

KWR 2017.087 | november 2017

# Op weg naar een nieuw concept voor inzameling huis- houdelijk afvalwa- ter

Eindversie  
"Water out, shit in"



## Op weg naar een nieuw concept voor de inzameling van huishoude- lijk afvalwater

“Water out, shit in”

KWR 2017.087 | november 2017

### Opdrachtnummer

400537

### Projectmanager

Ton van Leerdam

### Samenwerkingspartners

KWR, Wavin, Waternet

### Kwaliteitsborger

Frank Oesterholt

### Auteurs

Jan Vreeburg, Laura Snip

### Verzonden aan

Projectgroep

Deze activiteit is mede gefinancierd uit de Toeslag voor Topconsortia voor Kennis en Innovatie (TKI's) van het ministerie van Economische Zaken



**Jaar van publicatie**  
2017

### Meer informatie

Laura Snip  
T +31 (0)30 60 69 581  
E [laura.snip@kwrwater.nl](mailto:laura.snip@kwrwater.nl)

PO Box 1072  
3430 BB Nieuwegein  
The Netherlands

T +31 (0)30 60 69 511  
F +31 (0)30 60 61 165  
E [info@kwrwater.nl](mailto:info@kwrwater.nl)  
I [www.kwrwater.nl](http://www.kwrwater.nl)

**KWR** Watercycle  
Research  
Institute

KWR | November 2017 © KWR

Alle rechten voorbehouden.  
Niets uit deze uitgave mag worden verveelvoudigd, opgeslagen in een geautomatiseerd gegevensbestand, of openbaar gemaakt, in enige vorm of op enige wijze, hetzij elektronisch, mechanisch, door fotokopieën, opnamen, of enig andere manier, zonder voorafgaande schriftelijke toestemming van de uitgever.



# Samenvatting

Huishoudelijk afvalwater is een bron van nutriënten in de stedelijke waterketen. Terugwinnen van nutriënten en energie zal de duurzaamheid van de stedelijke waterketen sterk vergroten. Daarmee is de stroom van huishoudelijk afvalwater een belangrijke schakel in het verduurzamen van de stedelijke waterketen. Om terugwinnen beter mogelijk te maken zal het afvalwater zo geconcentreerd mogelijk moeten zijn. Om dit te bereiken is de benadering “Water Out Shit In” toegepast. Concentratie wordt bereikt door geen extra water toe te voegen of door meer organisch materiaal toe te voegen.

De riolering is een belangrijke bron van extra water. Zelfs in gescheiden systemen wordt door misaansluitingen toch relatief veel regenwater toegevoegd. De onderzoekshypothese is dat een inzamelingssysteem (vrij verval riool) dat toegesneden is op het inzamelen en transporteren van alleen huishoudelijk afvalwater kleiner en goedkoper kan worden aangelegd dan het huidige gescheiden stelsel. Bovendien zal dit systeem beter functioneren en eenduidiger te onderhouden zijn.

Het onderzoek is gebaseerd op literatuuronderzoek naar aard en omvang van verstoppingen en de oorzaak daarachter. Daarnaast zijn experimenten uitgevoerd om de transportcapaciteit van kleinere leidingen voor objecten en vast stoffen te testen.

Uit het literatuuronderzoek volgt dat er weinig gegevens bekend zijn over verstoppingen en nog minder over de mechanismen die leiden tot verstoppingen. Wel zijn beperkt gegevens bekend van kleinere systemen waaruit blijkt dat deze minstens even goed en wellicht zelfs beter presteren dan conventionele systemen.

Uit de hydraulische experimenten blijkt dat het transport van objecten in kleinere leidingen onder vergelijkbare omstandigheden inderdaad efficiënter en effectiever verloopt dan in grotere leidingen.

In een modelberekening is een conventioneel systeem vergeleken met eenzelfde systeem met kleinere diameters. Hieruit bleek dat, ondanks de zeer grove dimensionering, de hydraulische prestatie vergelijkbaar was.

De conclusie is dat de onderzoekshypothese niet volledig kan worden bevestigd met dit onderzoek, omdat het onderzoek daarvoor te eenvoudig van opzet was. Hoewel nader praktijkgericht onderzoek dat zal moeten aantonen, duiden alle behaalde resultaten er op dat verwerping van de hypothese onwaarschijnlijk is.

# Inhoud

<b>1</b>	<b>Inleiding</b>	<b>6</b>
1.1	Het belang van de huishoudelijke afvalwaterstroom	6
1.2	De kunstmatige stedelijke waterketen.	6
1.3	Resource recovery en het sluiten van de keten.	8
1.4	De keten en de sterkte van de schakels	8
1.5	De volgende stap: de onderzoekshypothese	10
1.6	Doel van de studie.	10
1.7	Aanpak onderzoek/rapport	10
<b>2</b>	<b>Bestaande systemen en ontwerpregels</b>	<b>12</b>
2.1	Inleiding	12
2.2	Leidraad riolering	12
2.3	Functioneel ontwerp inzameling en transport afvalwater en verontreinigd hemelwater (Module B2100)	12
2.4	Operationele aspecten	14
2.5	Interviews stakeholders	15
2.6	Samenvatting huidige ontwerpregels	19
<b>3</b>	<b>Beschouwing huidige dimensionering</b>	<b>20</b>
3.1	Ontwikkeling taak riolering	20
3.2	Dimensionering gescheiden riool	20
3.3	Schoonmaken en inspecteren	21
3.4	Praktische aspecten	21
3.5	Volksgezondheid	21
3.6	Functionaliteit van het riool	22
3.7	Ontwikkeling	22
<b>4</b>	<b>Een nieuwe benadering voor riolering voor huishoudelijk afvalwater</b>	<b>23</b>
4.1	Inleiding en opzet onderzoek	23
4.2	Rationale nieuwe benadering	23
4.3	Aandachtspunten	24
4.4	Een nieuw concept	24
4.5	Modellering hydraulische belasting	25
4.6	Vloeistofmechanica	28
4.7	Capaciteit leidingen	31
4.8	Capaciteit leidingstelsel.	35
4.9	Resultaten	36
4.10	Conclusies	40
4.11	Schuifspanning en bezinking	41
<b>5</b>	<b>Experimenteel onderzoek</b>	<b>42</b>
5.1	Inleiding	42
5.2	Samenvatting van resultaten van literatuuronderzoek naar verstoppingen	42
5.3	Resultaten hydraulische proeven in concept voor peer reviewed article	42
<b>6</b>	<b>Toepassing kleinere leidingen in bestaand ontwerp</b>	<b>44</b>
6.1	Inleiding	44
6.2	Uitgangspunten	44

6.3	Resultaten	46
6.4	Discussie	50
6.5	Kosten: een eerste benadering	52
6.6	Conclusie	52
<b>7</b>	<b>Conclusie en beschouwing</b>	<b>53</b>
7.1	Conclusie	53
7.2	Beschouwing: De remmende voorsprong	53
7.3	“Low cost”, “simplified” oplossingen of “Advanced” oplossingen?	54
<b>Bijlage I</b>	<b>SIMSEM</b>	<b>55</b>
	Inleiding	55
	Invoergegevens SIMSEM	55
	Invoergegevens: temperatuur en volumestroom	55
	Invoergegevens: nutriënten	58
	Uitvoergegevens SIMSEM	61
	Aanpassingen voor SIMSEM	62
	Pre-processing	62
	Post-processing van de data	62
	Post-processing voor temperatuur	62
	Post-processing voor nutriënten	62
	Validatie SIMSEM	63
	Voorbeeld van toepassing SIMSEM	63
<b>Bijlage II</b>	<b>Referenties</b>	<b>65</b>
<b>Bijlage III</b>	<b>REVIEW ARTICLE</b>	<b>68</b>
	<b>The effect of small diameter sewer pipes on the occurrence and mechanisms of blockage: A review</b>	<b>69</b>
	Abstract	69
1.	Introduction	69
2.	Occurrence of blockages	72
3.	Mechanisms of structural causes for blockages	74
4.	Mechanisms of accidental causes for blockages	78
5.	Effect of sewerage diameter on blockages	78
6.	Experiences with small diameter sewers	81
7.	Discussion	83
8.	Conclusion	84
	Acknowledgements	85
	References	85
<b>Bijlage IV</b>	<b>Transport experiments mimicked in gravity sewers</b>	<b>92</b>
	Abstract	92
1.	Introduction	92
2.	Methodology	95
3.	Results & Discussion	102
4.	Conclusions	113
	Acknowledgements	113
	References	114
7.4	Appendix: Transport times of the experiments	116
7.5	Appendix: Energy losses during transport	121

# 1 Inleiding

## 1.1 Het belang van de huishoudelijke afvalwaterstroom

### 1.1.1 Bron van grondstoffen

Huishoudelijk afvalwater is de **grootste bron van nutriënten** in de stedelijke waterketen. Tevens is de **thermische en biologische energie inhoud** van het huishoudelijk afvalwater relatief groot. Terugwinnen van deze nutriënten en energie zal de duurzaamheid van de stedelijke waterketen sterk vergroten. Daarmee is de stroom van huishoudelijk afvalwater een belangrijke schakel in het verduurzamen van de stedelijke waterketen.

Om deze nutriënten en energie, thermisch en biologisch, efficiënt terug te kunnen winnen, is het van belang om de afvalwaterstroom zo geconcentreerd mogelijk te houden. Hoe sterker de verdunning van de stroom, hoe lastiger en duurder het terugwinnen wordt. Om een duurzame waterketen te kunnen realiseren is het dus van belang om de huishoudelijke afvalwaterstroom zo **geconcentreerd mogelijk** te houden.

In de huidige situatie vindt het huishoudelijk afvalwater zijn oorsprong nagenoeg exclusief in het verbruik van drinkwater. Afhankelijk van het eindgebruik van het drinkwater, wordt afvalwater geproduceerd. Zo zal bijvoorbeeld het wassen onder een lopende kraan of douche nagenoeg zonder vertraging tot een afvalstroom leiden die even groot is als de aanvoerstroom. Het eindgebruik van (drink)water geeft goede voorspelling van zowel het volume als van de kwaliteit van het afvalwater.

### 1.1.2 Inzameling

Het gemiddelde drinkwaterverbruik in Nederland bedraagt 120 liter per persoon per dag (lppd). In theorie zou dus ook de huishoudelijke afvalwaterstroom ongeveer 120 lppd moeten bedragen of zelfs iets minder. Bij de rioolwaterzuivering kan dat volume echter toenemen met een factor van 2,2 en resulteren in ruim 260 lppd (Voorhoeve and Kerk 2003). Dit betekent dat de stroom van het huishoudelijk afvalwater tijdens de reis van woning naar RWZI sterk verdund raakt. Een voor de hand liggende reden hiervoor is het gemengde rioleeringsstelsel dat in grote delen van Nederland aanwezig is (Rioned 2014). Maar ook de onbekendheid met de werkelijke afvalstromen is hier debet aan (Voorhoeve and Kerk 2003).

In het beleid van veel gemeenten is, mede onder druk van een toenemende klimaatverandering met een daarmee gepaard gaande toenemende buienintensiteit, een nieuwe benadering voor het verwerken van hemelwater te zien. In plaats van het te bergen en af te voeren, wordt meer uitgekeken naar mogelijkheden van vasthouden en gebruiken. Daarnaast geldt ook voor de rioolinfrastructuur dat deze dient te worden onderhouden en op enig moment vervangen. Dit heeft de rioleringsinfrastructuur gemeen met de overige 'nuts-infrastructuren' als drinkwater, gas en elektriciteit. Voor de gemeenten geldt daarnaast nog het onderhoud van de algemene openbare ruimte.

De vervanging van infrastructuur na tientallen jaren is een goede gelegenheid om de vraag te stellen of de oorspronkelijke ontwerpdoelstellingen en doelen nog steeds van kracht zijn. Vaak zijn er naast de oorspronkelijke doelstelling in de loop der jaren ook nieuwe doelstellingen bij gekomen. Met het in werking treden van de Wet Verontreiniging Oppervlaktewater is een belangrijke drijfveer ontstaan voor de aanleg van gescheiden stelsels en het terugdringen van lozingen van ongezuiverd afvalwater op het oppervlaktewater. Ook wordt bij vervangingen steeds nadrukkelijker gekeken naar de mogelijkheden om de hemelwaterafvoer los te koppelen van de vuil water afvoer, het zogenaamde 'afkoppelen.'

## 1.2 De kunstmatige stedelijke waterketen.

In deze paragraaf wordt een definitie gegeven van de kunstmatige stedelijke waterketen, zoals die in dit rapport zal worden gehanteerd. Tevens worden de stakeholders in die keten benoemd.



### 1.2.1 Definitie kunstmatige stedelijke waterketen

Met het noemen van een kunstmatige stedelijke waterketen wordt de suggestie gewekt dat er een natuurlijke stedelijke waterketen bestaat. Voor dit onderzoek definiëren we de kunstmatige waterketen als drinkwater-huishoudelijk afvalwater-zuivering/terugwinning-hergebruik. De natuurlijke stedelijke keten wordt gevormd door het hemelwater en de afvoer c.q. het gebruik daarvan. Dit onderscheid wordt gemaakt om de stroom relatief schoon water niet te verwarren met de huishoudelijke afvalwaterstroom.

*In deze studie wordt alleen gekeken naar de kunstmatige stedelijke afvalwaterketen, dus de vuil water stroom.*

In de kunstmatige stedelijke waterketen speelt de consument een centrale rol: pas als hij/zij water gebruikt, gaat het systeem draaien. Het gedrag van de consument op het gebied van (drink)water is de bron voor de "productie" van huishoudelijk afvalwater. De relatie tussen het gebruiken van drinkwater en het produceren van afvalwater wordt in paragraaf 4.5 beschreven en toegepast in het model in hoofdstuk 6.

Het huishoudelijk afvalwater wordt in deze studie gedefinieerd als al het afvalwater dat wordt 'geproduceerd' in de bewoonde stedelijke omgeving. Dit betekent dat er ook afvalwater bij komt dat het resultaat is van allerlei toepassingen van drinkwater in die omgeving. Denk hierbij aan klein zakelijk verbruik van winkels, kantoren, scholen, tandartsen, kappers, etc. In principe blijft dit ook gerelateerd aan het gebruik van drinkwater.

Een uitzondering wordt voorlopig gemaakt voor grotere industrieterreinen waar velerlei toepassingen kunnen voorkomen, zeker als gekeken wordt vanuit een 'wateroogpunt'. De mogelijkheid bestaat dat op een industrie terrein een bijzondere waterverbruiker aanwezig is, die dan ook als bijzonder benaderd dient te worden. Daar wordt in deze studie vooralsnog geen rekening mee gehouden. De studie legt de focus op de 'gewone' stedelijke omgeving.

### 1.2.2 De consument

Het gedrag van de consument (en de klein zakelijk verbruiker) op het gebied van het gebruik van drinkwater is in de afgelopen jaren goed beschreven. Het resultaat hiervan, vastgelegd in de tool SIMDEUM (referentie c.q. tekstblok) vormt een belangrijk kennisbron voor het begrijpen en modelleren van de huishoudelijke afvalwaterstroom (Blokker, Buchberger et al. 2008) (Blokker 2010).

### 1.2.3 Gemeente

De gemeente is verantwoordelijk voor de inzameling van het huishoudelijk afvalwater in de kunstmatige stedelijke waterketen. De gemeente is ook verantwoordelijk voor de inzameling en het verwerken van het hemelwater in de stedelijke omgeving. Van oudsher heeft dit in veel gevallen geleid tot een gemengd stelsel. Bijna 70% van alle aansluitingen is op een gemengd stelsel (Rioned 2009), maar in veel plannen wordt gestreefd naar een volledig gescheiden stelsel of een verbeterd gescheiden stelsel.

Wettelijk ligt in Artikel 10.33 lid 1 van de Wet Milieubeheer de zorgplicht van de gemeente vast voor de doelmatige inzameling en het doelmatig transport van afvalwater dat vrijkomt bij de binnen haar grondgebied gelegen percelen. ("De gemeenteraad of burgemeester en wethouders dragen zorg voor de inzameling en het transport van stedelijk afvalwater dat vrijkomt bij de binnen het grondgebied van de gemeente gelegen percelen, door middel van een openbaar vuilwaterriool naar een inrichting als bedoeld in artikel 3.4 van de Waterwet.")

Overigens wordt in deze wetsteksten ook aangemoedigd om een beleid te formuleren en uit te voeren gericht op het beperken van het ontstaan van afvalwater. De formuleringen in de wet zijn overigens voornamelijk geformuleerd in termen van 'doelmatig' en 'kostenefficiënt'.

Op grond van de Woningwet (en de daarop gebaseerde Bouwverordening) moet elk perceel een voorziening hebben voor de afvoer van afvalwater en fecaliën die is aan te sluiten op het openbaar riool. Hoewel er geen aansluitplicht meer is, moet de gemeente desgevraagd de voorziening wel leveren.

In geen van de wetsdocumenten wordt de relatie met de volksgezondheid direct gelegd, zoals dat wel in de Drinkwaterwet is gedaan, waar het begrip volksgezondheid meerdere malen wordt genoemd. Voor zowel afvalwater als drinkwater zijn de definities van 'doelmatig' en 'kostenefficiënt' belangrijk. In toenemende mate wordt hierin ook de term 'laagste maatschappelijke kosten' gehanteerd.

De gemeente draagt, na de inzameling van beide stromen via vrij verval systemen, de verantwoordelijkheid voor het verwerken van beide waterstromen over aan het waterschap. In veel gevallen is dat letterlijk op de stadsgrens, maar er zijn toenemende initiatieven om het waterschap meer te betrekken bij de rioleringstaak.

#### 1.2.4 Waterschappen

De taak van de waterschappen is gelegen in de zorg voor de waterkwaliteit. Dit betekent het bedrijven, onderhouden en vernieuwen van afvalwaterzuiveringsinstallaties, persleidingen en rioolgemalen.

### 1.3 Resource recovery en het sluiten van de keten.

Het terugwinnen van grondstoffen uit de kunstmatige stedelijke afvalwaterketen is een relatief nieuwe doelstelling binnen de stedelijke afvalwaterketen. De oorspronkelijke hoofddoelstellingen, het waarborgen van een veilige en hygiënische afvoer van afvalwater en het beschermen tegen wateroverlast, blijven onverkort bestaan.

De stakeholders in de kunstmatige stedelijke waterketen: consument/burger waterleidingbedrijf, gemeente en waterschappen zijn fysiek met elkaar verbonden. De samenwerking om de oorspronkelijke doelstellingen te bereiken is voor de hand liggend, waarbij de stakeholders een gezamenlijk belang hebben. Tevens wordt de samenwerking gestimuleerd doordat ontbreken van één van de schakels de effectiviteit van de gehele keten teniet zal doen. Met andere woorden: de keten bestaat alleen onder de voorwaarde dat alle schakels in orde zijn.

De samenwerking op het gebied van de nieuwe doelstelling gericht op het terugwinnen van grondstoffen, is echter (nog) niet zo vanzelfsprekend. Het belang van het resultaat, de teruggewonnen grondstoffen, is niet zo groot dat het de samenwerking afdwingt, zoals dat bij de hygiëne en veiligheid wel het geval is. Op sommige gebieden zijn de belangen zelfs tegenstrijdig. Een goed voorbeeld om dit toe te lichten, is de stelselkeuze voor een gemengd of een gescheiden stelsel. Het voordeel van een gescheiden stelsel voor het terugwinnen van grondstoffen c.q. het behandelen van afvalwater is dat de te behandelen volumestroom kleiner is en dientengevolge de concentratie van organische stoffen groter dan bij een gemengd stelsel. Dit voordeel wordt 'genoten' bij het waterschap. De kosten hiervoor liggen echter voor een groot deel bij de gemeente die een complexer en uitgebreider, lees duurder, systeem moet maken.

### 1.4 De keten en de sterkte van de schakels

De discussie over het verduurzamen van de afvalwatercyclus en met name de doelstelling van terugwinnen van grondstoffen vraagt om een nieuwe benadering van de afvalwaterketen. Het veilig en snel afvoeren van de afvalstoffen wordt gecombineerd met - op terugwinning gerichte - behandeling. Hiervoor is de concentratie van afvalstoffen van belang; hoe hoger deze is, hoe efficiënter en effectiever dit soort behandeling kan worden toegepast. Bovendien kan de hydraulische capaciteit van een behandeling kleiner zijn bij een kleinere vuil water stroom.

Iedere schakel in de keten, zoals gedefinieerd in paragraaf 1.2.1 heeft hier een bijdrage aan. Net zoals in de huidige 'end of pipe' benadering, kan de doelstelling van duurzaamheid alleen bereikt worden door een nauwe afstemming tussen de drie schakels van de afvalwaterketen

#### 1.4.1 Van afvoer naar concentratie: "Water out, shit in"

Een hoge concentratie van afvalstoffen in het afvalwater kan bereikt worden door minder water of door meer afvalstoffen toe te voegen; ofwel in populair jargon "Water out, shit in". Voor iedere schakel is de bijdrage aan dit uitgangspunt verder te verbeteren, met behoud van of vergroting van het belang binnen de schakel.

Bij de individuele huishoudens c.q. de consument ligt de start van de afvalwaterketen. Er is een nauwe relatie met het gebruik van drinkwater: hoe minder drinkwater gebruikt wordt, hoe minder er in het riool terecht komt. Veel is bereikt door de toepassing van moderne toiletten en betere c.q. zuiniger (af)wasmachines. Op andere vlakken is echter een toename van het waterverbruik te zien. Ondanks deze toenemende waterbesparing (meer douchen) en een groeiende bevolking, is het huishoudelijk drinkwaterverbruik in absolute zin afgenomen. Het individuele dagelijkse gebruik is gedaald van 150 liter naar 120 liter, hetgeen slechts ten dele te verklaren is uit economische motieven. De totale kosten die in een individueel huishouden worden besteed aan de waterketen zijn aanzienlijk: keuken, badkamer en toilet vormen bij elkaar 10 tot 20% van de totale waarde van een huis met een gemiddelde levensduur van 10 tot 15 jaar. Dat komt al neer op €2000,= tot €3000,= per jaar aan afschrijving. De jaarlijkse gebruikskosten van (drink- en afval)water vormen in een gezin van gemiddelde grootte €400,= tot €500,=. Besparing van 20% op het drinkwaterverbruik, met daarmee eenzelfde besparing op de productie van afvalwater, levert een gemiddeld gezin jaarlijks €30,= tot €40,= op. Hieruit kan worden afgeleid dat investeringen die gedaan worden in waterbesparende apparatuur maar gedeeltelijk een economische achtergrond kunnen hebben. Ze worden waarschijnlijk veel meer gedreven door (behoud van) comfort, energiebesparing maar ook trendgevoeligheid. Huishoudens zijn bereid tot investering als deze aspecten worden gediend.

De waterschappen behandelen het ingezamelde rioolwater en lozen het effluent. Veranderingen in de concentratie van afvalstoffen en het volume van de afvalwaterstroom hebben consequenties voor de manier van zuiveren en de hydraulische capaciteit van de installaties. Daarmee ook voor de efficiëntie van het terugwinnen en hergebruiken van grondstoffen.

In de kunstmatige stedelijke afvalwaterketen is het belang van de gemeente, als inzamelaar van het afvalwater, bij het in stand houden van de concentratie van afvalstoffen het minst geprononceerd. De huidige praktijk laat zien dat er (veel) extra water wordt toegevoegd. Niet alleen in de gecombineerde systemen, maar ook in de gescheiden systemen. Er zijn meerdere oorzaken te vinden die dit kunnen verklaren. De belangrijkste is wellicht juist het ontbreken van een belang voor de gemeente bij het handhaven of zelfs verhogen van de concentratie.

#### **1.4.2 Een nieuwe benadering voor riolering**

Uitgangspunt voor een nieuwe benadering voor riolering zal in eerste instantie gericht zijn op behoud van concentratie van afvalwater.

Daarnaast is een uitgangspunt dat een nieuw systeem moet kunnen bestaan naast of in combinatie met de bestaande systemen. Op die manier kan een transitie plaatsvinden die gelijke tred houdt met de verandering van de stedelijke omgeving.

De nieuwe benadering is gericht op het strikt afkoppelen van het vuile water en dat verzamelen in een kleiner en hydraulisch efficiënter systeem. Dit lijkt veel op de huidige benadering van het afkoppelen van regenwater, maar is toch anders. Bij het afkoppelen van regenwater blijft het oorspronkelijke gemengde systeem behouden en worden oplossingen gezocht om lokaal regenwater op te slaan of af te voeren. Bij het afkoppelen van vuil water, zal een nieuw systeem worden gelegd waar alleen vuilwater aansluitingen op kunnen worden gemaakt. Dit laat onverlet dat het afkoppelen van regenwater relevant blijft en zal resulteren in een geringere stroom af te voeren regenwater.

De basis voor het nieuwe systeem is dat er alleen huishoudelijk afvalwater in wordt verzameld en dat de omvang ervan wordt afgestemd op de dynamiek van het drinkwaterverbruik. De toepassing is dus voornamelijk in woonwijken en andere woongebieden. Belangrijk daarbij is om te realiseren dat de stroomsnelheid en de afvoercapaciteit van een leiding maar voor een klein gedeelte wordt bepaald door de diameter van de leiding. Intuïtief speelt de diameter echter een grotere rol en dat heeft ertoe geleid dat het huidige vuil water systeem stelselmatig over-gedimensioneerd is.

Het drinkwater (in dit geval het voorstadium van afvalwater) wordt in dergelijke woongebieden geleverd door leidingen met diameters van 40 tot 100 millimeter met een drukval van 1 tot 2 meter per 500 m (Blokker,

Beverloo et al. 2011). Dat is een verhang van 1:500 tot 1:250. De Leidraad hanteert vergelijkbare verhangen voor het inzamelingstelsel voor vuil water, maar een diameter die 2,5 tot 7 maal zo groot is (minimaal 250 mm). In dit rapport zal een systeem worden ontworpen en getoetst dat geïnspireerd is op het kleinere drinkwatersysteem. Naast de hydraulische aspecten zal ook aandacht worden besteed aan de operationele aspecten. Een kleiner systeem zal minder 'vergevingsgezind' zijn voor extra belasting en wellicht ook gevoeliger voor verstopping. Hierdoor zal het wellicht meer operationele aandacht vergen, bovenop de nu al gebruikelijke onderhoudscyclus van schoonmaken en inspecteren.

### 1.5 De volgende stap: de onderzoekshypothese

Het realiseren van een nieuwe benadering van de afvalwaterketen vergt een integrale benadering, hier samengevat in 'Water out, shit in'. Iedere schakel kan hierbij een bijdrage leveren, doch de mate waarin dit gebeurt, is afhankelijk van het belang dat wordt ervaren. Voor de schakel 'individuele huishoudens' is het belang binnen de eigen schakel te vinden: kostenbesparing, maar ook comfort- of belevingsverhoging. Het belang van de derde schakel, de waterschappen, wordt min of meer "vanzelf" gediend en zal op termijn om nieuwe zuiveringstechnieken vragen en om systemen met een kleinere hydraulische capaciteit.

Het belang van de gemeente als eigenaar en exploitant van de riolering is moeilijker te duiden. Een nieuw concept voor vuil water riolering met kleinere en efficiëntere leidingen en een strikte afkoppeling van het afvalwater heeft waarschijnlijk een positieve kostenbalans. Er zijn echter veel vragen en onzekerheden.

Het onderzoek in dit rapport gaat uit van de veronderstelling dat als de huishoudelijke afvalwaterstroom beperkt wordt tot maximaal 120 lppd (iets minder dan het drinkwaterverbruik) of nog minder, er een effectievere behandeling mogelijk is waarmee grondstoffen kunnen worden teruggewonnen. Toevoeging van extra organische belasting aan deze stroom zal de efficiency van de zuivering verder doen toenemen.

De onderzoekshypothese kan dan als volgt worden geformuleerd:

*Een inzamelingssysteem (vrij verval riool) dat toegesneden is op het verzamelen en transporteren van alleen huishoudelijk afvalwater kan kleiner en goedkoper worden aangelegd dan het huidige gescheiden stelsel. Bovendien zal dit systeem beter functioneren en eenduidiger te onderhouden zijn.*

### 1.6 Doel van de studie.

Het doel van deze studie is om de onderzoekshypothese te toetsen en aan te nemen of te verwerpen. Dat wordt gedaan door eerst het huidige inzamelingsleidingnet van het huishoudelijk afvalwater op gemeentelijk niveau, het zogenaamde vrij verval inzamelingsnetwerk, nader te beschouwen. Op basis van de beschouwing worden nadere onderzoeksvragen gesteld naar de hydraulische prestatie en de belangrijkste operationele aspecten zoals de transportcapaciteit voor objecten en de gevoeligheid voor verstoppingen.

Uiteindelijk doel is om de contouren van nieuwe ontwerpregels voor dit systeem op te stellen waarbij een hydraulische optimalisatie wordt gerealiseerd met behulp van gedetailleerde kennis van realistische belastingpatronen, de hydraulische consequenties daarvan en het transportgedrag van objecten en mogelijke mechanismen die tot verstopping zullen leiden.

### 1.7 Aanpak onderzoek/rapport

Na het stellen van de onderzoekshypothese in dit hoofdstuk 1, wordt in hoofdstuk 2 het huidige inzamelingssysteem nader geanalyseerd aan de hand van de huidige ontwerpregels en interviews met beheerders van rioolssystemen, de branchevereniging van installateurs en een ontwikkelaar van apparatuur. In hoofdstuk 3 wordt de huidige praktijk beschouwd in een historisch en maatschappelijk perspectief, waarna in hoofdstuk 4 een nieuwe benadering voor de riolering van huishoudelijk afvalwater wordt beschreven. Dit leidt tot een nieuwe dimensionering van de diameter van een rioolleiding voor huishoudelijk afvalwater, die getoetst wordt in een eenvoudig model van één leiding.

Hoofdstuk 5 is slechts kort en verwijst naar een separaat rapport waarin een aantal hydraulische experimenten staan beschreven ter toetsing van de nieuwe dimensionering en de capaciteit van die leidingen om hy-

draulisch objecten te transporteren. In hoofdstuk 6 worden de nieuwe dimensionering toegepast in een bestaand stelsel en worden de effecten daarvan beschouwd ten opzichte van het model van het bestaand systeem. In het laatste hoofdstuk wordt de conclusie getrokken ten aanzien van de onderzoekshypothese en een afsluitende beschouwing gegeven.

Het onderzoek is in TKI verband uitgevoerd met Wavin en Waternet als samenwerkingspartners.

## 2 Bestaande systemen en ontwerpregels

### 2.1 Inleiding

Om inzicht te krijgen in de huidige hydraulische ontwerpgrondslagen voor de droogweerafvoer riolering is gebruik gemaakt van interviews met betrokkenen bij ontwerp en beheer van rioolstelsels. Daarnaast is de Leidraad riolering bestudeerd, waarin nagenoeg alle Nederlandse kennis over veel aspecten van de riolering is vastgelegd. Tevens is literatuuronderzoek gedaan en is getracht om de achtergronden van de richtlijn te verifiëren. In dit hoofdstuk wordt deze kennis zo goed mogelijk samengevat op het gebied van de hydraulica.

Bij het daadwerkelijk realiseren van rioolstelsels spelen vele factoren een rol. Een belangrijk aspect dat in veel gesprekken terugkomt, is de waarborg dat een riool probleemloos functioneert, veelal geformuleerd in termen van voorkomen: er mag geen verstopping optreden, er mag geen breuk optreden, er mag geen stagnatie in de afvoer optreden, etc.

### 2.2 Leidraad riolering

De Leidraad riolering is opgezet in de jaren 80 om de vele verschillende aanpakken van de gemeenten op elkaar af te stemmen. Het doel van de Leidraad is om een algemeen geaccepteerde handreiking te geven. In de Leidraad staan de algemeen geaccepteerde uitgangspunten, methoden en technieken op het gebied van de gemeentelijke watertaken. De Leidraad is uitdrukkelijk bedoeld als handreiking en is dus niet normstellend. In de praktijk wordt wel vaak de Leidraad als uitgangspunt genomen voor ontwerpen van rioleringsystemen. In de loop van de tijd is dit document uitgegroeid tot meer dan 2000 pagina's. Hieruit blijkt de complexiteit van het gehele systeem en de verwevenheid ervan met vele maatschappelijke diensten.

Voor het bepalen van de algemene uitgangspunten voor de hydraulische grondslagen voor de DWA riolering is voor band B "Ontwerpgrondslagen" van belang. Daarin zijn de modules B2100 "Functioneel ontwerp inzameling en transport afvalwater en verontreinigd hemelwater" en module B2600 "Be- en ontluchting van belang". Deze worden apart besproken.

### 2.3 Functioneel ontwerp inzameling en transport afvalwater en verontreinigd hemelwater (Module B2100)

De module B2100 van de Leidraad geeft de grondslagen voor het functioneel ontwerp van een systeem van inzameling en transport van afvalwater. In het kader van dit rapport is vooral gekeken naar de elementen die betrekking hebben op de inzameling en het transport van huishoudelijk afvalwater.

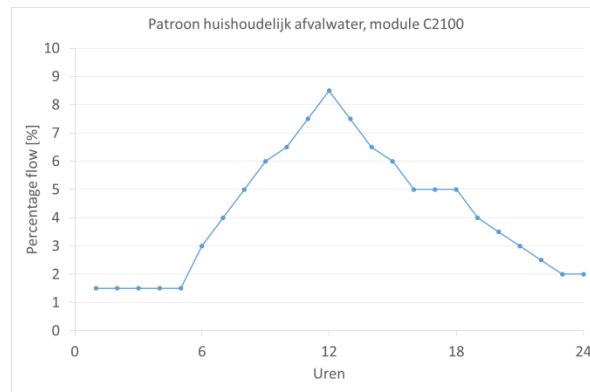
Er worden een aantal criteria gesteld voor het ontwerp van een DWA riool:

- Hydraulische belasting
- Schuifspanning
- Bodemverhang en vullingsgraad
- Operationele aspecten

Deze aspecten zullen nader worden toegelicht.

#### 2.3.1 Hydraulische belasting

Voor huishoudelijk afvalwater wordt een maatgevende flow van 10 tot 15 l/h per inwoner gegeven gedurende 10 tot 12 uur. In totaal geeft dat een afvoer van 100 tot 180 liter per persoon per dag. Er is voor een lozingspatroon in de tijd in module C2100 een procentuele verdeling gemaakt die is weergegeven in Figuur 1.



FIGUUR 1 PATROON VAN LOZING VAN AFVALWATER VOOR BEREKENINGEN VOLGENS MODULE C2100.

De maximale flow wordt hier op 8,5% van de totale flow gesteld hetgeen 8,5 tot 15,3 l/h/ie betekent. Impliciet wordt er hierbij van uitgegaan dat enige afvlakking optreedt over de tijd. Pieklasten op kortere tijdschaal zijn waarschijnlijk. Deze belasting wordt vooral gebruikt om een eerste inschatting te kunnen maken als er een nieuw riool wordt aangelegd.

In de Leidraad worden ook schattingen gegeven voor bedrijfsafvalwater met de kanttekening dat dat niet perse onder de gemeentelijke zorgplicht valt. Voor de beschouwing in dit rapport wordt dit verder niet meegenomen, omdat nadrukkelijk gekeken wordt naar riolering in gewone woonwijken en -omgevingen. Industrieterreinen vormen een aparte categorie die altijd maatwerk zullen vergen. Bedrijfsafvalwater van kleine bedrijven in woonwijken wordt in principe ook beschouwd als gewoon drinkwaterverbruik.

### 2.3.2 Schuifspanning

Een minimale schuifspanning is noodzakelijk om bezinking van materiaal te voorkomen. Deze wordt in de Leidraad gesteld op 1 tot 1,5 N/m<sup>2</sup>, zodat fijn slib en fijn zandig materiaal door de stroming wordt meegevoerd. Bij schuifspanningen groter dan 2,5 N/m<sup>2</sup> wordt bezonken sediment weer opgewerveld (Ackres, Butler et al. 1996).

De minimale schuifspanning wordt soms gebruikt in plaats van een minimale snelheid. De schuifspanning in een leiding ter plaatse van de natte doorsnede wordt gegeven door de formule

$$\tau = \rho g R i \quad [1]$$

met  $\tau$  : schuifspanning in N/m<sup>2</sup>  
 $\rho$  : Soortelijk gewicht vloeistof in kg/m<sup>3</sup>  
 $g$  : zwaartekracht versnelling in m/s<sup>2</sup>  
 $R$  : Natte perimeter in m  
 $i$  : hydraulische verhang in m/m

Verschillende onderzoekers hebben waarden voor de bed schuifspanning gesuggereerd die variëren tussen 1 en 4 N/m<sup>2</sup>. Deze schuifspanning is noodzakelijk om de riolen zelfreinigend te maken. De formule voor de minimale schuifspanning die opwerveling veroorzaakt, wordt geschreven als (ASCE/WPCF, 1970)

$$\tau_m = \rho g K (s - 1) d \quad [2]$$

met  $\tau_m$  : minimale schuifspanning voor opwerveling in N/m<sup>2</sup>  
 $\rho$  : Soortelijk gewicht vloeistof in kg/m<sup>3</sup>  
 $g$  : zwaartekracht versnelling in m/s<sup>2</sup>  
 $K$  : Constante = 0,8  
 $s$  : Specifiek soortelijk gewicht (voor zand 2,6)  
 $d$  : karakteristieke korrelgrootte sediment (m)

Voor zandkorrels met een diameter van 100  $\mu\text{m}$  levert dit een schuifspanning op van 1,26  $\text{N}/\text{mm}^2$  en met een grootte van 1 mm een schuifspanning van 12,6  $\text{N}/\text{m}^2$ . Als echter de specifieke dichtheid van het sediment lager wordt, wordt ook het kritische schuifspanning lager. Theoretisch gaat die zelfs naar 0 als de specifieke dichtheid gelijk is aan 1. Voor organisch materiaal is de dichtheid slechts in geringe mate groter dan die van water.

De waarden die in de Leidraad worden genoemd als minimale schuifspanningen (1  $\text{N}/\text{m}^2$  om bezinking te voorkomen en 2,5  $\text{N}/\text{m}^2$  om bezonken sediment op te wervelen) lijken veel op de waarden die in de literatuur worden genoemd. Deze waarden gaan uit van zandig materiaal, zoals ook in de Leidraad wordt genoemd. De herkomst van het zandige materiaal is onduidelijk. Meest waarschijnlijk is dit van misaansluitingen afkomstig en spoelt het in als afstromend regenwater in het riool terecht komt. Ook kan zand inspoelen door lekkages van grondwater in het riool. In een systeem dat strikt huishoudelijk afvalwater inzamelt, kan zand afkomstig zijn van spoelwater van groente, aardappelen etc. of van het spoelen van schoenen.

### 2.3.3 Bodemverhang en vullingsgraad

Het bodemverhang bepaalt in principe het afstroomregime van een leiding en de schuifspanning aan de bodem. Het bodemverhang is in principe de drijvende kracht achter de stroming in het riool. De relatie tussen schuifspanning en hydraulisch verhang wordt gegeven in vergelijking 1. Voor de bepaling van het bodemverhang wordt het hydraulisch verhang gelijk gesteld aan het bodemverhang.

In het begin van de streng wordt een verhang van 1:250 aangeraden. Bij maximale flow van 30 huizen met 3 bewoners per huis betekent dit een flow van 1350 l/h. De snelheid kan dan worden bepaald met formule 3:

$$v = \sqrt{\frac{2gRi}{\lambda}} \quad [3]$$

In riolen met een 'relatief grote DWA-stroom' kan een flauwer verhang worden toegepast tot aan 1:1000. De vullingsgraad voor de ontwerpgrondslag is 50%, hetgeen ook een invloed heeft op de stroming in de leiding.

Overigens wordt het begrip "relatief grote DWA-stroom" niet nader gekwantificeerd.

## 2.4 Operationele aspecten

In de leidraad worden een aantal pragmatische randvoorwaarden aangegeven die voor een belangrijke mate de dimensionering van de riolering bepalen. De belangrijkste is dat een minimale diameter van 250 mm wordt geadviseerd (zonder overigens aan te geven of dit de binnen- of de buitendiameter is). Deze minimale diameter wordt gehanteerd om reinigings- en inspectiemogelijkheden te hebben. In de module B2100 is een discrepantie te zien tussen de tekst van 3.2.2 en de samenvattende tabel in bijlage 1. In de samenvattende tabel wordt als minimale diameter voor een DWA riool ook 200 mm genoemd, terwijl in de tekst een minimale diameter van 250 mm staat aangegeven.

Deze minimale maat wordt ook bij gemengde en regenwaterriolen gehanteerd. Hierdoor is er in de beginstrengen van riolering geen verschil in dimensionering tussen de verschillende soorten riolen.

Voor wat betreft de snelheid in de leiding wordt een maximum geadviseerd van 1,5 m/s. Deze snelheden kunnen realistisch zijn bij zeer grote verhangen of hellende gebieden. De achtergrond van deze restrictie is niet helemaal duidelijk, mogelijk dat door de hoge snelheid een venturi-achtige zuiging kan ontstaan in de huisaansluiting. Bij het ontwerp van volledig gevulde leidingen onder druk wordt vaak een maximum van 1,5 m/s geadviseerd om het gevaar voor waterslag te reduceren. Voor een niet volledig gevulde leiding is dat argument niet relevant.

De maximale diepte van een riool (BOB: Binnen Onderkant Buis) wordt op 3 à 4 meter gesteld en de maximale lengte van een streng tussen twee putten op 100 meter. De strengen zijn rechte stukken leiding, in de putten worden bochten gemaakt in de lengte richting van het leidingprofiel.



### 2.4.1 Be- en ontluchting

Omdat een rioolstelsel gevuld is met water én lucht, moet er naast aandacht voor het vollopen en leeglopen met water ook aandacht zijn voor de be- en ontluchting van het riool. Het beluchten van het riool vindt plaats als de berging in het riool afneemt: het watervolume moet vervangen worden door het luchtvolume. Het ontluchten vindt plaats als de berging van water in het riool toeneemt: het luchtvolume wordt vervangen door het watervolume. Vooral in dit laatste geval is er gevaar voor stankoverlast; er komt immers lucht vrij die een tijdje heeft verbleven in het (stinkende) riool.

In Nederland worden de mogelijkheden voor het be- en ontluchten zoveel mogelijk op 'dakniveau' uitgevoerd. Voor DWA riolen betekent dit dat in de binneninstallatie een zogenaamde ontspanningsleiding c.q. ontspanningsvoorziening wordt aangebracht. Meestal is dit een verlenging van de centrale standleiding in een huis met een doorvoering door het dak.

In andere Europese landen wordt de ont- en beluchting ook wel op straatniveau gedaan via kolken en putten. Dit kan sneller tot stankoverlast leiden, vooral in de gevallen van gemengde riolen bij het begin van regenbuien als er veel lucht uit de riolen moet worden verdreven.

In de Leidraad (paragraaf 2.4.2. van module B2600) wordt gesteld dat bij een goed ontworpen binneninstallatie de be- en ontluchting van een DWA-riool geen probleem oplevert omdat de stroom in het stelsel niet groot is en ook niet dramatisch wijzigt bij regenbuien. Hier moet wel de kanttekening worden gemaakt, dat de dimensionering van de DWA-riolen over het algemeen vrij ruim is, zodat de vrije waterspiegel meestal een vrij geringe hoogte heeft.

In de huidige juridische kader (wet- en regelgeving, normen en voorschriften) is de be- en ontluchting van de regenwater afvoer geen concrete regels gegeven. Voor ontwerp en aanleg van de binnenriolerings zijn er wél heldere regels, waarbij de be- en ontluchting van de buitenriolerings goed is gewaarborgd. Overigens zijn de randvoorwaarden hiervoor dat de binnenriolerings een maatgevende vullingsgraad hebben van 70%.

## 2.5 Interviews stakeholders

### 2.5.1 Inleiding

Om een goed beeld te krijgen van de huidige manier van ontwerpen en realiseren van rioleringsnetwerken is met een aantal praktijkdeskundigen gesproken. Hoewel niet uitputtend, is een goed beeld ontstaan van de werkwijze waarmee een DWA-riool (Droog Weer Afvoer) wordt ontworpen en uitgevoerd. Daarnaast is ook gekeken naar de binneninstallatie van riolen. Vertegenwoordigers van de branchevereniging van installateurs (UNETO-VNI) zijn geïnterviewd en ook met een vertegenwoordiger van de branche zelf is gesproken.

In de volgende paragrafen is een korte weergave opgenomen van de verschillende gesprekken.

### 2.5.2 Aquario

Gesprek met Mattijs Windt en Theo Smit d.d. 13 maart 2014.

Aquario watermanagement BV (Aquario) is in 2001 opgericht door Wetterskip Fryslân en waterbedrijf Vitens als nutsbedrijf voor het rioleringsbeheer in Fryslân. Aquario heeft zich ontwikkeld tot een dienstverlenende, bedrijfsmatig georganiseerde uitvoeringsorganisatie in de afvalwaterketen. Het Aquario-concept heeft zich in de afgelopen jaren bewezen in de praktijk van het gemeentelijk rioleringsbeheer. Aquario wist de kosten van het operationele beheer voor gemeenten in 5 jaar tijd met 15% te verlagen en daarbij het functioneren van het bestaande rioolstelsel te verbeteren.

Op 13 maart heeft een interview plaatsgevonden met Mattijs Wendt en Theo Smit van Aquario waarbij de volgende onderwerpen aan de orde zijn geweest.

*Ontwerp rioolstelsels*

De dimensionering van gemengde stelsels c.q. het regenwatergedeelte van gemengde stelsels wordt voornamelijk gedimensioneerd op de afvoercapaciteit met behulp van bui08 of bui09 met hydraulische rekenprogramma's zoals SOBEK of INFOWORKS. Daarnaast moet er voldoende berging in het systeem zitten om 7 mm water op het aangesloten verhard oppervlak te kunnen bergen. Bij het vuil watergedeelte van gescheiden stelsels wordt de hydraulica nauwelijks in ogenschouw genomen hoewel dat wel van belang zou moeten zijn.

Er zijn weinig gekalibreerde modellen en metingen om ze te kalibreren worden maar weinig uitgevoerd.

De kennis benodigd voor het ontwerpen van rioolstelsels ligt voornamelijk bij de ir-bureaus, die gebundeld is in het Expert netwerk. De verplichte planvorming in de vorm van GRP's (Gemeentelijk Riolerings Plan) vergroot de bundeling, omdat veel gemeenten hun GRP door deze bureaus laten opstellen. Hierdoor ontstaat een cirkel, waarbij de kennis in stand wordt gehouden bij de ir-bureaus en dat die niet aanwezig is bij de (kleinere) gemeenten.

#### *Praktische en operationele aspecten*

De dimensionering van de minimale diameter is 200 tot 250 mm en is voornamelijk bepaald door de wens om te inspecteren en schoon te maken.

In een vuil water riool dient een klein laagje water aanwezig te zijn om verdroging te voorkomen. Ook een te steil verhang zou om die reden in de aansluitleiding voorkomen moeten worden om droogvallen in de nacht te voorkomen. Door verdroging kan ophoping van sediment optreden, dat uiteindelijk voor verstopping kan zorgen. Er zijn geen meetgegevens bekend die laten zien of er daadwerkelijk geen droogval plaats vindt in netwerken met mogelijke gevolgen voor verstopping.

Storingen/verstoppingen in leidingen worden voornamelijk veroorzaakt door wortel ingroei. Daarnaast is vetophoping veel genoemd als fenomeen, maar er is geen duidelijke registratie of dit daadwerkelijk voor verstopping zorgt.

Storingen in het geval van 'water op straat' wordt slechts in 6% van de gevallen veroorzaakt door te krap ontwerp; 96% is te wijten aan verstopte kolken en kolkleidingen ten gevolge van slecht onderhoud en is dus heel plaatselijk (Veldhuis 2010).

In de Leidraad Riolerings wordt aangegeven dat bochten niet in strengen worden toegelaten, omdat deze aanleiding zouden kunnen geven tot verstopping. Gegevens over daadwerkelijke verstoppingen bij bochten zijn niet bekend. (hier zit ook een cirkelredenering in: omdat we geen bochten toepassen treden er geen verstoppingen omdat en daarom passen we geen bochten toe).

### **2.5.3 Waternet**

Gesproken met Saskia Holthuisen en Kees van der Drift op 19 mei en 12 juni

Waternet maakt de ontwerpen van de riolerings in eigen beheer en ook het maken van een GRP wordt door Waternet zelf gedaan. De afhankelijkheid van ir-bureaus is daardoor minimaal. Binnen Waternet is veel ervaring opgebouwd, hetgeen ook is vastgelegd in een notitie "Handboek Stedelijk Afvalwater".

#### *Ontwerp rioolstelsels.*

Het ontwerp van een vuil water riool vindt in principe plaats volgens de Leidraad Riolerings. Lokale aanpassingen daarop worden toegepast op basis van ervaring en inzicht van de ontwerper. Min of meer specifiek is een zogenaamde laagste leiding in het stelsel vlak voor het gemaal om schakelberging te creëren. Doel is dat het gemaal een 'overzichtelijk aantal malen' per uur aanslaat en 'pendelen' wordt voorkomen. De Leidraad Riolerings dient als basis, verder ingevuld in de ontwerpsspecificaties in Amsterdam. Er is relatief veel vrijheid om in specifieke gevallen naar inzicht te handelen.

#### *Praktische en operationele aspecten*

Een specifiek punt in het ontwerp van riolen in Amsterdam is het gebruik van zogenaamde “Spinnenkop”, waarbij een huisaansluiting direct op een put wordt aangesloten. Dit heeft als voordeel dat de aansluiting eenvoudig kan worden schoongemaakt in geval van verstopping. Daarnaast geeft het schoonmaken van de strengen een minimale overlast voor de aansluitingen. De hoge druk die eventueel wordt toegepast in de strengen of de grote luchtverplaatsingen hebben door deze constructie geen effect op de aansluiting. Het betekent ook dat de afstand tussen putten beperkt is tot 40 meter, zodat de huisaansluiting niet langer wordt dan 20 meter.

In een DWA riool wordt ook rekening gehouden met een zekere berging. Bij blokkade of breuk van een streng is er in het bovenstroomse gedeelte door de grotere leidingdiameter een zekere berging beschikbaar. Ook bij de uitval van een gemaal kan de leiding, naast de gemaalkelder, als berging fungeren. 1 meter leiding met een binnendiameter van 300 mm geeft 70 liter berging; een 100 mm leiding geeft 7,8 liter berging.

Vanwege de relatief slappe grond in Amsterdam wordt bij het ontwerp al rekening gehouden met een zeker zetting van het riool. In een wijk is een structuur van een onderheid hoofdriool waarop de niet onderheide inzamelingsriolen op lozen. Het onderheid riool vervoert het water naar het gemaal in de wijk. Bij aanleg wordt de BOB van het einde van het niet onderheide riool ongeveer 50 tot 75 cm boven het BOB van het hoofdriool gelegd, zodat gedurende de levensduur van het riool, 40 tot 50 jaar het riool met 1 tot 2 cm per jaar kan zetten.

#### 2.5.4 Gemeente Alphen aan de Rijn

Gesproken met Ko van Graas op 20 mei 2014

Gemeente Alphen aan de Rijn is een 100.000+ gemeente na een aantal fusies. Dat betekent dat er nu een afstemming plaatsvindt tussen de verschillende oorspronkelijke gemeenten om het beleid verder aan te passen. In de kern Alphen zijn er drie gemalen van het Waterschap die het water afvoeren naar twee zuivering-slocaties. Deze gemalen vallen onder de verantwoordelijkheid van het waterschap. Binnen de gemeente zijn een aantal gemalen die door de gemeente worden geëxploiteerd.

##### *Ontwerp rioolstelsels*

Doelstellingen van het ontwerp zijn de Volksgezondheid en het voorkomen van wateroverlast. Alphen heeft een slappe ondergrond, waardoor verzakkingen frequent optreden. Dit geeft problemen met verbindingen en een relatief korte levensduur van de riolering. De leidingen komen in relatief korte tijd diep te liggen door ophogingen in het straatprofiel.

Er is een conceptlijst met ontwerpcriteria, die nauwgezet de Leidraad volgt. Een kleine afwijking is in de maximale strenglengte die op 75 meter wordt gesteld. Het materiaalgebruik voor de kleinere leidingen (<500 mm) zijn exclusief van PVC. Grotere diameters van beton. Minimale diameter is 250 mm i.v.m. inspectie en schoonmaken.

##### *Pilot*

Eventueel is er belangstelling om meer van het initiatief te horen, bijvoorbeeld door een toelichting in een technisch overleg. Bij voldoende enthousiasme is wellicht ook een pilot te overwegen.

#### 2.5.5 Gemeente Soest

Gesproken met Frank Roskamp op 5 juni 2014.

De aanleiding om met Frank Roskamp van de gemeente Soest te spreken was het vermoeden dat in Soest kleinere diameters waren toegepast in rioolleidingen. Bij nadere analyse bleek dit niet tot nauwelijks het geval te zijn. Er zijn lokaal wel kleinere diameters toegepast (160 mm), maar dat bleek voornamelijk in korte strengen van regenwaterriolen te zijn. De achtergrond daarvan kan niet meer worden vastgesteld. Er is geen actief beleid meer om kleinere diameters toe te passen. Het is ook bij Frank niet bekend of de leidingen

planmatig zijn vervangen. Wel dat bij inspectie speciaal rekening moet worden gehouden met de kleinere diameters. Camera's zijn wel beschikbaar, maar omdat ze maar weinig nodig zijn, verdient het altijd speciale aandacht. Hier blijkt de cirkelredenering van de minimale diameter en het inspecteren weer te gelden.

#### *Ontwerp rioolstelsels*

Ook in Soest wordt de Leidraad gevolgd bij het ontwerp van rioolstelsels hetgeen resulteert in een minimale diameter van 250 mm. In een doorrekening van het regenwaterstelsel is een tijd geleden geconstateerd dat de berging in het regenwatersysteem te klein is. Daarom wordt voor regenwaterriolen een minimale diameter van 300 mm toegepast om meer berging te creëren.

#### *Pilot mogelijkheden*

Op de locatie van de voormalige vliegbasis Soesterberg is een bestemmingsplan voor de bouw van ongeveer 200 woningen. Gemeente Soest zal een pilot met een kleiner systeem toelaten als er voldoende positief oordeel is van de 'huisadviseur' (Grontmij) en Rioned.

### **2.5.6 Uneto-VNI**

Gesproken met Erik van der Blom en Will Scheffer op 31 januari 2014

Een belangrijk punt dat wordt aangevoerd is de ontspanning van het riool (zie ook paragraaf 2.4.1). In Nederland gebeurt dat via de binneninstallatie en dat is een belangrijk punt voor de installatiebranche. In een toenemende trend om de afvoer van hemelwater te ontkoppelen, kan dit een probleem worden. De ontspanning van een gemengd riool is relatief eenvoudig geregeld door de aansluiting van een dakgoot. Hierdoor ontstaat een open verbinding met het riool op vrij hoog niveau, waardoor de totale ontspanning kan plaatsvinden. Als dit wordt losgekoppeld, dan moet de ontspanning van het DWA riool via de binneninstallatie gebeuren, die wellicht niet in orde is. Dit is een belangrijk aandachtspunt bij de ontkoppeling, omdat het aanpassen van de binneninstallatie voor een goede ontspanning vrij kostbaar kan zijn.

Binnen Uneto-VNI wordt de toepassing van het SIMDEUM model voor de belasting van de riolering als een belangrijke ontwikkeling gezien om meer inzicht te krijgen in het functioneren van het riool en de interactie met de binneninstallatie. In Europa vindt op verschillende plaatsen onderzoek plaats naar de stromingspatronen in de binneninstallatie.

Ook in de binneninstallatie is sprake van een zekere overdimensionering die vooral gebaseerd is op aannames en ervaring. In Nederland kan spanning gaan ontstaan tussen de bouwvoorschriften voor bijvoorbeeld de hoogte van de verdiepingsvloeren. Doordat deze beperkt is tot ongeveer 20 cm is er voor een afvoerbuis van 110 mm slechts een gering verhang mogelijk. De maat van 110 mm voor de afvoer van badkamers of toiletten is echter groter dan voorgeschreven wordt. Als de voorgeschreven maat van 90 mm wordt aangehouden kan ongeveer 20% meer verhang worden gebruikt.

Voor de ontwikkeling naar lagere spoelvolumes van toiletten is nauwelijks hydraulisch onderzoek gedaan, terwijl bijvoorbeeld de maat van 4 liter spoelvolume nu onderdeel uitmaakt van het zogenaamde BREEAM concept. Toepassen van het 4 liter reservoir levert 'eco-punten' op, zonder dat duidelijk is welke gevolgen dit heeft. Uneto-VNI maakt zich hier wel zorgen over en zou onderzoek hiernaar toejuichen.

### **2.5.7 Geberit**

Gesproken met Jeroen Bosman op 24 februari 2014.

Geberit is een belangrijke ontwikkelaar en producent van rioleringsinstallaties en sanitaire installaties. Geberit heeft de beschikking over een testinstallatie waarin op velerlei manieren duidelijk kan worden gemaakt welke hydraulische verschijnselen zich voordoen in een leiding. Een aantal opmerkelijke zaken kunnen worden geobserveerd, vooral die welke betrekking hebben op moeilijkheden met de be- en ontluuchting van de leidingen en de gevolgen die dit heeft of het gedrag van de aangesloten toestellen.

### Pilot

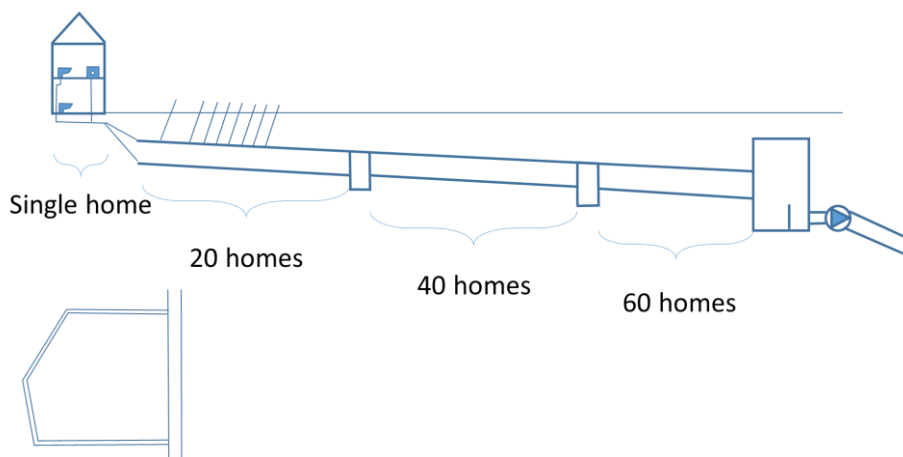
De testinstallatie van Geberit maakt hydraulische verschijnselen in het leidingnet zeer inzichtelijk. Deze testinstallatie kan goed gebruikt worden om de theoretische lozingspatronen van individuele aansluitingen, zoals die gemaakt kunnen worden met SIMDEUM, te verifiëren en eventueel te kalibreren.

## 2.6 Samenvatting huidige ontwerpregels

Zoals uit alle interviews blijkt wordt de Leidraad Riolering door alle stakeholders gevolgd. Dit resulteert in de praktijk dat als minimale diameter voor het inzamelingsriool van een gescheiden stelsel 250-300 mm wordt aangehouden onder een verhang van 1:250 tot 1:500 à 1:1000. In de Leidraad worden vier criteria genoemd voor het dimensioneren van een rioolleiding: hydraulische belasting, schuifspanning, bodemverhang en vulingsgraad en operationele aspecten. Deze laatste, de operationele aspecten en dan met name de mogelijkheden om het riool te inspecteren met de beschikbare inspectiecamera's, wordt als meest dominante ontwerpcriterium ervaren. De inspecties vinden plaats door daarin gespecialiseerde bedrijven die voorafgaand aan de inspectie het riool schoonmaken. De apparatuur die hiervoor gebruikt wordt, kan vanaf een diameter van 250 mm worden ingezet. Voor kleinere diameters zijn aparte camera's noodzakelijk die niet veel bedrijven bezitten.

Ook in binneninstallaties worden over het algemeen grotere diameters toegepast dan volgens de voorschriften nodig zou zijn. Voor de binneninstallatie hebben hydraulische verschijnselen, zoals het vollopen van de leiding en de daarmee gepaard gaande problemen met be- en ontluchting, de meeste invloed op het functioneren van het riool.

In Figuur 2 is een schematische tekening van het huidige rioolstelsel weergegeven:



FIGUUR 2 SCHEMATISCHE TEKENING VAN HUIDIG VRIJVERVAL STELSEL. DE BELASTING DOOR DE HUISAANSLUITINGEN WORDT DOOR HET EERSTE HUIS AANGEGEVEN; DE VERDERE AANSLUITINGEN MET ALLEEN EEN LIJNTJE. PER STRENG, C.Q. VERBINDINGSPUT, ZIJN ALS VOORBEELD 20 HUIZEN AANGESLOTEN. HET AANTAL AANSLUITINGEN WORDT BEPAALD DOOR DE PERCEELBREEDTE EN DE MAXIMALE LENGTE VAN EEN STRENG. ALLE LEIDINGEN HEBBEN DE STANDAARD DIAMETER VAN 250-300 MM. IN HET KLEINE PICTOGRAM LINKSONDER WORDT SYMBOLISCH OOK DE VERMAZING VAN HET LEIDINGNET AANGEGEVEN, WAARBIJ DE STRENG ALS EEN RING OP HET HOOFDRIOOL IS AANGESLOTEN. DIT ZORGT ERVOOR DAT EVENTUELE BLOKKADES NIET METEEN VOOR EEN AFSLUITING ZORGEN

## 3 Beschouwing huidige dimensionering

### 3.1 Ontwikkeling taak riolering

Van oudsher is de inzameling en het transport van regen- en afvalwater een gemeentelijke taak en behoort tot de openbare nutsvoorzieningen. Deze nutsvoorzieningen, ook wel 'Urban services' genoemd, behelzen ook de drinkwatervoorziening, de energievoorziening en de inzameling van vast afval. Al deze diensten worden min of meer bindend aangeboden aan de bewoners van stedelijke gebieden en hebben een wettelijke verankering. De inzameling van vast afval en de inzameling van afvalwater (waaronder ook regenwater) is van oudsher onder de gemeentelijke verantwoordelijkheid gebleven en worden gefinancierd vanuit gemeentelijke heffingen en belastingen. Andere urbane services hebben in de loop van de tijd andere organisatie- en financieringsvormen gekregen. De infrastructuur die voor de verschillende services nodig is, is echter altijd onder de overheidsverantwoordelijkheid gebleven.

In Nederland, en in vele andere landen, zijn de belangrijkste drijfveren voor de inzameling van regen- en afvalwater een mix van 'droge voeten' en 'hygiëne' geweest. Voor deze mix is de meest eenvoudige oplossing een enkelvoudig systeem waarmee zowel het regen- als het afvalwater kan worden ingezameld en getransporteerd. Zeker toen de lozing daarvan nog ongezuiverd plaatsvond, was dat een goede oplossing.

Pas vanaf het tijdstip dat directe lozing van de gemengde waterstroom op oppervlaktewater niet meer aanvaardbaar was en zuivering noodzakelijk was om de belasting van het oppervlaktewater te verminderen, is de oplossing van een gescheiden stelsel meer gangbaar geworden. In de overgangsfase is het verbeterd gescheiden stelsel toegepast.

Vanwege ook de typisch Nederlandse situatie van vlakke gebieden met weinig verhang, is de functie van het regenwaterriool in eerste instantie het bergen van het water en pas in tweede instantie het transport naar en de lozing op het oppervlaktewater. De transportcapaciteit van het riool wordt daardoor ook grotendeels bepaald door de capaciteit van de gemalen en pompen die het water transporteren nadat het in vrij verval riolen is verzameld. Vanwege deze eis voor berging is de diameter van het (regenwater) riool een belangrijke dimensioneringsgrondslag geweest.

Er is een trend gaande waarin het streven is om regenwater niet meer direct af te voeren naar het oppervlaktewater via het rioleringsstelsel, maar om een zekere berging te creëren van waaruit vertraagd kan worden afgevoerd of worden geïnfiltreerd in de ondergrond. De situatie in Nederland kan worden gekenmerkt als de overgangsfase van een gemengd stelsel naar een gescheiden stelsel met als tussenstap het verbeterd gemengd stelsel. Gezien de levensduur van de riolering zelf, maar ook van de bebouwing die wordt bediend, is deze overgangsfase zeer lang. In bepaalde gebieden zal het ook min of meer onmogelijk zijn om het stelsel geheel te veranderen zonder rigoureuze ingrijpen in de bebouwing.

### 3.2 Dimensionering gescheiden riool

In de praktijk komt het erop neer dat er geen verschil is in dimensionering van een inzamelingsriool van een gescheiden of een gemengd stelsel. Beide kennen als minimale diameter een maat van 250-300 mm en een verhang van 1:250 tot 1:1000. De schuifspanningsberekening die wordt aangeraden voor het gedeelte dat dichterbij het gemaal ligt, is vooral gericht op het verwijderen van zwaar sediment zoals zand.

In tabel B1.6 van de leidraad wordt aangegeven dat het aantal inwonerequivalenten (i.e.) minimaal 100 moet zijn om een voldoende efficiënte stroming te verkrijgen (met een schuifspanning groter dan  $1.0 \text{ N/m}^2$  in een leiding met een diameter van 250 mm.) Dit betekent dat de leiding in het begin van de streng in ieder geval te groot zal zijn, zelfs bij een verhang van 1:100 (0,010). Bij een verhang van 1:200 (0,005) moeten al 300 i.e. zijn aangesloten om de gewenste schuifspanning te verkrijgen.

Hieruit volgt dat in een DWA riool, dat wordt gedimensioneerd op de minimale diameter van 250 mm., sediment zal ophopen volgens deze benadering. Dat geeft aan dat schoonmaken wellicht noodzakelijk is. Er zijn over het algemeen echter geen systematische gegevens bekend over de opbouw van sediment in de leidingen.

### 3.3 Schoonmaken en inspecteren

De mogelijkheid tot schoonmaken en inspecteren is de belangrijkste reden waarom een riool een minimale diameter van 250 mm moet hebben. In veel gemeenten wordt een schoonmaak- en inspectiefrequentie aangehouden van eens per 7 tot 10 jaar. Ook in de Leidraad staat een inspectiefrequentie van rond de tien jaar. Het schoonmaken van het riool vindt plaats voorafgaand aan het inspecteren. Er worden over het algemeen geen gegevens bijgehouden over de effecten van het schoonmaken zelf of de hoeveelheid sediment die wordt verwijderd. Blokkades als gevolg van ophopingen van sediment zijn zeldzaam en worden niet systematisch geregistreerd.

Vetophoping wordt als een belangrijke oorzaak van verstopping c.q. ophoping genoemd. Bekend zijn vetkraag die in gemaalkelders worden aangetroffen en vrij snel kunnen aangroeien. Ook worden in riolen zelfvetophopingen aangetroffen die hardnekkig kunnen zijn. Er is echter geen systematische kennis beschikbaar over hoe en onder welke omstandigheden vet in het riool wordt aangetroffen. Het gedrag van vet in de rioolflow is in detail niet bekend.

In de huidige praktijk schuilt het gevaar van een cirkelredenering: de diameter is 250 mm om schoonmaken en inspectie mogelijk te maken, maar door de grote diameter zal sediment ophopen en is schoonmaken noodzakelijk.

### 3.4 Praktische aspecten

Een andere reden om voor grote diameters te kiezen is de aanwezigheid c.q. het gevaar voor mogelijk rioolvreemd water. Dit is water dat in het DWA-riool terecht komt door bijvoorbeeld misaansluitingen of inlekkend grondwater. Uit een inventarisatie van STOWA blijkt dat 25% rioolvreemd water ten opzichte van de DWA geen uitzonderlijke situatie is. Het sediment dat met dit water meekomt, heeft vaak een zandig karakter. Het sediment dat typisch in huishoudelijk afvalwater is opgenomen, betreft voor het grootste gedeelte organisch materiaal waarvan de dichtheid dicht bij water ligt. Uit de beschouwing over de benodigde schuifspanning in een riool (zie paragraaf 2.3.2) blijkt dat het zandige sediment de maatgevende spanning bepaalt.

In drinkwater blijkt de kritische opwervelingssnelheid ongeveer 0,3 m/s te zijn in een leiding met een diameter van 100 mm. De schuifspanning die daarmee gemoeid gaat is 1 N/m<sup>2</sup>. (zie pag. 75 en gewone sheer stress formule). Het materiaal dat in een waterleiding wordt opgewerveld heeft ook een dichtheid die dicht bij 1 ligt. De waarde van 1 N/m<sup>2</sup> lijkt dus een goede aanname voor opwerveling voor sediment met een relatief geringe dichtheid. Tevens kan dus het snelheids criterium dat werkt bij drinkwaterleidingen wellicht ook worden gehanteerd bij de dimensionering van rioolleidingen, mits alleen rekening wordt gehouden met relatief licht (organisch) sediment.

Uit de dominantie van het zandige materiaal in de bepaling van de minimale schuifspanning, blijkt dat het rioolvreemde water min of meer als een onvermijdbare complicatie wordt gezien.

### 3.5 Volksgezondheid

De oorspronkelijke en zeer belangrijke doelstelling van de riolering is gelegen in het verbeteren van de volksgezondheid. Tegelijkertijd met het uitbreiden van het drinkwaternet is ook het rioleringsnetwerk aangelegd en beide ontwikkelingen hebben een onschatbare bijdrage geleverd aan het bevorderen van de volksgezondheid. Toch lijkt dit aspect in de huidige beschouwing van de riolering minder expliciet naar voren te worden gebracht.

Vanuit het oogpunt van volksgezondheid is een strikt gescheiden rioleringsstelsel de beste optie. In combinatie met het principe dat in Nederland wordt gehanteerd ten aanzien van de ontspanning van het riool, namelijk via de binneninstallatie, zou in principe het huishoudelijk afvalwater in een gesloten systeem worden afgevoerd. De handhaving van het systeem is echter geen expliciete doelstelling van de beheerder van

het riool. Als mede-argument voor de ruime dimensionering wordt regelmatig genoemd dat hierdoor ook de gevolgen van misaansluitingen kunnen worden opgevangen. Of in andere woorden: een misaansluiting of het verkeerd gebruik van het riool wordt niet direct geconstateerd omdat de redundantie in het systeem zo groot is dat de gevolgen niet direct opvallen. Een cirkelredenering ligt hier ook voor de hand.

### 3.6 Functionaliteit van het riool

De service die met het riool wordt geleverd kan worden gekarakteriseerd als een 'negatieve service'. Het falen of uitvallen van de service wordt opgemerkt, maar het functioneren van de service is zo vanzelfsprekend dat het niet meer wordt opgemerkt. Dit is tevens een achtergrond voor de perceptie van robuuste dimensionering van het riool en de zorg over het verstoppert c.q. disfunctioneren. Een veel gehoord argument is dat het op deze manier goed werkt en dat er geen reden is om het anders te doen. "Ik word er niet zenuwachtig van als er teveel water door het DWA-riool gaat." Hiermee wordt ook duidelijk dat de verschillende stakeholders (huishoudens, gemeente en waterschappen) niet dezelfde belangen hebben bij de inzameling van rioolwater.

### 3.7 Ontwikkeling

De dimensionering van het DWA-riool wordt vooral gedomineerd door de mogelijkheid tot inspectie en schoonmaak en niet door de hydraulische randvoorwaarden (zie ook par 2.6). In historisch en functioneel perspectief is dit logisch, maar weerhoudt een verdere ontwikkeling van de inzamelingsfunctie van huishoudelijk afvalwater. Doorbreken van de status quo kan door aan te tonen dat het betrekken en optimaliseren van de overige ontwerpcriteria als schuifspanning, hydraulische belasting en bodemverhang leidt tot een riolering die functioneel net zo goed of beter is en tevens een stuk goedkoper.



## 4 Een nieuwe benadering voor riolering voor huishoudelijk afvalwater

### 4.1 Inleiding en opzet onderzoek

Zoals in het vorige hoofdstuk is geconstateerd, is in de dimensionering van het vuil water riool het operationele aspect van inspectie en schoonmaken erg belangrijk. Daarnaast is traditie c.q. gewoonte bepalend, terwijl de hydraulische aspecten minder aandacht krijgen. In dit hoofdstuk wordt getracht de hydraulische aspecten nader te beschouwen en te bezien welk effect dat kan hebben op de dimensionering van de leidingen en op de operationele aspecten, met name op het gevaar voor verstopping. De verwachting op voorhand is dat een dergelijk nieuw systeem kleiner kan zijn dan het traditionele systeem.

Het onderzoek zal zich in eerste instantie richten op de hydraulische aspecten van de riolering, zonder rekening te houden met de mogelijke belasting met stoffen of objecten. De focus van het onderzoek is gericht op de rioolleidingen 'in de straat'. Dit zijn de inzamelingsleidingen in de gewone woonwijken, waar de vuilwater belasting voornamelijk bestaat uit het huishoudelijk afvalwater. Aandacht is er vooral aan het goed inschatten van de hydraulische belasting die het huishoudelijk afvalwater oplevert. De kwantiteit en kwaliteit van deze stroom wordt nagenoeg geheel bepaald door het gebruik van drinkwater. Kennis over dit gebruik is een belangrijk onderdeel van het bepalen van de hydraulische belasting van het inzamelingsriool. In dit hoofdstuk (hoofdstuk 4) wordt dit nader beschreven.

Hoofdstuk 5 geeft een beschrijving van de experimentele verificatie c.q. demonstratie van de hydraulische aspecten. Daarnaast is in hoofdstuk 6 een berekening uitgevoerd waarin de hydraulische belasting, volgend uit het drinkwaterverbruik, ingevoerd is in een bestaand model van een rioleringsstelsel op wijkniveau. Deze berekening is ook herhaald met de dimensionering van de diameters volgens de nieuwe benadering. Er is geen verdere optimalisatie uitgevoerd; deze berekening wordt uitgevoerd om de hydraulische haalbaarheid van de nieuwe dimensionering te testen.

Naast de hydraulische prestatie is de capaciteit om materiaal te transporteren en het voorkomen van blokkades een prestatie criterium voor een goed werkende riolering. Dit aspect wordt nader uitgewerkt in het onderzoek waarnaar in hoofdstuk 5 wordt verwezen.

### 4.2 Rationale nieuwe benadering

Zoals in hoofdstuk 1 is verwoord, zal het terugwinnen en hergebruiken van grondstoffen uit de afvalwaterketen een volwaardig ontwerpcriterium moeten worden voor het inzamelen en transporteren van afvalwater. Een lange termijn visie laat zien dat rond 2050 er een grote mate van scheiding zou moeten zijn gerealiseerd (80-100%) tussen hemelwater en vuilwatersysteem (Worst, Clemens et al. 2012). De meest gevolgde werkwijze om dit te bereiken is het afkoppelen van hemelwater van het systeem. Daardoor neemt de belasting van het huidige gemengde systeem af en zal voldaan kunnen worden aan richtlijnen voor overstortfrequenties zonder ingrijpende veranderingen aan het bestaande stelsel. Vervanging van riolen zal geen aanleiding zijn tot herdimensioneren, omdat de extra belasting door klimaatverandering gecompenseerd wordt door de afkoppelingsmaatregelen.

Vooraf in de centra van verstedelijkte gebieden zal het traditionele afkoppelen van hemelwater moeilijk realiseerbaar zijn. Een nieuwe benadering is dat niet het hemelwater, maar het afvalwater wordt afgekoppeld van het bestaande systeem. Het afvalwater wordt ondergebracht in een nieuw en veel kleiner systeem. Het 'oude' systeem is dan een afvoersysteem waarin alleen het relatief schone hemelwater en eventueel grondwater kan worden getransporteerd. Overstorten vanuit dit systeem hebben een veel kleinere impact op het ontvangende water dan de huidige vanuit het gemengde stelsel.

. Een kleiner systeem dat wellicht ook eenvoudiger in de bestaande (ondergrondse) infrastructuur is in te bedden, kan gefaseerd worden aangelegd en aangesloten. Een bijkomend voordeel is dat het bestaande gemengde systeem gebruikt kan blijven worden voor de opvang en afvoer van regenwater. Sleufloze renovatie van deze systemen is dan een goede optie omdat de dimensies van het hemelwaterriool niet behoeven te worden aangepast. De effecten van klimaatverandering kunnen worden opgevangen met behulp van de traditionele afkoppeling van hemelwater waardoor ook eerdere investeringen hierin blijven renderen.

### 4.3 Aandachtspunten

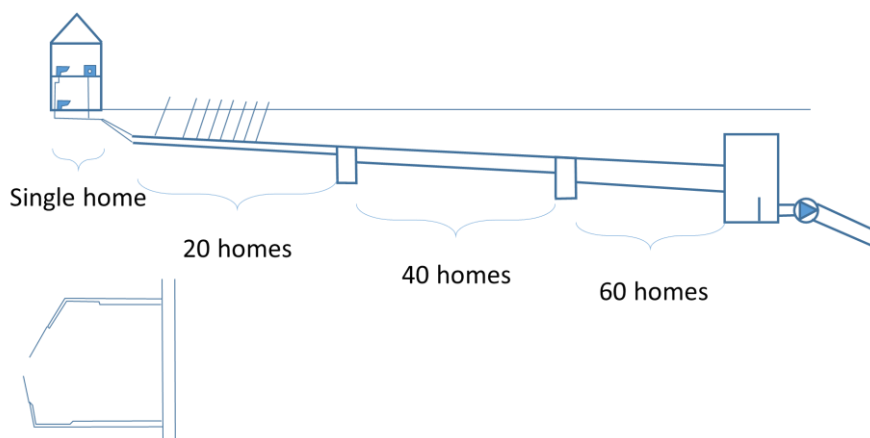
Een belangrijk aandachtspunt is dat het riool nu goed functioneert (Rioned 2014): “*Never change a winning team*”. Voor de eigenaar/beheerder van het systeem, de gemeente geldt dat de primaire functie, het afvoeren van het huishoudelijk afvalwater naar de gemalen van het waterschap, goed wordt vervuld. Het gemiddelde faalpercentage is ongelooflijk laag en het aantal overstorten voldoet aan de daarvoor gestelde normen.

Het riool functioneert echter als een black box: “goed functioneren” is gebaseerd op het uitblijven van storingen. Een nieuw concept zal dus minimaal aan de verwachting van het uitblijven van storingen moeten voldoen.

Een belangrijke bedreiging voor het goed functioneren van het riool is verstopping. Daarom is de mogelijkheid tot inspectie en schoonmaken een cruciaal ontwerpgegeven. Andere ontwerpcriteria die meer focussen op het hydraulisch functioneren van het vuil water riool, zoals hydraulische belasting, schuifspanning, bodemverhang en vullingsgraad, komen hierdoor minder aan bod. Het gevolg is dat relatief grote riolen aangelegd worden die onderhouden worden door schoonmaken gevolgd door regelmatige inspectie. Het doel van de nieuwe benadering voor de riolering van huishoudelijk afvalwater, meer gericht op hydraulica dan op inspectie, is om ook op die kosten te besparen. Zowel op de aanleg (capex: investeringen, CAPital EXpenditures) als in het onderhoud (opex: onderhoudskosten: OPERational EXpenditures). Lopend onderzoek in het kader van het programma van ‘Urban Drainage’ van de TU Delft voorziet ook in onderzoeken naar de effectiviteit en noodzaak van het schoonmaken en inspecteren van riolen.

### 4.4 Een nieuw concept

Het nieuwe concept voor de riolen voor afvoer van het huishoudelijk afvalwater moet een leidingstelsel opleveren waarin met alle eerdergenoemde ontwerpcriteria rekening wordt gehouden. De hydraulische belasting in relatie tot de diameter zal hoger zijn dan in het huidige stelsel, hetgeen zal leiden tot een hogere vullingsgraad. Een principeplaatje van een ‘nieuw’ c.q. meer op de hydraulica toegesneden riool is weergegeven in Figuur 3.



FIGUUR 3 'NIEUW' SYSTEEM VOOR INZAMELING VAN HUISHOUDELIJK AFVALWATER. DE BELASTING DOOR DE HUISAANSLUITINGEN WORDT DOOR HET EERSTE HUIS AANGEGEVEN; DE VERDERE AANSLUITINGEN MET ALLEEN EEN LIJNTJE. PER STRENG, C.Q. VERBINDINGSPUT, ZIJN ALS VOORBEELD 20 HUIZEN AANGESLOTEN. HET AANTAL AANSLUITINGEN WORDT BEPAALD DOOR DE PERCEELBREEDTE EN DE MAXIMALE LENGTE VAN EEN STRENG. DE LEIDINGEN HEBBEN EEN DIAMETER EN VERHANG VARIËREND VAN 100 TOT 160 MM. IN HET KLEINE PICTOGRAM LINKSONDER WORDT SYMBOLISCH OOK DE

## VERTAKKING VAN HET LEIDINGNET AANGEGEVEN, WAARBIJ IEDERE STRENG ALS EEN ENKELE LEIDING OP HET HOOFDRIOOL IS AANGESLOTEN. HET HOOFDRIOOL IS IN EEN VERMAASDE STRUCTUUR OPGENOMEN.

Het nieuwe systeem is geïnspireerd op een gelijksoortige benadering van het drinkwaterleidingnet (Vreeburg, Blokker et al. 2009). De analogie is dat ook in het conventionele drinkwatersysteem de hydraulische aspecten een ondergeschikte rol waren gaan spelen in de loop van de decennia. Ook dit leidde tot een relatief overgedimensioneerd en vermaasd systeem dat ogenschijnlijk goed functioneerde maar soms wel aanleiding gaf tot lokale problemen met de drinkwaterkwaliteit. Een ander analoog aspect is dat er een extra criterium voor ontwerp moest worden toegevoegd, namelijk waterkwaliteit. Dit stelde expliciet eisen aan de hydraulica (snelheid en verblijftijd) en leidde uiteindelijk tot een nieuwe benadering.

Als de hydraulische randvoorwaarden dominant worden in het ontwerp, zullen de leidingen kleiner zijn, waardoor in dezelfde ruimte grotere verhangen kunnen worden toegelaten die kunnen resulteren in hogere snelheden en kortere verblijftijden. Tevens zal de vullingsgraad van de leidingen hoger zijn en zal mogelijk de leiding geheel gevuld raken.

De ontwerpgrondslag voor de hydraulische belasting van het stelsel zal gebaseerd zijn op een model van de werkelijke belasting afgeleid van een model van de drinkwatervraag. In tijdstappen van vijf minuten kan de volumestroom rioolwater dan gemodelleerd worden.

Kritieke situaties ontstaan als de leidingen nagenoeg gevuld zullen zijn. De effecten daarvan zijn tweeledig. Ten eerste zal er stuwung ontstaan in de putten, waardoor het gevaar van overstroming op straatniveau groter wordt. Omdat het uitsluitend rioolwater betreft is dit een zeer ongewenste situatie die direct opgelost dient te worden. De putten dienen daarnaast zodanig te zijn geconstrueerd dat instroming van regenwater niet mogelijk is. Door deze waterdichtheid en daardoor ook luchtdichtheid kan zich in de put druk opbouwen en kan de stuwung zich uitbreiden naar de aansluitleidingen.

Naast de stuwung kan in de huisaansluitingen een onderdruk ontstaan die nadelige gevolgen kan hebben in de binneninstallatie als het leegzuigen van sifons of borrelende geluiden in aansluitingen van apparaten. In theorie kan de negatieve druk tot 80-100 kPa oplopen.

In Nederland is de ontspanning van het riool via de huisaansluiting geregeld. In juridische termen is dit een grijs gebied, maar de werkroutine is erop gericht om voldoende ontspanning te leveren via de standpijp die door het dak gevoerd wordt.

Het testen van het nieuwe concept bestaat uit twee onderdelen: Allereerst een modelmatige benadering om op theoretische gronden de capaciteit van een nieuw systeem te bepalen gevolgd door een experimentele verificatie van de berekeningen. Voor de verificatiefase zal een proefleiding worden gebouwd waarin de hydraulische verschijnselen worden bestudeerd en bovendien nog een aantal additionele verschijnselen zoals het inbrengen objecten om de transportverschijnselen te bestuderen.

In de rest van dit hoofdstuk zal de modellering verder worden besproken, de experimentele verificatie is in hoofdstuk 5 beschreven.

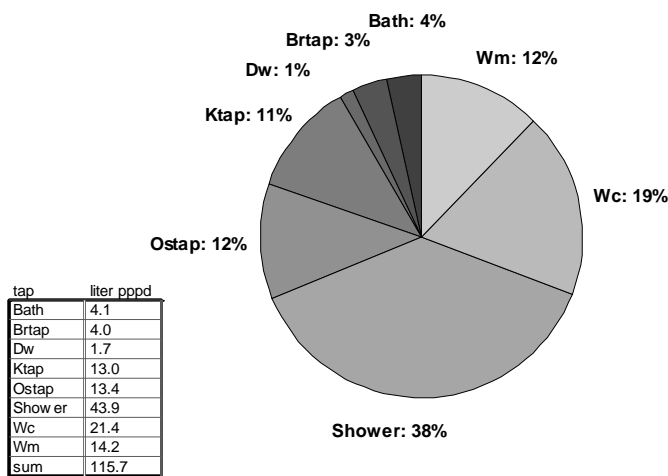
### 4.5 Modelling hydraulische belasting

#### 4.5.1 Uitgangspunten

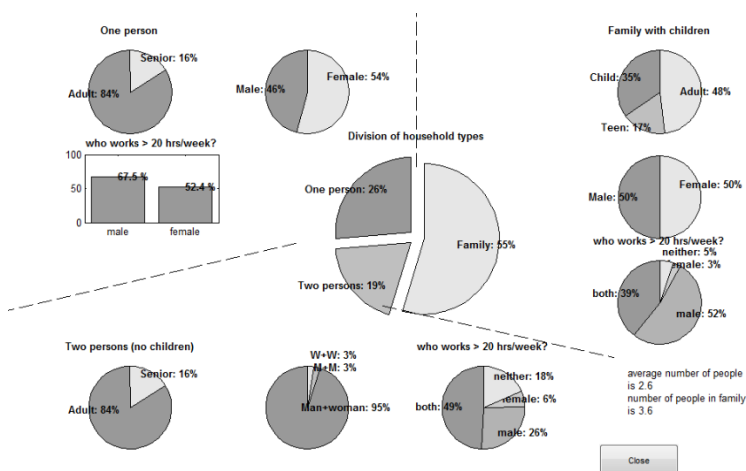
Veel van het drinkwaterverbruik kan worden vertaald naar de productie van afvalwater. Door de toepassing van het drinkwater i.c. het eindverbruik te kennen, is het mogelijk om het drinkwatersignaal om te zetten in een afvalwatersignaal. Hiervoor wordt gebruik gemaakt van het model SimSem. Een volledige beschrijving van SimSem is gegeven in Bijlage I.

Voor een eerste gedachtebepaling zijn een aantal drinkwaterpatronen gegenereerd met behulp van het model SIMDEUM. Hierbij is aangenomen dat ieder huis 2,6 inwoners heeft met een zeker verbruik en statische en

demografische verdeling (zie Figuur 4 en Figuur 5). Het afvalwaterpatroon van de aansluiting is gelijk aan het drinkwaterpatroon. Er is geen rekening gehouden met de ‘vervorming’ van dit patroon, bijvoorbeeld de versnelling bij een toiletspoeling of de vertraging zoals die optreedt bij een wasmachine of een gecombineerd effect van het gebruik van een bad. Voor de gehanteerde tijdschaal van 5 minuten is dit ook niet echt van invloed. Dit betekent bijvoorbeeld dat een toiletspoeling als een constante stroom over drie minuten wordt gemodelleerd. In werkelijkheid zal de toiletspoeling echter in kortere tijd in het binnen riool komen, maar de uiteindelijke uitstroom via de huisaansluiting is weer over een langere tijd. Een bad vullen neemt een aantal minuten, terwijl het legen sneller gaat en op een later tijdstip. Met 5 minuten interval, zal er echter geen “groot” verschil zijn, zie Figuur 6 met tabel (de tabel wordt nog origineel opgebouwd). Het enige subtype dat langer dan 5 minuten duurt, is de douche, maar die geeft nagenoeg een onvertraagd patroon omdat het waterverbruik direct tot een afvalwaterstroom leidt. Voor meerdere huizen wordt dit minder belangrijk want andere factoren zoals vertraging tussen het afvoer punt naar het riool stelsel zal ook een invloed hebben.



FIGUUR 4 WATERVERBRUIK IN PROEFGEBIED



FIGUUR 5 DEMOGRAFISCHE VERDELING OVER PROEFGEBIED

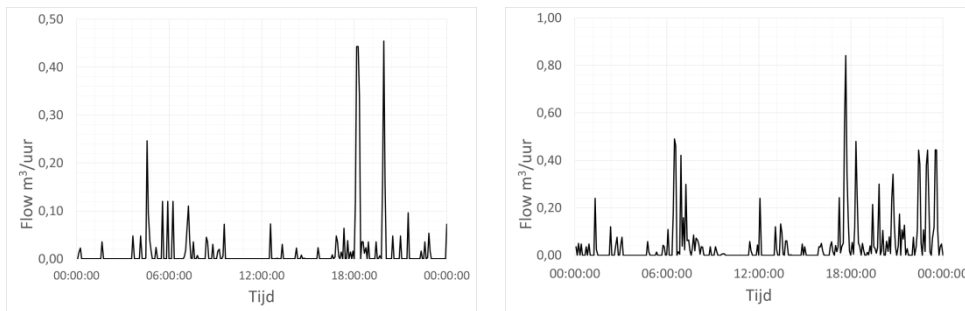
**Table 2 Duration and intensity of water discharge for several types and sub types of end uses in the Netherlands, average ( $\mu$ ) and probability distribution function (pdf) (NEN3215, 2011; De Paepe et al., 2003; Persson, 2007).**

End-use type / subtype		Duration		Intensity (L/s)	
		$\mu$	pdf	$\mu$	pdf
Bathub	120 litres	2 min	N.A. (fixed)	1.0	N.A. (fixed)
Bathroom tap	Washing and shaving	40 s	Log-normal	0.042	Uniform
	Brushing teeth	15 s			
Dish washer	Brand and type	Specific dishwashing pattern (3 cycles of water discharged, total 19 seconds, 0.75 L/sec = 14 L)			
Kitchen tap	Consumption	16 s	Log-normal	0.083	Uniform
	Doing dishes	6 s		1.000	
	Washing hands	15 s		0.083	
	Other	37 s		0.083	
Outside tap	Garden	N.A. Water is not discharged to sewer			
	Other				
Shower	Normal	8.5 min	$\chi^2$	0.142	N.A. (fixed)
	Water saving type			0.123	
Washing machine	Brand and type	Specific washing pattern (3 cycles of water discharged, total 67 seconds, 0.75 L/sec = 50 L)			
WC	6-litre cistern	3 s	N.A. (fixed)	2	N.A. (fixed)
	9-litre cistern	9 s			

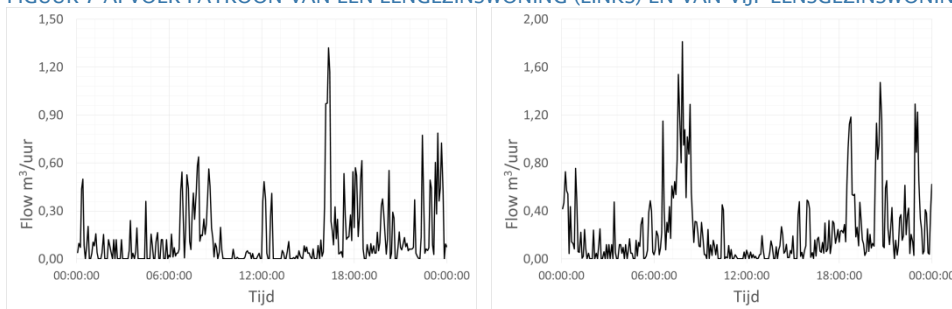
FIGUUR 6 TABEL MET TYPISCHE VERBRUIKSDUREN VAN WATERVERBRUIK

#### 4.5.2 Resultaten

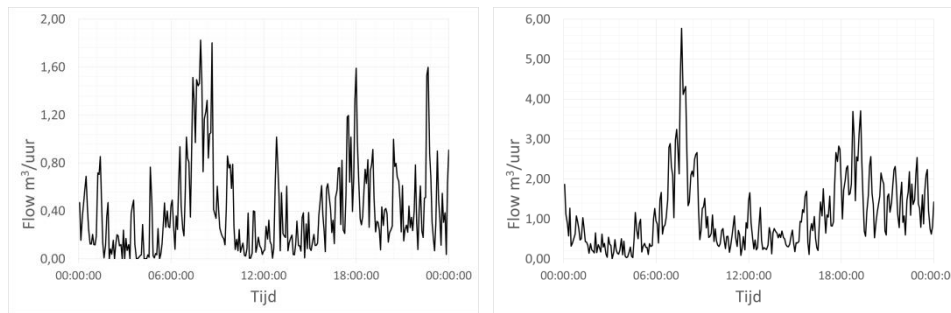
Op basis van de uitgangspunten genoemd in de vorige paragraaf zijn een aantal drinkwaterpatronen gemaakt voor verschillende hoeveelheden aansluitingen. De grafische representatie van die patronen in Figuur 7, Figuur 8 en Figuur 9.



FIGUUR 7 AFVOER PATROON VAN EEN EENGEZINSWONING (LINKS) EN VAN VIJF EENGEZINSWONINGEN (RECHTS)



FIGUUR 8 "AFVALWATERPRODUCTIE" VAN 10 HUIZEN (LINKS) EN 20 HUIZEN (RECHTS)



FIGUUR 9 AFVOERPATROON VAN 40 HUIZEN (LINKS) EN 100 HUIZEN (RECHTS)

Al de patronen laten zien dat er een zekere piekbelasting is die veel groter is dan de gemiddelde of modale belasting. Bijvoorbeeld de piek bij 100 huizen (dus in totaal 260 mensen) ligt rond de 6 m<sup>3</sup>/uur, maar gedurende een korte tijd (5 minuten). Ook is te zien dat de totale piekbelasting sterk wordt afgevlakt; de maximale piek bij een enkele aansluiting is 470 l/uur, terwijl de piek bij 100 woningen 5760 l/uur is. Dit onderschrijft de aanname dat het piekverbruik ongeveer toeneemt met de wortel uit het aantal aansluitingen.

#### 4.6 Vloeistofmechanica

Om de vloeistofstroom te beschrijven is een model gemaakt van een prismatische leiding die onder een zeker verhang ligt en waar een zekere volumestroom aan wordt toegevoegd. De continuïteitsvergelijking respectievelijk bewegingsvergelijking die de vloeistofbeweging in open waterlopen beschrijven zien er als volgt uit:

$$\frac{\delta Q}{\delta x} = -B(h) \frac{\delta h}{\delta t} \quad [4]$$

$$\frac{1}{gA} \frac{\delta Q}{\delta t} + \frac{2Q}{gA^2} \frac{\delta Q}{\delta x} - i_B + \frac{\delta h}{\delta x} + \frac{|Q|Q}{C^2 A^2 R} = 0 \quad [5]$$

Met

Q	:	Volumestroom [m <sup>3</sup> /s]
B(h)	:	Breedte van het wateroppervlak [m]
h	:	Waterdiepte [m]
g	:	Zwaartekrachtversnelling [m/s <sup>2</sup> ]
A	:	Nat oppervlak [m <sup>2</sup> ]
i <sub>B</sub>	:	Bodemverhang [-]
C	:	Chézy coëfficiënt [s <sup>2</sup> /m]

In de stationaire situatie, of als de randvoorwaarden relatief langzaam veranderen, kunnen de tijds- en plaats afhankelijke termen van de bewegingsvergelijking (vergelijking 5) gelijk aan nul worden gesteld. Dan blijft over dat het verhang gelijk is aan de wrijving in de leiding en dat de waterspiegel evenwijdig aan het bodemverhang loopt. Deze vergelijkingen blijven geldig zolang er in de leiding nog een vrije waterspiegel is. Hieruit volgt dan eenvoudig de wet van Chézy:

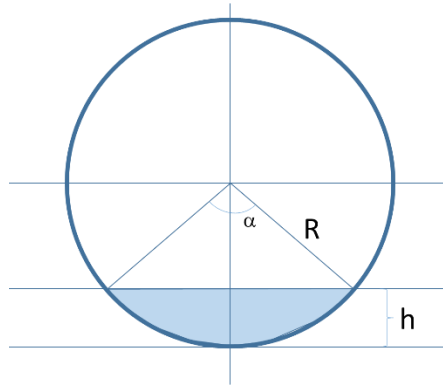
$$v = C \sqrt{R_h \cdot i_B} \quad [6]$$

Met

R <sub>h</sub>	:	Hydraulische straal [m]
C	:	Chézy Coëfficiënt [s*m <sup>-1/2</sup> ]
i <sub>B</sub>	:	Bodemverhang [-]

De hydraulische straal is de verhouding tussen het doorstroomde natte oppervlakte en de natte omtrek van het profiel. Dat is het gedeelte van de wand dat contact maakt met het water. Voor een cirkelvormig profiel

wordt het natte oppervlakte bepaald door het cirkelsegment dat doorstroomd wordt en bepaald door de waterhoogte in de leiding. Deze bepaalt tevens de natte perimeter.



FIGUUR 10 GEOMETRISCHE GEGEVENS VAN EEN CIRKELVORMIGE DOORSNEDE

De hoek  $\alpha$  wordt als volgt bepaald:

$$\alpha = 2 * \arccos\left(1 - \frac{h}{R}\right) \quad [7]$$

Met:

$\alpha$	:	middelpuntshoek [rad]
$h$	:	Waterdiepte [m]
$R$	:	Straal van de cirkel [m]

Het natte oppervlakte  $A$  wordt vervolgens bepaald met

$$A = \frac{1}{2} R^2 (\alpha - \sin \alpha) \quad [8]$$

Met:

$A$	:	Oppervlakte cirkelsegment [m <sup>2</sup> ]
$R$	:	Straal van de cirkel [m]
$\alpha$	:	middelpuntshoek [rad]

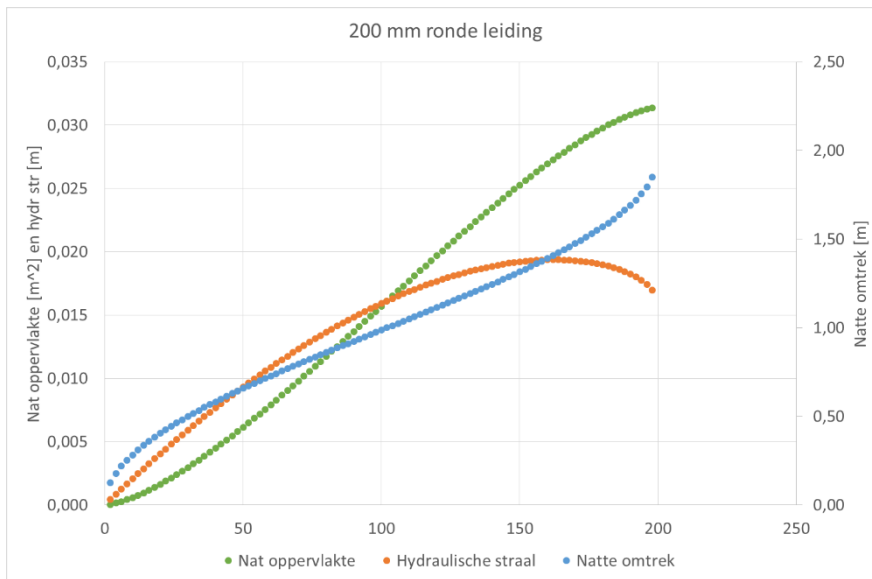
Tenslotte kan de natte perimeter bepaald worden met de middelpuntshoek en de straal van de cirkel:

$$P = R * \alpha \quad [9]$$

Met:

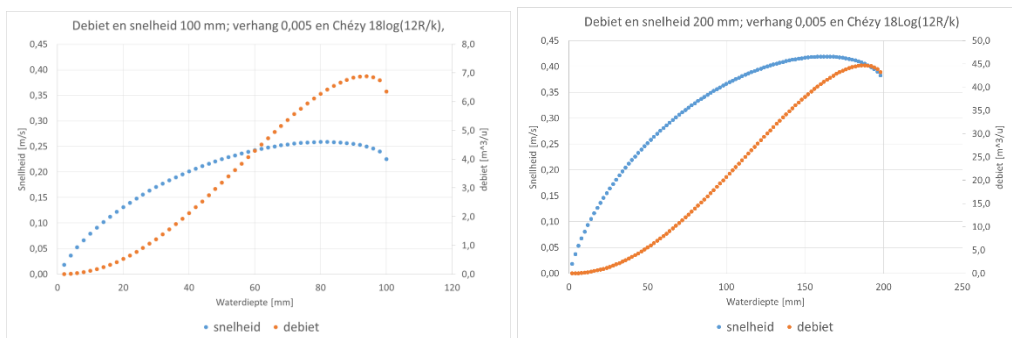
$P$	:	Booglengte, natte perimeter [m]
$R$	:	Straal van de cirkel [m]
$\alpha$	:	middelpuntshoek [rad]

Voor een 200 mm leiding zijn deze drie parameters weergegeven in Figuur 11.



FIGUUR 11 HYDRAULISCHE KARAKTERISTIEKEN 200 MM LEIDING.

Uit de formule van Chézy blijkt al dat de snelheid in de leiding voornamelijk wordt bepaald door de hellingshoek. Om dit te illustreren zijn in Figuur 12 de snelheden die optreden bij een verhang van 1:200 (0,005) en een Chézy coëfficiënt van  $100 \text{ s} \cdot \text{m}^{-1/2}$  weergegeven.

FIGUUR 12 DEBIET EN SNELHEID BIJ VERHANG VAN 1:200 EN CHÉZY COËFFICIËNT VAN  $100 \text{ S} \cdot \text{M}^{-1/2}$  VOOR EEN 100 EN EEN 200 MM LEIDING.

Bij een vullingsgraad van 70% (waterdiepte 70 mm) en een verhang van 1:200 (0,005) is de capaciteit van de 100 mm leiding ongeveer  $5,4 \text{ m}^3/\text{u}$ . De snelheid bedraagt dan  $0,25 \text{ m/s}$ . Bij hetzelfde debiet ( $5,4 \text{ m}^3/\text{u}$ ) in de 200 mm leiding is de snelheid hetzelfde ( $0,25 \text{ m/s}$ ), terwijl de waterdiepte 49 mm bedraagt. De maximale volumestroom van 100 huishoudens (260 inwoners) bedraagt kortstondig  $5,8 \text{ m}^3/\text{uur}$ .

Uit dit voorbeeld blijkt dat de snelheid in de leiding nagenoeg volledig wordt bepaald door de hellingshoek en niet door de diameter. Dit is ook logisch gezien de eerder genoemde formule van Chézy (Vergelijking 6) en dat de invloed van de hydraulische straal  $R$  relatief gering is.



#### 4.7 Capaciteit leidingen

Met behulp van de in de vorige paragraaf gepresenteerde formules kan per leiding de capaciteit worden bepaald bij een bepaald verhang. In de onderstaande tabellen is dit gedaan voor een reeks van volumestromen en een Chézy coëfficiënt die wordt berekend met de volgende formule:

$$C = 12 \log\left(12 \frac{P}{k}\right)$$

Waarin:

- C : Coëfficiënt van Chézy [ $m^{1/2}/s$ ]  
 P : Natte perimeter [m]  
 k : Wandruwheid [m]

TABEL 1 SNELHEID EN WATERHOOGTE IN EEN 100 MM LEIDING BIJ VERSCHILLENDE DEBIETEN EN LEIDINGHELLINGEN (VERHANG); DE GRIJZE VLAKKEN GEVEN EEN NIET REALISTISCHE WAARDE

verhang		Diameter		100 mm		k-waarde 0,01 mm		1:1000	
		1:100		1:250		1:500		1:1000	
debiet		v	h	v	h	v	h	v	h
[m <sup>3</sup> /u]	[l/min]	[m/s]	[mm]	[m/s]	[mm]	[m/s]	[mm]	[m/s]	[mm]
1,2	20,0	0,37	17,0	0,27	21,5	0,21	25,5	0,16	30,5
2,4	40,0	0,45	24,0	0,32	30,5	0,25	37,0	0,19	45,0
3,6	60,0	0,50	29,5	0,36	38,0	0,28	46,5	0,21	57,5
4,2	70,0	0,52	32,0	0,37	41,5	0,29	51,0	0,22	64,0
5,4	90,0	0,56	37,0	0,40	48,0	0,30	60,0	0,23	78,0
6,0	100,0	0,57	39,0	0,41	51,5	0,31	64,5	0,20	100,0
6,6	110,0	0,59	41,5	0,42	54,5	0,32	69,0		
7,8	130,0	0,62	45,5	0,43	60,5	0,32	79,5		
8,4	140,0	0,63	47,5	0,44	64,0	0,29	100,0		
9,6	160,0	0,65	51,5	0,45	70,5				
10,2	170,0	0,66	53,5	0,45	74,0				
10,8	180,0	0,66	55,5	0,45	78,0				
11,4	190,0	0,67	57,5	0,46	82,5				
12,0	200,0	0,68	59,5	0,40	100,0				
12,6	210,0	0,69	61,5						
13,8	230,0	0,70	65,5						
14,4	240,0	0,70	67,5						
15,6	260,0	0,71	72,0						
16,2	270,0	0,72	74,5						
16,8	280,0	0,72	77,0						
17,4	290,0	0,72	79,5						
18,0	300,0	0,72	82,5						
18,6	310,0	0,72	86,0						
19,2	320,0	0,64	100,0						

Uit Tabel 1 blijkt, dat als het vullingspercentage van 70% als maximum wordt beschouwd, dat bij een verhang van 1:100, de maximale capaciteit rond 15 m<sup>3</sup>/uur kan bedragen. Als het verhang terugloopt naar 1:1000,

loopt de capaciteit terug naar ongeveer 5 m<sup>3</sup>/uur. Dit is de exponentiële terugloop die volgens de formule van Chézy is te verwachten.

TABEL 2 SNELHEID EN WATERHOOGTE IN EEN 160 MM LEIDING BIJ VERSCHILLENDE DEBIETEN EN EN LEIDINGHELLINGEN (VERHANG)

verhang	Diameter		160 mm		k-waar		0,01 mm	
	1:100		1:250		1:500		1:1000	
debiet	v	h	V	h	v	h	v	h
[m <sup>3</sup> /u]	[m/s]	[mm]	[m/s]	[mm]	[m/s]	[mm]	[m/s]	[mm]
1,0	0,33	13,5	0,24	17,0	0,19	20,0	0,15	23,5
3,0	0,45	23,0	0,33	29,0	0,26	35,0	0,20	41,5
5,0	0,53	30,0	0,38	38,0	0,29	45,5	0,23	54,5
7,0	0,58	35,5	0,41	45,0	0,32	54,5	0,25	66,0
9,0	0,62	40,5	0,44	51,5	0,34	62,5	0,26	76,0
11,0	0,65	45,0	0,47	57,5	0,36	70,0	0,28	86,0
13,0	0,68	49,0	0,49	63,0	0,37	77,0	0,29	96,0
15,0	0,71	53,0	0,50	68,5	0,39	84,0	0,29	106,0
17,0	0,73	57,0	0,52	73,5	0,40	91,0	0,30	116,5
19,0	0,75	60,5	0,53	78,5	0,41	98,0	0,30	129,5
21,0	0,77	64,0	0,55	83,5	0,42	105,0	0,27	160,0
23,0	0,79	67,5	0,56	88,5	0,42	112,5		
25,0	0,81	70,5	0,57	93,5	0,43	120,5		
27,0	0,82	74,0	0,58	98,5	0,43	130,0		
29,0	0,84	77,0	0,58	103,5	0,42	144,0		
31,0	0,85	80,0	0,59	108,5	0,38	160,0		
33,0	0,86	83,5	0,60	114,0				
35,0	0,87	86,5	0,60	119,5				
37,0	0,89	89,5	0,60	126,0				
39,0	0,89	92,5	0,60	133,0				
41,0	0,90	95,5	0,60	143,5				
43,0	0,91	99,0	0,54	160,0				
45,0	0,92	102,0						
47,0	0,93	105,0						
49,0	0,94	108,5						
51,0	0,94	112,0						

Uit Tabel 2 blijkt, dat als het vullingspercentage van 70% als maximum wordt beschouwd, dat bij een verhang van 1:100, de maximale capaciteit ongeveer 51 m<sup>3</sup>/uur kan bedragen. Als het verhang terugloopt naar 1:1000, loopt de capaciteit terug naar ongeveer 16 m<sup>3</sup>/uur.

TABEL 3 SNELHEID EN WATERHOOGTE IN EEN 200 MM LEIDING BIJ VERSCHILLENDE DEBIETEN EN LEIDINGHELLINGEN (VERHANG)

verhang	Diameter		200 mm		k-waar		0,01 mm	
	1:100		1:250		1:500		1:1000	
debiet	v	h	V	h	v	h	v	h
[m <sup>3</sup> /u]	[m/s]	[mm]	[m/s]	[mm]	[m/s]	[mm]	[m/s]	[mm]
1,0	0,32	12,5	0,23	16,0	0,18	19,0	0,14	22,5
4,0	0,48	25,0	0,35	31,5	0,27	37,5	0,21	44,5
7,0	0,56	33,0	0,40	41,5	0,31	50,0	0,24	60,0
10,0	0,62	39,5	0,45	50,0	0,35	60,0	0,27	72,5
13,0	0,67	45,5	0,48	57,5	0,37	69,5	0,29	84,0
16,0	0,71	50,5	0,51	64,5	0,39	78,0	0,30	95,0
19,0	0,74	55,0	0,53	70,5	0,41	85,5	0,31	105,5
22,0	0,77	59,5	0,55	76,5	0,42	93,5	0,32	115,5
25,0	0,80	64,0	0,57	82,5	0,44	101,0	0,33	126,0
28,0	0,82	68,0	0,58	88,0	0,45	108,0	0,34	137,0
31,0	0,84	72,0	0,60	93,0	0,46	115,5	0,34	148,5
34,0	0,86	75,5	0,61	98,5	0,47	122,5	0,35	162,0
37,0	0,88	79,0	0,62	103,5	0,47	130,0	0,31	200,0
40,0	0,90	83,0	0,63	109,0	0,48	138,0		
43,0	0,92	86,5	0,64	114,0	0,48	146,0		
46,0	0,93	89,5	0,65	119,0	0,49	155,0		
49,0	0,94	93,0	0,66	124,5	0,49	165,5		
52,0	0,96	96,5	0,67	129,5	0,43	200,0		
55,0	0,97	100,0	0,68	135,0				
58,0	0,98	103,0	0,68	140,5				
61,0	1,00	106,5	0,69	146,5				
64,0	1,00	109,5	0,69	152,5				
67,0	1,02	113,0	0,69	159,5				
70,0	1,02	116,0	0,69	167,5				
73,0	1,03	119,5	0,61	200,0				
76,0	1,04	122,5						
79,0	1,05	126,0						
82,0	1,06	129,5						
85,0	1,06	132,5						
88,0	1,07	136,0						
91,0	1,08	139,5						
94,0	1,08	143,5						
97,0	1,09	147,0						
100,0	1,09	151,0						

Tabel 3 laat zien dat alleen bij een verhang van 1:1000 de capaciteit van de 200 mm leiding rond de 30 m<sup>3</sup>/uur ligt bij een vullingsgraad van 70% (140 mm). De maximale capaciteit bij een verhang van 1:100 ligt rond de 95 m<sup>3</sup>/u.

Tabel 4 tot en met Tabel 7 laten de gegevens op een andere manier gepresenteerd zien, namelijk per verhang van 1:100, 250, 500 en 1000. Hierin is te zien dat de snelheid in de leiding nauwelijks wordt beïnvloed door de diameter. De waterdiepte varieert wel.

In een eerder artikel (Luijtelaar and Koot 1982) is de relatie tussen de wandschuifspanning en de variabelen verhang en diameter van gedeeltelijk gevulde rioolleidingen beschreven. De wandschuifspanning is van belang voor het transporteren van kleine sedimenten in een leiding. Hierin wordt geconcludeerd dat de kleinere verhangen de invloed van de diameter op de wandschuifspanning gering is en dat bij grotere verhangen de keuze voor een grotere diameter de schuifspanning aanzienlijk kan doen afnemen. De onderzochte diameter-range in deze studie was 200-2000 mm. De conclusies zijn echter ook geldig voor de kleinere diameters die in de Tabel 4 tot en met Tabel 7 worden beschouwd.

TABEL 4 CAPACITEIT LEIDINGEN GERANGSCHIKT NAAR VERHANG 1:100

Verhang	Verhang 10 /1000					
	Diam 100		Diam 160		Diam 200	
Debiet	v	h	v	h	v	h
[m <sup>3</sup> /u]	[m/s]	[mm]	[m/s]	[mm]	[m/s]	[mm]
1,2	0,37	17,00	0,33	13,50	0,32	12,50
1,8	0,41	20,50	0,45	23,00	0,48	25,00
2,4	0,45	24,00	0,53	30,00	0,56	33,00
3,0	0,48	27,00	0,58	35,50	0,62	39,50
3,6	0,50	29,50	0,62	40,50	0,67	45,50
4,2	0,52	32,00	0,65	45,00	0,71	50,50
4,8	0,54	34,50	0,68	49,00	0,74	55,00
5,4	0,56	37,00	0,71	53,00	0,77	59,50
6,0	0,57	39,00	0,73	57,00	0,80	64,00
6,6	0,59	41,50	0,75	60,50	0,82	68,00
7,2	0,60	43,50	0,77	64,00	0,84	72,00
7,8	0,62	45,50	0,79	67,50	0,86	75,50
8,4	0,63	47,50	0,81	70,50	0,88	79,00

TABEL 5 CAPACITEIT LEIDINGEN GERANGSCHIKT NAAR VERHANG 1:250

Verhang	Verhang 4 /1000					
	Diam 100		Diam 160		Diam 200	
Debiet	v	h	v	h	v	h
[m <sup>3</sup> /u]	[m/s]	[mm]	[m/s]	[mm]	[m/s]	[mm]
1,2	0,27	21,50	0,24	17,00	0,23	16,00
1,8	0,30	26,00	0,33	29,00	0,35	31,50
2,4	0,32	30,50	0,38	38,00	0,40	41,50
3,0	0,34	34,50	0,41	45,00	0,45	50,00
3,6	0,36	38,00	0,44	51,50	0,48	57,50
4,2	0,37	41,50	0,47	57,50	0,51	64,50
4,8	0,39	45,00	0,49	63,00	0,53	70,50
5,4	0,40	48,00	0,50	68,50	0,55	76,50
6,0	0,41	51,50	0,52	73,50	0,57	82,50
6,6	0,42	54,50	0,53	78,50	0,58	88,00
7,2	0,43	57,50	0,55	83,50	0,60	93,00
7,8	0,43	60,50	0,56	88,50	0,61	98,50
8,4	0,44	64,00	0,57	93,50	0,62	103,50

TABEL 6 CAPACITEIT LEIDINGEN GERANGSCHIKT NAAR VERHANG 1:500

Verhang	Verhang 100		Verhang 160		Verhang 200	
	Diam v	h	Diam v	h	Diam v	h
Debiet [m <sup>3</sup> /u]	[m/s]	[mm]	[m/s]	[mm]	[m/s]	[mm]
1,2	0,21	25,50	0,19	20,00	0,18	19,00
1,8	0,23	31,50	0,26	35,00	0,27	37,50
2,4	0,25	37,00	0,29	45,50	0,31	50,00
3,0	0,27	42,00	0,32	54,50	0,35	60,00
3,6	0,28	46,50	0,34	62,50	0,37	69,50
4,2	0,29	51,00	0,36	70,00	0,39	78,00
4,8	0,30	55,50	0,37	77,00	0,41	85,50
5,4	0,30	60,00	0,39	84,00	0,42	93,50
6,0	0,31	64,50	0,40	91,00	0,44	101,00
6,6	0,32	69,00	0,41	98,00	0,45	108,00
7,2	0,32	74,00	0,42	105,00	0,46	115,50
7,8	0,32	79,50	0,42	112,50	0,47	122,50
8,4	0,29	100,00	0,43	120,50	0,47	130,00

TABEL 7 CAPACITEIT LEIDINGEN GERANGSCHIKT NAAR VERHANG 1:1000

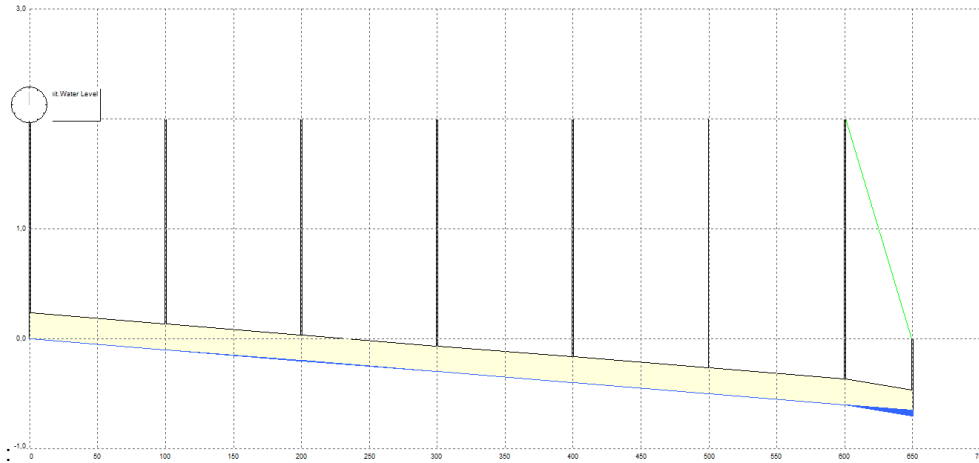
Verhang	Verhang 100		Verhang 160		Verhang 200	
	Diam v	h	Diam v	h	Diam v	h
Debiet [m <sup>3</sup> /u]	[m/s]	[mm]	[m/s]	[mm]	[m/s]	[mm]
1,2	0,16	30,50	0,15	23,50	0,14	22,50
1,8	0,18	38,00	0,20	41,50	0,21	44,50
2,4	0,19	45,00	0,23	54,50	0,24	60,00
3,0	0,20	51,50	0,25	66,00	0,27	72,50
3,6	0,21	57,50	0,26	76,00	0,29	84,00
4,2	0,22	64,00	0,28	86,00	0,30	95,00
4,8	0,22	70,50	0,29	96,00	0,31	105,50
5,4	0,23	78,00	0,29	106,00	0,32	115,50
6,0	0,20	100,00	0,30	116,50	0,33	126,00
6,6			0,30	129,50	0,34	137,00
7,2			0,27	160,00	0,34	148,50
7,8					0,35	162,00
8,4					0,31	200,00

#### 4.8 Capaciteit leidingstelsel.

Om de hydraulische capaciteit van een leiding onder vrij verval te bepalen is een eenvoudig model gemaakt van een fictieve rioolstreng. De streng bestaat uit 6 knopen met elk een hydraulische belasting van 100 i.e. wat ongeveer gelijk staat aan 40 huizen. De knopen liggen op 100 m van elkaar. Bij een dubbelzijdig bebouwde straat geeft dat een perceelbreedte van 5 meter. Er worden 9 verschillende berekeningen gedaan waarbij gevarieerd wordt in de buis diameter; 250, 160 en 100 mm, en in verhang; 1:250, 1:500 en 1:1000. De lozing op de knopen zijn berekende drinkwaterverbruikspatronen vastgesteld met SIMDEUM (zie paragraaf 4.5).

Benedenstrooms is de randvoorwaarde van het model dat er een vast waterniveau is. Tussen de randvoorwaarde en de laatste knoop met DWA is nog een mangat zonder afvoer geplaatst. In onderstaande Figuur 13 is een zijaanzicht gegeven van één van de variaties (250 mm en verhang van 1:1000) die met het model gesimuleerd zijn. Dit is een weergave van de huidige werkwijzen, zij het met een gering verhang; Figuur 14 geeft een andere variatie, met een kleinere diameter en een iets groter verhang.

De bodem van de putten is gelijk aan de Binnen Onderkant Buis van de aansluitende leidingen. Dit betekent dat het waterniveau in de putten gelijk is aan het waterniveau in de leidingen.



FIGUUR 13 ZIJAAZICHT MODEL 250 MM LEIDING EN VERHANG 1:1000

Zijaanzicht 1/250, 100mm model



FIGUUR 14 ZIJAAZICHT MODEL MET VERHANG 1:250 EN DIAMETER 100 MM.

## 4.9 Resultaten

### 4.9.1 Algemeen

De resultaten van de berekeningen worden gepresenteerd in tabellen in de volgende paragrafen. De criteria die van belang zijn, zijn de stroomsnelheden om een indruk te krijgen van de mogelijke schuifspanningen en de waterdiepte om te bezien of de leiding vol komt te staan wat tot drukopbouw kan leiden.

De referentiesituatie is het model met het verhang van 1:500.

#### 4.9.2 Stroomsnelheden

In Tabel 8 zijn de berekende stroomsnelheden weergegeven. De gemiddelde snelheden worden weergegeven naast de maximale snelheden.

TABEL 8 BEREKENDE STROOMSNELHEDEN BIJ VER VERSCHILLENDE VARIATIES IN MODELLEN

GEMIDDELDE streng	1op250				1op500				1op1000			-	
	250	160	100	verschil 100-250	250	160	100	verschil	250	160	100		verschil
1	0,20	0,21	0,24	21%	0,14	0,15	0,16	18%	0,10	0,11	0,11	14%	m/s
2	0,20	0,22	0,24	16%	0,15	0,16	0,17	14%	0,11	0,12	0,12	12%	m/s
3	0,21	0,22	0,24	15%	0,15	0,16	0,17	13%	0,12	0,12	0,13	9%	m/s
4	0,22	0,23	0,25	14%	0,16	0,18	0,18	11%	0,13	0,14	0,14	8%	m/s
5	0,23	0,24	0,26	13%	0,17	0,19	0,19	11%	0,14	0,14	0,15	7%	m/s
Gemiddelde	0,21	0,23	0,24	16%	0,15	0,17	0,18	13%	0,12	0,13	0,13	10%	m/s
Vershil verhang	36%	35%	39%						-24%	-25%	-26%		tov 1/500

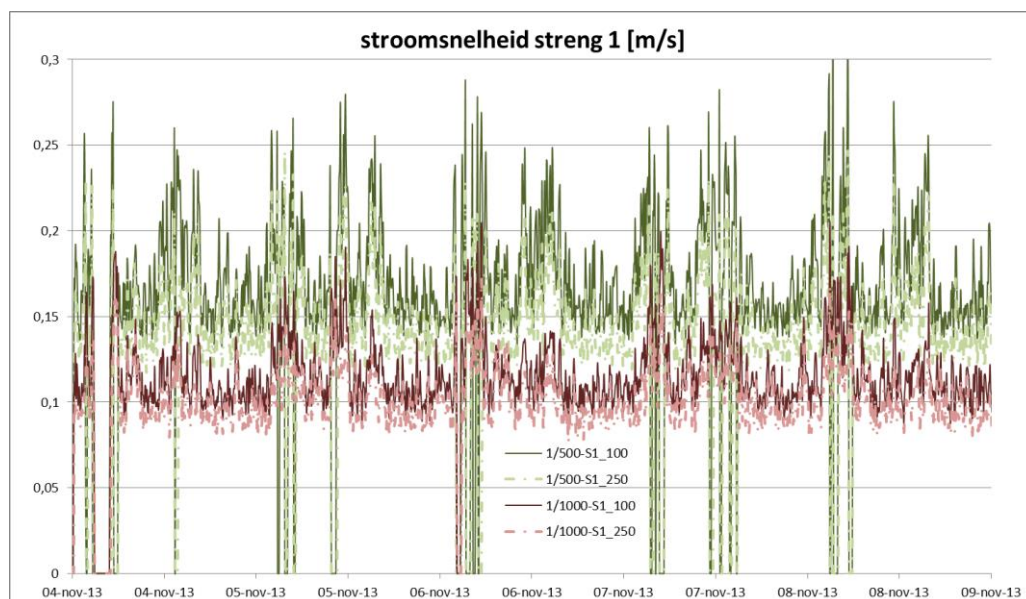
  

MAXIMA streng	1op250				1op500				1op1000			-	
	250	160	100	verschil 100-250	250	160	100	verschil	250	160	100		verschil
1	0,37	0,39	0,43	18%	0,25	0,29	0,32	28%	0,17	0,19	0,21	20%	m/s
2	0,34	0,37	0,42	24%	0,23	0,25	0,26	14%	0,18	0,18	0,18	2%	m/s
3	0,34	0,36	0,40	19%	0,24	0,25	0,29	19%	0,18	0,19	0,19	6%	m/s
4	0,33	0,36	0,36	8%	0,26	0,27	0,30	14%	0,20	0,20	0,18	-7%	m/s
5	0,35	0,37	0,39	12%	0,27	0,30	0,31	14%	0,22	0,22	0,20	-8%	m/s
Gemiddelde	0,35	0,37	0,40	16%	0,25	0,27	0,29	18%	0,19	0,19	0,19	3%	m/s
Vershil verhang	38%	37%	37%						-24%	-28%	-34%		tov 1/500

Uit de gemiddelde en maximale stromingsnelheden blijkt dat vooral bovenstrooms in het systeem de stroomsnelheden toenemen bij een toenemend verhang. De invloed van de diameter blijkt minder groot te zijn. Bij verkleinen van het verhang nemen de snelheden relatief meer af dan ze toenemen door het verkleinen van de leiding.

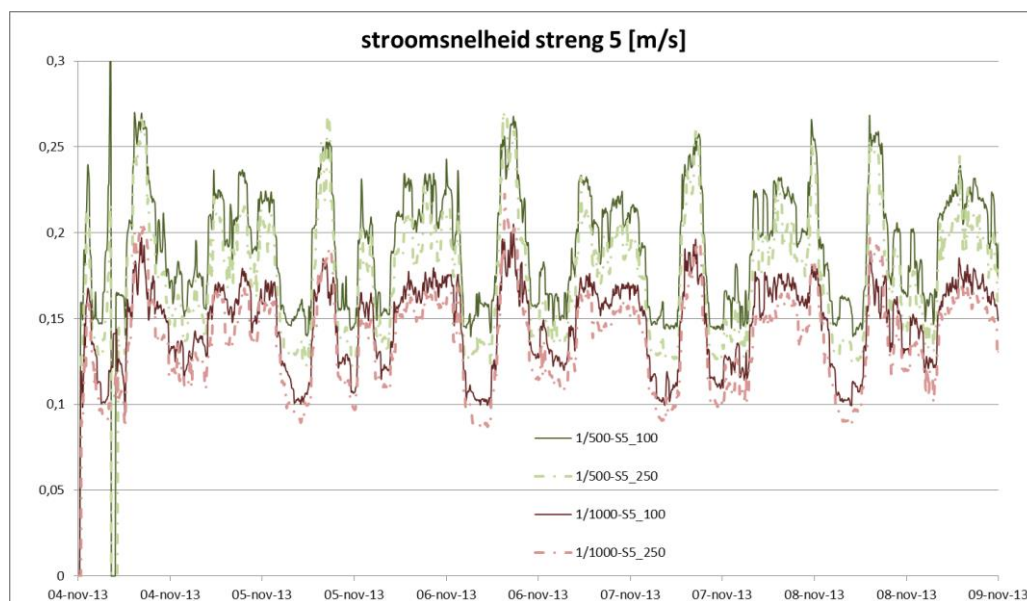
De stroomsnelheden in de boven- en benedenstroomse streng zijn weergegeven in Figuur 15 respectievelijk Figuur 16. De stroomsnelheden voor het steilste verhang zijn niet weergegeven omdat anders de figuren niet goed leesbaar meer zijn. Het patroon is echter hetzelfde, maar op een hoger niveau, zoals uit de tabel valt te zien. Hieruit blijkt dat de maximale stroomsnelheden in verschillende situaties niet heel veel van elkaar verschillen. Dat geeft aan dat ondanks dat er minder water door de eerste streng stroomt, er wel regelmatig een hoge snelheid optreedt waarmee sediment eventueel kan worden opgewerveld en weggespoeld.

Uit de figuur blijkt ook dat het verhang de snelheid in de leiding bepaald en niet zozeer de diameter van de leiding. Het verschil in snelheid is significant tussen 1:500 en 1:1000.



FIGUUR 15 STROOMSNELHEDEN IN STRENG 1, DE MEEST BOVENSTROOMSE LEIDING.

In streng 5 blijken de stroomsnelheden minder afwisselend te zijn en ook niet meer tot een stilstand komen. De maximale snelheid ligt ook hier rond de 0,25 m/s voor het verhang van 1:500.



FIGUUR 16 STROOMSNELHEDEN IN STRENG 5, DE MEEST BENEDENSTROOMSE STRENG.

#### 4.9.3 Waterdiepte

Tabel 9 geeft de berekende waterdiepten in verschillende berekeningen. Ook hier is de referentie naar de situatie met het verhang van 1:500 met de gemiddelde en maximale diepten. De waterdiepten zijn weergegeven in de knopen, hetgeen verklaart dat deze groter kunnen worden dan de buisdiameter. Dit betekent dat de waterhoogte in de put hoger wordt dan de buisdiameter en de achter- en voorliggende buis volledig gevuld is.

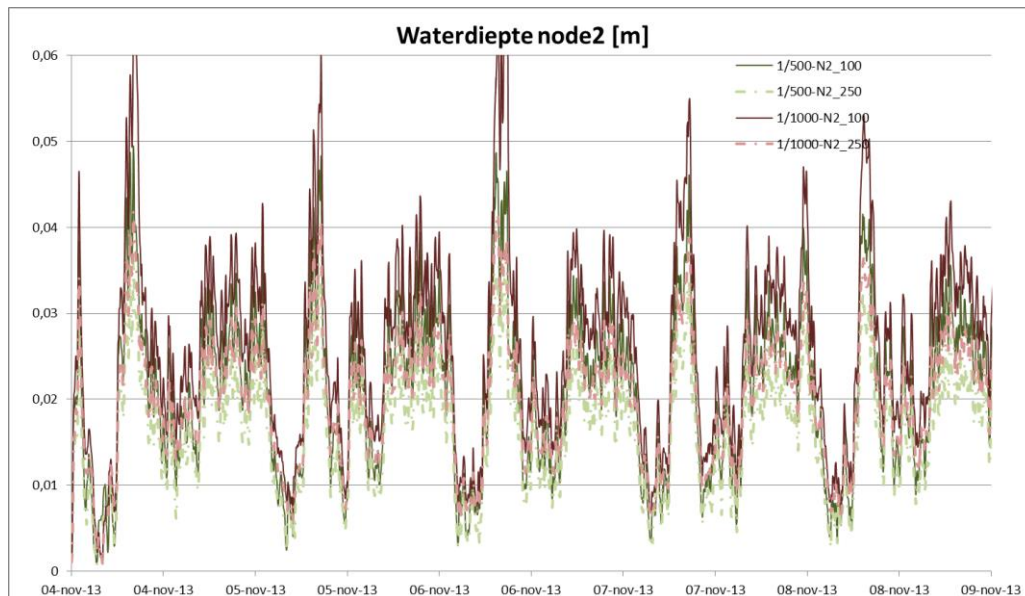
TABEL 9 BEREKENDE WATERDIEPTEN BIJ VER VERSCHILLENDE VARIATIES IN MODELLEN

GEMIDDELDE	1op250				1op500				1op1000			-	
	node	250	160	100 verschil 100-250	250	160	100 verschil	250	160	100 verschil	mm		
1	0,008	0,009	0,010	19%	0,010	0,011	0,012	23%	0,013	0,014	0,016	27%	m
2	0,014	0,015	0,017	25%	0,016	0,019	0,021	27%	0,020	0,023	0,026	31%	m
3	0,017	0,019	0,021	27%	0,020	0,023	0,026	29%	0,024	0,028	0,033	38%	m
4	0,020	0,022	0,026	29%	0,024	0,027	0,031	32%	0,028	0,032	0,041	44%	m
5	0,022	0,025	0,029	30%	0,026	0,030	0,035	34%	0,031	0,036	0,047	49%	m
6	0,025	0,028	0,032	31%	0,029	0,033	0,040	37%	0,034	0,040	0,051	48%	m
Gemiddelde	0,017	0,020	0,022	27%	0,021	0,024	0,027	30%	0,025	0,029	0,036	40%	m
Vershil verhang	-16%	-18%	-18%						20%	21%	30%		toV 1/500
MAXIMA	1op250				1op500				1op1000			-	
	node	250	160	100 verschil 100-250	250	160	100 verschil	250	160	100 verschil	mm		
1	0,024	0,028	0,031	29%	0,028	0,032	0,038	35%	0,034	0,037	0,052	51%	m
2	0,030	0,034	0,040	33%	0,036	0,040	0,049	36%	0,042	0,049	0,088	110%	m
3	0,037	0,042	0,049	35%	0,042	0,049	0,062	49%	0,052	0,060	0,170	229%	m
4	0,039	0,046	0,056	42%	0,048	0,057	0,073	53%	0,057	0,068	0,230	304%	m
5	0,045	0,053	0,068	50%	0,052	0,064	0,089	70%	0,061	0,076	0,256	322%	m
6	0,049	0,057	0,073	49%	0,057	0,069	0,121	114%	0,067	0,080	0,222	230%	m
Gemiddelde	0,037	0,043	0,053	40%	0,044	0,052	0,072	59%	0,052	0,062	0,170	208%	m
Vershil verhang	-15%	-16%	-27%						19%	19%	135%		toV 1/500

De waterdiepte in de verschillende knopen neemt bij kleinere buis en kleiner verhang toe. Bovenstrooms gemiddeld met 20-30% en benedenstrooms met 40-50%. De maxima nemen nog verder toe. In het geval van kleiner verhang en kleine buis meer dan 150% over alle knopen. De benedenstroomse knoop (6) zelfs meer dan 300%. In de gemiddelde situatie raakt in geen van de gevallen de leiding volledig gevuld. In de maximale situatie komt bij het verhang van 1:500 de laatste knoop (6) hoger dan de buisdiameter. Bij het verhang van 1:1000 is dit het geval over bijna de gehele leiding.

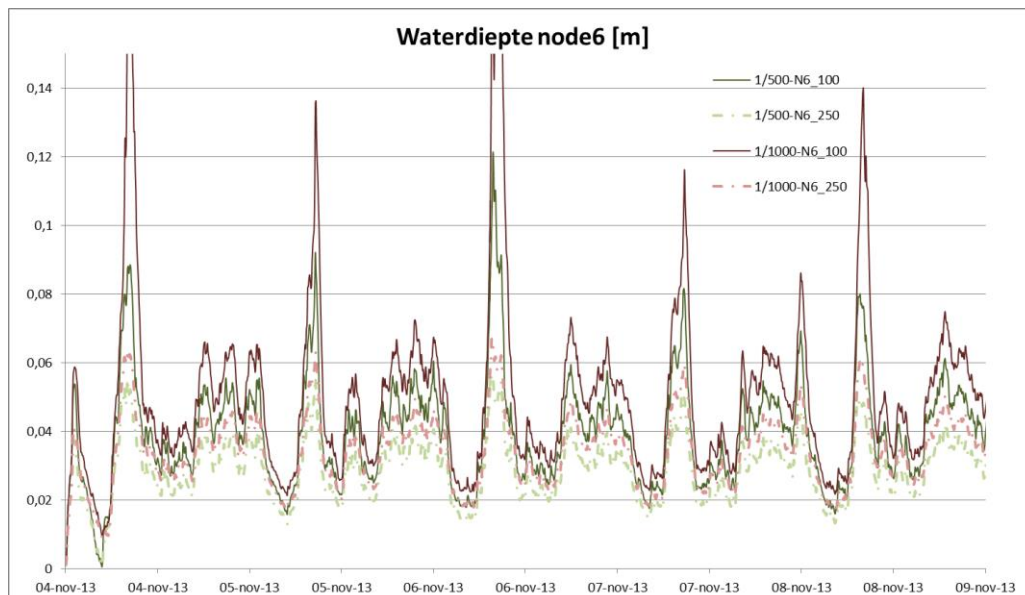


In Figuur 17 en Figuur 18 zijn de waterdiepte in de eerste en laatste knoop weergegeven voor de twee verhangsituaties 1:500 en 1:1000 voor de 250 en 100 mm situatie. In de bovenstroomse knoop is de waterdiepte nooit boven de diameter van de leiding. Gemiddeld blijft de waterdiepte ook beneden 50% van de buisdiameter, hetgeen betekent dat de vullingsgraad ook niet boven de 50% komt.



FIGUUR 17 WATERDIEPTE IN DE EERSTE BOVENSTROOMSE KNOOP

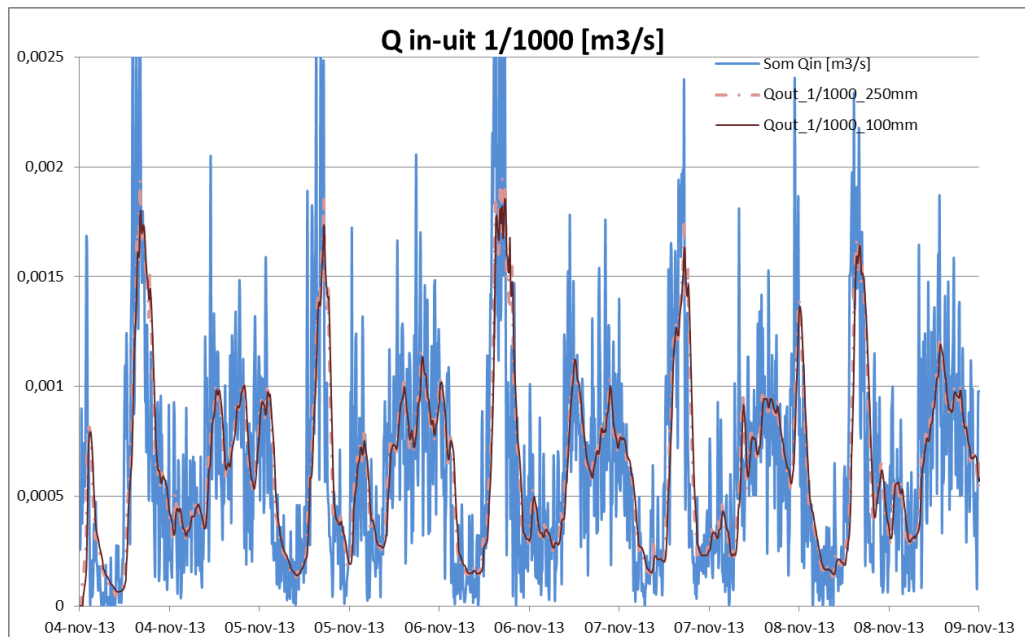
In het geval van het flauwere verhang, blijkt de leiding wel vol te kunnen lopen. Het water staat echter gedurende een relatief korte periode in de knoop hoger. Dit heeft wel gevolgen voor de ontspanning van de put. Het betreft de pieksituaties tijdens de ochtend en avond piek in het drinkwaterverbruik.



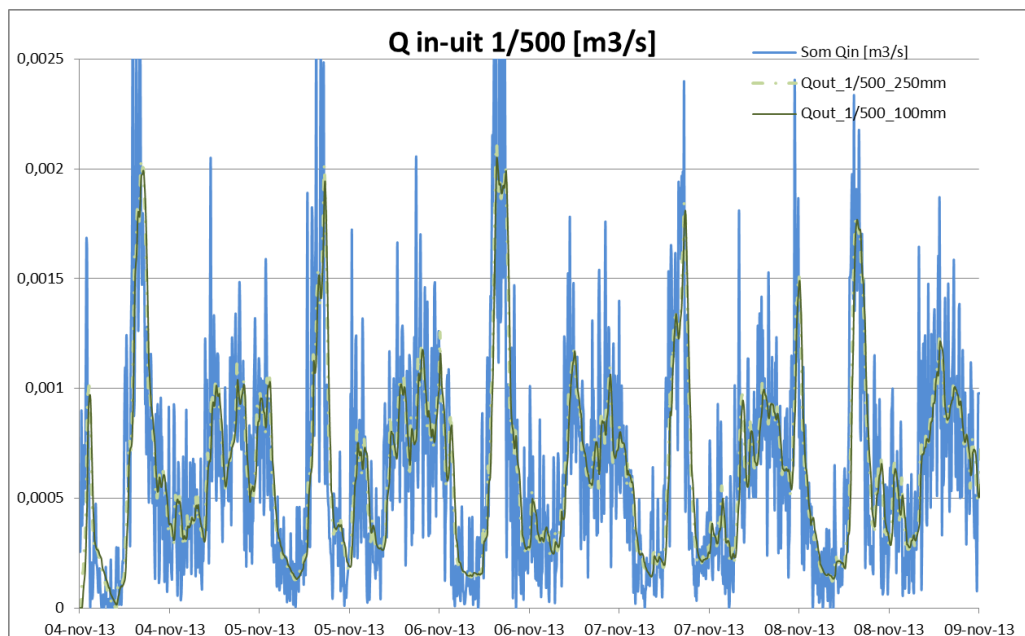
FIGUUR 18 WATERDIEPTE BIJ DE LAATSTE BENEDENSTROOMSE KNOOP

#### 4.9.4 Afvoer en berging

In het systeem kan met een grotere diameter een zekere berging optreden, waardoor pieken vertraagd kunnen worden in het systeem. In Figuur 19 en Figuur 20 zijn de ingaande stromen en de uitgaande stroom met elkaar vergeleken. Daaruit lijkt dat er wel een zekere mate van berging optreedt, maar dat die niet heel erg verschillend is voor de beide situaties.



FIGUUR 19 SOM VAN DE INGAANDE LOZINGEN EN DE AFVOER BIJ DE BENEDENSTROOMSE RANDVOORWAARDE BIJ VERHANG 1:1000



FIGUUR 20 SOM VAN DE INGAANDE LOZINGEN EN DE AFVOER BIJ DE BENEDENSTROOMSE RANDVOORWAARDE BIJ VERHANG 1:1500

#### 4.10 Conclusies

De capaciteit van de afvoerende leidingen wordt voornamelijk bepaald door het verhang en daarmee door de snelheid van het water. De diameter is van minder belang. Als voorbeeld de toename van diameter bij een verhang van 1:250 met 250% (van 100 naar 250 mm) heeft een verlaging van de waterstand met 30% tot gevolg (van 32 naar 25 mm) en een afname van de snelheid met 13% (van 0,26 naar 0,23 m/s). Bij het steiler worden van het verhang neemt de snelheid toe en de waterdiepte af.

Bij een verhang van 1:250 is een leiding met een binnendiameter van 100 mm voldoende om het afvalwater van 240 aansluitingen (600 i.e.) af te voeren bij de gegenereerde patronen. De vullingsgraad is dan maximaal

73% in de laatste streng. Bij een verhang van 1:500 zal in de laatste streng bij deze diameter enige tijd stuwning in de laatste put ontstaan met een volledig gevulde buis. Bij een verhang van 1:1000 treedt vanaf een belasting tussen 80 en 120 aansluitingen volledige vulling bij maximale belasting. Gemiddeld blijft de 100 mm leiding bij een verhang van 1:1000 beneden de 55% vulling.

#### 4.11 Schuifspanning en bezinking

Uit de berekeningen en modellering blijkt dat de stroomsnelheid in een leiding voornamelijk wordt bepaald door het verhang in de leiding. De diameter heeft er slechts een geringe invloed op. De vullingsgraad wordt voornamelijk bepaald door het totale aanbod van water. De schuifspanning is nagenoeg recht evenredig met de snelheid van het water. De vergelijkingen 1 op pagina 13 en vergelijking 6 op pagina 28 laten dat zien. Vervuiling van het riool treedt op door bezinking en ophoping van het materiaal dat getransporteerd wordt met het water. In het huishoudelijke afvalwater is dit voornamelijk organisch van aard met een soortelijke massa die slechts in geringe mate verschilt van water. Meer zandig materiaal is ook in huishoudelijk afvalwater aanwezig, maar slechts in geringe mate. Zandig materiaal in de huidige riolen is vooral afkomstig van straatvuil dat abusievelijk in het DWA riool terecht is gekomen.

Bezinking van materiaal in een riool dat uiteindelijk zelfs tot verstopping kan leiden is een complex proces. De belangrijkste bepalende factoren zijn de aard en samenstelling van het sediment dat vervoerd wordt in combinatie met de hydraulische schuifspanning. Deze laatste wordt door dezelfde parameters bepaald als de snelheid (zie vergelijking 1 op pagina 13), namelijk de natte straal  $R$  en het hydraulisch verhang  $i$ . In de riolen is het hydraulische verhang  $i$  gelijk aan het bodemverhang. De snelheid is dus bepalend voor de mate van opwerveling van bezonken deeltjes.

Overigens kan het hydraulisch verhang in de riolen ook iets groter zijn dan het bodemverhang, hetgeen een gunstig effect heeft op de opwerveling van bezonken materiaal. Wanneer er een puls aan water in de leiding wordt gebracht is het waterniveau ter plaatse van de puls tijdelijk wat hoger en zal dus een wat groter verhang aanwezig zijn. Lokaal kunnen dus (iets) hogere schuifspanningen ontstaan gedurende een korte tijd. Overigens is dit fenomeen meer geprononceerd in kleinere leidingen omdat het bergend vermogen van een kleinere leiding geringer is dan een grotere leiding. M.a.w. in een grotere leiding vlakt een puls eerder uit.

De totale afvoercapaciteit van een leiding wordt bepaald door de diameter van de leiding in combinatie met het verhang waaronder de leiding wordt gelegd. Voor een 100 mm leiding varieert de capaciteit van 8 à 9 m<sup>3</sup>/u tot minder dan 2 m<sup>3</sup>/u vanaf een verhang van 1:100 tot 1:1000. Voor de traditionele 250 mm leiding (niet in tabel opgenomen) varieert de capaciteit van 28 m<sup>3</sup>/u m bij 1:1000 tot 114 m<sup>3</sup>/u bij 1:100.

De gebruikelijke praktijk, zoals vastgelegd in de Leidraad, is om de leidingen in het begin van een streng wat steiler te leggen en naar het einde toe wat minder steil. Dat resulteert in een snelheidsverdeling die aan het begin wat hoger is als aan het einde van de leiding. Aan het einde van de leiding is meer materiaal aanwezig dat tot bezinking kan komen, terwijl hier de snelheden lager zijn. Het zou te overwegen zijn om dit regime om te keren en aan het begin van de streng wat minder steile leiding toe te laten. Hier kan dan weliswaar bezinking optreden, maar de totale hoeveelheid materiaal dat kan bezinken is minder. Bovendien is de pulswerking in het begin van de streng wat groter omdat hier de onregelmatigheid van lozing wat minder in de tijd wordt afgevlakt.

## 5 Experimenteel onderzoek

### 5.1 Inleiding

Doel van het experimenteel onderzoek was tweeledig. Ten eerste een demonstratie van de hydraulische capaciteit van een leiding met een diameter van 100 mm, waarbij tevens is gekeken naar de effecten van verschillende typen van huisaansluitingen.

Ten tweede is gekeken naar de hydraulische effecten en het transport van objecten in de proefinstallatie. Ook dit is in een 100 mm leiding gedaan.

De eerste fase van het experimentele onderzoek is uitgevoerd op 8 en 9 oktober 2014 bij Wavin Technology and Innovation in Dedemsvaart.

Het experimenteel onderzoek heeft plaatsgevonden in twee fasen. De eerste fase was exploratief ten aanzien van de vormgeving van de testinstallatie en het weergeven en het testen van de hydraulische capaciteit. Daarnaast is een eerste verkenning gedaan over de mogelijkheden om de leiding te verstoppem.

De tweede fase is uitgevoerd in oktober 2015 en was gericht op het bevestigen van de hydraulische capaciteitstest en het bepalen van de mechanismen van transport van objecten in de stroming.

Beide testen zijn apart gerapporteerd (Vreeburg 2015; Vreeburg 2015).

### 5.2 Samenvatting van resultaten van literatuuronderzoek naar verstoppingen

Uiteindelijk zijn de resultaten van de experimenten weergegeven in de vorm van een concept voor een wetenschappelijk artikel. Deze conceptversie is weergegeven in Bijlage III.

De samenvatting van het artikel in een Nederlandse vertaling:

De technische transitie van afvalwaterbehandeling naar grondstoffenterugwinning vraagt om geconcentreerd afvalwater. In essentie betekent dit dat de rol van water als transportmiddel geminimaliseerd moet worden en dat vraagt om een nieuwe benadering van de afvoer van afvalwater. In rioolleidingen met een kleinere diameter wordt het transport van objecten en deeltjes bevorderd omdat zich achter die objecten en deeltjes water opbouwt (sliding dam of glijdende dam). Er bestaat echter een intuïtieve aversie hiertegen vanwege een verondersteld risico op verstopping. Deze literatuurstudie naar het voorkomen van verstoppingen laat echter zien dat er weinig informatie beschikbaar is over daadwerkelijke verstoppingen en nog minder over de mechanismen die ze zouden veroorzaken. Het effect van de diameter op verstoppingen is moeilijk los te zien van andere aspecten. Ervaring met rioolsystemen met kleinere diameters (zogenaamde condominium rioolleidingen) heeft aangetoond dat dit systeem minstens even goed en zelfs beter het afvalwater kan verwerken dan conventionele systemen. Daarom zijn de leidingenstelsels met kleinere diameter een logische stap in de transitie naar grondstoffenterugwinning.

### 5.3 Resultaten hydraulische proeven in concept voor peer reviewed article

In Bijlage IV zijn de resultaten van de hydraulische proeven en de transportproeven weergegeven in een concept voor een peer reviewed artikel voor een wetenschappelijk tijdschrift. De conclusies van dat paper kunnen als volgt worden samengevat:

- Het transport van objecten onder vergelijkbare omstandigheden (waterdiepte en snelheid) is in pijpen met een kleinere diameter efficiënter vanwege de mogelijkheid om de waterdiepte achter het object te verhogen wat tot meer drijfvermogen leidt.

- Het transport van vergelijkbare objecten (omvang en soortelijk gewicht) zal bij vergelijkbare volumestromen effectiever zijn in leidingen met een kleinere diameter dan in leidingen met een grotere diameter vanwege:
  - Een grotere waterdiepte en hogere snelheid hetgeen het drijfvermogen doet toenemen en daardoor de wrijving doet afnemen;
  - Minder lekkage van water langs het object, dat leidt tot een opbouw van waterdiepte achter het object waardoor de transporttijd afneemt.
- Het transport van een object met een diameter van 75 mm is, bij een vergelijkbare volumestroom en een vergelijkbare hellingshoek van de leiding, bijna 20% sneller in een leiding met een diameter van 105,6 mm dan in een leiding met een diameter van 250 mm.

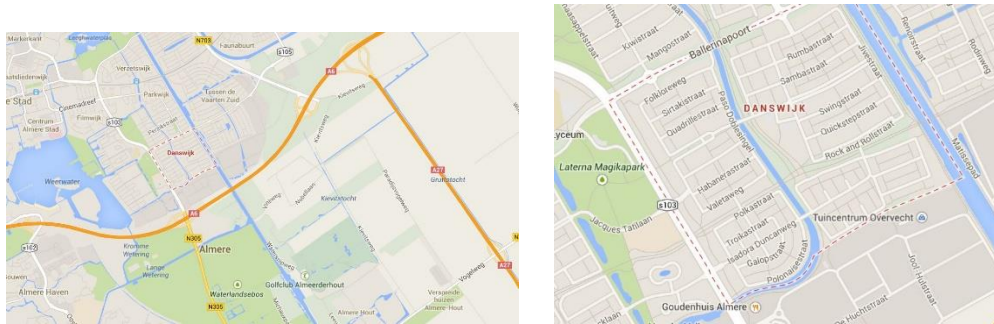
## 6 Toepassing kleinere leidingen in bestaand ontwerp

### 6.1 Inleiding

Naast de theoretische en experimentele benadering van de dimensionering van een vuilwaterriool, is het vooral interessant om te bezien welke consequenties een kleinere diameter voor het riool zal hebben op een werkelijk stelsel. In dit hoofdstuk wordt een bestaand model van een vuilwater rioolstelsel globaal opnieuw gedimensioneerd. Het is daarmee geen ‘nieuw ontworpen rioolstelsel’, maar een indicatie van wat de nieuwe benadering zou kunnen betekenen voor een dergelijk stelsel. Het ontwerp is vooral bedoeld om mogelijke knelpunten te ontdekken en welke oplossingen daarvoor noodzakelijk zijn. Daarnaast kunnen de voordelen die deze benadering heeft worden aangeduid en verder uitgewerkt.

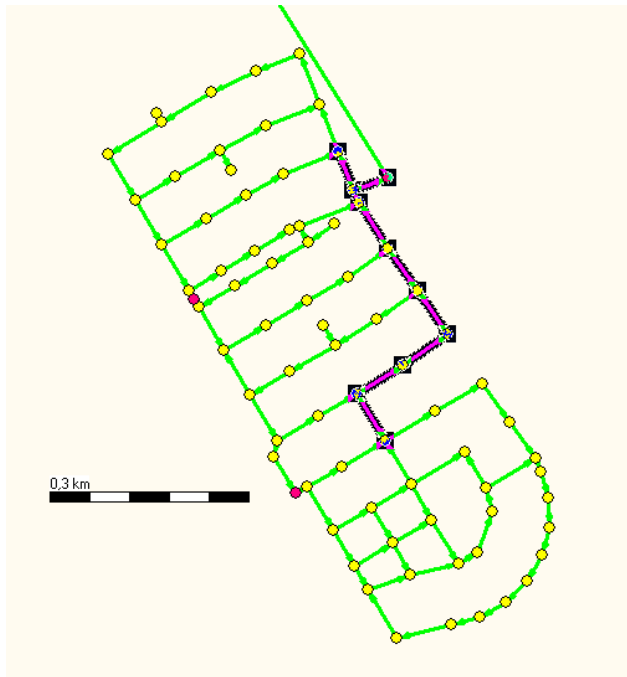
### 6.2 Uitgangspunten

Het beschouwde gebied betreft een gedeelte van een woonwijk, de Danswijk in Almere. De wijk bestaat voor wat het riool betreft uit twee delen gescheiden door een waterloop, zoals in Figuur 21 is te zien.



FIGUUR 21 DANSWIJK IN ALMERE; RECHTS EEN UITVERGROTING VAN DE WIJK DIE IN HET ZUIDEN VAN ALMERE LIGT, TEGEN DE A6 AAN.

Het leidingmodel van het rioolsysteem in de wijk is weergegeven in Figuur 22.



FIGUUR 22 LEIDINGMODEL RIOLERING STELSEL VAN HET WESTELIJK GEDEELTE VAN DE DANSWIJK. DE GELE PUNTEN ZIJN DE PUTTEN EN DE GROENE LIJNEN DE LEIDINGEN. HET PAARS GEMARKEERDE GEBIED IS DE HYDRAULISCHE LIJN DIE ALS BELANGRIJKSTE AFVOERLEIDING NAAR HET RESERVOIR LEIDT. HET RESERVOIR IS MODELMATIG GELEGEN AAN DE GROENE LEIDING DIE DE FIGUUR VERLAAT.

Het model van het betreffende gebied is beschikbaar gesteld door de gemeente Almere. Er zijn in totaal 2250 inwoner equivalenten (i.e.) aangesloten, hetgeen betekent dat er gemiddeld ongeveer 34 i.e. zijn aangesloten op iedere put. Alle leidingen in het model zijn 250 mm, conform de uitgangspunten van de Leidraad. De modelleringstijdstap is 5 min, de output is ook met dat interval. Voor elke knoop zijn aparte input patronen gemaakt met Simdeum, ook in tijdstappen van 5 min (zie ook paragraaf 4.5). De model run is 5 weekdagen. De Simdeum patronen zijn ook op basis van waterverbruik gedurende weekdagen vastgesteld. De totale afvoer van het systeem is rond de 250 m<sup>3</sup> per dag. De uitkomsten van de berekeningen worden alleen voor de laatste twee dagen gepresenteerd om eventuele beginanomalieën (het 'vollopen' van het systeem) niet mee te nemen in de analyse.

Er zijn 2 verschillende varianten doorgerekend:

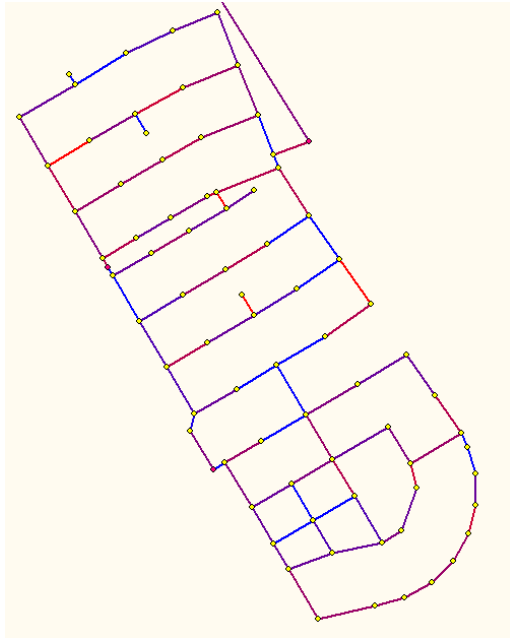
1. "250-250" In dit model zijn alle riolen 250mm, de situatie zoals ook is aangelegd.
2. "160-100" In dit model zijn de hoofdriolen, dat zijn de paarse leidingen van Figuur 22, 160mm en de overige 100mm.

Het gemiddelde verhang van de leidingen bij de verschillende varianten is in Tabel 10 weergegeven. In Figuur 23 is het verhang per leiding grafisch weergegeven.

De verhangen zijn berekend uit de BOB (Binnen Onderkant Buis) die zijn gemeten door de gemeente. Het maaiveld bevindt zich gemiddeld op -3,6 m t.o.v. NAP. De 'hoogste' put ligt op -5,4 m t.o.v. NAP en de 'diepste' put ligt op -6,1 m t.o.v. NAP. Het absolute hoogteverschil over dit stelsel is dus 70 cm en de dekking is minimaal 1,55 meter (maaiveld op -3,6, BOB op -5,4 en diameter 250 mm). De inwendige (hydraulisch relevante) diameter van de leidingen is 250, 160 respectievelijk 100 mm. Dit zijn geen standaard handelsmaten in PVC leidingen. In werkelijkheid zullen de 250 en 160 mm kleiner zijn, vanwege de wanddikte die hier twee maal van moet worden afgetrokken. Voor de 100 mm geldt dat deze in werkelijkheid iets groter zal zijn: de handelsmaat is 110 en de wanddikte is kleiner dan 5 mm.

TABEL 10 GEMIDDELDE VERHANG IN DE LEIDINGEN VAN HET DOORGEREKENDE STELSEL. TEVENS LENGTE VAN DE LEIDINGEN VERDEELD OVER DE DIAMETERS.

	250-250		160-100	
	<i>lengte [m]</i>	<i>gemiddelde verhang [-]</i>	<i>lengte [m]</i>	<i>gemiddelde verhang [-]</i>
250mm	4945	0,00065	0	nvt
160mm	0	nvt	518	0,00077
100mm	0	nvt	4427	0,00064



FIGUUR 23 VERHANG VAN DE LEIDINGEN IN DE WESTELIJKE DANSWIJK; BLAUW = GEEN VERHANG, ROOD = GROOT VERHANG (MIN = 0; MAX = 0,0031)

De berekeningen zijn uitgevoerd met het programma SOBEK van Deltares.

## 6.3 Resultaten

### 6.3.1 Algemeen

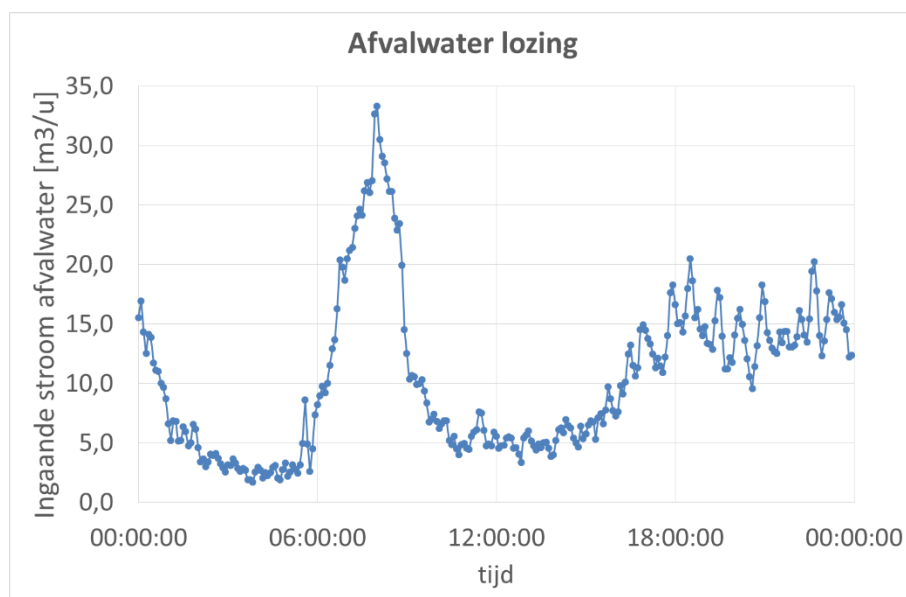
Tijdens het maken van de berekeningen bleek er op een aantal plaatsen fouten te zitten in de schematisering van het leidingstelsel. Op twee punten leidt dat tot het min of meer permanent volstaan van de putten. Dit heeft te maken met een fout in de schematisering die in de verdere berekeningen niet wordt meegenomen. Er is niet gezocht naar correctie van de fout, omdat de berekening in eerste instantie indicatief is.

In de presentatie van de resultaten wordt onderscheid gemaakt tussen 'hoofdriolen' en 'verzamelleidingen'. De hoofdriolen bevinden zich in het traject dat in paarse leidingen is weergegeven in Figuur 22. In model "160-100" is de diameter van deze leidingen 160 mm. De verzamelleidingen zijn de overige leidingen, die in het tweede model zijn teruggebracht tot 100 mm.

De resultaten voor de verschillende parameters worden gegeven in gemiddelde waarden over de laatste twee dagen van de analyse. Niet van iedere leiding afzonderlijk kunnen presentaties gemaakt worden.

De input c.q. de afvalwaterlozing in het model is weergegeven in Figuur 24.





FIGUUR 24 DE TOTALE AFVALWATER LOZING OP HET STELSEL. DIT IS DE GESOMMEERDE INPUT OP ALLE KNOPEN (PUTTEN) VAN HET STELSEL. HIERUIT BLIJKT BIJVOORBEELD DAT DE MAXIMALE AFVOER ROND DE 35 M<sup>3</sup>/UUR IS EN DE MINIMALE AFVOER ROND DE 2,5-3 M<sup>3</sup>/UUR.

De afvoer van het riool is over de seizoenen min of meer constant. Het drinkwaterverbruik varieert wel over de seizoenen, maar veel van het seizoensafhankelijke drinkwaterverbruik zal niet in de riolering belanden, zoals het tuinsproeien.

### 6.3.2 Stroomsnelheid

In Tabel 11 zijn de resultaten van de berekening van de stroomsnelheden weergegeven.

TABEL 11 RESULTATEN BEREKENINGEN VAN DE STROOMSNELHEDEN. IN DE KOLOM 'AFWIJKING' WORDT AANGEGEVEN HOEVEEL DE WAARDE VAN ALTERNATIEF 2 (160-100) AFWIJKT TEN OPZICHTE VAN ALTERNATIEF 1 (250-250)

Gemiddelde stroomsnelheid		250-250	160-100		Afwijking
alle leidingen	gemiddelde	0,075	0,087	m/s	17%
	standaard deviatie	0,065	0,069	m/s	6%
hoofdriolen	gemiddelde	0,206	0,219	m/s	6%
gedurende piek afvoer	gemiddelde van alle leidingen	0,097	0,112	m/s	16%
gedurende dal afvoer	gemiddelde van alle leidingen	0,050	0,061	m/s	21%
Maximale stroomsnelheid		250-250	160-100		Afwijking
alle leidingen	gemiddelde van max /per leiding	0,137	0,162	m/s	18%
hoofdriolen	gemiddelde van max /per leiding	0,495	0,536	m/s	8%
gedurende piek afvoer	gemiddelde van max /per leiding	0,449	0,480	m/s	7%
gedurende dal afvoer	gemiddelde van max /per leiding	0,226	0,246	m/s	9%

Voor de stroomsnelheden geldt dat de toename (afwijking) van de snelheden in het tweede alternatief 10-20% is. De grootste afwijkingen vinden plaats bij de pieken en de dal afvoeren, hetgeen logisch is, omdat hier de invloed van de hydraulische straal (de natte omtrek ten opzichte van de natte doorsnede) het grootste is (zie ook Figuur 11 op pagina 30). In de maximale stroomsnelheden wordt het absolute maximum van al de leidingen weergegeven. Voor het 160-100 mm systeem is dat 0,54 m/s tegenover 0,50 m/s in het 250-250 mm systeem.

De geringe verschillen in snelheden laten ook zien dat deze in feite voornamelijk afhankelijk zijn van het verhang en niet van de diameter. De diameter van de 100 mm leidingen wordt een factor 2,5 kleiner en de diameter van de 160 mm een factor 1,5. De snelheid neemt in de extreme gevallen met 20 % toe. Dit is in overeenstemming met vergelijking 6 op pagina 28 omdat het materiaal (en dus de k-waarde en daarmee de Chézy factor) nagenoeg gelijk is. Het verhang is in beide modellen gelijk.

### 6.3.3 Waterdiepte

De resultaten van de berekeningen van de gemiddelde waterdiepte zijn weergegeven in Tabel 12. Hieruit blijkt dat geen van de leidingen volledig vol komt te staan als gevolg van de afvoer van het water. Ook blijkt dat de waterdiepte tussen de twee alternatieven niet heel veel toeneemt. De vullingsgraad is uiteraard wel heel verschillend (van 0,26 tot 0,73). Vooral voor de verzamelriolen is dat opmerkelijk. Het bergend volume in het doorstroomde profiel is voor beide systemen nagenoeg gelijk (zie ook vergelijking 8).

TABEL 12 GEMIDDELDE WATERDIEPTEN; DE KOLOM 'AFWIJKING' GEEFT HET VERSCHIL AAN VAN DE UITKOMST VAN ALTERNATIEF 2 (160-100) TEN OPZICHTE VAN ALTERNATIEF 1 (250-250)

Gemiddelde waterdiepte		250-250	160-100		afwijking
<b>verzamel riolen</b>	gemiddelde van putten vzml	4,3	4,9	cm	12%
<b>hoofdrriolen</b>	gemiddelde van putten hfdrl	6,5	7,3	cm	13%
<b>gedurende piek afvoer</b>	gemiddelde van alle putten	5,5	6,8	cm	22%
<b>gedurende dal afvoer</b>	gemiddelde van alle putten	3,3	3,6	cm	8%

Naast de gemiddelden spelen de momentane waarden een grote rol. Om dit te kunnen beoordelen is de invloed van de twee putten die niet goed zijn geschematiseerd vrij groot. De waterdiepte wordt berekend in de putten, waarbij de bodem gelijk is aan de BOB van de aansluitende leiding. In deze putten is de bodem dieper dan de BOB met een hoge waterstand (47 cm) als gevolg. Deze waterstand verandert ook nauwelijks als gevolg van andere diameters van de aansluitende leidingen.

De resultaten van de berekening t.a.v. de maximale waterdiepten is weergegeven in Tabel 13.

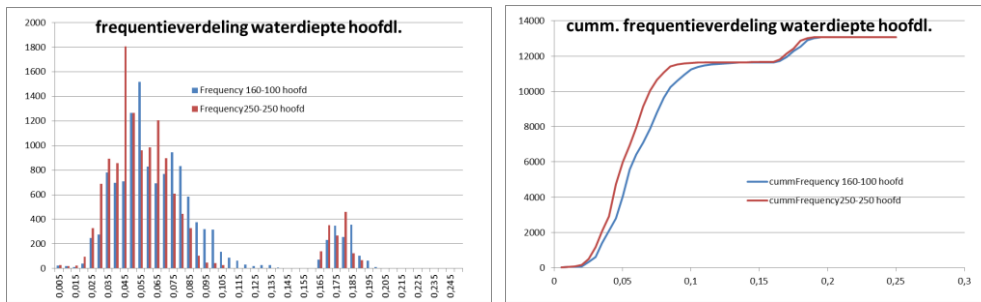
TABEL 13 MAXIMALE WATERDIEPTE. IN DE EERSTE REGEL IS DE 'DIEPE PUT' MEEGENOMEN; IN DE OVERIGE REGELS NIET MEER.

Maximale waterdiepte		250-250	160-100		afwijking
<b>alle putten</b>	max van putten vzml (1)	47,3	47,9	cm	1%
	max van putten vzml (2)	17,2	22,9	cm	33%
	gemiddelde van max vzml(2)	5,2	6,9	cm	31%
<b>hoofdrriolen</b>	max van putten hoofdrriool	19,1	19,9	cm	4%
	gemiddelde van max hfdrl	9,4	11,5	cm	22%

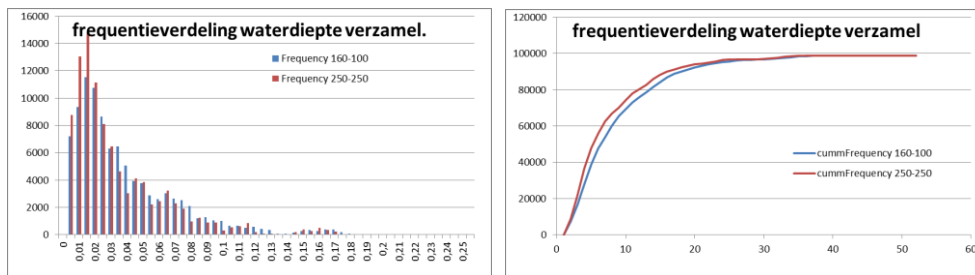
In het 250-250 systeem lopen de buizen dus niet vol (alleen bij de 2 eerder genoemde putten). In het 160-100 systeem loopt één hoofdrriool en verschillende verzamelriolen wel vol; naast de twee eerder genoemde verkeerd geschematiseerde putten, betreft dat 14 leidingen. Deze 14 leidingen zijn nader onderzocht, waaruit bleek dat:

- 3 leidingen lozen op de streng van het hoofdrriool dat ook onder water staat en waar de eerder genoemde ontwerp/schematiseringsfout zit; De leiding tussen die twee putten liggen dieper dan de omliggende leidingen;
- 6 leidingen die onder water lopen aaneengesloten zijn. Ook hier zitten enkele vreemde leidinghoogten in die anders ontworpen kunnen worden. Mogelijk kan het nodig zijn om de meest benedenstroomse streng van deze serie, die loost op het hoofdrriool, ook in 160mm uit te voeren. Hierdoor wordt het hoofdrriool dus iets langer.
- 5 individuele leidingen om verschillende redenen incidenteel vollopen. Veelal bij putten waar meer dan twee strengen op lozen waarbij één of meer strengen meer dan 20 cm boven de putbodemp in de put lozen.

Voor de optredende waterdiepten in hoofdrriolen en verzamelleidingen zijn frequentieverdelingen gemaakt en weergegeven in Figuur 25 en Figuur 26. Ook hier zijn de twee eerdergenoemde putten met aansluitende strengen met ontwerp/schematiseringsfout weggelaten. Het "plukje" waterstanden rond de 16 cm treedt op in twee putten waarvan de bodem relatief diep ligt en de afvoerende leiding in feite te hoog is aangesloten. Doordat het hoofdrriool niet zo heel lang is, zijn deze twee significant aanwezig in de uitkomst.



FIGUUR 25 (CUMULATIEVE) FREQUENTIEVERDELING VAN WATERDIEPETEN DIE VOORKOMEN IN DE 160 MM HOOFDRIOLEN



FIGUUR 26 (CUMULATIEVE) FREQUENTIEVERDELING VAN WATERDIEPTEN DIE VOORKOMEN IN DE 100 MM VERZAMELRIOLEN.

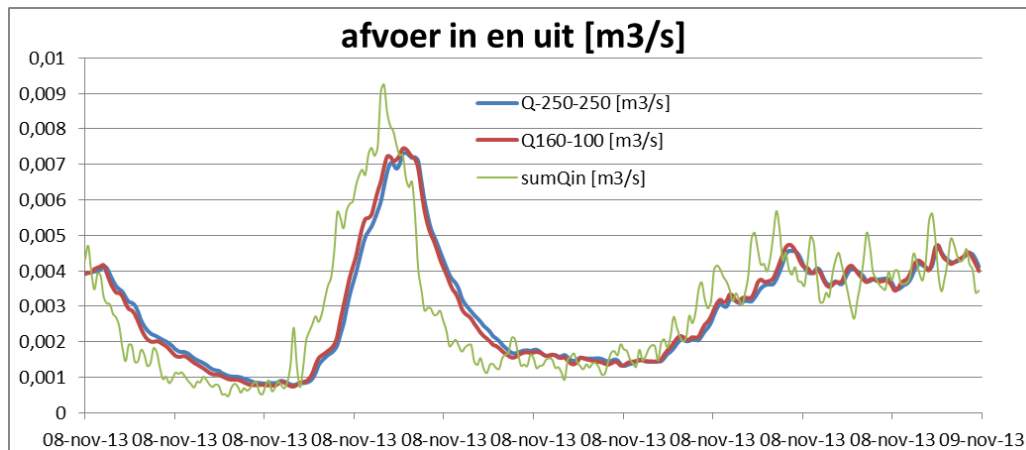
In de verzamelriolen van 100 mm treedt op een aantal momenten een volledige vulling op. Deze punten kunnen waarschijnlijk goed worden opgelost als de details beter worden bekeken voor wat betreft de schematisering dan wel een aanpassing van het ontwerp van het hoofdriool (wat verder verlengen).

Wat verder opvalt, is dat de frequentieverdelingen van de beide alternatieven vrij dicht bij elkaar liggen. Dat onderschrijft wat al eerder is geconstateerd, dat het verhang in de leidingen bepaalt welke snelheid en dus waterhoogte wordt bereikt. De invloed van de diameter hierop is gering.

In Figuur 26 zijn voor het alternatief 160-100 de frequentieverdelingen van de waterdiepten in de leidingen weergegeven. De waarden die hier boven de 0,1 liggen, bevinden zich allemaal in de 160 mm hoofdriolen.

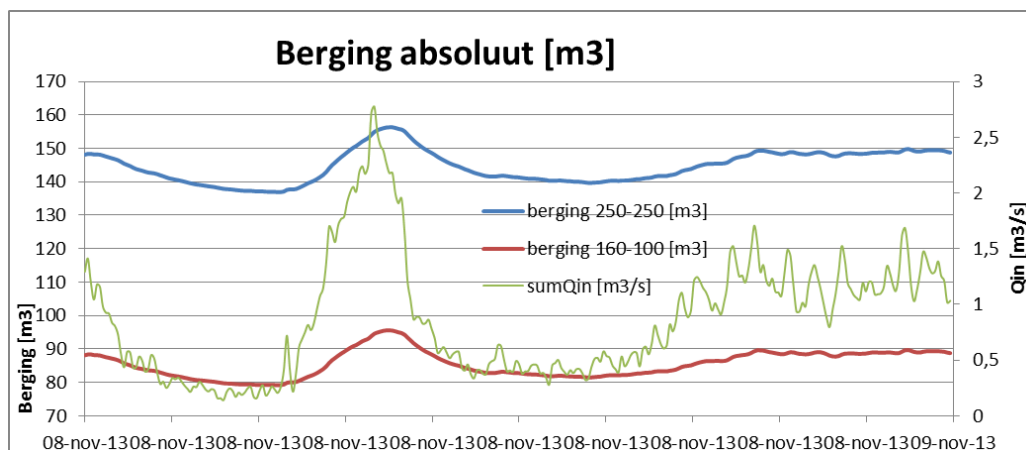
#### 6.3.4 Berging en afvoer

De berging in het systeem is het gecumuleerde verschil tussen de aan- en de afvoer in het systeem. In Figuur 27 zijn de aan en afvoer van de beide berekeningen weergegeven.



FIGUUR 27 AANVOER IN HET SYSTEEM EN AFVOER VAN HET 250-250 RESPECTIEVELIJK 160-100 SYSTEEM.

Uit deze figuur blijkt dat de dynamische berging in de beide systemen nagenoeg aan elkaar gelijk is omdat de afvoer in beide systemen onder dezelfde hydraulische belasting nagenoeg identiek. Het programma SO-BEK berekent ook de hoeveelheid water die zich in het systeem bevindt. Dat zou je de statische berging kunnen noemen. Voor het 250-250 systeem is deze berging ongeveer 150 m<sup>3</sup> terwijl die voor het 160-100 systeem ongeveer 90 m<sup>3</sup> bedraagt. Dat is weergegeven in Figuur 28.



FIGUUR 28 STATISCHE C.Q. ABSOLUTE BERGING TIJDENS DE BEREKENINGEN.

Ook uit deze figuur blijkt dat de systemen nagenoeg op dezelfde manier reageren. Het verschil van 60 m<sup>3</sup> betekent ongeveer 30% minder berging in het 160-100 systeem. Dit heeft een effect op de verblijftijd van het water in het systeem dat met ongeveer diezelfde hoeveelheid zal afnemen.

#### 6.4 Discussie

Uit de berekeningen blijkt dat met een vrij grove benadering van het terugbrengen van de diameters in een rioolstelsel een werkend systeem berekend kan worden dat met veel kleinere diameters nagenoeg dezelfde hydraulische prestaties levert. Het systeem is dan nog sterk vermaasd en volgt nog niet de vertakte structuur zoals in paragraaf 4.4 op pagina 24 wordt voorgesteld.

In het ruwe ontwerp kunnen op sommige plaatsen de putten vollopen. Hoewel het gevaar hiervoor beperkt lijkt, zeker als een nauwkeuriger beschouwing van het ontwerp wordt gemaakt, zal dit effect vaker op kunnen treden dan bij een groter gedimensioneerd systeem. Het effect zal zijn een drukopbouw in de putten en eventueel ontsnappen van lucht via het putdeksel. Dat zal mogelijk voor stankoverlast kunnen zorgen. Voor het nauwkeuriger dimensioneren van het inzamelingsstelsel zal de modellering van SIMSEM moeten worden verbeterd. Hiermee wordt de te verwachten afvalwaterstroom een veel beter te voorspellen parameter dan in

de huidige benadering. Op de langere termijn is de ontwikkeling van het waterverbruik onzeker; de trend in het waterverbruik zal echter eerder dalend dan stijgend zijn. In het laatste geval (stijgend waterverbruik) is te verwachten dat dit wordt veroorzaakt door toenemend doucheverbruik hetgeen in een relatief schone afvalwaterstroom zal resulteren. Maatregelen om te voorkomen dat deze relatief schone stroom in het afvalwaterriool terecht komt, zullen effectief zijn voor het verder concentreren van het afvalwater.

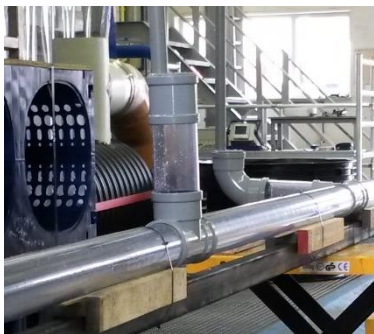
De grote onbekende in deze berekening is het gedrag van het sediment in de leidingen. In principe kan echter worden gesteld dat als in het huidige systeem geen excessieve accumulatie van sediment optreedt, dit ook niet zal gebeuren in het nieuwe systeem. De snelheden en de daarmee samenhangende schuifspanningen zijn immers nagenoeg aan elkaar gelijk. Bovendien is het maatgevende sediment (zand) nauwelijks aanwezig in het huishoudelijk afvalwater.

Een ander punt kan het verstopping van de leidingen zijn als gevolg van grotere objecten of wortelingroei. Gezien de hydraulische redundantie die in het huidige systeem zit, kan een dergelijke blokkade optreden zonder dat dit snel tot problemen leidt. Een plaatselijke verkleining van de diameter zal geen bezwaar zijn voor de benodigde transportcapaciteit. In een kleiner systeem zal een dergelijke blokkade sneller tot ophoping leiden. Het is daarom van belang om meer inzicht te krijgen in de aard en het gedrag van sediment in huishoudelijk afvalwater in een dergelijk vuilwater systeem.

Het is aannemelijk dat het systeem in de Danswijk in Almere representatief is voor vele systemen in Nederland. Wat opvalt in het ontwerp is dat slechts een gering hydraulisch verval van 70 cm wordt gebruikt in het stelsel. Terwijl de dekking op de leidingen minimaal 1,55 meter (BOB 1,80 beneden maaiveld) bedraagt en oploopt tot bijna 2,25 meter. De meeste huisaansluitingen worden haaks bovenop de leiding gemaakt. Dit betekent dat bij de aansluiting van de leiding ongeveer 30 tot 50 cm 'hoogte' wordt gebruikt. Daarnaast wordt de diepte van het riool bepaald door de ligging van de rioolhuisaansluiting ten opzichte van de overige infrastructuur. De gasleiding ligt traditioneel op 80 cm diepte en de waterleiding op 100 cm. De rioolhuisaansluiting wordt hierboven geleid. Een alternatieve aansluiting zou kunnen zijn om geen loodrechte aansluiting te maken, maar een liggende aansluiting. Dit zou ongeveer 50 cm hoogte kunnen schelen, wat ten opzichte van de gebruikte 70 cm een toename van ruim 70% zou betekenen. Voorbeelden van 'liggende' aansluitingen en de traditionele 'staande' aansluiting zijn gegeven in Figuur 29 en Figuur 30.



FIGUUR 29 'LIGGENDE' AANSLUITINGEN. LINKS EEN 89°AANSLUITING EN RECHTS EEN 30° AANSLUITING



FIGUUR 30 TRADITIONELE 'STAANDE' AANSLUITING

De rioolhuisaansluiting boven de gas- en drinkwaterleidingen leiden en met een aantal bochten liggend aansluiten vergt een zekere constructieruimte, maar zal resulteren in een groter beschikbaar verval in de hoofdleiding. Het is wellicht ook te overwegen om de riolering dichter tegen het huis aan te leggen, dan de nu gebruikelijke locatie midden in de straat. Het verhang is de meest relevante parameter die de hydraulische prestatie van de leiding bepaalt, maar de diepteligging van de leiding is een belangrijke factor die kosten bepaald. In het geval van de Danswijk, kan de minimale dekking van de rioolleiding worden teruggebracht tot ongeveer 1,00. Met een diameter van 100 mm komt de BOB dan op -1,10 te liggen. De huidige 'hoogste' leiding ligt op -1,80. Dit zou een verdubbeling van het beschikbare verval mogelijk maken: 1,40 meter i.p.v. 0,70 meter.

Ook als deze alternatieve manier van aansluiten niet wordt gebruikt, dan is er een groter verhang beschikbaar, vanwege de kleinere diameter van de leiding. De dekking blijft gelijk, maar de onderkant van de leiding komt dan hoger te liggen. In dit geval is dat 15 cm (100 mm leiding versus 250 mm), hetgeen een toename van ruim 20% betekent

Een gedetailleerd herontwerp van dit stelsel, inclusief een groter beschikbaar verval zal een verdere optimalisatie opleveren: door het grotere verval zal de snelheid toenemen en de waterstand in de leidingen afnemen. Ook zullen de mazen kunnen worden opgeheven en vervangen door strengen, waardoor de lengte van het leidingnet met ongeveer 10% zal afnemen.

Een ander aspect dat aandacht verdient, is de vormgeving van de putten. In principe zou een put lucht- en waterdicht moeten kunnen worden afgesloten. De luchtafsluiting is noodzakelijk om in geval van stuwning in de putten stankoverlast te voorkomen. In geval van hevige regenval, als er water op straat komt te staan, moeten de putten waterdicht zijn om te voorkomen dat regenwater in het vuilwaterriool terecht komt.

### 6.5 Kosten: een eerste benadering

Het resultaat van het terugbrengen van de diameters van de leidingen is samengevat in Tabel 10 op pagina 46. Ruim 10% van de leidinglengte kan worden gereduceerd tot 160 mm en bijna 90% van de lengte kan worden gereduceerd naar 100 mm. Daarnaast kunnen wellicht ook putten kleiner worden gedimensioneerd en in een later stadium ook tracés worden verkort.

Als een materiaalbesparing van 5 euro per meter wordt gerealiseerd, kan voor het proefgebied ongeveer € 25.000,= bespaard worden in de aanleg van het systeem. Per i.e. is dat ongeveer 11 euro of per aansluiting 33 euro.

Daarnaast zou door een alternatieve manier van aansluiten de diepteligging van het begin van de leidingen kunnen worden gereduceerd. In het originele geval is de gemiddelde diepteligging (BOB) van de leidingen 2,15 m, in het alternatieve geval is dat 1,80 m: een afname van 16%.

De resulterende kostenbesparing zou dan in de orde van 20% van de totale aanlegkosten kunnen zijn. Dan is er nog geen rekening gehouden met een eenvoudiger uitvoering van de putten om instroming van water tegen te gaan.

### 6.6 Conclusie

Toepassen van kleinere diameters in een stelsel en dat berekenen met een realistische belasting van huishoudelijk afvalwater laat zien dat, binnen de marges van de berekening, dit niet tot hydraulische problemen zal leiden.

## 7 Conclusie en beschouwing

### 7.1 Conclusie

Ten aanzien van de onderzoekshypothese “Een inzamelingssysteem (vrij verval riool) dat toegesneden is op het verzamelen en transporteren van alleen huishoudelijk afvalwater kan kleiner en goedkoper worden aangelegd dan het huidige gescheiden stelsel. Bovendien zal dit systeem beter functioneren en eenduidiger te onderhouden zijn” kan op basis van dit onderzoek nog geen eenduidige verwerping of bevestiging worden gegeven, omdat het onderzoek daar in essentie te eenvoudig van opzet voor was. Maar alle resultaten die behaald zijn, duiden er op dat de kans groot is dat de hypothese uiteindelijk kan worden bevestigd als nader onderzoek wordt uitgevoerd.

De capaciteit van een kleiner systeem voor het onder vrij verval verzamelen van alleen huishoudelijk afvalwater is voldoende om dit zonder hydraulische problemen te kunnen doen. Ten aanzien van de neiging tot verstopping is te weinig kennis beschikbaar om hier goede conclusies te trekken. Wel blijkt dat een kleiner riool efficiënter is voor het transporteren van objecten.

Ten aanzien van kosten zal een kleiner systeem goedkoper. Een conservatieve benadering laat zien dat besparingen van 20% minimaal mogelijk zijn, maar dat er perspectief is voor hogere besparingen.

Ten aanzien van onderhoud zijn geen definitieve uitspraken te doen.

### 7.2 Beschouwing: De remmende voorsprong

In de westerse wereld is reeds lang geleden gekozen om het hygiënische- en het overlastprobleem van afvalwater in de stedelijke omgeving op te lossen met een centraal rioleringsstelsel. Dat blijkt een effectieve maar ook veelal kostbare oplossing te zijn. Ook is het huidige systeem niet goed inzetbaar om tot meer duurzame oplossingen voor de genoemde problemen te komen. De duurzaamheid wordt dan vooral bepaald door de mogelijkheden voor het terugwinnen van grondstoffen.

Het eerste grote centrale zuiverings- en rioleringsproject werd in 1858 in Londen gestart na de zogenaamde ‘Great Stink’ in dat jaar, zoals mooi beschreven door Maggie Black (Black 2008). Een combinatie van het succes van waterclosets met een erg droog jaar waardoor de doorspoeling van de Thames zeer gering was zorgde voor een ernstige vervuiling. Er was een efficiënt transport van excreties naar het oppervlaktewater, maar dat kon dat niet goed verwerken met de (on)voorstelbare stank in de stad tot gevolg. Naast protesten tegen de hoge kosten van het project (3 miljoen pond dat bovendien door een nieuw en onervaren overheidslichaam moest worden besteed) was er ook twijfel over de verspilling van goede grondstoffen. Een gedicht uit die tijd luidt:

*Sewage, O why with rain dilute?  
Your rain with sewage, why pollute?  
Each will the other spoil;  
To mix them is the great mistake;  
Your rainfall to the river take,  
Your sewage to the soil.*

In de historische ontwikkeling in Engeland in de 19<sup>e</sup> eeuw, heeft het ‘watergedreven’ transport van het vaste menselijk afval het ‘gewonnen’ van het ‘droge’ transport. Zoals ook met de drinkwatervoorziening heeft deze Engelse oplossing model gestaan voor de opzet en uitwerking van openbare drinkwaternetten en afvalwaternetten. Opmerkelijk is dat in eerste instantie het succes van de waterclosets, toiletten, leidingen appendages etc. de aanleiding is geweest voor het aanleggen van een riolering en een waterleiding. Het was dus het comfort dat werd geleverd dat belangrijk was en niet zozeer de hygiëne. Pas veel later is het element van

volksgezondheid toegevoegd en heeft de lokale en nationale politiek de verantwoordelijkheid geleidelijk aan overgenomen. Nog weer later, in feite pas zeer recent, is het element van terugwinnen van grondstoffen weer populair geworden. Er is ook een noodzaak voor het terugwinnen van grondstoffen. Met name fosfaat is een eindige grondstof die nu nog uit mijnen wordt gewonnen waarvan de eenvoudig winbare hoeveel in rap tempo afneemt.

In feite is de keus waar de Londense gemeenteraad 170 jaar geleden voor stond weer zeer actueel voor de beslissingen voor vervanging van de riolen die in de komende decennia aan het einde van hun technische levensduur zullen komen. Echter, waar de afweging voor het gebruiken/terugwinnen van de grondstoffen toen ondergeschikt werd gemaakt aan comfort en gezondheid, zal deze nu een hoofdrol moeten/kunnen spelen. Een belangrijk criterium voor goede terugwinning is concentratie van de afvalstroom.

### 7.3 “Low cost”, “simplified” oplossingen of “Advanced” oplossingen?

Een groot gedeelte van de wereldbevolking is verstoken van adequate sanitatie. Het aanbieden van de conventionele oplossing om deze grote groepen van adequate sanitatie te voorzien wordt veelal beschouwd als een onrealistische oplossing. Daarom zijn verschillende alternatieven ontwikkeld voor deze problemen. De denkpatronen hierachter richten zich vooral op kleinschalige of zogenaamde decentrale oplossingen die goedkoop en onderhoudsarm moeten zijn. Een mooie samenvatting voor deze benadering wordt gegeven door Mara (Mara and Broome 2008). De ontwerpgrondslagen die hij geeft voor wat genoemd wordt ‘simplified sewer’ zijn echter zeer gelijkwaardig met wat beschreven wordt in hoofdstuk 6 van dit rapport.

Een belangrijke ‘fout’ die hierbij wordt gemaakt, is dat de nieuwe oplossing als een ‘simplified’ oplossing wordt gepresenteerd. En niemand wil een eenvoudige oplossing of een slap aftreksel van een systeem. Ook, of misschien wel juist, ontwikkelingslanden niet.

Het is echter een misvatting om het kleinere systeem een eenvoudiger oplossing te noemen. Om een dergelijk systeem goed te kunnen dimensioneren en aan te leggen is juist veel kennis en begrip nodig van de onderliggende processen, zoals de daadwerkelijke afvalwaterproductie in tijd, plaats, volume en samenstelling; de hydraulische processen in de leidingen en de details van de aanleg. Zoals in hoofdstuk 2 is getoond, zijn de conventionele systemen voornamelijk gebaseerd op technische intuïtie en reproduceren van bestaande systemen. Juist het maken van nieuwe systemen is daarom de “Advanced solution”.

In de wereld zijn een aantal van deze alternatieve sanitaties uitgevoerd, en resultaten daarvan zijn gedocumenteerd, doch deze gegevens zijn nog niet verschenen in toegankelijke literatuur. In de komende tijd zullen deze gegevens hopelijk beschikbaar komen, met name om het hydraulisch functioneren van de systemen te bekijken. Het blijkt dat veel van de oplossingen die gekozen zijn en steunen op lokale inspanning niet werkzaam zijn. Of dat ze na een succesvolle introductie maar een beperkte tijd functioneren. Een constatering die Black (Black, 2008) ook maakt is dat het systeem van watergedreven sanitatie pas na een ontwikkelingsperiode van ongeveer 60 jaar als een succes kon worden aangemerkt. Dit betekent dat er twee tot drie generaties nodig zijn om een nieuw systeem te introduceren en tot volle wasdom te brengen. Ervaringen uit ontwikkelingslanden zijn daarom belangrijke leerscholen om dit fenomeen te bestuderen.



# Bijlage I SIMSEM

## Inleiding

Door stijgende energiekosten en klimaatveranderingen staat de (Nederlandse) waterketen/ waterindustrie voor de uitdaging om duurzaamheid en klimaat neutraal opereren na te streven. In de riolering- en afvalwatersector zijn een aantal initiatieven gestart, zoals het terugwinnen van warmte uit het riool, hergebruik van afvalwater, terugwinnen van nutriënten uit afvalwater en het reduceren van broeikasgasemissies. Tevens wordt ernaar gestreefd om de kwaliteit in de rioleringen te verhogen, zoals het verbeteren van het ontwerp van de riolering en standleidingen in hoogbouw om stank- en gezondheidsproblemen te voorkomen. Daarnaast wordt gewerkt aan het efficiënt beheren van de kwaliteit van het oppervlaktewater en zuivering door het voorspellen van de concentratie geneesmiddelen in het afvalwater. In al deze initiatieven worden modellen gebruikt, waarin een aanname wordt gedaan voor de grootte en kwaliteit van de afvalstroom. Een realistische schatting van de hoeveelheid van het afvalwater dat in het riool terecht komt en de temperatuur ervan zal de uitkomsten van de gebruikte modellen verbeteren.

Simulatie van chemische analyse van rioolwater is een nieuwe en zich heel snel ontwikkelende discipline die trends in het gebruik van verdovende middelen (maar ook andere middelen) op het niveau van de gehele stedelijke bevolking bijna real-time in beeld brengt. Door het bemonsteren van een goed gedefinieerde (punt)bron van afvalwater, zoals het influent van een rioolwaterzuiveringsinstallatie (RWZI), kan de vracht aan verdovende middelen in een gemeente worden berekend aan de hand van concentraties van de drugs of hun omzettingsproducten die na consumptie in het lichaam ontstaan en met urine worden uitgescheiden.

SIMDEUM voorspelt hoeveel koud en warm water in een woning of gebouw op elk tappunt wordt gebruikt. Het model is uitgebreid getoetst aan metingen en geeft realistische voorspellingen van zowel het koud- als warmwaterverbruik. Hiermee heeft SIMDEUM en zijn basis op fysische kennis zich bewezen als model. Wanneer het mogelijk is om met SIMDEUM een dagelijks vraagpatroon te berekenen van het waterverbruik op secondebasis, is het ook mogelijk om een gedetailleerd afvoerpatroon te berekenen: het gevraagde water wordt immers per tappunt ook weer geloosd. De afvoer van het water zal met een andere volumestroom (toilet wordt op een andere manier gevuld, dan dat het water van het toilet afgevoerd wordt) en met een vertraging (een bad loopt op een ander moment leeg dan dat het gevuld wordt) plaatsvinden t.o.v. de aanvoer of watervraag. Dit vergt een aanpassing van SIMDEUM. Het doel is om, op basis van SIMDEUM, een model te ontwikkelen dat berekent hoeveel water per seconde in het riool terecht komt en met welke temperatuur: SIMSEM (SIMulation of SEwerage production Model). Met bestaande kentallen kan dan ook de vaste last en de concentratie aan geneesmiddelen en nutriënten berekend worden in de afvalstroom.

SIMSEM handhaaft de structuur en de rekenmethode van SIMDEUM, maar berekent per tappunt niet de vraag naar water, maar de lozing van het water. In eerste instantie wordt SIMSEM ontwikkeld voor huishoudens. In de toekomst kan SIMSEM uitgebreid worden voor overige gebouwen.

## Invoergegevens SIMSEM

### Invoergegevens: temperatuur en volumestroom

SIMDEUM maakt gebruik van de eigenschappen van het tappunt (volumestroom, duur en gewenste temperatuur) en van de kennis over het waterverbruikend gedrag van de aanwezige gebruikers. In SIMSEM zal het

gedrag van de gebruikers t.a.v. een tappunt hetzelfde zijn als in SIMDEUM (tijdstip en frequentie van gebruik), alleen zijn de eigenschappen voor de afvoer per tappunt anders dan voor de vraag/aanvoer van water. Om SIMDEUM aan te passen voor afvoer moeten per tappunt de afvoercharacteristieken in kaart gebracht worden:

1. de lozingsvolumestroom en de duur van lozing (Tabel 7-1); het product is het volume van de afvoer dat gelijk moet zijn aan het volume van de aanvoer;
2. de temperatuur van het geloosde water (Tabel 7-2);
3. het tijdstip van lozen: de vertraging tussen vraag (die nu in SIMDEUM is ingebouwd) en afvoer (Tabel 7-1);
4. vertraging in gebouw van tappunt naar centrale afvoer;
5. bij het berekenen van de totale stroom van afvalwater: mengen van volumestromen met verschillende temperaturen.

Voor de vertaling van deze gegevens naar het simulatiemodel geldt het volgende:

1. In SIMSEM kunnen per tappunt de duur en intensiteit worden aangepast in de invoerbestanden. De verschillen zijn er alleen voor wasmachine, vaatwasser, bad en wc. Voor wasmachine en vaatwasser kan eenvoudig een afvoerpatroon worden ingevoerd. Voor bad en wc kunnen andere tijdsduur en volumestroom worden ingevoerd. Bij een tijdsresolutie van seconden is dit nodig; bij een tijdsresolutie van 5 minuten is de aan- en afvoer van de wc toch gelijk en voor het bad bijna gelijk. Bij een grotere tijdsresolutie kan dus ook gerekend worden met de standaard invoerparameters zonder deze aan te passen voor afvoer.
2. In SIMSEM kan per tappunt de "gevraagde" (verwachte) temperatuur van het geloosde water worden ingevoerd en de temperatuur van het koude water. Aangenomen wordt dat het koude water wordt opgewarmd tijdens gebruik en transport in het huis, naar gemiddeld bijvoorbeeld 20°C. Deze is afhankelijk van het seizoen en van de verblijftijd in de drinkwaterinstallatie. De verwachte temperatuur van het geloosde water van verwarmd water is afkomstig uit metingen. Bij de wasmachine en vaatwasser is de temperatuur van de verschillende wascycli verschillend en daardoor ook de temperatuur van het geloosde water. In SIMDEUM is verondersteld dat de temperatuur van het (geloosde) water gelijk voor de hele lozing, dus niet anders voor de eerste wascyclus en de 2<sup>e</sup> en 3<sup>e</sup> van de wasmachine en vaatwasser. Dit kan worden opgelost door post-processing in SIMSEM: nadat de simulaties gedaan zijn kan voor de patronen van de wasmachine en vaatwasser de temperatuur worden aangepast voor de 2<sup>e</sup> en 3<sup>e</sup> wascyclus naar die van het koude water.
3. Voor de meeste tappunten geldt dat het water dat uit de kraan loopt vrijwel direct weer afgevoerd wordt. Voor de wasmachine en vaatwasser geldt een specifiek afvoerpatroon, die bekend zijn bij de fabrikant. Voor bad en afwasteiltje geldt een vertraging. Afhankelijk van de gewenste nauwkeurigheid en de gekozen tijdsresolutie is het interessant om deze vertraging mee te nemen. Een mogelijkheid voor een vertraging is er nu niet in SIMDEUM. Omdat beide waterverbruiken (bad en afwas) maar beperkt bijdragen aan het totale verbruik en omdat de tijd van het openen van de kraan stochastisch wordt bepaald, lijkt het niet nodig om de softwarecode aan te passen en de vertraging wel mee te nemen.
4. Omdat voor ieder gebouw de lengtes en diameters van de binnenriolering variëren, en omdat niet precies te modelleren valt hoe snel het afgevoerde water de riolering in de straat bereikt wordt dit aspect niet meegenomen. We veronderstellen een instantane afvoer. In werkelijkheid zal dit niet zo gelden, maar wanneer een tijdsresolutie van enkele minuten wordt aangehouden is de aanname wel geldig. Voor de afvoer van huishoudelijk afvalwater wordt uitgegaan van 100 - 150 l per persoon per dag. Het lozingspatroon van huishoudelijk afvalwater zal lijken op het vraagpatroon van drinkwater. De te verwachten afvalwaterbelasting is van belang voor het dimensioneren van rioolstelsels. Voor het in rekening brengen van een stationaire belasting wordt veelal uitgegaan van 10 tot 15 l.inw<sup>-1</sup>.h<sup>-1</sup> over een periode van 10 uur (Spiller, Vreeburg et al. 2015).
5. De sommatie van de temperatuur wordt gedaan op basis van een instantane menging van alle volumestromen met hun temperaturen op basis van een energiebalans.

TABEL 7-1. TIJDSDUUR VAN LOZING, INTENSITEIT VAN DE LOZING EN VERTRAGING VAN DE LOZING TEN OPZICHTE VAN DE WATERVRAAG, PER TAPPUNT. GEARCEERD ZIJN DE VERSCHILLEN MET DE AANVOERPATRONEN.

Tappunt / gebruik	Duur	Intensiteit (L/s)	Vertraging (min)
-------------------	------	-------------------	------------------

		$\mu$	pdf	$\mu$	pdf	
Bad (120 L)		2 min	N.A. (vast)	1.0	N.A. (vast)	30
Wastafel	Wassen en scheren	40 s	Lognormaal	0.042	Uniform	0
	Tandenpoetsen	15 s				0
Vaatwasser		Specifiek patroon (3 x afvoer, totaal 19 s, 0.75 L/sec = 14 L)				
Keuken- kraan	Consumptie	16 s	Lognormaal	0.083	Uniform	0
	Afwassen	6 s		1.000		15
	Handen wassen	15 s		0.083		0
	Overig	37 s		0.083		0
Buitenkraan		N.A. (Water wordt niet afgevoerd naar riool)				
Douche	Normaal	8.5 min	$\chi^2$	0.142	N.A. (vast)	0
	Waterbesparende douchekop			0.123		
Wasmachine		Specifiek patroon (3 x afvoer, totaal 67 s, 0.75 L/sec = 50 L)				
WC	6 L stortbak	3 s	N.A. (vast)	2	N.A. (vast)	0
	9 L stortbak	9 s				

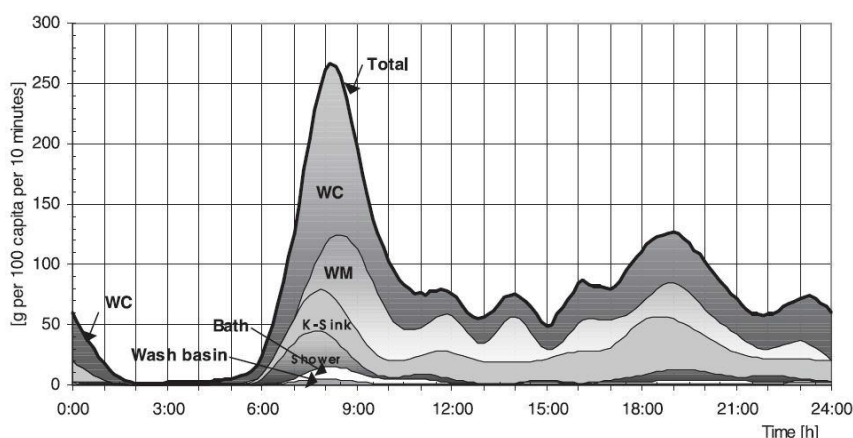
TABEL 7-2. TEMPERAATUUR VAN HET GELOOSDE WATER PER TAPPUNT.

Tappunt / gebruik	Temp (°C)	Toelichting
Bad (120 L)	35	Zie douche
Wastafel	35	Zie douche
Wassen en scheren	KW*	
Tandenpoetsen		
Vaatwasser	35	Vergelijkbaar met wasmachine (zie bijlage I)
Keukenkraan	KW	Met de hand afwassen met 55 °C, na afloop van afwas als water wegloopt (we nemen aan dat in een teiltje wordt afgewast) is nog 45 °C over
Consumptie	45	
Afwassen	45	
Handen wassen	KW	
	KW	
Overig	KW	
Douche	35	douche gemeten 39.5 °C uit de douchekop, 35 °C bij het afvoerputje
Wasmachine	35 / 45	De wasmachine heeft typisch een wasprogramma op 40 °C en 60 °C. Dit betekent dat in de eerste cyclus het water eenmalig wordt opgewarmd tot de opgegeven temperatuur. De afvoertemperatuur is gemeten als 35 °C en 45 °C respectievelijk voor de eerste afvoer, de 2 <sup>e</sup> en 3 <sup>e</sup> afvoer hebben de temperatuur van het koude water (zie bijlage I).
WC	KW	Temperatuur van het koude water (KW)

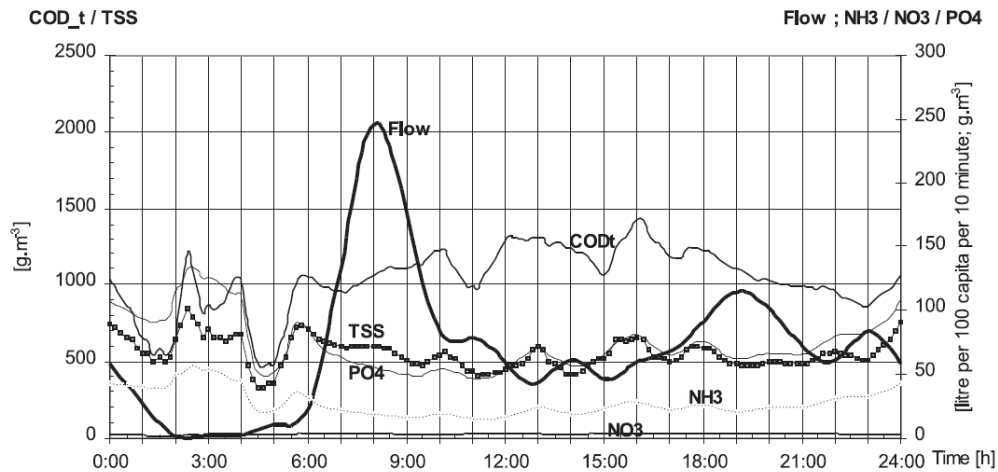
\* De temperatuur van het koude water is afhankelijk van de temperatuur van het drinkwater in het distributiesysteem en de opwarming in de installatie, en daarmee van het seizoen.

### Invoergegevens: nutriënten

Urine en fecaliën bevatten ca. 90% N, 80% P, 80% K en 70% COD van het huishoudelijk afvalwater (Spiller, Vreeburg et al. 2015). Urine bevat ook medicijnresten en resten van recreatieve drugs. Verschillende studies hebben vrachten en concentraties van nutriënten, zouten en andere elementen gerapporteerd, maar deze getallen zijn behoorlijk specifiek voor de locatie (land) en jaar van de metingen. Vaak worden deze gegevens niet opgegeven voor specifiek gebruik, maar enkel als totaal voor grijs- of zwartwaterstromen (I.J.G. Voorhoeve 2003; Donner, Eriksson et al. 2010). Figuur 7-1 en Figuur 7-2 laten wat voorbeelden zien van afvoer over de dag.



FIGUUR 7-1. GEMIDDELDE COD PER TAPPUNT PER WONINGAANSLUITING EN VARIATIE OVER DE DAG (SPILLER, VREEBURG ET AL. 2015).



FIGUUR 7-2. GEMIDDELDE COD EN ANDERE NUTRIËNTEN PER WONINGAANSLUITING EN VARIATIE OVER DE DAG (SPILLER, VREEBURG ET AL. 2015).

In de literatuur is alleen een overzicht van vrachten en concentraties van nutriënten en andere elementen per tappunt gevonden; waarin een aantal studies wordt samengevat (Eriksson, Auffarth et al. 2002). Opmerkelijk is dat een beperkt aantal studies beschikbaar is vanuit de jaren 1970-1980. De verschillende studies richten zich op diverse doelen en dus variëren de gegevens per referentie. De gerapporteerde categorieën zijn, o.a., fysische, chemische en microbiologische eigenschappen, nutriënten, zware metalen en XOC's (Xenobiotic organic compounds). Dit overzicht laat zien dat de informatie per tappunt zeer beperkt is. Er is dus behoefte aan een betere beschrijving van de samenstelling van de huishoudelijke afvalwaterstromen.

Met SIMSEM is het mogelijk om alle willekeurige stoffen te simuleren. De belangrijkste parameters worden hier beschreven. In dit rapport focussen wij op vier indicatoren als voorbeelden: Totaal Stikstof (TN), Totaal Fosfor (TP), COD en BOD5. De vrachten en concentraties per tappunten worden berekend, gebaseerd op de overzichten van (Eriksson, Auffarth et al. 2002; ij.G. Voorhoeve 2003), zie onderstaande tabellen. Alles is omgerekend naar g/persoon per dag.

TABEL 7-3. TOTAAL STIKSTOF (TN) IN HET GELOOSDE WATER PER TAPPUNT.

Tappunt / gebruik		Volume L/cap/d	TN		Toelichting
			mg/L	g/cap/d	
Bad (120 L)		2.8	7.5	0.02	Ca. 5-10 mg/L (Nolde 2000)
Wastafel	Wassen en scheren Tandenpoetsen	6.1	7.5	0.05	Geen data beschikbaar hier hetzelfde als douche en wasmachine aangenomen
Vaatwasser		3	40	0.12	(Siegrist, Witt et al. 1976)
Keuken- kraan	Consumptie	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.	
	Afwassen		74	1	
	Handen wassen Overig	9.8			(Siegrist, Witt et al. 1976)
Douche		48.6	7.5	0.36	Ca. 5-10 mg/L (Nolde 2000)
Wasmachine		14.3	7.5	0.11	ca. 5-10 mg/L (Nolde 2000); ca. 0-11 NH <sub>4</sub> -N mg/L (Friedler 2004), NH <sub>4</sub> -N/TN ratio van 0.7 (Wilsenach and Van Loosdrecht 2003)
WC		36	300	10.8	Ca. 8.5 tot 13 g N per persoon per dag wordt via urine en feces afgescheiden (Spiller, Vreeburg et al. 2015). Met een gemiddelde frequentie van 6 toiletbezoeken per dag is dat ca. 1.8 g N per spoelbeurt. De urine wordt verdund met 3 L (halve spoeling van een 6L stortbak) tot 9 L (volledige spoeling van een 9L stortbak). Dus ca. 1.8 g/6L = 0.30 g/L = 300mg/L.
			<b>Totaal</b>	<b>12.2</b>	<b>Total N = 12 g/cap/d (ij.G. Voorhoeve 2003)</b>

TABEL 7-4. TOTAAL FOSFOR (TP) IN HET GELOOSDE WATER PER TAPPUNT.

Tappunt / gebruik		Volume L/cap/d	TP		Toelichting
			mg/L	g/cap/d	
Bad (120 L)		2.8	0.4	0.001	Ca. 0.2-0.6 mg/l (Nolde 2000)
Wastafel	Wassen en scher- ren Tandenpoetsen	6.1	14.8	0.09	Geen data beschikbaar hier hetzelfde als keukenkraan aangenomen
Vaatwasser		3	68	0.2	(Siegrist, Witt et al. 1976)
Keuken- kraan	Consumptie	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.	
	Afwassen	9.8	9.2	0.09	
	Handen wassen Overig				0.09 g/p/d (Hargelius, et al., 1995)
Douche		48.6	1.9	0.09	Geen data beschikbaar hier hetzelfde als keukenkraan aangenomen
Wasmachine		14.3	14.0	0.20	0.2g/cap/d Hargelius et al, 1995; 21 mg/L (Spiller, Vreeburg et al. 2015); N.B. In wasmiddelen wordt tegenwoordig geen fosfaat meer gebruikt.
WC		36	36.1	1.3	0.5 g/cap/d in feces en 0.8 g/cap/d in urine (ij.G. Voorhoeve 2003)
			<b>Totaal</b>	<b>2.0</b>	<b>Total P = 1.7 g/cap/d (ij.G. Voorhoeve 2003)</b>

TABEL 7-5. COD IN HET GELOOSDE WATER PER TAPPUNT.

Tappunt / gebruik		Volume L/cap/d	COD		Toelichting
			mg/L	g/cap/d	
Bad (120 L)		2.8	424	1.2	zoals douche
Wastafel	Wassen en scheren Tandenpoetsen	6.1	433	2.6	(Surendran and Wheatley 1998)
Vaatwasser		3	2675	8.0	Geen data beschikbaar, dit is berekend gebaseerd op wat totaal gerapporteerd is voor NL
Keukenkraan	Consumptie Afwassen Handen wassen Overig	n.v.t. 9.8	n.v.t. 936	n.v.t. 9.2	(Surendran and Wheatley 1998)
Douche		48.6	424	20.6	(Surendran and Wheatley 1998); 100-200mg/L (Nolde 2000)
Wasmachine		14.3	725	10.4	(Surendran and Wheatley 1998); Hargelius et al, 1995 12.8 g/cap/d
WC		36	1694	61	(ij.G. Voorhoeve 2003)
			<b>Totaal</b>	<b>113</b>	<b>Total COD = 113 g/cap/d (ij.G. Voorhoeve 2003)</b>

TABEL 7-6. BOD5 IN HET GELOOSDE WATER PER TAPPUNT.

Tappunt / gebruik		Volume L/cap/d	BOD5		Toelichting
			mg/L	g/cap/d	
Bad (120 L)		2.8	216	0.6	Zie douche
Wastafel	Wassen en scheren Tandenpoetsen	6.1	138	10.5	ca. 76 -200 mg/L (Christova-Boal, Eden et al. 1996)
Vaatwasser		3	414	1.2	Vaatwasser 1040 mg/L en keukenkraan 1460 mg/L (Siegrist, Witt et al. 1976). Om aan het totaal 56.5 mg/cap/d te komen, is totaal BOD5 van alle tappunten, behalve vaatwasser en keukenkraan, opgeteld, daarna is de rest verdeeld over de vaatwasser en keukenkraan volgens de ratio gerapporteerd door (Siegrist, Witt et al. 1976)
Keukenkraan	Consumptie Afwassen Handen wassen Overig	n.v.t. 9.8	178	1.7	
Douche		48.6	216	10.5	(Surendran and Wheatley 1998); 100-200mg/L (Nolde 2000)
Wasmachine		14.3	169	2.4	ca. 48 -290 mg/L (Christova-Boal, Eden et al. 1996), gemiddeld 169 mg/L
WC		36	819	29.5	(ij.G. Voorhoeve 2003)
			<b>Totaal</b>	<b>56.5</b>	<b>Total BOD5 = 56.5 g/cap/d (ij.G. Voorhoeve 2003)</b>

### Uitvoergegevens SIMSEM

SIMSEM berekent de volumestromen, temperatuur en nutriëntenconcentratie (N, P, BDO5, COD) van de afvalwaterlozingen.

## Aanpassingen voor SIMSEM

### Pre-processing

SIMDEUM werkt met een .stats bestand als invoer waarin alle statistische gegevens staan over de watervraag per tappunt: penetratiegraad van toestellen, gebruiksfrequentie, volumestroom, gebruiksduur en gewenste temperatuur. Voor SIMSEM kunnen een aantal zaken worden aangepast. Afhankelijk van de gewenste tijdstap is dit wel of niet nodig.

Tijdens een pre-processing stap kunnen een aantal zaken in het .stats bestand worden aangepast. Er is voor gekozen om alleen volumestroom en tijdsduur (gezaamenlijk leidend tot een gelijk volume als voor de watervraag) aan te passen voor bad, wc, wasmachine en vaatwasser; de buitenkraan wordt verwijderd (zie Tabel 7-1). De vertraging tussen watervraag en afvoer wordt nu niet in de simulatie meegenomen.

De temperatuur wordt niet in deze stap aangepast.

### Post-processing van de data

Nadat SIMDEUM op basis van het (aangepaste) .stats bestand verbruikspatronen heeft gesimuleerd, welke zijn opgeslagen in .house bestanden, vindt er post-processing plaats. In deze stap worden de temperaturen aangepast en worden de nutriënten toegevoegd.

In SIMDEUM is de uitvoer een "flowPattern", met daaronder een volumestroom van de totale watervraag en een volumestroom van de warmwatervraag. Voor de afvoer is deze structuur minder geschikt. Daarom is aan de structuur een eigenschap "temperature" toegevoegd en "nutrientLoad" waarin voor tot maximaal vier verschillende nutriënten de naam van het nutriënt en een belastingspatroon over de tijd is opgenomen (zie bijlage II).

### Post-processing voor temperatuur

Per tappunt kan worden meegegeven (flexibel) wat de temperatuur van het afgevoerde water is. Dit kan een enkel getal zijn, of een reeks van getallen waar random uitgetrokken kan worden. Door bijvoorbeeld de reeks [35 35 35 45] mee te geven wordt in 75% een temperatuur van 35 °C toegepast, en in 25% een temperatuur van 45 °C. Voor de verschillende tappunten worden de volgende bewerkingen toegepast:

- De eerste stap is om de temperatuur van het koude water aan te passen; deze zal 18 tot 20 °C kunnen zijn.
- Bad en douche: de temperatuur wordt aangepast aan de opgegeven afvoertemperatuur.
- wc: idem, dit is meestal wel de temperatuur van het koude water, of eventueel enige opwarming in de stortbak.
- Wastafel en keukenkraan: de temperatuur van het verwarmde water (waar in de SIMDEUM resultaten dus een vraag is naar warm water) wordt aangepast aan de opgegeven afvoertemperatuur.
- Wasmachine: de eerste afvoervolumes (er kunnen meerdere gebruiken per dag zijn) worden geïdentificeerd en voor dat volume wordt de temperatuur aangepast aan de opgegeven afvoertemperatuur; de 2<sup>e</sup> en volgende afvoervolumes hebben de temperatuur van het koude water.
- Vaatwasser: de eerste en laatste afvoervolumes (er kunnen meerdere gebruiken per dag zijn) worden geïdentificeerd en voor het eerste volume wordt de temperatuur aangepast aan de opgegeven afvoertemperatuur; de 2<sup>e</sup> en volgende afvoervolumes hebben de temperatuur van het koude water, en het laatste afvoervolume is 5 °C hoger dan de opgegeven temperatuur (voor het droogproces).

### Post-processing voor nutriënten



Per tappunt kan worden meegegeven (flexibel) wat de belasting is van N, P, COD en BDO5 in het afgevoerde water is. Dit is een enkel getal. Voor alle tappunten worden de volgende bewerkingen toegepast:

- Per water use event worden start en einde opgezocht en wordt de duur van de afvoer bepaald. Voor wasmachine en vaatwasser wordt alleen de duur van waterafvoer meegenomen, niet de tijd ertussen wanneer tijdens het wassen geen water wordt afgevoerd.
- Gedurende deze duur wordt de belasting (in g) over de duur van de afvoer gelijkmatige verdeeld.

#### Validatie SIMSEM

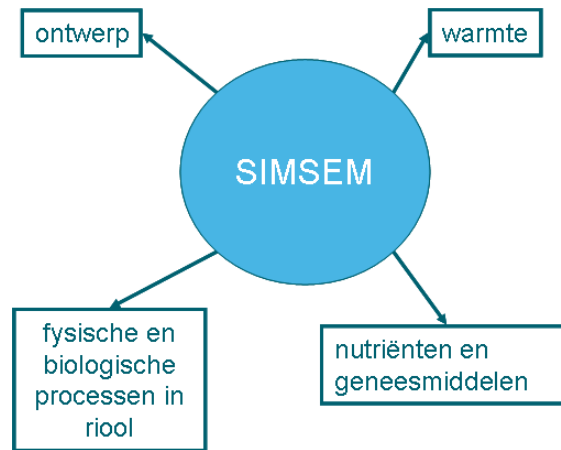
SIMDEUM is gevalideerd voor koud- en warmwaterverbruik, waardoor de fysische basis van het model bewezen is. Omdat SIMSEM dezelfde basis heeft, is het vertrouwen in de resulterende afvalwaterpatronen groot als ook in de temperatuur ervan, onder de aanname dat de watervraag en de afvalwaterstroom zich één op één verhoudt. Het aantal gevallen dat deze aanname niet geldt, zoals planten water geven of water voor de bereiding van voedsel, zal verwaarloosbaar klein zijn; het gebruik van de buitenkraan wordt niet meegenomen in SIMSEM.

De temperatuur van het drinkwater dat via de aansluitleiding een woning in gaat is afhankelijk van de bodemtemperatuur en daardoor van het seizoen. Daarnaast zal er nog opwarming van het koude water in de woning plaats kunnen vinden. Daarom worden er bij voorkeur per woning twee patronen berekend: voor een zomer- en een winterdag. Voor de validatie van de aannames voor de temperatuur, zie ook SIMDEUM-PRO (hoofdstuk 4.5).

Voor de nutriënten is het lastig om de validatie van SIMSEM op dit moment te doen; de aannames zijn zeer globaal en eventuele metingen zijn er alleen op het niveau van de RWZI.

#### Voorbeeld van toepassing SIMSEM

SIMSEM heeft vele toepassingsmogelijkheden, zoals weergegeven in het schema van Figuur 7-3. Het kan een rol spelen in het ontwerp van rioleringen en grijswatersystemen, in het berekenen van de hoeveelheid warmte en nutriënten die teruggewonnen kunnen worden uit het riool, de hoeveelheid geneesmiddelen in het afvalwater en in een klimaatneutrale procesvoering. Concrete mogelijkheden zijn: koppeling aan ProRiool (een simulatietool van TNO), aan SOBEM inclusief een warmtemodel (dit is gedaan in het project "warmte en koude uit drinkwater en riolering" (Arsénio 2013)), ontwikkeling van grijswatersystemen (eventueel in samenwerking met WUR). Daarbij kunnen verschillende scenarioanalyses worden uitgevoerd voor veranderde vrachten of concentratie van nutriënten als gevolg van andere huishoudelijke producten (zeep, wasmiddel, etc.) of door andere watertoestellen, bijvoorbeeld luxe douches of waterbesparende WC's met een andere volume aan water.



FIGUUR 7-3. SCHEMATISCHE WEERGAVE VAN DE TOEPASSINGSMOGELIJKHEDEN VAN SIMSEM.

Voor de haalbaarheidsstudie voor de wijk de Oude Dokken in Gent (Eric Oosterom 2013)

is SIMDEUM succesvol ingezet. SIMSEM is ingezet om de karakteristieken (volumestroom en de temperatuur) van de afvoerstromen voor vier verschillende wijkscenario's te bepalen. Met deze gegevens kan de opdrachtgever de haalbaarheid van het nieuwe gescheiden sanitatieconcept voor de Oude Dokken onderzoeken.

De gemiddelde temperatuur van de afvoerstromen bedraagt in de alternatieve concepten ongeveer 32-33°C. De hogere lozingstemperaturen van wasmachine en vaatwasser zijn wel te zien in de instantane temperaturen van de afvoer, maar leiden in de gemiddelde temperatuur van de afvoer tot een relatief kleine temperatuurstijging. Tevens is bekend uit ander onderzoek, dat in het riool de temperatuur snel afneemt (Arsénio 2013).

SIMSEM is nog niet ingezet om de nutriëntenlast van de afvalwaterstroom te bepalen.

## Bijlage II Referenties

- Ackres, J. C., D. Butler, et al. (1996). Design of sewers to control sediment problems. CIRIA.
- Arsénio, A. M. (2013). Lifetime Prediction of PVC Push-fit Joints. PhD, TU Delft.
- Black, M. (2008). "The experience of the first sanitary revolution: Are there lessons for today's global sanitation crisis?" Waterlines 27(1).
- Blokker, E. J. M. (2010). Stochastic water demand modelling for a better understanding of hydraulics in water distribution networks. PhD, Delft University of Technology.
- Blokker, E. J. M., H. Beverloo, et al. (2011). "A bottom-up approach of stochastic demand allocation in a hydraulic network model; a sensitivity study of model parameters." Journal of Hydroinformatics 13(4): 714-728.
- Blokker, E. J. M., S. G. Buchberger, et al. (2008). "Importance of demand modelling in network water quality models: a review." Drink. Water Eng. Sci.(1): 27-38.
- Christova-Boal, D., R. E. Eden, et al. (1996). "An investigation into greywater reuse for urban residential properties." Desalination 106(1): 391-397.
- Donner, E., E. Eriksson, et al. (2010). "Presence and fate of priority substances in domestic greywater treatment and reuse systems." Science of the Total Environment 408(12): 2444-2451.
- Eric Oosterom, R. H. (2013). Riolering in beeld, Benchmark rioleringszorg 2013. Ede, Nederland, Stichting Rioned.
- Eriksson, E., K. Auffarth, et al. (2002). "Characteristics of grey wastewater." Urban water 4(1): 85-104.
- Friedler, E. (2004). "Quality of individual domestic greywater streams and its implication for on-site treatment and reuse possibilities." Environmental technology 25(9): 997-1008.
- ij.G. Voorhoeve, A. J. v. d. K. (2003). Rioolvreemd water, Onderzoek naar hoeveelheden en oorsprong afvalwater. STOWA. Utrecht, STOWA.
- Luijtelaar, H. v. and A. C. J. Koot (1982). "Wandschuifspanning en vulhoogte als functie van de afvoer in gedeeltelijk gevulde leidingen." H2O 15(12): 302-307.
- Mara, D. and G. Broome (2008). "A return to basics to benefit the poor." Proceedings of the Institution of Civil Engineers, Municipal Engineer 161 ME4(december 2008): 231-237.
- Nolde, E. (2000). "Greywater reuse systems for toilet flushing in multi-storey buildings—over ten years experience in Berlin." Urban water 1(4): 275-284.
- Rioned (2009). Riool in cijfers 2009-2010. Rioned.
- Rioned (2014). Riolering in beeld, Benchmark 2013. Ede, Rioned.
- Siegrist, R. L., M. D. Witt, et al. (1976). The characteristics of rural household wastewater, Small Scale Waste Management Project, University of Wisconsin--Madison and University of Wisconsin--Extension.

Spiller, M., J. H. G. Vreeburg, et al. (2015). "Flexible design in water and wastewater engineering - Definitions, literature and decision guide." Journal of Environmental Management **149**: 271-281.

Surendran, S. and A. Wheatley (1998). "Grey - water reclamation for non - potable re - use." Water and Environment Journal **12**(6): 406-413.

Veldhuis, M. C. t. (2010). Quantitative risk analysis of urban flooding in low land areas. PhD, TU Delft.

Voorhoeve, J. G. and A. J. v. d. Kerk (2003). Rioolvreemd water. STOWA, STOWA.

Vreeburg, J. H. G. (2015). "Proefopstelling transport vrij verval leiding."

Vreeburg, J. H. G. (2015). Proefopstelling vrij verval leiding.

Vreeburg, J. H. G., E. J. M. Blokker, et al. (2009). "Velocity based self cleaning residential drinking water distribution systems." Water Science and Technology **9**(6): 635-641.

Wilsenach, J. and M. Van Loosdrecht (2003). "Impact of separate urine collection on wastewater treatment systems." Water Science & Technology **48**(1): 103-110.

Worst, W., F. Clemens, et al. (2012). "Een perspectief voor hemelwatersystemen." WT-Afvalwater(6).



## Bijlage III REVIEW ARTICLE

Dit artikel is nog in voorbereiding en zal na voldoende peer review in een wetenschappelijk tijdschrift worden gepubliceerd

# The effect of small diameter sewer pipes on the occurrence and mechanisms of blockage: A review

L.J.P. Snip\* & J.H.G. Vreeburg\*\*

\*KWR Watercycle Research Institute, Postbox 1052, 3430 BB Nieuwegein, the Netherlands,  
laura.snip@kwrwater.nl.

\*\*Wageningen University, Sub-Department Urban Environmental Technology and Management, Postbox 17,  
6700 AA Wageningen, the Netherlands. Corresponding author: jan.vreeburg@wur.nl

## Abstract

The technical transition from wastewater treatment to resource recovery requires concentrated wastewater. Essentially, the role of water as transport medium must be minimised, which requires a new approach towards sewerage. Smaller diameter sewerage collection pipes serve better transport of objects and solids through the formation of water build up ('sliding dam') behind solids. However, an intuitive aversion exists due to supposedly increased blockages. This literature review into occurrences of blockages demonstrated that there is little information available on actual blockages and even less on the mechanisms responsible. The effect of the diameter on the different mechanisms of blockages is complex to isolate from other aspects. Experience with sewerage systems based on smaller diameters (so-called condominium sewers) has proved that this system is equally or even better capable of handling sewage than conventional systems. Therefore, the smaller diameter pipes are a logical step in the transition towards resource recovery.

**Keywords:** blockages; re-designing sewerage; simplified sewers.

## 1.

### Introduction

Nowadays, due to a growing awareness of depleting resources, the focus of wastewater treatment is shifting from removing pollutants towards resource recovery (Guest et al., 2009). This takes place mainly in the form of phosphorus recovery (Morse et al., 1998) or energy production (Rulkens, 2008). As the literature review in the paper will show, the role of the sewer collection system, being the physical link between the resource and the recovery, is not considered. Intuitively, the design of the collection system doesn't play a large role;

7 attention is primarily focussed on asset management, cleaning and rehabilitation. These processes are seem-  
8 ingly based on simple technologies and well within the realm of practitioners rather than scientists. In order  
9 to make the recovery of resources from wastewater more efficient, however, a high concentration of organics  
10 and nutrients is required. In that process, the sewer collection system, and more particularly the diameter of  
11 the collection pipes as will be argued in this paper, actually may play a significant role.

12 One possibility to achieve a higher concentration is through a decentralised system with source separation  
13 (Larsen et al., 2009). Though this leads to high concentration black water, this cannot be a robust solution  
14 for the long term. Economies of scale dictate that a number of spatially separated small systems are less  
15 economic than a few larger systems (Shih et al., 2004). In decentralised systems still infrastructure connect-  
16 ing the individual houses to the small treatment needs to be realised. Approximately 80% of all length of  
17 infrastructure is found in the 'pipes-in-the-street'. Only 20% of total length of the system is used for larger  
18 transportation lines connecting the neighbourhood collection points to a central system (RIONED, 2009;  
19 Vliet et al., 2011). A source separated decentralised system would realistically need three collection pipes:  
20 black water, grey water and rain water. Besides this being more expensive, the operational management in  
21 terms of misconnections would be very difficult. This makes it unlikely that decentralised systems with  
22 source separated flows will generate a breakthrough towards increased resource recovery.

23 An alternative for source separation in general terms is minimising the amount of water reaching the  
24 wastewater treatment plant (WWTP) possibly combined with increasing the concentration of potential re-  
25 sources through addition of kitchen waste, dogs droppings etc. This requires a new concept for the sewer  
26 collection system in which a smaller diameter of the sewer collection system will play a significant role:  
27 cheaper, equal or even better solids transport capacity and better manageable in terms of misconnection. Of  
28 course, the new concept only works if all the rain water is collected and transported in a separate system,  
29 known as the separated system.

30 To explain the new approach, the urban wastewater cycle is divided into three domains with their specific  
31 stakeholders: 1) households, 2) sewage collection systems, and 3) WWTPs. Increase of the concentration of  
32 organics and nutrients in the wastewater flow, starts in the first domain, households, by on the one hand  
33 avoid addition of 'clean' water and on the other hand increasing the organic content. For example, the water  
34 volume used to flush a toilet could be decreased or kitchen waste can be added to the wastewater. In the  
35 second domain focus is placed on prevention of 'clean' water entering the system through separate collection  
36 and handling of rain water. Following this, the efficiency of the system in preventing seeping in of groundwa-  
37 ter, avoiding misconnections with the rainwater system and optimization of hydraulic performance is needed.  
38 A clear difference in diameter of rainwater sewers and wastewater sewers is crucial to avoid misconnections.



39 Finally, the third domain will receive the higher concentrated wastewater and will be able (with new technolo-  
40 gies) to recover resources efficiently.

41 A first concern in decreasing diameters is the hydraulic performance of the system. For the sewer system, the  
42 velocity of the water determines the transport capacity for solids. The velocity in open water conduits is de-  
43 scribed by the Chézy formula:

$$44 \quad v = C\sqrt{R \cdot i_B} \quad [\text{Eq.1}]$$

45 With

- 46 R : Hydraulic radius [m]  
47 C : Chézy coefficient [ $\text{s} \cdot \text{m}^{-1/2}$ ]  
48  $i_B$  : Bottom slope [-]

49 The hydraulic radius is the ratio between the wet surface area and the wet perimeter. In a round pipe this is  
50 dependent on the water. The bottom slope is the dominant parameter in this formula as is shown in Figure 1.

51 This means that if solids, that do not get stuck because of their size, are transported in a larger pipe, they  
52 will also be transported in a smaller pipe at equal slope and flow and similar velocity. This enables a transi-  
53 tion from the present large sewers into a system of smaller sewers.

54 A transition means that the old system must be able to co-function with the new system. Moreover, to be  
55 successful, the transition should allow all stakeholders to work together but also have individual incentives  
56 (Guest et al., 2009; Kiparsky et al., 2013). In other words: each domain should have its own positive busi-  
57 ness case. A transition will not occur solely based on technical innovation; it should also have social and  
58 institutional incentives. The importance of the collection system and its institutional barriers such as design  
59 guidelines based on common practices (RIONED, 2012; Scottish Water, 2015; WWSC, 2015), will be demon-  
60 strated in this paper. After all, without a proper connection between the potential resources and the actual  
61 recovery, the wastewater cycle is dysfunctional.

62 The sewerage collection system was developed in many Western countries to remove the waste as far and as  
63 fast as possible to prevent epidemic outbreaks or odour problems (Ashley et al., 1999; Randrup, 2000).

64 Mostly it was combined with drainage of rain and storm water to solve two problems at once. Sewer pipes  
65 were designed to have sufficient hydraulic capacity to deal with rain and storm water resulting in minimum  
66 pipe sizes of 250 to 300 mm for gravitational collection systems which are found in many guide lines  
67 (RIONED, 2012; Scottish Water, 2015; WWSC, 2015). Later on, the large size facilitated inspection of the  
68 sewer and turned into a standard. Remarkably, separate systems for storm water and wastewater have more  
69 or less the same dimensions even though the hydraulic load from household's wastewater is much lower

70 (RIONED, 2012; City of Edmonton, 2015). An additional thought for the large diameter is that it can handle  
71 larger objects and will not clog as easily. With the expectation that water saving practices will lead to less  
72 water, there is an expectation or fear for more blockages (Marleni et al., 2012). Though possibly counter  
73 intuitively, smaller diameter sewer pipes will theoretically be more efficient: compared to larger diameters,  
74 the velocity will stay more or less the same, but through a higher water depth buoyance will be larger, as will  
75 be the 'sliding dam' as will demonstrated later (Littlewood & Butler, 2003).

76 Presently sewer pipe dimensions are too large to efficiently transport the material. This is documented for in  
77 building drainage systems, as they receive an intermittent flow (Swaffield & McDougall, 1996), but must  
78 also hold true for main pipes. Therefore, the restricted diameters of 250 or 300 mm could potentially be  
79 decreased to a size of 100 mm. However, a major (intuitively) objection to this hypothesis is that smaller  
80 diameters of sewerage pipes will lead to more blockages (Arthur et al., 2008). In order to examine this  
81 statement, we will analyse the occurrence and mechanisms of blockages in sewerage systems and quantify  
82 them with literature data as far as available.

83 Blockages can occur in sewerage pipes due to accidental or structural causes (Chebbo et al., 1996). Acci-  
84 dental causes are often random and can be due to the entry of an object that blocks the flow. After cleaning  
85 and/or repairing of the accidentally blocked pipe, the blockage is resolved. This includes the incorrect use of  
86 toilets through discharge of gross solids and other objects (see later) (Friedler et al., 1996), the perforation  
87 of pipes by other infrastructures (Oosterom & Gastkemper, 2012) as well as construction failures (Post et  
88 al., 2016). Structural causes can be the result of different mechanisms: 1) intrusion of tree roots (Randrup,  
89 2000; Stål, 1998), 2) deposition of Fat, Oil, and Grease (FOG) (Keener et al., 2008; Williams et al., 2012), 3)  
90 deposition of solids (Nalluri & Dabrowski, 1994), and 4) pipe deterioration (Mori et al., 1991). In contrast to  
91 accidental causes, these structural mechanisms can cause the same blockage after cleaning and/or repairing.

92 The presented literature review focusses on to what extent the occurrence and mechanisms of blockages are  
93 affected by the diameter of sewerage pipes and consequently whether smaller pipes would serve better. An  
94 overview is given of the quantitative occurrences of blockages followed by the mechanisms enabling a ra-  
95 tional and factional view on the relation of the pipe diameter with the frequency and occurrences of block-  
96 ages. Finally, experiences with small diameter systems are presented leading to the conclusions.

## 97 2. Occurrence of blockages

98 Literature gives little information on the frequency of blockages, as also observed by Arthur et al. (2008) and  
99 Post et al. (2016). Ashley et al. (2004) even state that the information is lacking supporting evidence and  
100 may be regarded as anecdotal. This lack of information can partly be explained by the large amount of  
101 stakeholders involved (municipalities, households, sewer inspection/cleaning services) resulting in a scatter

102 of activities and associated information. Another part of the explanation is the difficulty to investigate sewer-  
103 ages because of the underground location. However, during the 1990s an increase in publications can be  
104 found on sediments in combined sewer systems with the aim to investigate the possibilities of decreasing  
105 harmful sewer overflows (Ashley et al., 1992; Laplace et al., 1992; Tait et al., 1998). Unfortunately, the  
106 occurrences of blockages are not measured. Moreover, the sediments in combined sewers are probably sig-  
107 nificantly different from sediments in household waste water. While in the first, sand is the normative sedi-  
108 ment, in household sewer it will be only a minor component.

109 Another challenge arises with the identification of a blockage and its cause. Whenever a blockage occurs,  
110 remedial action is to clean the pipeline by high pressure jetting or cleaning springs/chains. This will most  
111 likely solve the blockage without discovering the cause of it. If the blockage is not resolved, a visual inspec-  
112 tion, with or without a camera, will take place to identify the cause. The visual inspection of sewerage pipes  
113 is not straightforward and different inspectors may conclude different causes based on the captured images  
114 of cameras (Dirksen et al., 2013). An automated defect detection system might help to improve the con-  
115 sistency of the fault detection (Halfawy & Hengmeechai, 2014), however at this moment it is not the stand-  
116 ard operation and therefore no data is available. In addition, sewerage pipes are not easily monitored due to  
117 the location and/or size as well as safety issues (Ashley et al., 1999; DeSilva et al., 2011). Therefore, the  
118 data is often based on the interpretations of sewer inspectors and/or utilities/municipalities (DeSilva et al.,  
119 2011; Post et al., 2016) which lead to possibly biased observations. Routine inspections are preceded by  
120 flushing of the pipes, thus potentially clearing obstructions that have been formed.

121 The blockage frequencies of small diameter sewers in the UK reported by Ashley et al. (2004) range from  
122 0.025 to 0.2 blockages per person per year. In the city of Edmonton, Alberta Canada 241 blockages were  
123 reported in 4904 km of mainline pipes in 2005 (Bowen, 2006). In the UK, an estimation of 24750 blockages  
124 a year over a total length of 308850 km is made by Arthur et al. (2008). By studying the reactive cleaning  
125 activities for the city of Amsterdam, an assessment of the frequency of blockages is made by Dirksen (2013).  
126 A frequency of 0.45 cleaning activities per km combined sewer system was obtained, while a higher frequen-  
127 cy of 0.65 for the separate sanitary sewer system was found. Post et al. (2016) examined data from a com-  
128 mercial sewerage maintenance company which served mainly private property owners, businesses and hous-  
129 ing associations. For the housing associations, which contained approximately 15% of the residential proper-  
130 ties in Rotterdam constructed after 1920, more than 11.000 cases of failures were reported to the company.  
131 Roughly, this would mean 0.10 reported failures per person, when assuming 15% of the total population of  
132 Rotterdam is 93.500. As this maintenance company can only gather information on the reported failures and  
133 they are not solving all failures in the area, the data is incomplete and cannot be extrapolated.

134 Though (fear for) blockage is an important reason for dimensioning large pipes and performing cleaning  
135 programs, there is hardly objective data available in literature that would justify this. This is partly due to the  
136 'low-tech' image of the sewer system and the traditional approach that is not reviewed critically.

137 As mentioned in the introduction, a blockage can occur due to an accidental cause or a structural cause. For  
138 clarification reasons, a division between accidental and structural causes of blockages will be maintained  
139 throughout the manuscript.

#### 140 **2.1. Frequency accidental causes of blockages**

141 **Lillywhite and Webster (1979)** examined the causes of blockages and found that 74% was due to accidental  
142 causes, namely 30% were due to faulty joints, 23% to manhole faults, 11% to backfalls and 10% to broken  
143 pipes. **Bowen (2006)** mentions only 1% of the mainline blockages is caused by collapsed lines. The cause for  
144 the collapsed line is not described and could therefore be due to accidental causes such as construction  
145 faults, but also due to structural causes such as pipe deterioration. 11% of the blockages had an unknown  
146 cause. **Post et al. (2016)** reported that 11% of the reported failures were due to incorrect use. The **US EPA**  
147 **(2004)** investigated reported sanitary sewer overflows and found that 10% of the overflows with a known  
148 cause are due to line breaks. The origin of these line breaks is not mentioned.

#### 149 **2.2. Frequency structural causes of blockages**

150 The blockages investigated by **Lillywhite and Webster (1979)** showed that besides the 74% with an acci-  
151 dental cause, 24 % were due to a structural cause, namely deposits, roots. The remaining 2% had other caus-  
152 es that are not specified. **Bowen (2006)** on the other hand, reported that 57% of the blockages were caused  
153 by roots and grease. The remaining 31% (taken the accidental causes into account) is due to solids only. A  
154 survey among different utilities in Australia also named tree roots as the main cause (50-95%) for blockages  
155 (**DeSilva et al., 2011**). FOG deposits are named as the main failure mechanism by **Post et al. (2016)** as 40% is  
156 attributed to this. Other attached deposits are responsible for 12% of the reported failures, while sediment  
157 and debris are the cause of 13% (9 and 4%, respectively). Finally, 2% are caused by construction errors and  
158 only 0,2% by tree roots. The remaining percentage is due to an unknown cause. Besides the line breaks caus-  
159 ing sanitary sewer overflows in the USA, also blockages are mentioned as causes (48%) (**US EPA, 2004**). These  
160 blockages are mainly caused by grease (47%). Grit, rock, and other debris are responsible for 27% and root  
161 for 22%. The remaining 2% is attributed to a combination of roots and grease.

### 162 **3. Mechanisms of structural causes for blockages**

#### 163 **3.1. Sediment depositions**

164 The sewerage system is designed to transport material without the formation of blockages. However, if the  
165 flow is not sufficient to transport the solid, a blockage can occur (**Brown et al., 1996**). In the sewerage sys-

166 tem connected to households, the flow will be intermittent and dependent on the appliances used in house-  
167 holds (Swaffield & McDougall, 1996). Deposition and erosion of sediments in the sewerage are complex  
168 phenomena which are also influenced by the characteristics of the sediment and by biological reactions (Ash-  
169 ley et al., 1999; Ashley et al., 2004).

170 During the 1990s research has been performed on the sediments in combined sewer systems aiming at the  
171 reduction of the environmental impact of combined sewer overflows (Ashley et al., 1992; Laplace et al.,  
172 1992; Tait et al., 1998). Bachoc (1992) examined combined sewers of different sizes in France to analyse the  
173 location and general characteristics of sediment deposits. He found that deposits are formed when two or  
174 more of the following locations/conditions were met: 1) the head of the sewers; 2) downstream flow parti-  
175 tions or losses (for example at a pumping station or receiving water); 3) under downstream influence; 4) at  
176 abrupt changes of the geometry (includes a waterfall or section widening); 5) in presence of local obstacles;  
177 6) downstream from erodible accumulation zones. Except for condition 6 this shows that decrease of flow  
178 velocity might cause problems. Condition 6 is an extra uptake of sediments. Laplace et al. (1992) had emp-  
179 tied a trunk sewer to observe the formation of the sediment deposit over two years. The deposit seemed to  
180 reach a state of equilibrium, thus the deposition of sediment equalled the transportation. This could indicate  
181 that through the initial deformation of the hydraulic profile because of the deposition of material, the hydrau-  
182 lic circumstances changed into a situation in which sediments can be transported. Potentially, the profile  
183 deformation is similar to diameter decrease. Similar mechanisms for this equilibrium in larger diameter sew-  
184 ers are also suggested by Ashley et al. (2004). Firstly, the depth of sediment can increase until the pipe is  
185 flowing full and the rate of sediment transport equals the rate of sediment input. In this case, enough head in  
186 the sewer should be available to reach this equilibrium. Secondly, the increase in the depth of the sediment  
187 bed can increase the capacity of the flow to transport the sediment due to a coarser surface. The coarser  
188 surface will break down more easily than a smoother surface which will lead to a breakdown of the sediment  
189 bed (Ashley et al., 1992). If deposits build up in a layer on the wall, effectively the hydraulic diameter in the  
190 lower part of the pipe decreases, leading to higher water levels and increased buoyance and consequently  
191 increased solids transport capacity.

192 Other explanations are sought in the characteristics of the sediment which could change and lead to higher  
193 yield strengths (Ashley et al., 2004). If the deposits are not disturbed, more organic particles can bind and  
194 the sediment bed will dewater, which will lead to a greater stability. In contrast, Banasiak et al. (2005) be-  
195 lieved that the bio-processes weaken the strength of the in-pipe sediment deposits as under oxygen rich  
196 conditions a weaker surface layer was found in laboratory studies. This is due to the accelerated growth of  
197 aerobic microorganisms which produce CO<sub>2</sub> in the form of bubbles. Under nutrient rich conditions these  
198 microorganisms are less likely to produce exopolymers which would increase the yield strength by forming a  
199 dense biofilm. Anaerobic microorganisms also produce gasses (methane (CH<sub>4</sub>), hydrogen sulphide (H<sub>2</sub>S) and

200 ammonia (NH<sub>3</sub>) when growing which would weaken the yield strength in a similar way as aerobic microorgan-  
201 isms do (Banasiak et al., 2005). The production of bubbles increases the size of pores within the sediment  
202 layer, making it more aerobic and in addition less smooth. This could lead to the breakage of larger portions  
203 of the sediment (Ashley et al., 1992). Moreover, the addition of sand particles to the water stream leads to  
204 higher erosion rates, than clean water. Ashley et al. (1992) found different erosion and deposition rates in  
205 combined sewer systems depending on the sewerage pipe characteristics as well as on the time of the day.  
206 By monitoring the yield strength during the day, they found that there was a correlation between the bed  
207 shear and the pattern of solids and pollutants in suspension. During the day the bed shear increased, which  
208 led to a higher flow depth.

209 All this research has mostly been done in combined sewers, which carry a different range of sediments than  
210 household wastewater. In a combined sewer the irregularity of flow due to rainfall probably plays an im-  
211 portant role in the build-up of and processes in deposits. A dedicated household wastewater sewer would  
212 have a much steadier and regular flow, leading to equilibria that are not found in combined sewers.

### 213 3.2. FOG deposits

214 Discharges of FOG can potentially accumulate in the sewerage system and lead to blockages (Post et al.,  
215 2016) and sanitary sewerage overflows (U.S. EPA, 2004). They are considered to be of great importance in  
216 the operation of household sewer systems. The fast food outlets and other food preparation businesses are  
217 mentioned as the sources for FOG deposits in Canada, U.S.A. and U.K. (Bowen, 2006; Keener et al., 2008;  
218 Williams et al., 2012). According to sanitary sewerage personnel, the FOG deposits are estimated to occur  
219 between 50 and 200 m downstream of foodservice establishments and have a blockage frequency ranging  
220 from once every 30 days to once every 2 years (Keener et al., 2008).

221 Different mechanisms are proposed that can lead to the formation of FOG deposits (see Figure 2). The depos-  
222 its of FOG can be caused by the solidifying of liquid FOG due to temperature differences (un-reacted free fatty  
223 acids (FFA) in Figure 2) (Keener et al., 2008; He et al., 2011).

224 Furthermore, the FFAs in cooked or heated oil can react with calcium to form a calcium soap (saponification)  
225 which also deposits in the sewerage pipes (He et al., 2011; Williams et al., 2012). The calcium can originate  
226 from the wastewater itself or from concrete corrosion. The examined deposits have a grainy, sandstone-like  
227 texture with high yield strength deposits (Keener et al., 2008). Within these FOG deposits also debris can  
228 settle and accumulate due to the adhesive character of the FOG deposit (Keener et al., 2008; Iasmin et al.,  
229 2014). Most deposits are found above the waterline in the sewerage pipes and are more frequently found on  
230 obstructions in the pipes (Williams et al., 2012). These obstructions can be roots or other pipe deformations  
231 (Dominic et al., 2013). FOG deposits can also be found as 'fat balls' in pump stations where the water level

232 constantly changes (Williams et al., 2012). There is no clear indication in literature whether this happens in  
233 dedicated wastewater sewers or also in combined sewers. The fact that most of the FOG deposits are found  
234 at the maximum surface of the water, indicates that there is also an hydraulic component. This is not men-  
235 tioned in the reviewed papers, but should be considered.

236 Once a FOG deposit is formed, this can attract excesses of calcium by van der Waals attractions and electro-  
237 static repulsion (DLVO theory) as there are un-reacted free fatty acids present in the deposit (see Figure 2)  
238 (He et al., 2011; 2013). This can explain the high levels of calcium found in deposits (Keener et al., 2008; He  
239 et al., 2011). In addition, Williams et al. (2012) found that the water hardness had an effect on the FOG de-  
240 posits as an increased water hardness resulted in higher calcium content in the deposit which was harder and  
241 had higher melting points than deposits with lower calcium content.

242 The source for calcium can be concrete corrosion. However, also the water itself contains calcium which  
243 means that changing the pipe material to avoid the formation of FOG deposits might not be effective (He et  
244 al., 2013). These different sources of calcium can lead to different FOG deposits with regard to the texture  
245 and adhesion (Iasmin et al., 2014) and consequentially could inform an appropriate measure.

### 246 3.3. Pipe deterioration

247 Pipe deterioration may lead to pipe collapse, effectively blocking the pipe (Post et al., 2016). Pipe collapse  
248 may occur from wall deterioration or mechanical load, directly through too high loads or indirectly through  
249 ground movement. Pipe deterioration may be induced by many processes , e.g. through biological processes  
250 in which sulphuric acid is produced on the moist sewer concrete surfaces (Islander et al., 1991; Mori et al.,  
251 1991). This corrosion is typical for concrete pipes and begins once the pH is decreased to 6 (Islander et al.,  
252 1991; Wells & Melchers, 2015). The concentration of H<sub>2</sub>S, temperature and relative humidity are of influence  
253 on the corrosion rate (Wells & Melchers, 2015).

### 254 3.4. Root intrusion

255 Root intrusion leads to obstacles in the flow and clogging of material around it (see earlier section of FOG  
256 deposits), which may lead to blockages. Therefore, root intrusion can be qualified as a secondary cause for a  
257 blockage. Roots grow along an increasing water gradient towards the nutrients and water present in sewer-  
258 age (Randrup, 2000).

259 Root intrusion has been reported to occur in Sweden and in Denmark in 99 and 97% of the surveyed commu-  
260 nities, respectively (Stål, 1998; Randrup, 2000). Both studies mentioned a higher frequency of root intrusion  
261 in older pipes. This is most likely due to the corrosion of the pipes and the deteriorated joints creating easy  
262 access for roots. However, root intrusion has also been reported in more modern concrete and PVC pipes  
263 often after repair work (Stål, 1998). This can be the result of faulty construction work or the backfill soil

264 which is easily penetrated by roots. The intrusions in more modern systems were more often around joints of  
265 the pipes (Randrup, 2000). Service connecting pipes (house connections) have been reported to have most  
266 root intrusions, however the dominant cause for this is not easily determined. It could be due to the proximi-  
267 ty to trees as well as due to the depth and diameter of the pipes (Post et al., 2016). Different trees have been  
268 reported to intrude the pipes (Östberg et al., 2012). Nevertheless, similar to the service connections it is  
269 difficult to assess if the higher frequency of root intrusion of certain species is due to the species itself or  
270 due to the plantation of those types of trees in proximity of sewers (Östberg et al., 2012).

## 271 4. Mechanisms of accidental causes for blockages

### 272 4.1. Perforation of sewerage pipes

273 A relatively new phenomenon causing accidental blockages is perforation of sewer pipes with small pipes  
274 used as housing for telecommunication cables. These pipes are constructed through trenchless technology,  
275 'shooting' the small pipe from the backbone cable into the property. In this procedure a sewer pipe may be  
276 perforated unnoticed and only surfacing because of the secondary effect of blockage, leakage or subsidence.  
277 Blockages may be formed immediately if the perforation is too large to maintain normal operations. More  
278 often, the blockages are formed over time by material sticking on the intruded pipe and/or due to soil intru-  
279 sion (Oosterom & Gastkemper, 2012). Infiltrating wastewater may lead to land subsidence.

280 Research performed by Oosterom & Gastkemper (2013) showed that these perforations occur 5 times per  
281 100 km of main sewerage pipes in areas in the Netherlands where many houses are retrofitted with cables.

### 282 4.2. Incorrect use

283 Another mechanism expected to cause accidental blockages is the incorrect use, which implies that items are  
284 disposed of in the toilet or other places that are not supposed to be entering the sewerage system. Most  
285 common incorrect use items found are condoms, cotton buds, nappies, plastic wrapping, razor blades, sani-  
286 tary protection items and syringes (Friedler et al., 1996). As the sewerage system is not designed to cope  
287 with these items, they can obstruct the sewerage and lead to blockages. Toilet paper is designed to be ex-  
288 posed of in the sewerage and will disintegrate along transport. It is also capable of increasing the distance  
289 travelled by a solid in the sewer pipes. This is most likely due to the adjustment in the shape of the material,  
290 which can create a larger force of water behind it (Memon et al., 2007). More details are described in para-  
291 graph 5.1.1.

## 292 5. Effect of sewerage diameter on blockages

293 As the new approach is focussed on changing the diameter of the pipes, it is important to establish the effect  
294 of the diameter on the occurrence of blockages. From theoretical point of view, it has already been estab-  
295 lished that velocity is not significantly influenced by the diameter, as long as the pipe is not completely filled



296 (see Figure 1). From literature, it is difficult to clearly identify a relation between diameter and blockage be-  
297 cause the diameter of an existing gravity driven sewer collection system is not an independent variable. It is  
298 related to 1) location in the ground, 2) proximity to discharge point, 3) material used, and 4) type of flow.  
299 Basically, there is a cut-off point for a minimum size of a trunk main, which is often in the range of 250 mm  
300 or more (RIONED, 2012; Scottish Water, 2015; WWSC, 2015). All smaller sewers are mainly property pipes or  
301 connection pipes. Therefore, establishing a link between the diameter and the blockage is not straightfor-  
302 ward. Additionally the slope of the pipe is of more importance to the occurrence of blockages, i.e. the veloci-  
303 ty, than the diameter, but as the focus is placed on the diameter of the pipes, this aspect is not examined.

### 304 5.1. Structural causes

305 Blockages caused by depositions, either sediment or FOG, are prevented by regular cleaning and removing,  
306 causing associated costs. Intuitively, the effect of a smaller diameter pipe will be an increased cleaning fre-  
307 quency as the 'storage capacity' is lower. Surprisingly, this is not the case as will be explained in the this  
308 paragraph.

#### 309 5.1.1. Sediment deposition

310 Swaffield & McDougall (1996) modelled the unsteady flow conditions in sewers, caused by the intermittent  
311 flow through household connections, by using full equations of continuity and momentum. The wave velocity  
312 is dependent on the wet cross-sectional area and the width of the free surface. They implied an influence of  
313 the pipe diameter on the velocity of the water and therefore also on the velocity of the solids. An increase in  
314 the pipe diameter would lead to a lower solid velocity. As shown in Figure 1, this is a misconception for the  
315 flows that are typical in house wastewater sewers.

316 This research has also been questioned by Littlewood & Butler (2003) after performing different experi-  
317 ments with a small diameter pipe. Depending on the solid size and density, three different mechanisms of  
318 movement were observed. The first mechanism is a so-called sliding dam (Figure 3) where water is built up  
319 behind the solid. The second mechanism is based on the movement of the solid with the water and is the  
320 same mechanism as mentioned by Swaffield & McDougall (1996). The last mechanism is a combination of  
321 both. The first mechanism is mainly applicable to large solids in comparison to the diameter of the pipe as  
322 water needs to be build up behind the solid, while the second depends on the density of the solid and there-  
323 fore its capacity to be carried by the water.

324 The experiments of Littlewood & Butler (2003) with artificial solids demonstrated that the distance travelled  
325 by the solid using the same amount of water was larger in smaller diameters than in larger diameters. This is  
326 due to the fact that the water cannot pass the solid in a smaller diameter pipe and therefore the height of the  
327 water is higher before the solid than after the solid i.e. a sliding dam is formed (see Figure 3). This creates a

328 larger force of forward movement on the solid ( $F_M$  in Figure 4) than when the water would have the space to  
329 pass the solid. The same results were obtained by **Butler et al. (2005a)** and **Memon et al. (2007)**. This sliding  
330 dam mechanism worked best in small diameter pipes with large solids as a high flow depth could be created.  
331 The experiments also demonstrated that the addition of toilet paper made it possible to increase the shape  
332 of the solid and the likelihood of forming a sliding dam. The specific weight of toilet paper is almost equal to  
333 water, so there is no increase of net weight causing a higher friction. Thus it can be concluded that a smaller  
334 diameter pipe will not result in more blockages compared to a larger diameter (**Sinnatamby, 1986**).

335 In fact, this research shows the effect of the diameter, the increased buoyance and the sliding dam. Further  
336 experiments may corroborate these results, but an actual pilot trial with real wastewater would be the best  
337 way to show the case. The experience in Brazil and other countries (see Section 6) may serve as such.

### 338 5.1.2. FOG

339 The effect of the diameter of the sewerage pipe on the formation of FOG deposits has not been examined (to  
340 our knowledge). The spatial formation has been investigated by **Dominic et al. (2013)** which showed that the  
341 formation of FOG deposits is highest in regions of low flow conditions. Also, a high surface area to attach,  
342 e.g. intruded roots or high surface roughness, increased the FOG formation. If a FOG deposition is dependent  
343 on velocity the diameter of the pipe has not much influence as velocity is mostly dependent on slope and less  
344 on diameter. Clogging in smaller pipes may quicker lead to reduction of available flow depth. However this  
345 would enable the formation of a sliding dam, which may remove the deposit that in a larger diameter would  
346 remain attached.

### 347 5.1.3. Pipe deterioration

348 The likelihood of a pipe collapse is related to the pipe diameter according to **Post et al. (2016)**. However,  
349 they mention that different parameters than the pipe diameter may have led to this relationship. Small diam-  
350 eter pipes determine the material used and also the coverage depth. Smaller pipes are lying higher in the  
351 underground and may be more easily damaged by interaction with other infrastructures or by traffic loads.

## 352 5.2. Accidental causes

353 Only one study was found on the occurrence of perforation of sewerage pipes (**Oosterom & Gastkemper,**  
354 **2012**) which found that smaller diameter pipes had more perforations. The higher occurrences of perfora-  
355 tions is, however, directly related to the location and function, namely in the higher underground and close  
356 to house connections. Theoretically, a smaller diameter will be less likely to be perforated because of its  
357 smaller surface area.

358 The obstruction of pipes due to incorrect use has been tested with artificial solids by **Butler et al. (2005a)**  
359 and **Memon et al. (2007)**. **Littlewood & Butler (2003)** noticed that sanitary towels were not moved in a sew-

360 erage pipe of 50 mm diameter. Therefore a blockage due to incorrect use could more easily occur in smaller  
361 diameters than in larger ones. A larger pipe, however will eventually block as well when the introduction of  
362 sanitary towels is repeated. The effect is that a larger pipe will take longer to clog. In addition, these obstruc-  
363 tions are known to cause sediment deposits which could eventually lead to large obstructions (Bachoc et al.,  
364 1992). On the other hand, they could also lead to a sliding dam and be transported after all. In the end, the  
365 question is whether a larger diameter is a good compensation for incorrect behaviour. It creates a storage  
366 volume causing the actual problem, blockage, to be postponed but not prevented. When the pipe blocks, the  
367 effect is independent of the diameter of the pipe. Through the larger storage volume, it just takes longer to  
368 overflow.

## 369 6. Experiences with small diameter sewers

370 Even though in most countries there are (conventional) guidelines on how large the sewerage pipes should be,  
371 there are regions where smaller diameter pipes are used. In Brazil, the conventional and expensive sewerage  
372 system could not be paid by residents in poorer regions (Watson, 1995). Therefore, a new sewerage concept  
373 dealing with household wastewater called condominium sewers was developed by going back to the hydraulics  
374 of the sewerage system (Bakalian et al, 1994; Paterson et al., 2007; Mara & Broome, 2008).

### 375 6.1. Condominial sewers

376 Condominial sewers were built in Brazil to provide sewerage connections to poorer regions. The concept is  
377 based on providing sewerage connections not for each different housing unit, but for each block or condo-  
378 minium. The concept cuts back on the cost by three different adjustments compared to the conventional  
379 system: 1) the depths are shallower, 2) smaller diameter sizes are used, 3) total length is shorter because  
380 location is under residents' yards or sidewalks instead of in the middle of the street. This reduces the costs  
381 for excavation, materials, and expensive manholes three to four times compared to a conventional system  
382 (Watson, 1995; Mara & Broome, 2008). A special feature of the original condominium sewer system is that it  
383 is built in cooperation with the end users, who are also responsible for operation and maintenance. If the  
384 smaller sewers are built as replacement of old sewers in an existing system, the location of pipes will be on  
385 public ground and responsibility for operation and maintenance at the water authorities or the municipality.  
386 That will reduce savings mentioned, but they still will be considerable compared to a conventional separated  
387 system.

388 Separately from the development in Brazil, Pakistan developed a low-cost sewerage system in 1980: the  
389 Orangi Pilot Project in Karachi (Hassan, 2006), which was reported to still be working well five years after  
390 construction (Paterson et al., 2007). Even though the sewerage concept is called low-cost or simplified sew-  
391 erage, it is also installed in affluent areas, such as rural New Hampshire, USA and Brasilia, Brazil (Watson,

392 1995). The condominal sewerage concept proved to be that successful in Brazil that it is established as the  
393 new standard way of constructing a sewerage system, for poorer and affluent regions (Paterson et al., 2007).

394 The placement of the sewerage system in Brazil is, dependent on the choice of the residents, in the backyard,  
395 the front yard or under the sidewalks. When comparing these three options with the conventional sewerage  
396 the total pipe length for the backyard option is reduced by a factor 2 (Melo, 2005). The backyard option is  
397 the cheapest option for the residents, however this layout requires cooperation with all residents to access  
398 the pipes in case of solving severe blockages (Watson, 1995; Mara, 1996). The front yard option requires  
399 more pipe length but still considerably less than conventional. The street walk option requires most length,  
400 still less than conventional, but doesn't require large cooperation of residents to deal with severe blockages  
401 that need direct access to the pipes (Mara, 1996). As no heavy traffic is going over the pipes, the depth at  
402 which they are laid, is less than that of conventional sewerage pipes under streets (Bakalian et al, 1994),  
403 either resulting in less digging costs or more available slope.

#### 404 6.2. Design of condominal sewers

405 The connected layout is needed to acquire a high frequency of flushing which ensures a trouble-free opera-  
406 tion (Sinnatamby, 1986). Thus the same sewerage pipe is transporting the wastewater of multiple house-  
407 holds. The design of smaller diameters sewerage pipes is based on the concept of maintaining a minimum  
408 tractive tension of  $1 \text{ N/m}^2$  in Brazil (boundary shear stress) (Bakalian et al., 1994; Mara & Guimarães, 1999;  
409 Mara & Broome, 2008). The tractive tension is the stress experienced by settleable solids within the sewer-  
410 age due to the flow of the wastewater which, if large enough, keeps the solids in suspension and hence pre-  
411 vents any solids deposition that may lead to sewerage blockage (Mara & Broome, 2008). This is different  
412 from the design concept of a minimum self-cleaning velocity of  $0.6 \text{ m/s}$  that is used for conventional systems  
413 (Bakalian et al., 1994) or guidelines that require a filling percentage of 50% (RIONED, 2012).

414 The design equations for the condominal sewerage system are based on the velocity equation of Gauckler-  
415 Manning (Mara et al., 2001). The design of the simplified sewerage systems consists of the following two  
416 steps (Mara & Guimarães, 1999; Mara & Broome, 2008): determine the (minimum) peak flow and the mini-  
417 mum gradient of the sewer. By using the minimum gradient and the maximum peak flow, the size of the  
418 sewerage system can be determined when assuming a maximum proportional depth of flow of 0,8. Depend-  
419 ing on a poorer region or an industrialised region, the peak flow will differ which influences the amount of  
420 households a same diameter pipe can serve (Mara & Guimarães, 1999). When comparing the design criteria  
421 for the minimum tractive tension with the design criteria of a minimum self-cleaning velocity, a smaller diam-  
422 eter pipe is obtained. More information on the procedure to design the condominal sewerage system accord-  
423 ing to the concept of minimum tractive tension can be found in Sinnatamby (1986), Bakalian et al. (1994),  
424 Mara & Guimarães (1999), Mara et al. (2001) and Mara & Broome (2008).

### 425 6.3. Experiences with condominal sewers

426 In Brazil, these design criteria led to pipe diameters of 100 mm which have shown to work adequately as  
427 there are no more blockages in the condominal sewers than there are in the conventional sewers (Bakalian  
428 et al., 1994; Melo, 2005). Indeed, there seems to be less maintenance incidents per km sewerage for the  
429 condominal branches and public networks compared to the conventional network (2,24 vs. 2,77 incidents  
430 per km) (Melo, 2005). The same was observed by Watson (1995) who mentions more reported blockages for  
431 conventional systems than for the three different condominal ones (90% vs. 79%, 89% and 72% for sidewalk,  
432 front yard and backyard, respectively). Note that grease interceptors were installed in the households connected  
433 to condominal sewers to prevent FOG deposits, which may not have been present in the conventional system.  
434 The blockages that did occur in the condominal system were resolved by residents themselves. Blockages  
435 due to structural causes that could not be resolved by residents themselves were mostly caused by underly-  
436 ing construction flaws and damages in trunk sewers (Watson, 1995). In one specific case, frequent blockages  
437 occurred in the exit lines from the house blocks. When the 150 mm diameter pipes were replaced by 100 mm  
438 pipes, almost no more problems were encountered (Watson, 1995). This is in accordance with the findings of  
439 Butler et al. (2005a) and Memon et al. (2007) who measured the transport of solids in pipe diameters of 75  
440 and 100 mm and noticed larger transport distances for the pipe diameter of 75 mm than for 100 mm. This is  
441 due to a higher flow depth in the pipe which enhances the transport.

442 Besides experiences in Brazil, a sewerage with smaller diameter pipes and at a flatter gradient has been de-  
443 signed and constructed in Nebraska, USA in 1974 (Gidley, 1987). These conditions have not led to more  
444 maintenance and even decreased the costs of maintenance and operation as there were no lift stations need-  
445 ed. A comparison of a conventional 8 inch (203.2 mm) pipe with the constructed 6 inch (152.4 mm) demon-  
446 strates that the actual flow velocity in the pipe with a smaller diameter is higher. This is because the conven-  
447 tional design is based on velocities reached with a full or half full pipe. However, as the pipes receive an in-  
448 termittent flow and are required to have a minimum of 8 inch, they are not full, not even during peak flow  
449 conditions. Therefore, the self-cleansing velocity that is required, is not reached. In addition, a decrease in  
450 the slope for a partially full pipe is not as severe as for a full pipe, which led to the success of the flat gradi-  
451 ent pipes in Nebraska (Gidley, 1987).

## 452 7. Discussion

453 The guidelines and rules of thumb for the design of traditional wastewater sewers result in sewer pipes with  
454 a diameter of at least 250 mm. For their hydraulic function, transport of household wastewater, these pipes  
455 are too large, which results in low flows and low water depths. These circumstances are unfavourable for  
456 transport of solids and objects and may lead to deposition of solids. Smaller diameter pipes with the same  
457 slope and carrying the same flow, experience a similar velocity, but a greater water depth than in larger pipes.  
458 Dedicated experiments show the effect of the sliding dam; simple hydraulic considerations show the very

459 limited effect of the diameter on velocity of the water make the effectiveness of a smaller diameter sewer  
460 pipe likely. The assumed larger risk for blockage is not confirmed in literature data. With the prospect of  
461 declining wastewater flows through water saving, it seems that smaller pipes will be a possible answer that  
462 may have various advantages. Considerable reduction in investment without increase of maintenance cost is  
463 at least attractive.

464 The intuitive restraint towards smaller diameter pipes for household wastewater, which is felt by many practi-  
465 tioners, is not confirmed by literature data nor by hydraulic considerations and should be overcome. Follow  
466 up research in practice into the hydraulic phenomena and their effect on sediment transport is necessary to  
467 further explore this possible very lucrative development.

## 468 8.

## Conclusion

469 Based on the information gathered from literature the following conclusions could be drawn:

- 470 • Data from small diameter sewerage systems shows similar or less maintenance (costs) as conven-  
471 tional systems.
- 472 • The mechanisms of blockages with accidental causes are construction failure, incorrect use and  
473 more recently perforation. There are no obvious relations with the diameter of the pipes.
- 474 • The mechanisms of blockages with structural causes are sediment deposition, FOG deposits, pipe  
475 deterioration, and root intrusion. The effect of diameter on these mechanisms show that smaller  
476 pipes have better performance on solid transportation, because decreasing the pipe diameter allows  
477 for the build-up of water behind a deposit and therefore facilitates the transport of it.
- 478 • Information on the occurrence of blockages in sewerage is not available on a structural base.
- 479 • A clear effect of pipe diameter on the causes of blockages cannot be extracted from literature as  
480 smaller diameter are related with location, material use and coverage, which all affect the clogging  
481 mechanism.
- 482 • The construction of a small diameter sewerage system will not lead to higher maintenance and oper-  
483 ational costs, but will decrease the construction costs.

484 Based on the presented overview and experiences, it can be concluded that small diameter pipes will not  
485 lead to more blockages compared to a conventional system when constructed correctly and therefore in-  
486 stitutional barriers may be overcome. Indeed, the decrease of the diameter of sewerage pipes will not on-  
487 ly lead to lower costs, it is also a step towards a circular economy as it is more capable of transporting a  
488 high concentrated wastewater, making it a suitable first step in the transition of treatment towards re-  
489 covery.

490 **Acknowledgements**

491 This research has been co-financed by a grant from the Dutch Ministry of Economic Affairs within the funding  
492 program "Top consortia for Knowledge and Innovation (TKI)" in cooperation with Waternet in Amsterdam and  
493 Wavin Technology and Innovation in Dedemsvaart.

**References**

- Arthur, S., Crow, H., Pedezert, L. (2008). Understanding blockage formation in combined sewer networks. *Proceedings of the ICE-Water Management*, 161, 215-221.
- Ashley, R.M., Wotherspoon, D.J.J., Goodison, M.J., McGregor, I., Coghlan, B.P. (1992) The deposition and erosion of sediments in sewers *Water Science & Technology*, 26, 1283-1293.
- Ashley, R.M., Hvitved-Jacobsen, T., Bertrand-Krajewski, J.-L. (1999) *Quo vadis sewer process modelling?* *Water Science & Technology*, 39, 9-22.
- Ashley, R.M., Bertrand-Krajewski, J.-L., Hvitved-Jacobsen, T., Verbanck, M. (2004) Solids in sewers. Scientific and Technical Report No. 14, *IWA Publishing*, London, UK.
- Bachoc, A. (1992) Location and general characteristics of sediment deposits into man-entry combined sewers. *Water Science & Technology*, 25, 47-55.
- Bakalian, A., Wright, A., Otis, R., deAzevedo-Netto, J. (1994) Simplified sewerage: Design guidelines. *UNDP-World Bank Water and Sanitation Program*.
- Banasiak, R., Verhoeven, R., De Sutter, R., Tait, S. (2005) The erosion behaviour of biologically active sewer sediment deposits: Observations from a laboratory study. *Water Research*, 39, 5221-5231.
- Bowen, A. (2006) Twenty years of combating FOG and tree roots. *WEFTEC 06*, Dallas, Texas, U.S.A., October 21-25, 2006.
- Brown, D.M., Butler, D., Orman, N.R., Davies, J.W. (1996) Gross solids transport in small diameter sewers. *Water Science & Technology*, 33, 25-30.
- Butler, D., Littlewood, K., Orman, N. (2005a) A model for the movement of large solids in small sewers. *Water Science & Technology*, 52, 69-76.
- Butler, D., Littlewood, K., Orman, N. (2005b) Forces on sanitary solids in small sewers. *Water Science & Technology*, 52, 85-92.

Chebbo, G., Laplace, D., Bachoc, A., Sanchez, Y., Le Guennec, B. (1996) Technical solutions envisaged in managing solids in combined sewer networks. *Water Science & Technology*, 33, 237-244.

City of Edmonton (2015) Sewer design standards & guidelines

([http://www.edmonton.ca/city\\_government/utilities/sewer-design-standards-guidelines.aspx](http://www.edmonton.ca/city_government/utilities/sewer-design-standards-guidelines.aspx); accessed December 28, 2015).

DeSilva, D., Marlow, D., Beale, D., Marney, D. (2011) Sewer blockage management: Australian perspective. *Journal of Pipeline Systems Engineering and Practice*, 2, 139-145.

Dirksen J. (2013) Monitoring ground settlement to guide sewer asset management. PhD Thesis, Technical University of Delft, the Netherlands.

Dirksen J., Clemens, F.H.L.R., Korving, H., Cherqui, F., Le Gauffre, P., Ertl, T., Plihal, H., Müller, K., Snaterse, C.T.M. (2013) The consistency of visual sewer inspection data, *Structure and Infrastructure Engineering*, 9, 214-228.

Dominic, C.C.S., Szakasits, M., Dean, L.O., Ducoste, J.J. (2013) Understanding the spatial formation and accumulation of fats, oils and grease deposits in the sewer collection system. *Water Science & Technology*, 68, 1830-1836.

Friedler, E., Brown, D.M., Butler, D. (1996) A study of WC derived sewer solids. *Water Science & Technology*, 33, 17-24.

Gidley, J.S. (1987) Ericson, Nebraska, Flat grade sewers. Report No. WWBLC511. Morgantown, WV: National Small Flows Clearinghouse, University of West Virginia.

Guest, J.S., Skerlos, S.J., Barnard, J.L., Beck, M.B., Daigger, G.T., Hilger, H., Jackson, S.J., Karvazy, K., Kelly, L., Macpherson, L., Mihelcic, J.R., Pramanik, A., Raskin, L., van Loosdrecht, M.C.M., Yeh, D., Love, N.G. (2009) A new planning and design paradigm to achieve sustainable resource recovery from wastewater. *Environmental Science & Technology*, 43, 6126-6130.

Halfawy, M.R., Hengmeechai, J. (2014) Automated defect detection in sewer closed circuit television images using histograms of oriented gradients and support vector machine. *Automation in Construction*, 38, 1-13.

Hassan, A. (2006) Orangi Pilot Project: the expansion of work beyond Orangi and the mapping of informal settlements and infrastructure. *Environment and Urbanization*, 18, 451-480.



He, X., Iasmin, M., Dean, L.O., Lappi, S.E., Ducoste, J.J., de los Reyes III, F.L. (2011) Evidence for Fat, Oil, and Grease (FOG) deposit formation mechanisms in sewer lines. *Environmental Science & Technology*, 45, 4385-4391.

He, X., de los Reyes III, F.L., Leming, M.L., Dean, L.O., Lappi, S.E., Ducoste, J.J. (2013) Mechanisms of Fat, Oil and Grease (FOG) deposit formation in sewer lines. *Water Research* 47, 4451-4459.

Iasmin, M., Dean, L.O., Lappi, S.E., Ducoste, J.J. (2014) Factors that influence properties of FOG deposits and their formation in sewer collection systems. *Water Research*, 49, 92-102.

Islander, R.L., Devinsky, J.S., Mansfeld, F., Postyn, A., Shih, H. (1991) Microbial ecology of crown corrosion in sewers. *Journal of Environmental Engineering*, 117, 751-770.

Keener, K.M., Ducoste, J.J., Holt, L.M. (2008) Properties influencing fat, oil, and grease deposit formation. *Water Environment Research*, 80, 2241-2246.

Kiparsky, M., Sedlak, D.L., Thompson Jr., B.H., Truffer, B. (2013) The innovation deficit in urban water: The need for an integrated perspective on institutions, organizations, and technology. *Environmental Engineering Science*, 30, 395-408.

Laplace, D., Bachoc, A., Sanchez, Y., Dartus, D. (1992) Trunk sewer clogging development – Description and solutions. *Water Science & Technology*, 25, 91-100.

Larsen, T.A., Alder, A.C., Eggen, R.I.L., Maurer, M., Lienert, J. (2009) Source separation: Will we see a paradigm shift in wastewater handling? *Environmental Science & Technology*, 43, 6121-6125.

Lillywhite, M.S., Webster, C.J.D. (1979) Investigations of drain blockages and their implications for design. *The Public Health Engineer*, 7, 53-60.

Littlewood, K., Butler, D. (2003) Movement mechanisms of gross solids in intermittent flow. *Water Science & Technology*, 47, 45-50.

Mara, D.D. (1996) ed. *Low-cost sewerage*, Chichester, UK, John Wiley. & Sons.

Mara, D.D., Guimarães, A.S.P. (1999) Simplified sewerage: potential applicability in industrialized countries. *Urban Water*, 1, 257-259.

Mara, D., Sleigh, A., Tayler, K. (2001) *DFID PC-based simplified sewer design*. University of Leeds, Leeds, UK.

- Mara, D., Broome, J. (2008) Sewerage: a return to basics to benefit the poor. *Proceedings of the ICE-Water Management*, 161, 231-237.
- Marleni, N., Gray, S., Sharma, A., Burn, S., Muttill, N. (2012) Impact of water source management practices in residential areas on sewer networks – a review. *Water Science & Technology*, 65, 624-642.
- Melo, J.C. (2005) The experience of condominium water and sewerage systems in Brazil: Case studies from Brasilia, Salvador and Parauapebas. *Lima: Water and Sanitation Program Latin America*.
- Memon, F.A., Fidar, A., Littlewood, K., Butler, D., Makropoulos, C., Liu, S. (2007) A performance investigation of small-bore sewers. *Water Science & Technology*, 55, 85-91.
- Mori, T., Koga, M., Hikosaka, Y., Nonaka, T., Mishina, F., Sakai, Y., Koizumi, J. (1991) Microbial corrosion of concrete sewer pipes, H<sub>2</sub>S production from sediments and determination of corrosion rate. *Water Science & Technology*, 23, 1275-1282.
- Morse, G.K., Brett, S.W., Guy, J.A., Lester, J.N. (1998) Review: Phosphorus removal and recovery technologies. *Science of the Total Environment*, 212, 69-81.
- Nalluri, C., Dabrowski, W. (1994) Need for new standards to prevent deposition in wastewater sewers. *Journal of Environmental Engineering*, 120, 1032-1042.
- Oosterom, G.E. & Gastkemper, H.J. (2012) Perforation of sewers by cables and pipes; Size, nature and solutions (Doorboringen van riolen door kabels en leidingen; Omvang, aard en oplossingen). Ede, the Netherlands Stichting RIONED (*Foundation RIONED, in Dutch*).
- Oosterom, G.E. & Gastkemper, H.J. (2013) Rectification of Perforation of sewers by cables and pipes; Size, nature and solutions (Rectificatie van Doorboringen van riolen door kabels en leidingen; Omvang, aard en oplossingen). Ede, the Netherlands Stichting RIONED (*Foundation RIONED, in Dutch*).
- Östberg, J., Martinsson, M., Stål, Ö., Fransson, A.-M. (2012) Risk of root intrusion by tree and shrub species into sewer pipes in Swedish urban areas. *Urban Forestry & Urban Greening*, 11, 65-71.
- Paterson, C., Mara, D. Curtis, T. (2007) Pro-poor sanitation technologies. *Geoforum*, 38, 901-907.
- Post, J., Pothof, I., ten Veldhuis, M.-C., Langeveld, J., Clemens, F. (2016) Statistical analysis of lateral house connection failure mechanisms, *Urban Water Journal*, 13, 1.

Randrup, T. (2000) Occurrence of tree roots in Danish municipal sewer systems. *Arboricultural Journal*, 24, 283-306.

RIONED, Foundation (2009) Sewerage in numbers 2009-2010 (Riool in cijfers 2009-2010), Stichting RIONED (*Foundation RIONED, in Dutch*).

RIONED, Foundation (2012) Urban drainage guidelines (Leidraad Riolerings), Stichting RIONED (*Foundation RIONED, in Dutch*).

Rulkens, W. (2008) Sewage Sludge as a biomass resource for the production of energy: Overview and assessment of the various options. *Energy & Fuels*, 22, 9-15.

Scottish Water (2015) Sewers for Scotland - A technical specification for the design and construction of sewerage infrastructure, ([www.scottishwater.co.uk/business/Connections/Connecting-your-property/Sewers-for-Scotland-and-SUDS](http://www.scottishwater.co.uk/business/Connections/Connecting-your-property/Sewers-for-Scotland-and-SUDS); accessed December 22, 2015).

Shih, J.-S., Harrington, W., Pizer, W.A., Gillingham, K. (2004) Economies of scale and technical efficiency in community water systems. *Resources for the Future*, 04-15.

Sinnatamby, G.S. (1986). *The Design of Shallow Sewer Systems*. Nairobi: United Nations Centre for Human Settlements. Postal address: UNCHS, PO Box 30030, Nairobi, Kenya.

Stål, Ö. (1998) The interaction of tree roots and sewers: the Swedish experience. *Arboricultural Journal*, 22, 359-367.

Swaffield, J.A., McDougall, J.A. (1996) Modelling solid transport in building drainage systems. *Water Science & Technology*, 33, 9-16.

Tait, S.J., Rushforth, P.J., Saul, A.J. (1998) A laboratory study of the erosion and transport of cohesive-like sediment mixtures in sewers. *Water Science & Technology*, 37, 163-170.

U.S. EPA (Environmental Protection Agency) (2004) Report to Congress Impacts and Control of CSOs and SSOs U.S. Environmental Protection Agency: Washington D.C. EPA 833-R-04-001 ([www.epa.gov/npdes](http://www.epa.gov/npdes); accessed September 28, 2015).

Vliet, v/d W., de Koeijer, D., Stoops, R., Pieneman, J., Goedbloed, D., Markus, A. (2011) Municipal sewerage system plan Rotterdam, 2011-2015. (Gemeentelijk Rioleringsplan Rotterdam, *In Dutch*) (<http://www.rotterdam.nl/GW/Document/Waterloket/GRP%20rapport%202011-2015%20juni2011.pdf>; accessed November 24, 2015).

Watson, G. (1995) Good sewerage cheap? Agency-customer interactions in low-cost urban sanitation in Brazil. Water and Sanitation, The World Bank, Washington D.C, U.S.A.

Wells, T. Melchers, R.E. (2015) Modelling concrete deterioration in sewers using theory and field observations. *Cement and Concrete Research*, 77, 82-96.

Williams, J.B., Clarkson, C., Mant, C., Drinkwater, A., May, E. (2012) Fat, oil and grease deposits in sewers: Characterisation of deposits and formation mechanisms. *Water Research*, 46, 6319-6328.

WWSC (Washington Suburban Sanitary Commission) (2015) Design manuals – Part 2 – Sewer design guidelines - Pipeline Sizes and Materials (Gravity Sewers)

([https://www.wsscwater.com/files/live/sites/wssc/files/Design%20Manuals/S-2-2008\\_15767.pdf](https://www.wsscwater.com/files/live/sites/wssc/files/Design%20Manuals/S-2-2008_15767.pdf); accessed December 22, 2015)



# Bijlage IV Transport experiments mimicked in gravity sewers

L.J.P. Snip\* & J.H.G. Vreeburg\*\*

\*KWR Watercycle Research Institute, Postbox 1052, 3430 BB Nieuwegein, the Netherlands.

\*\*Wageningen University, Sub-Department Urban Environmental Technology and Management, Postbox 17, 6700 AA Wageningen, the Netherlands. Corresponding author: jan.vreeburg@wur.nl

## Abstract

The technical transition from wastewater treatment to resource recovery requires concentrated wastewater. Essentially, the amount of water as transport medium must be minimised. In theory a smaller pipe would be more efficient in transporting objects because of the formation of a 'sliding dam': the build-up of a water level in front of the object creating more buoyance and driving force. However, an intuitive aversion exists towards smaller pipes due to supposedly increased blockages, which is in fact contra dictionary to the theory. Therefore, experiments were conducted to study the transport of objects of various size and density under two gradients. The results demonstrated that the larger ('better fitting') objects indeed had a sliding dam which decreased the transport time compared to smaller objects. Main driver seems to be an increased buoyancy force causing a decreased friction force. This faster transport indicates a more efficient transport through relatively smaller diameters possibly leading to fewer blockages. Smaller diameter sewers have a cost advantage and are less prone to misconnections, making this system a logical step in the transition from wastewater treatment to resource recovery.

Keywords: sewer design; domestic wastewater; solids transport.

## 1. Introduction

Nowadays, resource recovery is becoming an important issue for wastewater treatment due to a growing awareness of depleting resources (Guest et al., 2009). In order to make the recovery of resources and the treatment of sewer water in general more efficient, a high concentration of organics and nutrients is favoured. One way of reaching this is to introduce a source separated sewerage in which the black, yellow and grey water is collected separately, allowing for efficient anaerobic digestion and struvite recovery (Larsen et al., 2009; Tervahauta et al., 2013). However, this approach requires a very complicated and new infrastructure,

8 even if applied only on local level, which makes it unfit for retrofitting into an existing system. A new ap-  
9 proach towards the urban wastewater cycle aiming at more concentrated sewer water may introduce a more  
10 sustainable and realistic system in which all stakeholders will find a benefit.

11 For this new approach, the urban wastewater cycle will be divided into three domains with their specific  
12 stakeholders: 1) households, 2) sewage collection and transport systems, and 3) WWTPs. The stakeholders of  
13 the second domain, collection in gravitational systems and pressurised transport to the treatment facility, are  
14 dependent on local circumstances and can be divided over the municipalities and the water utilities or water  
15 boards. The focus of this paper will be on the second domain and specifically on the gravity collection system,  
16 which may consist of 80% of the total length of the sewer system (RIONED, 2009; Vliet et al., 2011). To in-  
17 crease the concentration of organics and nutrients in the wastewater flow, measurements in each domain can  
18 be realised. For the first domain, households, the focus is on the one hand on avoiding addition of 'clean'  
19 water, while on the other hand on increasing the organic content. For example, the water volume used to  
20 flush a toilet could be decreased or kitchen waste can be added to the wastewater. Mind that the addition of  
21 kitchen waste should be done without adding 'clean' water into the system as traditional kitchen grinders do.

22 In the second domain, the first requirement is to prevent extra 'clean' water to enter the system for instance  
23 through rain water or seepage. For presently common combined systems, this has led to a policy of discon-  
24 necting rainwater connections from the combined sewer system. Though this leads to a decreased load of  
25 water into the sewerage system, there is still too much water in the combined/disconnected system in order  
26 to achieve efficient resource recovery. The proposal in this paper is to disconnect the sewer connection in-  
27 stead of the rainwater connection. The sewer connection should then be linked to a dedicated sewer pipe  
28 that has smaller dimensions than the conventional sewer has. The hypothesis is that this smaller pipe is at  
29 least as efficient in the transport of household wastewater as the larger conventional pipe, however signifi-  
30 cantly cheaper. Moreover, when decreasing the diameter from 300 to 100 mm, there is 15 to 20 cm more  
31 slope available, which can enhance the transport. Major reason for pursuing this approach is that it enables a  
32 gradual transition from the present combined system towards the dedicated and tight smaller system. Due to  
33 the different dimensions compared to the rain water system, misconnections are less likely to occur. Though  
34 in itself it doesn't contribute to a higher concentration of the wastewater, it prevents dilution by avoiding  
35 clean water and offers a cheaper solution for rehabilitation of existing sewer systems.

36 Finally, the third domain will receive this higher concentrated wastewater and will be able (with new technol-  
37 ogies) to recover resources more efficiently. Though the concentration of the wastewater will still be too low  
38 to allow for efficient anaerobic digestion, in due time the measures in the first domain reducing the hydraulic  
39 load in combination with the new sewer lead to a significant decrease in volume and increase in concentra-  
40 tion. This opens pathways for new treatment approaches with lower hydraulic capacity and higher concentra-

41 tion. The gradual change of the collection system during the transition period will most likely take decades,  
42 but will prevent investment in treatment facility for capacity reasons.

43 However, this new approach has been proposed and developed before, specifically in developing countries  
44 (Bakalian et al, 1994; Watson, 1995; Paterson et al., 2007; Mara & Broome, 2008). Yet, it has not found a  
45 wide application in the western world because of the 'conventional' guidelines for minimum diameters of  
46 pipes (250 or 300 mm wide (RIONED, 2012; Scottish Water, 2015; WWSC, 2015)), which prevent a re-design  
47 of the gravitational wastewater collection system. Potentially, these diameters could be decreased to sizes as  
48 small as 100 mm. Nevertheless, a commonly (intuitively) reply on this hypothesis is that smaller diameters of  
49 sewerage pipes and a more concentrated, thicker stream will lead to more blockages (Arthur et al., 2008;  
50 Marleni et al., 2012).

51 Unfortunately, the information on the occurrences and mechanisms of blockages is not gathered on a struc-  
52 tural basis (Arthur et al., 2008; Post et al., 2016). The available information is even labelled as anecdotal by  
53 Ashley et al. (2004). Therefore, a correlation between the diameter of the sewerage pipe and the occurrence  
54 of blockages is not easily made with the available information on blockages, even though data from small  
55 bore systems do not show increased blockages (Melo, 2005). Experimental work on the effect of the diame-  
56 ter on the transport of material in the pipes is available in literature. Brown et al. (1996) and Memon et al.  
57 (2007) mimicked the behaviour of lateral connections by using intermittent flows in small diameter pipes of  
58 50 and 75 mm and both found that the material was transported further in smaller diameter pipes due to a  
59 build-up of water behind the solid than in larger diameter pipes. The benefits of smaller diameters in the  
60 lateral connections should also be found in the main pipes of the gravitational sewage collection system.

61 This paper examines the effect of the smaller diameter of the pipe on the transport of objects under hydrau-  
62 lic loads occurring in sewerage collection systems dealing only with household wastewater. The aim is to  
63 demonstrate that the transport is dependent on the ratio between the diameter of the pipe and the cross-  
64 sectional area of the object. For that reason, different experiments were performed in a transparent pipe  
65 (110 mm) with different flow rates and objects. The flows represented the maximum flow of 20 to 50 house-  
66 holds, based on their drinking water use (Blokker, 2010). The objects varied in size and density in order to  
67 establish the effect of these characteristics on the transport. The main parameter to examine is the transport  
68 time the objects take over a specified length of pipe.



69 **2. Methodology**70 **2.1. Experimental setup**

71 A series of experiments was carried out in a test rig as schematically shown in Figure 1 and with a photo in  
 72 Figure 2. By measuring transport time as a function of diameter and density of the objects, volume flow and  
 73 slope of the pipe, the driving forces around the object could be analysed and the energy loss could be estab-  
 74 lished.

75

76 A

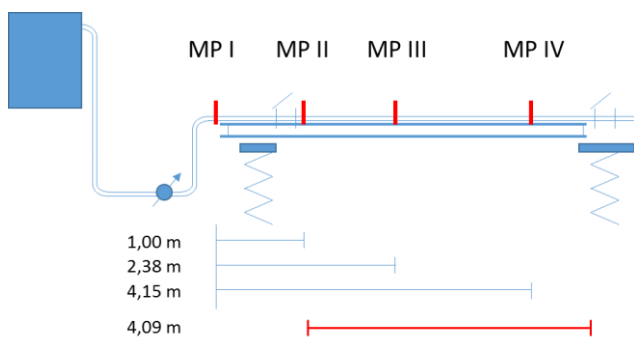


77

78 B

79 *Figure 1 Top view (A) and front view(B) of the experimental setup. The red distance indicator is the trajectory over which the*  
 80 *transport time is measured.*

81



82 *Figure 2 Picture of the experimental setup from front to end with the insertion point behind MP II.*

83 The test rig consisted of a transparent pipe with an outer diameter of 110 mm, wall thickness of 2.2 mm  
 84 resulting in an inner diameter of 105.6 mm.

85 The pipe was supported by an iron I profile as can be seen in Figure 2. At each measuring point (MP) a ruler  
 86 was placed that could be read from two sides to assess the water height in the pipe. Before MP II there is an  
 87 insertion point for objects that can be withdrawn at the end of the pipe. The distance between the MPs is  
 88 given in Figure 1B. The start of the transport trajectory is just before MP II and it ends just before the with-  
 89 drawal point resulting in a total distance of 4.09 m (red line in Figure 1B).

## 90 2.2. Slope of the test rig

91 The test rig was intended to set at a slope of 1:1000 and 1:250 as these are used in the gravitational sewer-  
 92 age system. However, due to some skew in the pipe, the slope reached in the pipe was not the intended  
 93 slope and was not constant either. The stiffness of the pipe material was minimal which led to deformation of  
 94 it due to the use of it during previous experiments and “not level” storage. Despite the fact that the pipe was  
 95 supported by an I profile, parts of the pipe in the setup were not completely straight.

96 To set the slope of the experimental set up, a layer of water was put in the pipe. With the adjustable supports,  
 97 the slope was calibrated between the MPs I and IV. These calculated slopes can be seen in Table 1 for the  
 98 intended slope 1:1000 and in Table 2 for the slope 1:250. As MP IV was supported by the I profile, it can be  
 99 seen that the intended slope was indeed reached at MP IV, which is depicted in bold in Table 1 and Table 2.

100 *Table 1 Calculation of actual slope of 1:1000 between measuring points (upper right part) and the distance between the*  
 101 *various combination of points (lower left part).*

Distance between measuring points [mm]	Slope			
	I	II	III	IV
I		342	346	<b>1060</b>
II	100,2		349	3197
III	238,1	137,9		-595
IV	414,7	314,5	176,6	

102

103 *Table 2 Calculation of actual slope of 1:250 between measuring points (upper right part) and the distance between the*  
 104 *various combination of points (lower left part).*

Distance between measuring points [mm]	Slope			
	I	II	III	IV
I		178	154	<b>227</b>
II	100,2		141	249
III	238,1	137,9		623
IV	414,7	314,5	176,6	

105

106 From the calculated slopes it can be seen that the actual slopes between MPs I and II, I and III, and II and III  
 107 are steeper and shallower than the intended slope, namely approximately 1:350 instead of 1:1000 and 1:150  
 108 instead of 250. In addition, a negative slope is achieved at the set slope of 1:1000 between MP III and IV,  
 109 which is not observed with the set slope of 1:250.

110 From the hydraulic experiments, the resulting average slope was iteratively calculated and turned out to be  
111 1:300 and 1:150. Therefore, the slope used for the rest of the observations and calculations were 1:300 and  
112 1:150 instead of 1:1000 and 1:250 respectively.

### 113 **2.3. Test objects**

114 The test objects used in the experiments consisted of capped pieces of pipe varying in total lengths from 150  
115 to 160 mm, diameters from 32 to 75 mm, and densities from 800 to 1200 kg/m<sup>3</sup>. Variation in density was  
116 reached by adding sand in the pipes before gluing them shut. The range of density was chosen to test ob-  
117 jects which would be able to float and which would more or less sink. This resulted in 20 different objects  
118 with their distinct characteristics as summarised in Table 3.

119

120

121 *Table 3 data of different test objects ranked per diameter.*

Object ID		32 - 800	32 - 900	32 - 1000	32 - 1100	32 - 1200
Weight	[g]	99	109	121	133	147
Length	[mm]	156	156	156	156	156
Volume	[dm <sup>3</sup> ]	0.125	0.125	0.125	0.125	0.125
Density	[kg/m <sup>3</sup> ]	789	869	964	1060	1172
Object ID		40 - 800	40 - 900	40 - 1000	40 - 1100	40 - 1200
Weight	[g]	158	175	195	216	234
Length	[mm]	161	158	157	156	156
Volume	[dm <sup>3</sup> ]	0.202	0.199	0.197	0.196	0.196
Density	[kg/m <sup>3</sup> ]	781	881	988	1102	1194
Object ID		50 - 800	50 - 900	50 - 1000	50 - 1100	50 - 1200
Weight	[g]	245	276	305	337	368
Length	[mm]	156	156	155	157	160
Volume	[dm <sup>3</sup> ]	0.306	0.306	0.304	0.308	0.314
Density	[kg/m <sup>3</sup> ]	800	901	1002	1093	1171
Object ID		75 - 800	75 - 900	75 - 1000	75 - 1100	75 - 1200
Weight	[g]	550	619	687	757	827
Length	[mm]	155	155	154	153	154
Volume	[dm <sup>3</sup> ]	0.685	0.685	0.680	0.676	0.680
Density	[kg/m <sup>3</sup> ]	803	904	1010	1120	1216

122 These objects are inspired by the objects used by [Brown et al. \(1996\)](#).123 **2.4. Experiments**

124 The experiments consisted of measuring the transport time of the objects over a distance of 4.09 m between  
 125 the insertion and withdrawal point. Each object was run five times for each slope and flow combination. The-  
 126 se combinations consisted of three flow rates (1.8, 2.4 and 2.9 m<sup>3</sup>/h) and 2 slopes (1:300 and 1:150). These  
 127 flows were chosen as they correspond to the maximum flow rates in pipes collecting wastewater from house  
 128 connections; 20 households with 2.6 persons per households result in approximately 1.8 m<sup>3</sup>/h and for 50  
 129 households this flow rate increases to 3.0 m<sup>3</sup>/h ([Blokker, 2010](#)).

130 Prior to measuring the transport times, the water depths at the measuring points were measured to calculate  
 131 flow velocity and actual average slope. Travel times were measured with manually operated stopwatches. The  
 132 transport time was considered a measure for the friction of the object during the transport.

133 **2.5. Analysis of forces around object**

134 The different forces acting on the object in a level pipe with a steady flow rate are depicted in **Figure 3**. The  
 135 build-up of water behind the object is also shown. These are the same forces that are mentioned by **Butler et**  
 136 **al. (2005)** which are effective in sanitary sewers and where also a water build-up was observed. The friction  
 137 force of the passing or 'leaking' water is not considered.



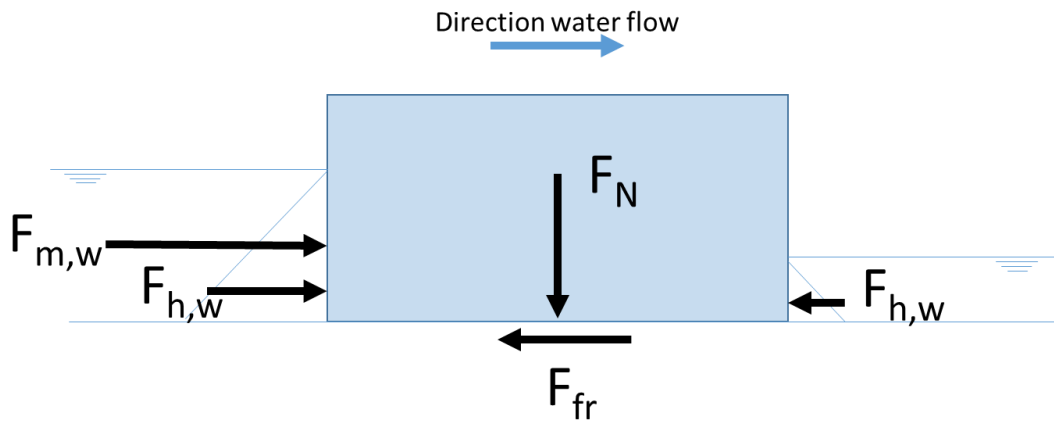
138

139 *Figure 3 Different forces active during the transport of the object in horizontal flow.*

$F_{m,w}$	Momentum (hydrodynamic) force of the water flow	$C_D \cdot \frac{1}{2} m(v_{\text{object}} - v_{\text{water}})^2 \cdot A_h$	[N]
$C_D$	Drag coefficient		[-]
$v_{\text{object}}$	Velocity of object		[m/s]
$v_{\text{water}}$	Velocity of water		[m/s]
$A_h$	Cross-sectional area of the object in the horizontal plane		[m <sup>2</sup> ]
$F_{h,w}$	Hydrostatic force of the water	$\frac{1}{2} \rho g h \cdot A_h$	[N]
$\rho$	Density of water		[kg/m <sup>3</sup> ]
$g$	Gravitational acceleration		[m/s <sup>2</sup> ]
$H$	Water depth		[m]
$F_N$	Normal force due to net weight of object and buoyancy force		[N]
$F_{fr}$	Friction force	$\xi \cdot F_N$	[N]
$\xi$	Friction coefficient		[-]

140

141 **Figure 4** gives the forces acting on the object in a sloped pipe.



142

143 *Figure 4 Forces acting upon the object under a slope with the normal force broken down perpendicular to the slope ( $F_{N,p2}$ ).*

144 The normal force is broken down into a component perpendicular to the pipe bottom ( $F_{N,p2}$ ) and a component  
 145 parallel to the slope ( $F_{N,p1}$ ). The normal force perpendicular to the pipe bottom is smaller, than the original  
 146 normal force, leading to a lower friction force. The normal force parallel to the pipe bottom increases the  
 147 total net force in the direction of movement. The slope also has a positive effect on the velocity of the water  
 148 in the pipe which increases the force of movement. However, as the force of movement increases, the hydro-  
 149 static force decreases due to a lower water depth.

## 150 2.6. Calculation of friction energy loss during transport

151 If an object is floating during the transport, there will be no friction between the pipe wall and the object.

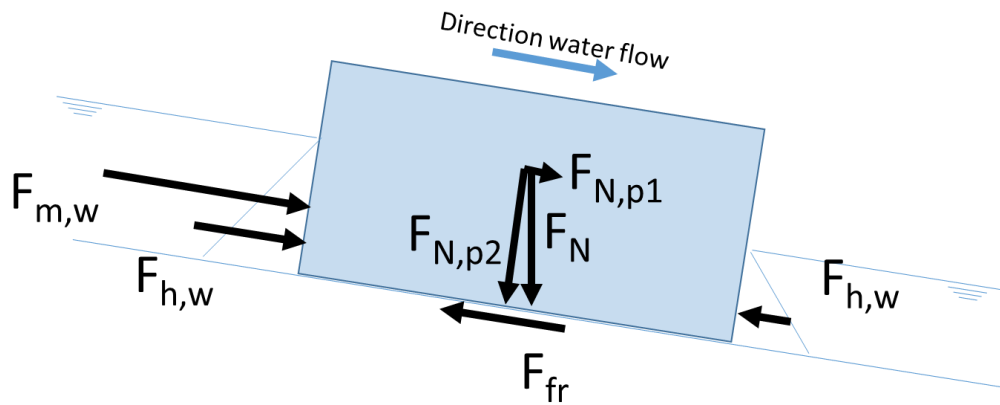
152 The energy loss due to friction is then negligible. However, if the object is not floating, friction between the  
 153 object and pipe will occur and energy loss will occur, resulting in a longer transport time. This friction is a  
 154 result of the normal force and the friction coefficient ( $\xi$ ).

155 The total energy loss during transport can be established when measuring the water depth before and after  
 156 the object. This enables the calculation of the velocities and consequently the energy level according to Ber-  
 157 noulli's principle. The influence of the velocity of the object itself is not taken into account in this calculation.  
 158 Schematically, this calculation is represented in Figure 5 where the energy loss is assumed to be constant,  
 159 which of course is much more complicated in reality.

$$160 \quad E = z + h + \frac{v^2}{2g} = \text{constant}$$

Eq. 1

$E$	Energy level	[mWk]
$z$	Elevation	[m]
$h$	Water depth	[m]
$g$	Gravitational acceleration	[m/s <sup>2</sup> ]



161

162 *Figure 5 The energy loss experienced during transport of an object in a pipe according to Bernoulli's principle.  $\Delta L$  is the*  
 163 *length taken into consideration for the calculation. though represented as linear, The energy loss is more complicated.*

164 In order to assess the water depths in front and after the object a film was made at MP IV. The energy loss is  
 165 in this way measured in time at one location. For Eq. 1, this means that the elevation ( $z$ ) is constant and can  
 166 be neglected. This method of measuring was not successful in all experiments, which explains some gaps in  
 167 data. In the case, however when multiple observations were successful, the average was used.

168

169

170

### 3. Results & Discussion

171

#### 3.1. Flow: water depths and velocities

172

In order to establish the flow pattern under different slopes and flow rates, the water depth at the different

173

measuring points was determined during each experiment before inserting the test object. Based on the

174

water depth and flow rate, the velocity of the water at the different measuring points could be iteratively

175

calculated. By assuming the Chézy formula, which describes the mean flow velocity in open channels the

176

slope of the pipe can be calculated:

177

$$v = C\sqrt{R \cdot i_B}$$

Eq. 2

178

$v$  Velocity [m/s]

179

$i_B$  Slope [-]

180

$C$  Chézy coefficient [ $s^2/m$ ]

181

$R$  Hydraulic radius [m]

182

The hydraulic radius is the ratio between the cross sectional area of the flow and the wetted perimeter. The

183

results of the water heights and the calculated velocities of the two different slopes can be seen in Figure 6.

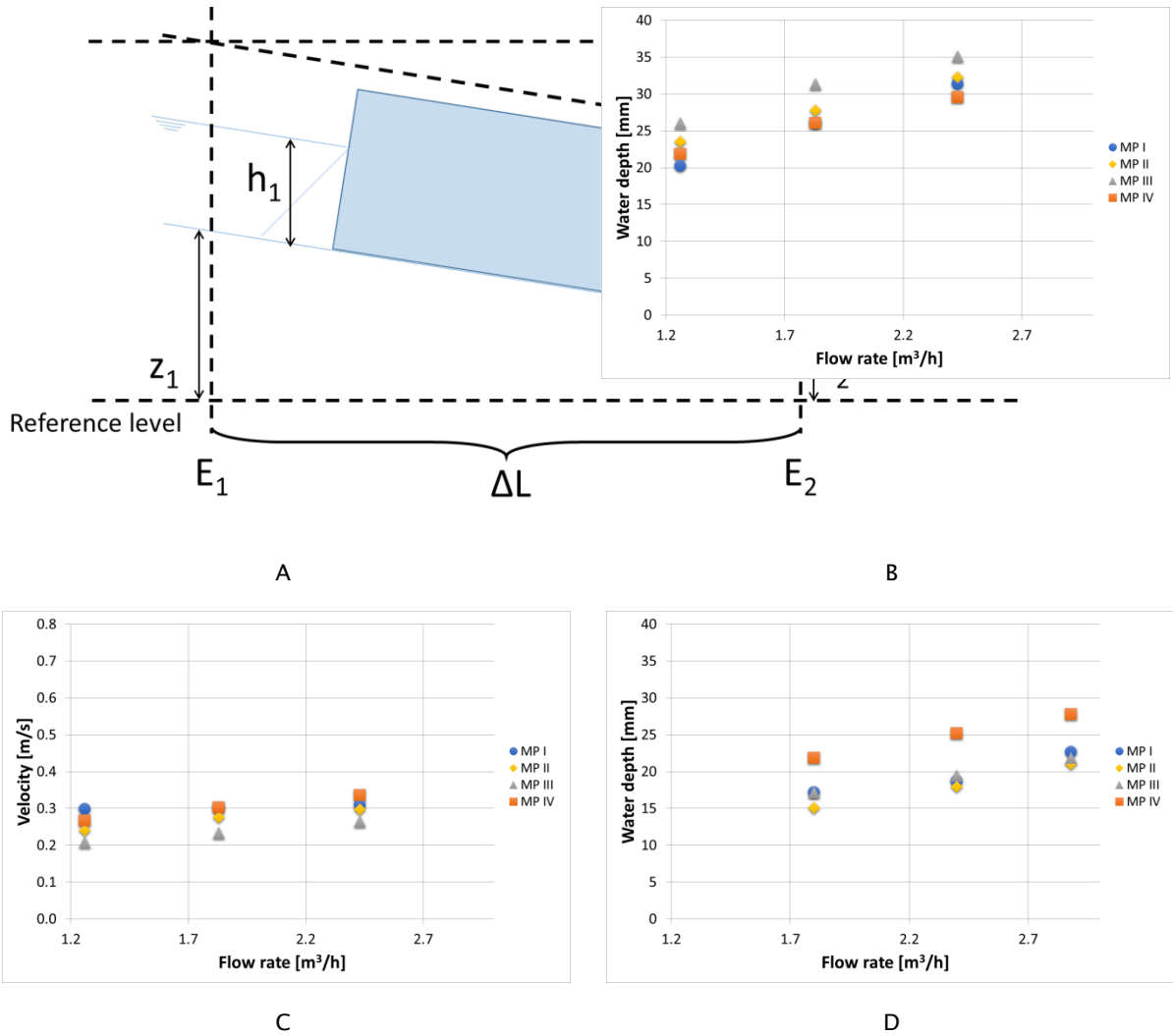
184

When comparing the actual slopes calculated in Table 1, with the velocities measured (Figure 6), it can be

185

seen that for the slope of 1:300 the negative slope for measuring point IV led to the lowest water velocity.





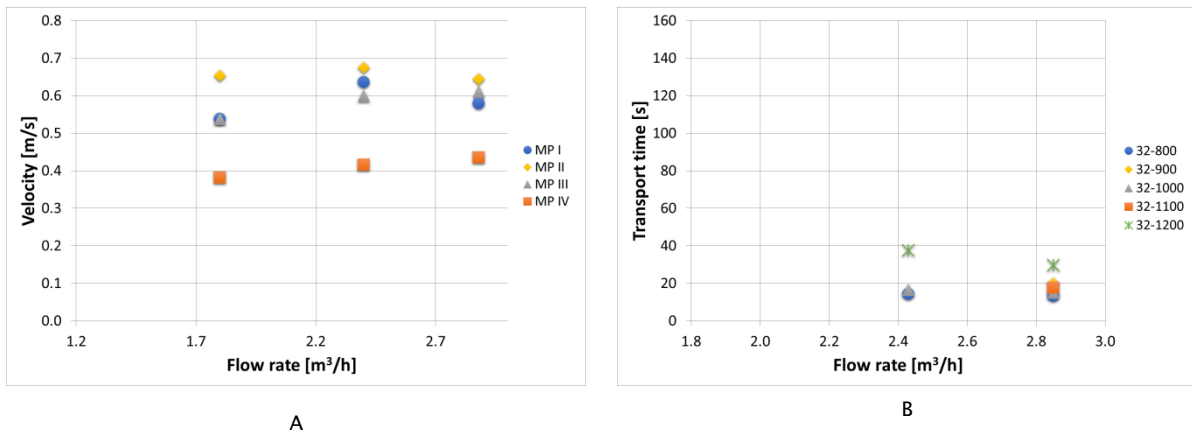
186 Figure 6 the Water depths of slope 1:300 (a) and 1:150 (b) and their corresponding velocities (c,d).

187 **3.2. Transport times**

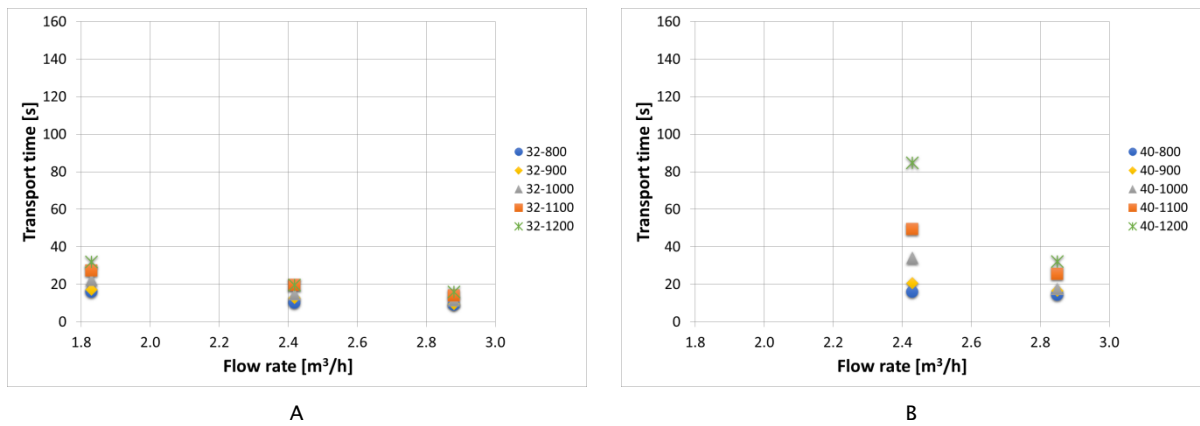
188 The different transport times of the experiments are summarised in the Appendix. The average transport  
 189 times of the different test objects are displayed in Figure 7 to Figure 10.

190

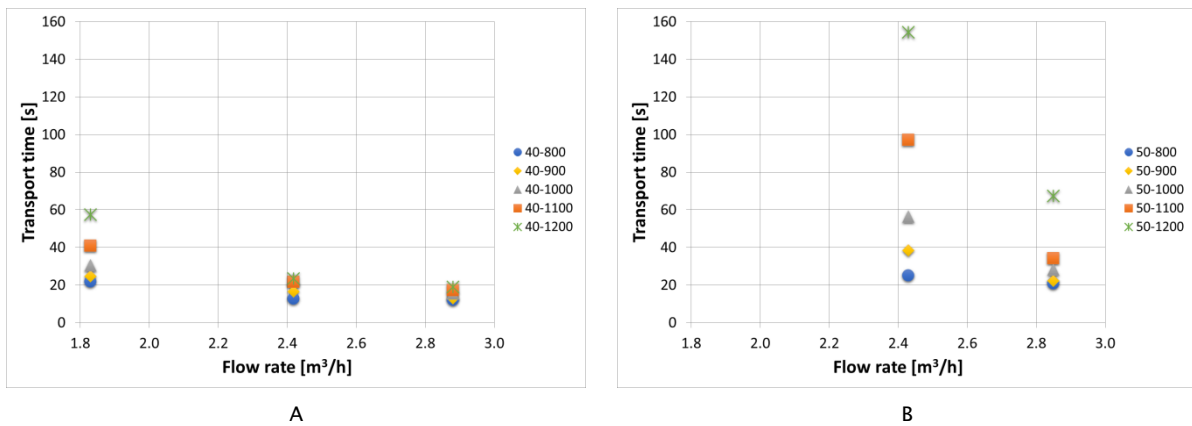
191



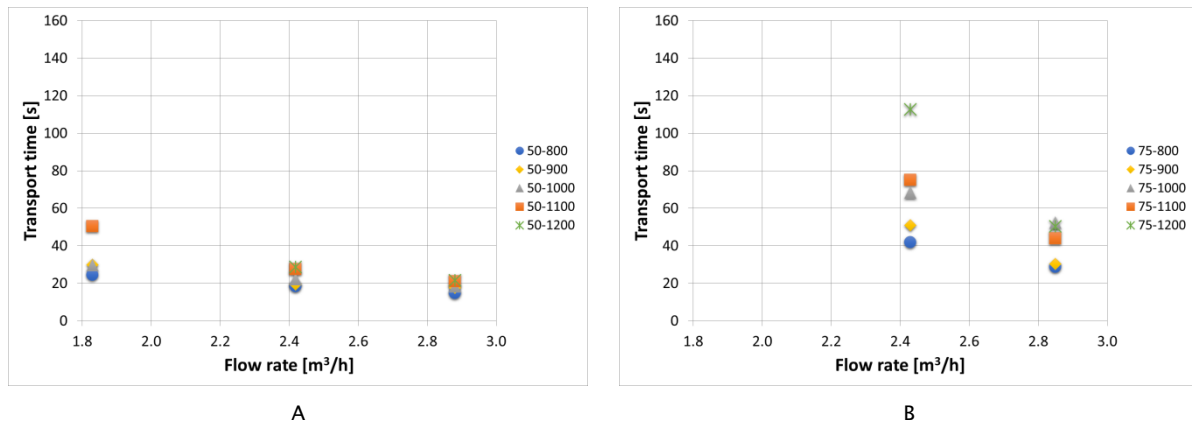
192 Figure 7 transport times of object with diameter 32 mm and different densities at a slope of 1:300 (A) or 1:150 (B).



193 Figure 8 transport times of object with diameter 40 mm and different densities at a slope of 1:300 (A) or 1:150 (B).



194 Figure 9 transport times of object with diameter 50 mm and different densities at a slope of 1:300 (A) or 1:150 (B).



195 *Figure 10 transport times of object with diameter 75 mm and different densities at a slope of 1:300 (A) or 1:150 (B).*

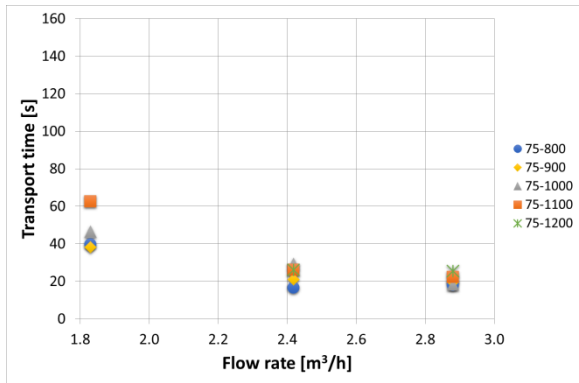
196 From the Figures it can be seen that all objects are transported effectively with the set slope of 1:150 and a  
 197 flow rate of 2.4 m³/h or more. The objects with a density of 1.2 undergo too much friction in the slope of  
 198 1:300 to be efficiently transported as the can be seen by the longer transport times (blue dots in Figures 7 to  
 199 10). The test objects with a density of 1.2 and a diameter of 50 and 75 could not be transported through the  
 200 pipe with a flow rate of 1.8 m³/h and the slope of 1:150. As mentioned in paragraph 2.2, the slope in the set-  
 201 up of 1:300 is first positive until MP II after which the slope is negative. Most of the objects 'stranded' in this  
 202 negatively sloped area. The effect of a negative slope is in fact double: the parallel component of the gravity  
 203 force now works opposite of the direction of movement instead of in the direction of movement. For the  
 204 intended slope 1:150, the slope is positive throughout the experimental set up. This leads to differences in  
 205 the obtained transport times for the objects.

206 The increased friction with increased density has two causes; 1) the object is heavier which leads to a larger  
 207 normal force. If the coefficient of friction is constant, this leads to a higher friction force on the object; 2) the  
 208 lower flow rate results in a lower water height. Therefore there is a smaller buoyance force which could lift  
 209 the object. A smaller buoyance force leads to a larger normal force and consequently to a higher friction  
 210 force.

211 The objects that got stuck in the pipe could easily be set off again by a slight tap on the pipe. This was  
 212 enough to lift the object momentarily and allow the build-up of static water force to launch the object again.  
 213 The inertia of the object was then mostly enough to transport it to the withdrawal point.

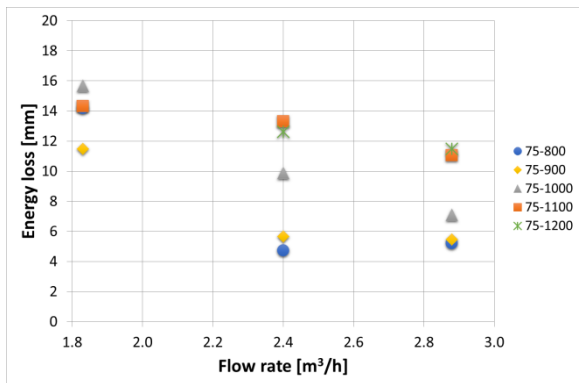
### 214 3.3. Energy loss during transport

215 As mentioned in paragraph 2.6, the energy loss during transport can be calculated with Eq. 2. The results of  
 216 calculations for the test object of 75 mm are shown in Figure 11 and for test object of 50 mm in Figure 13. A  
 217 table with the data can be found in the Appendix.



218

219 *Figure 11 calculated energy losses of the testobject with diameter 75 mm at slope 1:150 under different flow rates and with*  
 220 *varying densities.*



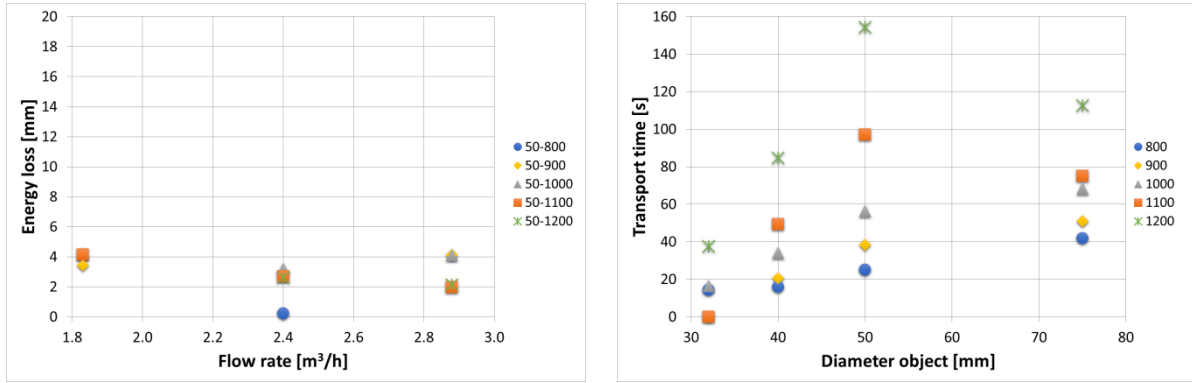
221

222 *Figure 12 Calculated energy losses of the testobject with diameter 50 mm at slope 1:150 under different flow rates and with*  
 223 *varying densities.*

224 The objects with a diameter of 50 mm and a density of 800 or 900 kg/m<sup>3</sup> were floating when they passed MP  
 225 IV. Therefore, the objects experienced no additional friction of the pipe. However, during some experiments  
 226 the objects were partly submerged because of an uneven distribution of the sand in the object, resulting in a  
 227 tilted object that dragged over the bottom, effectively experiences more friction than when level floating.  
 228 Especially in the objects with the lower densities (800 and 900 kg/m<sup>3</sup>), the relative small amount of sand  
 229 caused this behaviour.

230 If the object is floating, no additional energy is needed to transport it. In this case, the velocity of the object  
 231 is approximately equal to the velocity of the water. As can be seen in Figure 6 and in the Appendix: Transport  
 232 times of the experiments, the water depth at MP IV is between 22 and 30 mm. The smallest diameter object  
 233 used in the experiments was 32 mm. This would theoretically mean that only the small objects (diameter 32)  
 234 with densities of 800 and 900 would be able to float. All the other objects experienced some form of friction.

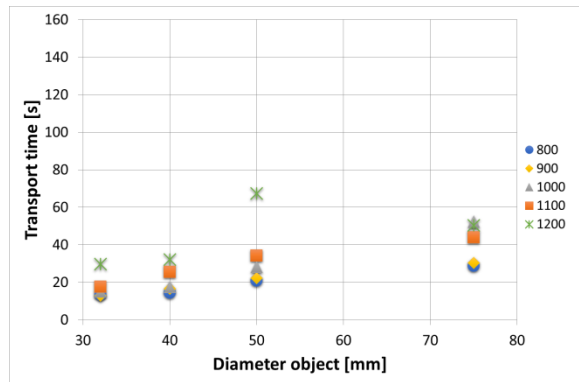
235 It is important to note that the maximum transport time is achieved by an object with the diameter of 50  
 236 mm, instead of the largest object with diameter 75 mm. This is graphically shown in Figure 13, where the  
 237 transport times of the different densities are plotted against the diameter of the objects.



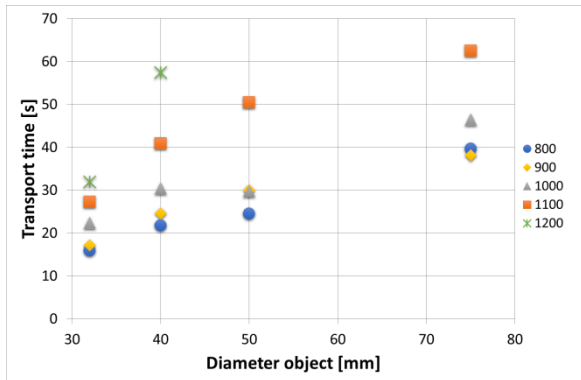
A

B

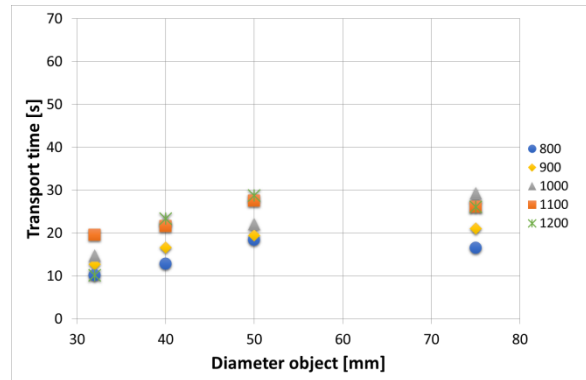
238 Figure 13 transport times ranked for densities of different diameter at the slope of 1:300 with flow rate 2.4 m<sup>3</sup>/h (a) and  
 239 2.9 m<sup>3</sup>/h (B).



A



B



C

240 Figure 14 transport times ranked for densities of different diameter at the slope of 1:150 with flow rate 1.8 m<sup>3</sup>/h (a), 2.4  
 241 m<sup>3</sup>/h (B) and 2.9 m<sup>3</sup>/h (C).

242 As can be seen in Figure 13, the transport times do not increase proportionally to the diameter. It even  
 243 shows a decrease in the transport time when the diameter is increased for specific densities. This is especial-  
 244 ly the case for the densities of 1100 and 1200 kg/m<sup>3</sup>. The lighter objects only demonstrate that there is no  
 245 proportional increase for the transport time and diameter. This is also demonstrated for the slope of 1:150.  
 246 The transport times decrease even at lighter densities with this slope, than was the case with the lower slope  
 247 of 1:300.

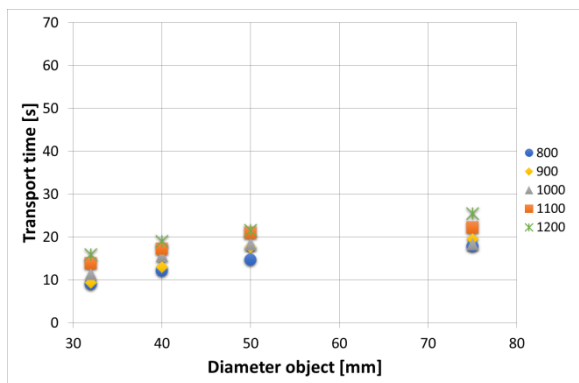
### 248 3.4. Factors of influence on the transport of objects

249 Based on the data shown in Figure 4, it can be seen that the water depth has a great influence on the effective forward force on the object. The water depth determines the buoyancy force and consequently the normal force and the hydrostatic force. The water depth is determined by: 1) Flow rate; 2) Slope; 3) Ratio submerged cross sectional area of object and cross-sectional area pipe (diameter).

253 These different factors are discussed in more detail in the next paragraphs.

#### 254 3.4.1. Flow rate

255 The water depth is determined by the flow rate in a given situation of diameter and slope. However, due to the use of a cylindrical pipe, the increase in flow rate is not proportional to the water depth. In a cylindrical pipe the increase will be less than proportional for a filling ratio of 50% or less. Above this filling ratio the increase will be more than proportional. The correlation between the velocity and flow rate as a function of the water depth in a pipe with a diameter of 100 mm and a slope of 0,005 is given in Figure 15.



260

261 *Figure 15 Velocity and flow rate as a function of the water depth in a cylindrical pipe of 100 mm with a slope of 0,005.*

262 Figure 15 shows that the correlation between the water depth and the flow rate is almost linear when the filling ratio is between 40 and 80%. Filling ratios lower than 40% and higher than 80% don't have linear correlations. The Figure also shows that the flow velocity is weakly dependent on the diameter in the same filling ratio range. Doubling the filling ratio from 40 to 80% increases the velocity with 25%.

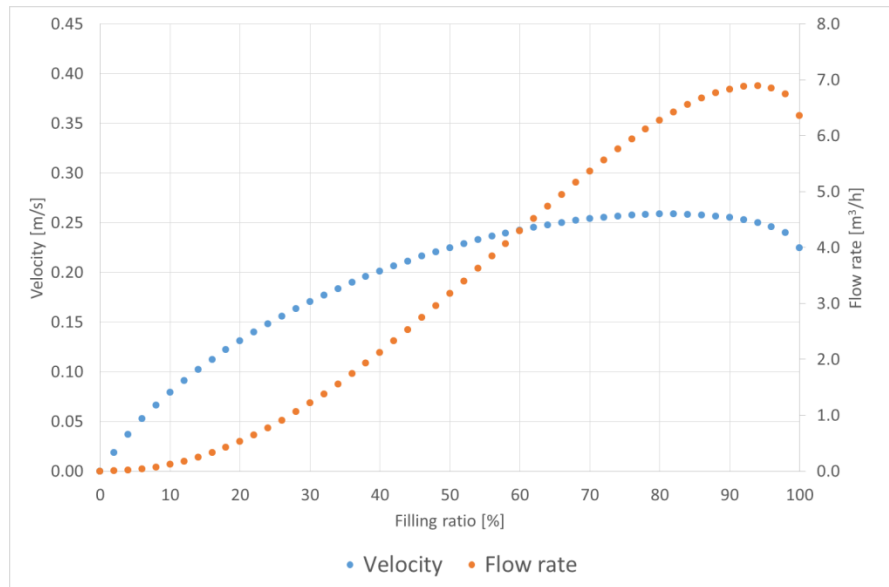
266 In the conventional large sewers, the filling rate is rarely over 10% under dry weather conditions, which is highly unfavourable for transporting objects.

268 Within the filling range 40-80%, the flow ratio almost linearly affects the water depth and consequently the hydrodynamic force. The flow velocity is affected much less, but that works quadratic on the hydrodynamic force: 25% increase of velocity results in 50% increase of the hydrodynamic force.

270

271 **3.4.2. Slope**

272 Slope affects flow velocity and the parallel component of the gravity force. The parallel component equals the  
 273 sinus of the slope angle times the effective weight of the object (this is the weight of the object minus the  
 274 buoyancy force). As the angle changes when the slope changes, the parallel component at a slope of 1:150 is  
 275 twice as large as at a slope of 1:300.



276

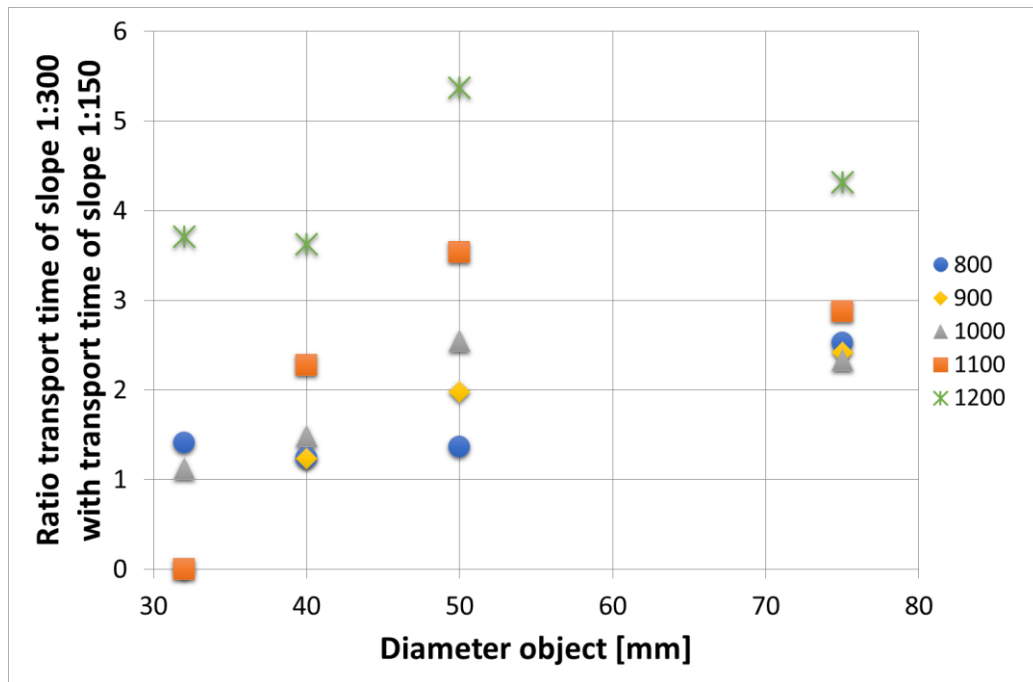
277 *Figure 16 Ratio between transport times and slope with different densities objects.*

278 The effect of slope on velocity is almost a square root relation as is shown in the Chézy formula (Eq 2). The  
 279 effect of the slope is most prominent when using heavy and large objects as this increases the effective  
 280 weight of the object the most. This effect is shown in Figure 16. It shows for instance that the transport time  
 281 of the heaviest objects is 4 to 5 times larger in the shallower sloped pipe, while the difference in slope is a  
 282 factor 2. For the lighter objects this effect is less prominent.

283 **3.4.3. Ratio submerged cross sectional area of object and cross sectional area pipe**  
 284 **(diameter)**

285 The submerged cross sectional area of the object and the cross sectional area of the pipe are pictured in

286 Figure 17



287

288 *Figure 17 The submerged cross sectional area of the object (red dotted area) and the cross sectional area of the pipe (blue*  
 289 *striped area).*

290 The effect of the ratio between the submerged cross-sectional area of the object and the wet diameter of the  
 291 pipe determines the amount of water that can flow or ‘leaks’ past the object and will therefore not be used  
 292 for transportation of the object or the build-up of hydrostatic force. The principal effect is most likely the  
 293 hydrostatic force that will develop; the velocity decreases when the water depth increases. This was also  
 294 observed during experiments when the object got stuck: slowly the water depth increased until the depth  
 295 was high enough to push the object further. This is the so called sliding dam mechanism as was also de-  
 296 scribed by **Littlewood & Butler (2003)**. They distinguished three different mechanisms of transport in a sew-  
 297 er pipe receiving flushes. The sliding dam mechanism is active when the size of the solid relative to the flow  
 298 volume is large. When the flow volume increases and the solid is small, the solid will be transported accord-  
 299 ing to the velocity decrement mechanism. As in this study a constant flow rate was used, this second mecha-  
 300 nism was not observed.

### 301 3.5. Effect diameter

302 The experiments are performed in one pipe with a constant internal diameter of 105.6 mm, while different  
 303 diameters of objects are used with the slope of 1:300 and 1:150. The water depths and velocities of the dif-  
 304 ferent tested flow rates are depicted in Table 4. In order to compare the tests with velocities and water  
 305 depths with a larger diameter pipe, the water depth and velocity of a pipe with a diameter of 250 mm are  
 306 calculated and also depicted in Table 4 as are the calculated values for the 105.6 mm pipe.



307 *Table 4 The calculated velocities and water depths at the slopes of 1:300 and 1:150 with a pipe diameter of 105.6 and a*  
 308 *calculated pipe diameter of 250 mm. The measured values of the Diameter pipe of 105,6 mm are also stated in brackets.*

	Diameter 105.6 mm			Diameter 250 mm		
<b>1:300</b>	1.8 [m <sup>3</sup> /h]	2.4 [m <sup>3</sup> /h]	2.9 [m <sup>3</sup> /h]	1.8 [m <sup>3</sup> /h]	2.4 [m <sup>3</sup> /h]	2.9 [m <sup>3</sup> /h]
Water depth [mm]	28 (22)	32 (26)	35 (30)	22	25	27
Velocity [m/s]	0.28 (0.27)	0.30 (0.30)	0.32 (0.34)	0.25	0.27	0.29
<b>1:150</b>						
Water depth [mm]	23 (22)	26 (25)	29 (28)	18	21	23
Velocity [m/s]	0.36 (0,38)	0.39 (0.42)	0.42 (0.43)	0.28	0.31	0.32

309 Comparing the calculated water depths and velocities with the measured water depths and velocities for the  
 310 pipe diameter of 105.6 mm, the calculated water depths are higher than the measured ones, however the  
 311 velocities are similar. Table 4 demonstrates that the water depths and velocities are lower when a pipe with a  
 312 larger diameter is used compared to the water depth and velocity of a smaller diameter pipe, which is obvi-  
 313 ous. This has different effects on the transport capabilities as the water depth has the largest contribution to  
 314 the transport time. The lower water depth will decrease the buoyancy force and the lower velocity will de-  
 315 crease the force of momentum. In addition, the 'leakage' of water passing the object is larger, which leads to  
 316 less build-up of water behind the object. This all will reduce the force responsible for the transport of the  
 317 object.

318 Figure 13 shows that the "turning point" of the transport with slope 1:300 at a flow rate of 2.4 m<sup>3</sup>/h can be  
 319 found in the test object with diameter of 50 mm and a density of 1100 kg/m<sup>3</sup>. The larger and heavier objects  
 320 are transported faster where a limited amount of 'leakage' was observed. When the flow rate is increased to  
 321 2.8 m<sup>3</sup>/h maintaining the same slope, the turning point can be found at objects of 75 mm and a density of  
 322 1200 kg/m<sup>3</sup>. The same turning points can be found at the slope of 1:150, however these are less clearly  
 323 visible. This turning point indicates that the build-up of water behind the object is more important, than the  
 324 increase of dynamic force resulting from the velocity.

325 The transport times also seem to have an optimum with the objects of 50 mm. These objects seem to be  
 326 transported the best as can be seen in Figure 16. The lighter objects (800 kg/m<sup>3</sup>) with a diameter of 50 mm  
 327 or smaller are almost not influenced by the slope of the pipe. The tests with a slope of 1:300 were only  
 328 slightly slower than with a slope of 1:150. The velocity of the water is the determining factor for these ob-  
 329 jects, as they are mainly floating and will not undergo friction. A further increase of the diameter of the ob-  
 330 jects yields a faster transport with steeper slopes, which also demonstrates the effect of the velocity of the  
 331 water. Objects with a higher density than that of water (1000 kg/m<sup>3</sup>), have the longest transportation when

332 the diameter of the object is 50 mm (see Figure 16). If the object diameter increases or decreases, the  
333 transport time is decreased.

334 From Table 4 it can be seen that the hydraulic circumstances (velocities and depths) at a slope of 1:300 with  
335 a flow rate of 1.8 m<sup>3</sup>/h and the internal diameter of 105.6 mm are similar to the circumstances of a pipe  
336 diameter of 250 mm and a flow rate of 2.9 m<sup>3</sup>/h, when comparing the water depth and water velocity. An  
337 object with a diameter of 32 mm in a pipe with diameter 105.6 mm at a flow rate of 1.8 m<sup>3</sup>/h can be com-  
338 pared to an object with a diameter of 75 mm in a pipe with a diameter of 250 mm at a flow rate of 2.9 m<sup>3</sup>/h.  
339 This comparison was also observed by Memon et al. (2007) where a pipe diameter of 75 mm with a flush  
340 volume of 4.5 litre had the same performance as a pipe diameter of 100 mm and a flush volume of 6 litre.

341 The transport time of the 32/110/1.8/1:150 was 22.4 seconds. This would be similar to the transport time of  
342 the fictional 75/250/2.9/1:150 combination as these are hydraulically comparable. Comparing the fictional  
343 transport time of this 75 mm object (22.4 s) with the measured transport time of a 75/110/2.9/1:150 in the  
344 105.6 diameter pipe (18.3 s), the smaller diameter pipe transports the object almost 20% faster. This is pri-  
345 marily due to the sliding dam effect; in the experiment, the water depth behind of the object rose to 43 mm;  
346 in the larger pipe this formation would not have been possible. The overall effect of the decrease of hydrody-  
347 namic and increase of hydrostatic force results apparently in the 20% decrease in transport time.

348 Within the accuracies of the experiments (manual measured transport times) the difference is small, but sig-  
349 nificant. With equal flow rates and object sizes, the transport in the smaller diameter pipes is more efficient,  
350 such as demonstrated by this example. It indicates that the intuitive feeling that smaller diameter pipes are  
351 more prone to blockages than larger diameter pipes can be rejected, mainly because of the sliding dam prin-  
352 ciple.

353 Moreover, the experiments demonstrate that the turning point in the decrease in transport of times can be  
354 seen when the diameters of the objects are increasing. In the pipe with internal diameter of 105.6 mm, this  
355 turning point is between the object diameters of 50 and 75 mm. Translating this to a larger diameter pipe of  
356 250 mm, this will mean that the turning point is between the object diameters of 118 and 177 mm. In reality,  
357 the favourable effect of the larger cross section ratio will be reached in smaller diameter pipes, but not in  
358 larger diameters.

359 When the absolutes are compared, and only the diameter of the pipe is different, the smaller diameter pipe  
360 will always transport the object more effectively due to a higher water depth and water velocity compared to  
361 the larger diameter pipes.

362 If an object really gets stuck in the pipe, a smaller diameter pipe can be blocked more easily because the  
363 remaining available area will be less, resulting in the blockage of other objects as well. However, the interpre-  
364 tation of the experiments show that objects are more prone to get stuck in larger pipes than in smaller pipes  
365 because of the lower velocity with relatively low flows (see Figure 15).

#### 366 4. Conclusions

367 From the experiments and the discussion it can be concluded that:

- 368 • The transport of objects under comparable hydraulic circumstances (water depth and velocity) is  
369 more efficient in smaller diameter pipes because of the possibility to increase water depth behind  
370 the object leading to more buoyance (sliding dam).
- 371 • The transport of comparable objects (size and density) under comparable flow rates will be more  
372 effective in a smaller diameter pipe than in a large diameter pipe due to:
  - 373 ○ a higher water depth and water velocity which increases the buoyancy force and decreases the  
374 friction;
  - 375 ○ less leakage of water passing the object, which allows for the build-up of a higher water depth  
376 behind the object which decreases the transport time.
- 377 • The transport time of a 75 mm object under comparable flow rate and slope is almost 20% faster in a  
378 pipe with a diameter of 105.6 mm than in a pipe with a diameter of 250 mm.

379

#### 380 Acknowledgements

381 This research has been co-financed by a grant from the Dutch Ministry of Economic Affairs within the funding  
382 program "Top consortia for Knowledge and Innovation (TKI)" in cooperation with Waternet in Amsterdam and  
383 Wavin Technology and Innovation in Dedemsvaart.

384

## References

- Arthur, S., Crow, H., Pedezert, L. (2008). Understanding blockage formation in combined sewer networks. *Proceedings of the ICE-Water Management*, 161, 215-221.
- Ashley, R.M., Bertrand-Krajewski, J.-L., Hvitved-Jacobsen, T., Verbanck, M. (2004) Solids in sewers. Scientific and Technical Report No. 14, *IWA Publishing*, London, UK.
- Bakalian, A., Wright, A., Otis, R., deAzevedo-Netto, J. (1994) Simplified sewerage: Design guidelines. *UNDP-World Bank Water and Sanitation Program*.
- Blokker, E.J.M. (2010). Stochastic water demand modelling for a better understanding of hydraulics in water distribution networks. Delft: Delft University of Technology. Thesis.
- Brown, D.M., Butler, D., Orman, N.R., Davies, J.W. (1996) Gross solids transport in small diameter sewers. *Water Science & Technology*, 33, 25-30.
- Butler, D., Littlewood, K., Orman, N. (2005) A model for the movement of large solids in small sewers. *Water Science & Technology*, 52, 69-76.
- Guest, J.S., Skerlos, S.J., Barnard, J.L., Beck, M.B., Daigger, G.T., Hilger, H., Jackson, S.J., Karvazy, K., Kelly, L., Macpherson, L., Mihelcic, J.R., Pramanik, A., Raskin, L., van Loosdrecht, M.C.M., Yeh, D., Love, N.G. (2009) A new planning and design paradigm to achieve sustainable resource recovery from wastewater. *Environmental Science & Technology*, 43, 6126-6130.
- Larsen, T.A., Alder, A.C., Eggen, R.I.L., Maurer, M., Lienert, J. (2009) Source separation: Will we see a paradigm shift in wastewater handling? *Environmental Science & Technology*, 43, 6121-6125.
- Littlewood, K., Butler, D. (2003) Movement mechanisms of gross solids in intermittent flow. *Water Science & Technology*, 47, 45-50.
- Mara, D., Broome, J. (2008) Sewerage: a return to basics to benefit the poor. *Proceedings of the ICE-Water Management*, 161, 231-237.
- Marleni, N., Gray, S., Sharma, A., Burn, S., Muttill, N. (2012) Impact of water source management practices in residential areas on sewer networks – a review. *Water Science & Technology*, 65, 624-642.
- Melo, J.C. (2005) The experience of condominium water and sewerage systems in Brazil: Case studies from Brasilia, Salvador and Parauapebas. *Lima: Water and Sanitation Program Latin America*.

Memon, F.A., Fidar, A., Littlewood, K., Butler, D., Makropoulos, C., Liu, S. (2007) A performance investigation of small-bore sewers. *Water Science & Technology*, 55, 85-91.

Paterson, C., Mara, D. Curtis, T. (2007) Pro-poor sanitation technologies. *Geoforum*, 38, 901-907.

Post, J., Pothof, I., ten Veldhuis, M.-C., Langeveld, J., Clemens, F. (2016) Statistical analysis of lateral house connection failure mechanisms, *Urban Water Journal*, 13, 1.

RIONED, Foundation (2009) Sewerage in numbers 2009-2010 (Riool in cijfers 2009-2010), Stichting RIONED (*Foundation RIONED, in Dutch*).

RIONED, Foundation (2012) Urban drainage guidelines (Leidraad Riolerings), Stichting RIONED (*Foundation RIONED, in Dutch*).

Scottish Water (2015) Sewers for Scotland - A technical specification for the design and construction of sewerage infrastructure, ([www.scottishwater.co.uk/business/Connections/Connecting-your-property/Sewers-for-Scotland-and-SUDS](http://www.scottishwater.co.uk/business/Connections/Connecting-your-property/Sewers-for-Scotland-and-SUDS); accessed December 22, 2015).

Tervahauta, T., Hoang, T., Hernández, L., Zeeman, G., Buisman, C. (2013) Prospects of source-separation-based sanitation concepts: A model-based study. *Water*, 5, 1006-1035.

Vliet, v/d W., de Koeijer, D., Stoops, R., Pieneman, J., Goedbloed, D., Markus, A. (2011) Municipal sewerage system plan Rotterdam, 2011-2015 (Gemeentelijk Rioleringsplan Rotterdam, *In Dutch*).

Watson, G. (1995) Good sewerage cheap? Agency-customer interactions in low-cost urban sanitation in Brazil. *Water and Sanitation*, The World Bank, Washington D.C, U.S.A.

WWSC (Washington Suburban Sanitary Commission) (2015) Design manuals - Part 2 - Sewer design guidelines - Pipeline Sizes and Materials (Gravity Sewers)  
([https://www.wsscwater.com/files/live/sites/wssc/files/Design%20Manuals/S-2-2008\\_15767.pdf](https://www.wsscwater.com/files/live/sites/wssc/files/Design%20Manuals/S-2-2008_15767.pdf); accessed December 22, 2015)

#### 7.4 Appendix: Transport times of the experiments

Tabel A7 transport times of different test objects over length of 4,09 m, with slope of 1:300 and flow rate of 2,4 m<sup>3</sup>/h.

Test object	Run (s)					Average	Standard deviation
	1	2	3	4	5		
32-0,8	14,22	14,42	14,20	14,40	14,44	<b>14,34</b>	0,10
32-0,9	-	-	-	-	-	-	-
32-1,0	14,46	14,49	15,04	23,03	15,59	<b>16,52</b>	3,28
32-1,1	-	-	-	-	-	-	-
32-1,2	33,27	50,17	32,32	34,88	37,97	<b>37,72</b>	6,51
40-0,8	16,03	15,72	16,69	14,39	16,96	<b>15,96</b>	0,90
40-0,9	18,25	24,14	20,58	23,05	16,77	<b>20,56</b>	2,78
40-1,0	25,53	32,61	31,87	36,13	44,94	<b>34,22</b>	6,36
40-1,1	51,32	49,44	41,67	48,29	55,62	<b>49,27</b>	4,54
40-1,2	78,94	137,04	86,23	70,60	50,78	<b>84,72</b>	28,72
50-0,8	38,36	17,38	26,18	17,74	26,18	<b>25,17</b>	7,64
50-0,9	29,40	56,86	38,19	39,92	28,03	<b>38,48</b>	10,31
50-1,0	41,52	65,24	40,65	67,16	67,35	<b>56,38</b>	12,52
50-1,1	72,25	93,57	83,16	136,82	100,09	<b>97,18</b>	21,96
50-1,2	154,44	-	-	-	-	<b>154,44</b>	0,00
75-0,8	45,72	40,79	36,51	42,28	43,68	<b>41,80</b>	3,10
75-0,9	59,90	57,52	64,78	36,20	36,08	<b>50,90</b>	12,27
75-1,0	80,31	77,36	54,49	61,28	68,08	<b>68,30</b>	9,66
75-1,1	102,22	82,35	59,65	80,98	49,68	<b>74,98</b>	18,48
75-1,2	89,49	112,44	157,12	104,45	100,04	<b>112,71</b>	23,41

Tabel A8 transport times of different test objects over length of 4,09 m, with slope of 1:300 and flow rate of 2,9 m<sup>3</sup>/h.

Test object	Run (s)					Average	Standard deviation
	1	2	3	4	5		
32-0,8	12,57	12,99	13,78	13,86	13,01	<b>13,24</b>	0,50
32-0,9	13,12	13,03	12,95	13,51	12,43	<b>13,01</b>	0,35
32-1,0	12,82	13,07	12,96	23,21	13,98	<b>15,21</b>	4,02
32-1,1	14,23	19,05	13,20	19,41	21,89	<b>17,56</b>	3,30
32-1,2	27,43	28,85	26,17	36,93	28,90	<b>29,66</b>	3,77
40-0,8	12,77	19,94	12,91	13,07	13,53	<b>14,44</b>	2,76
40-0,9	13,99	25,30	14,57	14,21	14,85	<b>16,58</b>	4,37
40-1,0	15,33	17,85	21,29	17,66	15,54	<b>17,53</b>	2,15
40-1,1	31,00	20,97	26,16	23,23	25,63	<b>25,40</b>	3,36
40-1,2	39,83	28,68	32,55	30,26	29,07	<b>32,08</b>	4,10
50-0,8	14,00	23,75	21,67	19,65	25,53	<b>20,92</b>	3,98
50-0,9	22,73	17,75	21,84	28,13	20,96	<b>22,28</b>	3,37
50-1,0	27,22	45,38	19,95	23,32	25,45	<b>28,26</b>	8,89
50-1,1	35,22	33,22	40,98	29,94	31,87	<b>34,25</b>	3,78
50-1,2	35,89	96,21	76,22	39,29	89,50	<b>67,42</b>	25,22
75-0,8	28,58	31,12	23,58	33,12	27,11	<b>28,70</b>	3,29
75-0,9	35,69	30,18	31,67	26,99	27,19	<b>30,34</b>	3,21
75-1,0	57,28	61,83	56,03	30,81	55,66	<b>52,32</b>	10,98
75-1,1	50,50	38,73	34,09	42,24	53,69	<b>43,85</b>	7,28
75-1,2	55,92	42,63	45,21	58,71	48,94	<b>50,28</b>	6,15

Tabel A9 transport times of different test objects over length of 4,09 m, with slope of 1:150 and flow rate of 1,8 m<sup>3</sup>/h.

Test object	Run (s)					Average	Standard deviation
	1	2	3	4	5		
32-0,8	16,53	15,87	15,16	17,11	15,05	15,94	0,79
32-0,9	17,53	17,49	15,71	16,39	18,53	17,13	0,98
32-1,0	24,64	20,92	21,83	22,19	22,29	22,37	1,23
32-1,1	29,60	28,82	26,39	25,44	26,22	27,29	1,62
32-1,2	33,24	32,76	32,32	30,86	30,54	31,94	1,06
40-0,8	20,28	21,58	23,71	20,89	22,39	21,77	1,20
40-0,9	24,16	24,91	25,00	23,89	24,99	24,59	0,47
40-1,0	27,03	37,30	27,18	31,88	29,06	30,49	3,83
40-1,1	33,34	47,81	61,98	28,27	33,27	40,93	12,39
40-1,2	42,09	99,38	28,94	78,89	38,05	57,47	26,99
50-0,8	23,34	26,13	24,05	25,89	23,15	24,51	1,26
50-0,9	25,58	42,54	25,41	29,02	27,52	30,01	6,40
50-1,0	29,77	36,78	24,32	28,26	29,82	29,79	4,03
50-1,1	77,66	33,79	36,89	39,42	64,48	50,45	17,44
50-1,2	250,00	-	-	-	-	250,00	0,00
75-0,8	55,40	42,63	29,29	40,09	30,82	39,65	9,41
75-0,9	32,74	35,98	30,04	59,54	32,36	38,13	10,87
75-1,0	45,30	52,07	38,78	67,74	28,38	46,45	13,20
75-1,1	54,39	48,39	92,60	54,63	-	62,50	17,56
75-1,2	250,00	-	-	-	-	250,00	0,00



Tabel A10 transport times of different test objects over length of 4,09 m, with slope of 1:150 and flow rate of 2,4 m<sup>3</sup>/h.

Test object	Run (s)					Average	Standard deviation
	1	2	3	4	5		
32-0,8	10,54	10,29	9,79	10,47	9,70	<b>10,16</b>	0,35
32-0,9	10,82	12,07	11,33	11,28	18,33	<b>12,77</b>	2,81
32-1,0	14,55	12,15	16,70	11,85	18,50	<b>14,75</b>	2,57
32-1,1	15,81	25,66	19,12	16,24	20,79	<b>19,52</b>	3,58
32-1,2	18,69	20,84	20,96	19,28	18,34	<b>19,62</b>	1,09
40-0,8	12,78	12,83	12,26	12,35	13,75	<b>12,79</b>	0,53
40-0,9	16,72	16,54	16,01	17,06	16,78	<b>16,62</b>	0,35
40-1,0	20,53	18,59	19,13	38,39	18,39	<b>23,01</b>	7,73
40-1,1	21,80	21,33	23,65	20,43	20,88	<b>21,62</b>	1,11
40-1,2	23,62	25,99	22,44	23,25	21,56	<b>23,37</b>	1,49
50-0,8	16,72	17,94	17,22	23,27	16,90	<b>18,41</b>	2,47
50-0,9	19,01	18,68	19,51	18,81	21,29	<b>19,46</b>	0,96
50-1,0	21,57	24,97	21,04	20,90	22,27	<b>22,15</b>	1,49
50-1,1	23,63	27,15	26,96	25,14	34,54	<b>27,48</b>	3,76
50-1,2	22,12	24,97	26,85	27,30	42,44	<b>28,74</b>	7,09
75-0,8	15,64	17,66	19,49	14,70	15,13	<b>16,52</b>	1,80
75-0,9	20,53	22,10	22,00	22,16	18,31	<b>21,02</b>	1,48
75-1,0	16,99	24,89	34,57	27,07	42,84	<b>29,27</b>	8,80
75-1,1	28,68	31,69	20,58	23,87	25,57	<b>26,08</b>	3,84
75-1,2	25,57	22,40	27,69	26,83	27,97	<b>26,09</b>	2,03

Tabel A11 transport times of different test objects over length of 4,09 m, with slope of 1:150 and flow rate of 2,9 m<sup>3</sup>/h.

Test object	Run (s)					Average	Standard deviation
	1	2	3	4	5		
32-0,8	8,39	8,85	8,72	8,48	10,63	<b>9,01</b>	0,82
32-0,9	9,34	10,06	9,26	8,96	9,34	<b>9,39</b>	0,36
32-1,0	9,90	10,74	13,93	12,27	10,43	<b>11,45</b>	1,47
32-1,1	11,24	15,18	11,82	17,01	14,10	<b>13,87</b>	2,13
32-1,2	15,50	16,54	15,50	15,77	16,35	<b>15,93</b>	0,43
40-0,8	13,06	12,77	12,48	10,52	11,62	<b>12,09</b>	0,92
40-0,9	12,70	11,89	12,85	13,44	13,99	<b>12,97</b>	0,71
40-1,0	15,13	16,53	16,36	15,71	14,38	<b>15,62</b>	0,80
40-1,1	17,11	17,36	17,94	16,78	17,21	<b>17,28</b>	0,38
40-1,2	17,67	21,58	19,00	18,38	18,50	<b>19,03</b>	1,35
50-0,8	14,48	14,05	14,73	15,14	14,88	<b>14,66</b>	0,37
50-0,9	16,10	25,55	13,65	16,89	15,73	<b>17,58</b>	4,12
50-1,0	17,00	20,15	17,66	19,27	17,71	<b>18,36</b>	1,17
50-1,1	21,80	20,38	22,02	20,92	19,56	<b>20,94</b>	0,91
50-1,2	15,41	14,23	25,75	26,73	25,88	<b>21,60</b>	5,56
75-0,8	20,06	14,07	18,45	18,41	18,51	<b>17,90</b>	2,01
75-0,9	21,04	19,55	17,83	19,44	19,73	<b>19,52</b>	1,02
75-1,0	21,13	16,14	17,92	19,45	17,32	<b>18,39</b>	1,74
75-1,1	37,17	19,77	17,87	18,82	17,52	<b>22,23</b>	7,51
75-1,2	39,04	21,04	22,52	23,35	21,62	<b>25,51</b>	6,81

## 7.5 Appendix: Energy losses during transport

Table A6 Data of the experiments with test object 75 mm at slope of 1:150.

Test object	Flow [m <sup>3</sup> /h]	E-loss [mm]	E-after [mm]	E-before [mm]	Water level after object [mm]	Water level before object [mm]	n
75-800	1,8	12,20	30,71	44,90	19	44	0
	2,4	2,72	34,57	39,29	23	36	0
	2,9	3,21	38,97	44,18	23	41	0
75-900	1,8	8,15	30,71	42,19	19	41	1
	2,4	2,34	36,67	42,34	20	40	1
	2,9	2,12	38,34	43,80	24	40	2
75-1000	1,8	12,35	32,48	48,16	17	47	2
	2,4	6,56	35,38	45,27	21	43	2
	2,9	3,78	38,63	45,74	24	43	2
75-1100	1,8	10,99	34,31	48,64	16	48	3
	2,4	9,97	35,06	48,37	22	47	1
	2,9	7,71	37,61	48,65	26	46	2
75-1200	1,8	16,79					0
	2,4	9,28	35,75	48,37	21	47	1
	2,9	8,14	39,36	50,83	23	49	2

Tabel A7 meetgegevens opstelling 1:250 met 50 mm object

Test object	Flow [m <sup>3</sup> /h]	E-loss [mm]	E-after [mm]	E-before [mm]	Water level after object [mm]	Water level before object [mm]	n
50-800	1,8	8,40					0
	2,4	-3,10	34,24	34,48	23	28	1
	2,9	8,40					0
50-900	1,8	0,11	30,71	34,14	19	31	1
	2,4	8,40					0
	2,9	0,78	37,90	42,01	25	38	1
50-1000	1,8	0,88	30,28	34,49	19	32	4
	2,4	-0,11	34,06	37,29	24	33	1
	2,9	0,78	37,90	42,01	25	38	1
50-1100	1,8	0,81	30,71	34,85	19	32	1
	2,4	-0,62	34,57	37,29	23	33	1
	2,9	-1,36	37,61	39,58	26	34	1
50-1200	1,8	8,40					0
	2,4	-0,71	34,06	36,69	24	32	1
	2,9	-1,18	37,42	39,58	28	34	2

$$\frac{\delta Q}{\delta x} = -B(h) \frac{\delta h}{\delta t} \quad \text{Eq. A1}$$

When a steady state is assumed, the time- and place dependent variables can be put to zero, which leads to the following equation:

$$\frac{1}{gA} \frac{\delta Q}{\delta t} + \frac{2Q}{gA^2} \frac{\delta Q}{\delta x} - i_B + \frac{\delta h}{\delta x} + \frac{|Q|Q}{C^2 A^2 R} = 0 \quad \text{Eq. A2}$$

Q	Flow rate	[m <sup>3</sup> /s]
B(h)	Width of the water surface	[m]
h	Water depth	[m]
g	Gravitational acceleration	[m/s <sup>2</sup> ]
A	Cross sectional area of flow	[m <sup>2</sup> ]