
gras/struiken	0.03
bomen	0.055

## 3.4 Benchmarksimulaties

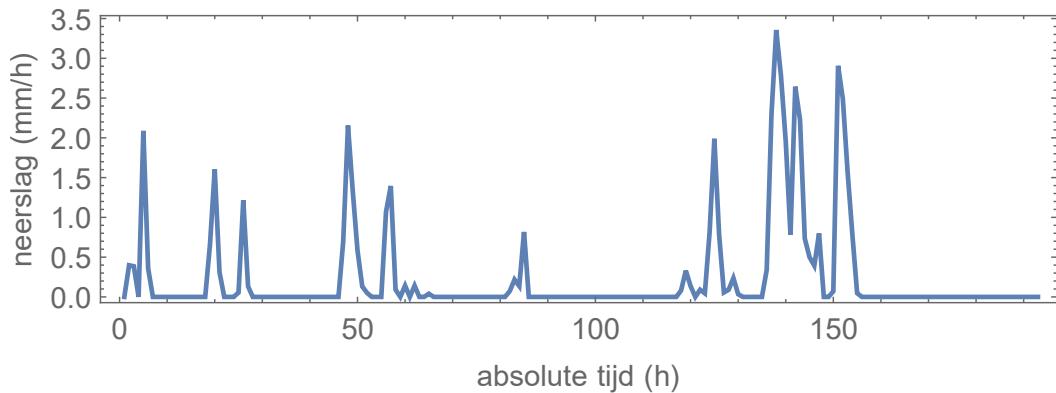
### 3.4.1 Tijdreeksen

Om een eerste kwalitatieve validatie uit te voeren, werd een testperiode geselecteerd van 193 h, gaande vanaf 17/01/2009 (09:00:00) tot en met 25/01/2009 (09:00:00). Deze periode omvat enkele regenbuien (Figuur 3.2), alsook de daaruit voorkomende directe afvoer (Figuur 3.3), zoals bepaald na basisafvoerscheiding a.d.h.v. de tweeparametermethode van Boughton [14] (Sectie 2.5). Het hydrogram bevat vier pieken die gemakkelijk aan regenbuien kunnen worden gekoppeld (Figuur 3.3). De PET ligt redelijk laag (maximaal 0.0966 mm/h), vermits de periode in de winter valt. Hoewel de bodem redelijk vochtig is in de winter, draagt slechts een beperkt deel van de neerslag die tijdens de periode valt bij tot de afvoer via de waterloop. Dit verklaart waarom de testperiode gevolgd wordt door een periode van verhoogde basisafvoer (Figuur 3.3).

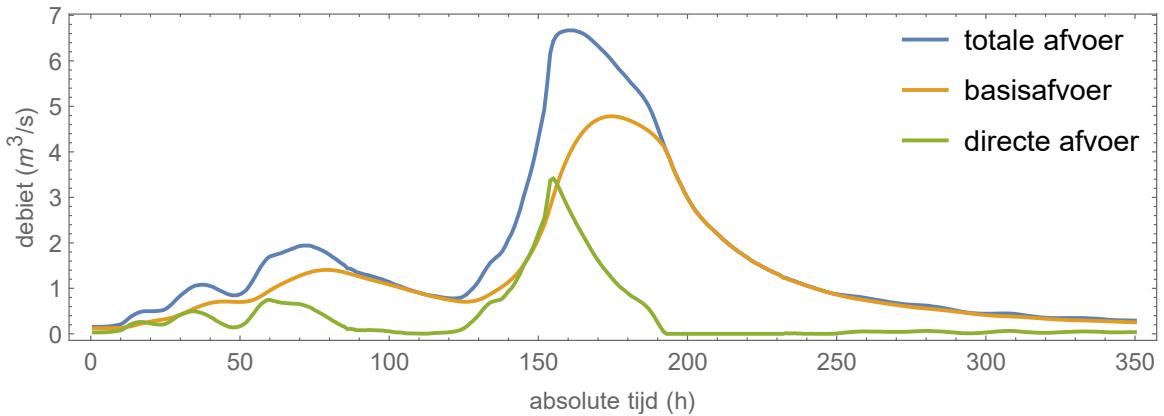
Voor de geselecteerde periode werden simulaties uitgevoerd met vier varianten van het model. De resultaten hiervan worden weergegeven in Tabel 3.3. De rekentijden die hierbij zijn meegegeven zijn deze na parallelisatie op een *dual-socket* node met 10 processorkernen en een kloksnelheid van 2.6 GHz. De directe afvoer werd telkens bepaald op basis van de diepte van de waterlaag ter hoogte van het debietsmeetpunt. Vooraleer deze te vergelijken met de geobserveerde directe afvoer werden de resultaten uitgemiddeld, waarbij per 30 min (20 tijdstappen) een gemiddelde werd genomen van de gemodelleerde afvoer. Om de goede werking van het model te verzekeren werd per tijdstap gecontroleerd of de massabalans wel klopt en of er dus geen water op onverklaarbare wijze uit verdwijnt. Als indicator voor de accuraatheid van het model werd voornamelijk gefocust op de *Nash-Sutcliffe model efficiency coefficient* (NSE) [68]:

$$NSE = 1 - \frac{\sum_{t=1}^T (Q_m^t - Q_o^t)^2}{\sum_{t=1}^T (Q_o^t - \bar{Q}_o)^2}, \quad (3.13)$$

met  $Q_m^t$  [ $\text{m}^3/\text{s}$ ] en  $Q_o^t$  [ $\text{m}^3/\text{s}$ ] respectievelijk de gemodelleerde en geobserveerde afvoer op tijdstip  $t$ , en  $\bar{Q}_o$  [ $\text{m}^3/\text{s}$ ] de tijdsgeriddeerde geobserveerde afvoer.



Figuur 3.2: Neerslag voor de periode 17/01/2009 (09:00:00) - 25/01/2009 (09:00:00).



Figuur 3.3: Basisafvoerscheiding voor de periode 17/01/2009 (09:00:00) - 31/01/2009 (22:00:00).

Tabel 3.3: Modelresultaten en inputs van de vier beschouwde benchmarksimulaties. De rekentijd is deze na parallelisatie op een *dual-socket* node met 10 processorkernen en een kloksnelheid van 2.6 GHz.

	In situ	Simulatie 1	Simulatie 2	Simulatie 3	Simulatie 4
neerslag (P) (mm)	48.9	47.64	47.64	47.64	47.64
PET (mm)	4.26	4.15	4.15	4.15	4.15
infiltratie + AET (mm)		45.20	38.82	39.48	37.83
basisafvoer (BF) (mm)	14.44	14.82	14.82	14.82	14.82
runoff (R) (mm)	5.86	1.38	5.82	1.14	0.00037
langs rand (L) (mm)	5.86	1.49	6.14	1.34	0.19
$P - PET - BF - L$ (mm)	24.34	27.18	22.53	27.33	28.48
rekentijd (h)		29.78	29.35	25.52	11.36
ME ( $m^3/s$ )		-0.4985	0.0064	-0.5249	-0.6514
MAE ( $m^3/s$ )		0.5005	0.3269	0.5327	0.6514
RMSE ( $m^3/s$ )		0.7980	0.5120	0.8612	1.0200
NSE		-0.0304	0.5758	-0.2	-0.6865

### 3.4.2 Modelsimulatie 1

Om te beginnen werd een simulatie gedaan met de parameters ingesteld zoals beschreven in Sectie 3.3.3 en de randvoorwaarden zoals gedefinieerd in Sectie 3.3.2. Hoewel het kon worden aangetoond dat er water langs de waterloop werd afgevoerd, lagen de gesimuleerde hoeveelheden directe afvoer extreem laag (Figuren 3.6 en 3.7). Zo bedroeg de totale hoeveelheid directe afvoer tijdens de periode slechts 1.38 mm, terwijl deze in realiteit ongeveer 6.02 mm bedroeg. Een dergelijke onderschatting van de directe afvoer kan te wijten zijn aan te hoge infiltratiecapaciteiten en/of te hoge Manningcoëfficiënten.

Een belangrijke Manningcoëfficiënt is ongetwijfeld die van de waterlopen. De waterlopen in een stroomgebied hebben immers een grote invloed op het hydrogram [10]. Daarnaast kan verwacht worden dat een kleinere Manningcoëfficiënt tot betere resultaten zal leiden, vermits de basisafvoer in het model niet in rekening wordt gebracht en de hoogte van het wateroppervlak in de waterlopen dus onderschat wordt (Sectie 3.3.1).

### 3.4.3 Modelsimulatie 2: aangepaste infiltratiecapaciteiten en $n_{waterlopen}$

Zoals besproken in Sectie 3.4.2 kan een grotere afstroming naar het debietsmeetpunt bekomen worden d.m.v. kleinere Manningcoëfficiënten en/of lagere infiltratiecapaciteiten. Om een betere benadering van de geobserveerde directe afvoer te bekomen, werd daarom een meer geschikte instelling gezocht voor de infiltratiecapaciteiten en voor de parameter  $n_{waterlopen}$ . Voor de laatste parameter werd te werk gegaan via *trial and error*, waarbij een waarde van 0.0075 geschikt bleek. Met betrekking tot de infiltratiecapaciteiten werd een factor  $g_I$  bepaald, zodat wanneer deze met de infiltratiecapaciteiten  $I_{ci}$  vermenigvuldigd wordt, de totale hoeveelheid afvoer tijdens de periode *in silico* gelijk wordt aan deze *in situ*. De andere parameters werden hierbij ingesteld zoals bij Modelsimulatie 1 (Sectie 3.4.2). De optimale waarde voor  $g_I$  was 0.08.

Als resultaat werd een hydrogram bekomen dat vrij goed lijkt op het geobserveerde hydrogram. Zo bedraagt de NSE 0.5758. Toch is het duidelijk dat de ligging van de pieken van het hydrogram anders is dan in realiteit. Zo is bijvoorbeeld de naijltijd *in silico* bij de in omvang beperkte regenbuien aan het begin van de periode steeds kleiner dan de naijltijd *in situ*. Meer bepaald liggen de maxima van het gesimuleerde hydrogram voor deze regenbuien na ongeveer 9.14 h, 26.38 h en 57.89 h, terwijl het

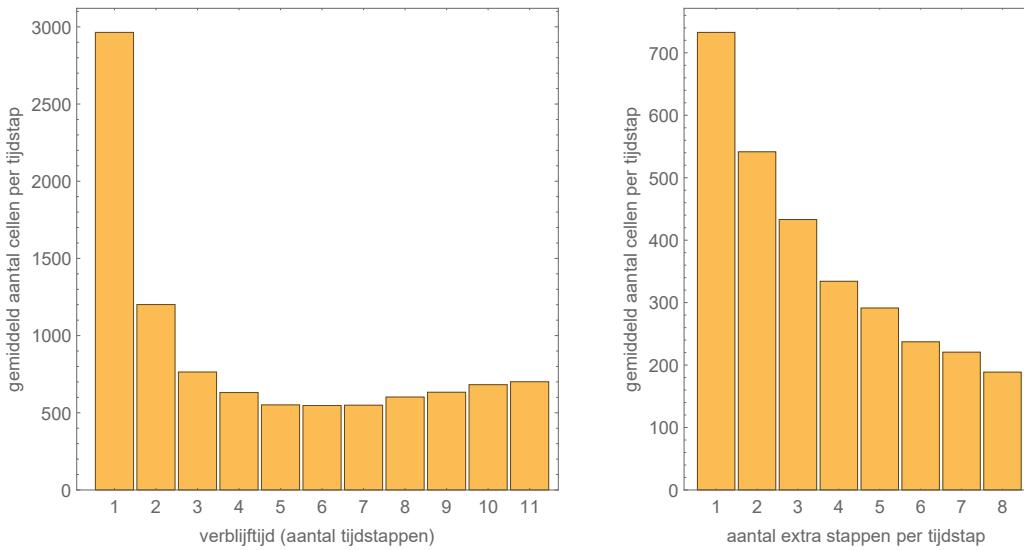
*in situ* hydrogram pas een maximum bereikt na 12.5 h, 31.25 h en 59.01 h. Bij de intense bui op het einde van de testperiode is de naijltijd *in silico* dan weer groter dan *in situ*. Zo wordt het maximum in het hydrogram pas bereikt na 170.13 h in plaats van na 154.14 h. De totale hoeveelheid directe afvoer bedraagt 6.14 mm, wat slechts ongeveer 0.12 mm minder is dan de *in situ* vastgestelde. Net zoals bij Modelsimulatie 1 is het duidelijk dat het water vooral via de waterloop stroomt (Figuur 3.7) en dat de verliezen langs de randen van het stroomgebied beperkt zijn (Tabel 3.3).

Bij de modelimplementatie werd het interval afgebakend. Zo werden de minimale en maximale stroomsnelheid gelijk gesteld aan respectievelijk 0.046 m/s en 0.556 m/s. Om na te gaan of dit stroomsnelheidsinterval min of meer realistisch is, werd een histogram opgemaakt van de gesimuleerde verblijftijd per cel (Figuur 3.4). Er dient hierbij opgemerkt te worden dat van de 122940 cellen gemiddeld ongeveer 115439 cellen een verblijftijd hebben van 12 tijdstappen. Dit betekent dat het water in de meerderheid van de cellen reeds getransporteerd wordt na een fractie van de theoretische verblijftijd. Hierbij dienen echter enkele kanttekeningen te worden gemaakt. Zo representeert de statistiek niet enkel de natte, maar ook de droge periodes, wanneer de beperkte hoogte van het wateroppervlak per definitie tot een zeer lage stroomsnelheid leidt (Vergelijking 3.4). Daarnaast dient te worden opgemerkt dat traag stromend water, daar het in de meeste gevallen uiteindelijk toch infiltrert, slechts een beperkte invloed heeft op het hydrogram. Bovendien blijft het water in veel gevallen toch in dezelfde cel, doordat het wateroppervlak in de cel lager is dan in haar omgeving (Sectie 3.3.1).

Om de stroomsnelheid in de waterloop te verhogen werd een extra lus aan de code toegevoegd (Sectie 3.3.2). Om de invloed van deze modificatie na te gaan werd ook voor de waterstroming in de waterloop een histogram opgemaakt (Figuur 3.4). Op basis hiervan is het duidelijk dat de extra lus een grote invloed heeft op de effectieve stroomsnelheid. Dit ligt voor een groot deel aan de Manningcoëfficiënt in de waterloop. Deze werd hier gelijk gesteld aan 0.0075, wat een vrij kleine waarde is [67].

#### **3.4.4 Modelsimulatie 3: *von Neumann neighbourhood***

Voor de derde modelsimulatie werd het model geïmplementeerd met een andere *neighbourhood*. Zo werd hier geopteerd voor de 5-cellige *von Neumann neighbourhood* in plaats van de 9-cellige *Moore neighbourhood*. Daardoor is de omgevingsdefiniering hetzelfde als in het oorspronkelijke model van Parsons J. A. en Fonstad M. A. In



Figuur 3.4: Histogram van de gesimuleerde verblijftijd per cel (links) en histogram van het aantal extra stappen dat het water in de waterloop aflegt (rechts) voor Modelsimulatie 2.

tegenstelling tot Modelsimulaties 1 en 2, kon hier echter slechts een beperkte directe afvoer worden waargenomen (Figuur 3.6). Ook het aanpassen van de parameters kon daarbij weinig helpen. Een mogelijke verklaring is de lage resolutie van het model (25 m). Daar stroomrichtingen steeds berekend worden op basis van het DTM, kan een lage resolutie de waterstroming immers erg bemoeilijken, zeker in combinatie met het gebruik van een kleine omgeving. Dit verklaart tevens waarom Modelsimulatie 3 leidt tot hogere maximale waterstanden en een minder duidelijke uiting van de waterlopen in vergelijking met de eerste modelsimulatie (Figuur 3.9).

### 3.4.5 Modelsimulatie 4: DTM-gebaseerde hellingen

Voor Modelsimulatie 4 werd gewerkt met DTM-gebaseerde hellingen. Dit betekent dat, in tegenstelling tot bij de vorige modelsimulaties, de richting en snelheid van de stroming niet bepaald worden op basis van de helling van het wateroppervlak, maar op basis van de helling van het DTM. Het voordeel van deze implementatie is een grote besparing in rekentijd (Sectie 3.4.6). Het nadeel is echter dat, door geen rekening te houden met de diepte van de waterlaag, water vaak accumuleert in putten (Figuur 3.10). Bijgevolg blijft het gesimuleerde debiet ter hoogte van het meetpunt onder de  $0.0009 \text{ m}^3/\text{s}$ . Bij het bepalen van de helling dient dus telkens rekening gehouden te worden met de diepte van de waterlaag, althans zolang de lokale depressies op voorhand niet uit het DTM worden verwijderd.

### 3.4.6 Bespreking rekentijd

Hoewel er bij de modelconstructie veel aandacht werd besteed aan het rekenefficiënt maken van de code (Sectie 3.3.1) is de rekentijd van het model redelijk lang. Zo duurt de simulatie van een periode van 193 h ongeveer 29-30 h na parallelisatie op een *dual-socket* node met 10 processorkernen en een kloksnelheid van 2.6 GHz. Er zijn echter manieren om de rekentijd in te korten. Zo kan bijvoorbeeld gewerkt worden met een andere omgeving (Sectie 3.4.4), waardoor de rekentijd gereduceerd wordt tot 25.52 h. Een andere optie is te werken met DTM-gebaseerde hellingen (Sectie 3.4.5), wat de rekentijd reduceert tot 11.36 h. In beide gevallen heeft dit echter een negatieve impact op de accuraatheid van het model. Er dient te worden opgemerkt dat een groot deel van de rekentijd afkomstig is van de extra lus voor het simuleren van de stroming in de waterloop (Sectie 3.3.2). Zo wordt de rekentijd bij het weglaten van de lus gereduceerd tot 8 h.

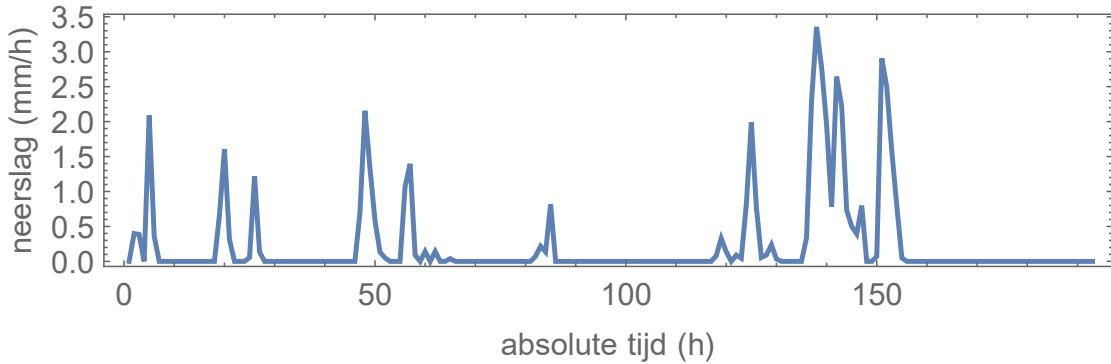
De rekentijd van het model werd vervolgens vergeleken met die van het oorspronkelijk model van Parsons J.A. en Fonstad M.A. [1]. Dit model deed ongeveer 0.025 ms per cel per tijdstap. Om een goede vergelijking mogelijk te kunnen maken, werd gebruikgemaakt van een variant van het model zonder extra verhoogde stroomsnelheid in de waterloop, met de *von Neumann neighbourhood* als omgeving en de parameters ingesteld zoals bij Modelsimulatie 2. Voor het simuleren van een periode van 193 h bedraagt de rekentijd 6.95 h. Dit komt neer op 0.013 ms per cel per tijdstap, wat slechts de helft is van de rekentijd van het oorspronkelijke model en derhalve de efficiëntie van de code aantoon.

Om na te gaan wat de relatie is tussen de ruimtelijke resolutie en de rekentijd, werden simulaties uitgevoerd met een vierkant raster als stroomgebied. Daarbij werd er opnieuw gebruikgemaakt van een modelvariant zonder extra verhoogde stroomsnelheid in de waterloop, met de *von Neumann neighbourhood* als omgeving en de parameters ingesteld zoals bij Modelsimulatie 2. De simulaties tonen aan dat de grootte van het raster een grote invloed heeft op de rekentijd (Tabel 3.4). Dit is vrij logisch, aangezien alle berekeningen voor elke cel worden uitgevoerd. Bovendien dient er te worden opgemerkt dat het gebruik van kleinere cellen ook kleinere tijdstappen impliceert. Het is immers de verhouding tussen de grootte van de gridcellen en de grootte van de tijdstappen die de maximale stroomsnelheid bepaalt (Sectie 3.3.2). De ruimtelijke resolutie en de grootte van het stroomgebied zullen bijgevolg een grote invloed hebben op de rekentijd. Er kan worden opgemerkt dat de toename van de rekentijd in functie van het aantal cellen minder is dan die die bij een lineair verband zou worden verkregen. Dit ligt waarschijnlijk voor een groot deel aan de parallelisatie, die extra

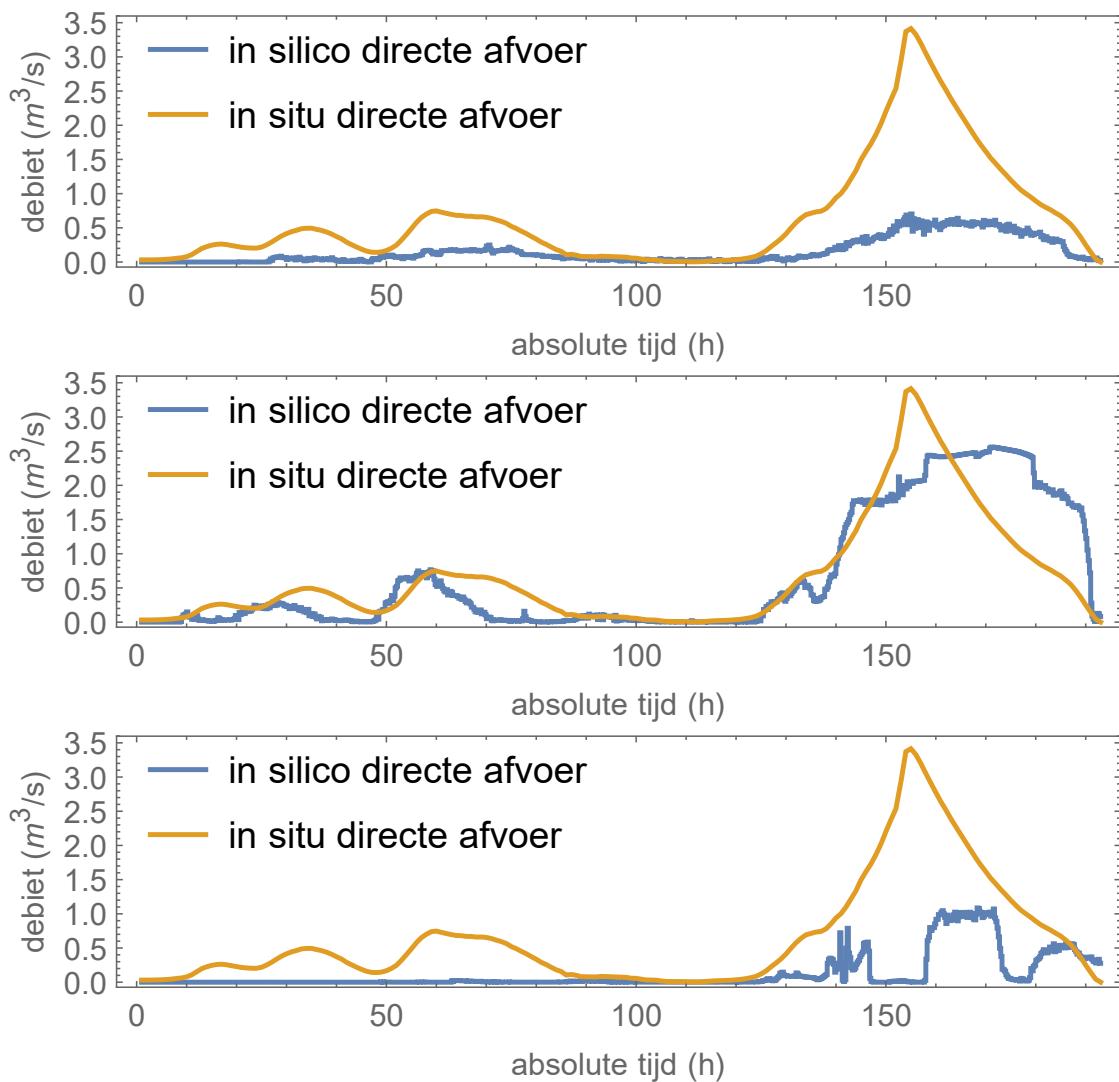
loont wanneer het aantal cellen vergroot. Dit is een gevolg van het kleiner worden van het relatief aandeel van de *overhead* in de rekentijd.

Tabel 3.4: Rekentijd van het model voor verschillende vierkante rasters. Bij het uitvoeren van de simulaties werd er gebruikgemaakt van een modelvariant zonder extra verhoogde stroomsnelheid in de waterloop, met de *von Neumann neighbourhood* als omgeving en de parameters ingesteld zoals bij Modelsimulatie 2.

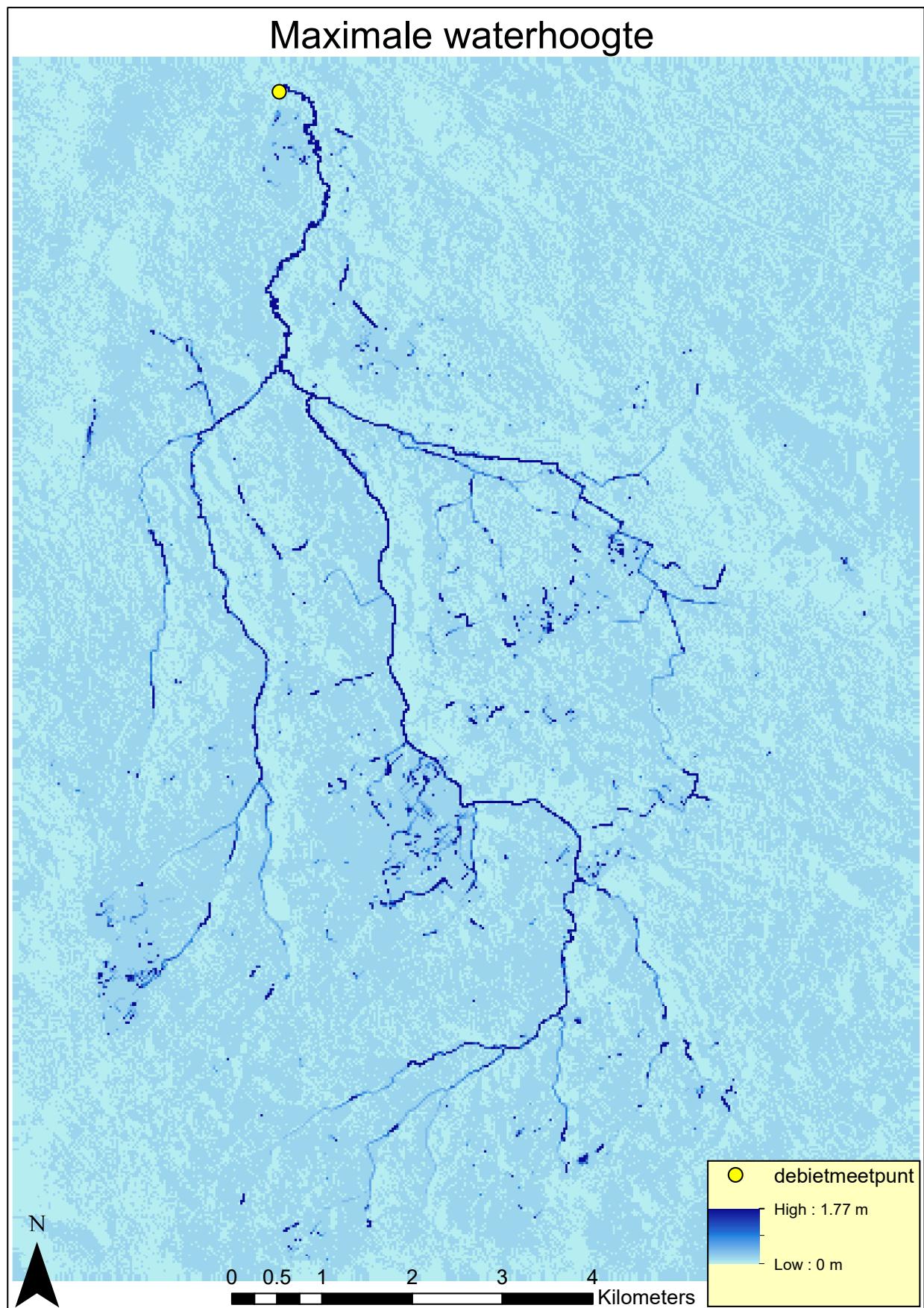
Aantal cellen	Rekentijd (s)
2500	687
10000	1879
40000	5477



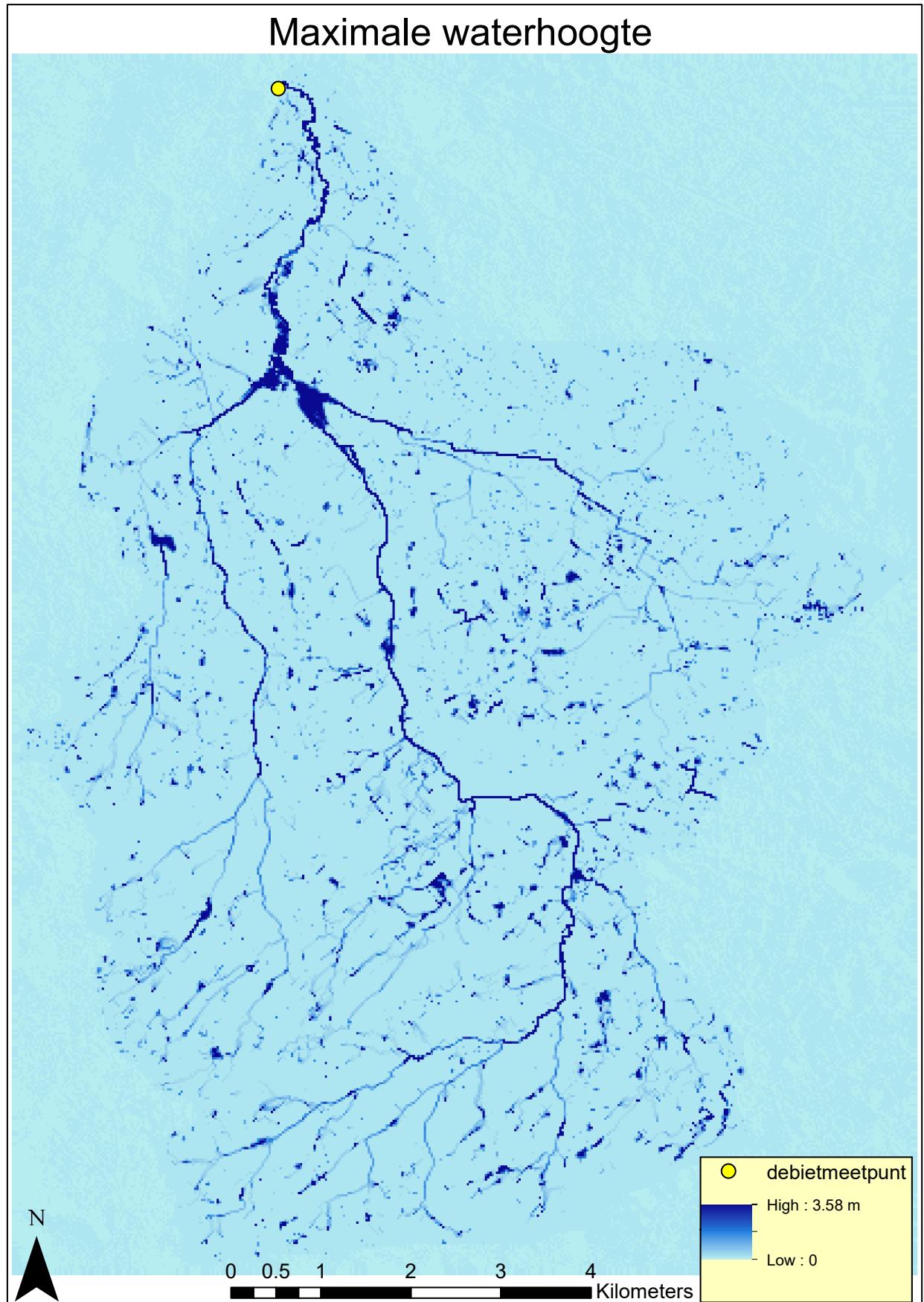
Figuur 3.5: Neerslag voor de periode 17/01/2009 (09:00:00) - 25/01/2009 (09:00:00).



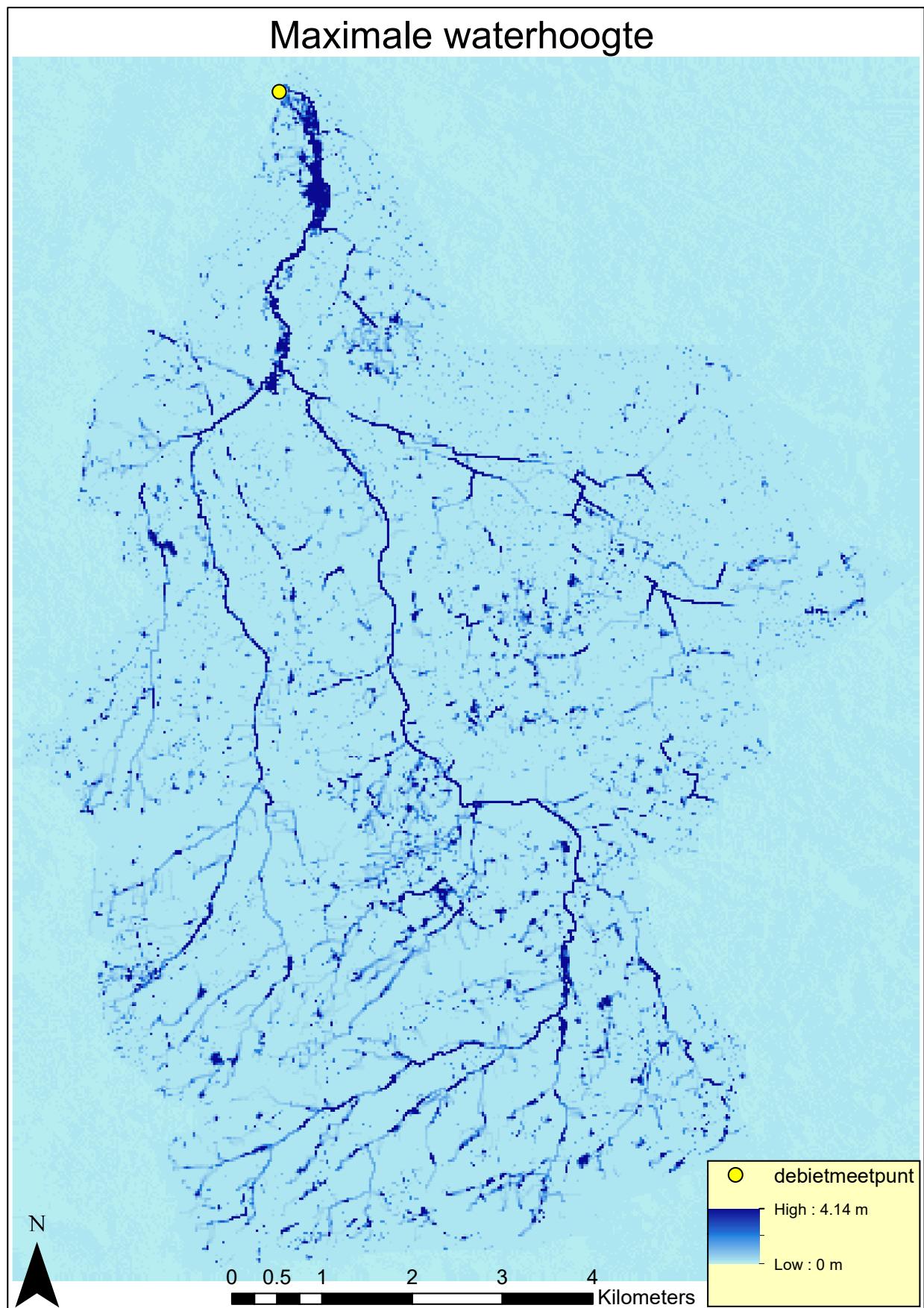
Figuur 3.6: Geobserveerde en gemodelleerde directe afvoer (van boven naar beneden: Modelsimulaties 1,2 en 3).



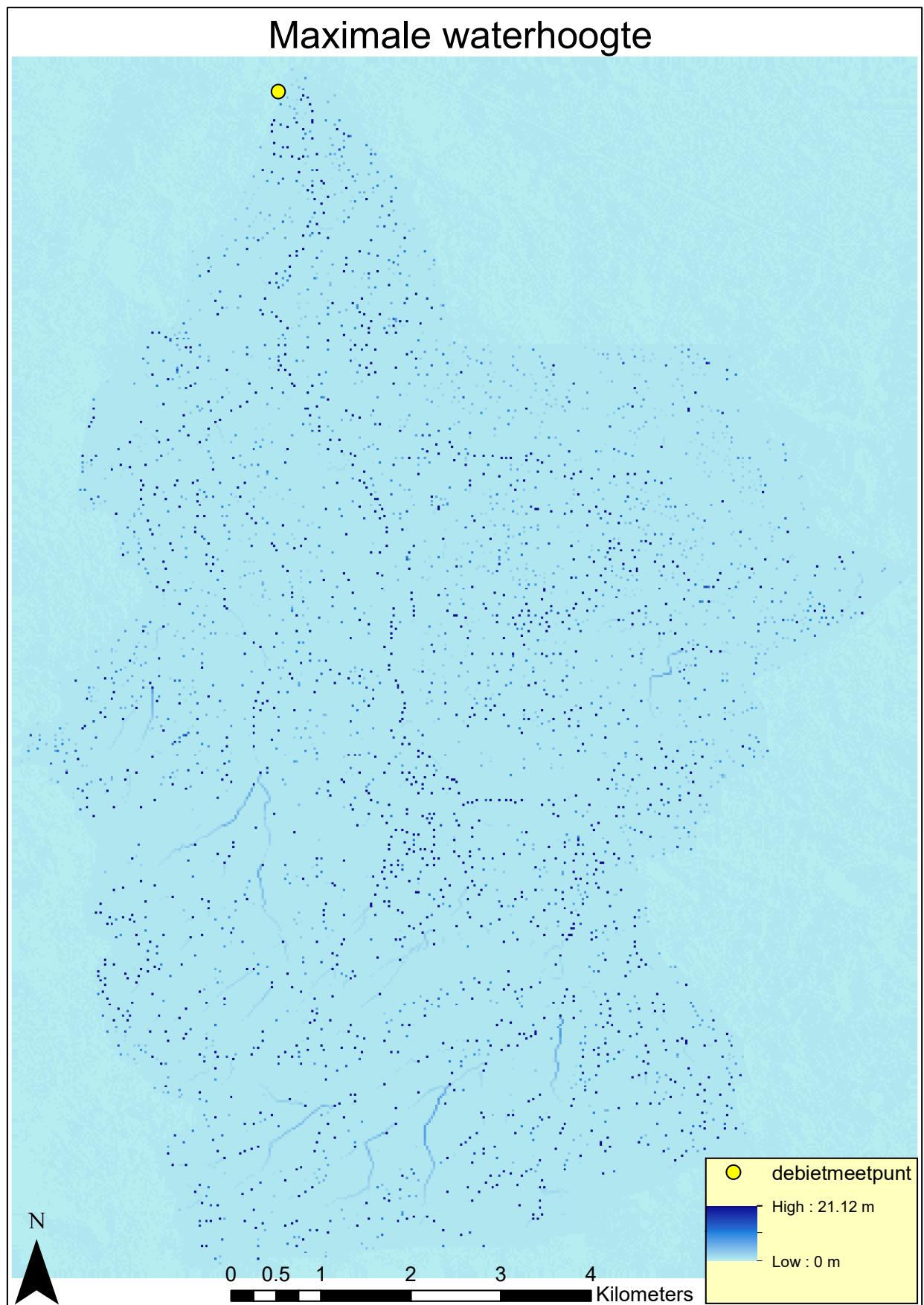
Figuur 3.7: Maximale waterhoogte (Modelsimulatie 1).



Figuur 3.8: Maximale waterhoogte (Modelsimulatie 2).



Figuur 3.9: Maximale waterhoogte (Modelsimulatie 3).



Figuur 3.10: Maximale waterhoogte (Modelsimulatie 4).



## HOOFDSTUK 4

# **GEVOELIGHEIDSANALYSE EN MODELKALIBRATIE**

### **4.1 Inleiding**

In Hoofdstuk 3 werd reeds aangetoond dat het model toelaat de directe afvoer in het stroomgebied te simuleren. Zo had het gesimuleerde hydrogram piekvolumes en piekhoogtes die gelijkaardig waren aan die van het geobserveerde hydrogram (Figuur 3.6). Om de modelparameters te optimaliseren, werden deze gekalibreerd via *grid searching* (Sectie 4.3). Wegens de lange rekentijd van het model, zou het kalibreren van alle parameters echter een te hoge computationele kost impliceren. Vandaar werd er eerst een globale sensitiviteitsanalyse uitgevoerd om de belangrijkste parameters te identificeren (Sectie 4.2.2).

Om de rekentijd te beperken, werd er geen modelkalibratie uitgevoerd voor de volledige tijdreeks, maar werden een aantal testperiodes van 150-250 h geselecteerd. Deze periodes omvatten telkens enkele regenbuien, alsook de daaruit voorkomende directe afvoer. Om naast de beschrijvende kracht ook de voorspellende kracht van het model te testen, werd tenslotte een modelvalidatie uitgevoerd. Hierbij werden de gekalibreerde modellen toegepast op periodes waarvoor ze niet gekalibreerd werden (Sectie 4.4). Zowel de beschrijvende als de voorspellende kracht van het model werden vergeleken met die van een variant van het PDM die wordt gebruikt door de VMM.

## 4.2 Globale en lokale sensitiviteitsanalyse

### 4.2.1 Sensitiviteit

De sensitiviteit van een variabele  $Y$  voor een parameter  $X_i$  op tijdstip  $t$  drukt uit in welke mate de variabele op dit tijdstip ( $Y(t)$ ) beïnvloed wordt door de beschouwde parameter. Wiskundig wordt ze gedefinieerd als de partiële afgeleide van de model-output naar de parameter [69] :

$$S_i(t) = \frac{\partial Y(t)}{\partial X_i}. \quad (4.1)$$

Sensitiviteitsanalyse speelt een belangrijke rol bij modellering. Zo laat ze toe om de onzekerheid van de model-output te linken aan die van de verschillende parameters. Wanneer de belangrijkste parameters geïdentificeerd zijn, kan aan deze parameters meer aandacht besteed worden bij de kalibratie, of kunnen extra metingen worden uitgevoerd om de gevoeligste parameters nauwkeuriger te schatten. Waar bij zuiver lineaire modellen de sensitiviteit voor een bepaalde parameter constant is, is deze bij de meeste modellen echter afhankelijk van de plaats in de parameterruimte. Dit is bijvoorbeeld het geval wanneer het model niet-lineair is in de parameter of wanneer er parameter-interacties zijn. Daarom dient er een onderscheid te worden gemaakt tussen een lokale en globale sensitiviteitsanalyse. Waar eerstgenoemde gebruikt wordt om de sensitiviteit te bepalen ter hoogte van een specifiek punt binnen de parameterruimte, geeft een globale sensitiviteitsanalyse een beeld van de sensitiviteit over de gehele parameterruimte. Beide type sensitiviteitsanalyses werden toegepast op het model (Secties 4.2.2 en 4.2.3).

### 4.2.2 Globale sensitiviteitsanalyse

#### Sensitiviteitsindices

Bij een globale sensitiviteitsanalyse wordt de gehele parameterruimte in acht genomen bij het bestuderen van de sensitiviteit van het model. Deze sensitiviteit wordt veelal samengevat in enkele sensitiviteitsindices [70].

De eerste sensitiviteitsindex die voor een parameter  $X_i$  kan gedefinieerd worden is de eerste-orde sensitiviteitsindex  $S_i$ . Deze wordt berekend a.d.h.v. de formule:

$$S_i = \frac{V(E(Y|X_i))}{V(Y)}. \quad (4.2)$$

Hierin zijn  $V(Y)$  en  $V(E_X(Y|X_i))$  respectievelijk de totale en de conditionele variantie van  $Y$ . De conditionele variantie van  $Y$  is de variantie van de verwachtingswaarde bij een bepaalde instelling van de parameter  $X_i$ . Ze is dus positief en kleiner dan de totale variantie  $V(Y)$ , waardoor  $S_i$  tussen 0 en 1 ligt.  $S_i$  is de eerste-orde sensitiviteitsindex daar er bij het bepalen van de verwachtingswaarde enkel geconditioneerd wordt op basis van  $X_i$ . De interacties met andere parameters hebben daardoor geen invloed op  $S_i$ . Het is echter ook mogelijk om te conditioneren op basis van een koppel van parameters  $(X_i, X_j)$ . In dit geval kan de variantie geschreven worden als:

$$V(E(Y|X_i, X_j)) = V(E(Y|X_i)) + V(E(Y|X_j)) + V_{i,j}, \quad (4.3)$$

met  $i \neq j$  en  $V(E(Y|X_i))$  en  $V(E(Y|X_j))$  de delen van de variantie gekoppeld aan de eerste-orde effecten. De term  $V_{i,j}$  omvat het deel van de variantie dat niet kan geschreven worden als een superpositie van eerste-orde effecten en is dus een maat voor de interactie tussen de parameters  $X_i$  en  $X_j$ . Wanneer men ze deelt door  $V(Y)$ , de totale variantie van  $Y$ , bekomt men de tweede-orde sensitiviteitsindex die gekoppeld is aan de parameters  $X_i$  en  $X_j$ :

$$S_{i,j} = \frac{V_{i,j}}{V(Y)}. \quad (4.4)$$

Op analoge wijze kunnen hogere-orde sensitiviteitsindices worden bepaald. Wanneer men alle mogelijke interacties tussen de verschillende parameters in acht neemt, is het mogelijk de variantie van een model-output volledig te koppelen aan haar parameters. Zo kan de totale variantie  $V(Y)$  geschreven worden als:

$$V(Y) = \sum_{i=1}^k V_i + \sum_{i=1}^k \sum_{j=i+1}^k V_{i,j} + \sum_{i=1}^k \sum_{j=i+1}^k \sum_{l=j+1}^k V_{i,j,l} + \dots + V_{1,2,3\dots k}, \quad (4.5)$$

met  $k$  het aantal parameters. Na beide leden van de vergelijking te delen door  $V(Y)$  bekomen we dat de som van de sensitiviteitsindices gelijk is aan 1:

$$1 = \sum_{i=1}^k S_i + \sum_{i=1}^k \sum_{j=i+1}^k S_{i,j} + \sum_{i=1}^k \sum_{j=i+1}^k \sum_{l=j+1}^k S_{i,j,l} + \dots + S_{1,2,3\dots k}. \quad (4.6)$$

Over het algemeen beschouwt men echter slechts zelden de afzonderlijke sensitiviteitsindices, maar beschouwt men een totale sensitiviteitsindex, die alle sensitiviteitsindices van een bepaalde parameter bundelt:

$$S_{Ti} = S_i + S_{i,j} + S_{i,j,l} + \dots + S_{1,2,3\dots k}. \quad (4.7)$$

Deze omvat zowel het deel van de variantie dat te wijten is aan het eerste-orde effect van parameter  $X_i$  als het deel dat te wijten is aan hogere-orde effecten waarbij de parameter  $X_i$  betrokken is. Bij complexere modellen zou het uitrekenen van alle sensitiviteitsindices echter tot een hoge computationele kost leiden. Daarom wordt de totale sensitiviteitsindex meestal berekend aan de hand van volgende vergelijking:

$$S_{Ti} = 1 - \frac{V(E(Y|X_{\sim i}))}{V(Y)}, \quad (4.8)$$

met  $V(E(Y|X_{\sim i}))$  de variantie van de verwachtingswaarde wanneer geconditioneerd wordt op alle parameters behalve  $X_i$ .

### **Methode van Saltelli**

Zoals hierboven beschreven is de dekompositie van de variantie een interessante methode om een sensitiviteitsanalyse uit te voeren. Het grote nadeel is echter dat ze de berekening van conditionele varianties vereist, wat kan leiden tot een hoge computationele kost. Zo impliceert het bepalen van de conditionele variantie  $V(E(Y|X_i))$  bijvoorbeeld dat over het hele bereik van  $X_i$  goede schatters van de verwachtingswaarde van de model-output worden berekend. Per sensitiviteitsindex dient dus een groot aantal modelsimulaties te worden uitgevoerd, waardoor de rekentijd hoog kan oplopen.

Er bestaan echter manieren om het vereiste aantal modelsimulaties te beperken. Zo is het bijvoorbeeld mogelijk eerste-orde en totale sensitiviteitsindices te berekenen aan de hand van de methode van Saltelli [70]. Deze methode is een uitbreiding van de methode voorgesteld door Sobol [71] en later aangepast werd door Homma en Saltelli [72]. Ze laat toe om de conditionele varianties te benaderen aan de hand van een relatief laag aantal modelevaluaties.

Bij de methode van Saltelli worden eerst twee matrices gegenereerd, hier matrix  $A$  en matrix  $B$ . Deze matrices bestaan elk uit  $N$  rijen en  $k$  kolommen, waarbij  $N$  gelijk is aan het aantal modelsimulaties dat per matrix wordt uitgevoerd en  $k$  gelijk is aan het aantal parameters. De twee matrices worden gevuld op een analoge manier. Telkens worden er voor iedere parameter waarvoor de sensitiviteit dient gekend te zijn via *Latin-Hypercube sampling* [73]  $N$  parameterwaarden geselecteerd. Deze worden dan op een willekeurige manier gecombineerd, waardoor  $N$  willekeurige parametercombinaties ontstaan, die de rijen vormen van de matrix.

$$A = \begin{bmatrix} x_1^{(1)} & x_2^{(1)} & \dots & x_i^{(1)} & \dots & x_k^{(1)} \\ x_1^{(2)} & x_2^{(2)} & \dots & x_i^{(2)} & \dots & x_k^{(2)} \\ \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots \\ x_1^{(N-1)} & x_2^{(N-1)} & \dots & x_i^{(N-1)} & \dots & x_k^{(N-1)} \\ x_1^{(N)} & x_2^{(N)} & \dots & x_i^{(N)} & \dots & x_k^{(N)} \end{bmatrix} \quad (4.9)$$

$$B = \begin{bmatrix} x_{k+1}^{(1)} & x_{k+2}^{(1)} & \dots & x_{k+i}^{(1)} & \dots & x_{2k}^{(1)} \\ x_{k+1}^{(2)} & x_{k+2}^{(2)} & \dots & x_{k+i}^{(2)} & \dots & x_{2k}^{(2)} \\ \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots \\ x_{k+1}^{(N-1)} & x_{k+2}^{(N-1)} & \dots & x_{k+i}^{(N-1)} & \dots & x_{2k}^{(N-1)} \\ x_{k+1}^{(N)} & x_{k+2}^{(N)} & \dots & x_{k+i}^{(N)} & \dots & x_{2k}^{(N)} \end{bmatrix} \quad (4.10)$$

Voor iedere te onderzoeken parameter  $X_i$  wordt vervolgens nog een extra matrix  $C_i$  geconstrueerd. Deze matrix is samengesteld op basis van matrices  $A$  en  $B$ , waarbij de kolom met de waarden van parameter  $X_i$  dezelfde is als die in matrix  $A$  en de andere kolommen zijn overgenomen uit matrix  $B$ :

$$C_i = \begin{bmatrix} x_{k+1}^{(1)} & x_{k+2}^{(1)} & \dots & x_i^{(1)} & \dots & x_{2k}^{(1)} \\ x_{k+1}^{(2)} & x_{k+2}^{(2)} & \dots & x_i^{(2)} & \dots & x_{2k}^{(2)} \\ \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots \\ x_{k+1}^{(N-1)} & x_{k+2}^{(N-1)} & \dots & x_i^{(N-1)} & \dots & x_{2k}^{(N-1)} \\ x_{k+1}^{(N)} & x_{k+2}^{(N)} & \dots & x_i^{(N)} & \dots & x_{2k}^{(N)} \end{bmatrix}. \quad (4.11)$$

Voor alle parametercombinaties worden vervolgens modelevaluaties uitgevoerd. De model-outputs komen terecht in de vectoren  $y_A$ ,  $y_B$  en  $y_{C_i}$ :

$$y_A = f(A), \quad y_B = f(B), \quad y_{C_i} = f(C_i). \quad (4.12)$$

Deze vectoren bieden de mogelijkheid om sensitiviteitsindices voor de verschillende parameters te berekenen. Zo kan de eerste-orde sensitiviteitsindex berekend worden

aan de hand van vergelijking

$$S_i = \frac{V(E(Y|X_i))}{V(Y)} = \frac{y_A \cdot y_{C_i} - f_0^2}{y_A \cdot y_A - f_0^2} = \frac{(1/N) \sum_{j=1}^N y_A^{(j)} y_{C_i}^{(j)} - f_0^2}{(1/N) \sum_{j=1}^N (y_A^{(j)})^2 - f_0^2} \quad (4.13)$$

en kan de totale sensitiviteitsindex berekend worden aan de hand van vergelijking

$$S_{Ti} = 1 - \frac{V(E(Y|X_{\sim i}))}{V(Y)} = 1 - \frac{y_B \cdot y_{C_i} - f_0^2}{y_A \cdot y_A - f_0^2} = 1 - \frac{(1/N) \sum_{j=1}^N y_B^{(j)} y_{C_i}^{(j)} - f_0^2}{(1/N) \sum_{j=1}^N (y_B^{(j)})^2 - f_0^2}. \quad (4.14)$$

De term  $f_0$  stelt de schatting van het gemiddelde van de model-outputs  $y_A$  voor:

$$f_0 = \frac{1}{N} \sum_{j=i}^N y_A^{(j)} \quad (4.15)$$

### Toepassing op testperiode

De methode van Saltelli werd toegepast op het model, waarbij simulaties werden uitgevoerd voor de testperiode (17/01/2009 (09:00:00) tot en met 25/01/2009 (09:00:00)). Zoals in Sectie 3.4 werden de afvoerresultaten uitgemiddeld, waarbij per 30 min (20 tijdstappen) een gemiddelde werd genomen van de gemodelleerde afvoer. Om het aantal simulaties te beperken werden niet alle parameters onderzocht, maar werden vijf parameters geselecteerd, meer bepaald de Manningcoëfficiënten van de bodembedekkingsklassen water, akkerland en gras/struiken en de infiltratiecapaciteiten van bodems met een textuur lemig zand en licht zandleem. Van  $n_{waterlopen}$ , de Manningcoëfficiënt van de waterlopen, kan worden verwacht dat ze belangrijk is vanwege het belang van de waterloop bij het geleiden van de afvoer in het stroomgebied. De andere parameters werden geselecteerd op basis van het grote aandeel van de geselecteerde bodembedekkings- en bodemtextuurklassen in het gebied.

Bij de methode van Saltelli dient een staalnamegrootte  $N$  te worden geselecteerd. Hierbij moet een compromis worden gemaakt tussen de kwaliteit van de analyse en de computationele kost. Zo zal een grotere staalnamegrootte  $N$  enerzijds leiden tot betere schatters van de sensitiviteitsindices, maar anderzijds ook het aantal uit te voeren simulaties doen oplopen (Vergelijking 4.12). Het aantal uit te voeren simulaties is immers gelijk aan  $N(2 + k)$ , waarbij  $k$  het aantal parameters is waarvoor de sensitiviteitsanalyse wordt uitgevoerd. Uiteindelijk werd  $N$  gelijk gesteld aan 250,

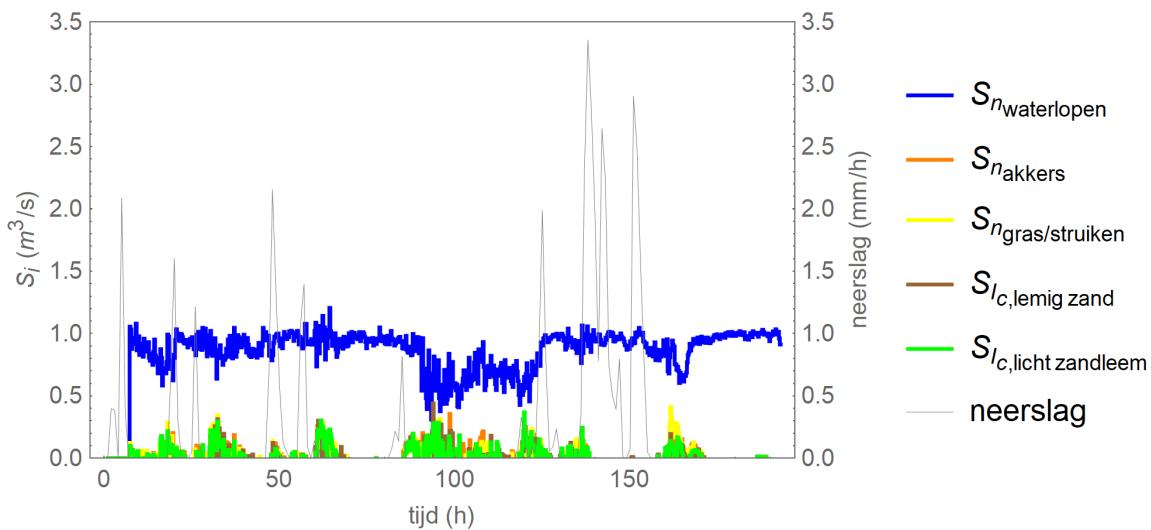
waardoor het totaal aantal modelevaluaties gelijk was aan 1750.

In functie van de globale sensitiviteitsanalyse dienden parameterintervallen te worden vastgelegd. Hiervoor werden dezelfde intervallen geselecteerd als die later zouden worden gebruikt bij de kalibratie van het model (Sectie 4.3). Op die manier levert de sensitiviteitsanalyse immers de meest accurate inschatting op m.b.t. welke parameters hierbij dienen te worden betrokken. De beschouwde parameterintervallen worden weergegeven in Tabel 4.1.

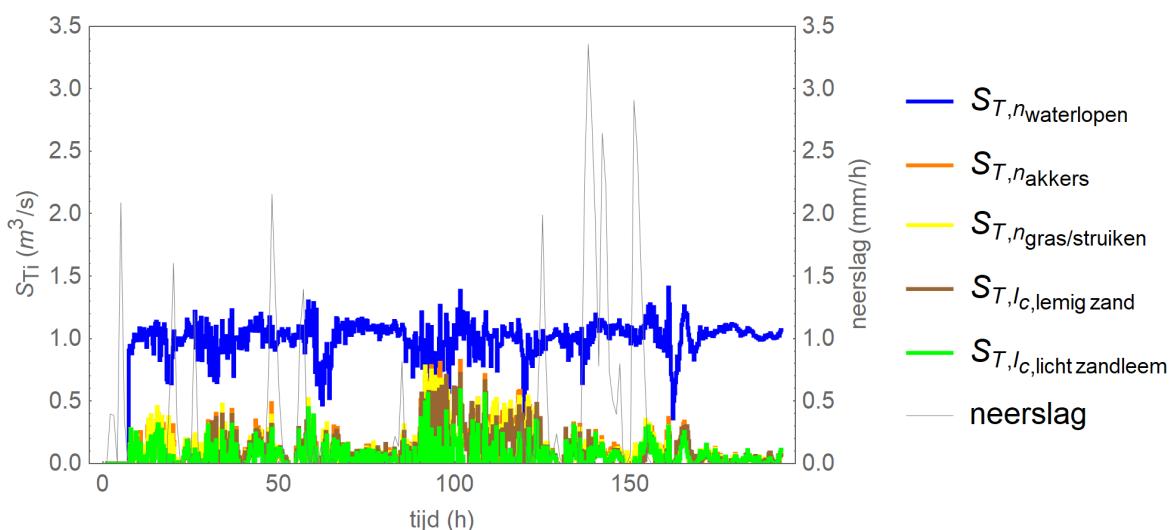
Tabel 4.1: Parameterintervallen gebruikt bij de globale sensitiviteitsanalyse.

Parameter	Onderste limiet	Bovenste limiet
$n_{waterlopen}$	0.0005	0.03
$n_{akkerland}$	0.005	0.125
$n_{gras/struiken}$	0.005	0.125
$I_{c,lemigzand}$ (mm/h)	0.22352	6.7056
$I_{c,lichtzandleem}$ (mm/h)	0.22352	6.7056

De sensitiviteitsindices werden uitgezet ten opzichte van de tijd (Figuren 4.1 en 4.2). Het valt op dat  $n_{waterlopen}$  veruit de meest invloedrijke parameter is. Haar eerste-orde sensitiviteitsindex is over de hele periode groter dan die van de andere parameters en bedraagt gemiddeld 0.8426 (Tabel 4.2). Op sommige tijdstippen zijn evenwel ook andere parameters belangrijk. Zo hebben (in volgorde van afnemende tijdsgemiddelde eerste-orde sensitiviteitsindex  $\mu(S_i)$ ) de parameters  $n_{gras/struiken}$ ,  $I_{c,lichtzandleem}$ ,  $n_{akkers}$  en  $I_{c,lemigzand}$  een invloed bij het bepalen van de hoogte van de pieken in het hydrogram. Dezelfde trend is merkbaar bij de totale sensitiviteitsindices (Figuur 4.2), behalve dat hierbij de parameter  $I_{c,lichtzandleem}$  de minst belangrijke parameter is. De pieken van de totale sensitiviteitsfuncties zijn echter hoger dan die van de eerste-orde sensitiviteitsindices, wat impliceert dat de invloed van de verschillende parameters bij het ontstaan van directe afvoer erg afhankelijk is van de interacties tussen de parameters onderling. De maxima in de totale sensitiviteitsindices liggen dan ook allemaal tussen 0.5 en 1 (Tabel 4.2).



Figuur 4.1: Eerste-orde sensitiviteitsindices in functie van de tijd voor de onderzochte modelparameters. De indices werden gelijk gesteld aan nul waar de schatting van het  $f_0$  kleiner was dan  $10^{-7}$ . Ook negatieve sensitiviteitsindices werden gelijk gesteld aan nul.



Figuur 4.2: Totale sensitiviteitsindices in functie van de tijd voor de onderzochte modelparameters. De indices werden gelijk gesteld aan nul waar de schatting van het  $f_0$  kleiner was dan  $10^{-7}$ . Ook negatieve sensitiviteitsindices werden gelijk gesteld aan nul.

Tabel 4.2: Eerste-orde sensitiviteitsindices ( $S_i$ ) en totale sensitiviteitsindices ( $S_{Ti}$ ). De statistieken op basis een gesimuleerde runofftijdreeks met tijdsintervallen van 45 s. Sensitiviteitsindices werden gelijk gesteld aan nul waar de schatting van het gemiddelde  $f_0$  kleiner was dan  $10^{-7}$ . Ook negatieve sensitiviteitsindices werden gelijk gesteld aan nul. Sensitiviteitsindices groter dan 1 werden dan weer gelijk gesteld aan 1. Alle data zijn weergegeven in  $\text{m}^3/\text{s}$ .

	$n_{\text{waterlopen}}$	$n_{\text{akkers}}$	$n_{\text{gras/struiken}}$	$I_{c,\text{leig zand}}$	$I_{c,\text{licht zand leem}}$
$\mu(S_i)$	0.8426	0.0264	0.0305	0.0252	0.0275
$\sigma(S_i)$	0.2062	0.052	0.0618	0.0543	0.0562
$\max(S_i)$	1	0.3548	0.4111	0.4382	0.3687
$\min(S_i)$	0.3093	0.0002	0.0003	0.0003	0.0001
$\mu(S_{Ti})$	0.9237	0.1255	0.1272	0.1103	0.0593
$\sigma(S_{Ti})$	0.1936	0.1496	0.1451	0.133	0.088
$\max(S_{Ti})$	1	0.822	0.7775	0.7186	0.5866
$\min(S_{Ti})$	0.3419	0.0005	0.0004	0.0002	0.0001

### 4.2.3 Lokale sensitiviteitsanalyse

#### Eindige-differentiemethode

Voor het uitvoeren van de lokale sensitiviteitsanalyse werd gebruikgemaakt van de methode van De Pauw en Vanrolleghem [69]. Bij een lokale sensitiviteitsanalyse is de analyse gefocust op een specifiek punt in de parameterruimte. Zoals reeds vermeld in Sectie 4.2.1 wordt de sensitiviteit van de variabele  $Y$  ten opzichte van de parameter  $X_i$  op tijdstip  $t$  gedefinieerd als de partiële afgeleide van de variabele naar de parameter (Vergelijking 4.1). Lokaal wordt deze partiële afgeleide veelal benaderd door middel van de eindige-differentiemethode. Hierbij wordt de partiële afgeleide benaderd op basis van het verschil tussen de model-outputs van twee modelsimulaties, waarbij de parameter onder beschouwing bij de tweede modelsimulatie licht geperturbeerd wordt ten opzichte van bij de eerste. Er kan een onderscheid gemaakt worden tussen het voorwaartse verschil

$$\left. \frac{\partial Y(t)}{\partial X_i} \right|_+ = \frac{Y(t, X_i + \xi X_i) - Y(t, X_i)}{\xi X_i}, \quad (4.16)$$

en het achterwaartse verschil

$$\left. \frac{\partial Y(t)}{\partial X_i} \right|_- = \frac{Y(t, X_i) - Y(t, X_i - \xi X_i)}{\xi X_i}, \quad (4.17)$$

met  $\xi$  telkens de perturbatiefactor. Het gemiddelde van deze verschillen, ook wel het centrale verschil genoemd, wordt beschouwd als de beste lineaire benadering voor de partiële afgeleide in het punt  $X_i$ . Wanneer de perturbatiefactor  $\xi$  infinitesimaal

klein is, wordt dit gemiddelde exact gelijk aan de sensitiviteit voor de parameter:

$$\frac{\partial Y(t)}{\partial X_i} = 0.5 \lim_{\xi \rightarrow 0} \left( \frac{\partial Y(t)}{\partial X_i} \Big|_+ + \frac{\partial Y(t)}{\partial X_i} \Big|_- \right) \quad (4.18)$$

$$= \lim_{\xi \rightarrow 0} \frac{Y(t, X_i + \xi X_i) - Y(t, X_i - \xi X_i)}{2 \xi X_i}. \quad (4.19)$$

Aangezien deze benadering lineariteit veronderstelt is ze in theorie pas correct wanneer de perturbatiefactor  $\xi$  infinitesimaal klein is. In de praktijk dient er echter ook rekening te worden gehouden met de beperkte nauwkeurigheid van computers. Bijgevolg dient per model telkens de optimale perturbatiefactor  $\xi_{opt}$  te worden bepaald. Hiervoor dient per tijdstip zowel het voorwaartse als het achterwaartse verschil te worden berekend. Op basis van deze verschillen worden dan verschillende statistieken berekend om te bepalen wat de optimale perturbatiefactor is. De statistieken die typisch worden berekend zijn de som van de gekwadrateerde fouten (SSE), de som van de absolute fouten (SAE), de maximale relatieve fout (MRE) en de som van de relatieve fouten (SRE):

$$SSE = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^n \left( \frac{\partial Y(t_i)}{\partial X_i} \Big|_+ - \frac{\partial Y(t_i)}{\partial X_i} \Big|_- \right)^2, \quad (4.20)$$

$$SAE = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^n \left| \frac{\partial Y(t_i)}{\partial X_i} \Big|_+ - \frac{\partial Y(t_i)}{\partial X_i} \Big|_- \right|, \quad (4.21)$$

$$MRE = \left| \frac{\frac{\partial Y(t_i)}{\partial X_i} \Big|_+ - \frac{\partial Y(t_i)}{\partial X_i} \Big|_-}{\frac{\partial Y(t_i)}{\partial X_i} \Big|_+} \right|_{MAX}, \quad (4.22)$$

$$SRE = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^n \left| \frac{\frac{\partial Y(t_i)}{\partial X_i} \Big|_+ - \frac{\partial Y(t_i)}{\partial X_i} \Big|_-}{\frac{\partial Y(t_i)}{\partial X_i} \Big|_+} \right|, \quad (4.23)$$

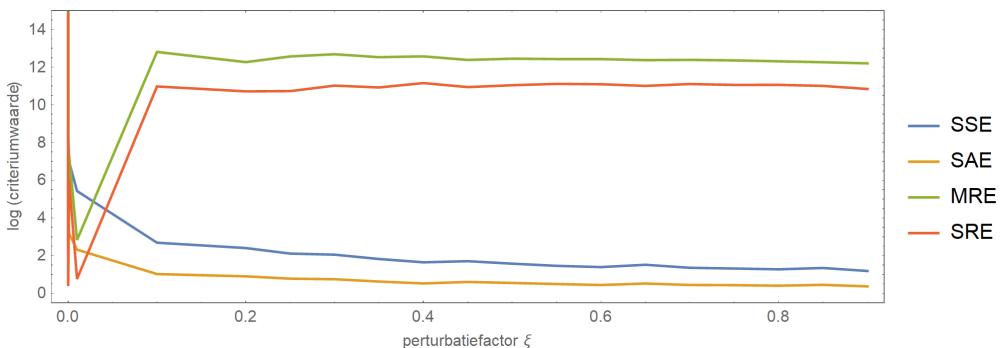
met  $N$  het totale aantal tijdstappen. Hoe kleiner de statistieken, hoe geschikter de perturbatiefactor.

### Toepassing op testperiode

Uit de globale sensitiviteitsanalyse (Sectie 4.2.2) bleek dat  $n_{waterlopen}$  de meest invloedrijke parameter was. Om de sensitiviteit van het model voor deze parameter nog verder te onderzoeken, werd een lokale sensitiviteitsanalyse uitgevoerd. Hierbij

werden de andere parameters ingesteld zoals bij Modelsimulatie 2 (Sectie 3.4.3) en werd  $n_{waterlopen}$  gevarieerd tussen 0.0005 en 0.03 in stappen van 0.000983.

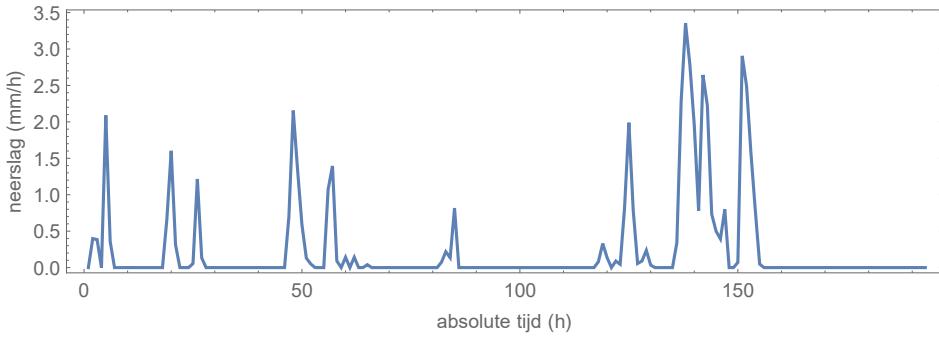
In de eerste plaats diende de optimale perturbatiefactor  $\xi_{opt}$  te worden bepaald. Daarvoor werden de SSE, SAE, MRE en SRE berekend bij verschillende perturbatiefactoren. Om de computationele kost te beperken, werd deze procedure enkel uitgevoerd voor de parameterwaarden zoals ingesteld bij Modelsimulatie 2 (Sectie 3.4.3), waarbij de gevoelighed voor  $n_{waterlopen}$  werd bepaald bij een waarde van 0.0075. Na het uitmiddelen van de gemodelleerde afvoer, waarbij per 30 min (20 tijdstappen) een gemiddelde werd genomen, konden de SSE, SAE, MRE en SRE voor elke perturbatiefactor worden berekend. Zoals weergegeven in Figuur 4.3 laten deze echter geen ondubbelzinnige bepaling van de perturbatiefactor  $\xi$  toe. De perturbatiefactoren die gepaard gaan met een kleine SRE en MRE, zijn immers veel kleiner dan die die gepaard gaan met een kleine SSE en SAE. Om te bepalen welke perturbatiefactor geschikt is, werden de lokale sensitiviteitsfuncties, die het verband uitdrukken tussen de lokale sensitiviteit en de parameterwaarde, op een kwalitatieve manier met elkaar vergeleken. Uiteindelijk werd hierbij gekozen voor een perturbatiefactor van 0.3, waarvan de sensitiviteitsfunctie wordt weergegeven in Figuur 4.5.



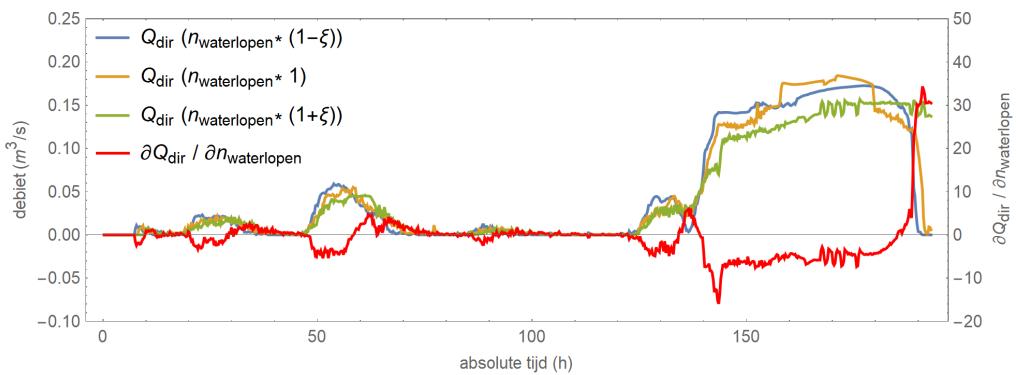
Figuur 4.3: SSE (som van de gekwadrateerde fouten), SAE (som van de absolute fouten), MRE (maximale relatieve fout) en SRE (som van de relatieve fouten) in functie van de perturbatiefactor  $\xi$ .

Het is duidelijk dat na regenval de sensitiviteit telkens gedurende een bepaalde periode negatief is, waarna ze gedurende een periode positief wordt (Figuur 4.5). Een grotere  $n_{waterlopen}$  heeft initieel dus telkens een lager debiet tot gevolg, wat logisch is aangezien het water trager afstroomt naar het debietsmeetpunt. Daar de was in de rivier het debietsmeetpunt later bereikt, duurt het echter ook langer totdat het debiet daar zijn normale waarde terug bereikt. Hierdoor wordt de sensitiviteit op een gegeven moment positief.

Vervolgens werden sensitiviteitsindices bepaald voor parameterwaarden van  $n_{waterlopen}$



Figuur 4.4: Neerslag voor de periode 17/01/2009 (09:00:00) - 25/01/2009 (09:00:00).



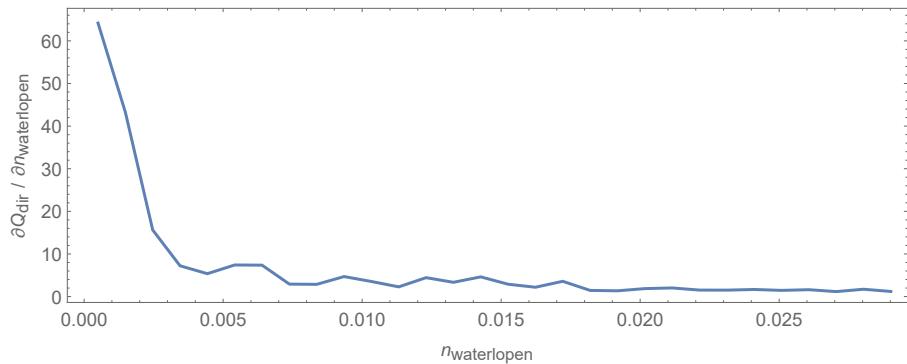
Figuur 4.5: Lokale sensitiviteit van de *in silico* directe afvoer ( $Q_{\text{dir}}$ ) voor  $n_{\text{waterlopen}}$  bij  $n_{\text{waterlopen}} = 0.0075$  en een perturbatiefactor  $\xi = 0.3$ .

gaande van 0.005 tot en met 0.03. Om de sensitiviteitsindices te kunnen vergelijken, werd telkens het tijdsgemiddelde van de absolute waarden berekend. Dit gemiddelde werd dan uitgezet ten opzichte van de parameterwaarde (Figuur 4.6). Het is duidelijk dat de sensitiviteit groter is bij kleine waarden. Wanneer  $n_{\text{waterlopen}}$  toeneemt, daalt deze sensitiviteit met een snelheid die omgekeerd evenredig is aan de parameterwaarde. Dit kan verklaard worden door het feit dat de Manningcoëfficiënt in de noemer staat van de Manning vergelijking (Vergelijking 3.3).

## 4.3 Modelkalibratie

### 4.3.1 Kalibratieprocedure

Na de sensitiviteitsanalyse werd een modelkalibratie uitgevoerd. Om de computatiële kost te beperken, werden hiervoor relatief korte periodes geselecteerd van 150-250 h. Al deze periodes omvatten enkele regenbuien, alsook de daaruit voorkomende totale afvoer. Op basis van de afvoerdata werd telkens de directe afvoer bepaald, die



Figuur 4.6: Sensitiviteit van de *in silico* directe afvoer ( $Q_{\text{dir}}$ ) voor  $n_{\text{waterlopen}}$  bij een perturbatiefactor van  $\xi = 0.3$ .

werd gebruikt voor het aansturen van de kalibratie. Hierbij werd gebruikgemaakt van de twee-parametermethode van Boughton [14] (Sectie 2.5), waarbij de parameters  $k$  en  $BFI_{max}$  werden ingesteld op respectievelijk 0.98 en 0.8. Het model heeft een vrij lange rekentijd. Daarom diende het aantal simulaties dat sequentieel na elkaar moet worden uitgevoerd te worden beperkt. Om zoveel mogelijk simulaties tegelijkertijd te kunnen uitvoeren, en tevens ook te vermijden dat het totaal aantal simulaties te hoog opliep, werd voor de kalibratie een stapsgewijze procedure gehanteerd.

Hoewel uit de globale sensitiviteitsanalyse (Sectie 4.2.2) bleek dat de meest invloedrijke parameter veruit de parameter  $n_{\text{waterlopen}}$  is, mag ook de invloed van de infiltratiecapaciteiten  $I_{ci}$  niet worden onderschat. Deze bepalen immers welk deel van de neerslag bijdraagt tot de directe afvoer, en dus wat de hoeveelheid afvoer is die uiteindelijk afstroomt naar het debietsmeetpunt. Om te beginnen werden de waarden voor  $I_{ci}$  daarom aangepast voor elke periode. Hierbij werd per periode een factor  $g_I$  bepaald, zodat wanneer iedere infiltratiecapaciteit met deze factor wordt vermenigvuldigd de totale hoeveelheid afvoer tijdens de periode *in silico* gelijk wordt aan deze *in situ*. Bij deze eerste parameteroptimalisatie werden alle parameters, op  $g_I$  na, ingesteld zoals bij Modelsimulatie 1.  $g_I$  werd gevarieerd tussen 0.05 en 0.55 in stappen van 0.01. De optimale waarden worden weergegeven in Tabel 4.3.

Na het aanpassen van de infiltratiecapaciteiten werd een parameterkalibratie uitgevoerd via *gridsearch*. *Gridsearch* heeft als nadeel dat het aantal simulaties heel hoog kan oplopen. Om dit binnen te perken te houden, werden enkel de meest invloedrijke parameters in acht genomen (Sectie 4.2.2), meer bepaald de Manningcoëfficiënten  $n_{\text{waterlopen}}$  en  $n_{\text{gras/struiken}}$ . Hierbij werden dezelfde parameterintervallen gebruikt als bij de globale sensitiviteitsanalyse (Tabel 4.1) en werden stappen gebruikt van  $7.375 \cdot 10^{-4}$  voor  $n_{\text{waterlopen}}$  en  $6 \cdot 10^{-3}$  voor  $n_{\text{gras/struiken}}$ . De overige Manningcoëffi-

ciënten werden ingesteld zoals weergegeven in Tabel 3.2. Tenslotte werden de 20 parametercombinaties met de hoogste NSE geselecteerd ( $n_{waterlopen,1}, n_{gras/struiken,1}$ ) voor een lokale optimalisatie. Bij deze optimalisatie werd enkel nog  $n_{waterlopen}$  gevarieerd, aangezien dit de parameter is met het meeste invloed op de gemodelleerde afvoer (Sectie 4.2.2). Om zoveel mogelijk modelevoluties tegelijkertijd te kunnen uitvoeren, werd de lokale optimalisatie in slechts twee (sequentiële) stappen gedaan. In de eerste stap werd  $n_{waterlopen}$  gevarieerd tussen  $n_{waterlopen,1} - 7.375 \cdot 10^{-4}$  en  $n_{waterlopen,1} + 7.375 \cdot 10^{-4}$ , waarbij het interval werd opgedeeld in 10 stappen van  $1.475 \cdot 10^{-4}$ . Vervolgens werd telkens de beste parametercombinatie ( $n_{waterlopen,2}, n_{gras/struiken,2}$ ) geselecteerd, waarna een tweede optimalisatiestap plaatsvond. Hierbij werd  $n_{waterlopen}$  gevarieerd tussen  $n_{waterlopen,2} - 1.475 \cdot 10^{-4}$  en  $n_{waterlopen,2} + 1.475 \cdot 10^{-4}$ , waarbij het interval werd opgedeeld in 10 stappen van  $2.95 \cdot 10^{-5}$ . De optimale parameterwaarden worden weergegeven in Tabel 4.3.

### 4.3.2 Bespreking gekalibreerde modellen

In het algemeen kan gesteld worden dat de gekalibreerde modellen de directe afvoer vrij goed kunnen beschrijven. Dit ligt voor een groot deel echter aan het feit dat de kalibratie telkens plaatsvond voor een vrij korte periode. Zoals te zien in Tabel 4.3 zijn er tussen de periodes onderling grote verschillen wat betreft de gekalibreerde parameterwaarden. De grootste accuraatheid werd behaald voor de periodes in de zomer. Dit kan deels liggen aan het feit dat de bodem dan droger is, waardoor voornamelijk directe afvoer ontstaat door infiltratie-overschot (Sectie 1.2.1). De infiltratiesnelheid wordt door de CCA immers als een constante beschouwd die enkel afhankelijk is van de bodemtextuurklasse, en dus niet van het bodemvochtgehalte. Daardoor kan de gegenereerde hoeveelheid afvoer enkel goed worden gemodelleerd wanneer ze ontstaat door een infiltratie-overschot en niet wanneer ze ontstaat door een verzadigingsoverschot. Het lagere bodemvochtgehalte in de zomer wordt tevens weerspiegeld in de hogere factor  $g_I$ , die hogere infiltratiecapaciteiten  $I_{ci}$  impliceert. Wat betreft de andere modelparameters is er geen verband zichtbaar tussen de gekalibreerde parameterwaarden en het seizoen. Nochtans dient er opgemerkt te worden dat de relatie tussen de accuraatheid van het model en  $n_{waterlopen}$  visueel gezien anders is in de zomer dan in de winter (Figuur 4.8). Zo is deze in de zomer gemiddeld gezien beter bij waarden voor  $n_{waterlopen}$  tussen 0.015 en 0.020. Daarnaast valt het op dat in de zomer de variatie van de NSE na vastleggen van de parameter  $n_{waterlopen}$  kleiner is, wat wijst op een kleinere invloed van  $n_{gras/struiken}$ .

Het valt op dat de gemodelleerde directe afvoer telkens te laag is ter hoogte van de pieken van het hydrogram. Dit kan liggen aan het feit dat de stroomsnelheid

slechts kan variëren binnen bepaalde intervallen (Sectie 3.3.2). Een andere mogelijke verklaring is de lage resolutie van de neerslagdata (1 h).

Tabel 4.3: Gekalibreerde parameterwaarden voor de verschillende testperiodes.

Periode	$g_I$	$n_{waterlopen}$	$n_{gras/struiken}$	NSE
17/01/2009 (09:00) - 25/01/2009 (09:00)	0.08	0.008613	0.065	0.7081
22/02/2010 (06:00) - 02/03/2010 (05:00)	0.07	0.010973	0.071	0.6051
21/07/2007 (22:00) - 31/07/2007 (00:00)	0.22	0.017787	0.101	0.8392
22/08/2014 (08:00) - 28/08/2014 (18:00)	0.3	0.008318	0.029	0.9137

De resultaten van de *gridsearch* kunnen gemakkelijk in verband worden gebracht met die van de globale sensitiviteitsanalyse (Sectie 4.2.2). Zo is er heel duidelijk een sterk verband tussen de accuraatheid van de modelsimulaties en  $n_{waterlopen}$  (Figuur 4.8), wat wijst op een groot eerste-orde effect. Dit eerste-orde effect sluit echter niet uit dat de NSE sterk kan variëren terwijl  $n_{waterlopen}$  constant wordt gehouden. Dit is te wijten aan de interactie tussen  $n_{waterlopen}$  en  $n_{gras/struiken}$ , die een rol speelt in het bepalen van de totale sensitiviteitsindex van  $n_{gras/struiken}$ . Onafhankelijk van  $n_{waterlopen}$  heeft  $n_{gras/struiken}$  geen enkel effect meer op de accuraatheid van het model (Figuur 4.9), wat in verband kan worden gebracht met de kleine eerste-orde sensitiviteitsindex voor deze parameter.

### 4.3.3 Vergelijking met het PDM

De beschrijvende kracht van het model werd tenslotte vergeleken met die van een klassiek hydrologisch model. Hierbij werd geopteerd voor een variant van het PDM (Sectie 1.3.3) die door de VMM wordt gebruikt binnen het operationeel waterbeheer [74]. De kalibratie van dit model werd uitgevoerd door de VMM, waarbij als kalibratieperiodes Periode 1 (17/01/2009 (09:00) - 25/01/2009 (09:00)) en Periode 3 (21/07/2007 (22:00) - 31/07/2007 (00:00)) werden gebruikt. De gekalibreerde PDM-parameters worden weergegeven in Tabel 4.4. Vermits het PDM niet enkel de directe, maar ook de basisafvoer modelleert, diende bij het simuleren in eerste instantie de hoeveelheid basisafvoer op een goed niveau te worden gebracht. Daarom werd het PDM telkens gelopen met een opwarmingperiode (Tabel 4.4). Ook bij het vergelijken van de twee modellen, diende er rekening mee gehouden te worden dat er van het PDM enkel modelresultaten ter beschikking zijn m.b.t. de totale afvoer. Om een inschatting te kunnen maken van de door het PDM gesimuleerde directe afvoer, is het mogelijk de basisafvoer af te trekken van de (totale) afvoer die door het PDM werd gesimuleerd

(Figuur 4.7). Dit leverde echter soms negatieve waarden op voor de gesimuleerde directe afvoer. Vandaar werden de voorspellingen voor de totale afvoer gebruikt (Figuur 4.10) om de twee modellen met elkaar te vergelijken (Tabel 4.5).

Wanneer de NSE van de twee modellen vergeleken wordt, valt het op dat het PDM van de VMM geschikter is om de winterperiode te beschrijven, terwijl de CCA het beter doet in de zomer. Hierbij dienen echter enkele kanttekeningen te worden gemaakt. Enerzijds is het mogelijk dat de CCA tot accuratere resultaten zou kunnen leiden na een meer uitvoerige kalibratie. Anderzijds kan er worden opgemerkt dat de vergelijking niet volledig opgaat. Bij het PDM werd immers de volledige afvoer voorspeld, terwijl de CCA enkel de directe afvoer beschouwt en voor de basisafvoer de tijdreeks werd gebruikt afkomstig van de basisafvoerscheiding.

Vermits het moeilijk is de NSE van de model-outputs te vergelijken, is het nuttig om kenmerken van het hydrogram te onderzoeken die minder beïnvloed worden door de basisafvoer, zoals bijvoorbeeld de modellering van piekdebieten. Zo valt het bijvoorbeeld op dat het PDM een accuratere voorspelling doet van het tijdstip waarop het piekdebit verkregen wordt (Figuur 4.10). De grootte van het gemodelleerde piekdebit is dan weer moeilijk vergelijkbaar. Bij de CCA wordt de piek in totale afvoer immers overschat, terwijl de piek in directe afvoer juist onderschat werd (Figuur 4.7). Dit ligt aan het feit dat het piekdebit bij de CCA voorspeld werd op een te laat tijdstip, waardoor ze meer samenvalt met de piek in basisafvoer (Figuur 3.3).

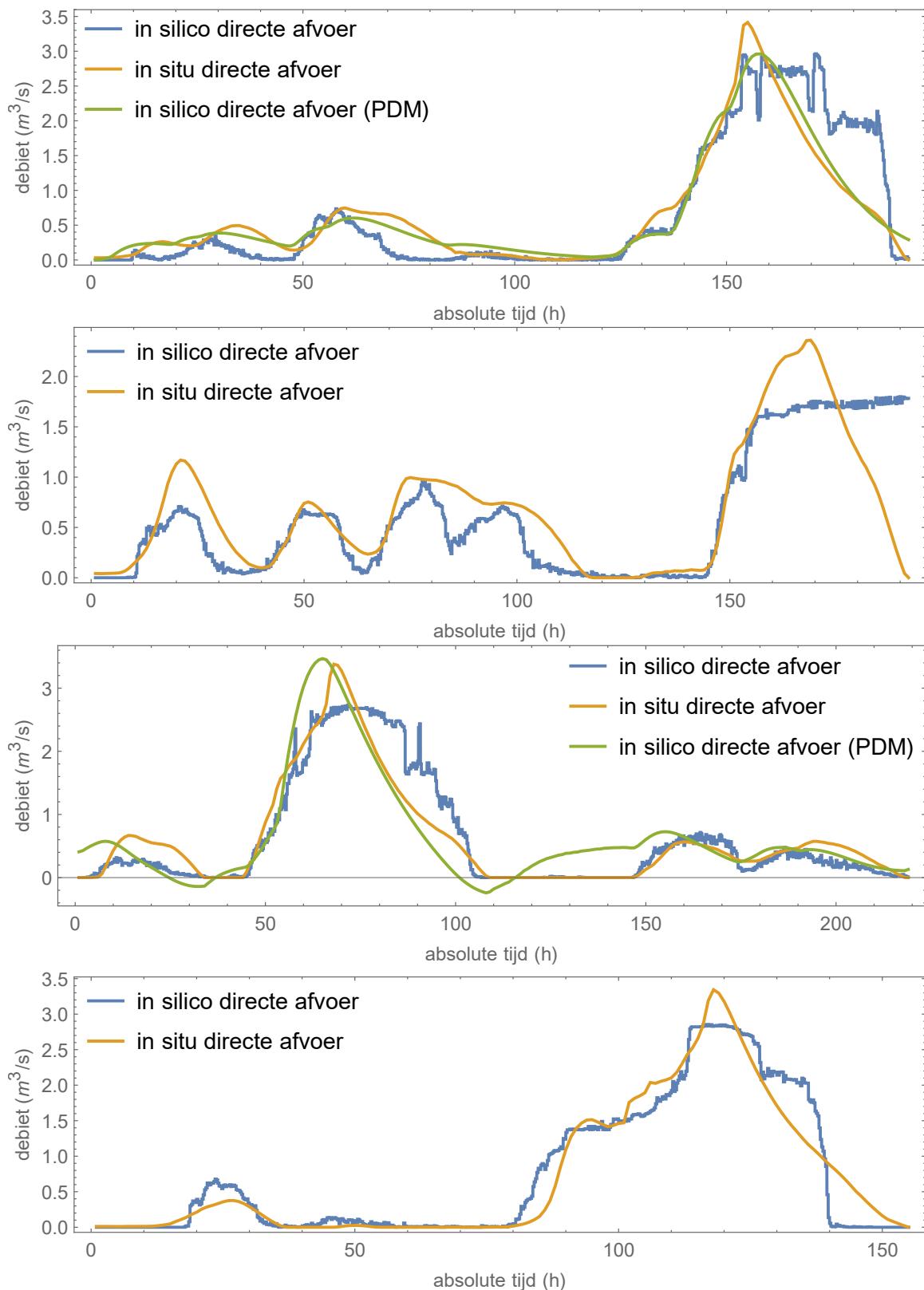
## 4.4 Modelvalidatie

Om naast de beschrijvende kracht ook de voorspellende kracht van het model te onderzoeken, werd een cross-validatie uitgevoerd op basis van dezelfde periodes als deze uit Sectie 4.3. Hierbij werd nagegaan hoe accuraat de gekalibreerde modellen de directe afvoer tijdens de verschillende periodes kunnen beschrijven. De resultaten worden weergegeven in Tabel 4.6. Het valt op dat de periodes tijdens de zomer in het algemeen accurater beschreven worden dan die tijdens de winter. Zoals vermeld in Sectie 4.3 heeft dit mogelijk te maken met het feit dat de bodem droger is in de zomer, waardoor een kleiner aandeel van de afvoer wordt gegenereerd door een verzadigingsoverschot. Het model gekalibreerd voor Periode 1 levert de meest accurate resultaten op voor Periode 4 en omgekeerd. Dit kan verklaard worden door het feit dat de voor deze periodes gekalibreerde waarden voor  $n_{waterlopen}$ , de meest invloedrijke parameter, niet veel verschillen.

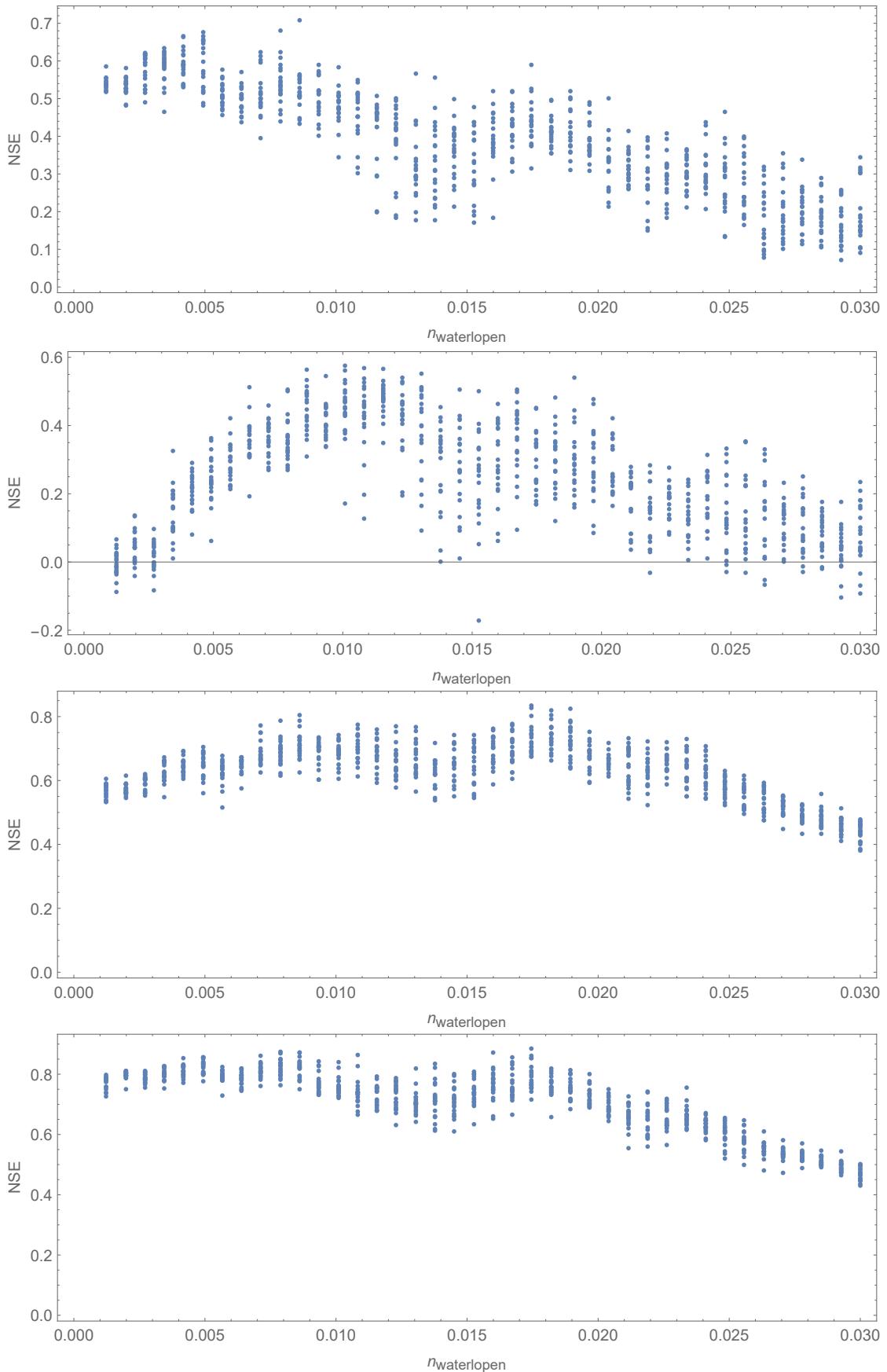
Opnieuw werd de vergelijking met het PDM gemaakt op basis van de totale en niet de directe afvoer (Tabel 4.6). Het eerste dat opvalt is dat het PDM de totale afvoer soms slecht inschat (Figuur 4.11). Zo levert het PDM gekalibreerd voor Periode 1 een onderschatting op van de totale afvoer in Periodes 3 en 4. Bij de CCA is dit niet het geval. Een belangrijke factor hier is echter het feit dat de CCA enkel de directe afvoer simuleert, die slechts 20 % uitmaakt van de totale afvoer. Een vergelijking van de modellen o.b.v. de NSE is daardoor niet mogelijk.

Het PDM gekalibreerd voor Periode 1 levert de meest accurate resultaten op voor Periode 2, terwijl de CCA gekalibreerd voor Periode 1 de meest accurate resultaten oplevert voor Periode 4. Dit wijst erop dat bij de kalibratie van de modellen het andere factoren zijn die een belangrijke rol spelen.

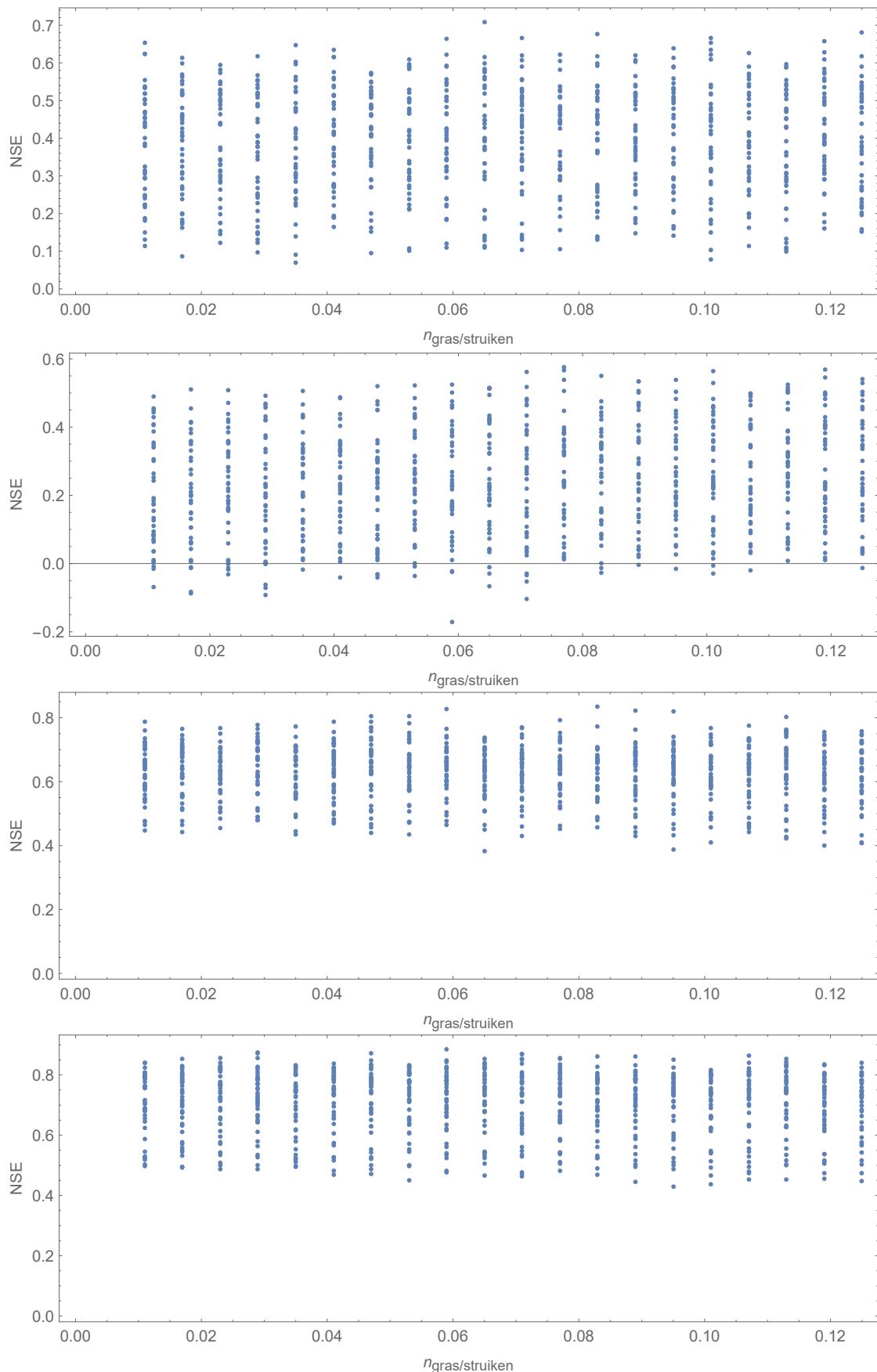
Net zoals in Sectie 4.3 werd ook de modellering van piekdebieten vergeleken. Opnieuw kan er worden opgemerkt dat het moment waarop het piekdebit wordt bereikt beter wordt voorspeld door het PDM dan door de CCA.



Figuur 4.7: Geobserveerde en het gesimuleerde directe-afvoerhydrogram na kalibratie (van boven naar beneden: modelkalibratie voor Periodes 1, 2, 3 en 4).



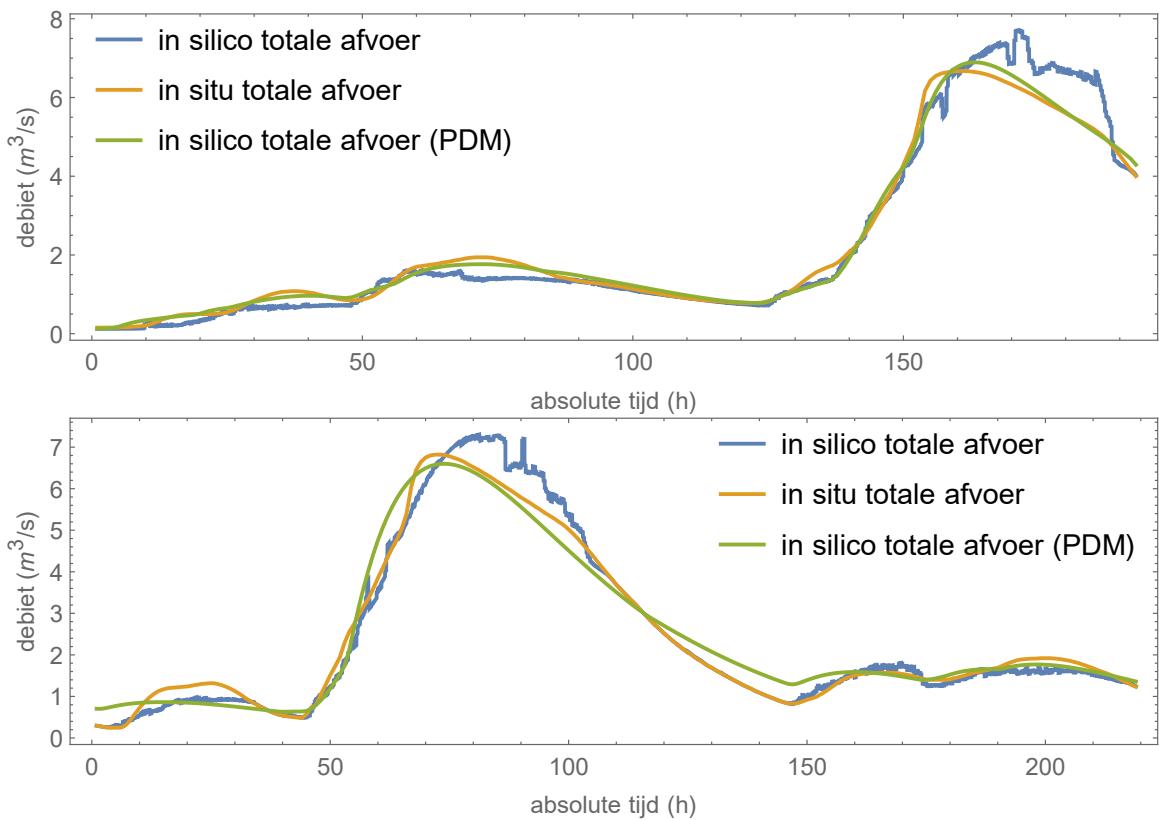
Figuur 4.8: NSE, berekend voor de simulatieresultaten tijdens de *gridsearch*, versus de instelling van de parameter  $n_{waterlopen}$  (van boven naar beneden: modelkalibratie voor Periodes 1, 2, 3 en 4).



Figuur 4.9: NSE, berekend voor de simulatieresultaten tijdens de *gridsearch*, versus de instelling van de parameter  $n_{\text{gras/struiken}}$  (van boven naar beneden: modelkalibratie voor Periodes 1, 2, 3 en 4).

Tabel 4.4: Gekalibreerde PDM-parameters voor Periode 1 (17/01/2009 (09:00) - 25/01/2009 (09:00)) en Periode 3 (21/07/2007 (22:00) - 31/07/2007 (00:00)).

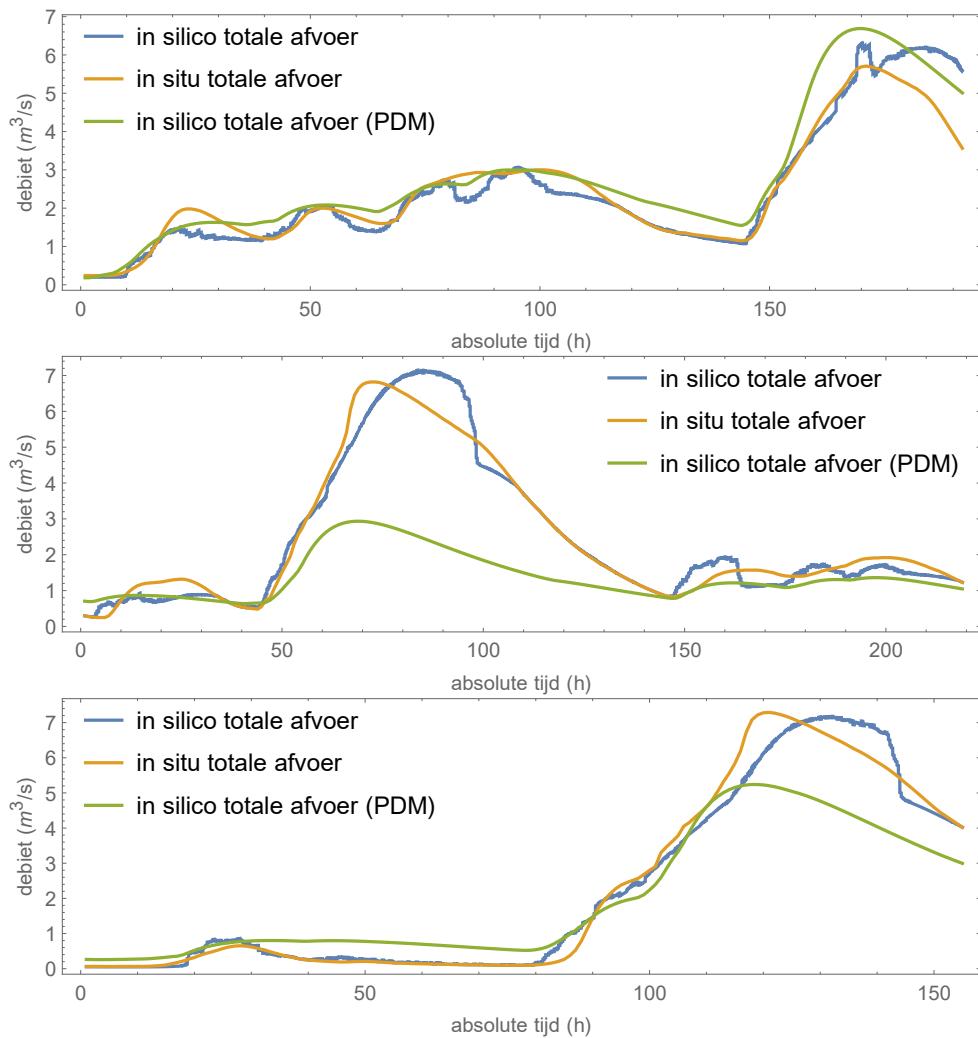
Parameter	Periode 1	Periode 3
$f_c$ (-)	1	1
$t_d$ (h)	0	0
$q_c$ ( $m^3/s$ )	0	0
$C_{max}$ (mm)	263.16	95.6451
$C_{min}$ (mm)	2.7514	4.1935
$b$ (-)	0.26315	0.17
$b_e$ (-)	2	2
$k_g$ (h.mm)	33059	48375.61
$b_g$ (-)	1	1
$S_t$ (mm)	4.9698	7.0826
$k_1$ (h)	43.78	22.1797
$k_2$ (h)	9.621	23.4673
$k_b$ (h.mm)	5945.8	348.2173
Start opwarmperiode	1/01/2007	1/01/2005



Figuur 4.10: Geobserveerde en gesimuleerde totale afvoer (van boven naar beneden: modelkalibratie voor Periodes 1 en 3).

Tabel 4.5: Beschrijvende kracht van de CCA en van het PDM van de VMM. De NSE werd berekend op basis van de totale afvoer.

	NSE (CCA)	NSE (PDM)
Periode 1	0.9567	0.9946
Periode 3	0.9712	0.9689



Figuur 4.11: Geobserveerde en gesimuleerde totale afvoer na kalibratie op basis van Periode 1 (van boven naar beneden: Periodes 2, 3 en 4).

Tabel 4.6: NSE-waarden na cross-validatie van het model. Hierbij werden volgende periodes in beschouwing genomen voor kalibratie/validatie: 17/01/2009 (09:00) - 25/01/2009 (09:00) (Periode 1), 22/02/2010 (06:00) - 02/03/2010 (05:00) (Periode 2), 21/07/2007 (22:00) - 31/07/2007 (00:00) (Periode 3), 22/08/2014 (08:00) - 28/08/2014 (18:00) (Periode 4). De NSE werd telkens berekend o.b.v. de directe afvoer.

Validatie\Kalibratie	Periode 1	Periode 2	Periode 3	Periode 4
Periode 1	0.71	0.45	0.41	0.59
Periode 2	0.43	0.61	0.31	0.39
Periode 3	0.7	0.71	0.84	0.68
Periode 4	0.82	0.79	0.73	0.91

Tabel 4.7: NSE-waarden na cross-validatie van het model, waarbij voor iedere periode ook vergeleken werd met de simulatieresultaten voor het PDM, gekalibreerd voor Periode 1 (PDM1) of Periode 3 (PDM3). Hierbij werden volgende periodes in beschouwing genomen voor kalibratie/validatie: 17/01/2009 (09:00) - 25/01/2009 (09:00) (Periode 1), 22/02/2010 (06:00) - 02/03/2010 (05:00) (Periode 2), 21/07/2007 (22:00) - 31/07/2007 (00:00) (Periode 3), 22/08/2014 (08:00) - 28/08/2014 (18:00) (Periode 4). De NSE werd telkens berekend o.b.v. de totale afvoer.

Validatieperiode\Kalibratieperiode	1	2	3	4	PDM1	PDM3
1	0.96	0.92	0.91	0.94	0.99	0.62
2	0.89	0.92	0.87	0.88	0.50	0.83
3	0.95	0.95	0.97	0.94	0.21	0.97
4	0.98	0.97	0.96	0.99	0.86	-0.91

## 4.5 Invloed van de basisafvoerscheiding

Bij het modelleren van directe afvoer zijn de resultaten niet enkel afhankelijk van de structuur en parameters van het model, maar ook van de basisafvoerscheiding. Er kan dus verwacht worden dat de gevuldde basisafvoerscheidingsprocedure (Secties 1.2.2 en 2.5) een effect heeft op de gekalibreerde parameterwaarden. Om dit te onderzoeken, werd voor Periode 1 de basisafvoerscheiding opnieuw uitgevoerd, dit keer a.d.h.v. de één-parametermethode [75], waarbij de parameter  $k$  bepaald werd d.m.v. een recessie-analyse. Als recessieperiode werd het tijdsinterval 25/01/2009 (17:00) - 27/01/2009 (09:00) beschouwd (Figuur 4.12). Binnen dit interval werd dan van de debietsdata de natuurlijke logaritme genomen, waarna een lineaire regressie in functie van de tijd werd uitgevoerd. Vervolgens werd de parameter  $\kappa$  uit de één-parametermethode bepaald. Na gebruik te maken van de formule

$$\kappa = \exp\left(\frac{-1}{k}\right) = \exp(a), \quad (4.24)$$

met  $k$  de recessieconstante en  $a$  de richtingscoëfficiënt van de regressierechte [13, 75], werd hiervoor een waarde berekend van 0.9747. Vervolgens werd de basisafvoer berekend voor de periode 17/01/2009 (09:00:00) - 29/01/2009 (13:00:00). Hiervoor

werd gebruikt gemaakt van volgende vergelijking [75] :

$$Q_b(t) = \frac{\kappa}{2-\kappa} Q_b(t-1) + \frac{1-\kappa}{2-\kappa} Q(t), \quad (4.25)$$

met  $Q_b(t)$  [ $\text{m}^3/\text{s}$ ] en  $Q(t)$  [ $\text{m}^3/\text{s}$ ] respectievelijk de basisafvoer en de totale afvoer op tijdstip  $t$ . Vergelijking (4.25) kan worden afgeleid uit Vergelijking (1.2) wanneer men stelt dat

$$Q_d(t) = Q(t) - Q_b(t), \quad (4.26)$$

met  $Q_d(t)$  [ $\text{m}^3/\text{s}$ ] de directe afvoer op tijdstip  $t$ .

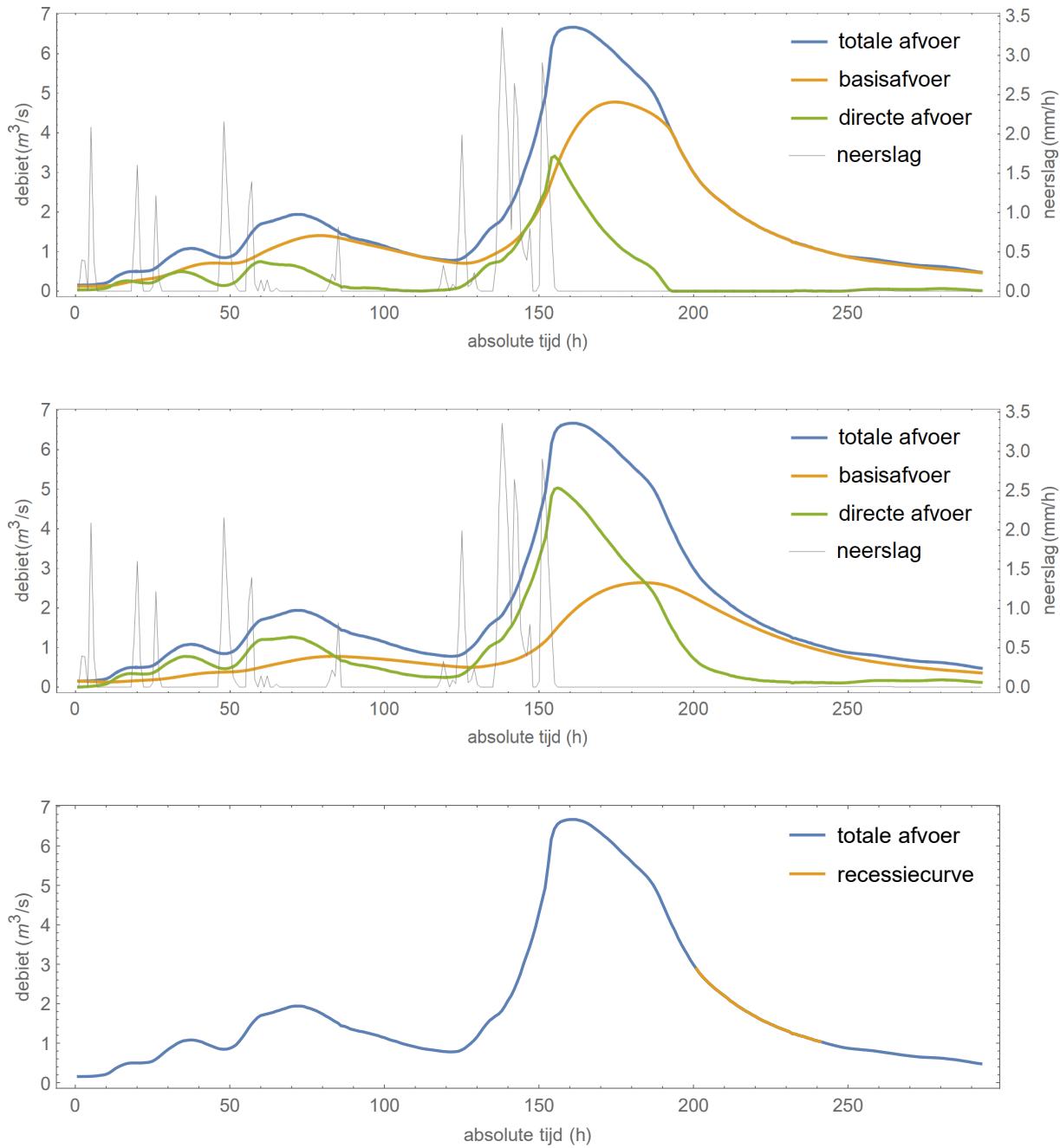
Het is duidelijk dat de twee basisafvoerscheidingen redelijk veel van elkaar verschillen (Figuur 4.12). Zo is de basisafvoer bepaald a.d.h.v. de één-parametermethode veel minder variabel dan die bepaald in Sectie 2.5. De totale hoeveelheid directe afvoer bedraagt nu meer dan dubbel zoveel (13.44 mm per oppervlakte-eenheid i.p.v. 5.86 mm per oppervlakte-eenheid binnen de beschouwde periode).

Om ervoor te zorgen dat alle directe afvoer binnen de kalibratieperiode het debiet-smeerpunt bereikt, werd voor de kalibratie van het model een periode geselecteerd die langer was dan die bij de oorspronkelijke kalibratie (Sectie 4.3). Zo werden de modelsimulaties telkens uitgevoerd voor de periode 17/01/2009 (09:00:00) - 27/01/2009 (18:00:00) i.p.v. voor de periode 17/01/2009 (09:00:00) - 25/01/2009 (09:00:00).

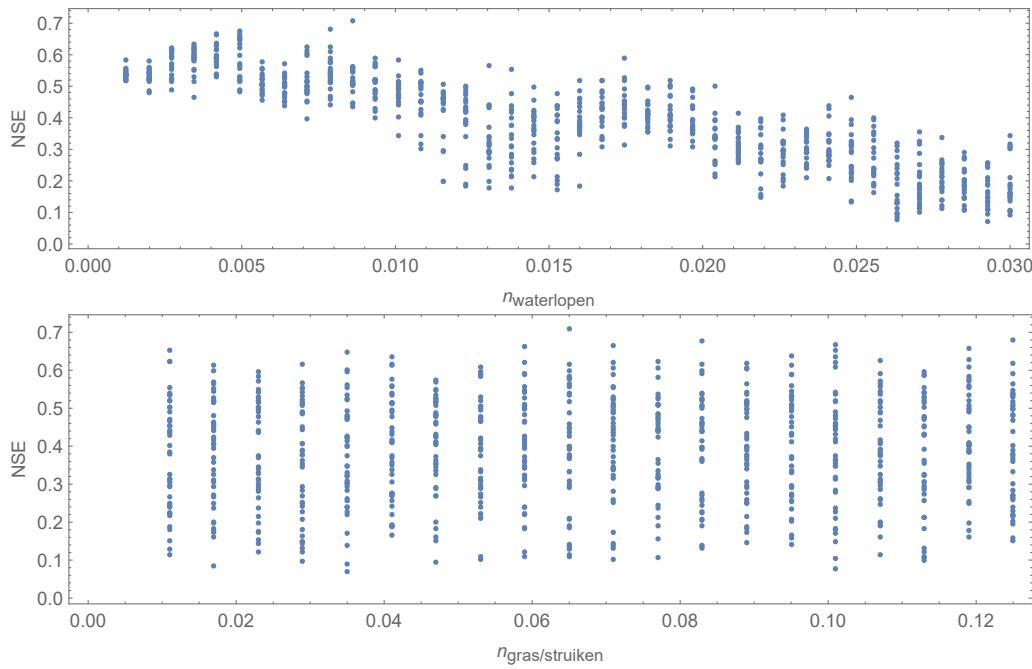
Bij de modelkalibratie werd opnieuw eerst de factor  $g_I$  bepaald. De optimale waarde voor  $g_I$  bedraagt nu ongeveer 0.038, waardoor de infiltratiecapaciteiten  $I_{ci}$  slechts de helft zo groot worden als die uit Sectie 4.3. Vervolgens werd een *gridsearch* uitgevoerd om de optimale waarden te bepalen voor  $n_{waterlopen}$  en  $n_{gras/struiken}$  (Figuur 4.14). Het is duidelijk dat de accuraatheid van de modelsimulaties vermindert t.o.v. Sectie 4.3. Wanneer de NSE voor het gekalibreerde model berekend wordt o.b.v. de directe afvoer, bedraagt deze nu immers slechts 0.4883 i.p.v. 0.7081. Na het bestuderen van de gesimuleerde directe afvoer (Figuur 4.15), blijkt dat dit voor een groot deel ligt aan het feit dat de piek in het gesimuleerde directe-afvoerhydrogram veel te breed is.

Wanneer de relatie tussen de NSE en  $n_{waterlopen}$  wordt onderzocht, valt het op dat de beste accuraatheid nu wordt gehaald voor parameterwaarden in het interval 0.015-0.020 (Figuur 4.14) i.p.v. voor parameterwaarden in het interval 0.006-0.010 (Figuur 4.13). Wat betreft de parameter  $n_{gras/struiken}$  kan opnieuw worden vastgesteld dat deze slechts een klein effect heeft op de NSE. De gekalibreerde waarden voor de parameters  $n_{waterlopen}$  en  $n_{gras/struiken}$  bedragen respectievelijk 0.018141 en 0.023.

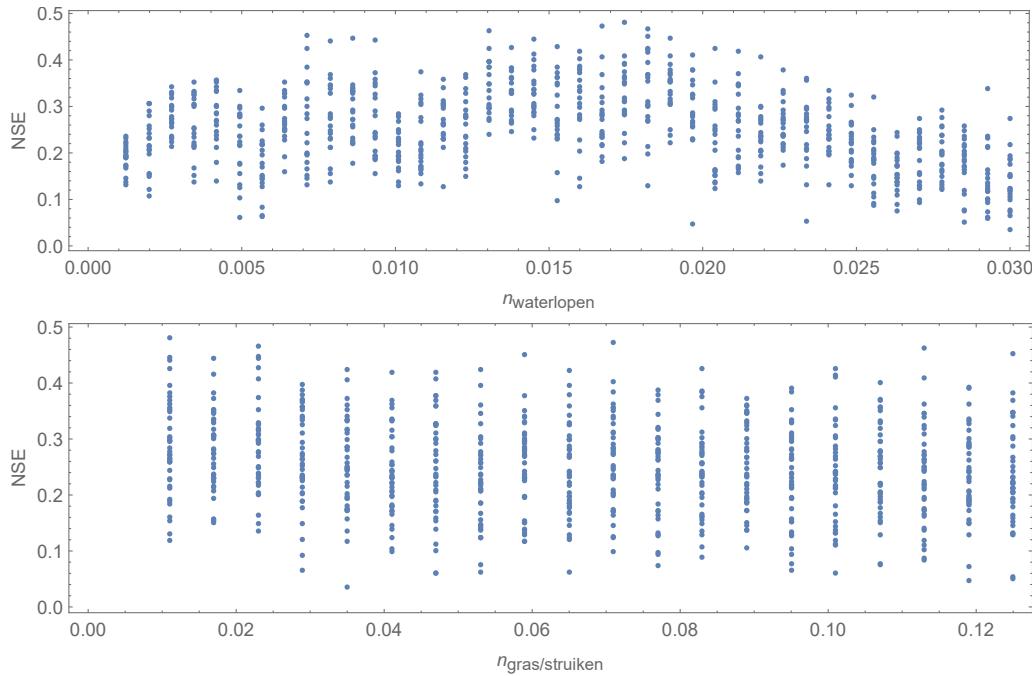
Net zoals na de kalibratie in Sectie 4.3 (Figuur 4.7) wordt het piekdebiet op een te laat tijdstip voorspeld, waardoor de piek in directe afvoer samenvalt met de piek in basisafvoer (Figuur 4.15).



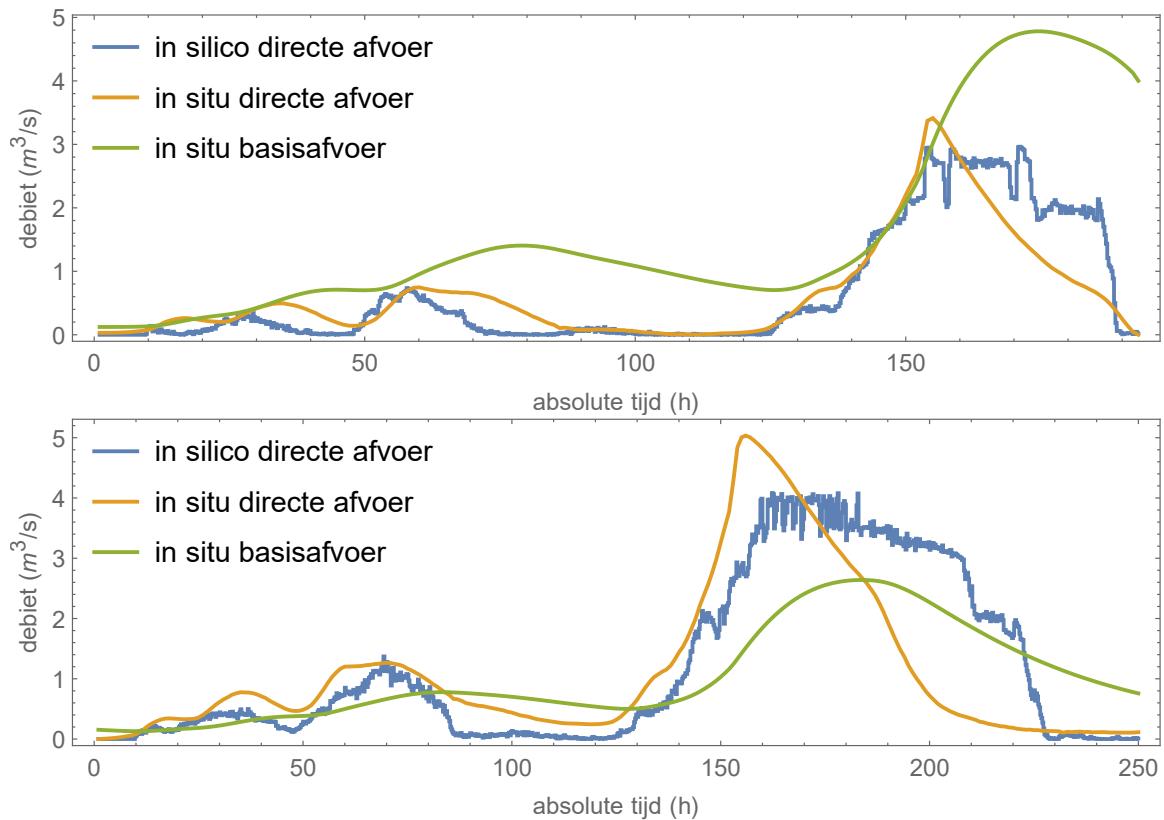
Figuur 4.12: Basisafvoerscheiding en neerslag voor de periode 17/01/2009 (09:00:00) - 29/01/2009 (13:00:00), enerzijds a.d.h.v. de twee-paramettermethode met  $\kappa = 0.98$  en  $BFI_{max} = 0.8$  (bovenaan), anderzijds a.d.h.v. de één-paramettermethode met  $\kappa = 0.9747$  (midden). Bij de uitvoering van de één-paramettermethode werd de parameter  $\kappa$  bepaald o.b.v. de recessiecurve (onderaan).



Figuur 4.13: NSE, berekend voor de simulatieresultaten tijdens de *gridsearch*, versus de instelling van de parameters  $n_{waterlopen}$  (bovenaan) en  $n_{gras/struiken}$  (onderaan), na basisafvoerscheiding a.d.h.v. de twee-parametervormmethode met  $\kappa = 0.98$  en  $BFI_{max} = 0.8$ .



Figuur 4.14: NSE, berekend voor de simulatieresultaten tijdens de *gridsearch*, versus de instelling van de parameters  $n_{waterlopen}$  (bovenaan) en  $n_{gras/struiken}$  (onderaan), na basisafvoerscheiding a.d.h.v. de één-parametervormmethode met  $\kappa = 0.9747$ .



Figuur 4.15: Geobserveerde en gesimuleerde directe-afvoerhydrogram, enerzijds na kalibratie op basis van de periode 17/01/2009 (09:00:00) - 25/01/2009 (09:00:00), a.d.h.v. de twee-parametervormmethode met  $\kappa = 0.98$  en  $BFI_{max} = 0.8$  (bovenaan), anderzijds na kalibratie op basis van de periode 17/01/2009 (09:00:00) - 29/01/2009 (13:00:00), na basisafvoerscheiding a.d.h.v. de één-parametervormmethode met  $\kappa = 0.9747$  (onderaan).

# HOOFDSTUK 5

## **DISCUSSIE**

Zoals beschreven in Sectie 1.3.4 speelt directe afvoer een rol in tal van belangrijke processen, zoals erosie, het ontstaan van overstromingen en de verspreiding van polluenten. Hydrologische modellen voor het simuleren van directe afvoer worden dan ook frequent gebruikt. Traditioneel wordt hiervoor gebruik gemaakt van geaggregeerde modellen, zoals het PDM. Hoewel deze modellen, na kalibratie, een vrij goede benadering van de directe afvoer toelaten, hebben hun parameters geen fysische betekenis. Daardoor dienen geaggregeerde modellen telkens gekalibreerd te worden voor het stroomgebied in kwestie en is het niet mogelijk het effect van ruimtelijke veranderingen te voorspellen.

Wanneer rekening dient gehouden te worden met de ruimtelijke variabiliteit binnen het stroomgebied, is het mogelijk gebruik te maken van fysisch gebaseerde gedistribueerde modellen (Sectie 1.3.4). Deze modellen laten niet alleen toe om met plaatsafhankelijke parameters te werken, maar ook om de directe afvoer te simuleren in elk punt van het stroomgebied. De bestaande fysisch gebaseerde modellen voldoen echter vaak niet aan de vereisten. Zo zijn de meest gebruikte gedistribueerde modellen gebaseerd op partiële differentiaalvergelijkingen, waardoor de rekentijd hoog kan oplopen. Bijgevolg dienen er vereenvoudigingen te worden gemaakt. Zo wordt de directe afvoer meestal slechts in één dimensie gemodelleerd. Een alternatief is het gebruik van DTM-gebaseerde modellen. Bij deze modellen liggen de plaatselijke stroomrichtingen echter vast, waardoor het simuleren van dynamische vloeipatronen onmogelijk is.

Cellulaire automaten zijn een goed alternatief voor de bestaande fysisch gebaseerde modellen. In het algemeen zijn ze computationeel gezien efficiënter dan de modellen gebaseerd op partiële differentiaalvergelijkingen. Daarnaast bieden ze de mogelijkheid om stroomrichtingen te bepalen op basis van de helling van het wateroppervlak, waardoor ze een veel realistischere beschrijving toelaten dan de DTM-gebaseerde modellen. Bovendien hebben ze nog tal van voordelen. Zo zijn ze gemakkelijk combineerbaar met andere modellen en laten ze toe om te gaan met complexe randvoorwaarden (Sectie 1.4.2). Tenslotte zijn cellulaire automaten ook gemakkelijk combi-

---

neerbaar met GIS-paketten [1].

De onderzochte CCA laat toe om stroming op een transiënte manier te modelleren in twee dimensies [1]. Hoewel deze implementatie enkel toelaat de directe afvoer te simuleren, is het model gemakkelijk uitbreidbaar. Zo zou het model bijvoorbeeld kunnen gecombineerd worden met een grondwaterstromingsmodel, waardoor ook de basisafvoer zou kunnen worden gesimuleerd. In dit geval zou de stroomsnelheid in de waterlopen op een meer exacte manier kunnen worden bepaald en zou een onderschatting van de Manningconstante t.h.v. de waterlopen niet nodig zijn (Sectie 3.4.2). Indien het bodemvocht in rekening wordt gebracht, zou het ook mogelijk zijn om infiltratie op een exactere manier te modelleren, bijvoorbeeld door middel van de Green-Ampt vergelijking (Vergelijking (1.10)). Bijgevolg zou het mogelijk worden om naast directe afvoer door infiltratie-overschot ook directe afvoer door verzadigings-overschot te simuleren.

Het geïmplementeerde model is computationeel gezien redelijk intensief. Om te vermijden dat de rekentijd te hoog opliep, diende het aantal cellen in het raster bijgevolg beperkt te worden. De ruimtelijke resolutie bedroeg daardoor slechts 25 m. Hoewel hogere resoluties worden aangeraden [1], is dit geen slechte resolutie in vergelijking met andere fysisch gebaseerde modellen [10]. Om alsnog een goede afstroming naar het debietsmeetpunt te verkrijgen, werd er gewerkt met de 9-cellige *Moore neighbourhood* in plaats van de 5-cellige *von Neumann neighbourhood*. Deze laatste zou bij een lage resolutie immers tot gevolg hebben dat het water accumuleert op bepaalde plaatsen, waardoor de afstroming naar het debietsmeetpunt sterk vermindert (Sectie 3.4.4).

Er dient te worden opgemerkt dat de keuze van de omgeving eveneens een effect heeft op de inschatting van stroomsnelheden (Sectie 3.3.2). De middelpunten van de diagonale buurcellen zijn in realiteit immers verder verwijderd van het centrum van de centrale cel, dan de middelpunten van de cardinale buurcellen. Aangezien bij het berekenen van de transfertijd  $\tau_i$  evenwel altijd gewerkt wordt met de cardinale afstand ( $R_G$ ), leiden beide omgevingen tot een foute inschatting van diagonale stromingsrichtingen. Dit zal uiteindelijk ook een invloed hebben op de kalibratie van het model. Zo zal de *von Neumann neighbourhood* altijd aanleiding geven tot een onderschatting van de Manningcoëfficiënten, en zal de *Moore neighbourhood* altijd aanleiding geven tot een overschatting van de Manningcoëfficiënten. De optimale oplossing zou zijn dat er wordt gewerkt met een raster met hexagonale i.p.v. vierkante cellen. Dit bemoeilijkt echter de implementatie van het model.

In Hoofdstuk 4 werden de modelparameters gekalibreerd voor verschillende periodes van 150 à 250 h (Sectie 4.3). Aangezien het kalibreren van alle parameters echter computationeel gezien niet mogelijk was, werd eerst een globale sensitiviteitsanalyse uitgevoerd (Sectie 4.2.2). Hieruit bleek dat de Manningcoëfficiënt van de waterlopen,  $n_{waterlopen}$ , veruit de meest invloedrijke parameter was. Tijdens de kalibratie werd dan ook voornamelijk op deze parameter gefocust. Bij de modelkalibratie bleek duidelijk dat de optimale parameters van het model periode-afhankelijk zijn. Dit bemoedigt de extrapolatie van het model, wat bevestigd werd bij de modelvalidatie (Sectie 4.4). Na de modelkalibratie werd het model ook vergeleken met een variant van het PDM die door de VMM wordt gebruikt binnen het operationeel waterbeheer (Sectie 4.3). Hierbij bleek dat de beschrijvende kracht van de twee modellen niet zoveel verschilt.

Bij de parameterkalibratie werd een stapsgewijze procedure (Sectie 4.3) gevolgd. Zo werd in de eerste fase een aanpassing gedaan van de infiltratiecapaciteiten  $I_{ci}$ , zodat de totale hoeveelheid directe afvoer gelijk was aan de geobserveerde. Pas in een tweede fase lag de focus op de optimalisatie van de NSE, waarbij de meest invloedrijke parameters, zoals bepaald in Sectie 4.2.2, werden geoptimaliseerd via *gridsearch* en een daaropvolgende lokale optimalisatieprocedure. Het is belangrijk op te merken dat bij de instelling van de parameter  $I_{ci}$ , zowel de lengte van de bestudeerde periode als de andere parameters reeds zorgvuldig dienen gekozen te worden. Zo dient de periode de regenbuien alsook de daaruit voorkomende totale afvoer volledig te omvatten en dienen de Manningcoëfficiënten zo te zijn ingesteld dat de directe afvoer reeds binnen de geanalyseerde periode het debietsmeetpunt bereikt. Wat betreft de tweede fase van de optimalisatie dient te worden opgemerkt dat bij de lokale optimalisatie na de *gridsearch* ook klassieke optimalisatie-algoritmen, zoals *Gradient Descent*, toepasbaar zijn. Deze werden hier evenwel niet aangewend, om te vermijden dat zeer veel modelevoluties sequentieel zouden moeten worden uitgevoerd.

De accuraatheid van het model hangt voor een groot deel af van de dimensies van de watermatrix (Vergelijking (3.5)). In combinatie met de tijdstapgrootte bepaalt de watermatrix immers na hoeveel tijd het water een cel kan verlaten (Sectie 3.3.2). Bijgevolg kan de stroomsnelheid slechts een beperkt aantal waarden aannemen, waardoor deze sterk kan afwijken van de stroomsnelheid bepaald a.d.h.v. de vergelijking van Manning (Vergelijking (3.4)). Het gevolg is niet alleen dat de stroming niet op een accurate manier kan worden gesimuleerd, maar ook dat het model niet zo gebruiksvriendelijk is. Per stroomgebied dient er immers een interval voor de stroomsnelheid te worden ingeschat. Bovendien is de verdeling van de stroomsnelheid niet enkel afhankelijk van de eigenschappen van het stroomgebied, maar ook bijvoorbeeld van

---

de weersomstandigheden.

Naast een invloed op de accuraatheid en gebruiksvriendelijkheid van het model, heeft het beperken van het aantal waarden dat de stroomsnelheid kan aannemen ook een belangrijk gevolg voor de kalibratie van de parameterwaarden. Zo is het bijvoorbeeld logisch dat het verlagen van de Manningcoëfficiënt van een bepaalde cel geen effect meer heeft op de modelresultaten wanneer de stroomsnelheid ter hoogte van die cel toch al gelijk is aan zijn maximale waarde. In die zin is het ook denkbaar dat het belang van de Manningcoëfficiënt van de waterlopen (Sectie 4.2.2) hoger werd ingeschat doordat de maximale stroomsnelheid in de rivier per definitie groter is dan op het land (Sectie 3.3.1).

Bepaalde aspecten van het model zijn zeker nog voor verbetering vatbaar. Zo werd, om de maximale stroomsnelheid in de rivier te verhogen, bijvoorbeeld een lus in de code voorzien die ervoor zorgt dat het water in de rivier gedurende één tijdstap meerdere keren van de ene cel naar de andere kan stromen. Alhoewel deze aanpak computationeel gezien efficiënt is, is ze niet zo exact (Sectie 3.3.2). Een alternatief zou zijn de modellering van de stroming in de waterloop los te koppelen van de modellering van de directe afvoer. Zo zou de CCA bijvoorbeeld kunnen gecombineerd worden met een conceptueel model gebaseerd op transferfuncties [10].

Er dient te worden opgemerkt dat bij de verdeling van het transfereerbare water (Pseudocode 2) het water dat naar de cel zelf stroomt in principe in de lijst  $W_{12}$  zou moeten blijven en niet mag terechtkomen in  $W_1$ . In het laatste geval zal het water de eerstvolgende tijdstap immers zogezegd nog maar net in de cel gearriveerd zijn.

Een belangrijke kwestie bij het modelleren van directe afvoer is dat de resultaten niet enkel afhankelijk zijn van de structuur en parameters van het model, maar ook van de basisafvoerscheiding. In Sectie 4.5 werd daarom onderzocht welke invloed de basisafvoerscheiding heeft op de modelresultaten. Hierbij kon worden vastgesteld dat een andere basisafvoerscheiding een duidelijk effect heeft op het verband tussen de accuraatheid van het model en de parameter  $n_{waterlopen}$  (Figuren 4.8 en 4.14). Ook de accuraatheid van het gekalibreerde model wordt serieus beïnvloed. Zo kon worden waargenomen dat deze voor de gekozen kalibratieperiode duidelijk verminderd wanneer een groter aandeel van de totale afvoer als directe afvoer wordt beschouwd. Er kan worden opgemerkt dat de basisafvoerscheiding in Sectie 2.5 minder realistisch is dan die in Sectie 4.5. In het eerste geval werd er immers vanuit gegaan dat de basisafvoer 80% uitmaakt van de totale afvoer, wat bij de bestudeerde tijdreeks leidt tot een basisafvoer die teveel fluctueert (Figuren 3.3 en 4.12).

## HOOFDSTUK 6

### **CONCLUSIE EN**

### **TOEKOMSTPERSPECTIEVEN**

Hoewel verschillende aspecten van het model nog voor verbetering vatbaar zijn, is het gelukt om, na kalibratie, de directe afvoer tijdens periodes van 150 à 250 h te simuleren. Het model is ruimtelijk expliciet, waardoor het de mogelijkheid biedt om rekening te houden met de ruimtelijke verdeling van eigenschappen. Zo zou het bijvoorbeeld kunnen gebruikt worden om het effect van landinrichtingsveranderingen te voorspellen op de overstromingsrisico's stroomopwaarts. Bovendien is het model conceptueel gezien redelijk eenvoudig, waardoor, naast directe afvoer, nog andere processen aan het model kunnen worden toegevoegd. Zo zou het model bijvoorbeeld kunnen gecombineerd worden met een model voor grondwaterstrooming of erosie.

In het algemeen neemt de beschikbare rekenkracht steeds verder toe, waardoor kan verwacht worden dat het gebruik van ruimtelijk expliciete hydrologische modellen zal toenemen. Cellulaire automaten hebben door hun eenvoud redelijk wat voordeelen ten opzichte van de klassieke fysisch gebaseerde modellen. Zo zijn ze bijvoorbeeld gemakkelijk uitbreidbaar, wat kan helpen bij de ontwikkeling van geïntegreerde modellen. Daarnaast zijn ze ook inherent paralleliseerbaar, waardoor ze het mogelijk maken om fysische processen op een gedetailleerdere manier te beschrijven.

Hoewel in de literatuur wordt beweerd dat cellulaire automaten computationeel gezien efficiënter zijn dan modellen gebaseerd op partiële differentiaalvergelijkingen, is de cellulaire automaat ontwikkeld in deze thesis redelijk rekenintensief. Het lijkt dan ook interessant om in de toekomst de vergelijking te maken tussen een cellulaire automaat en een hydrologisch model gebaseerd op partiële differentiaalvergelijkingen, zowel wat betreft accuraatheid als wat betreft rekentijd.



# **BIBLIOGRAFIE**

- [1] Jay A. Parsons and Mark A. Fonstad. A cellular automata model of surface water flow. *Hydrological Processes*, 21(16):2189–2195, JUL 30 2007.
- [2] T. Davie. *Fundamentals of Hydrology*. Routledge fundamentals of physical geography series. Routledge, 2003.
- [3] V. Te Chow, D.R. Maidment, and L.W. Mays. *Applied Hydrology*. McGraw-Hill series in water resources and environmental engineering. Tata McGraw-Hill Education, 1988.
- [4] Website van BWC bv. Geraadpleegd op 02/05/2018.
- [5] Trimble S.W. Ward, A.D. and M.G. Wolman. *Environmental Hydrology*. World Scientific, 2004.
- [6] Robert E. Horton. The role of infiltration in the hydrologic cycle. *Eos, Transactions American Geophysical Union*, 14(1):446–460, 1933.
- [7] P Cappus. Bassin versant expérimental d'Alrance: études des lois de l'écoulement. Application au calcul et à la prévision des débits. *La Houille Blanche*, A:493–520, 1960.
- [8] T. Dunne and R.D. Black. An Experimental Investigation of Runoff Production in Permeable Soils. *Water Resources Research*, 6(2):478–, 1970.
- [9] Website van laboratorium voor ecohydrologie te Lausanne. Geraadpleegd op 02/05/2018.
- [10] K.J. Beven. *Rainfall-Runoff Modelling: The Primer*. Wiley, 2012.
- [11] TG Chapman and Al. Maxwell. Baseflow Separation - Comparison of Numerical Methods with Tracer Experiments. 1996.
- [12] Vincent Lyne and M Hollick. Stochastic time-variable rainfall-runoff modeling. 79, 01 1979.
- [13] R.J. Nathan and T.A. McMahon. Evaluation of automated techniques for baseflow and recession analyses. *Water Resources Research*, 26(7):1465–1473, JUL 1990.

- [14] W.C. Boughton. A hydrograph-based model for estimating water yield of ungauged catchments. pages 317–324, 1993.
- [15] A. L. Gonzales, J. Nonner, J. Heijkers, and S. Uhlenbrook. Comparison of different base flow separation methods in a lowland catchment. *Hydrology and Earth System Sciences*, 13(11):2055–2068, 2009.
- [16] T. J. Mulvaney. On the use of self-registering rain and flood gages, in making observations of the relation of rainfall and flood discharges in a given catchment. *Proceedings of the Institute of Civil Engineers of Ireland*, 4:18–31, 1851.
- [17] M. E. Imbeaux. *La durance : régime crues et inondations*. Vve Ch. Dunod, Paris, 1892.
- [18] E-learning platform for integrated flood management. Geraadpleegd op 28/05/2018.
- [19] Christopher M. Bishop. *Pattern Recognition and Machine Learning (Information Science and Statistics)*. Springer-Verlag, Berlin, Heidelberg, 2006.
- [20] Deep learning e-learning platform. Geraadpleegd op 30/05/2018.
- [21] L. A. Richards. Capillary conduction of liquids through porous mediums. *Physics*, 1(5):318–333, November 1931.
- [22] R. H. Brooks and A. T. Corey. Hydraulic Properties of Porous Media. *Hydrology Papers, Colorado State University*, (March), 1964.
- [23] van Genuchten. A closed-form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils. *Soil Science Society of America Journal*, 44(5):892–898, 1980.
- [24] Henry Darcy. *Les Fontaines Publiques de la Ville de Dijon*. 1856.
- [25] J. Boussinesq. Recherches théoriques sur l’écoulement des nappes d’eau infiltrées dans le sol et sur le débit des sources. *J. Math. Purus et Appl.*, 1:5, 1904. cited By 1.
- [26] W.H. Green and G. Ampt. Studies on soil physics, 1. the flow of air and water through soils. *Journal of Agriculture Science*, 4:1–24, 1911.
- [27] A.J.C. Barré de Saint-Venant. *Théorie du mouvement non permanent des eaux, avec application aux crues des rivières et à l'introduction de marées dans leurs lits*. 1871.
- [28] J. L. Monteith. Evaporation and environment. *Symposia of the Society for Experimental Biology*, 19:205–234, 1965.

- [29] A.J. Rutter, K.A. Kershaw, P.C. Robins, and A.J. Morton. A predictive model of rainfall interception in forests, 1. derivation of the model from observations in a plantation of corsican pine. *Agricultural Meteorology*, 9:367 – 384, 1971.
- [30] M.B. Abbott, J.C. Bathurst, J.A. Cunge, P.E. O'Connell, and J. Rasmussen. An Introduction to the European Hydrological System - Systeme Hydrologique Europeen, SHE. 1. History and Philosophy of a Physically-Based, Distributed Modeling System. *Journal of Hydrology*, 87(1-2):45–59, OCT 15 1986.
- [31] Andrew Ilachinski. *Cellular Automata: A Discrete Universe*. World Scientific, Singapore, 2001.
- [32] R. J. Moore. The PDM rainfall-runoff model. *Hydrology and Earth System Sciences*, 11(1):483–499, 2007.
- [33] R. Lamb P. Quinn R. Romanowicz Beven, K. and J. Freer. *Computer models of watershed hydrology*. Water Resources Publications, Colorado, USA, 1995.
- [34] K. Beven. Topmodel: A critique. *Hydrological Processes*, 11(9):1069–1085.
- [35] James C. I. Dooge. Linear theory of hydrologic systems. Technical Bulletins 160041, United States Department of Agriculture, Economic Research Service, 1973.
- [36] Pieter Cabus. River flow prediction through rainfall-runoff modelling with a probability-distributed model (pdm) in flanders, belgium. *Agricultural Water Management*, 95(7):859 – 868, 2008.
- [37] DG Tarboton. A new method for the determination of flow directions and upslope areas in grid digital elevation models. *Water Resources Research*, 33(2):309–319, FEB 1997.
- [38] S Di Gregorio and R Serra. An empirical method for modelling and simulating some complex macroscopic phenomena by cellular automata. *Future Generation Computer Systems*, 16(2-3):259–271, DEC 1999.
- [39] Grigoris G. Anagnostopoulos and Paolo Burlando. An object-oriented computational framework for the simulation of variably saturated flow in soils, using a reduced complexity model. pages 191 – 202, 2012-12. Received 1 April 2011, Accepted 6 June 2012, Available online 11 July 2012.
- [40] Martin Gardner. Mathematical games: The fantastic combinations of john conway's new solitaire game life. *Scientific American*, 223:120–123, 1970.
- [41] Stephen Wolfram. Statistical mechanics of cellular automata. *Rev. Mod. Phys.*, 55(3):601–644, jul 1983.

- [42] D.A. Kessler, H. Levine, and W.N. Reynolds. Coupled-map lattice model for crystal growth. *Physical Review A*, 42(10):6125–6128, NOV 15 1990.
- [43] T. Yanagita and K. Kaneko. Coupled map lattice model for convection. *Physics Letters A*, 175(6):415–420, APR 26 1993.
- [44] T. Yanagita and K. Kaneko. Modeling and characterization of cloud dynamics. *Physical Review Letters*, 78(22):4297–4300, JUN 2 1997.
- [45] T. Toffoli. Cellular automata as an alternative to (rather than an approximation of) differential equations in modeling physics. *Physica D*, 10(1-2):117–127, 1984.
- [46] J. Hardy, Y. Pomeau, and O.D. Pazzis. Time Evolution of a Two-Dimensional Classical Lattice System. *Physical Review Letters*, 31(5):276–279, 1973.
- [47] S. Succi, R. Benzi, and F. Higuera. The lattice Boltzmann equation: A new tool for computational fluid-dynamics. *Physica D*, 47(1-2):219–230, JAN 1991.
- [48] G.R. McNamara and G. Zanetti. Use of the Boltzmann Equation to Simulate Lattice-Gas Automata. *Physical Review Letters*, 61(20):2332–2335, NOV 14 1988.
- [49] H.D. Chen, S.Y. Chen, and W.H. Matthaeus. Recovery of the Navier-Stokes equations using a lattice-gas Boltzmann method. *Physical Review A*, 45(8):R5339–R5342, APR 15 1992.
- [50] Giuseppe Mendicino, Alfonso Senatore, Giandomenico Spezzano, and Salvatore Straface. Three-dimensional unsaturated flow modeling using cellular automata. *Water Resources Research*, 42(11), NOV 25 2006.
- [51] Q. Shao, D. Weatherley, L. Huang, and T. Baumgartl. RunCA: A cellular automata model for simulating surface runoff at different scales. *Journal of Hydrology*, 529(3):816–829, OCT 2015.
- [52] Pablo R. Rinaldi, Diego D. Dalponte, Marcelo J. Venere, and Alejandro Clausse. Cellular automata algorithm for simulation of surface flows in large plains. *Simulation Modelling Practice and Theory*, 15(3):315–327, MAR 2007.
- [53] G. Ravazzani, D. Rametta, and M. Mancini. Macroscopic cellular automata for groundwater modelling: A first approach. *Environmental Modelling and Software*, 26(5):634–643, MAY 2011.
- [54] D. D'Ambrosio, S. Di Gregorio, S. Gabriele, and R. Gaudio. A cellular automata model for soil erosion by water. *Physics and Chemistry of the Earth, Part B: Hydrology, Oceans and Atmosphere*, 26(1):33 – 39, 2001.

## BIBLIOGRAFIE

---

- [55] G. Cervarolo, G. Mendicino, and A. Senatore. Coupled Vegetation and Soil Moisture Dynamics Modeling in Heterogeneous and Sloping Terrains. *Vadose Zone Journal*, 10(1):206–225, FEB 2011.
- [56] Mark A. Fonstad. Cellular automata as analysis and synthesis engines at the geomorphology-ecology interface. *Geomorphology*, 77(3-4):217–234, JUL 30 2006. 100th Annual Meeting of the Association-of-American-Geographers, Philadelphia, PA, MAR 14-19, 2004.
- [57] Website geopunt. Geraadpleegd op 16/09/2017.
- [58] Website van de Vlaamse overheid met betrekking tot de waterlopen. Geraadpleegd op 28/09/2017.
- [59] Vlaamse Landmaatschappij West-Vlaanderen en Agentschap voor Natuur en Bos. *Projectrapport natuurinrichtingsproject Biscopveld*.
- [60] Website van het KMI (Koninklijk Meteorologisch Instituut). Geraadpleegd op 02/05/2018.
- [61] Zhao Lingling, Xia Jun, Xu Chong-yu, Wang Zhonggen, Leszek Sobkowiak, and Long Cangrui. Evapotranspiration estimation methods in hydrological models. *Journal of Geographical Sciences*, 23(2):359–369, APR 2013.
- [62] R. Manning. On the flow of water in open channels and pipes. *Physical Review A*, 20:161–207, 1891.
- [63] L.W. Zevenbergen and C.R. Thorne. Quantitative analysis of land surface topography. *Earth Surface Processes and Landforms*, 12(1):47–56, JAN-FEB 1987.
- [64] D. Zaitsev. k-neighborhood for cellular automata. 2016.
- [65] D.E. Woodward, C.C. Hoeft, A. Humpal, and G. Cerrelli. Hydrology national engineering handbook part 630, chapter 15. Technical report, United States Department of Agriculture, 2010.
- [66] Bodeminfiltratiesnelheden volgens USDA). Geraadpleegd op 12/05/2018.
- [67] V. Te Chow. *Open-channel hydraulics*. McGraw-Hill, 1959.
- [68] J.E. Nash and J.V. Sutcliffe. River flow forecasting through conceptual models part i. *Journal of Hydrology*, 10:282–290, April 1970.
- [69] Dirk J. W. De Pauw and Peter A. Vanrolleghem. Practical aspects of sensitivity function approximation for dynamic models. *MATHEMATICAL AND COMPUTER MODELLING OF DYNAMICAL SYSTEMS*, 12(5):395–414, OCT 2006. 4th IMACS Symposium on Mathematical Modelling, Vienna, AUSTRIA, FEB 05-07, 2003.

- [70] A. Saltelli, M. Ratto, T. Andres, F. Campolongo, J. Cariboni, D. Gatelli, M. Saisana, and S. Tarantola. *Global Sensitivity Analysis. The Primer*. John Wiley & Sons, Ltd, 2008.
- [71] Ilya M. Sobol. Sensitivity estimates for nonlinear mathematical models. *Mathematical Models*, 2:112–118, 1990.
- [72] T. Homma and A. Saltelli. Importance measures in global sensitivity analysis of nonlinear models. *Reliability Engineering and System Safety*, 52(1):1–17, APR 1996.
- [73] M.D. McKay, R.J. Beckman, and W.J. Conover. A Comparison of Three Methods for Selecting Values of Input Variables in the Analysis of Output from a Computer Code. *Technometrics*, 21(2):239–245, 1979.
- [74] T. Vansteenkiste, J. Dewelde, P. Cabus, I. de Jongh, and K. Cauwenberghs. Concepts and applications of the Flanders Hydrological Model environment. In Lang, M and Klijn, F and Samuels, P, editor, *Third European conference on flood risk management (FLOODRISK 2016)*, volume 7 of *E3S Web of Conferences*, 2016.
- [75] K Eckhardt. How to construct recursive digital filters for baseflow separation. *Hydrological Processes*, 19(2):507–515, FEB 15 2005.

# BIJLAGE A

## **TABELLEN**

### **A.1 Datagaten in debiettijdreeks**

Tabel A.1: ontbrekende datapunten in debiettijdreeks.

Begin ontbrekende data	Einde ontbrekende data
11/05/2005 (00:00:00)	13/05/2005 (12:00:00)
09/08/2005 (00:00:00)	12/08/2005 (12:00:00)
18/09/2005 (00:00:00)	20/09/2005 (19:00:00)
26/09/2005 (01:00:00)	26/09/2005 (04:00:00)
09/06/2006 (06:00:00)	09/06/2006 (07:00:00)
05/07/2006 (01:00:00)	05/07/2006 (01:00:00)
30/12/2006 (15:00:00)	02/01/2007 (08:00:00)
13/01/2007 (11:00:00)	14/01/2007 (10:00:00)
22/06/2007 (04:00:00)	22/06/2007 (12:00:00)
12/10/2009 (10:00:00)	13/10/2009 (07:00:00)
14/05/2013 (08:00:00)	19/05/2013 (02:00:00)
08/05/2016 (21:00:00)	09/05/2016 (11:00:00)
16/10/2016 (15:00:00)	16/10/2016 (19:00:00)