



Coördinatiecommissie
Integraal Waterbeleid

Code van goede praktijk voor het ontwerp, de aanleg en het onderhoud van rioleringsystemen

Deel 7: Overstortemissies



versie maart 2018

De Code van goede praktijk voor het ontwerp, de aanleg en het onderhoud van rioleringsystemen is de bijlage 1 bij het besluit van de Vlaamse minister van Leefmilieu, Natuur en Cultuur tot vaststelling van de code van goede praktijk voor het ontwerp, de aanleg en het onderhoud van rioleringsystemen (20/08/2012).

Bij elk hoofdstuk van de code van goede praktijk hoort ook een technische toelichting:

- Deel 1: Juridisch kader
- Deel 2: Afwateringssysteem
- Deel 3: Bronmaatregelen
- Deel 4: DWA-systemen
- Deel 5: Ontwerpneerslag
- Deel 6: Dimensionering hemelwaterriolen en gemengde riolen
- **Deel 7: Overstortemissies**
- Deel 8: Zuiveringsinstallaties
- Deel 9: Onderhoud

Colofon

Werkgroep Waterzuivering van de Coördinatiecommissie Integraal Waterbeleid
p/a VMM - CIW-secretariaat
A. Van de Maelestraat 96
9320 Erembodegem
T 053 726 507
F 053 704 276
Secretariaat_CIW@vmm.be
www.integraalwaterbeleid.be

Foto voorblad: VMM-archief

D/2012/6871/034

Inhoud

7	Overstortemissies	4
7.1	Inleiding en definities	4
7.1.1	Situering	4
7.1.2	Definitie overstortfrequentie en gerelateerde parameter	4
7.1.3	Definitie oppervlaktebelasting	7
7.2	Emissiecriteria	7
7.2.1	Ecologisch uiterst kwetsbare waterlopen	8
7.2.2	Ecologisch kwetsbare waterlopen	9
7.2.3	Ecologisch strategisch belangrijke oppervlaktewateren	10
7.2.4	Overige oppervlaktewateren	11
7.2.5	Algemene voorwaarden	11
7.3	Randvoorzieningen	12
7.4	Berekening van de overstortfrequentie	12
7.4.1	Integrale waterkwaliteitsmodellering	12
7.4.2	Modelleringsmethodes	14
7.4.3	Bakmodellen	15
7.5	Overstortconstructies	26
7.5.1	Inleiding	26
7.5.2	Hoge zijdelingse overstort	27
7.5.3	Stroomverlammingsoverstort	28
7.5.4	Rendementen	29
7.5.5	Dimensionering van randvoorzieningen	34
7.5.6	Oppervlaktebelasting	36
7.5.7	Roosters, filters, zeven	38
7.6	Bergbezinkingsbekkens	39
7.6.1	Soorten bekkens	39
7.6.2	Dimensionering bergbezinkingsbekkens	39
7.6.3	Modellering	41

7 Overstortemissies

7.1 Inleiding en definities

7.1.1 Situering

Om een overbelasting van de riolering en ongecontroleerde overstromingen vanuit het stelsel te vermijden bij hevige neerslag worden overstorten in het systeem ingebouwd. Het gemengd afvalwater dat bij regenweer niet kan worden afgevoerd naar de RWZI en ook niet tijdelijk in het rioolstelsel kan worden geborgen, zal overstorten naar het oppervlaktewater. Deze overstorten kunnen een beperkt aantal keren per jaar een acute impact hebben op het oppervlaktewater. Het verontreinigde overstortwater kan in extreme omstandigheden resulteren in vissterfte, overmatige algengroei, verdwijnen van bepaalde watergebonden fauna, enz... De impact van de overstorten en van de vuilvracht in het overstortwater op de waterloop is afhankelijk van een aantal factoren zoals: het tijdstip waarop de overstort plaatsvindt, het debiet van de waterloop en andere (pun)lozingen in het gebied. Overstorten op DWA-systemen zijn niet toegelaten (zie deel 4). Lozingen van het hemelwaterstelsel zullen een kleinere impact hebben op het ontvangende oppervlaktewater dan overstortingen van gemengde rioolstelsels. Dit leidt tot de conclusie dat vooral voor overstorten op gemengde riolen extra maatregelen nodig kunnen zijn om de impact te verminderen. De mogelijkheden om deze impact te verlagen zijn:

- Goede keuze van de overstortlocatie;
- Vergroten van de berging in bergings- of bergbezinkingsbekkens;
- Reductie van de geloosde vuilvracht via verbeterde overstorten of bergbezinkingsbekkens;
- Vergroten van de doorvoercapaciteit;
- Afkoppelen van verharde en onverharde oppervlakken;
- Afvlakken van piekbelasting via bufferbekkens na de overstort;
- Nazuivering via bufferbekkens na de overstort
- Voorzieningen in de waterloop.

Voor hemelwaterlozingen kunnen de twee laatste mogelijkheden ook van toepassing zijn.

7.1.2 Definitie overstortfrequentie en gerelateerde parameter

7.1.2.1 Overstorting en overstortfrequentie

Opmerking: de onderlijnde begrippen verwijzen naar een navolgende definitie.

Overstortfrequentie: voor de beoordeling van de emissie van een rioolstelsel naar de ontvangende waterloop, wordt de overstortfrequentie standaard gedefinieerd als het langjarig gemiddelde van het aantal overstortdagen per jaar.

Overstortdag: een overstortdag is een periode van 24u te rekenen vanaf het begin van een overstorting. Binnen één overstortdag kunnen zich één of meerdere overstortingen voordoen. Indien aan het einde van deze periode van 24u nog steeds overstorting optreedt, begint op dat moment een volgende overstortdag, tenzij het deel van de overstorting dat zich in deze volgende overstortdag situeert, op zichzelf niet meer voldoet aan de minimale criteria voor overstortingen. In dat geval begint de volgende overstortdag bij de eerstvolgende overstorting, die wel voldoet aan de criteria.

Overstorting: een overstorting is een periode (gedefinieerd op basis van meetreeksen of simulatieresultaten) gedurende dewelke een overstort werkt, en die voldoet aan de minimale criteria voor overstorting:

- Het maximum tijdsinterval voor metingen of berekeningen op basis waarvan overstortingen kunnen worden geïdentificeerd is 10 min.
- Het begin van een overstorting (t_0) wordt gedefinieerd als het eerste tijdstip (gemeten of berekend) waarbij ofwel

- het gemeten waterpeil in de overstortkamer groter is dan het drempelpeil (of een als representatief daarvoor erkend peil)
- een alarm is geactiveerd dat als representatief erkend is voor het overschrijden van het drempelpeil;
- het berekende waterpeil groter is dan het drempelpeil;
- het berekend overstortdebiet groter is dan 0.
- Het einde van een overstorting (t_1) wordt gedefinieerd als het eerste tijdstip (gemeten of berekend) na t_0 waarbij de hierboven vermelde criteria niet meer geldig zijn
- De overstortduur (duur van de overstorting) bedraagt $t_1 - t_0$. Eventueel kan men t_0 en t_1 verschuiven naar $t_0 - \Delta t/2$, resp. $t_1 - \Delta t/2$, zeker voor grotere waarden van Δt zal dit een correcter beeld geven van het tijdstip van overstorting. Deze verschuiving heeft echter geen effect op de duur van de overstorting.
- Overstortingen met een tussenliggende 'droge periode' kleiner dan of gelijk aan 10 min worden als één overstorting beschouwd
- De droge periode tussen 2 opeenvolgende overstortingen wordt gedefinieerd als $t_0(\text{overstorting } n+1) - t_1(\text{overstorting } n)$
- Voor de bepaling van de overstortduur van een dergelijke gecombineerde overstorting wordt de duur van de droge periode in mindering gebracht.

7.1.2.2 Minimale criteria voor overstorting

Een overstorting moet (na desgevallend samenvoegen van door korte tussenperioden gescheiden overstortingen, cfr. bovenstaande definitie) minimaal aan volgende criteria voldoen om als overstorting te worden beschouwd:

- de overstortduur bedraagt minstens 5 min (of het gehanteerde tijdsinterval, indien dit laatste groter is dan 5 min);
- het maximaal gemeten waterpeil gedurende de overstorting bedraagt minimaal 1 cm boven het drempelpeil of;
- het maximaal berekend overstortdebiet bedraagt minimaal een debiet q dat overeenkomt met een overstortende laag van 1 cm.

Het tweede criterium is niet van toepassing voor alarmgebaseerde metingen, waarbij de bereikte hoogte niet wordt geregistreerd.

7.1.2.3 Overstortvolume en duur

Jaarlijks gemiddelde overstortduur: In overeenstemming met de definitie van overstortfrequentie wordt de jaarlijks gemiddelde overstortduur gedefinieerd als het langjarig gemiddelde van de totale jaarlijkse overstortduur.

Totale jaarlijkse overstortduur: de totale jaarlijkse overstortduur is de som van de overstortduur van alle overstortingen¹ binnen een jaar. Deze kan uitgedrukt worden in uren of als een percentage van de beschouwde tijd.

Jaarlijks gemiddelde equivalente overstortduur: deze wordt gedefinieerd als het langjarig gemiddelde van de jaarlijkse equivalente overstortduur.

¹Inbegrepen desgevallend de delen van overstortingen die op zich niet voldoende groot zijn om aanleiding te geven tot het begin van een nieuwe overstortdag.

Jaarlijkse equivalente overstortduur: de jaarlijkse equivalente overstortduur (uitgedrukt in dagen per jaar) is de totale jaarlijkse overstortduur (uitgedrukt in uur) gedeeld door 24.

Jaarlijks gemiddelde overstortvolume: in overeenstemming met de definitie van overstortfrequentie wordt het jaarlijks gemiddelde overstortvolume gedefinieerd als het langjarig gemiddelde van het totale jaarlijkse overstortvolume.

Totale jaarlijkse overstortvolume: het totale jaarlijkse overstortvolume is de som van de overstortvolumes van alle overstortingen binnen een jaar.

7.1.2.4 Alternatieve definities

Voor specifieke toepassingen (bijv. overstorten op zwembad) is het vaak niet nodig de overstortwerking over een volledig jaar te beschouwen, maar enkel binnen een bepaalde periode van het jaar (bijv. het recreatie seizoen).

Ook het onderscheid tussen zomer- en winterperioden kan soms interessant zijn (bijvoorbeeld in het kader van wateroverlastproblematiek). Bij een dergelijke opdeling wordt zomer- en winterperiode gedefinieerd als: zomer = 1 april t.e.m. 30 september; winter = 1 oktober t.e.m. 31 maart.

Ook in een operationele context van rioolbeheer, waarbij de langjarige statistiek vaak minder belangrijk is, kan men alternatieve definities hanteren.

Enkele voorbeelden van alternatieve definities zijn:

- Het weergeven van de overstortfrequentie in termen van overstortingen of overstortgebeurtenissen in plaats van overstortdagen.
- Het uitdrukken van de frequentie ten opzichte van een zelf gekozen (al dan niet repeterende) periode.

Indien zich discontinuïteiten voordoen in de beschouwde gegevensreeks (wat bijv. standaard het geval is indien geen volledige jaren beschouwd worden) en een overstorting zich voordoet op de grens van een dergelijke discontinuïteit wordt de overstorting toegekend aan de periode waarin de grootste 'deeloverstortduur' zich voordoet. Bij gelijke 'deeloverstortduur' wordt de overstorting toegekend aan de 'aflopende' periode.

Bij het gebruik van dergelijke alternatieve benaderingen moet steeds duidelijk worden omschreven hoe men de overstortfrequentie (en desgevallend afgeleide overstortduur en -volume) definieert.

Overstortgebeurtenis

Naar gelang van de toepassing waarbinnen overstortingen worden geanalyseerd, kan men per overstortlocatie bijkomende criteria definiëren om opeenvolgende overstortingen te groeperen tot één overstortgebeurtenis. Dergelijke criteria kunnen bijvoorbeeld gebaseerd zijn op de duur van de periode tussen de overstortingen, of op het minimaal waterpeil dat in de tussenliggende periode bereikt wordt.

Wanneer gerapporteerd wordt in termen van overstortgebeurtenissen, dienen deze bijkomende criteria vermeld te worden.

7.1.2.5 Bepaling van overstortfrequentie bij gebruik van composietbuizen

In het geval van composietbuizen wordt de overstortfrequentie gedefinieerd als de frequentie van de grootste composietbuis waarbij geen overstorting meer optreedt (de definities van overstorting blijven hierbij onverkort van toepassing). De te hanteren frequentiestap = 1 j.

Bijv. de overstortfrequentie bedraagt $n \text{ j}^{-1}$ indien een buis met een frequentie van $(n-1) \text{ j}^{-1}$ wel nog aanleiding geeft tot overstorting en een buis met een frequentie van $n \text{ j}^{-1}$ niet meer.

In de praktijk zal meestal enkel worden nagegaan of de overstortfrequentie ≤ 7 of 10 j^{-1} .

Indien een bui met een frequentie/terugkeerperiode van 1 j nog geen aanleiding geeft tot overstorting, kan de overstortfrequentie niet meer nauwkeurig worden bepaald, aangezien de frequentiestapgrootte van de buien vanaf dit punt niet meer constant is. In dergelijk geval kan alleen nog worden gesteld dat de overstortfrequentie maximaal $(1/T) j^{-1}$ bedraagt met $T \geq 1$ de terugkeerperiode van de grootste bui waarvoor geen overstorting meer optreedt.

Indien een bui met een frequentie van $10 j^{-1}$ nog steeds aanleiding geeft tot overstorting, kan de overstortfrequentie ook niet meer nauwkeurig worden bepaald, aangezien dit sinds de nieuwe verwerking van 2013 de kleinste composietbui is. In dergelijk geval kan alleen nog worden gesteld dat de overstortfrequentie minimaal $11 j^{-1}$ bedraagt.

Indien gewenst, kan met behulp van composietbuizen benaderend een jaarlijks gemiddelde overstortduur en een jaarlijks gemiddeld overstortvolume worden berekend (vooral de nauwkeurigheid van de overstortduur is hierbij eerder beperkt). Dit kan gebeuren door integratie over de frequentie van de overstortduren, respectievelijk –volumes voor alle beschikbare composietbuizen die aanleiding geven tot overstorting. Voorwaarde hierbij is dat $f \leq 10 j^{-1}$.

7.1.3 Definitie oppervlaktebelasting

Oppervlaktebelasting = overstortdebiet gedeeld door oppervlakte van de kamer

7.2 Emissiecriteria

De doorvoer van een gemengd rioelstelsel moet voldoende groot zijn, opdat bij het in werking treden van de overstorten het gemengd afvalwater voldoende verdund zou zijn. Op het moment dat een overstort in werking treedt moet er daarom uit het betreffende rioel(sub)stelsel minimaal $6 Q_{14}$ worden afgevoerd, of in geval van hybride combinaties van gemengde en (gedeeltelijk) gescheiden stelsel, een overeengekomen aangepast doorvoerdebiet tussen $2Q_{14}$ en $6Q_{14}$.

Ter hoogte van overstorten kunnen twee soorten criteria worden opgelegd: ten eerste kwantitatieve criteria ter voorkoming van overstroming van het ontvangende oppervlaktewater, ten tweede criteria ter bescherming van de waterkwaliteit van het ontvangende oppervlaktewater.

Wat de criteria ter voorkoming van overstroming van het ontvangende oppervlaktewater betreft, moet nagegaan worden of de overstortdebieten en – volumes zonder overlast door de ontvangende waterloop kunnen afgevoerd worden (dit wil zeggen dat aan de eisen van de waterloopbeheerder moet voldaan worden). Hiertoe kan, mits correctie van de reeds in het gemengde stelsel aanwezige berging, verwezen worden naar de regels voor buffering en vertraagde afvoer van RWA-lozingen.

Wat de criteria ter bescherming van de waterkwaliteit betreft, wordt aanvullend op de minimale verdunning, de frequentie van de overstortgebeurtenissen beperkt. Er is verder de inbreng van de functie van de ontvangende waterloop als een kwaliteitscriterium via de 'ecologische kwetsbaarheidsklassen met betrekking tot de impact van overstorten', waarbij specifieke emissievoorwaarden hieraan worden gekoppeld. Op deze manier wordt een eerste stap gezet naar immissiecriteria.

De keuze van de overstortlocatie is bij het ontwerp van nieuwe rioleringsystemen een cruciale stap.

De rioelbeheerder dient bij het ontwerp van nieuwe rioleringsystemen of de heraanleg van de bestaande rioleringsystemen de bestaande potentiële negatieve effecten van de aanwezige lozingspunten of overstorten te minimaliseren. Hierbij dient zowel het effect op de voedselveiligheid, ecologie, drinkwaterwinning en -productie, waterkwantiteit, sedimentafvoer, scheepvaart (lokale plots

veranderende stroomsnelheden) en overstromingen te worden bekeken. Binnen de mogelijkheden van het hydraulisch ontwerp van het rioolstelsel, dient de locatie van de overstort zo te worden gekozen dat de ecologische impact zo beperkt mogelijk is. Bovendien dient het overstortwater zoveel mogelijk geloosd te worden op het oppervlaktewater waar de natuurlijke hemelwaterafvoer van het betreffende gebied toe bijdraagt.

Samenvattend kan men dus stellen dat men bij de locatie van de overstort moet rekening houden met:

- De aanwezigheid van ecologisch kwetsbare waterlopen;
- De aanwezigheid van drinkwaterwingebieden;
- De aanwezigheid van cultuurgronden;
- Het debiet van de waterloop. Er is een verschil in impact tussen een overstort op een kleine of een grote waterloop;
- De stroomsnelheid van de waterloop. Bij lozingen in quasi stilstaand water dient niet met de verhouding van de debieten rekening te worden gehouden, maar met de verhouding van de watervolumes. Bovendien dienen maatregelen te worden getroffen om de zuurstofbalans op peil te houden;
- Het zelfreinigend vermogen van de waterloop. Hiermee is enkel rekening te houden bij een integrale immissiebenadering;
- Doelenkaarten van de andere beschermde Europese soorten, bv. de kleine modderkruiper.

De aanwezigheid van andere overstorten: meerdere overstorten die kort bij elkaar liggen zullen zich als 1 grote overstort gedragen. De impact van de verschillende overstorten moet dan in zijn totaliteit worden beschouwd. Indien de overstorten verder uit elkaar liggen, kan het zelfreinigend vermogen tussenin de impact afzwakken.

7.2.1 De ecologische kwetsbaarheidskaart met betrekking tot de impact door overstorten

De aanduiding van de ecologische kwetsbaarheid van de waterloop is gebaseerd op de door de Vlaamse regering goedgekeurde instandhoudingsdoelstellingen en legt de focus op de kwetsbaarheid van de waterkolom en het waterecosysteem in de bedding. De kwetsbaarheidskaart maakt een onderscheid tussen:

- Ecologisch uiterst kwetsbare waterlopen;
- Ecologisch kwetsbare waterlopen;
- Ecologisch strategisch belangrijke waterlopen en;
- Overige waterlopen.

Op de kaart in bijlage 1 is de kwetsbaarheid van de waterlopen ingevuld op basis van de huidige door de Vlaamse Regering goedgekeurde gewestelijke instandhoudingsdoelstellingen of G-IHD en gebiedsspecifieke instandhoudingsdoelstellingen of S-IHD. De bijsturing van deze G-IHD en/of S-IHD kunnen aanleiding geven tot een bijsturing van de kaart. De bijgestuurde kaart wordt telkens ter goedkeuring voorgelegd aan de CIW.

Volgende maatregelen en criteria voor de verschillende kwetsbaarheidsklassen worden gehanteerd.

7.2.1.1 Ecologisch uiterst kwetsbare waterlopen

Deze waterlopen zijn blauw ingekleurd op de kwetsbaarheidskaart.

Het betreft:

- Waterlooptrajecten met S-IHD voor beekprik, rivierdonderpad en/of habitat 3260 gelegen binnen speciale beschermingszones;

- Waterlooptrajecten die 2 waterlooptrajecten binnen speciale beschermingszones met S-IHD voor beekprik, rivierdonderpad en/of habitat 3260 verbinden en waarvan de lengte niet meer bedraagt dan 5 km;
 - Waterlopen met strengere milieudoelstellingen waterkwaliteit in het stroomgebiedbeheerplan;
- Doelstelling:** het bereiken van de habitatkwaliteit voor de beekprik, rivierdonderpad of habitat 3260.

7.2.1.1.1 Vooropgestelde aanpak voor het bereiken van de doelstelling

Op basis van de beschikbare gegevens zal in functie van de opmaak van het maatregelenprogramma, dat onderdeel uitmaakt van het vast te stellen stroomgebiedbeheerplan, worden vastgesteld welke trajecten niet voldoen aan de vooropgestelde kwaliteitsdoelstelling en welke de oorzaak is. Maatregelen om aan de vooropgestelde milieukwaliteitsdoelstellingen te voldoen moeten ten laatste in 2021 worden gerealiseerd. Indien de aanpak van de overstort onder de mogelijke maatregelen valt, zal nagegaan worden hoe men deze overstort het meest kostenefficiënt kan aanpassen.

De timing om de gewenste doelstelling te bereiken in 2021 is bepaald op basis van de volgende vaststellingen:

- De prioritaire aanpak van overstorten ter hoogte van beschermde gebieden en het uitwerken van een globaal actieplan inzake de overstortproblematiek zijn als aanvullende maatregel (7B_J en 4B_D_221, 4B_D_222, 4B_D_223, 4B_D_225) opgenomen in het maatregelenprogramma 2016-2021 van de huidige stroomgebiedbeheerplannen;
- De Vlaamse Regering heeft in VIA bepaald dat tegen 2020 70% van maatregelen om de instandhoudingsdoelstellingen te realiseren, operationeel moeten zijn. Hierbij dient in eerste instantie aandacht te gaan naar de uiterst kwetsbare waterlopen;
- De Vlaamse Regering heeft bepaald dat tegen 2021 in de speerpuntgebieden de goede toestand moet worden behaald.

Nieuwe overstorten op de blauwe trajecten zijn slechts mogelijk wanneer ze een bestaand lozingspunt vervangen. Ze mogen geen vuilvrachten omvatten die momenteel in andere oppervlaktewateren worden geloosd. Er is geen verzwaaring van de bestaande lozingen toegelaten (stand still principe), noch kwantitatief, noch kwalitatief, noch tijdelijk ten gevolge van werkzaamheden. Om zoveel mogelijk te vermijden dat overstorten worden gebouwd op ecologisch uiterst kwetsbare waterlopen dient de totale aanpak van de waterafvoer in het betreffende gebied te worden bestudeerd.

Hiervan kan slechts worden afgeweken als wordt aangetoond dat er zowel op lange als op korte termijn geen significant effect optreedt op de vooropgestelde habitatkwaliteit.

Er wordt aangenomen dat nieuwe overstorten geen significant effect hebben indien voor de overstortfrequentie een minimale terugkeerperiode van 10 jaar als streefdoel wordt vooropgesteld (noodoverlaten). Indien de overstortfrequentie groter is dan 1 maal per 10 jaar, dient extra berging te worden uitgevoerd via een overstortbuffer of bergbezinkingsbekken of ingebouwd in de overstortconstructie.

7.2.1.2 Ecologisch kwetsbare waterlopen

Deze waterlopen zijn groen ingekleurd op de kwetsbaarheidskaart.

Het betreft:

- waterlooptrajecten buiten de speciale beschermingszones met S-IHD voor beekprik en/of rivierdonderpad
- waterlooptrajecten met een substantieel aandeel van het actueel habitat 3260 waar volgens de G-IHD omwille van de stand-still elke verslechtering van de waterkwaliteit dient vermeden te worden
- Waterlooptrajecten die 2 waterlooptrajecten binnen speciale beschermingszones met S-IHD voor beekprik, rivierdonderpad en/of habitat 3260 verbinden en waarvan de lengte meer dan 5 km bedraagt;

Doelstelling: het op termijn bereiken van de habitatkwaliteit voor beekprik, rivierdonderpad of habitat 3260.

7.2.1.2.1 Vooropgestelde aanpak voor het bereiken van de doelstelling

Op basis van de beschikbare gegevens zal in functie van de opmaak van het maatregelenprogramma, dat onderdeel uitmaakt van het vast te stellen stroomgebiedbeheerplan, worden vastgesteld welke trajecten niet voldoen aan de vooropgestelde kwaliteitsdoelstelling en welke de oorzaak is. Maatregelen om aan de vooropgestelde milieukwaliteitsdoelstellingen te voldoen moeten ten laatste in 2027 worden gerealiseerd. Indien de aanpak van de overstort onder de mogelijke maatregelen valt, zal nagegaan worden hoe men deze overstort het meest kostenefficiënt kan aanpassen.

Nieuwe overstorten op de groene trajecten zijn slechts mogelijk wanneer ze een bestaand lozingspunt vervangen. Ze mogen geen vuilvrachten omvatten die momenteel in andere oppervlaktewateren worden geloosd. Er is geen verzwarende van de bestaande lozingen toegelaten (stand still principe), noch kwantitatief, noch kwalitatief, noch tijdelijk ten gevolge van werkzaamheden. Om zoveel mogelijk te vermijden dat overstorten worden gebouwd op ecologisch kwetsbare waterlopen dient de totale aanpak van de waterafvoer in het betreffende gebied te worden bestudeerd.

Hiervan kan slechts worden afgeweken als wordt aangetoond dat er zowel op lange als op korte termijn geen significant effect optreedt op de vooropgestelde habitatkwaliteit.

Er wordt aangenomen dat nieuwe overstorten geen significant effect hebben indien voor de overstortfrequentie maximaal een overstortfrequentie wordt toegelaten van gemiddeld 7 dagen met overstorting per jaar met een maximale oppervlaktebelasting van 100 m/h bij een terugkeerperiode van 2 jaar. Indien de overstortfrequentie groter is dan 7 dagen per jaar, dient extra berging te worden uitgevoerd via een overstortbuffer of bergbezinkingsbekken of ingebouwd in de overstortconstructie.

7.2.1.3 Ecologisch strategisch belangrijke oppervlaktewateren

Deze geklasseerde oppervlaktewateren zijn geel ingekleurd op de kwetsbaarheidskaart.

Het betreft waterlooptrajecten die uitmonden in een blauw of een groen traject. Indien een overstort aanwezig is op een geel traject kan dit stroomafwaarts op een traject met een hoger beschermingsniveau een schadelijk effect uitoefenen. Deze trajecten hebben voornamelijk een knipperlichtfunctie.

7.2.1.3.1 Vooropgestelde aanpak voor het bereiken van de doelstelling

Op basis van de beschikbare gegevens zal in functie van de opmaak van het maatregelenprogramma, dat onderdeel uitmaakt van het vast te stellen stroomgebiedbeheerplan, worden vastgesteld welke trajecten niet voldoen aan de vooropgestelde kwaliteitsdoelstelling en welke de oorzaak is. Maatregelen om aan de vooropgestelde milieukwaliteitsdoelstellingen te voldoen moeten ten laatste in 2021 (voor waterlooptrajecten die uitmonden in een blauwe waterloop) of ten laatste in 2027 (voor waterlooptrajecten die uitmonden in een groene waterloop) worden gerealiseerd. Indien de aanpak van het overstort onder de mogelijke maatregelen valt, zal nagegaan worden hoe men deze overstort het meest kostenefficiënt kan aanpakken.

Nieuwe overstorten op de gele trajecten zijn slechts mogelijk wanneer ze een bestaand lozingspunt vervangen en/of wanneer kan worden aangetoond dat er zowel op korte als op lange termijn geen significant negatief effect optreedt op de vooropgestelde habitatkwaliteit stroomafwaarts. Ze mogen geen vuilvrachten omvatten die momenteel in andere oppervlaktewateren worden geloosd. Er is geen verzwarende van de bestaande lozingen toegelaten (standstill-principe), noch kwantitatief, noch kwalitatief, noch tijdelijk ten gevolge van werkzaamheden. Om zoveel mogelijk te vermijden dat overstorten worden gebouwd op ecologisch strategisch belangrijke waterlopen dient de totale aanpak van de waterafvoer in het betreffende gebied te worden bestudeerd.

Als streefdoel voor de overstortfrequentie wordt maximaal een overstortfrequentie toegelaten van gemiddeld 7 dagen met overstorting per jaar met een maximale oppervlaktebelasting van 200 m/h bij

een terugkeerperiode van 2 jaar. Indien de overstortfrequentie groter is dan 7 dagen per jaar, dient extra berging te worden uitgevoerd via een overstortbuffer of bergbezinkingsbekken of ingebouwd in de overstortconstructie.

7.2.1.4 Overige oppervlaktewateren

Dit zijn oppervlaktewateren waar niet expliciet een ecologische kwaliteit aan is toegekend. Deze oppervlaktewateren zijn dan ook niet ingekleurd op de kwetsbaarheidskaart.

Er wordt voor nieuwe overstorten maximaal een overstortfrequentie toegelaten van gemiddeld 10 dagen met overstorting per jaar. Indien de overstortfrequentie groter is dan gemiddeld 10 dagen met overstorting per jaar, dient extra berging te worden uitgevoerd als een bergbezinkingsbekken. Deze extra berging dient de overstortfrequentie te reduceren tot gemiddeld 7 dagen met overstorting per jaar. Indien de overstortfrequentie kleiner is dan of gelijk is aan gemiddeld 10 dagen met overstorting per jaar, dient de overstort te worden uitgebouwd met een maximale oppervlaktebelasting van 400 m/h bij een terugkeerperiode van 2 jaar.

Wanneer de overstortfrequentie zonder extra berging groter is dan 10 keer per jaar en de hoeveelheid berging die moet gebouwd worden om de overstortfrequentie te beperken tot 7 keer per jaar klein is ($< 100 \text{ m}^3$), kan dit extra bergingsvolume worden ingebouwd in de overstortconstructie (in plaats van in een bergbezinkingsbekken). Ook bergbezinkingsbekkens kleiner dan 300 m^3 kunnen minder kosteneffectief zijn. Indien men in een dergelijk geval een overstortconstructie kan bouwen waarbij de overstortfrequentie wordt beperkt tot 10 keer per jaar (de eis van 7 keer per jaar voor de overstort wordt dan gerelaxeerd), kan de bijkomende nodige buffering worden voorzien als buffering in een open bekken afwaarts van de overstort. Wanneer de aanleg van een bergbezinkingsbekken de waterkwaliteit van het ontvangende oppervlaktewater en de kwantitatieve impact van de overstort op het ontvangende oppervlaktewater niet sterk zal beïnvloeden, kan de bouw ervan worden uitgesteld.

7.2.2 De beschermingszones voor de productie van drinkwater

De waterkwaliteit in Vlaanderen dient te voldoen aan de in Vlarem II opgelegde normen inzake basiskwaliteit. Binnen de beschermingszones voor drinkwater gelden strengere normen.

In bijlage 2 is de aandachtskaart opgenomen met de bescherming van de zones voor drinkwater, zowel voor winning via oppervlaktewater als grondwater. De volgende zones zijn opgenomen in deze kaart:

- Uiterst kwetsbare zones (zone 1): De aanleg van nieuwe overstorten in deze zone is niet toegelaten tenzij dit een bestaand lozing vervangt en een herlocalisatie technisch niet mogelijk is. Een verzwaring van de bestaande impact is in geen geval toegelaten.
- Kwetsbare zones (zone 2): De aanleg van nieuwe overstorten in deze zone is slechts toegelaten als aan de hand van een impactanalyse wordt aangetoond dat de impact op de drinkwatervoorziening verwaarloosbaar is.

Via de impactanalyse moet worden nagegaan wat de impact is van deze nieuwe overstorten op de drinkwaterproductie. Dit gebeurt in samenspraak met de VMM, Operationeel Waterbeheer en de betrokken drinkwatermaatschappijen. Hierbij kan onder meer rekening gehouden worden met de ligging, de afstand tot de innamepunten, gekoppelde vuilvracht (huishoudelijk – niet-huishoudelijk),

7.2.3 Timing van uitvoering

Wanneer een bergbezinkingsbekken noodzakelijk is uitgaande van de vooropgestelde toelaatbare overstortfrequentie, kan een fasering worden toegekend. Dit betekent dat, wanneer de inplanting van het bergbezinkingsbekken de huidige waterkwaliteit van het ontvangende oppervlaktewater en de huidige kwantitatieve impact van de overstort op het ontvangende oppervlaktewater niet sterk zal beïnvloeden, de bouw van het bergbezinkingsbekken kan worden uitgesteld. Hierdoor kunnen middelen vrij gemaakt worden om eerst die maatregelen te treffen en die werkzaamheden uit te voeren die een grotere verbetering van de situatie tot gevolg hebben.

Het is belangrijk dat er van bij het begin rekening wordt gehouden met de fasering van de uit te voeren werken. Ter plaatse van de overstorten dient de mogelijkheid en plaats open te worden gehouden om achteraf bijkomende maatregelen te nemen of constructies te bouwen omwille van bijvoorbeeld strengere eisen voor de oppervlaktewateren, nauwkeurigere berekeningsmethoden, bijkomende afvoergebieden,... Hiertoe dient de plaats van de overstort zorgvuldig te worden gekozen en dienen de nodige maatregelen te worden genomen om toekomstige uitbreidingen niet te hypothekeren.

7.3 Randvoorzieningen

Bij de omrekening van de maximale oppervlaktebelasting naar de nodige horizontale oppervlakte dient rekening te worden gehouden met geometrische afwijkingsfactoren die rekening houden met de niet-ideale stroming in de randvoorziening. Naast de maximale oppervlaktebelasting welke functie is van de kwetsbaarheidsklasse van de ontvangende waterloop, dienen volgende minimale afmetingen te worden gehanteerd voor verbeterde overstorten:

- Hoge zijdelingse overstort: de breedte van de overstortkamer dient groter dan of gelijk aan 1,5 keer de inkomende leidingdiameter te zijn; de lengte van de overlaat dient groter dan of gelijk te zijn aan 2 keer de inkomende leidingdiameter.
- Omtrekswerveloverstort: de minimale diameter van de overstortkamer is 3 keer de inkomende leidingdiameter.
- Voor alle types overstorten dient de hoogte van de overstortlaag beperkt te blijven tot 20 cm bij een terugkeerperiode van 2 jaar.

Aangezien verbeterde overstorten enkel functioneren indien er een minimale doorvoer is, kunnen de ontwerpgebieds niet opgelegd worden voor achterwaartse overstorten (dit zijn overstorten zonder doorvoerdebiet tijdens de overstortgebeurtenis).

De minimale eisen voor nieuwe bergbezinkingsbekkens zijn: een oppervlaktebelasting van 10 m/h, een verblijftijd van 20 minuten en een lengte/breedte-verhouding van 4. Deze waarden dienen voldaan te zijn voor een ontwerpdebiet gemiddeld over de verblijftijd bij een terugkeerperiode van 2 jaar. De eis voor de oppervlaktebelasting kan worden gerelaxeerd.

7.4 Berekening van de overstortfrequentie

7.4.1 Integrale waterkwaliteitsmodellering

Het ideale toekomstbeeld voor impactmodellering is een integrale modellering van rioleringen, waterzuiveringsinstallaties en ontvangende oppervlaktewateren. De belangrijkste redenen hiervoor zijn: de sterk verschillende systeemrespons (bijvoorbeeld [Dahl et al., 1996; Vaes et al., 2002g,h,k]) en de interacties tussen de systemen in twee richtingen. Dit kan een invloed hebben op zowel de waterkwantiteits- als -kwaliteitsaspecten. Voor de impact van overstorten op het ontvangende oppervlaktewater gaat het om het effect van de emissies: dit zijn de immissies. Uiteindelijk is immers de kwaliteit van het oppervlaktewater van belang en niet zozeer de aard van de lozing. Hierbij mag echter de combinatie met andere lozingen (effluenten van waterzuiveringsinstallaties, diffuse lozingen, enz...) niet uit het oog worden verloren.

De gecombineerde optimalisatie van riolering (overstorten) en waterzuivering (effluentlozing) is dus van groot belang.

Omwille van de sterk verschillende respons tussen de verschillende deelsystemen komt een integrale modellering niet eenvoudig overeen met het aan elkaar koppelen van verschillende modellen. De hydrologische aspecten worden zeer belangrijk. Het betekent dat men een modelleringsmethodologie

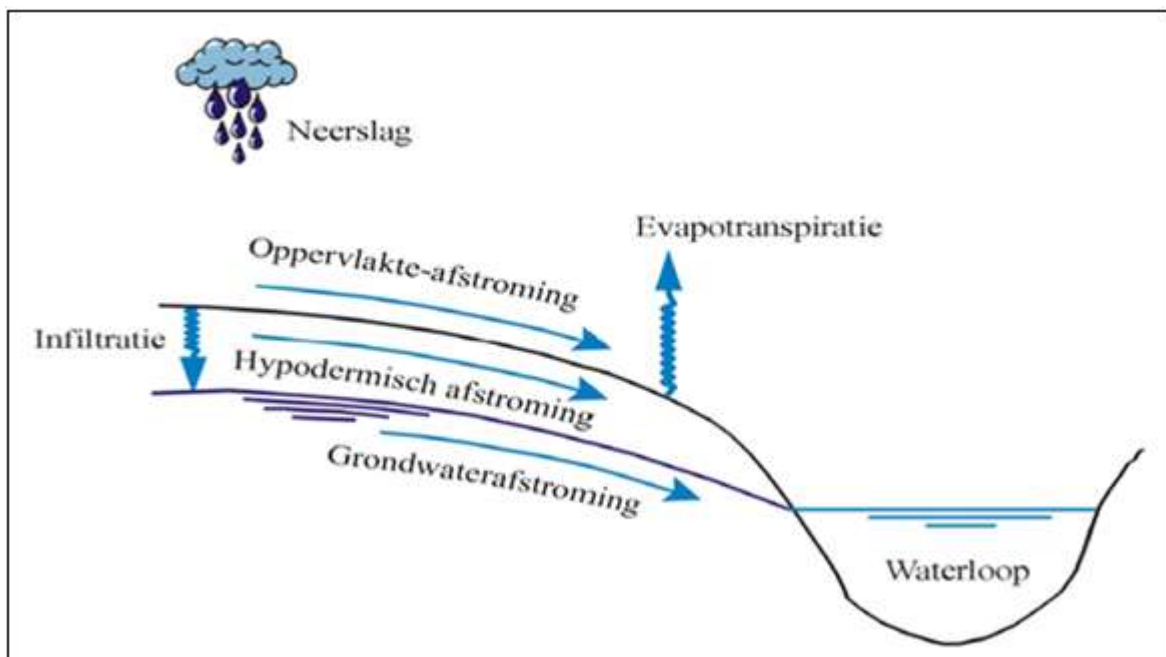
dient toe te passen die rekening houdt met de sterk verschillende karakteristieken van de verschillende systemen en hun interactiemogelijkheden. Idealiter gebeurt een integrale modellering dus met een volledig hydrodynamisch model van de verschillende subsystemen met continue lange termijn simulaties en met een gesofistikeerd waterkwaliteitsmodel eraan gekoppeld.

De huidige gedetailleerde en commercieel beschikbare waterkwaliteitsmodellen voor rioleringen geven echter geen betrouwbare voorspelling van het vuiltransport [Ashley et al., 1998; Berlamont, 1998b; Bouteligier et al., 2002a,b,c,d]. Mits een goede en uitgebreide dataverzameling en kalibratie kan men er min of meer representatieve resultaten mee bekomen, maar er blijven heel veel onzekerheden. De invoer in deze modellen is immers zeer moeilijk in te schatten en ook de nodige metingen voor de kalibratie zijn vaak niet nauwkeurig uit te voeren. De emissies hangen op kwaliteitsgebied vaak af van toevallige activiteiten in het rioleringsgebied, waardoor voorspellingen moeilijk zijn. Dit zou wel opgevangen kunnen worden door gebruik te maken van stochastische modellen [Willems, 2000], maar dit wordt nog complexer. Voor rioleringen kan dus vandaag de dag enkel gebruik gemaakt worden van kwantiteitsmodellering om betrouwbare resultaten te bekomen. Met een zuiver stochastisch model (dit is een 'slimme' randomgenerator) kunnen even nauwkeurige pollutie-emissies worden voorspeld als met een fysisch gebaseerd waterkwaliteitsmodel (bij identiek hydraulisch model) [Willems, 2000].

Waterkwaliteitsmodellering voor riolen (zowel gedetailleerd als conceptueel) is echter een domein dat nog in volle ontwikkeling is en dat de komende jaren mits de nodige voorzichtigheid bij de toepassing ervan tot interessante evoluties kan leiden.

Voor de modellering van RWZI's zijn gedetailleerde fysisch-gebaseerde modellen beschikbaar waarbij de verschillende biologische en fysico-chemische processen in de verschillende bekken van een RWZI worden beschreven. Het standaard model is het Actief-Slib-Model [Henze et al., 1987], waarvan nu de derde generatie beschikbaar is [IWA, 2000]. Dergelijke modellen vereisen heel wat gegevens voor een goede kalibratie.

Wat de waterloopmodellering betreft zijn de huidige commercieel beschikbare waterkwaliteitsmodellen heel wat betrouwbaarder dan voor rioleringen. Er is immers een langere traditie van onderzoek naar de waterkwaliteitsprocessen en sedimenttransport in waterlopen. De grootste moeilijkheid is het inschatten van de invoer in het waterloopmodel. Omdat de meeste bronnen van vervuiling puntbronnen zijn (effluent van waterzuiveringsinstallaties, overstorten, regenwaterlozingen, zijbeken, enz...) dient slechts een beperkt aantal inputs te worden ingeschat. Heel belangrijk voor waterloopmodellering is de hydrologie. Hiervoor dient men een onderscheid te



maken tussen oppervlakte-afstroming en de basisafvoer en bij voorkeur ook bijkomend de hypodermische stroming (stroming doorheen de onverzadigde zone) (Figuur 7.1) [Berlamont et al., 2000b; Willems et al., 2002a]. Indien men deze onderverdeling niet maakt, komt men niet tot een nauwkeurige inschatting van de debieten in de waterloop. Het is evident dat een goede voorspelling van de concentraties van polluenten in een waterloop enkel kan gebeuren indien de debieten voldoende nauwkeurig worden berekend.

Figuur 7.1: Hydrologisch model met drie deelstromen

Er bestaan diverse technieken voor de koppeling van detailmodellen voor de verschillende subsystemen. Enerzijds zijn er de op maat gemaakte oplossingen van commerciële softwareleveranciers (DHI, Innovyze, Deltares, ...) waarbij vroegere aparte softwarepakketten worden geïntegreerd. Een andere oplossing bestaat erin om een algemeen platform aan te bieden, waarop diverse modules kunnen worden geënt (bijv. West, Simulink, ...). Vaak zijn de mogelijkheden van dergelijke platformen wel beperkt tot het oplossen van bepaalde types van differentiaalvergelijkingen. Een derde, meer recente optie tenslotte bestaat erin om bestaande modellen te linken door middel van een standaard interface voor realtime data-uitwisseling (bijv. OpenMI (Open Modelling Interface)). In dit laatste geval dient de te koppelen software wel eerst compatibel te worden gemaakt. Men spreekt in dat geval ook niet meer van modelintegratie, maar wel van modelkoppeling.

Koppeling of integratie van modellen is immers niet zo evident omdat de verschillende subsystemen vaak met andere parameters werken of dat bepaalde parameters niet voorkomen in één subsysteem, terwijl dit nodig is in een ander subsysteem. Bijvoorbeeld: bij de modellering van de waterzuivering wordt meestal gewerkt met (fracties van) CZV (Chemisch ZuurstofVerbruik) en bij riviermodellering meestal met BZV (Biologisch ZuurstofVerbruik), terwijl er geen eenduidige relatie bestaat tussen de twee. Een ander voorbeeld is dat met rioleringssoftware het zuurstofgehalte van het overstortende water niet kan worden bepaald, terwijl dit belangrijke informatie is voor het riviermodel. Bovendien is een integraal model waardeloos zonder een goede hydrologische en methodologische onderbouw.

Voor waterkwantiteitsproblemen en de kwantitatieve impact van overstorten op ontvangende oppervlaktewateren kan een bakmodel voor de riolering [Vaes, 1999] worden gecombineerd met een hydrologisch model voor de neerslag-afstroming in het bekken [Berlamont et al., 2000b; Willems et al., 2002a] en een vereenvoudigd riviermodel [Vaes et al., 2002g,h,k]. Om nog betere resultaten te bekomen, kan een gekoppeld vereenvoudigd model worden gebruikt dat gekalibreerd is aan een gekoppeld hydrodynamisch model, waarbij de wederzijdse interactie is ingewerkt. Tenslotte dient voldoende aandacht te worden besteed aan de statistische verwerking van de simulatieresultaten.

Een integrale modellering is vandaag nog niet op grote schaal toepasbaar. In afwachting daarvan is de beste algemene aanpak voor de impact vanwege rioleringen op het oppervlaktewater om emissieberekeningen uit te voeren en deze te koppelen aan emissiecriteria. Aangezien enkel waterkwantiteitsmodellering van riolen vandaag de dag betrouwbaar is, zal er hierin geen waterkwaliteitsmodellering worden opgenomen. Dit komt overeen met het aannemen van constante concentraties voor alle overstorten en in de tijd.

Men zou ook met standaard kansverdelingen van concentraties kunnen werken [Veldkamp, 1996] en kwaliteitscriteria opleggen in plaats van kwantiteitscriteria. Indien de criteria afhankelijk gemaakt worden van de terugkeerperiode van de overstortende debieten, kan er wel impliciet rekening worden gehouden met grotere piekconcentraties bij heviger gebeurtenissen.

Voor bijzondere gevallen (zeer kwetsbare waterlopen, probleemgebieden,...) kan er integrale modellering worden uitgevoerd met een combinatie van gedetailleerde en vereenvoudigde modellen om zo de situatie nauwkeuriger in te kunnen schatten [Willems, 2002].

7.4.2 Modelleringsmethodes

De nauwkeurigheid van de berekening van de overstortfrequentie hangt nauw samen met de gebruikte modelleringsmethodologie. Dit omvat de keuze van de neerslaginvoer, de keuze van het model en de bepaling van de randvoorwaarden. Verschillende mogelijke combinaties voor emissiemodellering zijn:

- Hydrodynamische continue lange termijn simulaties: Dit is de meest nauwkeurige methode, die echter veel rekentijd vereist, een neerslagreeks van minimaal enkele tientallen jaren, de beschikbaarheid van een overeenkomstige tijdreeks van afwaartse randvoorwaarden en een uitgebreide statistische analyse van de simulatieresultaten. De afwaartse randvoorwaarde en de neerslag moeten zowel in ruimte als in tijd overeenkomen. Dit betekent dat men een lokale neerslagmeting kan combineren met een waterhoogtemeting of een andere neerslagreeks kan combineren met de resultaten van een hydrologische en hydraulische routing (in het model van het ontvangende oppervlaktewater) van deze neerslagreeks tot in het punt van de randvoorwaarde.
- Hydrodynamische simulaties met hoogfrequente composietbuien. Hierbij is de neerslaginvoer op voorhand statistisch verwerkt tot gemiddelde buien met gemiddelde antecedent condities. Hoe frequenter de buien echter voorkomen hoe minder representatief de gemiddelde combinatie van neerslag en antecedent condities worden. Dit betekent dat de methode minder nauwkeurig wordt bij stijgende frequentie van de composietbuien. Hoe meer het systeemgedrag afwijkt van een lineair gedrag (lineaire relatie tussen bergingsvolume en doorvoerdebiet), hoe groter deze onnauwkeurigheid zal zijn. Het grote voordeel van deze methodologie is de eenvoudige toepassing en de korte rekentijd. Mits de gebruikte composietbuien voldoende lang zijn (48 uur) blijkt de nauwkeurigheid van de berekende overstortfrequentie en overstortvolumes toch aanvaardbaar voor ontwerpdoeleinden. De berekende overstortduren daarentegen worden bij gebruik van composietbuien doorgaans systematisch onderschat.
- Fysische gebaseerde conceptuele modellen (zogenaamde bakmodellen). De vereisten komen hierbij overeen met deze van de continue hydrodynamische lange termijn simulaties, behalve dat de rekentijd zeer klein is. De resultaten zijn wel minder nauwkeurig als bij een hydrodynamische simulatie. Het belangrijkste nadeel van deze methodologie is dat het conceptueel model moet worden afgeijkt op de resultaten van hydrodynamische simulaties (en dit in principe telkens opnieuw bij elke wijziging aan het rioelstelsel).
- Voor eenvoudige stelsels kan gebruik gemaakt worden van klassieke berging/doorvoer/overstortfrequentierelaties.

Voor de ecologisch uiterst kwetsbare waterlopen (blauw ingekleurd) volstaat een berekening op basis van de klassieke berging/doorvoer/overstortfrequentierelaties niet en dient een meer nauwkeurige berekening van de impact te gebeuren.

7.4.3 Bakmodellen

Om de emissies ter plaatse van de overstorten te berekenen, kan men het gehele rioelstelsel als een 'bak' beschouwen, met een bepaald doorvoerdebiet naar de rioelwaterzuiveringsinstallatie en een overstort die in werking treedt wanneer er meer water toekomt dan er kan worden afgevoerd of geborgen. De methode van Kuipers was een grafische methode die van dit principe gebruik maakte en reeds in de jaren '50 werd toegepast [Ribbius, 1951]. Hierbij werd echter ook de neerslag sterk vereenvoudigd. In de jaren '80 werden bakmodellen ontwikkeld (bijvoorbeeld [Berlamont & Smits, 1984a,b; Glas, 1986]), waarmee continue lange termijn simulaties konden worden uitgevoerd. Bij deze eerste bakmodellen werd de modelstructuur echter steeds vastgelegd, dit wil zeggen dat er een constante of een (met de berging) lineair variërende doorvoer verondersteld werd. Vele rioelstelsels gedragen zich echter niet-lineair, waardoor de resultaten van deze bakmodellen niet altijd even nauwkeurig zijn [Vaes & Berlamont, 1996c; Vaes, 1999].

7.4.3.1 Karakterisering van gemengde rioleringen

Om tegemoet te komen aan de nood om te weten hoe een rioelstelsel zich gedraagt (al dan niet lineair), wordt een algemene methodologie voorgesteld om het rioelstelsel te karakteriseren aan de hand van de belangrijkste parameters [Vaes, 1999]. Deze karakterisering gebeurt aan de hand van de resultaten van simulaties met een gedetailleerd hydrodynamisch model. De basis hiervoor is de continuïteitsvergelijking. Wanneer de in- en uitstroom van een rioleringssysteem gekend zijn, kan er

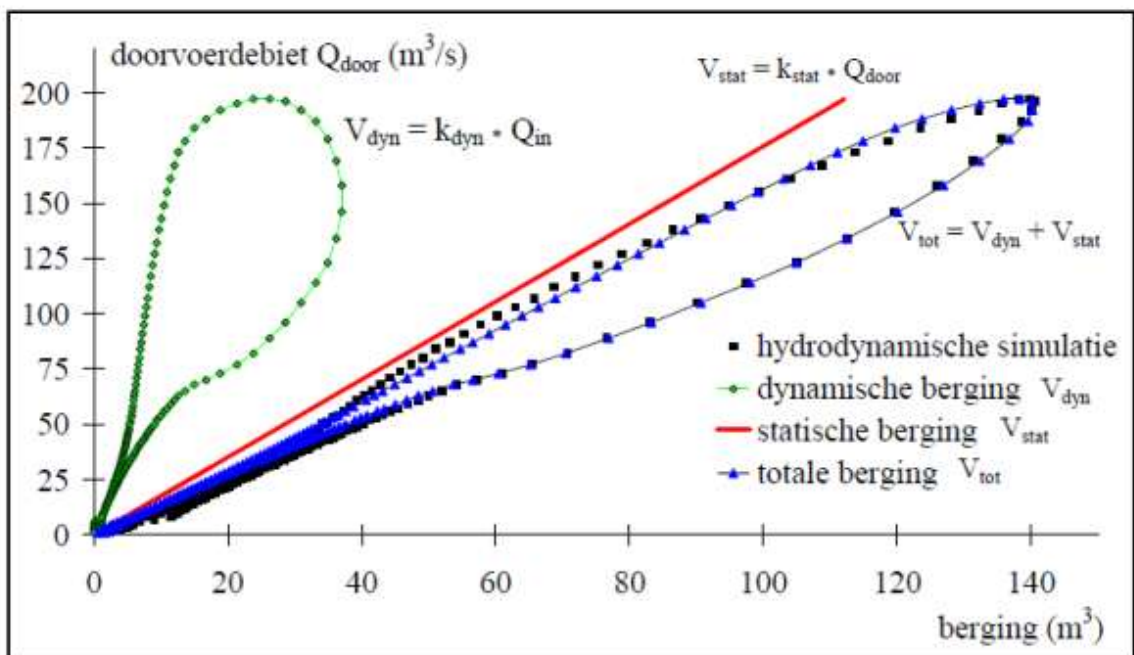
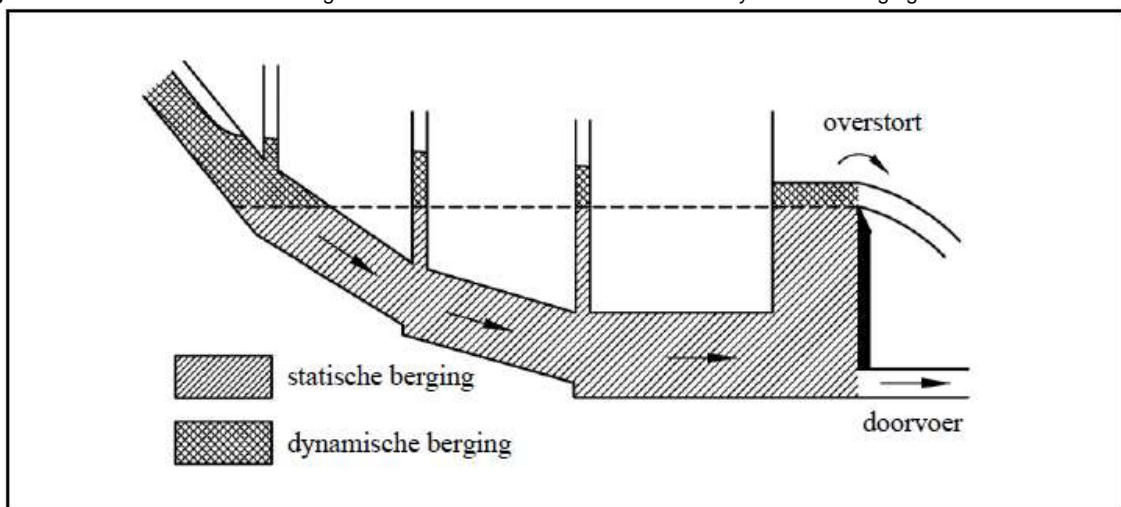
gezocht worden naar de relaties tussen de toestandsparemeter (geborgren volume) en de stromingsparameters (in- en uitstromende debieten), dit is de berging/doorvoer-relatie. Het geborgren volume kan als een functie van de tijd worden bepaald uit de continuïteitsvergelijking. Omwille van de gedistribueerde toevoer naar een rioolstelsel, dient de instroom eerst te worden afgevlakt over de concentratietijd. Door eliminatie van de tijd kan dan de relatie tussen bergingsvolume en doorvoerdebit worden bekomen.

7.4.3.2 Berging/doorvoer-relaties

Uit de analyse van de resultaten van hydrodynamische simulaties blijkt dat de berging in een rioelstelsel met goed resultaat kan worden opgedeeld in een statische en een dynamische berging (Figuur 7.2) [Vaes, 1999]. De statische berging is de berging die in het systeem aanwezig is indien er geen instroom is, terwijl de dynamische berging net gecorreleerd is aan de (in)stroming in het systeem. Wanneer het doorvoerdebiet grafisch wordt uitgezet tegenover het totale bergingsvolume, vinden we een karakteristiek die meestal hysteresis vertoont (Figuur 7.3).

Deze hysteresis vertegenwoordigt de dynamische berging en kan worden bepaald als een functie van het instroomdebiet. De resterende (statische) berging kan dan worden bepaald als een functie van het uitstroomdebiet. Omdat de dynamische berging samenhangt met het instroomdebiet, is het nodig om deze berging/doorvoer-relaties op te maken voor een brede variatie aan instroomcondities.

Figuur 7.2: Schematische voorstelling van het onderscheid tussen statische en dynamische berging



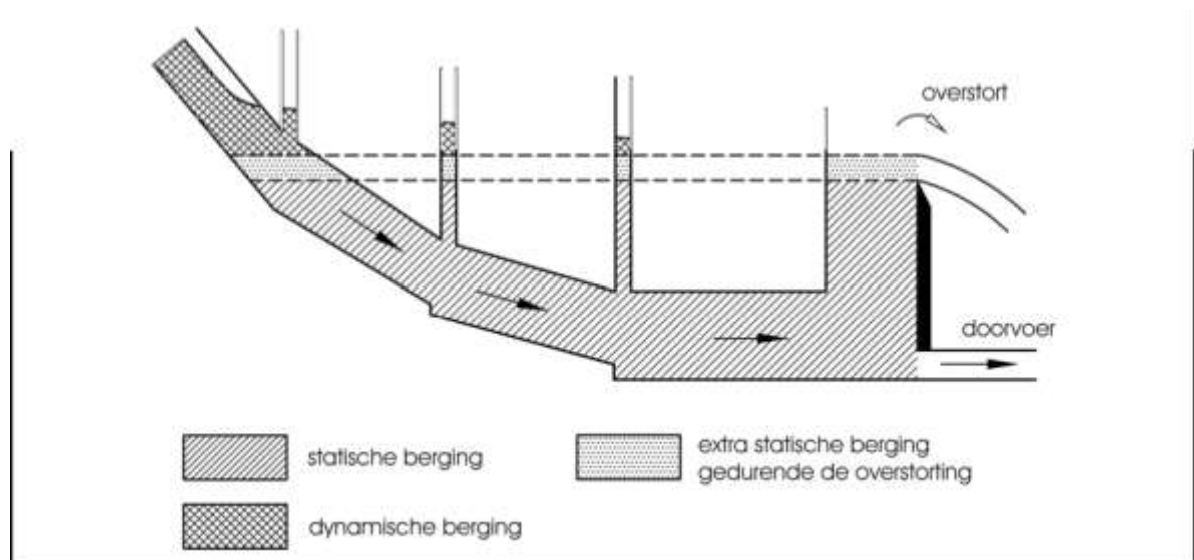
Figuur 7.3: Voorbeeld van een relatie tussen doorvoerdebiet en berging in het rioelstelsel en bijbehorende conceptuele benadering [Vaes, 1999]

Aan de hand van deze berging/doorvoer-relaties kan ook afgeleid worden of een rioleringsysteem zich lineair gedraagt of niet. Een rioleringsysteem gedraagt zich lineair indien het doorvoerdebiet lineair varieert met het bergingsvolume in het rioelstelsel. Bij een niet-lineair systeem is het volume in het rioleringsysteem minder gecorreleerd met het uitstromende debiet.

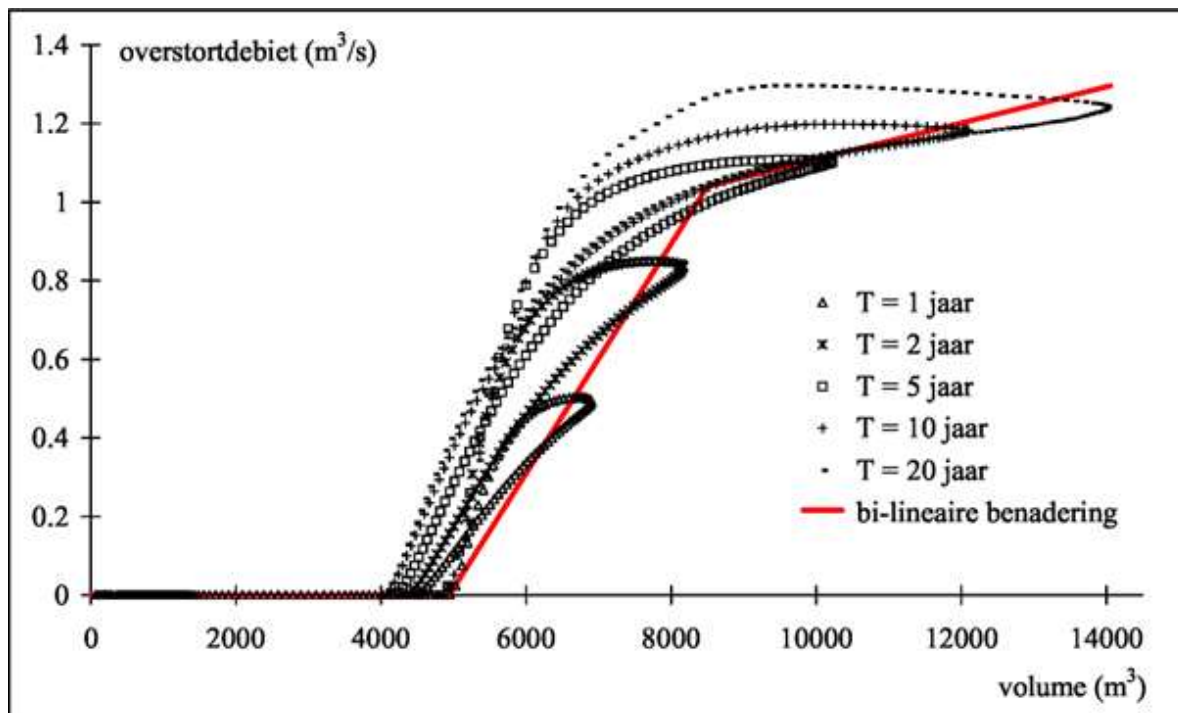
Hierdoor wordt het volume in het rioleringsysteem meer beïnvloed door de antecedent neerslag en gedraagt het rioelstelsel zich als een meer capacitief systeem. Wanneer een niet-lineair rioleringsysteem zou worden benaderd door een lineair systeemgedrag, zullen (sterk) afwijkende resultaten worden bekomen. Het is dan ook duidelijk dat niet enkel de maximale berging en het maximale doorvoerdebiet van belang zijn, maar ook de ogenblikkelijke relatie tussen de berging en het doorvoerdebiet.

Wanneer de beschikbare statische en dynamische berging volledig opgevuld zijn, zal de overstort in werking treden. In bepaalde gevallen kan echter een grote hoeveelheid extra statische berging worden geactiveerd tijdens de overstorting door opstuwning vanwege de overstort (Figuur 7.4).

Deze extra statische bovendrempelberging kan worden ingerekend via een berging/overstortrelatie (Figuur 7.5). Indien deze extra bovendrempelberging niet wordt ingerekend, zullen de overstortvolumes wel goed voorspeld worden, maar zullen de overstorthydrogrammen veel te sterk gepiekt zijn. Terwijl de statische berging vooral bepaalt of de overstort in werking treedt en welk volume wordt overgestort, zullen de dynamische berging en de extra statische bovendrempelberging vooral de vorm van het overstorthydrogram bepalen.



Figuur 7.4: schematische voorstelling van het onderscheid tussen statische en dynamische berging



Figuur 7.5: Voorbeeld van een relatie tussen overstortdebiet en berging in het rioelstelsel en bijbehorende conceptuele benadering [Vaes, 1999]

7.4.3.3 Oppervlakteafstroming

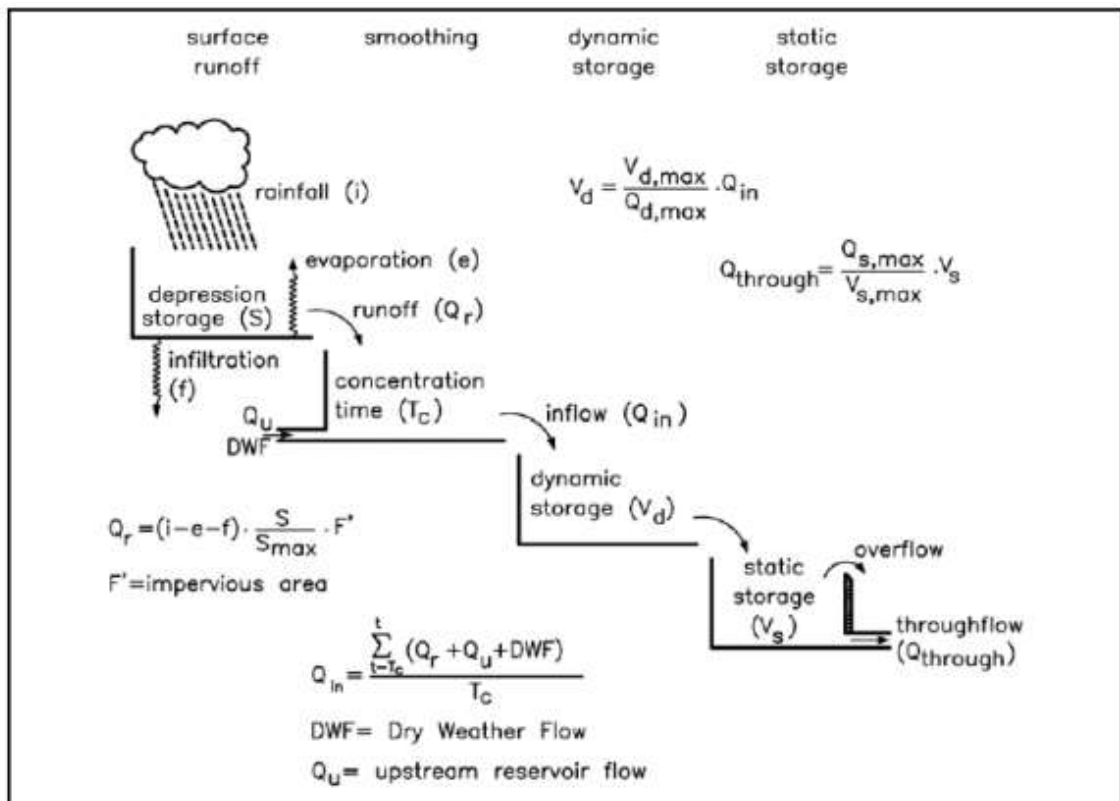
Een tweede modelcomponent die gekalibreerd moet worden is de oppervlakteafstroming. Ook voor de oppervlakteafstroming kan een onderscheid worden gemaakt tussen lineaire en niet-lineaire modellen (zie ook paragraaf 5.1).

Het gebruik van een vaste afvoercoëfficiënt leidt tot een lineair gedrag voor de oppervlakteafstroming. Wanneer plasvorming op het oppervlak wordt beschouwd, zijn de verliezen afhankelijk van de antecedent neerslag, wat tot een niet-lineair model leidt.

De plasvorming wordt dan geledigd door verdamping. Indien ook onverharde oppervlakken worden beschouwd, kan de plasvorming ook geledigd worden via infiltratie.

7.4.3.4 Het modelleringsysteem

Gebaseerd op de basisparameters van een gemengd rioelstelsel kan een fysisch gebaseerd conceptueel modelleringsysteem worden opgesteld. Een voorbeeld van een dergelijk veralgemeend modelleringsysteem (ook wel 'bakmodel' genoemd) werd opgesteld door het Laboratorium voor Hydraulica van de K.U.Leuven, Remuli genaamd [Vaes, 1999]. Dit modelleringsysteem omvat vier componenten: een component voor de oppervlakteafstroming, een afvlakkingscomponent (m.b.t. de gedistribueerde invoer over de concentratietijd), een component voor de dynamische berging en een component voor de statische berging (Figuur 7.6).



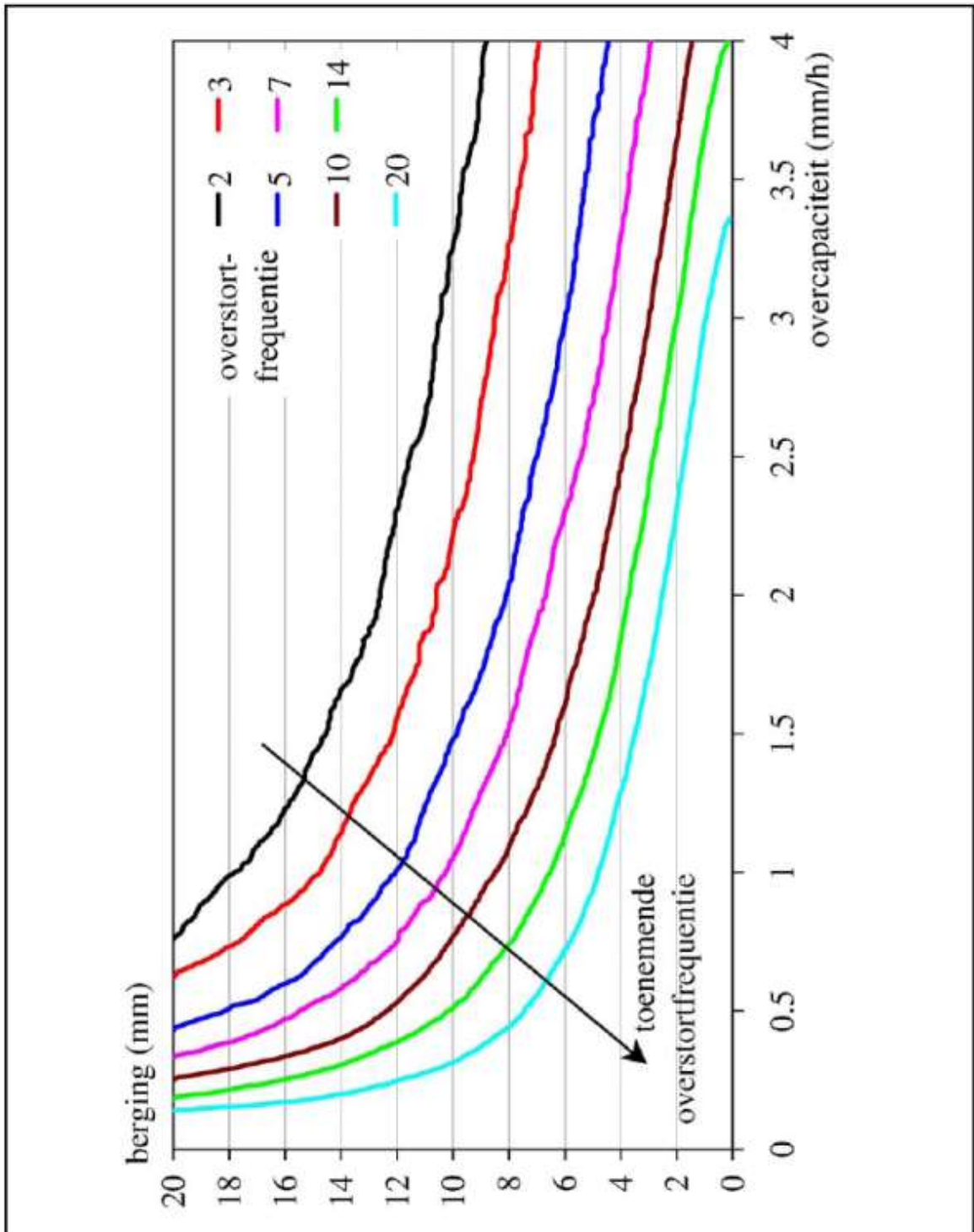
Figuur 7.6: Overzicht van het modelleringsysteem Remuli [Vaes, 1999]

Om rekening te kunnen houden met het niet-lineair gedrag van een rioleringsysteem, werd de modelstructuur in het modelleringsysteem Remuli niet vastgelegd. Een breed gamma aan relaties tussen bergingsvolume enerzijds en in- en uitstromend debiet anderzijds kan worden gemodelleerd door gebruik te maken van stuksgewijs lineaire relaties. Dit modelleringsysteem Remuli is zeer snel, namelijk 10^4 tot 10^6 keer sneller dan een hydrodynamische simulatie (dankzij een geoptimaliseerd niet-iteratief algoritme), waardoor de resultaten van een continue simulatie voor tientallen jaren op enkele seconden beschikbaar zijn. Het is dan ook een ideaal instrument om impactberekeningen mee te maken en om scenario- en sensitiviteitsanalyses uit te voeren.

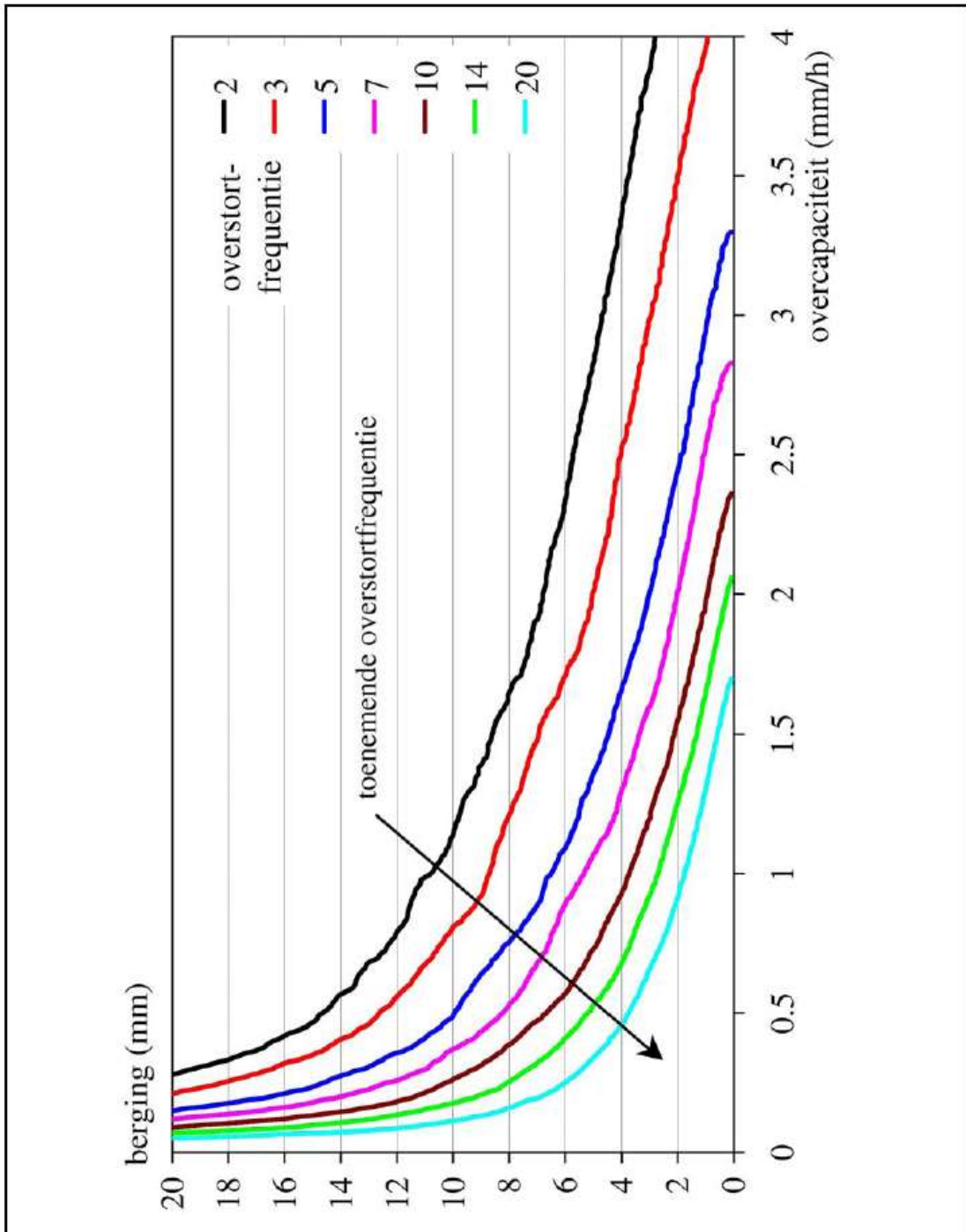
7.4.3.5 Grafieken

De onderstaande grafieken geven voor de periode 1697-1993 de overstortfrequentie weer in functie van de berging in het rioolstelsel en de overcapaciteit. De overcapaciteit is gelijk aan de doorvoercapaciteit verminderd met de DWA. Beide parameters (berging en overcapaciteit) zijn relatief weergegeven ten opzichte van de bruto toevoerende verharde oppervlakte. Als definitie voor de overstortfrequentie werd het aantal dagen met overstorting per jaar gehanteerd. Verder werd er voor deze grafieken een concentratietijd toegepast van 60 minuten, behalve voor Figuur 7.11 waarin ook wordt vergeleken met een concentratietijd van 240 minuten. Aangezien de concentratietijd een belangrijke variatie met zich mee brengt (Figuur 7.11) dient de extrapolatie naar andere concentratietijden met voorzichtigheid te gebeuren. Als verliesmodel werd een oppervlaktebergingmodel met 2 mm berging gebruikt en een verdamping van 0,1 mm/h. De extrapolatie voor gebieden met sterk afwijkende oppervlakteverliezen dient met voorzichtigheid te gebeuren. De figuren komen overeen met de twee uiterste systeemkarakteristieken, namelijk een constante doorvoer en een lineaire doorvoer. Naast de figuren met de overstortfrequentie worden ook de overeenkomstige figuren weergegeven met de overstortvolumes. Dit zijn de gemiddelde percentages aan instromend regenwater dat via de overstort wordt geloosd. Alle onderstaande

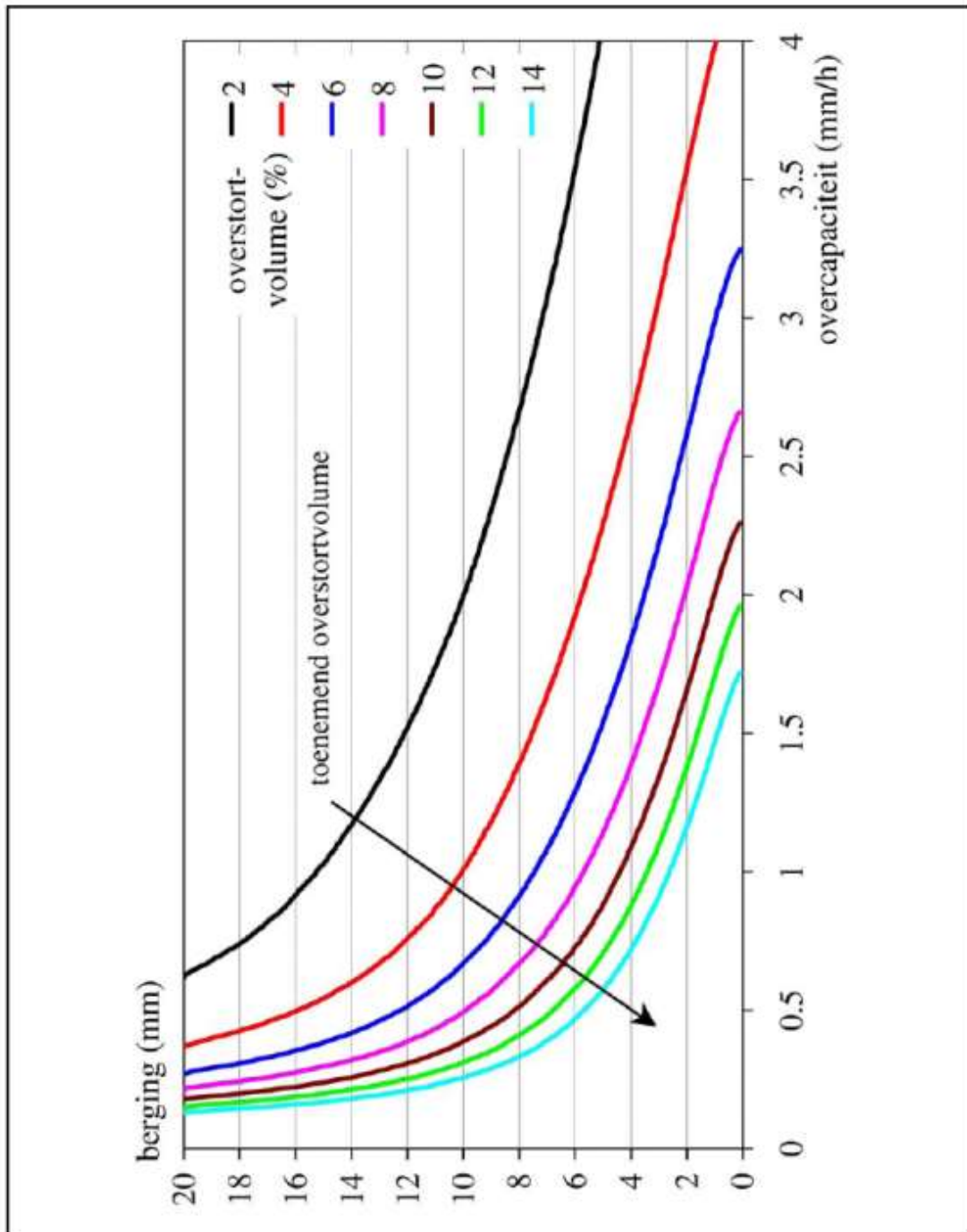
grafieken werden bekomen via een continue lange termijn simulatie met 10-minuten neerslag voor de periode 1967-1993.
 Bijkomende informatie over kansverdelingen voor andere overstortparameters is ook terug te vinden in [Berlamont, 1997].



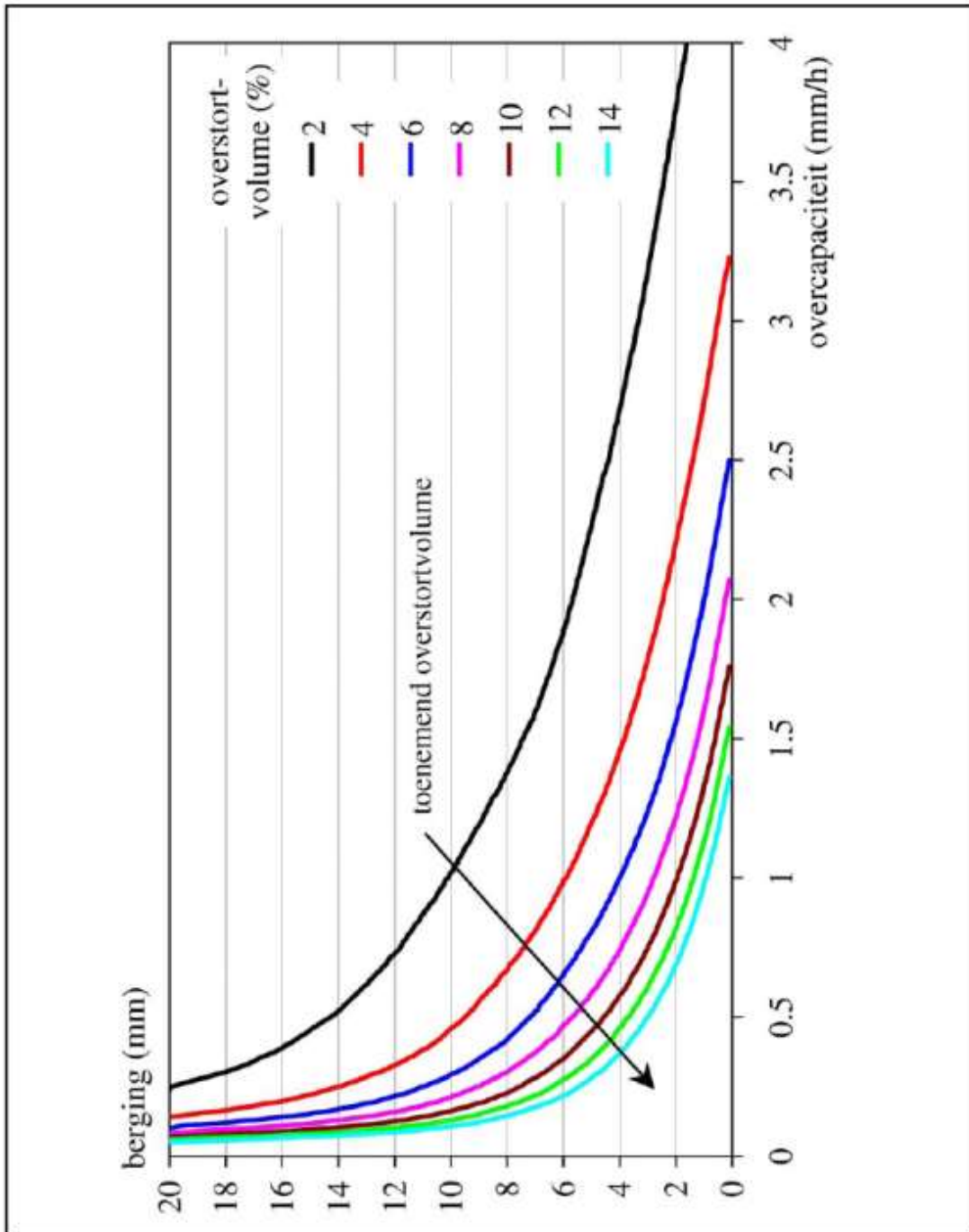
Figuur 7.7: Overstortfrequentie (in dagen met overstorting per jaar) in functie van berging en overcapaciteit voor een lineair enkelvoudig bakmodel met een concentratietijd van 60 minuten, 2 mm plasvorming en 10-minuten neerslaggegevens voor de periode 1967-1993 [Vaes, 1999]



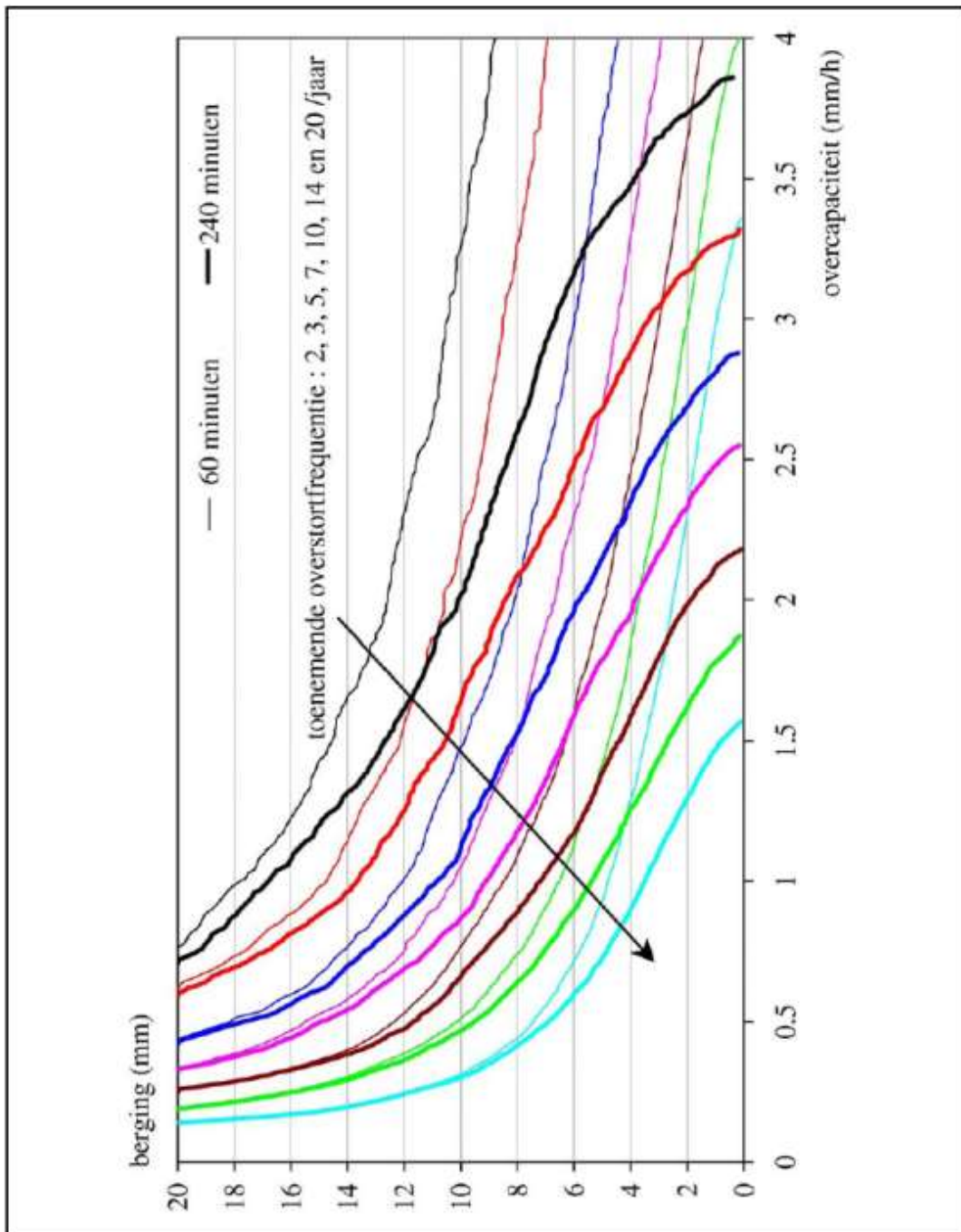
Figuur 7.8: Overstortfrequentie (in dagen met overstorting per jaar) in functie van berging en overcapaciteit voor een enkelvoudig bakmodel met constante doorvoer, met een concentratietijd van 60 minuten, 2 mm plasvorming en 10-minuten neerslaggegevens voor de periode 1967-1993 [Vaes, 1999]



Figuur 7.9: Overstortvolume (% van het jaarlijks volume) in functie van berging en overcapaciteit voor een enkelvoudig bakmodel met constante doorvoer, met een concentratietijd van 60 minuten, 2 mm plaspvorming en 10-minuten neerslaggegevens voor de periode 1967-1993 [Vaes, 1999]



Figuur 7.10: Overstortvolume (% van het jaarlijks volume) in functie van berging en overcapaciteit voor een lineair enkelvoudig bakmodel, met een concentratietijd van 60 minuten, 2 mm plasvorming en 10-minuten neerslagegegevens voor de periode 1967-1993 [Vaes, 1999]



Figuur 7.11: Overstortfrequentie (in dagen met overstorting per jaar) in functie van berging en overcapaciteit voor een lineair enkelvoudig bakmodel, met een concentratietijd van 60 respectievelijk 240 minuten, 2 mm plasvorming en 10-minuten neerslaggegevens voor de periode 1967-1993 [Vaes, 1999]

7.4.3.6 Conclusies conceptuele modellen

Uit de grafieken in paragraaf 7.4.3.5 blijken vrij grote verschillen in overstortparameters tussen enerzijds lineaire bakmodellen en anderzijds bakmodellen met een constante doorvoer. Dit zijn de twee uitersten die in de praktijk veelal voorkomen. We kunnen hieruit concluderen dat het onvoldoende is om enkel de maximale doorvoerdebieten en het maximaal bergingsvolume te kennen

om een riool(sub)stelsel te karakteriseren: de volledige doorvoerrelatie dient minimaal gekend te zijn, alsook de concentratietijd van de overstortlocatie.

Dit is een van de redenen waarom het niet aan te raden is om een emissieberekening door te voeren met zeer sterk vereenvoudigde methodes, zoals de stippenmethode van Kuipers.

Naast het feit dat deze stippenmethode uitgaat van een constante doorvoer, wordt bovendien ook de neerslag nog zeer sterk vereenvoudigd. Het gebruik van de grafieken in paragraaf 7.4.3.5 geeft meer nauwkeurige resultaten dan de stippenmethode omdat de werkelijke variabiliteit van de neerslag in rekening is gebracht.

Het inschatten van het systeemgedrag is dus zeer belangrijk bij elke modellering. De terughoudendheid ten opzichte van conceptuele modellen heeft veelal te maken met het verkeerd of onnauwkeurig inschatten van het systeemgedrag. Men kan geen model maken zonder data en zonder te weten hoe het afwateringssysteem zich gedraagt. In die zin zijn conceptuele modellen en gedetailleerde modellen geen concurrerende maar complementaire hulpmiddelen. Er is enige tijd en ervaring nodig om deze karakterisatie goed te doen, maar dit leidt tot een beter inzicht in de werking van het systeem. Met het resulterende conceptueel model kunnen dan vrij snel continue lange termijn simulaties worden uitgevoerd en grofschalige scenario's worden gedraaid.

Er werden in Vlaanderen reeds verschillende toepassingen met goed resultaat gemodelleerd met dergelijke fysisch gebaseerde conceptuele modellen [Vaes & Berlamont, 1997; Vaes, 1999; Vaes et al., 2002g,h,k].

7.5 Overstortconstructies

7.5.1 Inleiding

Een verbeterde overstortkamer is een randvoorziening aan een gemengd rioolstelsel, waarbij men tracht een optimale splitsing te krijgen tussen het afvalwater dat wordt doorgevoerd naar de RWZI en het overstortwater. Een aangepaste vormgeving van de overstortkamer moet deze optimale splitsing garanderen. Een kwalitatief optimale splitsing houdt in dat de vuilvracht zich vooral concentreert in het debiet dat doorgevoerd wordt naar de RWZI en dat het meest zuivere gedeelte van het gemengde afvalwater overstort.

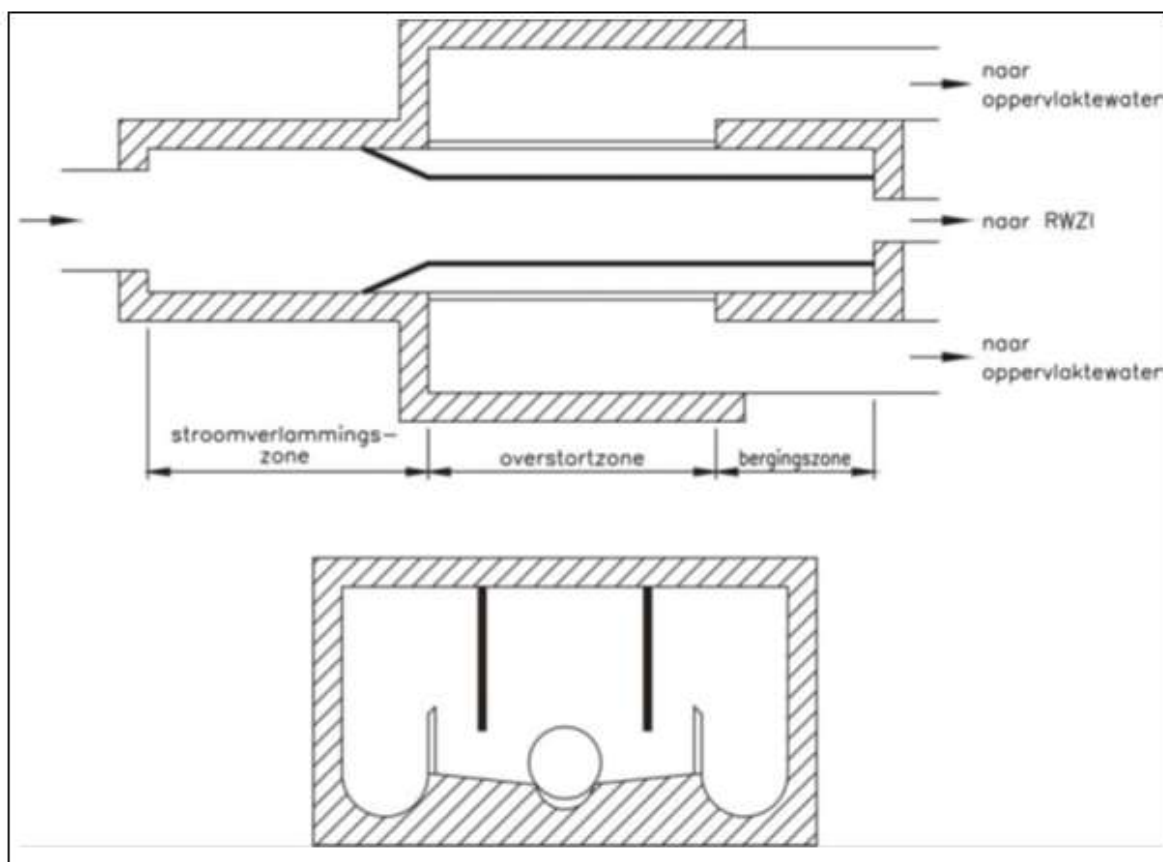
In principe worden beide doelstellingen met alle randvoorzieningen beoogd en dus is het erg moeilijk om te differentiëren tussen verbeterde en gewone overstortconstructies.

De oorspronkelijke overstortconstructies hadden als enige doel het doorvoerdebiet naar de RWZI te regelen. Meer en meer werd men zich echter bewust van de negatieve effecten van riooloverstorten voor de oppervlaktewaters en men trachtte de overstortkamers zo te ontwerpen, dat er ook een zekere vuilscheiding gerealiseerd werd. Hierbij werd in eerste instantie gebruik gemaakt van bezinking en opdrijving: het inbouwen van een stroomverlammingszone (verbreding van de overstortkamer) zorgt voor lagere stroomsnelheden en geeft de aanwezige sedimenten de mogelijkheid om uit te zakken naar de bodemstroom of op te drijven naar de oppervlaktestroom. Later werden ook cilindrische overstortkamers ontworpen, waarbij bijkomend gerekend wordt op centrifugaalkrachten om de sedimentdeeltjes te concentreren in de doorvoerstream naar de RWZI. Meerdere bedrijven gingen zich toeleggen op het ontwerp van meer ingewikkelde overstortconstructies. De meeste van deze constructies zijn gepatenteerd en de gebruikte dimensioneringsregels worden dan ook niet vrijgegeven.

In [Vaes et al., 1994c] werd een uitgebreid literatuuronderzoek voorgesteld met betrekking tot randvoorzieningen aan gemengde rioolstelsels en meer in het bijzonder werd aangegeven welke oplossingen aangewezen zijn voor gebruik in Vlaanderen. Deze oplossingen zijn de hoge zijdelingse overstort en de stroomverlammingsoverstort [Berlamont et al., 1994].

7.5.2 Hoge zijdelingse overstort

De hoge zijdelingse overstort heeft een rechthoekig grondplan en dit grondplan kan opgedeeld worden in drie zones (Figuur 7.12). Een eerste zone, de stroomverlammingszone, geeft de aanwezige sedimentdeeltjes met een dichtheid groter dan die van water de mogelijkheid om uit te zakken naar de onderste regionen van de kamer. Deeltjes lichter dan water zullen in deze zone naar het oppervlak opdrijven. Dit opdrijven en bezinken zou grotendeels zijn maximaal effect moeten hebben bereikt vooraleer de sedimenten de tweede zone van de kamer bereiken: de overstortzone. In deze zone, waar de overstortdrempel(s) zich bevind(t)(en), wordt verondersteld dat het merendeel van de oprijvende deeltjes zich bevindt centraal tussen de duikschotten en dat de zwaardere deeltjes voldoende zijn uitgezakt zodanig dat ze niet mee overstorten. De bergingszone is toegevoegd om voldoende plaats te bieden voor het tijdelijk verzamelen van oprijvend vuil.



Figuur 7.12: Hoge zijdelingse overstort [Vaes et al., 1994c]

Om sedimentatie tijdens DWA te voorkomen, is het van groot belang om aan de uitvoering van de bodem van de kamer grote zorg te besteden. Eerst en vooral moet er centraal in de kamer een droogweergoot voorzien worden die helt naar de doorvoerleiding toe. In het meest optimale geval blijft tijdens de DWA de afvoerstroom geconcentreerd in deze goot en blijft de rest van de kamer droog. In dwarsrichting dient de bodem af te hellen in de richting van de droogweergoot en dit met een aanbevolen helling van 1/12 [Saul, 2002]. Een kleinere helling zou onvoldoende zijn om deeltjes mee te voeren naar deze goot en zou afzettingen met zich meebrengen. Te steile hellingen ($> 1/4$) betekenen een zeker verlies aan berging en leveren gevaar op voor uitglijden wanneer onderhoudspersoneel de kamer betreedt.

Wanneer geen aandacht besteed wordt aan deze eisen, gaat een gedeelte van de sedimenten bezinken tijdens de droogweerperiode. De eerstvolgende regenbui gaat deze sedimenten opwoelen en voor een gedeelte meesleuren over de overstortrand. Vuilconcentraties en -vrachten kunnen

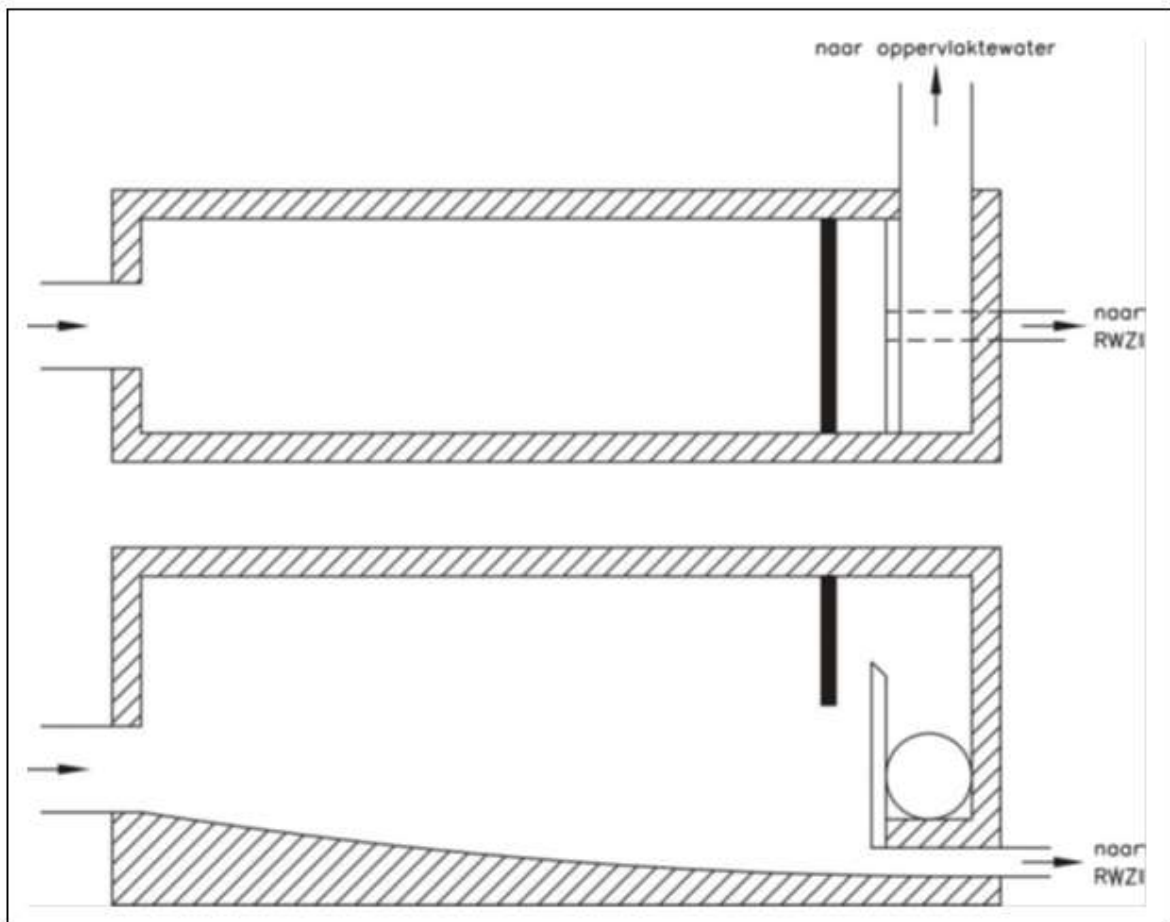
bijgevolg hoger worden dan deze van het gemengde afvalwater dat de overstortkamer binnenstroomt (dit is een negatief rendement).

7.5.3 Stroomverlammingsoverstort

Wat het grondplan betreft, is de stroomverlammingsoverstort vergelijkbaar met de hoge zijdelingse overstort (Figuur 7.13). Het grote verschil is dat de overstortrand zich nu bevindt aan de achterzijde van de overstortkamer, loodrecht op de stroomrichting. De principes van dergelijke overstortconstructie zijn dezelfde als bij een bergbezinkingsbekken maar dan op veel kleinere schaal. De lengte van de overstortrand zal onder normale omstandigheden kleiner zijn dan bij een hoge zijdelingse overstort. Dit zorgt ervoor dat de hoogte in de overstortkamer veel meer aan fluctuaties zal onderhevig zijn en bijgevolg zullen de fluctuaties op het doorvoerdebiet ook groter zijn dan bij een hoge zijdelingse overstort. Enkele varianten van de stroomverlammingsoverstort waarbij dit nadeel wordt weggewerkt zijn:

- Verwijdende stroomverlammingsoverstort
- Stroomverlammingsoverstort met sifon
- Stroomverlammingsoverstort met jet-sifon

Voor de verwijdende stroomverlammingsoverstort is de kamer smal aan de inlaat en wordt geleidelijk aan breder naar de overlaat toe. Deze verbreding zorgt ervoor dat de dikte van de overstortlaag over de overstortrand kleiner wordt. Voor de systemen met sifon zorgt de hevelwerking ervoor dat de waterhoogteschommelingen in de overstortkamer beperkt blijven.



Figuur 7.13: Stroomverlammingsoverstort [Vaes et al., 1994c].

7.5.4 Rendementen

7.5.4.1 Modelproeven

Een groot aantal fysische modelproeven werd uitgevoerd op modellen van allerhande overstortconstructies. De volgende proefresultaten werden gebruikt om een onderlinge vergelijking te maken:

- hoge zijdelingse overstort: [Luyckx et al., 1999a]
- hydrodynamische wervelafscheider: [Fenner & Tyack, 1998], [Luyckx et al., 1998b, 1999b]
- omtrekswerveloverstort: [Koníček & Maršálek, 1993], [Van Poucke & Luyckx., 2000]

Dit vergelijkend onderzoek had als belangrijkste resultaat dat rendementscurven konden opgesteld worden van zodra de volgende gegevens voorhanden zijn:

- sedimenten: gemiddelde bezinkingssnelheid en de spreiding rond dit gemiddelde
- overstortconstructie: gemiddelde verblijftijd en de spreiding rond deze gemiddelde verblijftijd

Het rendement η kan dan afgelezen worden uit de S-vormige rendementscurve (cumulatieve normaalverdeling G) in functie van het logaritme van het Hazen-getal (Ha [-]):

$$\eta = G(\ln(Ha)) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^{\ln(Ha)} \exp\left(-\frac{t^2}{2\sigma^2}\right) dt \quad (7.1)$$

σ is de spreiding van deze lognormaalverdeling.

Dit Ha -getal wordt gegeven door:

$$Ha = \frac{v_s}{v_o} = \frac{v_s \cdot T}{h} \quad (7.2)$$

met: v_o = oppervlaktebelasting [m/s] = Q/A_{hor}

A_{hor} = horizontale oppervlakte van de overstortkamer [m²]

Q = toevoerdebiet [m³/s]

v_s = gemiddelde bezinkingssnelheid van de sedimenten [m/s]

V_{kamer} = volume van de overstortkamer [m³]

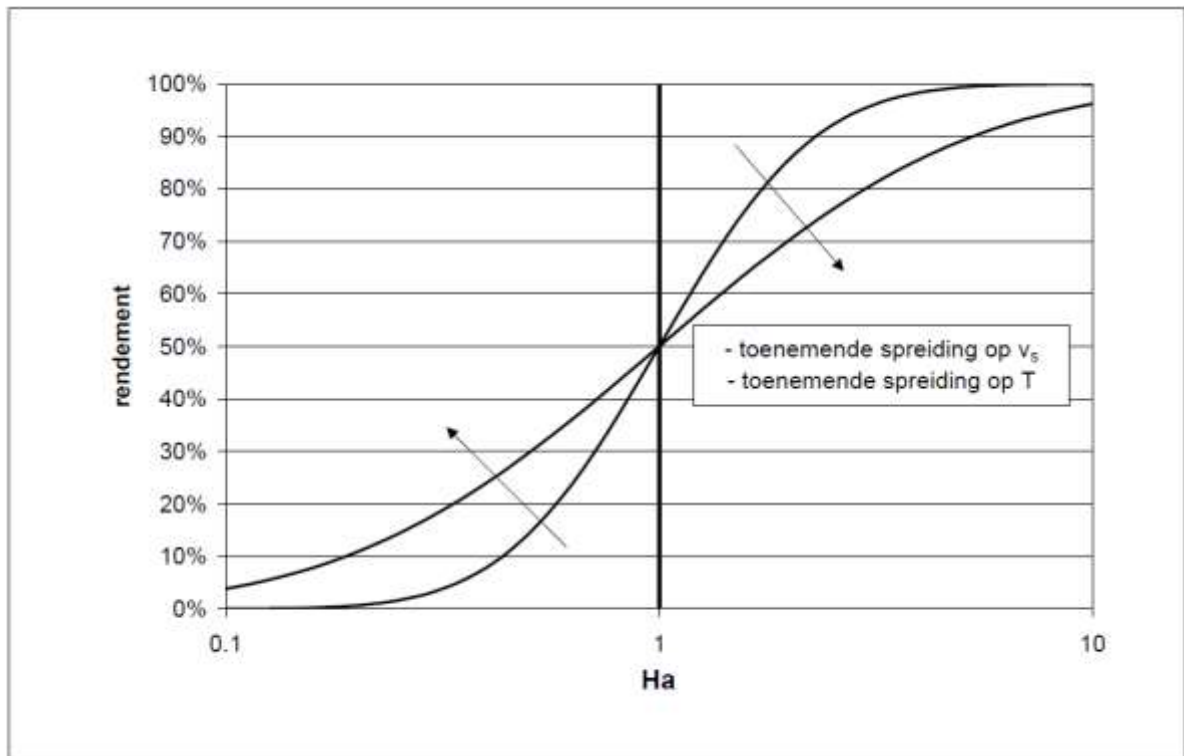
h = waterhoogte in de overstortkamer [m]

T = verblijftijd [s] = V_{kamer} / Q

Deze S-curve varieert tussen 0 en 1 en bereikt een waarde van 0,5 voor Ha gelijk aan 1 (Figuur 7.14). De afgeleide van deze cumulatieve normaalverdeling is een Gauss-klok. Uit de analyse van de fysische modelproeven bleek dat de standaarddeviatie (σ) van deze Gauss-klok kan bepaald worden uit de gecombineerde spreiding op de verblijftijden en de bezinkingssnelheden. Dit blijkt ook uit het feit dat het Ha -getal expliciet kan worden geschreven in functie van de verblijftijd en de bezinkingssnelheid (vergelijking 7.2).

In het ideale geval van een perfecte propstroming in combinatie met sedimentdeeltjes met allemaal dezelfde bezinkingssnelheid betekent dit dat de globale standaarddeviatie naar 0 gaat. Met andere woorden de rendementscurve van Figuur 7.14 wordt een stapfunctie:

- wanneer $Ha < 1$ gaan alle deeltjes overstorten en wordt het rendement gelijk aan 0 %
- wanneer $Ha > 1$ zullen alle deeltjes bezinken in de overstortkamer en wordt het rendement gelijk aan 100 %



Figuur 7.14: Theoretische rendementscurve voor een overstortconstructie.

In werkelijkheid zullen echter niet alle deeltjes dezelfde bezinkingssnelheid hebben en zal ook de stroming afwijken van propstroming. Deze fenomenen zorgen voor een afvlakking van de rendementscurve (Figuur 7.14).

Wanneer ook rekening wordt gehouden met doorvoerdebieten (q), dient men in Figuur 7.14 het genormaliseerd rendement η^* uit te zetten in ordinaat in plaats van het rendement η :

$$\eta^* = \frac{\eta - \frac{q}{Q}}{1 - \frac{q}{Q}} \quad (7.3)$$

Voor de fysische modelproeven wordt meestal gebruik gemaakt van gezeefde fracties van bepaalde kunststofdeeltjes. Deze zeving zorgt ervoor dat bij de modelproeven de spreiding op de bezinkingssnelheden vrij beperkt blijft. Anders gezegd: de vorm van de rendementscurven wordt voornamelijk bepaald door de spreiding op de verblijftijden.

De rendementscurven voor verschillende constructies kunnen onder proefomstandigheden dan ook behoorlijk van elkaar verschillen, juist omwille van het feit dat de spreiding op de verblijftijden sterk verschilt naargelang de constructie. De stroming in een bergbezinkingsbekken bijvoorbeeld benadert veel meer een propstroming dan de stroming in een omtreksoverstort. De verdeling van de verblijftijden zal voor een bergbezinkingsbekken dan ook een meer gepiekt verloop kennen.

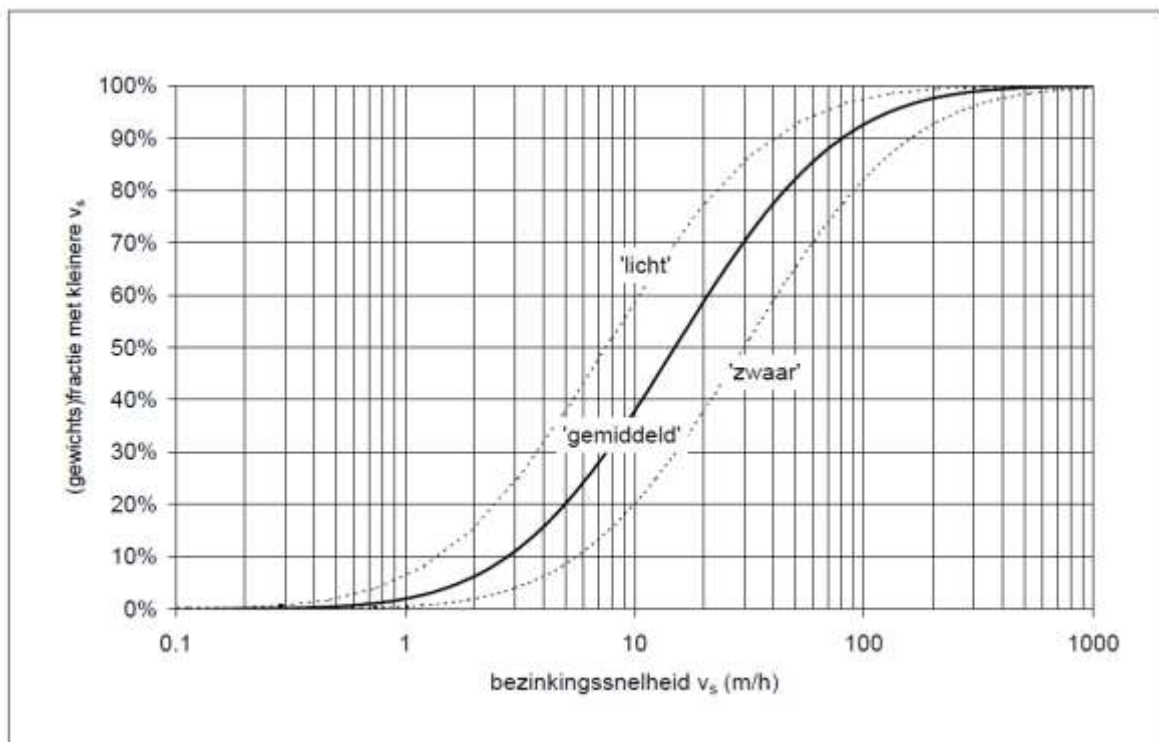
7.5.4.2 Werkelijke sedimenten

Wanneer de eigenschappen van werkelijke rioolsedimenten in ogenschouw worden genomen, blijkt een veel grotere spreiding op de bezinkingssnelheden [Michelbach & Wöhrle, 1993]. Tijdens buien in een rioelstelsel in Duitsland werden een 100-tal stalen genomen om te analyseren naar bezinkbare sedimenten. Uit deze analyse bleek dat de verdeling van de bezinkingssnelheden vrij goed kan benaderd worden door een lognormaal verband. Voor een verschillende aard van rioolsedimenten (licht, gemiddeld, zwaar) werd wel een andere gemiddelde waarde voor de bezinkingssnelheid gevonden. In Figuur 7.15 wordt het benaderend verloop van de bezinkingssnelheid aangegeven voor

de werkelijke rioolsedimenten en in Tabel 7.1 worden de karakteristieken van deze verdelingen weergegeven.

Sedimenttype	Gemiddelde bezinkingssnelheid $v_{s,gem}$ [m/h]	Spreiding op het logaritme van de gemiddelde bezinkingssnelheid σ_{lnv_s}
licht	7,5	1,2
gemiddeld	15	
zwaar	30	

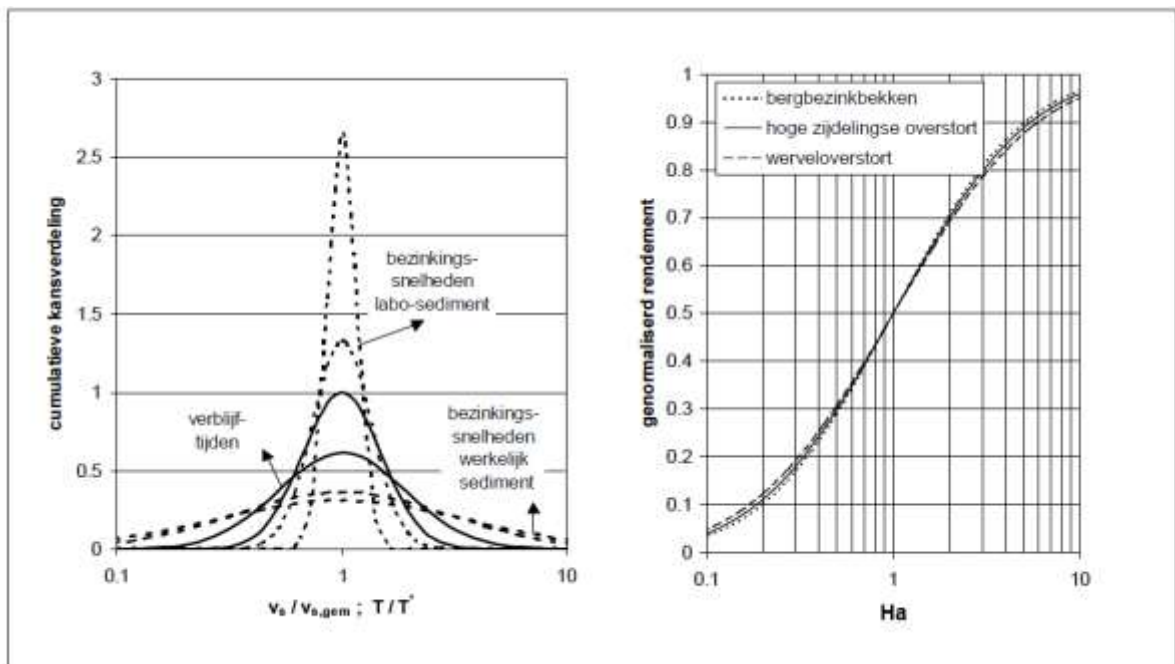
Tabel 7.1: Afgeleide karakteristieken voor werkelijke rioolsedimenten



Figuur 7.15: Verdeling van de bezinkingssnelheden voor werkelijke rioolsedimenten [Michelbach & Wöhrle, 1993].

De relatieve verhoudingen worden voorgesteld in Figuur 7.16: in korte streeplijn worden de verdelingen weergegeven voor labo-sedimenten, in volle lijn de verdeling van de verblijftijden (twee uiterste grenzen) en in lange streeplijn de spreiding op de bezinkingssnelheden bij werkelijke rioolsedimenten. Het feit dat de bezinkingssnelheid van werkelijke rioolsedimenten een veel grotere spreiding vertoont dan de verblijftijden (welke constructie er ook beschouwd wordt), brengt met zich mee dat het voor reële constructies het de sedimenten zullen zijn die de vorm van de rendementscurve bepalen.

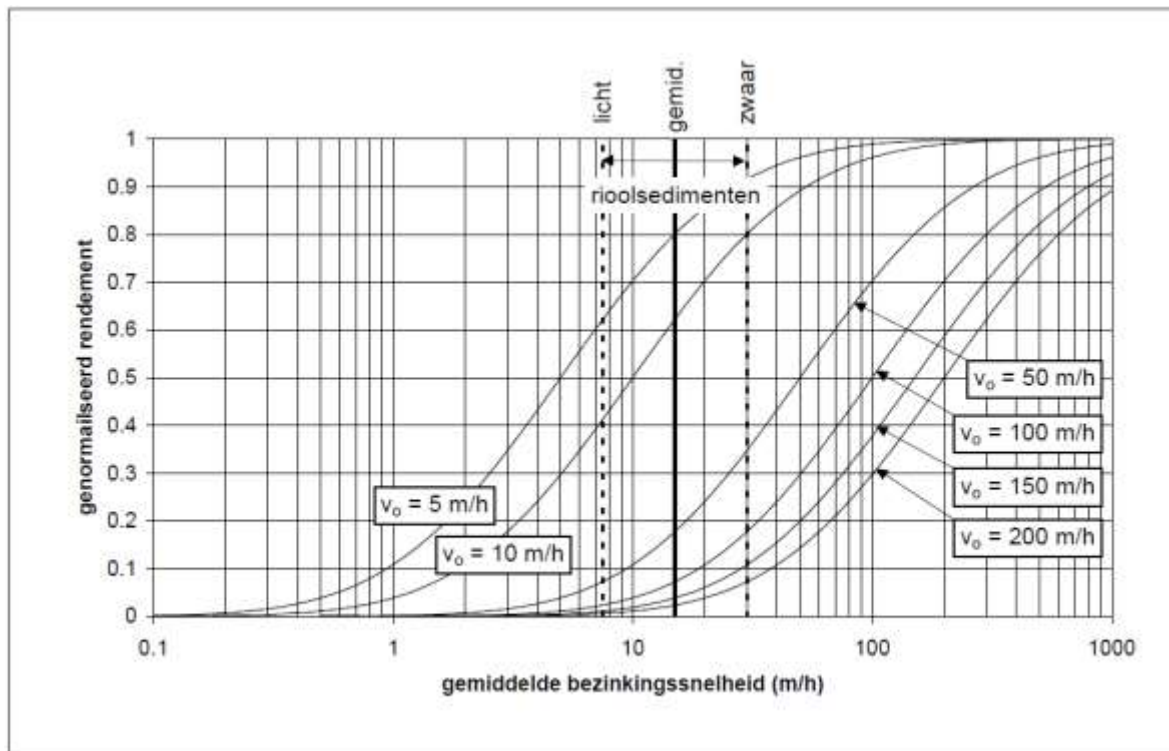
In de rechterfiguur van Figuur 7.16 worden de genormaliseerde rendementscurven voor verschillende types van overstortconstructies weergegeven uitgaande van de karakteristieken van werkelijke rioolsedimenten en de verblijftijd-karakteristieken voor de diverse types van randvoorzieningen.



Figuur 7.16: Spreiding op verblijftijden en bezinkingsnelheden (labo en werkelijke); genormaliseerde rendementscurven voor verschillende randvoorzieningen.

Het feit dat nagenoeg dezelfde rendementscurven kunnen worden bepaald voor de verschillende types van overstortconstructies, maakt het mogelijk om één globaal verband voor het vuilscheidend rendement van een rioloverstort op te stellen [Luyckx et al., 2002].

In Figuur 7.17 is dit genormaliseerd rendement weergegeven als functie van de gemiddelde bezinkingsnelheid en voor verschillende waarden voor de oppervlaktebelasting. Voor overstortconstructies zal de waarde van de oppervlaktebelasting (bij het ontwerpdebiet) rond 200 m/h liggen. In [Luyckx, 1997] werd voor een hoge zijdelingse overstort een ontwerpoppervlaktebelasting van 150 m/h vooropgesteld.



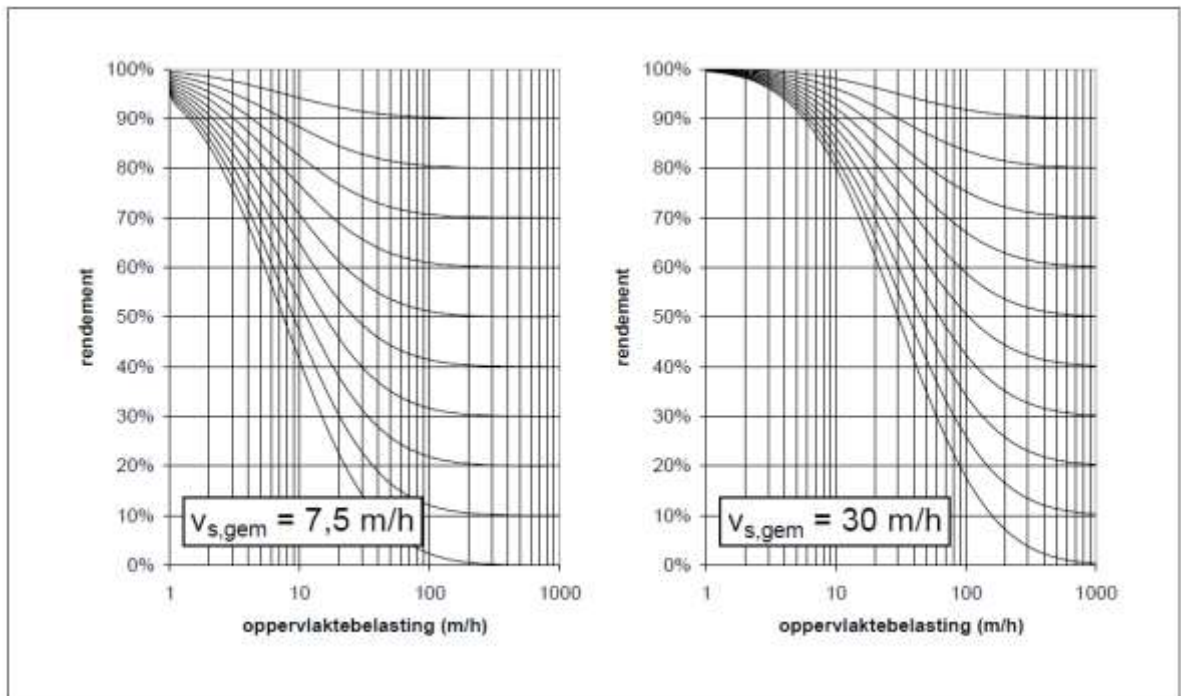
Figuur 7.17: Genormaliseerd rendement in functie van de gemiddelde bezinkingsnelheid.

Figuur 7.17 geeft duidelijk aan dat voor werkelijke riolsedimenten de te verwachten rendementen vrij beperkt zijn wanneer de oppervlaktebelasting groter wordt dan 100 m/h. Enkel in het geval van zwaardere sedimenten kan er een klein vuilscheidend rendement vastgesteld worden. Hier moet wel opgemerkt worden dat tijdens overstortgebeurtenissen de oppervlaktebelasting vaak kleinere waarden bereikt dan de ontwerpwaarde. Tijdens die meer frequente omstandigheden mag er, bij een goed ontworpen overstortconstructie, wel een zekere vuilscheiding verwacht worden.

Figuur 7.17 geeft ook aan dat voor bergbezinkingsbekkens, die ontworpen worden voor een oppervlaktebelasting van 5 tot 10 m/h wel een groot gedeelte van het bezinkbaar materiaal kan worden afgescheiden. Rendementen van ongeveer 70 % komen overeen met praktijkervaringen o.a. in Duitsland en Frankrijk.

In Figuur 7.18 worden rendementscurven weergegeven in functie van de oppervlaktebelasting voor zowel licht als zwaar riolsediment. De curven horen bij verhoudingen van doorvoerdebiet op instroomdebiet (q/Q) tussen 0 % en 100 % met een stap van 10 %.

Belangrijk is wel op te merken dat bij hogere debieten zwaardere sedimenten worden uitgeschuurd. Bijgevolg zullen bij het ontwerpdebiet, en dus ook bij de ontwerpoppervlaktebelasting, het eerder de zwaardere riolsedimenten zijn die in beschouwing moeten worden genomen bij de bepaling van de overstortende vuilvracht.



Figuur 7.18: Verwachte rendementen in functie van de oppervlaktebelasting (licht en zwaar sediment).

7.5.5 Dimensionering van randvoorzieningen

7.5.5.1 Algemeen

Uit de vorige paragraaf blijkt het grote belang van de oppervlaktebelasting op de vuilscheidende werking van een overstortconstructie. De meeste van de bestaande rendementformules of dimensioneringsrichtlijnen zijn echter opgesteld vanuit het oogpunt van de individuele constructie, zonder vergelijking met andere oplossingen. De dimensioneringsregels zijn meestal gebaseerd op economische beschouwingen aangezien er vanuit ecologisch standpunt steeds geldt: hoe groter, hoe beter. Verschillende onderzoekers hebben andere inzichten in de economisch/ecologisch beste oplossing, zodanig dat de optimalisatie van de verschillende constructies vaak op verschillende criteria berust.

Daarom wordt nu uitgegaan van de oppervlaktebelasting als uitgangspunt van de dimensionering. Aangezien dezelfde waarde voor de oppervlaktebelasting aanleiding geeft tot nagenoeg dezelfde vuilscheiding, lijkt dit een aanvaardbare oplossing. In Tabel 7.2 wordt aangegeven op welke manier een overstortconstructie kan gedimensioneerd worden.

Ontwerpparameters	
Q_d	Bepaling ontwerpdebiet
$A = \frac{Q_d}{k_\eta v_0} = \frac{A_0}{k_\eta}$	Benodigde horizontale oppervlakte
Hoge zijdelingse overstort	Stroomverlammingsoverstort
$B_{\min} = 1,5 D$	$B = \sqrt{\frac{A}{L/B}}$
$L_{0,\min} = 2D$	
$L = \frac{A}{B}$	$B_{\min} = 2,5 D$ $L/B = 3$

Tabel 7.2: Dimensionering van een overstortconstructie.

Met L = (totale) lengte, D = inkomende diameter, A = benodigde horizontale oppervlakte, A_0 = ontwerppoppervlakte, v_0 = oppervlaktebelasting, L_o = lengte van de overlaat, B = breedte, D_k = diameter van de overstortkamer, k_η = geometrische coëfficiënt

De coëfficiënt k_η werd ingevoerd omdat voor bepaalde geometrische verhoudingen het rendement lager wordt (bijvoorbeeld korte zijdelingse overstortconstructies; omwille van groter aandeel dode zones, afwijking van propstroming) of juist omdat het rendement verhoogt, zoals bijvoorbeeld bij vrij compacte werveloverstorten. Bij dergelijke werveloverstorten werd immers vastgesteld dat de centrifugaalkrachten zorgen voor een gunstige invloed op het rendement.

De grootte van deze coëfficiënt wordt bij elk type overstortconstructie aangegeven en is gebaseerd op de correctie van de mediaanwaarden. Hierdoor kan de berekening in twee stappen worden toegepast ter optimalisatie. Eerst wordt op basis van het ontwerpdebiet Q_d en de nodige oppervlaktebelasting v_0 de ontwerppoppervlakte A_0 berekend en de bijbehorende afmetingen van de verbeterde overstort worden gekozen. Daarna wordt de correctiecoëfficiënt k_η berekend en wordt de benodigde horizontale oppervlakte A berekend. Indien men wenst kan men de verhoudingen van de verschillende afmetingen dan wijzigen om een meer optimale structuur te bekomen (d.w.z. lagere k_η waarden).

7.5.5.2 Hoge zijdelingse overstort

Voor deze randvoorziening wordt een breedte gelijk aan 1,5 keer de inkomende diameter D als ontwerpwaarde vooropgesteld. Dit komt ongeveer overeen met [Ammerlaan et al., 1986]. Combinatie met de oppervlakte A levert vervolgens de totale lengte L van de overstortkamer op (stroomverlammings-, overstort- en bergingszone samen).

Het rendement van een hoge zijdelingse overstortkamer wordt beïnvloed door de lengte/breedte-verhouding van de kamer. Een meer langgerekt grondplan levert (bij dezelfde oppervlakte) een hoger rendement op. Een langere overstortzone L_o zorgt voor een kalmere stroming in de kamer en resulteert ook in een groter vuilscheidend rendement. De grootte van de stroomverlammingszone L_s speelt geen rol, zolang ze groter is dan tweemaal de breedte van de overstortkamer. Een kleinere waarde zorgt voor een daling van het rendement. Als absoluut minimum wordt een stroomverlammingszone van $2D$ aanbevolen. De hoogte van de overlaat heeft geen significante invloed op de vuilscheidende werking van een hoge zijdelingse overstortkamer. Het kruinpeil van de overlaat moet wel gelijk met of hoger liggen dan het kruinpeil van de toevoerleiding.

Deze geometrische invloeden worden weerspiegeld in $k_{\eta,HZO}$, de coëfficiënt k_η (Tabel 7.2) voor een hoge zijdelingse overstort:

$$K_{\eta,HZO} = k_{L/B} k_{L_o/B} k_{L_s/B} \quad (7.4)$$

De grootte van de verschillende invloedsfactoren wordt aangegeven in Tabellen 7.3 en 7.4, respectievelijk voor een enkelzijdige en voor een dubbelzijdige overstortkamer. Een onderscheid tussen beide gevallen dient inderdaad gemaakt te worden aangezien de effectieve overstortlengte bij een dubbelzijdige overstortkamer dubbel zo groot is. Dit resulteert in gunstigere condities voor de vuilscheiding en bijgevolg in een hoger rendement.

L/B	$k_{L/B}$	L_o/B	$k_{L_o/B}$	L_s/B	$K_{L_s/B}$
3	0,43	2	0,49	0	0,64
4	0,52	3	0,65	0,7	0,66
6	0,66	4	0,77	1	0,68
8	0,75	5	0,85	1,5	0,75
10	0,82	6	0,90	2	0,84
15	0,92	7	0,93	2,5	0,92
20	0,96	9	0,97	3	0,97
30	0,99	12	0,99	4	1,00

Tabel 7.3: Coëfficiënten $k_{L/B}$, $k_{L_o/B}$ en $k_{L_s/B}$ voor een enkelzijdige overstortkamer.

L/B	$k_{L/B}$	L_o/B	$k_{L_o/B}$	L_s/B	$K_{L_s/B}$
3	0,66	1	0,49	0	0,64
4	0,75	1,2	0,56	0,4	0,66
6	0,82	1,5	0,65	0,5	0,68
8	0,87	1,8	0,73	0,6	0,71
10	0,93	2,5	0,84	0,8	0,77
15	0,96	3	0,90	1	0,84
20	0,98	4	0,96	1,4	0,96
30	0,99	6	0,99	2	1,00

Tabel 7.4: Coëfficiënten $k_{L/B}$, $k_{L_o/B}$ en $K_{L_s/B}$ voor een dubbelzijdige overstortkamer.

7.5.5.3 Stroomverlammingsoverstort

Hiervoor wordt uitgegaan van de optimale dimensies zoals weergegeven door Ammerlaan et al.[1986], waar wordt gesteld:

- $B_{min} = 2,5 D$
- $L_{min} = 7,5 D$

Dit komt neer op een L/B-verhouding van minimaal 3. Deze minimale waarden worden overgenomen. Voor een stroomverlammingsoverstort zullen de hydraulische eisen zorgen voor een beperkte toepasbaarheid. Om de dikte van de overstortlaag te beperken tot 20 cm bij een terugkeerperiode van 2 jaar, zal de oppervlaktebelasting bij (middel)grote debieten moeten gelimiteerd worden. Deze beperking zorgt ervoor dat een stroomverlammingsoverstort niet praktisch toepasbaar is als verbeterde overstortconstructie, tenzij voor vrij kleine debieten, maar dat men evolueert naar een bergbezinkingsbekken (tenzij men bijvoorbeeld een verwijdende stroomverlammingsoverstort zou bouwen [Vaes et al., 1994c]).

Omwille van de geometrische gelijkheid tussen een stroomverlammingsoverstort en een bergbezinkingsbekken wordt voorgesteld om voor de coëfficiënt k_n dezelfde waarden te gebruiken voor deze beide types van randvoorzieningen (Tabel 7.6).

7.5.6 Oppervlaktebelasting

De ontwerpwaarde voor de oppervlaktebelasting is functie van de ontvangende waterloop.

Voor de terugkeerperiode kan 2 jaar worden vooropgesteld. Voor de bijbehorende ontwerpwaarde voor de oppervlaktebelasting wordt er aanbevolen om deze te diversifiëren al naargelang de kwetsbaarheid van de ontvangende waterloop.

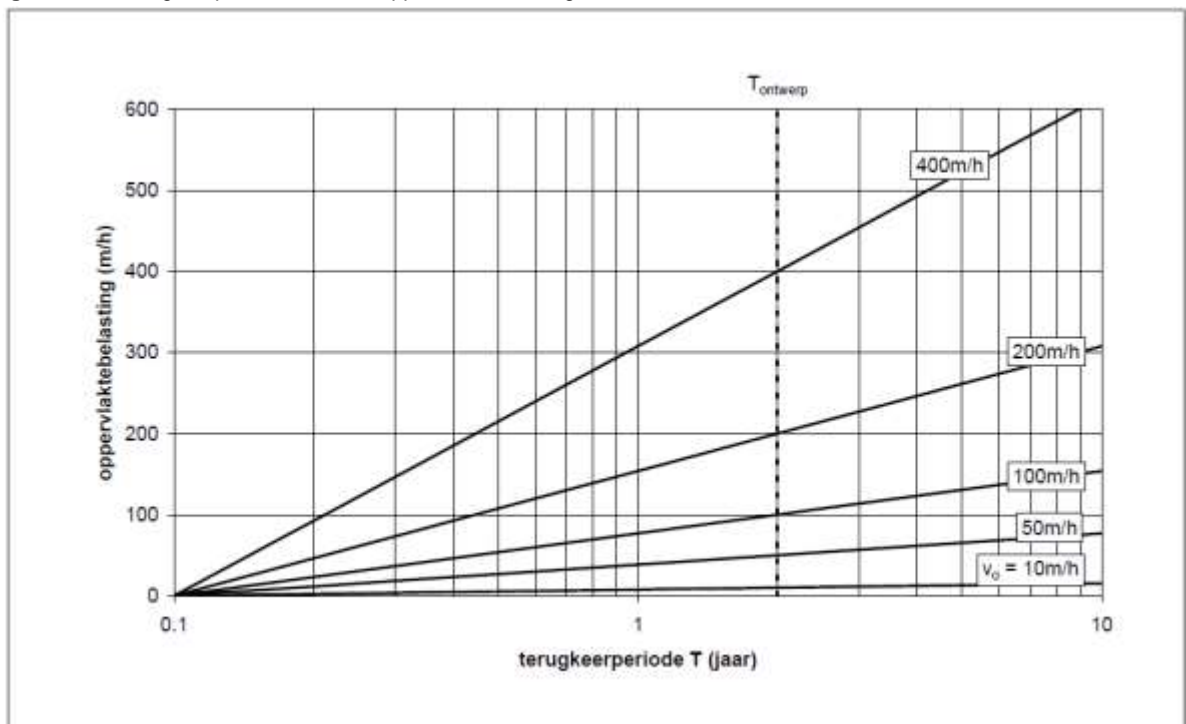
Wanneer de Figuren 7.17 en 7.18 worden bekeken, zou men kunnen besluiten dat voor dergelijke waarden voor $v_{o,d}$ de exacte keuze slechts een kleine rol speelt, aangezien de vuilscheidende rendementen minimaal zijn. Anders wordt het echter wanneer de meer frequente buien worden bekeken. Deze resulteren in een kleiner debiet dat de overstortkamer binnenstroomt en bijgevolg in een lagere oppervlaktebelasting. Om het vuilscheidend rendement voor deze meer frequente buien te begroten, wordt uitgegaan van de verdeling voor de oppervlaktebelasting in Figuur 7.19. Bij deze grafiek worden de volgende vereenvoudigde aannamen gemaakt:

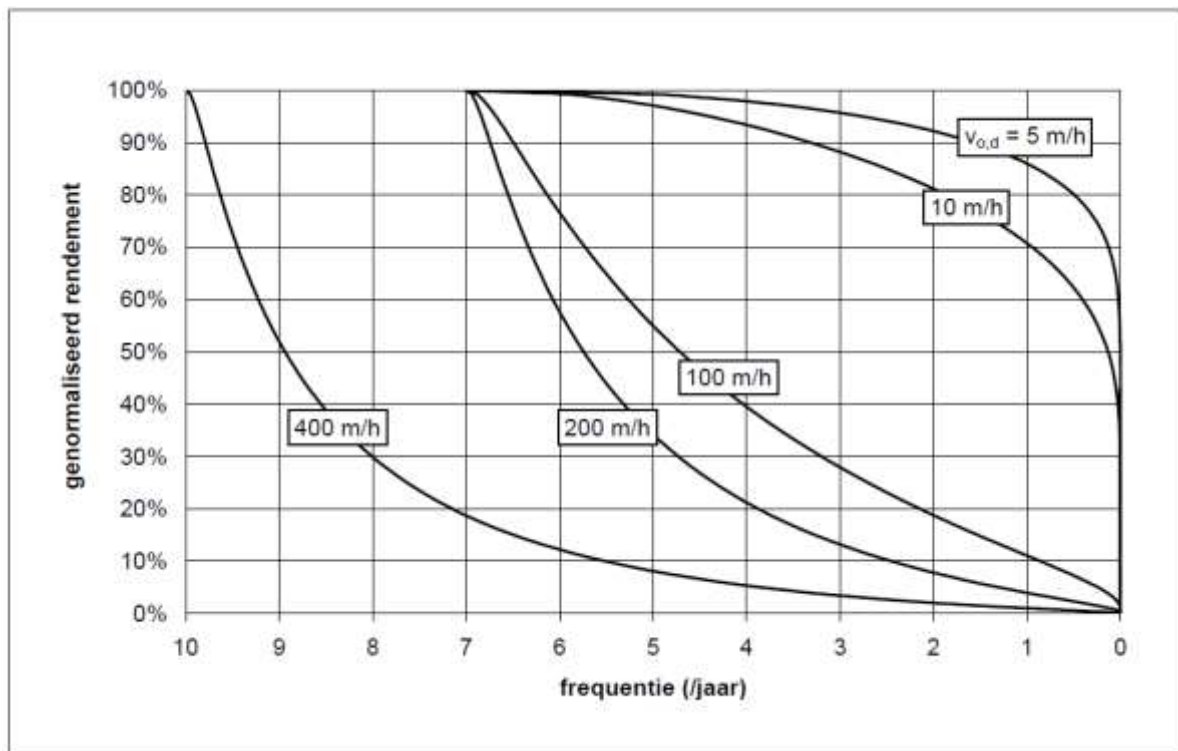
- voor een bui met een frequentie van 7 of 10 keer per jaar wordt de oppervlaktebelasting gelijk aan 0 (net geen overstorting)
- bij een bui met een terugkeerperiode van 2 jaar wordt de oppervlaktebelasting gelijk aan de ontwerpwaarde $v_{o,d}$
- door deze twee punten wordt vervolgens een logaritmisch verband verondersteld (zoals ook benaderend wordt teruggevonden voor neerslagintensiteiten; dit logaritmisch verband wordt bevestigd op basis van enkele lange termijn simulaties met het bakmodel Remuli [Vaes, 1999]).

Uit combinatie van de Figuren 7.17 en 7.19 kan bepaald worden welk (genormaliseerd) vuilscheidend rendement kan gehaald in functie van de frequentie van de buien. De resultaten van deze analyse worden voorgesteld in Figuur 7.20. Een bui met een frequentie van 7 of 10 keer per jaar resulteert net

niet in een overstorting en levert een rendement van 100 % op. Voor de minder frequente buien neemt het rendement af en deze afname wordt bepaald door de keuze van de ontwerppoppervlaktebelasting. Voor zijdelingse overstortkamers komt een oppervlaktebelasting van ongeveer 400 m/h vrij goed overeen met een dikte van de overstortlaag van 20 cm, hetgeen vaak als dimensioneringsregel wordt gebruikt. Deze waarde lijkt aangewezen om als minimale eis op te leggen, een soort basis-ontwerp voor de minst kwetsbare waterlopen, waar de dimensionering van de overstortkamer voornamelijk gebeurt uit het oogpunt van een hydraulisch optimale werking. Voor de meer kwetsbare waterlopen worden bijkomende eisen opgelegd aan de kwaliteit van het overstortwater, hetgeen resulteert in kleinere waarden voor de ontwerppoppervlaktebelasting, m.a.w. in grotere overstortkamers. Overeenkomstig Tabel 7.2 dient opgemerkt te worden dat de oppervlakte van de overstortkamer (veel) groter kan zijn dan het ontwerpdebiet gedeeld door de ontwerppoppervlaktebelasting, zoals theoretisch verwacht omdat er een aantal correctiecoëfficiënten k_n in rekening dienen te worden gebracht. Dit komt doordat de stroming niet altijd ideaal is. Men zou hiervan ook kunnen zeggen dat men een lagere werkelijke ontwerppoppervlaktebelasting ($v_{0,w} = k_n \times v_{0,d}$) moet hanteren dan de voorgeschreven ontwerppoppervlaktebelasting $v_{0,d}$ om deze niet-ideale stromingseffecten te compenseren.

Figuur 7.19: Terugkeerperiodes voor de oppervlaktebelasting als functie van $v_{0,d}$.





Figuur 7.20: Genormaliseerde rendementen voor de meer frequente buien.

7.5.7 Roosters, filters, zeven

In Groot-Brittannië zoekt men voor overstortconstructies al geruime tijd zijn toevlucht bij allerlei 'screening' methoden. Zeven, roosters of filters worden gebruikt om de zogenaamde esthetische vervuiling (dit is grof vuil) te verwijderen uit het overstortwater. Dit heeft zijn gevolgen voor het ontwerp van overstortkamers. De meest recente aanbevelingen voor het ontwerp van zijdelingse overstortkamers geven aanleiding tot kleinere overstortkamers [Saul, 2002]. Dit komt doordat men de overstortkamers niet langer ontwerpt vanuit bezinkingsoogpunt, maar eerder met een optimale werking van de zeef.

Een uitgebreid gamma aan schermen/zeven werd en wordt nog steeds onderworpen aan fysische proeven [Saul, 2002]. Een groot probleem wordt gevormd door verstopping van de openingen, die variëren van 4 tot 6 mm. Deze verstopping tracht men te verhelpen, ofwel door mechanische reinigingssystemen te voorzien, ofwel door het systeem zelfreinigend te ontwerpen.

Vaststellingen op het terrein geven echter aan dat tijdens de meeste overstortgebeurtenissen de schermen binnen de kortste keren verstopt raken, de noodoverlaat in werking treedt en de overstortconstructie dus buiten dienst wordt gesteld.

Voor de Vlaamse toestand werd altijd aangenomen dat hier minder problemen zijn wat betreft drijvend en/of grof vuil, omdat de bevolking minder de neiging heeft om deze materialen door te spoelen door de toiletten. Dit kan voor een deel zo zijn en dient het streefdoel te zijn (o.a. via sensibilisering). Het is echter ook zo dat vele woningen zijn uitgerust met een septische put, die het grootste deel van dit drijvend materiaal (mocht het dan al doorgespoeld worden) zal tegenhouden. Bijgevolg, wanneer men er in de toekomst aan denkt om deze septische putten niet meer te gebruiken, zou het kunnen dat op bepaalde overstortlocaties wel problemen met drijvend vuil opduiken. Op die plaatsen kan het nuttig zijn om na te gaan of de plaatsing van een rooster of scherm kan helpen het probleem op te lossen.

7.6 Bergbezinkingsbekkens

7.6.1 Soorten bekken

Indien de overstortfrequentie voor een overstort te groot is, wordt er in bepaalde gevallen een bergbezinkingsbekken opgelegd. In principe zijn verschillende soorten buffering opwaarts van de overstort mogelijk om de overstortfrequentie en de bijbehorende impact te verminderen [Vaes et al., 1994c]. Ten eerste zou men een eenvoudig bergingsbekken kunnen bouwen, waarin het eerst toestromende water (de zogenaamde 'first flush' of het 'spoeleffect') wordt opgevangen. Wanneer het bekken vol is, stort het dan nog toestromende water over. Een tweede mogelijkheid is een doorstroombekken. In dit geval stroomt al het toekomstige water doorheen het bekken, eens het bekken vol is en zal het water dat door het bekken gepasseerd is overstorten. In dit geval kan men naast het bergingseffect ook gebruik maken van een bezinkingseffect in het bekken. Wanneer men over bergbezinkingsbekkens spreekt, bedoelt men meestal dit soort doorstroombekkens. Een derde mogelijkheid is de combinatie van de twee bovenstaande bekken, waarbij een eerste gedeelte van het bekken als bergingsbekken wordt gebouwd en een tweede deel als doorstroombekken. Dit wordt een combinatiebekken genoemd en is strikt genomen ook een bergbezinkingsbekken. Een bergingsbekken zal enkel in uitzonderlijke omstandigheden een betere oplossing bieden dan een bergbezinkingsbekken.

7.6.2 Dimensionering bergbezinkingsbekkens

7.6.2.1 Stationair

Analoog aan de dimensionering van een bezinkingsbekken in een RWZI gebeurt de dimensionering van een bergbezinkingsbekken in de praktijk voor een stationaire toestand.

Men kiest een ontwerpdebiet (bij de ontwerpterugkeerperiode) en veronderstelt een ideale, 2-dimensionale stroming (propstroming). Daarnaast kiest men de belangrijkste ontwerpparameters: oppervlaktebelasting, verblijftijd en lengte/breedte-verhouding (Tabel 7.5). De oppervlaktebelasting is de belangrijkste parameter en wordt gedefinieerd als het debiet gedeeld over de horizontale oppervlakte. Bij een ideale stroming zal een deeltje met een valsnelheid gelijk aan de oppervlaktebelasting nog net kunnen bezinken in het bekken. Door de aanwezigheid van dode zones en kortsluitstromingen, zullen ook deeltjes met een valsnelheid groter dan de oppervlaktebelasting toch nog kunnen overstorten. De effectieve oppervlaktebelasting is voor een optimaal gedimensioneerd bekken grosso modo 10 tot 15 % groter (nuttige oppervlakte is kleiner) dan de theoretische oppervlaktebelasting [Vaes, 1993; Vaes et al., 1994c]. Door gebruik te maken van de correctiecoëfficiënten k_n (zie paragraaf 7.2.6, Tabel 7.2) kan deze invloed worden ingeschat in functie van de geometrische parameters. Hiertoe kunnen de coëfficiënten k_n uit Tabel 7.6 worden gebruikt.

Door turbulentie treedt er ook een spreiding (diffusie) op op de deeltjes met een bepaalde valsnelheid die nog net in het bekken kunnen bezinken [Vaes, 1993; Vaes et al., 1994c]. Dit betekent dat een gedeelte van de lichtere deeltjes toch nog kan bezinken en een gedeelte van de zwaardere deeltjes toch nog zal overstorten.

Ontwerpparameters	
Q	Debiet
$\beta = \frac{L}{B}$	Lengte/breedte-verhouding
$T = \frac{V}{Q}$	Verblijftijd
$v_o = \frac{Q}{BL}$	Oppervlaktebelasting
k_η	Geometrische factor (zie tabel 7.6)
Dimensies	
$L = \sqrt{\frac{Q\beta}{v_o k_\eta}}$	Lengte
$B = \sqrt{\frac{Q}{\beta v_o k_\eta}}$	Breedte
$H = v_o T k_\eta$	Gemiddelde hoogte

Tabel 7.5: De ontwerpparameters voor bergbezinkingsbekkens en de bepaling van de dimensies hieruit [Vaes et al., 1994c]

L/H	$k_{L/H}$	L/B	$k_{L/B}$
5,0	0,61	3	0,73
6,7	0,72	3,5	0,79
10,0	0,84	4	0,83
10,5	0,86	4,5	0,86
11,1	0,87	5	0,89
11,8	0,88	5,5	0,91
12,5	0,89	6	0,93
13,3	0,90	6,5	0,94
14,3	0,91	7	0,95
15,4	0,92	7,5	0,96
16,7	0,93	8	0,97
18,2	0,93	8,5	0,98
20,0	0,94	9	0,98
22,2	0,94	9,5	0,98
25,0	0,95	10	0,99

Tabel 7.6: Coëfficiënten $k_{L/H}$ en $k_{L/B}$ voor een bergbezinkingsbekken en een stroomverlammingsoverstort

De dimensioneringsmethode is gebaseerd op Koot [1981] en bijgewerkt door Vaes et al. [1994c]. Voor de oppervlaktebelasting kiest men vaak een ontwerpwaarde van 5 m/h. Dit is een ervaringsgegeven. Een meer nauwkeurige bepaling van de ontwerpwaarde voor de oppervlaktebelasting heeft slechts zin wanneer men over metingen beschikt waaruit de verdeling van de valsnelheid en hierbij behorende vuilvrachten kunnen worden afgeleid. Voor de verblijftijd van de deeltjes neemt men vaak 20 tot 30 minuten. De verblijftijd bepaalt in hoofdzaak het bergingseffect. Vaak wordt het volume van het bergbezinkingsbekken (en daardoor ook de verblijftijd) echter bepaald op basis van de reductie van de overstortfrequentie en/of -volumes. Voor de lengte/breedte-verhouding neemt men een minimale waarde van 4. De lengte/breedte-verhouding bepaalt in hoofdzaak de grootte van de dode zones en dus de afwijking tussen de theoretische en de werkelijke oppervlaktebelasting. Tenslotte dienen nog een aantal controleparameters binnen bepaalde grenzen te worden gekozen (Tabel 7.7).

$Re = \frac{v \cdot \mathbb{R}}{\nu}$	Reynoldsgetal	Richtwaarde tussen 10^4 en $2 \cdot 10^4$ maximaal $3 \cdot 10^4$
$\mathbb{R} = \frac{B H}{2H + B}$	Hydraulische straal voor een rechthoekig bekken	
$Fr = \frac{v}{\sqrt{gH}}$	Froudegetal	Fr^2 groter dan 10^{-5}
$\frac{H}{L}$	Hoogte/lengteverhouding	Richtwaarde tussen 1/10 en 1/30
H	Hoogte	Richtwaarde tussen 1,5 m en 3 m
$v_h = \frac{Q}{B H}$	Horizontale snelheid	Kleiner dan de uitschuursnelheid v_s [Vaes, 1993]

Tabel 7.7: Controleparameters voor bergbezinkingsbekkens [Vaes et al., 1994c]

7.6.2.2 Niet-stationair

Een bergbezinkingsbekken bevindt zich echter niet vaak in een stationaire toestand. Bij het begin van de bui zal het bekken vaak leeg zijn. Gedurende de vulling zal de stroming heel wat turbulenter zijn en er kan tijdens de vulling zelfs een golffront op en neer bewegen tussen de begin- en eindoverlaat [Vaes, 1993, Vaes et al., 1994c]. Dit golffront leidt tot vortices met een verticale as die zeer traag uitdempen. Een woelige stroming in het bekken heeft een negatief effect op het bezinkingsrendement. Om de vulling zo rustig mogelijk te laten verlopen, dient de bodem van het bergbezinkingsbekken in tegenhelling te worden aangelegd [Vaes, 1993]. Hierdoor ontstaat er vooraan in het bekken een woelkom waarin een groot deel van de energie wordt gedissipeerd. Hoe rustiger de vulling gebeurt, hoe sneller een stationaire toestand wordt bereikt eens het bekken gevuld is en ook hoe dichter het bezinkingsrendement dit van een stationaire toestand zal benaderen.

7.6.2.3 3-dimensionale effecten

Bij de dimensionering van een bergbezinkingsbekken wordt ook verondersteld dat de stroming uniform en gelijkmatig over de breedte gebeurt en er zich geen dwarsstromingen voordoen. In werkelijkheid zal dit niet het geval zijn. 3-dimensionale effecten hebben een negatieve invloed op het bezinkingsrendement en dienen dus tot een minimum te worden beperkt. Daarnaast heeft vooral de plaatsing van de toevoerleiding een invloed op de 3-dimensionale stromingseffecten, omdat dit de gelijkmatige instroming nadelig kan beïnvloeden [Kluck, 1997]. Een grote lengte/breedteverhouding of het plaatsen van langsschotten kan een meer uniforme stroming bevorderen.

7.6.2.4 Uitrusting

Aangezien een bergbezinkingsbekken vaak gevuld en geledigd wordt en er specifiek naar een zo groot mogelijke bezinking wordt gestreefd, vergt dit specifieke reinigingsvoorzieningen [Vaes et al., 1994c]. Dwarshellingen en goten kunnen voor een minimale achtergebleven hoeveelheid vuil zorgen bij het ledigen van het bekken. Zelfreinigende bekkens bestaan echter niet. Het is daarom aangewezen om van bij de bouw spoelvoorzieningen te voorzien. Mogelijkheden hiervoor zijn onder andere spoelbakken of spoelkleppen achteraan het bekken of jet-pompen in het bekken (spoelpompen blijken minder positieve ervaringen op te leveren). Na het ledigen van het bekken moet het gereinigd worden om heropwoeling tijdens een volgend gebruik te verhinderen en om consolidatie van het bezonken slib tegen te gaan.

7.6.3 Modellerings

Om na te gaan hoe deze eenvoudige dimensioneringsmethode geoptimaliseerd kan worden, werd de laatste jaren heel wat onderzoek verricht over bergbezinkingsbekkens, gaande van fysische modellen en metingen in situ tot numerieke modellen.

7.6.3.1 Numerieke stromingsmodellen

Door de snelle vooruitgang in computertechnologie, lijkt het gebruik van zeer gedetailleerde stromingsmodellen voor de stroming in een bergbezinkingsbekken voor de hand te liggen. Numerieke stromingsdynamica, beter bekend onder de Engelse afkorting CFD (Computational Fluid Dynamics), is dan ook een recente technologie die tot nieuwe mogelijkheden leidt bij het bestuderen van het functioneren van bergbezinkingsbekkens. Bij dit soort modellen wordt een bergbezinkingsbekken opgedeeld in een groot aantal elementjes, waarvoor de differentiaalvergelijkingen die de stroming beschrijven numeriek worden opgelost. Het grote voordeel van dit soort modellen is dat men op ieder moment in elk elementje alle betrokken grootheden kan bepalen, zoals snelheden, stromingsrichting, enz... Hierdoor kan men berekeningen maken, waarvoor men in een fysisch model vele maanden proefnemingen voor nodig zou hebben en/of waarvoor men dure uitrusting nodig heeft. Het nadeel blijft dat er heel wat randvoorwaarden zijn die in het numeriek model moeten worden ingegeven. Hiertoe blijft een kalibratie en verificatie van het numeriek model nodig. Bovendien is de modellering van de interactie tussen lucht en water bij de CFD-berekeningen niet eenvoudig. Hierdoor kan er slechts mits zeer grote rekentijden en met een beperkte nauwkeurigheid een variërend waterpeil worden gesimuleerd. Toch kunnen CFD-berekeningen ons heel wat extra informatie opleveren over 3-dimensionale stromingen, niet-stationaire effecten, optimalisatie van het bekken, enz... [Kluck, 1997; De Cock et al., 1998; Berlamont et al., 1998].

7.6.3.2 Fysisch model

Een fysisch model blijft vaak nog onmisbaar. Niet enkel zijn resultaten van een fysisch model nodig om een numeriek model te kalibreren, ook is een fysisch model vaak het snelste en eenvoudigste instrument om tot resultaat te komen. Om het rendement van bergbezinkingsbekkens te bepalen onder stationaire stroming, kan men eenvoudige bezinkingsproeven uitvoeren, waarbij men modelsedimenten inbrengt in de toevoer en de fracties meet die respectievelijk overstorten en bezinken. Door de parameters van de toevoer en het model te variëren, kan men zo het rendement berekenen voor een brede variatie aan bergbezinkingsbekkens. Analoge bezinkingsproeven kunnen ook uitgevoerd worden tijdens de vullingsfase.

Op basis van de experimenten die werden uitgevoerd aan het Laboratorium voor Hydraulica van de K.U.Leuven werd de onderstaande formule opgesteld voor het bezinkingsrendement η voor stationaire stroming [Berlamont et al., 1998]:

$$\eta = \left[1 - \exp\left(-\left(\frac{v_s}{v_d}\right)^{1.3}\right) \right] \cdot \exp\left[-\frac{1}{4} \cdot \left(\frac{H}{L}\right)^{2.5} \cdot \sqrt{\frac{B}{L}} \cdot \frac{1}{Fr} \cdot \left(\frac{\tau}{\tau_{cr}}\right)^{1.8}\right] \quad (7.5)$$

In deze vergelijking is: v_s de bezinkingssnelheid in stilstaand water

$$\frac{\tau}{\tau_{cr}} = \frac{\rho v^2}{(\rho_s - \rho)gd} \quad \text{de verhouding van de schuifspanning } \tau \text{ tot de kritische schuifspanning } \tau_{cr} \text{ [Berlamont, 1981 ; Vaes, 1993]}$$

Uit deze experimentele relatie blijkt dat vooral de oppervlaktebelasting de bepalende factor is, maar dat het rendement naar beneden gaat indien andere parameters buiten bepaalde grenzen gaan (zie ook Tabel 7.7).

7.6.3.3 Flocculatie en coagulatie

In de waterzuiveringssector wordt het zuiveringsrendement in bezinkingsbekkens vaak opgedreven door flocculanten en coagulanten toe te voegen. Men kan zich dan afvragen of dit ook voor bergbezinkingsbekkens nuttig kan zijn. Om dit na te gaan werd in het CFD-pakket Phoenics (CHAM, Groot-Brittannië) een module toegevoegd die dit coagulatie- en flocculatiegedrag kan modelleren [De Cock et al., 1999; Berlamont et al., 1998]. Uit de simulatieresultaten blijkt dat flocculatie in bergbezinkingsbekkens slechts een minimaal bijkomend rendement geeft. Voor een bergbezinkingsbekken met een oorspronkelijk rendement (zonder flocculatie) van bijvoorbeeld 80 %, kan dit met enkele percenten stijgen. Een stijging van het globale rendement met 2 %, geeft in dit geval echter wel een daling van 10 % van de vuiluitworp. De kosten zijn echter hoog en de implementatie en sturing vergen heel wat inspanning. Het toepassen van flocculatie in bergbezinkingsbekkens zal dan ook enkel in specifieke gevallen een haalbare kaart zijn.

7.6.3.4 Continue simulaties

Uit een gevoeligheidsanalyse blijkt dat het bezinkingsrendement van een bergbezinkingsbekken vooral gevoelig is voor de toevoer (kwantitatief en kwalitatief) in het bekken. Bovendien blijkt uit ervarings- en modelleringsgegevens dat in de praktijk 3/4 van het totale rendement van een bergbezinkingsbekken veroorzaakt wordt door berging en slechts 1/4 door bezinking [Veldkamp, 1992]. Dit alles wijst erop dat het zeer belangrijk is om de toevoer naar het bekken goed te kwantificeren. Bovendien duidt dit op de noodzaak om het rendement van een bergbezinkingsbekken statistisch en op lange termijn te evalueren. Hiertoe zijn continue lange termijn simulaties onontbeerlijk.

De kwantitatieve schatting van de toevoer is geen probleem. Zelfs met zeer eenvoudige conceptuele modellen ('bakmodellen') kan men zeer goede resultaten bekomen, indien men een fysisch gebaseerde kalibratie doorvoert. De schatting van de waterkwaliteitsparameters is heel wat moeilijker. De huidige modelleringssoftware is niet in staat om goede waterkwaliteitsvoorspellingen te maken. Bovendien ontbreken voor dit soort modellen meestal de nodige invoergegevens.

Toch kan men met simpele waterkwaliteitsrelaties enig resultaat boeken, indien men over metingen beschikt. Hiertoe werd een conceptueel model opgesteld voor de stroming doorheen een bergbezinkingsbekken, het 'Tresidence'-model genoemd [De Cock & De Cock, 1997; Berlamont et al., 1998; Vaes et al., 1999c]. In dit model wordt propstroming verondersteld, maar wordt er ook rekening gehouden met diffusie en dode zones. Bovendien wordt ook de vulling van het bekken en de bezinking tijdens de vulling beschouwd. Uit de verificatie van het model (met metingen en met CFD) blijkt dat het gebruiken van een formule voor het bezinkingsrendement voor stationaire stroming in combinatie met een variabele toevoer (en dus variabele parameters in de rendementsformule) tot goede resultaten leidt [De Cock & De Cock, 1997; Berlamont et al., 1998; Vaes et al., 1999c]. Er wordt dus ogenblikkelijk een stationaire stroming verondersteld.

Het is belangrijk om een goede schatting van de toevoer naar het bekken te maken. Op basis van de metingen in het bergbezinkingsbekken van Amersfoort (Nederland, [Ten Hove & Wensveen, 1987]) werd een eenvoudige lineaire relatie aangenomen tussen valsnelheid van de vuilvracht in de toevoer en piekdebieten [De Cock & De Cock, 1997; Berlamont et al., 1998, Vaes et al., 1999c]. Verder werden ook relaties gelegd met andere vuilvrachtparameters zoals COD, via pollutiefactoren ('potency factors' of 'pollutant partitioning coefficients'). De vuiluitworp per overstortgebeurtenis kan door deze ruwe aannamen voor de toevoer worden geschat met een fout van 25 tot 50 %, wat een totaal rendement oplevert met een fout van 5 tot 10 % [Berlamont et al., 1998].

In de toekomst kan deze voorspelling van het rendement van bergbezinkingsbekkens nog verbeteren als dit soort conceptuele modellen voor bergbezinkingsbekkens aan betere vuiltransportmodellen voor rioleringen wordt gekoppeld.