



---

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

---

### Deel 6: Dimensionering hemelwaterriolen en gemengde riolen



**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](mailto:Secretariaat_CIW@vmm.be)  
[www.integraalwaterbeleid.be](http://www.integraalwaterbeleid.be)

Foto voorblad: VMM-archief

D/2012/6871/034

## Inhoud

<b>6</b>	<b>Dimensionering hemelwaterriolen en gemengde riolen</b>	<b>4</b>
<b>6.1</b>	<b>Type berekening</b>	<b>4</b>
6.1.1	Ontwerpberekening versus nazichtsberekening	4
6.1.2	Statische berekening versus hydrodynamische modellering	5
6.1.3	Faseringstoestanden	6
<b>6.2</b>	<b>Maatgevende parameters voor de ontwerpberekening</b>	<b>6</b>
6.2.1	Neerslag en droogweerafvoer	6
6.2.2	Toevoerende oppervlakte	7
6.2.3	Neerslagafvoercoëfficiënt	7
6.2.4	Hydraulische parameters van het rioelstelsel	8
6.2.5	Ontwerpcriteria	12
<b>6.3</b>	<b>Maatgevende parameters voor de nazichtsberekening</b>	<b>13</b>
6.3.1	Neerslag en droogweerafvoer	13
6.3.2	Toevoerende oppervlakte	13
6.3.3	Neerslagafvoerparameters	13
6.3.4	Randvoorwaarden	18
6.3.5	Ontwerpcriteria	19
<b>6.4</b>	<b>Ontwerp van pompstations en persleidingen op gemengde stelsels</b>	<b>20</b>
6.4.1	Inleiding	20
6.4.2	Minimum en maximum snelheden	21
6.4.3	Vereisten aan het lengteprofiel	21
6.4.4	Wrijvingsverliezen	22
6.4.5	Bijkomende verliezen	22
6.4.6	Controle van het werkingsgebied	22
6.4.7	Dimensionering van de pompenkelder	22
6.4.8	Beveiliging tegen waterslag	22
6.4.9	Maatregelen ter voorkoming van gasbelvorming	23
6.4.10	Biogene zwavelzuuraantasting	23

## 6 Dimensionering hemelwaterriolen en gemengde riolen

### 6.1 Type berekening

#### 6.1.1 Ontwerpberekening versus nazichtsberekening

Bij de dimensionering van hemelwaterriolen en gemengde riolen moet er een onderscheid gemaakt worden tussen de ontwerpberekening en de nazichtsberekening.

In de ontwerpberekening wordt op een relatief eenvoudige manier en zonder rekening te houden met externe randvoorwaarden een eerste voorstel gemaakt voor een mogelijke combinatie van diameter en helling van de te ontwerpen leiding. Deze zijn meestal gebaseerd op een maximaal debiet dat per leiding moet kunnen worden getransporteerd en houden meestal geen of slechts in beperkte mate rekening met de interacties tussen de verschillende leidingen in het rioelstelsel.

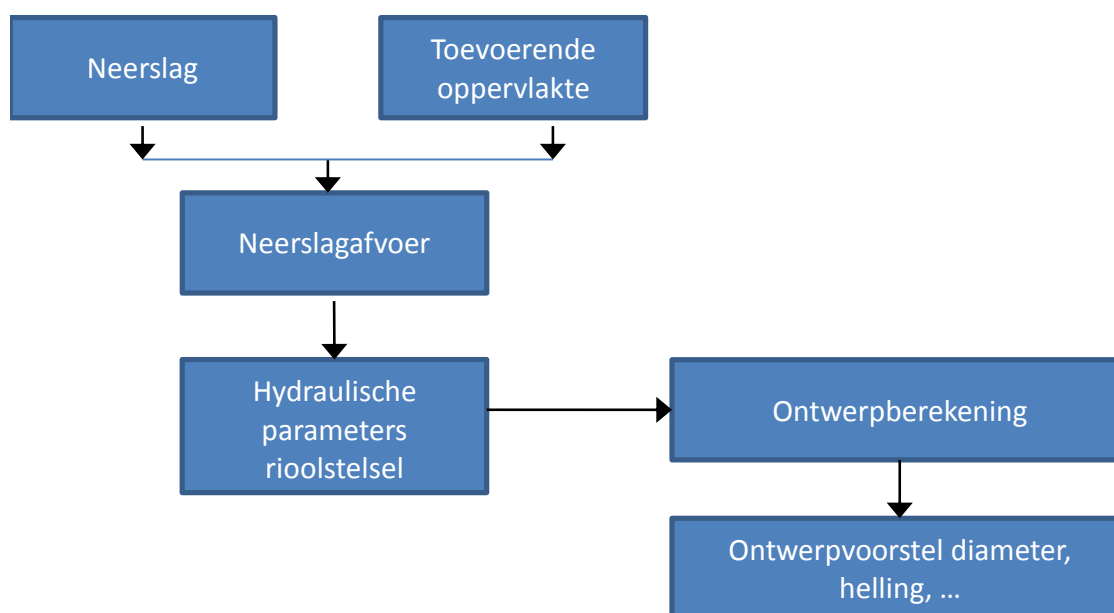
In de daaropvolgende nazichtsberekening wordt via een alternatieve (vaak meer complexe) berekeningsmethode het stelsel in zijn geheel geanalyseerd, waarbij tevens externe randvoorwaarden in rekening worden gebracht. De nazichtsberekening heeft als doel:

- het al of niet onder druk komen van leidingen op te sporen en de piëzometrische lijn over opeenvolgende leidingen te berekenen;
- opstuwingseffecten in het stelsel te onderkennen;
- op een correcte manier met de beschikbare berging rekening te houden;
- de robuustheid van het systeem tegen overstroming na te gaan.

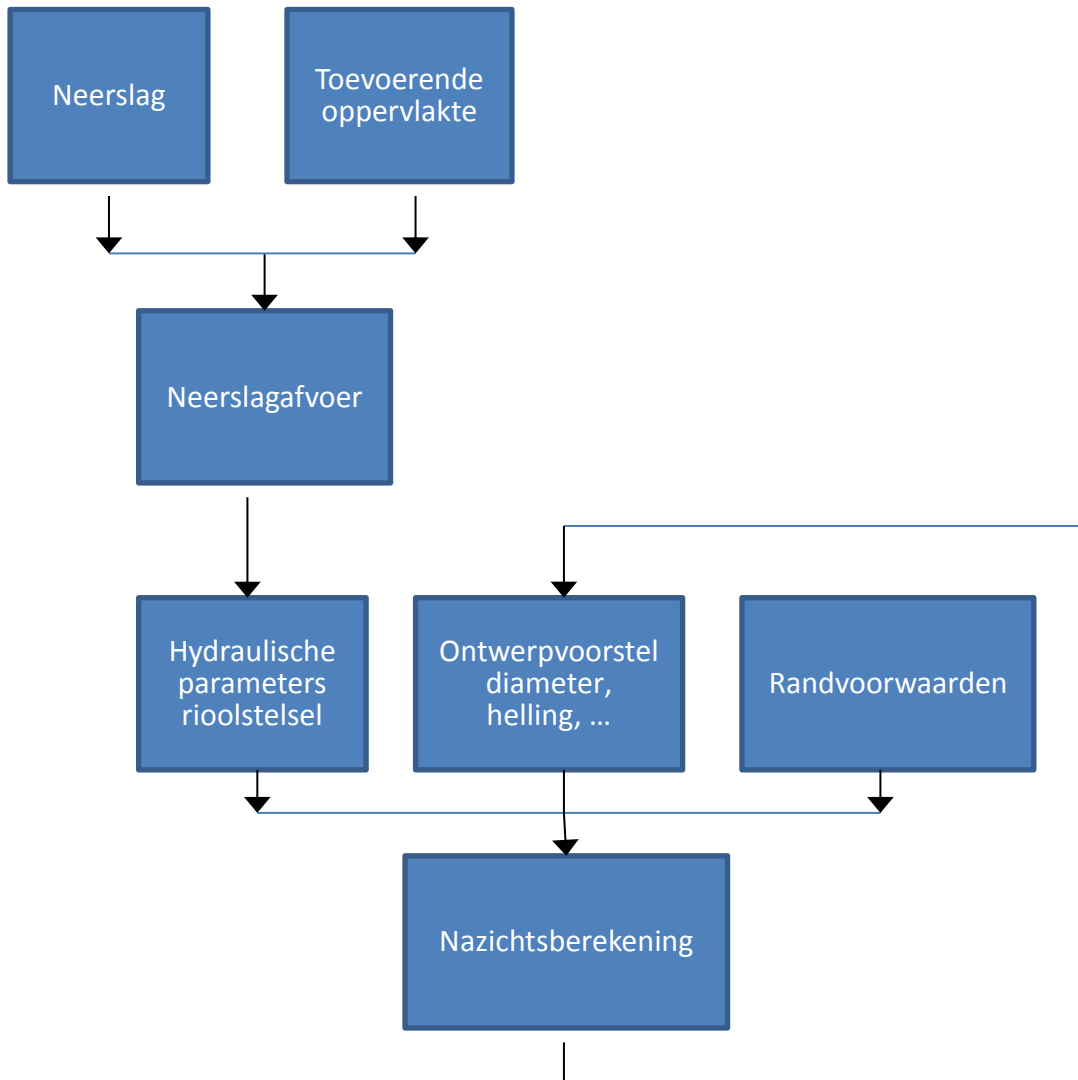
Hoewel de nazichtsberekening een completer beeld geeft van de hydraulische werking van het rioelstelsel, blijft het zinvol om vooraf een ontwerpberekening voor individuele leidingen uit te voeren. Deze geven immers meestal snel een idee van de theoretische ondergrens voor de diameter, hetgeen in een aantal gevallen een zekere veiligheid biedt in vergelijking met diameters die enkel door trial-and-error zouden worden bepaald op basis van enkel nazichtsberekeningen.

Het principe van ontwerpberekening en nazichtsberekening wordt weergegeven in Figuur 6.1:

### SCHEMA ONTWERPBEREKENING



## SCHEMA NAZICHTSBEREKENING



**Figuur 6.1:** Principe van ontwerpberekening en nazichtsberekening

Zoals blijkt uit de schema's van Figuur 6.1 komen een aantal elementen terug in zowel de ontwerpberekening als de nazichtsberekening, nl. de neerslag, de toevoerende oppervlakte, de neerslagafvoer en een aantal hydraulische parameters van het rioelstelsel. De mate van detail waarin deze gegevens bepaald worden, kunnen echter wel verschillen naargelang van het type berekening.

De nazichtsberekening is een iteratief proces, waarbij het eerste ontwerpvoorstel van diameter en helling uit de ontwerpberekening volgt.

### 6.1.2 Statische berekening versus hydrodynamische modellering

Door de evolutie in hard- en software (toegenomen rekencapaciteit en evolutie van hydrodynamische modelleringsspakketten) is het accent in de laatste tien jaren duidelijk verschoven naar meer complexe dynamische berekeningsmethodes. Hierbij worden het dynamisch karakter van de neerslag en de externe randvoorwaarden volledig ingerekend, en worden ook de dynamische stromingsvergelijkingen in de leidingen in detail berekend.

Voor kleinere systemen en voor ontwerpberekeningen blijven de klassieke statische berekeningen (zoals bijvoorbeeld de rationele methode of een eenvoudige druklijnberekening) echter nog steeds waardevol. In dit type berekening wordt vooral gekeken naar het gedrag van het stelsel bij maximale belasting.

### 6.1.3 Faseringstoestanden

In tegenstelling tot grotere watersystemen zoals rivieren of grondwaterlagen, zijn rioolstelsels sterk onderhevig aan korte-termijnwijzigingen in de omgeving en in het stelsel zelf. Daardoor is het vaak nodig om al van bij het ontwerp rekening te houden met verschillende tijdshorizonten.

Op een tijdsas kunnen verschillende faseringstoestanden worden onderscheiden:

Toestand a	Bestaande toestand van het rioolstelsel (voor uitvoering van het project)
Toestand b	Toestand na uitvoering van het project dat het studieobject is + alle reeds ontworpen projecten, te beschouwen als controleberekening
Toestand c	Toekomstige visie op korte termijn (5 jaar)
Toestand d	Toekomstige visie op lange termijn, aandacht voor de kwalitatieve (impact) aspecten.
Toestand e	Toekomstige visie op lange termijn, aandacht voor kwantitatieve (hydraulische) aspecten.

De toestand d beschrijft de meest nadelige situatie voor de verdere uitbouw van het hemelwaterstelsel. Toestand e beschrijft de meest nadelige situatie voor de uitbouw van het afvalwaterstelsel.

## 6.2 Maatgevende parameters voor de ontwerpberekening

### 6.2.1 Neerslag en droogweerafvoer

Volgens de rationele methode dient de dimensionering van een gemengd riool of een hemelwaterriool te gebeuren op basis van de neerslagintensiteit die overeenkomt met de ontwerperugkeerperiode en een buiduur gelijk aan de concentratietijd in het ontwerppunt (de zgn. 'kritieke buiduur'). Dit betekent dat de te gebruiken neerslagintensiteit verschilt van punt tot punt in het rioolstelsel. Op basis van de gekozen ontwerpneerslagintensiteit wordt een ontwerpneerslagafvoerdebiet berekend (zie par. 6.2.3).

Wanneer de bijdragende oppervlakte niet uniform verspreid is over het rioolstelsel, kunnen er zich situaties voordoen waarbij de meest nadelige afvoerdebieten zich niet voordoen bij de totale concentratietijd van het opwaartse stelsel, maar bij veel kortere buiduren (met hogere intensiteiten) die overeenkomen met de concentratietijd van de bijdragende oppervlakte in de onmiddellijke nabijheid van het ontwerppunt. In principe zou men in dergelijke gevallen dus het effect van alle buiduren kleiner dan of gelijk aan de totale concentratietijd moeten vergelijken.

Voor details omtrent de te gebruiken ontwerpneerslagen (IDF-relaties) wordt verwezen naar hoofdstuk 5.

Indien er droogweerafvoerdebieten zijn (enkel in gemengde rioleringen) en/of parasitaire debieten (permanente drainage, opgevangen bronnen, afgeleid oppervlaktewater, enz...) die niet verwaarloosbaar zijn ten opzichte van de ontwerpneerslagafvoerdebieten, dienen deze in rekening te worden gebracht bij het ontwerp. In de meeste gevallen zullen deze echter een grootteorde kleiner zijn dan het neerslagafvoerdebiet.

## 6.2.2 Toevoerende oppervlakte

Essentieel in de dimensionering van rioelstelsels is een realistische inschatting van de toevoerende oppervlakte: dit zijn alle oppervlakten (verhard of onverhard) die effectief afstromen naar het rioelstelsel.

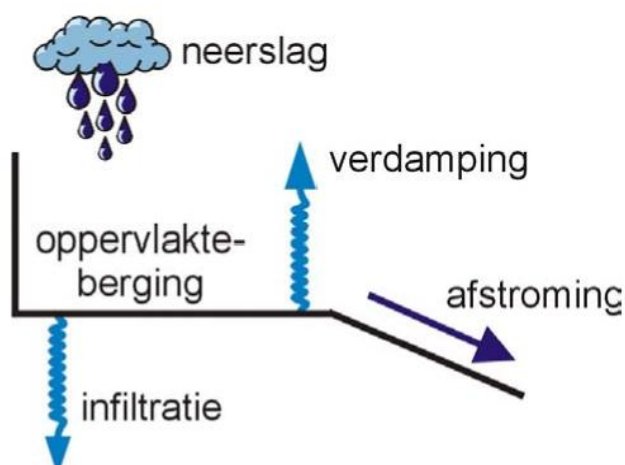
De bepaling van de toevoerende oppervlakte kan met verschillende graden van nauwkeurigheid worden uitgevoerd. Historisch werd vaak met standaardwaarden gerekend (bijv. straatbreedteklassen, gemiddelde verharde oppervlakte per type woning, ...). Met de ruime verspreiding van gedigitaliseerde geografische informatielagen (luchtfoto's, digitaal kadaster, grootschalig referentiebestand, ...) is het echter courante praktijk geworden om toevoerende oppervlakten in detail te berekenen. Men is uiteraard afhankelijk van de nauwkeurigheid van dit kaartmateriaal.

Hoewel de hydraulische ontwerpberekening minder nauwkeurig is dan de nazichtsberekening, heeft het weinig zin om voor het ontwerp een voorlopige, ruwe inschatting van de toevoerende oppervlakten te maken. Men kan beter onmiddellijk de gedetailleerde benadering volgen, en deze zowel op ontwerp- als nazichtsberekening toepassen.

Het effect van particuliere bronmaatregelen (hemelwaterput, infiltratievoorziening) op een eventuele reductie van de toevoerende oppervlakte wordt in de ontwerpfase niet in rekening gebracht, tenzij kan worden aangetoond dat het volledige toevoerende gebied reeds onderworpen is aan bronmaatregelen.

## 6.2.3 Neerslagafvoercoëfficiënt

Zoals in par. 6.2.1 reeds gesteld, wenst men voor rioleringsberekeningen niet zozeer de maatgevende neerslag te kennen, maar wel de maatgevende inloop- of neerslagafvoerdebieten. Het verband tussen beide wordt gelegd via een inloopmodel dat de oppervlakte-afstroming weergeeft (Figuur 6.2). Hierbij kunnen er verliezen optreden door oppervlakteberging in combinatie met verdamping en infiltratie. Verder kan er een vertraging zijn ten gevolge van de afstroming over het oppervlak (gedurende de inlooptijd), wat resulteert in een afvlakking van de hydrogrammen.



**Figuur 6.2:** Schematisch beeld van de oppervlakteafstroming met de mogelijke verliezen

Bij ontwerpberekeningen, waar de extreme neerslaggebeurtenissen relatief weinig door het inloopmodel worden beïnvloed, wordt er doorgaans zeer weinig rekening gehouden met het neerslaginloopmodel.

Zo wordt in de rationele methode het verband tussen neerslagintensiteit en neerslagafvoerdebiet uitgedrukt door één enkele coëfficiënt  $\phi$  per deelgebied. Deze afvoercoëfficiënt mag niet verward worden met de afvoercoëfficiënten uit meer gedetailleerde neerslagmodellen, omdat deze eigenlijk een globale coëfficiënt is die rekening houdt met allerlei vereenvoudigingen die aan de basis liggen van de rationele methode.

$$Q_{ontwerp} = \sum_j (\phi_j F_j) \cdot i$$

Met:  $F_j$  = oppervlakte van deelgebied j [ha]  
 $\phi_j$  = afvoercoëfficiënt van deelgebied j  
 $i$  = neerslagintensiteit [l/s/ha]

Zoals reeds vermeld in par. 6.2.1, is de neerslagintensiteit  $i$  functie van de terugkeerperiode en van de kritieke buiduur  $\Delta t$ , welke gelijk is aan de concentratietijd  $T_c$  in het ontwerp punt.

Voor een ontwerpberekening gebaseerd op de rationele methode is een afvoercoëfficiënt van 0,8 voor verharde oppervlakken een aanvaardbare benadering. Onverharde oppervlakten worden standaard niet in rekening gebracht, tenzij ze een significante bijdrage hebben in de verwachte piekafvoerdebieten. De waarde van  $\phi$  moet in dat geval oordeelkundig worden gekozen.

## 6.2.4 Hydraulische parameters van het rioelstelsel

### 6.2.4.1 Ruwheidsparemeters van de leidingen

De dimensionering van een gemengd rioel of een hemelwaterrioel dient te gebeuren in de veronderstelling van een permanente eenparige stroming met vrij wateroppervlak en voor een vullingsgraad van 100 %. Dit betekent dat de capaciteit van de leiding groter moet zijn dan het ontwerpdebiet. De capaciteit van een vollopende leiding  $Q_{vol}$  kan berekend worden met de formule van Manning:

$$Q_{vol} = \frac{1}{n} R_{vol}^{2/3} S_0^{1/2} A_{vol}$$

Met:  $n$  = Manningcoëfficiënt (s/m<sup>1/3</sup>)  
 $R_{vol}$  = hydraulische straal van de volle leiding =  $A_{vol}/P_{vol}$  (m)  
 $A_{vol}$  = natte oppervlakte van de volle leiding (m<sup>2</sup>)  
 $P_{vol}$  = natte omtrek van de volle leiding (m)  
 $S_0$  = helling (-)

$$Q_{vol} = \frac{1}{n} \frac{\pi}{10.08} D^{8/3} S_0^{1/2}$$

Voor cirkelvormige leidingen geeft dit:

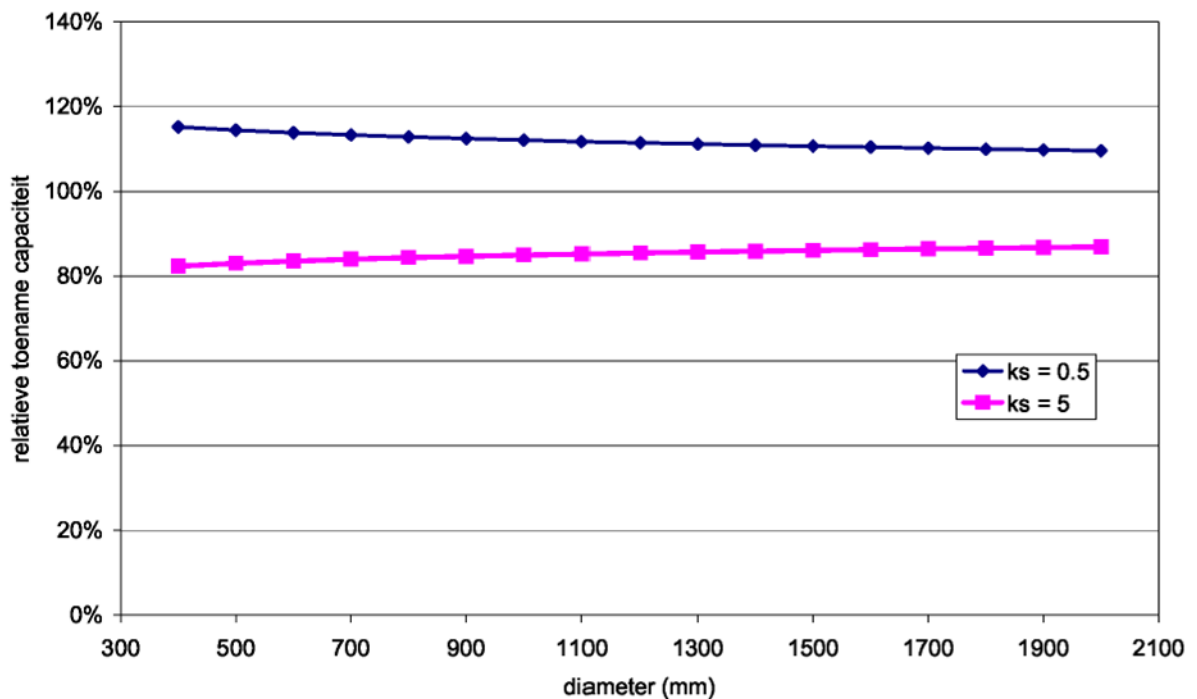
wat een onmiddellijk verband geeft tussen  $D$  en  $Q_{vol}$ .

Voor de Manningcoëfficiënt wordt met een standaardwaarde van 0,013 s/m<sup>1/3</sup> gerekend, onafhankelijk van het materiaal van de leiding. Het debiet kan ook worden berekend gebruik makend van de iteratieve formule van White-Colebrook met een ruwheid  $k_s$  van 1,5 mm, maar voor handberekeningen is deze formule door haar iteratief karakter omslachtiger.



Deze ruwheidsparementers komen overeen met de geschatte hydraulische ruwheid van rioleringen in diensttoestand en rekening houdend met bepaalde lokale ladingsverliezen die niet expliciet in rekening worden gebracht (bijvoorbeeld ter plaatse van aansluitingen, diameterveranderingen, toegangsschouwen, enz...). Ook voor hydrodynamische berekeningen worden deze standaardruwheden gebruikt, tenzij de modellering lokaal grotere ruwheden vereist om lokale ladingsverliezen in niet-gemodelleerde structuren of aspecten mee in rekening te brengen (bijvoorbeeld bochten, sedimentbed, ...). Kleinere ruwheidswaarden worden niet gebruikt, tenzij in persleidingen (zie par. 6.4.4).

In figuur 6.3 wordt getoond wat de invloed is van de ruwheidsparementer  $k_s$  (in mm) op de capaciteit van de rioolleidingen. Als helling is hier 5 ‰ genomen. De aangegeven variatie voor de ruwheidsparementer  $k_s$  is vrij realistisch voor de (meest extreme) variatie aan condities die zich in het riool kunnen voordoen zonder dat men daar noodzakelijkerwijs invloed op kan uitoefenen. De bijbehorende (significante) capaciteitsverschillen geven dan ook een idee van de onzekerheden die men op de berekeningen heeft enkel en alleen ten gevolge van deze ene parementer.



**Figuur 6.3:** Invloed van de ruwheidsparementers  $k_s$  (in mm) uit de White-Colebrookformule op de capaciteit van de rioolleidingen ten opzichte van de standaardwaarde 1,5 mm (de overeenkomstige variatie in Manningcoëfficiënt ligt tussen 0,011 en 0,016 s/m<sup>1/3</sup> bij een gemiddelde waarde van 0,013s/m<sup>1/3</sup>)

#### 6.2.4.2 Bijkomende vereisten

##### 6.2.4.2.1 Minimale diameter

De minimale diameter voor gemengde riolen en hemelwaterriolen is 250 mm. Voor leidingen van 250 mm die bij de ontwerperugkeerperiode een vullingsgraad van meer dan 75 % hebben, wordt een (minimale) diameter van 300 mm aangeraden. Voor leidingen waar opwaarts grachten op zijn aangesloten wordt een minimale diameter van 400 mm gehanteerd.

De berekende diameter (cfr. par. 6.2.4.1) moet worden afgerond naar boven (na berekening tot op 1 cm nauwkeurig), tenzij het ontwerpdebiet niet meer dan 7,6 % hoger is dan de afvoercapaciteit bij

een vollopende leiding in vergelijking met een leiding met een diameter die naar onder wordt afgerond.

De doorvoer van een gemengd rioelstelsel moet voldoende groot zijn, opdat bij het in werking treden van de overstorten het gemengd afvalwater voldoende verdund is. Op het moment dat een overstort in werking treedt moet er daarom uit het betreffende rioel(sub)stelsel minimaal 6 DWA14 worden afgevoerd.

Een belangrijke reden voor het hanteren van een minimale diameter is het verstoppingsgevaar bij kleine leidingen en de moeilijkheid om dergelijke leidingen te reinigen.

Bij het verkleinen van de minimale diameter moet er wel op gewezen worden dat de onzekerheid op de neerslaginvoer in de opwaartse uiteinden van een rioelstelsel heel wat groter is dan meer stroomafwaarts. De twee belangrijkste redenen hiervoor zijn de ruimtelijke variatie van de neerslag (zie paragraaf 5.4) en de klokvaste digitalisatie van de neerslag (zie paragraaf 5.2).

Het niet inrekenen van de ruimtelijke variatie van de neerslag zal echter zelden tot een onderdimensionering leiden van deze leidingen die nog net voldoen met de minimale diameter, omdat de aangesloten oppervlaktes meestal vrij beperkt zijn en de ontwerpintensiteiten vrij hoog zijn. Onder deze omstandigheden zullen de puntneerslagmetingen meestal vrij representatief zijn. De onderschatting van de neerslagintensiteiten bij kleine duren ten gevolge van de vaste digitalisatie van de neerslag kan wel tijdelijk tot een overbelasting van deze riolen leiden die maar net voldoende capaciteit hebben met de minimale diameter. Deze overbelasting kan echter slechts van korte duur zijn (maximaal 2 tot 3 keer de tijdstap, oftewel maximaal 20 tot 30 minuten). In deze periode zal in dat geval een klein deel van het hemelwater niet in het rioel kunnen instromen en tijdelijk op de straat worden geborgen. Deze aspecten zijn echter niet zodanig uitgesproken dat het nodig is om hiermee bij het ontwerp rekening te houden.

Om de doorvoer tussen deelgebieden te beperken kunnen bepaalde leidingen als knijpleiding worden ontworpen: in de regel geldt voor dergelijke leidingen een ontwerpcapaciteit van  $6Q_{14}$ . Als alternatief voor knijpleidingen kunnen wervelventielen worden gebruikt. Deze verdienen de voorkeur boven knijpleidingen omwille van het kleiner verstoppingsgevaar, het gemakkelijker onderhoud en een meer constant doorvoerdebiet. Voor wervelventielen/knijpopeningen wordt de minimale diameter op 150 mm en voor knijpleidingen op 250 mm gesteld. Opwaarts van elke knijpleiding of wervelventiel moet een (interne of externe) overlaat aanwezig zijn. Om onderhoudsredenen wordt best een afsluitbare bypassopening voorzien. Voor hemelwaterstelsels kan, indien er geen risico is voor verstopping, gebruik worden gemaakt van ventielen met een kleinere diameter. Het is af te raden om op knijpleidingen bijkomende aansluitingen te voorzien.

#### 6.2.4.2.2 Gronddekking

Voor gemengde riolen en hemelwaterriolen wordt traditioneel een gronddekking groter dan of gelijk aan 0,8 m aangenomen. Bij riolen in goede staat is er vooral gevaar voor het opvriezen van de fundering. Daarom wordt voorgesteld om de minimale diepte van het vloei-peil van de leiding op 0,8 m onder het maaiveld te plaatsen. Daarnaast is het zinvol om ook een minimale gronddekking te behouden. Hiervoor kan een waarde van 0,5 m worden aanbevolen. Dit leidt tot de conclusie dat enkel voor kleine diameters de vorstvrije diepte belangrijk is. Voor riolen kleiner dan of gelijk aan 300 mm wordt dan ook een minimale diepte van het vloei-peil gelijk aan 0,8 m aanbevolen, terwijl voor riolen groter dan 300 mm een minimale gronddekking van 0,5 m wordt aanbevolen.

Omwille van de praktische uitvoerbaarheid kan hierop een uitzondering gemaakt worden voor de minimale diepteligging van de aansluitingen van de straatkolken naar de riolering.

Verder is er een minimale gronddekking nodig om de bovenbelasting (bijvoorbeeld verkeer) voldoende uit te spreiden, zodat de buizen zelf niet te zwaar belast worden. In functie van de diameter en het materiaal van de buis zullen verschillende bovenbelastingen toegelaten worden

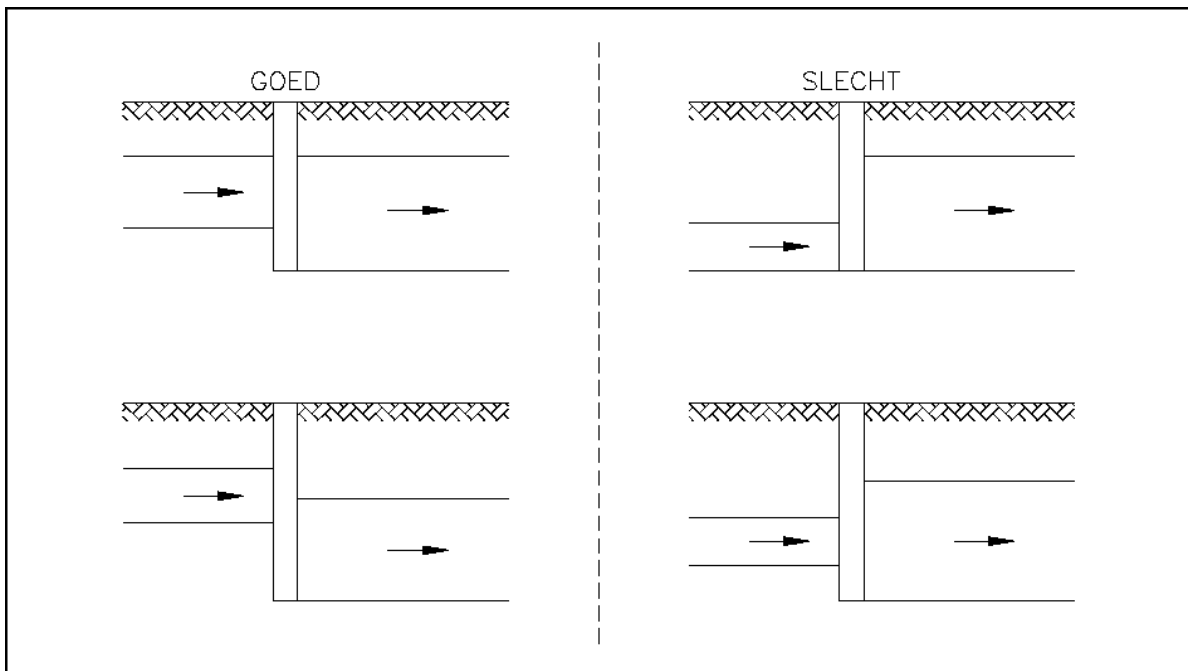
en/of zal een minimale gronddekking vereist zijn. De specificaties van de fabrikanten dienen hiervoor te worden geconsulteerd.

Eventueel kunnen op deze minimale diepteliggings lokale uitzonderingen worden toegelaten indien de economische meerkost te groot wordt en lokaal de nodige maatregelen worden genomen om schade te voorkomen (t.g.v. vorst en/of bovenbelasting). Op plaatsen waar de gronddekking geen effect heeft op de diepteliggings van de afwaartse riolen, wordt best een richtwaarde van 1 m gehanteerd voor de gronddekking.

#### 6.2.4.2.3 Aansluitingen

Om opstuwung te voorkomen ter plaatse van een diametertoename, moeten de leidingen met gelijk kruinpeil worden aangesloten (Figuur 6.5). Bij aansluiting op bodempeil is er een verhoogde kans op sedimentatie net opwaarts van de diametervergroting. Bij aansluiting op het bodempeil en superkritische stroming zijn dit preferentiële locaties voor een watersprong.

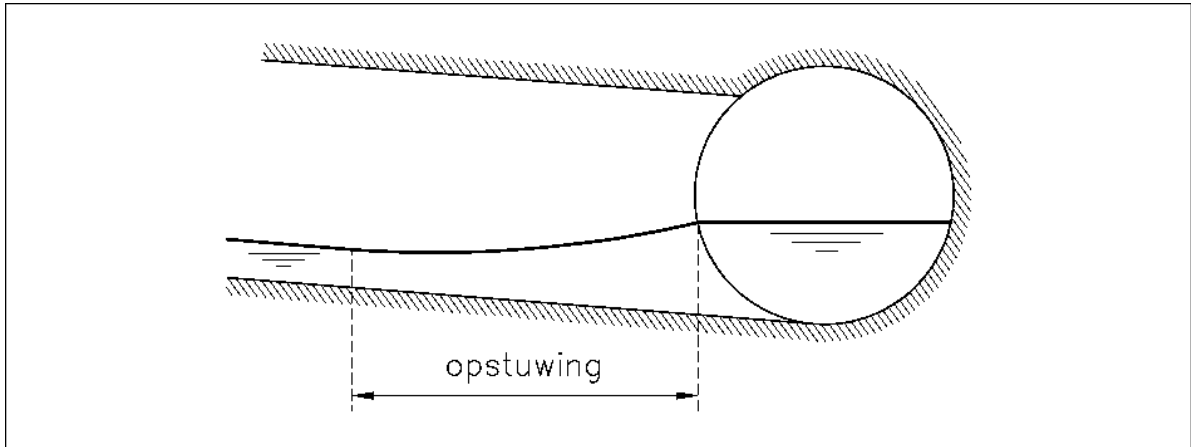
In de Figuren 6.6 tot en met 6.8 wordt getoond wat de mogelijke verschillen in stroming kunnen zijn voor de verschillende wijzen van aansluiting van zijriolen.



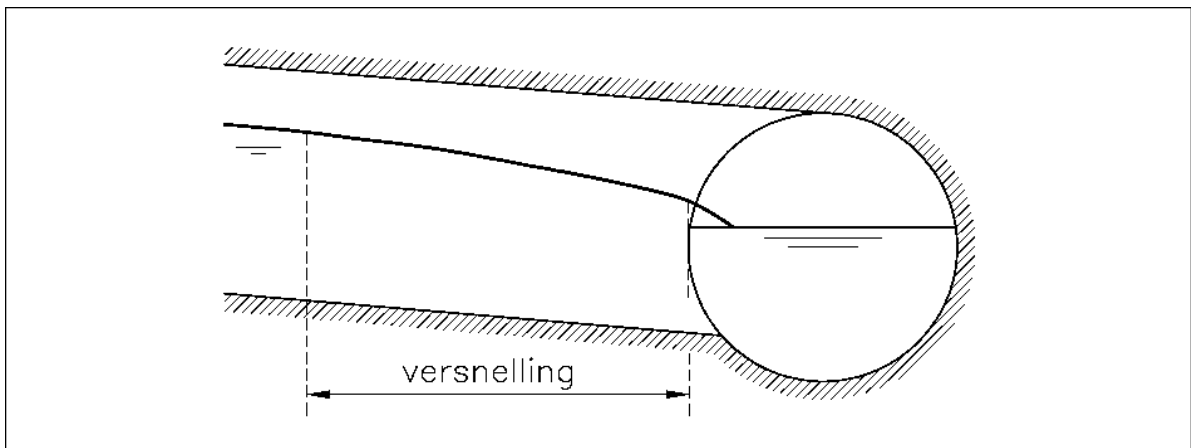
**Figuur 6.5:** Schematisch overzicht van goede en slechte aansluitingen van opeenvolgende leidingen met verschillende diameter

Bij leidingen die beneden het drempelpeil van de overstort liggen, maakt het minder uit of de leidingen met gelijk kruinpeil worden aangelegd of niet. Voor deze leidingen zullen deze fenomenen zich vooral voordoen bij lage debieten, want zodra de overstort in werking treedt, zullen deze leidingen volledig onder druk stromen. Voor deze leidingen mag de voorwaarde dat de leidingen met gelijk kruinpeil worden aangesloten dan ook worden gerelaxeerd en vervangen worden door een aansluiting met gelijk bodempeil, indien dit een meer kosteffectieve oplossing biedt (minder diepe uitgravingen).

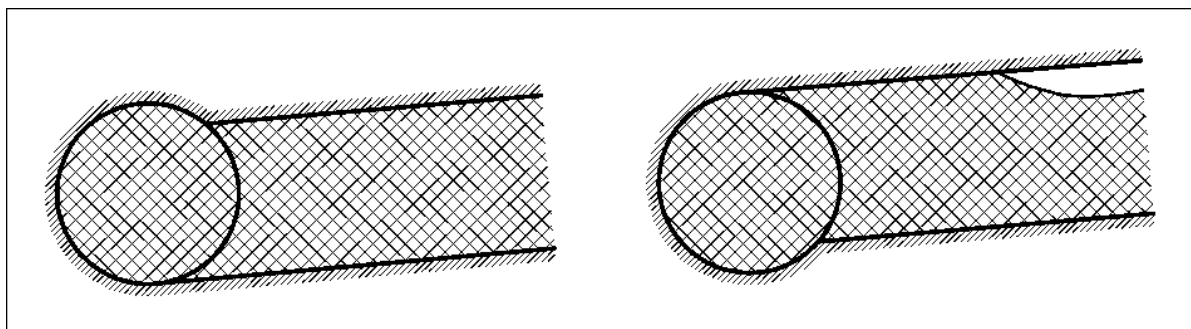
Ook voor de koppeling van opwaartse leidingen met kleine diameter en bij lage vullingsgraad wordt toch best met continu doorlopend bodemprofiel aangesloten om een zo gelijkmatig mogelijke stroming te bekomen (dit geldt ook voor DWA-riolen).



**Figuur 6.6:** Opstuwing veroorzaakt bij de aansluiting van een zijriool met gelijk bodempeil (Berlamont, 1997)



**Figuur 6.7:** Versnelling van het water ter hoogte van de aansluiting van een zijriool met gelijk kruinpeil (Berlamont, 1997)



**Figuur 6.8:** Opstuwing in een zijriool bij stroming onder druk in het hoofdriool voor aansluiting met gelijk bodempeil respectievelijk met gelijk kruinpeil (Berlamont, 1997)

## 6.2.5 Ontwerpcriteria

De terugkeerperiode voor ontwerpberekeningen (capaciteitsberekening) is 2 jaar voor zowel gemengde riolen als voor hemelwaterriolen en dit voor de uiteindelijke toestand (toestand e voor gemengde leidingen, toestand d voor hemelwaterafvoer(leidingen)). De initiële dimensionering van nieuwe leidingen gebeurt op basis van hydraulische capaciteit (eenparige beweging met vollopende

leiding) voor het, op basis van de rationele methode bepaald, ontwerpdebiet, in afwezigheid van debietbeperkende afwaartse randvoorwaarden.

## 6.3 Maatgevende parameters voor de nazichtsberekening

### 6.3.1 Neerslag en droogweerafvoer

In tegenstelling tot de ontwerpberekening waar in elk punt een aparte kritieke buiduur wordt berekend, wordt voor de nazichtsberekening eenzelfde buiduur gebruikt voor het ganse rioleringsstelsel. Indien men opteert voor een statische berekening, zal men vaak een aantal verschillende buiduren evalueren (bijv. tussen 15 min. en 120 min., omdat het in dit geval toch vaak over kleinere stelsels zal gaan). In de meeste gevallen zal het nazicht echter met behulp van een hydrodynamische berekening gebeuren en dienen de Vlaamse composietbuizen te worden gebruikt met een duur van 3 keer de maximale concentratietijd in het rioelstelsel. Om te vermijden dat men voor ieder rioelstelsel de concentratietijd moet inschatten, kan men gebruik maken van voldoende lange buizen. De composietbuizen met een duur van 2 dagen zijn hiervoor ideaal, omdat zelden concentratietijden groter dan 16 uur voorkomen.

De details van de te gebruiken neerslag voor zowel statische als hydrodynamische berekeningen worden weergegeven in hoofdstuk 5.

Voor specifieke toepassingen kan het nodig zijn om een volledige neerslagreeksberekening uit te voeren in de plaats van aparte simulaties met verschillende composietbuizen. Om de resultaten van dergelijke berekeningen statistisch te kunnen vergelijken met die van simulaties met composietbuizen, dient dezelfde neerslagperiode te worden gebruikt als die welke aan de basis ligt van de composietbuizen. Dit is de 10-minuutlijkse Ukkelreeks voor de periode 1970-2007.

In tegenstelling tot de ontwerpberekening is het bij de nazichtsberekening wel belangrijk om een correcte inschatting te maken van de droogweerafvoer. In de nazichtsberekening wordt immers rekening gehouden met de aanwezigheid van debietsbeperkende structuren. Omdat deze debietsbeperking meestal  $6Q_{14}$  bedraagt, kan het niet-correct inrekenen van de droogweerafvoer een belangrijke impact hebben op de berekende overcapaciteit van het stelsel, hetgeen op zijn beurt zal leiden tot foutieve berekeningen van de werking van overstorten. Voor berekeningen op basis van composietbuizen zal meestal uitgegaan worden van een constante droogweerafvoer ter waarde van  $1Q_{14}$ ; voor berekeningen op basis van continue neerslagreeksen zal eerder een variërend droogweerprofiel worden gebruikt met een daggemiddelde waarde van  $Q_{24}$ .

### 6.3.2 Toevoerende oppervlakte

De bepaling van de toevoerende oppervlakte werd reeds besproken in par. 6.2.2. Het belangrijkste verschil tussen ontwerp- en nazichtsberekening bestaat erin dat in de nazichtsberekening het effect van particuliere bronmaatregelen (hemelwaterput, infiltratie) bij berekeningen van hoogfrequente buizen met een terugkeerperiode  $< T = 1$  j. (t.b.v. impactberekeningen van overstortemissies) of voor het doorrekenen van werkelijke tijdreeksen in rekening kan worden gebracht.

### 6.3.3 Neerslagafvoerparameters

In tegenstelling tot de ontwerpberekening is het in de nazichtsberekening (en zeker bij hydrodynamische berekeningen) wel belangrijk om het neerslagafvoerproces in iets meer detail in rekening te brengen.

Globaal kunnen 3 deelprocessen worden onderscheiden (cfr. ook figuur 6.1): initiële verliezen, continue verliezen en oppervlakteafstroming. Onder initiële verliezen wordt de oppervlaktebevochtiging en plasberging verstaan; continue verliezen doen zich voor onder de vorm

van verdamping en infiltratie. Het effect van infiltratie wordt in de praktijk meestal uitgedrukt onder de vorm van een afvoercoëfficiënt.

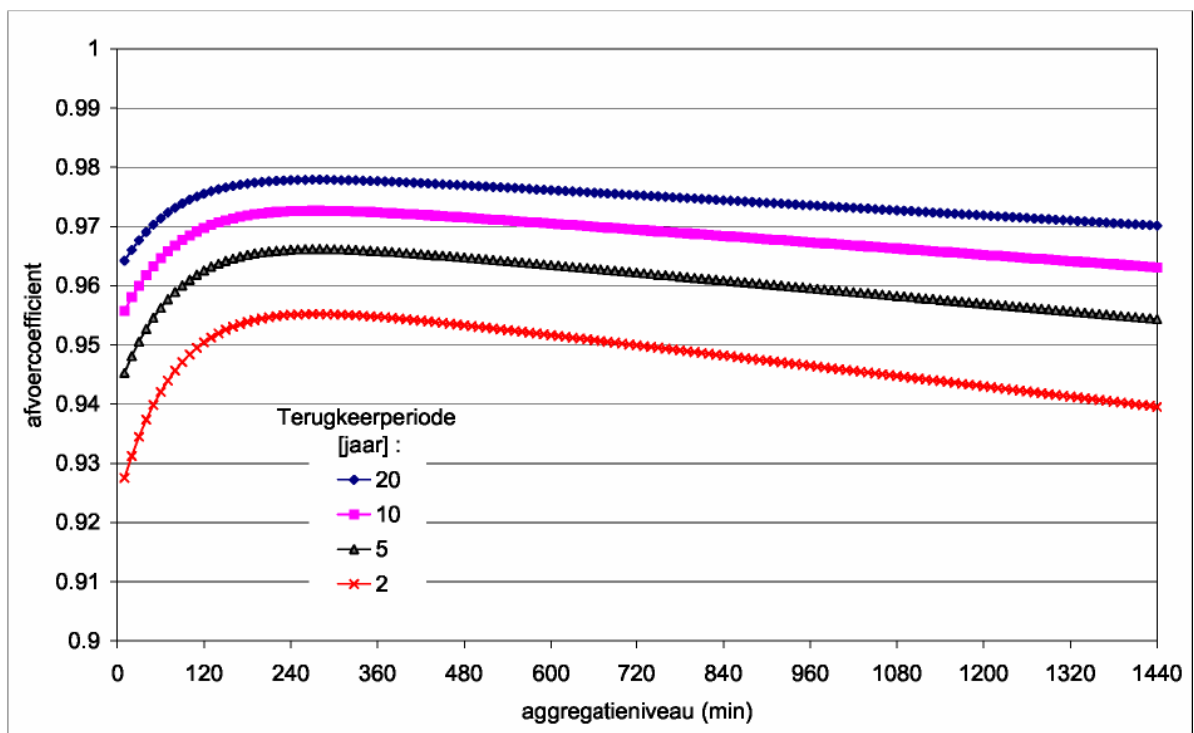
### 6.3.3.1 Initiële verliezen

Initiële verliezen zijn deze neerslaghoeveelheden die bij het begin van een bui (en na een voldoende droge periode) de oppervlakte bevochtigen en de lokale depressies in het oppervlak opvullen (plasberging) zonder dat dit aanleiding geeft tot afstroming van het gevallen hemelwater. Omdat dit uiteraard niet voor elk individueel oppervlak te begroten valt, wordt in de praktijk meestal gerekend met een gemiddelde waarde. Als vaste waarde voor verharde oppervlakten wordt 2 mm voorgesteld. Dit is weliswaar een vrij hoge waarde, maar omdat er in de praktijk meestal geen onderscheid gemaakt wordt tussen bijv. vlakke en schuine daken, is de keuze van deze waarde toch wel te verantwoorden. Ook voor straatoppervlakten is 2 mm wel realistisch.

Het effect van plasberging is beperkt bij ontwerpbuïen met hoge terugkeerperioden ( $T \geq 5$  j.) omdat de totale neerslaghoeveelheid van dergelijke buïen aanzienlijk hoger is dan 2 mm. Bij kleine buïen daarentegen kan het effect wel significant zijn. Bij simulatie van werkelijke neerslagreeksen kan het gebruik van een vaste waarde van 2 mm daarom tot een onderschatting van de werkelijke neerslagafvoer van vele kleinere buïen leiden. In dergelijke gevallen kan een kleinere waarde of een waarde die rekening houdt met de helling van het oppervlak aangewezen zijn.

In de Toelichting bij de code van goede praktijk voor het ontwerp van rioleringsystemen (april 2004) werd aangetoond met welke percentages aan verliezen een plasberging van 2 mm overeenkomt (zie Figuur 6.9 - lange termijn simulatie met 27-jarige neerslagreeks (1967-1993) van Ukkel).

De weergegeven afvoercoëfficiënten zijn de verhoudingen van de IDF-relaties met en zonder plasbergingsmodel waarop een regressie werd toegepast. Uit deze figuur blijkt dat de afvoercoëfficiënten voor ontwerpberoeeningen zich zuiver als gevolg van plasberging situeren tussen 0,93 en 0,98, maar tevens afhankelijk zijn van de terugkeerperiode en de concentratietijd (aggregatieniveau).



Figuur 6.9: afvoercoëfficiënten op extreme neerslag bij het gebruik van een plasbergingsmodel met 2 mm berging

Initiële verliezen voor onverharde oppervlakten zijn in de praktijk moeilijker te begroten, omdat er onvermijdelijk een complexere wisselwerking is tussen plasberging en infiltratie. Om die reden worden er ook geen standaard richtwaarden gegeven voor onverharde oppervlakten.

In statische berekeningen zal men in principe geen rekening houden met de initiële verliezen, omdat vooral de maximum neerslagafvoerdebieten worden beschouwd. Indien men echter (bijv. voor impactberekeningen) het totale neerslagvolume van een bui in rekening zou brengen, zou men in principe wel de initiële verliezen hiervoor in mindering moeten brengen.

### 6.3.3.2 Continue verliezen

Continue verliezen doen zich voor onder de vorm van verdamping en infiltratie.

Als gevolg van infiltratie kan de opgevolde plasberging opnieuw beschikbaar komen voor een volgende bui mits de tussenliggende periode voldoende lang is en de potentiële verdamping voldoende hoog. Bij gebruik van composietbuien is het effect van verdamping eerder verwaarloosbaar gezien de beperkte duur van de neerslag in vergelijking met de verdampingsnelheid. Voor continue simulaties van werkelijke neerslagreeksen zal de verdamping echter wel significant zijn voor heel wat kleinere buien. Het gebruik van de werkelijke verdampingsreeks van Ukkel (potentiële dagelijkse evapotranspiratie boven open water) is te verkiezen boven het gebruik van een gemiddelde waarde. Een mogelijk alternatief (in het geval van ontbrekende waarden) is het gebruik van een theoretische sinusfunctie, toegepast op het langjarig gemiddelde voor Ukkel (voor de periode 1967-2005 bedraagt dit 1.87 mm/dag).

In statische berekeningen wordt geen rekening gehouden met verdamping.

Infiltratie wordt voor verharde oppervlakten meestal uitgedrukt onder de vorm van een afvoercoëfficiënt. Deze zal uiteraard verschillen voor diverse types van verharde oppervlakten (bij dakoppervlakten bijv. zullen deze verliezen minimaal zijn; bij straatoppervlakten en zeker bij de meer doorlatende verhardingstypes daarentegen kan de afvoercoëfficiënt makkelijk variëren tussen bijv. 0,5 en 1). Ook zal de afvoercoëfficiënt in werkelijkheid niet altijd constant zijn, omdat bijv. bij hevige regen de afstroming veel sneller gebeurt en er dus minder mogelijkheid is voor het water om te infiltreren.

Omdat het in de praktijk zeer moeilijk is om voor elk individueel oppervlak een gepaste afvoercoëfficiënt te bepalen, wordt voor alle verharde oppervlakten (straten en daken) standaard de waarde 0,9 gebruikt. Voor berekeningen met kleinere buien (terugkeerperiode  $T \leq 1$  j) of continue simulatie van werkelijke neerslagreeksen kan beter een waarde 0,8 worden gebruikt.

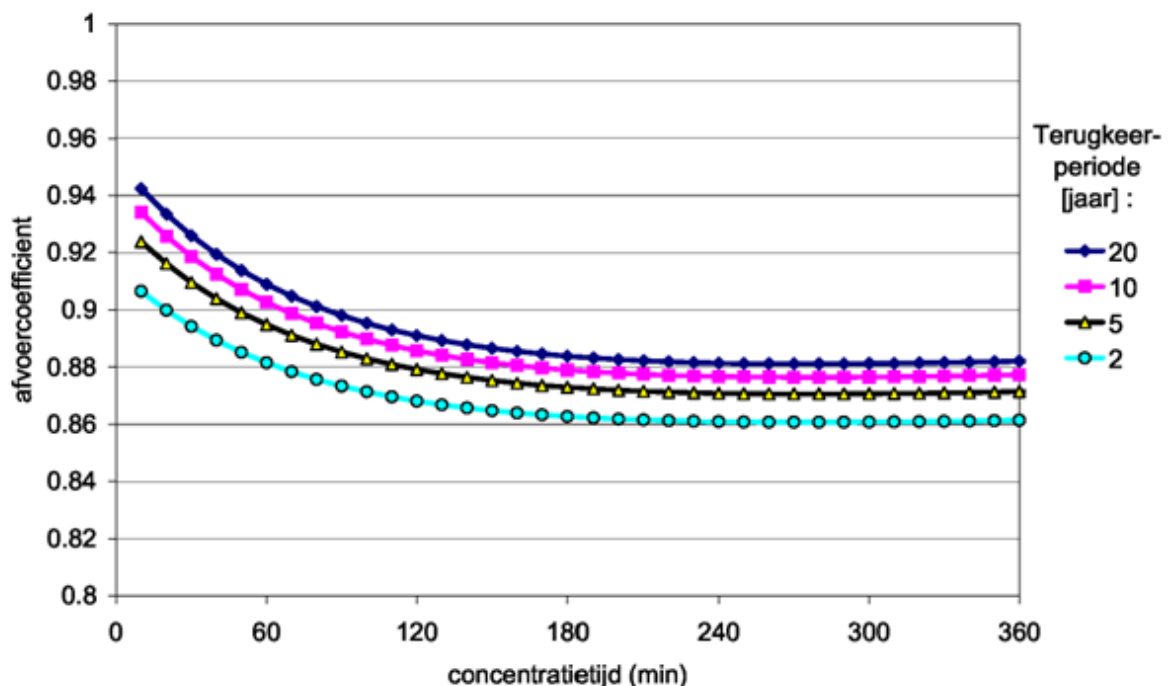
Voor niet-standaard verharde oppervlakten of onverharde oppervlakten dient per geval te worden ingeschat wat een realistische afvoercoëfficiënt is. Het compleet verwaarlozen van de inloop vanwege onverharde oppervlakten kan lokaal tot grote afvoerproblemen leiden. Dit is voor het dimensioneren van gemengde riolen steeds minder van belang omdat deze grote onverharde oppervlakten preferentieel afgekoppeld dienen te worden. Voor de modellering van grachtenstelsels en hemelwaterriolen is het echter wel belangrijk. Er bestaat heel wat literatuur met betrekking tot de inschatting van de gemiddelde afvoercoëfficiënten voor afstroming van onverharde oppervlakten met verschillende gebruiksfuncties, bodemsoort, helling en dergelijke. De vraag blijft echter vaak hoe relevant deze afvoercoëfficiënten voor onverharde oppervlakten zijn bij extreme neerslagafvoer. Enkel Chow et al. [1988] vermelden de afvoercoëfficiënten in functie van de terugkeerperiode, waaruit blijkt dat de verschillen toch wel significant kunnen zijn (d.w.z. stijgende afvoercoëfficiënt bij stijgende terugkeerperiode).

Voor wat betreft de afstroom van onverharde oppervlaktes dient ook het effect van geplande maatregelen ter bestrijding van bodemerosie in rekening te worden gebracht. In vlakke gebieden komt bijna geen bodemerosie voor maar als de hellingen steiler en langer worden, neemt het risico op bodemerosie toe. De aanpak van bodemerosie is echter bij voorkeur gericht op brongerichte maatregelen (zoals teelttechnische maatregelen, erosiebestrijdingswerken en

landinrichtingsmaatregelen) in plaats van op symptoomgerichte maatregelen zoals de bouw van wachtbekkens, het plaatsen van roosters in de weg en het verhogen van de afvoercapaciteit. Bovendien worden deze laatste maatregelen ook het best zo brongericht en dus zo hoog mogelijk in het stroomgebied ingezet. De realisatie van deze maatregelen is niet de verantwoordelijkheid van de rioolbeheerder.

Commerciële simulatiesoftwarepakketten bevatten vaak een heel gamma aan neerslagafvoermodellen. Zonder een grondige documentatie en kennis van de achterliggende formules is het niet altijd duidelijk wat in de verschillende modellen precies wordt berekend. Daarom is het in de praktijk vaak meer aangewezen om voor standaard simulaties een eenvoudig model te gebruiken.

De impact van de keuze van de afvoercoëfficiënt op de gesimuleerde terugkeerperioden kan belangrijk zijn. In de Toelichting bij de code van goede praktijk voor het ontwerp van rioleringsystemen (april 2004) werd berekend welke terugkeerperioden men bekomt indien men de neerslaginloop met 20 % reduceert t.o.v. volledige afstroming (afvoercoëfficiënt van 0,8 i.p.v. 1), vertrekkende van de IDF-relaties (1967-1993) van Ukkel (zie Figuur 6.10). Uit deze figuur blijkt dat de terugkeerperiode hierdoor ongeveer gehalveerd wordt. Tijdens een modelleringsvalidatie op basis van metingen wordt het product van verharde oppervlakte en de gekozen afvoercoëfficiënt (0,8) gevalideerd, maar dit gebeurt meestal voor veel minder extreme buien dan deze waarvoor het ontwerp dient te worden gemaakt. Indien de frequentie van de neerslag toeneemt (afnemende terugkeerperiode) stijgen de verliezen oftewel daalt de afvoercoëfficiënt. Zo kan men de indruk krijgen dat een afvoercoëfficiënt van 0,8 volgens de modelverificatie representatief lijkt, terwijl dit niet noodzakelijk representatief is voor de ontwerpbuien met grotere terugkeerperiode.

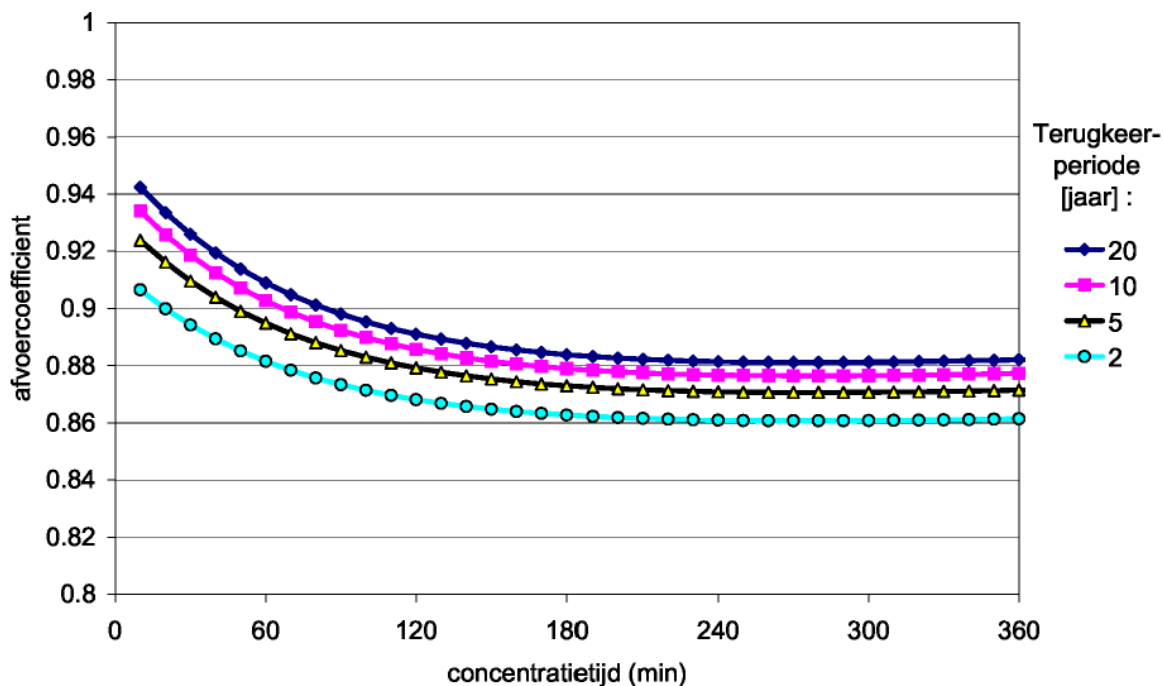


**Figuur 6.10:** Invloed op de terugkeerperiode van een onderschatting van de neerslagafvoer met 20% (op basis van de IDF-relaties met Ukkel)

Ter illustratie wordt in Figuur 6.11 een voorbeeld gegeven van de werkelijke afvoercoëfficiënten bij extreme neerslag indien het model is geverifieerd met neerslag met een frequentie van 10 keer per jaar en indien er voor deze modelverificatie een afvoercoëfficiënt gelijk aan 0,8 is gebruikt.



Om die reden wordt voor een ontwerpberekening de afvoercoëfficiënt 0,9 voorgesteld, indien men voor de verificatie met meer frequente neerslag een afvoercoëfficiënt van 0,8 hanteert. Indien de terugkeerperiode van de buien opgemeten tijdens de dataverificatie van dezelfde grootte is als deze die voor het ontwerp worden gebruikt, kan uitzonderlijk ook een afvoercoëfficiënt van 0,9 worden gehanteerd voor de dataverificatie.



**Figuur 6.11:** Afvoercoëfficiënt bij extreme neerslag (weergegeven terugkeerperioden van 2,5 , 10 en 20 jaar) in het geval van een modelverificatie met neerslag met een frequentie van 10 keer per jaar (in de veronderstelling van een werkelijk afstromingsmodel met 2 mm oppervlakteberging)

Daar waar de inschatting van de afvoercoëfficiënt van verharde oppervlakken reeds moeilijk is, geldt dit des te meer voor de inschatting van de afvoer vanwege onverharde oppervlakken.

In de praktijk wordt het begrip ‘afvoercoëfficiënt’ ook vaak in een meer globale context gebruikt dan de strikte definitie zoals hierboven gehanteerd. Daarbij wordt dan het gezamenlijk effect van initiële en continue verliezen (plasberging, verdamping en infiltratie) beschouwd over een lange periode (door vergelijking van werkelijk gemeten neerslagafvoervolumes met gemeten neerslagvolumes). Op deze manier komt men vaak tot afvoercoëfficiënten van de grootteorde 0,6 voor zelfs klassieke verhardingen. Voor onverharde oppervlakten is het verschil met ogenblikkelijke ‘netto’ afvoercoëfficiënten zoals hoger vermeld zelfs nog groter. Dergelijke globale coëfficiënten kunnen dus alleen maar gebruikt worden wanneer de andere verliesmodellen niet in rekening worden gebracht, en dan nog bij voorkeur slechts voor globale volumebalansberekeningen.

### 6.3.3.3 Oppervlakte-afstroming

De laatste stap in het neerslagafvoerproces is de effectieve oppervlakte-afstroming. Dit is de afvlakking en vertraging die optreedt tussen het ‘in beweging komen’ van de neerslag aan het oppervlak en de effectieve inloop in het rioelstelsel.

Net zoals voor de continue verliezen hebben de verschillende simulatiesoftwarepakketten vaak een gamma aan mogelijke oppervlakte-afstromingsmodellen beschikbaar. De meeste daarvan zijn gebaseerd op (combinaties van) lineaire of niet-lineaire reservoirs. Een eenvoudigere benadering, die bijvoorbeeld in het Remuli-model van de KU Leuven wordt gebruikt, is het uitmiddelen van de neerslagafvoerdebieten over de concentratietijd.

In Vlaanderen wordt bij gebruik van InfoWorks standaard het 'Wallingford' model gebruikt, d.i. een een dubbel linear reservoir, waarbij de reservoirconstante functie is van een aantal oppervlakteparameters en van de neerslagintensiteit (de reservoirconstante is m.a.w. eigenlijk niet constant, zodat het oppervlakte-afstromingsmodel ook een zekere hysteresis vertoont). Omdat niet alle details van het model even duidelijk gedocumenteerd zijn, is het in de meeste gevallen aan te raden de standaard parameters niet te wijzigen.

De keuze voor het Wallingford model als afvlakkingsmodel is aanvaardbaar voor niet al te grote aangesloten verharde oppervlakken (tot 1 ha [WS, 2001a]). De afvlakking vanwege de afstroming over het oppervlak naar het riool is meestal verwaarloosbaar ten opzichte van de afvlakking ten gevolge van de stroming doorheen het rioolstelsel (omdat de inlooptijd vaak zeer klein is ten opzichte van de stroomtijd doorheen het riool). Bovendien zit er al vaak een intrinsieke afvlakking in de neerslaginvoer.

#### 6.3.4 Randvoorwaarden

De manier waarop randvoorwaarden worden ingewerkt in een hydrodynamisch model, kan een grote invloed hebben op de inschatting van de extreme piëzometrische hoogten in het rioolstelsel. In principe zou hiervoor met een integraal model riolering-waterloop in combinatie met continue lange termijn simulaties gewerkt moeten worden. De twee afwateringssystemen hebben immers een sterk verschillende respons op neerslaginvoer, waardoor de kritieke situaties van het gecombineerd systeem moeilijk zijn in te schatten wanneer deze twee afwateringssystemen niet samen worden beschouwd.

Bovendien gedragen beide systemen zich niet-lineair, d.w.z. er is geen eenduidige relatie tussen invoer (neerslag) en uitvoer (debeten). Bij de waterlopen komt dit onder meer doordat de verzadiging van de ondergrond een belangrijke rol speelt in de hydrologie van het waterloopbekken. Deze verzadiging bepaalt niet enkel de basisdebeten, maar heeft ook een grote invloed op de ogenblikkelijke afvoercoëfficiënten van de oppervlakte-afstroming. Bij riolen zorgen hoofdzakelijk de overstorten (en ander hydraulische structuren) voor de niet-lineariteit: zolang er voldoende berging is in het systeem wordt er niets overgestort en zodra de berging vol is, stort het merendeel van het toegevoerde water over.

Het belangrijkste probleem met betrekking tot de interactie tussen riolering en waterlopen is dat de tijdstippen van hoogwaterstanden in de ontvangende waterloop vaak niet overeenkomen met de piekafvoer vanwege de overstorten (bijvoorbeeld [Dahl et al., 1996; Vaes et al., 2002g,h,k]).

De waterlopen hebben vaak piekdebeten in de winter, terwijl de piekafvoer vanwege rioleringen zich vooral in de zomer manifesteert. Het gebruik van globale randvoorwaarden leidt daarom vaak tot een overschatting van de interactie (dit is wel aan de veilige kant). Beter is het om de randvoorwaarden afzonderlijk te bepalen voor zomer en winter en deze te combineren met afzonderlijke simulaties met respectievelijk winter- en zomerneerslaggegevens. Ook wanneer men met een kleine waterloop te doen heeft die vooral bij zomerse buien een grote afvoer heeft, kan er een tijdsverschuiving zijn tussen de piekafvoer van de waterloop en deze van de overstorten.

De juiste correlatie is echter moeilijk te voorspellen zonder continue lange termijn simulatie met een integraal model.

Een integrale modellering met continue lange termijn simulaties is vandaag de dag weliswaar reeds haalbaar in termen van rekentijden, maar in de praktijk stelt zich vooral het probleem dat de calibratie van beide modellen niet op elkaar afgestemd is en een koppeling dus minder evident is dan het lijkt. Zonder zulke continue lange termijn simulaties kan echter geen betrouwbare analyse gemaakt worden van de frequentie van de gesimuleerde fenomenen.

Voor rioleringsberekeningen met betrekking tot het ontwerp is het meestal niet nodig om een integrale modellering uit te voeren. Er kunnen immers berekeningen gemaakt worden met het rioleringsmodel alleen, waarbij de randvoorwaarden aan de veilige kant worden gekozen. De meest

evidente veilige aanname is dat men de waterhoogte in de waterloop inschat bij de terugkeerperiode kleiner dan of gelijk aan de ontwerp-terugkeerperiode (door de verschillende responstijden van de systemen zal een gelijke terugkeerperiode immers meestal reeds een aanzienlijk kleinere gezamenlijke kans van voorkomen hebben dan die van de individuele terugkeerperioden). Een bijkomende controleberekening kan uitsluitel geven over meer extreme combinaties van terugkeerperioden. Indien er een uitgesproken seizoensgebonden variatie is van de waterstand in de waterloop, kan het modelleren voor aparte seizoenen een grote meerwaarde bieden. Hiertoe zouden de waterhoogten in de waterloop afzonderlijk moeten worden bepaald voor zomer- en wintersituatie en zou de randvoorwaarde voor de zomer voor de ontwerp-terugkeerperiode gecombineerd moeten worden met zomercomposietbuizen met dezelfde terugkeerperiode en idem voor de wintersituatie.

De waterhoogte in de waterloop zal bij een bepaalde terugkeerperiode niet onbepaald in duur behouden blijven. Het is een combinatie van waterhoogte en de duur ervan die de terugkeerperiode van de randvoorwaarde bepalen. Indien er een tijdreeks van waterstanden beschikbaar is, dient deze te worden verwerkt tot HDF-relaties (Hoogte/Duur/Frequentie-relaties). Op basis van deze HDF-relaties kunnen dan composietlimnigrammen opgemaakt worden.

Een moeilijkheid bij de combinatie van composietlimnigrammen met de bijbehorende composietbuizen met dezelfde terugkeerperiode, is de positionering van de pieken. Immers, zoals reeds werd aangehaald, zullen pieken in waterloop en riolering niet noodzakelijk samenvallen. De correcte correlatie valt moeilijk in te schatten zonder continue langetermijnsimulatie. De meest kritieke situatie (benadering aan de veilige kant) is deze waarbij men de pieken in waterhoogte laat samenvallen met de debietpieken ter hoogte van de interactiepunten.

Indien de waterhoogte in het ontvangende oppervlaktewater hoger komt dan de overstortdrempel en er dus terugstroming vanuit het oppervlaktewater in de riolering kan ontstaan, is het verplicht om terugslagkleppen te voorzien. Hierbij dient bijzondere aandacht te worden besteed aan het blokkeringsgevaar van de kleppen. Het is belangrijk voor het ontwerp om de tijd goed in te schatten gedurende welke deze terugslagkleppen dicht zijn (dit wil zeggen een voldoende lange duur voor de randvoorwaarde beschouwen). Indien het water van een extreme bui gedurende deze tijd niet in de riolering kan worden geborgen, dient een buffering met overstortpompen te worden voorzien.

Ook binnen het rioleringssysteem is een goede keuze van de randvoorwaarden van groot belang. Vaak worden vrij grote rioleringssystemen uitgebouwd die men niet als geheel kan of wil simuleren. Een doordachte keuze van de locaties waar men het model doorknipt is hierbij zeer belangrijk. Het afgezonderde systeem moet hydraulisch onafhankelijk zijn van de aangrenzende systemen ofwel dient de hydraulische afhankelijkheid te worden opgelegd als randvoorwaarde.

Aangezien de randvoorwaarde zelf kan veranderen door het systeemgedrag van het afgezonderde systeem, kan een iteratie hierbij nodig zijn. De meest logische plaatsen om het model door te knippen, zijn ter hoogte van persleidingen, knijpleidingen, vervalschachten, enz..., maar ook daar dient men goed na te gaan of er geen beïnvloeding is. In afwaartse ontkoppelingpunten legt men doorgaans een (tijdsafhankelijke) waterhoogte op en in opwaartse ontkoppelingpunten doorgaans een (tijdsafhankelijk) debiet.

### 6.3.5 Ontwerpcriteria

Bij de vastlegging van de terugkeerperiode dient rekening te worden gehouden met de conclusies uit de studie 'Actualisatie en extrapolatie van hydrologische parameters in de nieuwe code van goede praktijk voor het ontwerpen van rioleringssystemen' [Willems, 2009] met betrekking tot de terugkeerperiode. Ontwerpwaarden die volgens de huidige aanpak een terugkeerperiode van overloop van de buffervoorziening hebben van grootteorde 2 jaar, zouden tegen het einde van deze eeuw onder het hoog-klimaatscenario een verkorte terugperiode hebben van slechts een half jaar. Huidige ontwerpwaarden met een terugkeerperiode van 5 jaar, kennen in dat geval een verkorte terugkeerperiode tussen één en anderhalf jaar.

Deze problematiek indachtig worden volgende criteria gehanteerd voor de nazichtsberekening:

- Bij simulatie van het volledige stelsel inclusief debietbeperkende afwaartse randvoorwaarden, moet bij de ontwerpneerslag  $T = 2$  jaar een vrijboord van minimaal 0,5 m (drooglegging t.o.v. het maaiveld) worden gerealiseerd.
- Voor de nazichtsberekening wordt het criterium toegevoegd om geen 'water op straat' toe te laten bij een terugkeerperiode van 20 jaar. Dit geldt (zoals voor de ontwerpberkening) voor de uiteindelijke toestand (toestand e voor gemengde leidingen, toestand d voor regenweerafvoer(leidingen)).
- Voor de tussenliggende toestanden tussen de bestaande toestand (a) en de uiteindelijke toestand (toestand e voor gemengde leidingen, toestand d voor regenweerafvoer(leidingen)) wordt een extra nazichtsberekening uitgevoerd m.b.t. 'water op straat' bij een terugkeerperiode van 5 jaar. Indien blijkt dat er bij deze extra nazichtsberekening een probleem is, zal er moeten worden nagegaan welke acties noodzakelijk zijn. Hier kunnen gefaseerde ingrepen worden opgenomen die, indien noodzakelijk, omkeerbaar zijn.
- Voor tunnels en laaggelegen wegvakken die lokaal niet gravitair kunnen afwateren, wordt een terugkeerperiode gehanteerd van 50 jaar met betrekking tot 'water op straat'. Het is hierbij belangrijk bijzondere aandacht te hebben voor de afvoer van de piekdebieten in het afwaarts gelegen stelsel. Indien nodig moet bijkomende buffering voorzien worden.

Omwille van de belangrijke impact van de significante verhoging van de ontwerperugkeerperiode voor beveiliging tegen water op straat ( $T=20$  jaar i.p.v.  $T=5$  jaar) in de vroegere richtlijnen, zal het belangrijk zijn om een overgangperiode te voorzien voor bestaande en lopende studies. Uiterlijk in het vijfde burgerlijk jaar na het in voege treden van onderhavige Code moet het hydraulisch ontwerp van alle op dat moment voor uitvoering gepubliceerde ontwerpen aan deze bepalingen voldoen. Voor nieuwe contracten die na het van kracht worden van de Code worden afgesloten, dienen de nieuwe dimensioneringsregels onmiddellijk te worden toegepast.

Het upgraden van een rioleringsstelsel naar de nieuwe richtlijnen kan in vele gevallen een aanzienlijke investeringskost met zich meebrengen. Vanuit economisch standpunt zal het niet altijd mogelijk zijn om alle noodzakelijke investeringen toe te kennen aan de eerstvolgende te ontwerpen projecten. Daarom dient in dergelijke gevallen te worden nagegaan hoe en of investeringen kunnen worden gedefaseerd. De controleberekening voor  $T = 5$  jaar voor een aantal tussentoestanden zal een eerste aanduiding geven van welke investeringen reeds op kortere termijn noodzakelijk zijn.

## 6.4 Ontwerp van pompstations en persleidingen op gemengde stelsels

### 6.4.1 Inleiding

Gravitaire systemen worden beschouwd als systemen die relatief weinig onderhoud vereisen, zeker in vergelijking met systemen die bijvoorbeeld een aanzienlijke hoeveelheid (elektro-)mechanisch materieel bevatten. En net zoals verwaarlozing van een rioolstelsel te vermijden is, is onnodig onderhoud dat ook. Vandaar dat gravitaire rioolstelsels dan ook het vaakst voorkomen. Soms volstaat het echter niet om enkel een gravitaire afvoer te voorzien. Zo kan het nodig zijn om pompen in een rioolstelsel te voorzien om:

- werken op te grote diepte te vermijden;
- laaggelegen en/of afgelegen gebieden aan te sluiten met het oog op zuivering;
- nabij overstorten of lozingspunten de debieten te verpompen naar een zuiveringsinstallatie of het oppervlaktewater.

In bepaalde gevallen kunnen pompinstallaties een beter alternatief zijn (zowel economisch als ecologisch) voor diepe uitgravingen voor gravitaire leidingen. De exploitatiekosten stijgen, maar vaak zullen de aanlegkosten dalen. Met het oog op de beperking van de vuilemissie (spoeffect) kan dit een (dure maar) aan te bevelen oplossing zijn. Vooral in kwetsbare gebieden kan het

verlagen van het grondwaterpeil, nodig voor de aanleg van diepgelegen riolen, grote schade aanrichten aan het milieu. Daarom kan de diepte van riolen in deze gebieden best beperkt worden of gebruik worden gemaakt van aangepaste uitvoeringsmethoden (sleufloze technieken, retourbemaling, gebruik van damplanken, ...).

De detaillering van de pompenkelder moet in functie staan van de minimalisatie van het onderhoud en het beperken van de kans op calamiteiten. Het gebruik van duurzame technologie zorgt voor een langere levensduur en minder onderhoud.

Pompen dienen om (potentiële) energie toe te voegen aan een vloeistof. De meest gangbare manier waarop dit gebeurt is via een roterende waaier die wordt aangedreven via een (elektro)motor, dit zijn de zogenaamde rotodynamische pompen.

Een zeer vaak gebruikte rotodynamische pomp in een rioolstelsel is de centrifugaalpompe (radiale pompe). Bij een centrifugaalpompe wordt de stromingsrichting van de axiale naar een radiale richting afgebogen. Ze zijn aangewezen waar een klein debiet over een relatief grote opvoerhoogte moet verpompt worden. Ze worden vaak gebruikt als vuilwaterpompen omdat er, gelet op de grote doorsnede van de inwendige stromingskanalen, weinig gevaar voor verstopping bestaat. Dit heeft wel tot gevolg dat het rendement van centrifugale afvalwaterpompen (ongeveer 50 à 60 %) lager is dan die van pompen die worden gebruikt voor het verpompen van zuiver water (tot 90 %). Omdat er heel wat grof vuil in een riool kan voorkomen, wordt voor dit type pompen vaak de voorwaarde naar voren geschoven dat zij een minimale doorvoeropening van 75 mm hebben. Een andere mogelijkheid is een rooster te voorzien. Centrifugaalpompen kunnen toegepast worden binnen een breed bereik (debieten van 7 tot 700 l/s en opvoerhoogtes van 3 tot 45 meter).

Axiale (schroef- of propeller)pompen zijn eenvoudiger dan centrifugaalpompen.

De stromingsrichting blijft axiaal (de werking ervan is te vergelijken met die van een schepsschroef). Ze zijn geschikt waar een groot debiet over een relatief kleine opvoerhoogte moet opgepompt worden (met een rendement tussen 75 en 90%). In tegenstelling tot centrifugaalpompen is er bij axiale pompen een snelle afname van de leverbare opvoerhoogte bij stijgend debiet. Axiale pompen worden vaak gebruikt als overstortpompen, maar zijn minder geschikt als vuilwaterpompen, omdat de stromingskanalen tussen de schoepen snel zouden verstopt raken.

Bij diagonale ('mixed-flow') pompen gaat de stroming over van de axiale naar een diagonale richting. Alle tussentypes tussen radiale en axiale pompen zijn mogelijk. Diagonale pompen kunnen gebruikt worden voor opvoerhoogtes tussen 6 en 18 meter. Ze zijn geschikt zowel voor hemelwater als voor afvalwater.

Naast rotodynamische pompen zijn er ook nog andere types van pompen. Speciale pomptypes zijn onder andere pneumatische ejectoren, schoepenloze pompen, vijzelpompen (Archimedesschroef), ... Vijzelpompen worden frequent gebruikt om het water uit het rioolstelsel naar de RWZI te verpompen.

#### 6.4.2 Minimum en maximum snelheden

De ondergrens voor de snelheid in de leidingen wordt bepaald door de minimaal vereiste sleepsnelheid en de bovengrens is vastgelegd op basis van economische overwegingen:

- horizontale leidingen ( $< 30^\circ$ )  $0,7 \text{ m/s} \leq v_{\text{hor}} \leq 2 \text{ m/s}$
- verticale of stijgleidingen:  $1,8 \text{ m/s} \leq v_{\text{vert}} \leq 4 \text{ m/s}$

#### 6.4.3 Vereisten aan het lengteprofiel

Indien op de persleiding niveaus voorkomen die hoger liggen dan de as van de uitstroom van de persleiding of het maximum waterpeil in de afwaartse collector (bij voorkeur te vermijden), moet rekening gehouden worden met volgende elementen:

- de opvoerhoogte van de pomp moet voldoende groot zijn om bij opstarten de hoogtepunten in de persleiding te overwinnen;
- de hydraulische verhanglijn in regimetoestand mag het lengteprofiel nergens snijden.

#### 6.4.4 Wrijvingsverliezen

De ontwerpberekening wordt uitgevoerd met ruwheidswaarden voor leidingen in gebruik. Hierna dient een nazichtsberekening te worden uitgevoerd met de waarden voor nieuwe leidingen, om na te gaan of er tijdelijke overgangsmaatregelen nodig zijn bij de in gebruikstelling van het pompstation.:

	HDPE	GVP	Asbest	Gietijzer/staal
Nieuwe leiding	0,1	0,1	0,1	0,25
Leiding in gebruik	0,5	1	1	1

#### 6.4.5 Bijkomende verliezen

Bijkomende wrijvingsverliezen moeten worden ingerekend voor alle appendages in het pompstation en op de persleiding: bochten, kleppen, afsluiters, T-stukken, verwijdingen, vernauwingen, uitstroomconstructie, ...

#### 6.4.6 Controle van het werkingsgebied

De keuze en configuratie van de pompen dient zodanig te zijn dat in alle omstandigheden de goede werking van de pompen verzekerd kan worden. Het optimale rendement dient te worden gekozen bij het meest voorkomende regime (meestal droogweer). In een aantal gevallen zal dit enkel mogelijk zijn door het voorzien van toerentalregeling of de keuze van vijzelpompen in plaats van centrifugaalpompen.

#### 6.4.7 Dimensionering van de pompkelder

Het bergingsvolume tussen (eerste) aan- en afslagpeil wordt zodanig gedimensioneerd dat het aantal starts per pomp per uur beperkt is tot 10 (tenzij een lager maximum aantal voorgeschreven door de leverancier). Hierbij wordt geen rekening gehouden met de reservepomp.

Het aanslagpeil van de eerste bedrijfspomp dient minimum 50 mm lager te zijn dan de BOK van de toekomstige leiding. De afstand tussen aan- en afslagpeil moet minstens 20 cm bedragen.

Andere aan- en afslagpeilen kunnen worden geoptimaliseerd in functie van het aangesloten rioelstelsel.

#### 6.4.8 Beveiliging tegen waterslag

Bijkomend aan het hydraulisch ontwerp dient in de regel een waterslagberekening te worden uitgevoerd volgens een numerieke methode waarbij de volledige vergelijkingen voor niet-permanente stroming worden opgelost. Enkel voor zeer kleine pompstations kan dit achterwege gelaten worden.

De maximaal toelaatbare onderdruk (mWK) bedraagt voor de verschillende materialen:

	HDPE SDR11	HDPE SDR17	GVP	Gietijzer/staal
Minimum druk	-6	-4,5	-7	-7

Voorbeelden van mogelijke waterslagbeveiliging zijn: be- en ontluchters, nazuigleiding (by-pass), windketel, ...

#### 6.4.9 **Maatregelen ter voorkoming van gasbelvorming**

Bij het ontwerp van de persleiding moet worden nagegaan of er gevaar is op capaciteitsverlies als gevolg van gasbelvorming. Voor praktische richtlijnen dient men zich te richten op de recente onderzoeksontwikkelingen op dit vlak.

#### 6.4.10 **Biogene zwavelzuuraantasting**

Ook in gemengde rioleringen bestaat het risico van biogene zwavelzuuraantasting. Voor de aanpak wordt verwezen naar deel 4.