



Rijkswaterstaat  
*Ministerie van Infrastructuur en Milieu*

Deltares

Onderzoeksrapport

# Zandmeevoerende Wellen

Maart 2012

Dit rapport is opgesteld in opdracht van RWS Waterdienst





Aan:  
Waterkeringbeheerders en adviseurs

**Rijkswaterstaat Water,  
Verkeer en Leefomgeving**

Zuiderwagenplein 2  
8224 AD Lelystad  
Postbus 17  
8200 AA Lelystad  
T 0320 298411  
F 0320 249218  
www.rijkswaterstaat.nl

**Contactpersoon**  
Peter Blommaart  
Senior adviseur  
afdeling Waterkeringen  
M 06 229 464 73  
peter.blommaart@rws.nl

# memo

Onderzoeksrapport Zandmeevoerende Wellen

Geachte lezer,

Voor u ligt het Onderzoeksrapport Zandmeevoerende Wellen (ORZW) [3]<sup>1</sup> aangeboden. Het ORZW is opgesteld in het kader van het programma Sterkte en Belasting van Waterkeringen.

Dit memo beschrijft de aandachtspunten voor het gebruik van het ORZW.

In maart 2012 is door het onderzoeksprogramma Sterkte en Belasting van Waterkeringen (SBW) de herziene versie opgeleverd van het ORZW.

In februari 2013 heeft ENW advies uitgebracht over het ORZW [6]. Het ENW is van mening dat het onderzoek heeft geresulteerd in een verbeterde rekenregel voor het faalmechanisme piping. Echter, het onderzoeksrapport is nog niet geschikt om als Technisch Rapport te kunnen worden gebruikt. De toepassing van de verbeterde rekenregel vraagt nog om nadere uitwerking. ENW adviseerde om een werkwijzer op te stellen voor toepassing in de praktijk van de nieuwe kennis en rekenregel en casussen uit te werken onder begeleiding van een Expertteam Piping.

De situatie is ontstaan waarin waterkeringen niet voldoen aan de criteria voor piping uit het VTV2006 en verbeterd moeten worden, maar de nieuwe kennis en rekenregel zijn nog niet geschikt voor toepassing in de praktijk. Het ORZW geeft wel een eerste aanzet om nieuwe kennis toe te passen in de praktijk.

Deze notitie geeft aandachtspunten voor gebruik van het ORZW en wordt dit jaar doorontwikkeld tot de in het ENW-advies voorgestelde werkwijzer.

## **Toetsresultaat derde toetsronde**

In de derde toetsronde (2006-2011) is voor de toetsing op piping gebruik gemaakt van bestaande richtlijnen in het Voorschrift Toetsen op Veiligheid Primaire Waterkeringen [2] en het Technisch Rapport Zandmeevoerende Wellen [1]. Zoals hierboven vermeld wordt hiermee de veiligheid tegen het optreden van piping mogelijk onderschat. In het geval uit de toetsing volgt dat de waterkering niet voldoet aan de pipingcriteria, dan is dit slechts een indicatie dat piping een probleem kan zijn. Om de exacte aard en omvang van het pipingprobleem vast te stellen is een nadere analyse nodig, waarbij het van belang is om de nieuwe kennis te betrekken, om te voorkomen dat het probleem onderschat wordt.

<sup>1</sup> Achterin deze notitie is een lijst opgenomen met gebruikte publicaties

## **Nadere analyse om exacte aard en omvang van het pipingprobleem vast te stellen**

Rijkswaterstaat Water,  
Verkeer en Leefomgeving

Het exact vaststellen van aard en omvang van het pipingprobleem kan in meerdere stappen verdiept worden in volgorde van toenemende inspanning:

1. Alle gebruikte informatie voor de toetsing en andere beschikbare (historische) informatie nogmaals analyseren om het pipingprobleem nader in te kaderen.
2. Aanvullend grondonderzoek uitvoeren, eventueel gecombineerd met monitoring van stijghoogtes.
3. Alle beschikbare kennis over piping gebruiken.

**Datum**  
10 juli 2013

Uit de Consequentie Analyse Aangepaste Pipingregel[4] blijkt dat juist schematiseren belangrijk is. De nadere analyse om aard en omvang van het pipingprobleem vast te stellen moet er dan ook op gericht zijn om de schematisering aan te scherpen, zodat die recht doet aan het specifieke faalmechanisme piping in combinatie met de karakteristieken van de specifieke locatie en met de te gebruiken analyse-methode.

Als het beheerdersoordeel niet overeenstemt met het technisch oordeel is daar een reden voor. Het is aan te bevelen om deze reden nader te onderzoeken om het technisch oordeel in overeenstemming te brengen met het beheerdersoordeel of andersom.

Ad. 1.

De schematisering kan worden aangescherpt om het pipingprobleem nader in te kaderen. Hiervoor kan in eerste instantie gebruik gemaakt worden van de informatie die is gebruikt voor de toetsing, eventueel aangevuld met overige beschikbare informatie. Informatie is niet alleen beschikbaar bij de waterkeringbeheerder, maar kan ook beschikbaar gesteld worden uit andere bronnen, zoals de DINO-database van TNO.

Op grond van de beschikbare informatie kan de schematisering in verschillende stappen verder gedetailleerd worden:

- 1.a Voor de toetsing wordt gewerkt in secties en per sectie wordt een voor die sectie representatief dwarsprofiel gekozen. Om het pipingprobleem nader in te kaderen kan de sectie-indeling en de keuze voor het representatieve dwarsprofiel geoptimaliseerd worden, specifiek voor piping.
- 1.b Voor het representatieve dwarsprofiel wordt een schematisering gemaakt op grond van beschikbare informatie, eventueel aangevuld met grondonderzoek. Om het pipingprobleem nader in te kaderen is het van belang om alle relevante fysieke kenmerken van de kering en omliggend areaal mee te nemen in de schematisering (denk bijvoorbeeld aan voorlanden).
- 1.c Een verdere optimalisering van de schematisering van het dwarsprofiel kan door het uitvoeren van een grondwaterstromingsberekening en daaruit het effect van een tijdsafhankelijke belasting, het intredepunt, het uittredepunt en het uittredeverhang af te leiden.
- 1.d Een laatste mogelijkheid om de schematisering van het dwarsprofiel te optimaliseren is een 3D beschouwing van de grondwaterstroming.

Hierbij kan advies ingewonnen worden van deskundigen om nut en noodzaak van optimalisering van schematisering aan te geven en om de daadwerkelijke optimalisering vorm te geven.



Een andere weg die gevolgd kan worden om de schematisering te optimaliseren is om opgetreden situaties nader te analyseren. Daar waar resultaten van analyses niet overeenkomen met waarnemingen is aanleiding voor aanscherping van de schematisering. Te denken valt hierbij bijvoorbeeld aan waargenomen zandmeevoerende wellen bij omstandigheden die minder extreem zijn dan maatgevend en een positief toetsresultaat.

Rijkswaterstaat Water,  
Verkeer en Leefomgeving

Datum  
10 juli 2013

Ad. 2.

In aanvulling op de beschikbare informatie kan aanvullend grondonderzoek uitgevoerd worden om de opbouw, samenstelling en eigenschappen van de ondergrond en de waterkering gedetailleerder te schematiseren en kunnen peilbuizen geplaatst worden om de daadwerkelijke doorlaatbaarheid van de ondergrond beter in beeld te brengen.

Verdichting en verdieping van informatie uit aanvullend grondonderzoek leidt tot inzicht in de heterogeniteit van de ondergrond en locatie-specifieke karakterisering van de ondergrond die recht doet aan waarnemingen en ervaringen van beheerders.

Monitoring van stijghoogtes in de watervoerende zandlagen door middel van peilbuizen geeft gedetailleerd inzicht in de grondwaterstroming en de daadwerkelijke doorlatendheid van de watervoerende zandlagen. Aangezien de grondwaterstroming de aandrijvende kracht is van piping is kan een goed inzicht in de grondwaterstroming - en dan vooral bij het uittredepunt - bijdragen aan de inkadering van het pipingprobleem.

Aanvullend grondonderzoek en de installatie van peilbuizen kan gecombineerd worden. Een peilbuis kan geplaatst worden in een boorgat van een grondboring. Het is dus zaak om aandacht te besteden aan aard en omvang van het grondonderzoek.

Ook hierbij kan advies ingewonnen worden van deskundigen om nut en noodzaak van aanvullend grondonderzoek en monitoring van stijghoogtes aan te geven, om aard en omvang van het grondonderzoek en de monitoring vorm te geven en om de resultaten daarvan te interpreteren.

Ad. 3

Om het mogelijk optreden van piping te analyseren kunnen een aantal methoden gebruikt worden, variërend van eenvoudige rekenregels tot complexe 3D eindige-elementenmethoden.

Geadviseerd wordt om deskundigen te raadplegen over de toe te passen analyse-methode.

### **Ontwerpen van anti-pipingmaatregelen**

Indien na nadere analyse van aard en omvang van het pipingprobleem nog steeds blijkt dat piping een probleem is, dan kan de hierboven vergaarde informatie en kennis aangewend worden om maatregelen te ontwerpen en optimaliseren.

Het ORZW geeft al een aantal handreikingen. Een verdere locatie-specifieke optimalisatie is echter veelal mogelijk. In de Werkwijzer Piping die voorzien is voor eind 2013 zal hierop nader ingegaan worden.

Anti-pipingmaatregelen kunnen onderverdeeld worden in 4 groepen:

1. Traditionele maatregelen  
Deze worden grootschalig toegepast en hier is veel ervaring mee, bijvoorbeeld berm of damwand (pipingscherm);
2. Bestaande alternatieve maatregelen  
Deze zijn al toegepast, maar nog niet grootschalig, bijvoorbeeld ontlaststelsels of grindkoffers
3. Innovatieve maatregelen  
Deze zijn nog niet toegepast in primaire keringen, maar zijn kansrijk, bijvoorbeeld het verticaal zanddicht geotextiel en de DMC-buis
4. (Tijdelijke) beheersmaatregelen  
Deze zijn veel toegepast, maar niet bij maatgevende omstandigheden, bijvoorbeeld opzetten van het slootpeil en opkisten.

Rijkswaterstaat Water,  
Verkeer en Leefomgeving

Datum  
10 juli 2013

Voor toepassing van bestaande alternatieve en innovatieve anti-pipingmaatregelen wordt aanbevolen advies in te winnen van deskundigen.

Binnen de Project Overstijgende Verkenning Piping van het nHWBP wordt het ontwerpen en toepassen van innovatieve piping-reducerende maatregelen verder opgepakt.

### Expertteam Piping

Ter ondersteuning van de nadere analyse om aard en omvang van het pipingprobleem vast te stellen en om anti-pipingmaatregelen te ontwerpen is een Expertteam Piping ingesteld. Het Expertteam Piping is bedoeld om te helpen indien het u, de waterkeringbeheerder en uw adviseurs, niet lukt om aard en omvang van het pipingprobleem vast te stellen of wanneer het u niet lukt om een anti-pipingmaatregel te ontwerpen.

Het Expertteam Piping bestaat uit: Govertine de Raat (Rijkswaterstaat Water, Verkeer en Leefomgeving, voorzitter), Wim Kanning (Deltares, secretaris), Hans van der Sande (waterschap Scheldestromen), Joop Weijers (Rijkswaterstaat Water, Verkeer en Leefomgeving), Jan Blinde (Deltares), Hans Niemeijer (Arcadis) en Gerard Kruse (Deltares)

Voor contact met het Expertteam Piping en overige informatie kunt u terecht bij de Helpdesk Water, internet [www.helpdeskwater.nl](http://www.helpdeskwater.nl), telefoon 0800-6592837.

### Gebruikte publicaties

- [1] Technisch Rapport Zandmeevoerende Wellen  
*TAW, maart 1999*
- [2] Voorschrift Toetsen op Veiligheid Primaire Waterkeringen  
*Ministerie van Verkeer en Waterstaat, september 2007*
- [3] SBW Piping. HP.9 Technisch Rapport Zandmeevoerende Wellen. Herziene versie 2011  
*Deltares, kenmerk 1202123-003-GEO-0002, 28 maart 2012*
- [4] Consequentie Analyse Aangepaste Pipingregel  
*Arcadis, kenmerk 076526682:C, 1 augustus 2012*
- [5] Brief betreffende de 'Consequentieanalyse piping' met als bijlage [4]  
*Waterschap Rivierenland, kenmerk 201222891/203437, 16 oktober 2012*
- [6] Advies inzake concept-IRZandmeevoerende wellen  
*ENW, kenmerk ENW-13-01, 12 februari 2013*

Onderzoeksrapport

# Zandmeevoerende Wellen

Status: definitief

Ulrich Förster  
Geeralt van den Ham  
Ed Calle  
Gerard Kruse

1202123-003



**Titel**

Zandmeevoerende Wellen

**Opdrachtgever**

Rijkswaterstaat Waterdienst

**Project**

1202123-003

**Kenmerk**

1202123-003-GEO-0002

**Pagina's**

324

**Trefwoorden**

Piping, zandmeevoerende wel, onder- en achterloopsheid kunstwerken, heave, rekenmodel

**Samenvatting**

In het onderzoeksrapport Zandmeevoerende Wellen zijn de resultaten van het onderzoek dat in het onderzoeksprogramma Sterkte & Belastingen Waterkeringen (SBW) Piping is uitgevoerd.

Doel van het onderzoeksprogramma Sterkte & Belastingen Waterkeringen (SBW) Piping project is het hervalideren van de piping toetsregels, het identificeren van onzekerheden binnen de huidige piping toetsregels en deze onzekerheden, zo mogelijk te verkleinen of elimineren.

In het project SBW Hervalidatie Piping zijn met kleine schaalproeven invloeden van zandeigenschappen onderzocht, op basis waarvan het rekenmodel van Sellmeijer is aangepast. Het aangepaste model is met full-scale proeven gevalideerd.

Voor wat betreft kunstwerken vereisen de thans door het Voorschrift Toetsen op Veiligheid (VTV) voorgeschreven methoden waarmee waterkerende kunstwerken op piping en heave getoetst moeten worden allemaal dat voldoende informatie over de constructie en conditie van de geotechnische en bouwkundige componenten onder en naast het kunstwerk beschikbaar is. Dit betreft met name de aanwezige kwelschermen. Dit geldt voor zowel de eenvoudige toetsregels in het Voorschrift Toetsen op Veiligheid (VTV2006) als voor complexere modellen zoals beschreven in het Technisch Rapport Zandmeevoerende Wellen [TAW, 1999], waarvoor het gangbaar is grondwaterstromingsberekeningen uit te voeren. Bij historische kunstwerken ontbreekt deze informatie echter vaak, met als gevolg dat voor deze kunstwerken veelal geen definitief toetsoordeel kan worden gegeven. Het project SBW Piping Kunstwerken is uitgevoerd met het doel een nieuwe gedetailleerde toetsmethode voor piping en heave van kunstwerken te ontwikkelen, waarmee het aantal kunstwerken waarvoor geen oordeel kan worden gegeven teruggedrongen kan worden.

De resultaten uit beide onderzoekssporen zijn in dit rapport opgenomen. Het onderzoeksrapport Zandmeevoerende Wellen geeft hiermee een overzicht van de actuele stand van kennis m.b.t. piping. Deze kennis vormt de basis voor de verdere ontwikkeling van de toetsvoorschriften voor piping t.b.v. het eerstvolgende toetsinstrumentarium.

# Deltares

## Inhoud

<b>Lijst van Tabellen</b>	<b>vii</b>
<b>Lijst van Figuren</b>	<b>ix</b>
<b>1 Inleiding</b>	<b>1</b>
1.1 Context	1
1.2 Doel en kader van Onderzoeksrapport Zandmeevoerende Wellen	2
1.3 Inhoudsomschrijving	4
1.4 Totstandkoming van dit Onderzoeksrapport	5
1.5 Veranderingen ten opzichte van het vorige TR Zandmeevoerende Wellen [TAW, 1999]	7
<b>2 Gebruiksdoeleinden</b>	<b>9</b>
2.1 Toetsen, ontwerpen, beheren	9
2.1.1 Toetsen (periodieke veiligheidstoetsing)	9
2.1.2 Ontwerpen	9
2.1.3 Beheer	10
2.2 Typen waterkeringen	10
2.2.1 Algemeen	10
2.2.2 Kunstwerken	10
2.2.3 Rivierdijken	10
2.2.4 Meerdijken	11
2.2.5 Zeedijken	11
2.2.6 Boezemkaden	11
2.2.7 Overige waterkeringen	11
<b>3 Historisch en recent onderzoek en praktijkgevallen</b>	<b>13</b>
3.1 Historisch onderzoek	13
3.1.1 Vooroorlogs onderzoek	13
3.1.2 Naoorlogs onderzoek	15
3.2 Recent onderzoek in het kader van SBW	16
3.2.1 Aanleiding	16
3.2.2 Literatuurstudie	17
3.2.3 Experimenteel onderzoek en aanpassing rekenregel	17
3.2.4 Heterogeniteit	18
3.3 Veiligheid Nederland in Kaart en bevindingen van de ENW commissie Piping	19
3.3.1 VNK-resultaten	19
3.3.2 Lengte-effect	19
3.3.3 Bevindingen ENW-commissie Piping	20
3.4 Praktijkgevallen	21
3.4.1 Nederlandse pipinggevallen	21
3.4.2 Buitenlandse pipinggevallen	24
<b>4 Mechanismenbeschrijvingen</b>	<b>27</b>
4.1 Inleiding	27
4.2 Definitie van piping	28
4.3 Verschillende fasen bij het ontstaan van opbarsten en piping bij een dijk	29

# Deltares

4.3.1	Opdrijven van de afdekkende laag aan de binnenzijde van de dijk	29
4.3.2	Opbarsten van de afdekkende laag (Figuur 4.3a) en het ontstaan van wellen (Figuur 4.3b)	29
4.3.3	Het eroderen van de zandlaag (Figuur 4.1 c / d)	30
4.3.4	Het ontstaan van doorgaande pipes (Figuur 4.1e)	30
4.3.5	Verbreden van het doorgaande kanaal in bededenstroomse richting (Figuur 4.3f)	30
4.3.6	Bezwijken van de waterkering (Figuur 4.1g)	30
4.4	Bodemopbouw waarbij het mechanisme piping een rol speelt	32
4.4.1	Bodemopbouwen die wel pipinggevoelig zijn	32
4.4.2	Bodemopbouwen die niet pipinggevoelig zijn	35
4.5	Opbarsten van een afdekkende kleilaag	35
4.6	Fasen binnen het pipingproces	36
4.6.1	Algemeen	36
4.6.2	Fase 1: Erosieactiviteit en welvorming	36
4.6.3	Fase 2: Pipevorming – terugschrijdende erosie	37
4.6.4	Fase 3: Pipevorming – verbreding door ruimen	39
4.6.5	Fase 4: Dijkdoorbraak	40
4.7	Heave	43
4.8	Onder- en achterloopsheid bij kunstwerken	44
4.8.1	Algemeen	44
4.8.2	Kunstwerken opgenomen in een ondoorlatend grondpakket	46
4.8.3	Kunstwerken op een doorlatende ondergrond	48
4.9	Relevante parameters per mechanisme	49
4.9.1	Opbarstmechanisme	49
4.9.2	Pipingmechanisme	49
4.9.3	Mechanisme Heave	51
4.9.4	Mechanisme achterloopsheid en analyse maatgevende kwelweg	51
<b>5</b>	<b>Rekenmodellen en rekenregels</b>	<b>53</b>
5.1	Inleiding	53
5.2	Opbarsten	54
5.2.1	Evenwichtsbeschouwing	54
5.2.2	Berekening grenspotentiaal of grensstijghoogte	55
5.2.3	Optredende potentiaal	56
5.2.4	Opbarstcriterium; uittreepunt voor pipingcontrole	57
5.3	Rekenregels voor pipingcontrole	58
5.3.1	Inleiding	58
5.3.2	In- en uittreepunt voor kwel	58
5.3.3	0,3d-regel	58
5.3.4	Empirische rekenregel van Lane	59
5.3.5	Het aangepaste rekenmodel van Sellmeijer	62
5.4	Rekenmodellen voor het mechanisme Heave	71
5.4.1	Heavecriterium	71
5.4.2	Berekening van het optredend verhang	72
5.4.3	Filterregels	74
5.5	Rekenmodel voor verticale piping	75
5.6	Invloed van voorland	76
5.6.1	Invloed voorland op opbarstberekening	76
5.6.2	Invloed voorland op het mechanisme Piping	76
5.6.3	Invloed voorland op mechanisme Heave	76



5.7	Invloed tijdsafhankelijkheid	77
5.7.1	Effecten tijdsafhankelijke buitenwaterstand op opbarsten	77
5.7.2	Invloed van tijdsafhankelijkheid buitenwaterstand op piping en heave	79
5.8	Waterkerende kunstwerken	80
<b>6</b>	<b>Algemene aandachtspunten bij de toetsing en het ontwerp op piping en heave</b>	<b>81</b>
6.1	Inleiding	81
6.1.1	Toetsen versus ontwerpen	81
6.1.2	Leeswijzer	82
6.2	Toetsing bij dijken	82
6.2.1	Geometrie en waterstanden	82
6.2.2	Grondonderzoek	82
6.2.3	Welvorming en opbarsten kleilaag	85
6.2.4	Methode van Sellmeijer	88
6.2.5	Heave	89
6.2.6	Methode van Lane	90
6.2.7	Evaluatie van waarnemingen	90
6.2.8	Geavanceerde toetsing	91
6.3	Toetsing bij kunstwerken	92
6.3.1	Relatie tussen Onder-/achterloopsheid en piping	92
6.3.2	Kwelweganalyse	92
6.3.3	Hulpmiddelen bij bepaling potentiële kwelwegen (kwelschermen)	93
6.3.4	Beoordeling hulpmethoden bepaling potentiële kwelwegen	104
6.3.5	Methode van toetsing	107
6.3.6	Evaluatie van waarnemingen	108
6.3.7	Geavanceerde toets	109
<b>7</b>	<b>Toetsen op veiligheid Piping en heave</b>	<b>111</b>
7.1	Inleiding	111
7.2	Onderzoek pipinggevoeligheid voor eenvoudige toetsing van een waterkerend grondlichaam	112
7.2.1	Algemeen	112
7.2.2	Toetsproces eenvoudige toets	112
7.3	Gedetailleerde toetsing Piping en heave bij waterkerend grondlichaam	114
7.3.1	Algemeen	114
7.3.2	Stap 2a De gedetailleerde analyse	114
7.4	Toets op maat (incl. geavanceerde toets) bij waterkerend grondlichaam	123
7.4.1	Algemeen	123
7.4.2	Stap 3a	124
7.4.3	<i>Stap 3b: Inventariseren geavanceerde analyses</i>	125
7.5	Piping en heave bij waterkerend kunstwerk	129
7.5.1	<i>Stap 1: Eenvoudige toets</i>	129
7.5.2	<i>Stap 2: Gedetailleerde toets</i>	129
7.5.3	<i>Stap 3: Toets op maat</i>	131
<b>8</b>	<b>Ontwerpmaatregelen</b>	<b>132</b>
8.1	Algemeen	132
8.2	Verlengen van de horizontale kwelweglengte buitendijks (voorlandverbetering)	133
8.3	Verlengen van de horizontale kwelweglengte binnendijks (pipingberm)	134
8.3.1	Voorkomen van opbarsten binnen de kritieke kwelweg	134
8.3.2	Pipingberm in situaties zonder kleilaag	135

# Deltares

8.4	Verlengen van de verticale kwelweg	136
8.5	Verkleinen van het verval (beïnvloeding waterstanden)	136
8.6	Uitspoelen van zand voorkomen	138
8.6.1	Algemeen	138
8.6.2	Uittreepunt	139
8.6.3	Eisen aan dichte erosiewerende filters	139
8.6.4	Potentiaal en kwel	142
8.7	Maatregelen bij kunstwerken	142
8.7.1	Algemeen	142
8.7.2	Verlengen horizontale kwelweglengte	142
8.7.3	Verlengen van de verticale kwelweglengte	143
8.7.4	Voorkomen van opbarsten binnen de kritieke kwelweglengte	143
8.7.5	Verkleinen van het verval	143
8.7.6	Uitspoelen van zand voorkomen	143
8.8	Kostenindicatie	144
8.8.1	Dijken	144
8.8.2	Kunstwerken	146
8.9	De invloed van bomen en boomwortels	147
8.9.1	Algemeen	147
8.9.2	Voorland	147
8.9.3	Achterland	148
8.9.4	Pipingberm	149
8.9.5	Dijklichaam	149
8.10	Piping bij pijpleidingen en doorpersingen	150
8.10.1	Algemeen	150
8.10.2	Leidingen evenwijdig aan de waterkering	150
8.10.3	Leidingkruisingen	151
8.10.4	Overige aanbevelingen	153
8.11	Richtlijnen voor het beheer	153
8.11.1	Ontgravingen en erosie	154
8.11.2	Bebouwing	154
8.11.3	Beplanting	154
8.11.4	Nieuwe beplanting	155
8.11.5	Beheer	155
8.11.6	Perforaties van de kleilaag	155
8.11.7	Specifieke aandachtspunten	155
<b>9</b>	<b>Grondonderzoek en schematiseren ondergrond</b>	<b>157</b>
9.1	Inleiding	157
9.2	Eerste schematiseringstap	158
9.2.1	Piping bij dijken	159
9.2.2	Piping en heave bij kunstwerken	162
9.3	Vervolgstappen schematisering	162
9.4	Schematiseren van ondergrondopbouw, in het bijzonder watervoerende zandlagen	163
9.4.1	Werkwijze bij het modelleren van watervoerende zandlagen (zandpakketten) bij dijken	164
9.5	Parameterbepaling	166
9.5.1	Algemeen	166
9.5.2	Korrelverdeling zandlagen	166
9.5.3	Doorlatendheid doorlatende lagen	167
9.5.4	Geometrie van de ondergrondopbouw	169

9.5.5	Dichtheid van grondonderzoek	169
<b>10</b>	<b>Veiligheidsfilosofie</b>	<b>171</b>
10.1	Inleiding	171
10.1.1	Ontwerpen versus Toetsen	171
10.1.2	Veiligheidsfactoren	171
10.1.3	Aansluiting aan Eurocode 7	173
10.2	Vereist veiligheidsniveau; toets/ontwerpregels voor controle op veiligheid	173
10.2.1	Nagestreefd veiligheidsniveau	173
10.2.2	Dijkvak of dijkkringbenadering; toekomstige veiligheidsfilosofie o.b.v. overstromingsrisico	174
10.2.3	Formats voor toetsing op een toelaatbare faalkans	175
10.3	Veiligheidsfactoren voor piping in de toetsregel van Sellmeijer	176
10.3.1	Uitgangspunten	176
10.3.2	Toelaatbare faalkans	177
10.3.3	Lengte-effect	177
10.3.4	Kalibratie methoden	177
10.3.5	In de geavanceerde toets toe te passen veiligheidsfactoren	179
10.4	Betrouwbaarheidseisen, gekoppeld aan meerjarige referentieperioden bij geavanceerde toetsing op opbarsten en piping en hun relatie met Eurocode	179
<b>11</b>	<b>Schadecatalogus en noodmaatregelen</b>	<b>181</b>
11.1	Inleiding	181
11.1.1	Type schadebeeld	181
11.1.2	Omstandigheden	181
11.2	Schadebeelden bij dijken	182
11.2.1	Conditie-afname bij routinematige inspectie	182
11.2.2	Piping/welvorming bij hoogwater	183
11.3	Schadebeelden bij kunstwerken	184
11.3.1	Conditie-afname bij inspectie	184
11.3.2	Piping/welvorming bij hoogwater	185
11.4	Verslaglegging en analyse schadebeelden	186
<b>12</b>	<b>Rekenvoorbeelden</b>	<b>188</b>
12.1	Rivierdijk I	188
12.1.1	Beschrijving	188
12.1.2	Uitwerking	190
12.1.3	Ontwerp van maatregelen	193
12.1.4	Mogelijke gebreken en schadebeelden	196
12.2	Rivierdijk II	198
12.2.1	Algemeen/geometrie	198
12.2.2	Grondopbouw en geohydrologie	199
12.2.3	Uitwerking	200
12.3	Keersluis	207
12.3.1	Geometrie, kwelschermen, fundering, waterstanden	207
12.3.2	Grondonderzoek	210
12.3.3	Bepaal maatgevende kwelwegen	210
12.3.4	Toetsing m.b.v. Lane	211
12.3.5	Heave	212
12.3.6	Evaluatie waarnemingen	213
12.3.7	Schematiseringsanalyse en schematiseringfactor	215

# Deltares

12.3.8 Nader (grond)onderzoek (paragraaf 6.3.7)	217
<b>Referenties</b>	<b>220</b>
<b>Bijlagen</b>	<b>231</b>
<b>Bijlage(n)</b>	
<b>A Rekenmodellen voor grondwaterstroming</b>	<b>A-1</b>
<b>B Bepaling parameters</b>	<b>B-1</b>
<b>C Software</b>	<b>C-1</b>
<b>D Stroomschema's voor schematiseren ondergrond</b>	<b>D-1</b>
<b>E Schadecatalogus</b>	<b>E-1</b>
<b>F Gebruikte symbolen</b>	<b>F-1</b>
<b>G Begrippenlijst</b>	<b>G-1</b>
<b>H Stroomschema's voor beoordeling 'historische' kunstwerken</b>	<b>H-1</b>
<b>I Betrouwbaarheidseisen, gekoppeld aan meerjarige referentieperioden bij geavanceerde toetsing op opbarsten en piping</b>	<b>I-1</b>
<b>J Voorstel beoordelingsmethode: Piping (STPH)</b>	<b>J-1</b>
<b>K Voorstel beoordelingsmethode: Piping en heave waterkerend kunstwerken (STPHkw)</b>	<b>K-1</b>

## Lijst van Tabellen

Tabel 1.1	Overzicht en samenhang van.....	4
Tabel 3.1	Creep-factoren voor de regels van Bligh en Lane .....	14
Tabel 5.1	Creep-factoren voor de regels van Lane .....	60
Tabel 5.2	Representatieve parameterkeuze bij ontwerp/toetsing bij gebruik van de formule van Sellmeijer.....	69
Tabel 6.1	Aantasting (mm) van damwanden in zoet en zout water per blootgestelde zijde, volgens CUR 166 .....	97
Tabel 6.2	Overzicht toepasbaarheid meetmethoden in toetsing .....	107
Tabel 7.1	Partiële factoren op belastingen ( $\gamma_F$ ) conform NEN 9997-1:2009 .....	118
Tabel 7.2	Partiële veiligheidsfactoren per normfrequentie .....	122
Tabel 7.3	Partiële veiligheidsfactoren per dijkkring .....	127
Tabel 8.1	Indicatie van kosten van pipingmaatregelen bij dijken.....	145
Tabel 9.1	Indicaties specifieke doorlatendheid van zand in een zandlaag op basis van de korrelgrootteklasse schatting in een boorbeschrijving bij toepassing voor de piping regel.....	168
Tabel 11.1	Schadebeelden, mogelijk duidend op de conditie-afname van een dijkvak....	182
Tabel 11.2	Schadebeelden, mogelijk duidend op welvorming en/of piping bij een dijkvak	183
Tabel 11.3	Schadebeelden, mogelijk duidend op de conditie-afname van een kunstwerk .....	185
Tabel 11.4	Schadebeelden, mogelijk duidend op welvorming en/of piping bij een kunstwerk .....	185
Tabel 12.1	Breedte dijk en voorland.....	188
Tabel 12.2	Korrelgrootten zandmonsters .....	189
Tabel 12.3	Water- en grondpanningen en opbarstveiligheid .....	191
Tabel 12.4	Aanwezige en vereiste kwelweglengten .....	193
Tabel 12.5	Afmetingen pipingberm .....	194
Tabel 12.6	Schadebeelden na verbetering .....	197
Tabel 12.7	Resultaten zeefanalyses .....	200
Tabel 12.8	Damwandschermen (stalen profiel).....	209
Tabel 12.9	Mogelijke kwelwegen; beoordeling volgens Lane.....	212
Tabel 12.10	Effect van mogelijke gebreken .....	214

# Deltares

Tabel A.1	Weerstandsfactoren van kop- en staartfragment.....	A-11
Tabel A.2	Weerstandsfactoren tussenfragment voor $D/L = 0,10$ .....	A-11
Tabel A.3	Weerstandsfactoren tussenfragment voor $D/L = 0,25$ .....	A-12
Tabel A.4	Weerstandsfactoren tussenfragment voor $D/L = 0,50$ .....	A-12
Tabel A.5	Weerstandsfactoren tussenfragment voor $D/L = 1,0$ .....	A-12
Tabel A.6	Weerstandsfactoren tussenfragment voor $D/L = 2,0$ .....	A-13
Tabel A.7	Weerstandsfactoren tussenfragment voor $D/L = 4,0$ .....	A-13
Tabel B.1	Grondeigenschappen en bepalingsmethoden .....	B-4
Tabel B.2	t-waarden voor Student-t factor .....	B-6
Tabel C.1	Overzicht computersoftware t.b.v. Opbarst-, Piping- en Heavecontroles .....	C-1

## Lijst van Figuren

Figuur 3.1	Piping waarnemingen [Zwang & Bos, 2009].....	23
Figuur 3.2	Aangetroffen verhouding L/H voor diverse locaties langs de Mississippi rivier bij hoogwater in 1950 (figuur 7.7 uit [Ammerlaan, 2007]).....	25
Figuur 4.1	Verskillende fasen bij het ontstaan van piping bij een in Nederland veel voorkomende situatie van de ondergrondopbouw bij een dijk.....	31
Figuur 4.2	Opbarsten slappe deklaag onder bermsloot.....	32
Figuur 4.3	Potentieel pipinggevoelige ondergrondopbouw.....	33
Figuur 4.4	Dijk met voorland.....	33
Figuur 4.5	Dijk met vergraving in het voorland .....	34
Figuur 4.6	Geen deklaag aanwezig (opbarsten speelt geen rol) .....	34
Figuur 4.7	Onderbroken deklaag. Controle op opbarsten en piping voor kwelweg 1, op piping alleen voor kwelweg 2. ....	34
Figuur 4.8	Ondergrond- en dijkopbouwen die ongevoelig zijn voor piping .....	35
Figuur 4.9	Zandspootje .....	37
Figuur 4.10	Schets stijghoogteverloop. ....	39
Figuur 4.11	Zandmeevoerende wellen .....	39
Figuur 4.12	Toename waterspanningen in zandlaag ten gevolge van kanaalverbreding door ruimen vergeleken met initiële waterspanning voor begin van kanaalvorming. ....	40
Figuur 4.13	Doorbraak (toename zandtransport en dijkdoorbraak).....	41
Figuur 4.14	Verloop van verval in de tijd voor IJkdijkproef 3 (fijn zand).....	42
Figuur 4.15	Mechanisme Heave.....	44
Figuur 4.16	Principe-oplossing uitstroming afsluitbare kokersluis: a) lange frontmuren, b) wijkende vleugels, c) wijkende vleugels en retourwanden. ....	46
Figuur 4.17	Kunstwerk in kleidijk op dik holoceen pakket. ....	47
Figuur 4.18	Kunstwerk op doorlatende ondergrond .....	49
Figuur 5.1	Configuratie van een dijk met voorland en ondergrond met daarbij horende stijghoogte in zandlaag, grenspotential, opbarstlocatie en opdrijfzone.....	55
Figuur 5.2	Kwelweg bij waterkerend kunstwerk met kwelschermen.....	60
Figuur 5.3	(a) Basisconfiguratie rekenmodel van Sellmeijer (Sellmeijer, 1989).....	64
Figuur 5.4	Afzwakken stromingsgradiënten bij ontstaan van pipe.....	64
Figuur 5.5	Basisconfiguratie rekenmodel Sellmeijer [Sellmeijer et al., 1989] .....	65
Figuur 5.6	Configuratie van deellagen van het watervoerende pakket waarvoor een ANN is ontwikkeld t.b.v. berekeningen met MPiping-VNK in PC-Ring .....	71
Figuur 5.7	Kwelscherm bij grondconstructies .....	72

Figuur 5.8	Tijdsafhankelijkheid in ontwikkeling van waterspanning in zandlaag.....	78
Figuur 6.1	Bepaling effectieve laagdikte voor opbarsten bij sloot.....	87
Figuur 6.2	Bepaling kwelweg voor onderloopsheid .....	93
Figuur 6.3	Voorbeeld 3D bodemkaart (met ontgrondingen en aanzandingen) overzicht sluis met voorhavens.....	98
Figuur 6.4	Peilbuizen aan weerszijden van een niet goed aansluitende kwelscherm (boven) en goed aansluitend kwelscherm (onder).....	101
Figuur 7.1	Toetsschema gedetailleerde toets.....	119
Figuur 7.2	Ligging intrede- en uitredepunt.....	120
Figuur 7.3	Toetsschema voor toets op maat .....	124
Figuur 7.4	Toetsschema gedetailleerde toets voor heave en piping bij kunstwerken.....	130
Figuur 8.1	Voorlandverbetering en pipingberm .....	134
Figuur 8.2	Dijk met kwelschermen .....	136
Figuur 8.3	Ontlastsloot met filterconstructie .....	138
Figuur 8.4	Afwegingsmethode volgens STOWA rapport [Schalkx & Hombergen, 2006].	146
Figuur 8.5	Dikte kleilaag bij bomen: indien $d_2 > 1\text{ m}$ , dan zijn bomen toegestaan.....	149
Figuur 8.6	Zonering van de waterkering .....	150
Figuur 8.7	In de praktijk voorkomende leidingkruisingen.....	152
Figuur 8.8	Diep gelegen leidingkruising .....	153
Figuur 9.1	Schematisering voor opbarsten en piping .....	159
Figuur 9.2	Schematisch overzicht van de activiteiten bij het schematiseren van de ondergrondopbouw .....	164
Figuur 12.1	Doorsnede van rivierdijk Case 1.....	189
Figuur 12.2	Lengteprofiel binnendijks.....	190
Figuur 12.3	Dwarsdoorsnede Rivierdijk II met ondergrondopbouw .....	198
Figuur 12.4	MHW en verloop hiervan in de tijd.....	198
Figuur 12.5	Modelschematisatie Watex, model 3 sectie .....	202
Figuur 12.6	Berekende tijdsafhankelijke stijghoogten .....	203
Figuur 12.7	Langsdoorsnede (doorsnede BB' in fig.12.9) .....	208
Figuur 12.8	Dwarsdoorsnede (doorsnede C-C' in figuur 12.7).....	208
Figuur 12.9	Bovenaanzicht (doorsnede A-A' in figuur 12.7) .....	209
Figuur 12.10	Bovenaanzicht met mogelijk maatgevende kwelwegen .....	211



Figuur A.1	Ondergrondconfiguratie t.b.v. stijghoogteberekening t.b.v. opbarst-controle ..	A-1
Figuur A.2	Opdelen in fragmenten .....	A-6
Figuur A.3	(a) kopfragment, (b) tussenfragment en (c) staartfragment .....	A-7
Figuur A.4	Afreesgrafiek toelaatbaar verval over waterkering i.v.m. Heave .....	A-8
Figuur A.5	Eenvoudige heave controles (bij isotrope doorlatendheid van zandlaag).....	A-10
Figuur D.1	Bepalen van het intreepunt afhankelijk van sloten en de dikte van de afdeklaag in het voorland van de waterkering.....	D-1
Figuur D.2	Bepalen van de benodigde hoeveelheid grondonderzoek voor het bepalen van scenario's voor de opbouw van de ondergrond.....	D-2
Figuur D.3	Bepalen van zandintervallen in boorstaten en vaststellen van zandlagen op basis van de karakteristieken van het zand en de ligging van de bovenkant ervan. ....	D-3
Figuur D.4	Bepalen van zandintervallen en vaststellen van zandlagen op basis van de karakteristieken van de sondeergrafieken, relatie met zandintervallen in boorstaten in de directe omgeving. ....	D-4
Figuur D.5	Bepalen van de dikte van zandlagen. ....	D-5
Figuur I.0.1	Relatie tussen feitelijke faalkansen, betrokken op één jaar, en hiermee overeenkomstige feitelijke faalkansen, betrokken op 50 jaar, als functie van de correlatiecoëfficiënt ( $\rho$ ).....	I-11

# Deltares

# 1 Inleiding

## 1.1 Context

Onder- en achterloopsheid (Engels: 'Piping') en hydraulische groundbreuk ('Heave') zijn verschijnselen die de stabiliteit van waterkeringen kunnen bedreigen. Deze verschijnselen kunnen door kwelstroming worden veroorzaakt, die bij een groot verval over de kering gronddeeltjes in erosiegevoelige grondlagen meevoert.

Piping is een verzamelbegrip voor verschillende verschijningsvormen van interne erosie. In Nederland komt vanwege de hier aanwezige grondgesteldheid met name terugschrijdende erosie (Engels 'backwards erosion') voor. Het optreden van deze interne terugschrijdende erosie is aan de binnenzijde van de dijk in sloten of op het maaiveld zichtbaar in vorm van zandmeevoerende wellen. Zandmeevoerende wellen zijn te beschrijven als een geconcentreerde uitstroming van grondwater, waarbij de snelheid van het opwellende kwelwater zo groot is dat er gronddeeltjes kunnen worden meegevoerd. Het fenomeen wordt als 'piping' aangeduid, omdat iedere zandmeevoerende wel het benedenstroomse einde is van een 'pipe'.

Door piping kunnen in de loop der tijd doorgaande erosie kanaaltjes onder de kering ontstaan, waardoor de kering langzaam wordt ondermijnd en uiteindelijk bezwijkt. Dit mechanisme is in experimenteel onderzoek op de IJkdijk gereproduceerd [Beek & Knoeff, 2010] en wordt ook door recente waarnemingen in de Verenigde Staten bevestigd [Fugro, 2009].

Bij heave vallen in de opwaarts gerichte kwelstroming achter een kunstwerk of kwelscherm de korrelspanningen in de grond weg.

In het kader van het ontwerp van een nieuwe of de toetsing of versterking van een bestaande waterkering dient de veiligheid tegen het optreden van deze verschijnselen te worden geverifieerd.

Voor de verificatie van die veiligheid zijn verschillende rekenregels beschikbaar, variërend van eenvoudige empirische regels voor een eerste (versterkings)ontwerp van een waterkering of veiligheidstoetsing van een bestaande waterkering, tot geavanceerde rekenmodellen om scherper te kunnen ontwerpen of toetsen.

Aanpak en rekenregels voor het verifiëren van de veiligheid tegen piping en heave bij primaire waterkeringen zijn vastgelegd in deze publicatie en zijn bij het uitkomen van deze publicatie "state-of-the-art".

De Waterwet vervangt acht bestaande wetten voor het waterbeheer in Nederland. Hieronder vallen ook de voor het waterveiligheidsbeleid belangrijke Wet op de waterkering en de Wet beheer rijkswaterstaatswerken. In de Waterwet blijven ook de normen voor waterveiligheid gehandhaafd die de veiligheidsnorm per dijkkring weergeven.

In de Waterwet<sup>1</sup> is een zesjaarlijkse<sup>2</sup> verplichte veiligheidstoets voor primaire waterkeringen door beheerders opgenomen. Het Rijk stelt hiervoor het Wettelijk Toetsinstrumentarium (WTI)

---

1. De Wet op de Waterkering is op 9 december 2009 overgegaan in de Waterwet.

beschikbaar. Dit toetsinstrumentarium bestaat uit nieuwe Hydraulische Randvoorwaarden en het eerstvolgende Voorschrift Toetsen op Veiligheid Primaire Waterkeringen (VTV). In het VTV wordt het toetsproces beschreven en wordt voorgeschreven hoe moet worden aangetoond dat een waterkering voldoende sterk is.

Daarbij worden drie niveaus van toetsen onderscheiden:

- een eenvoudige toets op basis van algemene kenmerken;
- een gedetailleerde toets op basis van voorgeschreven generieke rekenregels;
- een geavanceerde toets waarin een locatie specifieke analyse wordt uitgevoerd.

Dit Onderzoeksrapport Zandmeevoerende Wellen dient behandeld de gedetailleerde beoordeling op piping en onderloopsheid van kunstwerken. Verder geeft dit rapport handreikingen voor geavanceerde analyses.

## 1.2 Doel en kader van Onderzoeksrapport Zandmeevoerende Wellen

Doel van het onderhavige Onderzoeksrapport is een samenhangende beschrijving van de state-of-the-art kennis te geven van alle aspecten die samenhangen met het verschijnsel zandmeevoerende wellen bij waterkeringen en die van belang zijn voor toetsing, ontwerp en beheer van waterkeringen.

Het gaat daarbij om:

- erosie en grondbreukverschijnselen die veroorzaakt worden door kwelstroming onder of langs waterkerende grondconstructies en kunstwerken;
- rekenmodellen en rekenregels voor ontwerp en toetsing van waterkerende constructies, de hiervoor benodigde parameters alsmede de wijze van gebruik van rekenmodellen;
- aandachtspunten bij het schematiseren van de ondergrond;
- mogelijke constructieve oplossingen in het ontwerp stadium en te nemen beheertechnische maatregelen om de veiligheid tegen erosie en grondbreuk voldoende te verzekeren;
- eventuele noodmaatregelen in bedreigende hoogwatersituaties en aandachtspunten voor het beheer om gesteld te staan voor eventuele noodsituaties.

Dit Onderzoeksrapport omvat in hoofdstuk 7 een voorstel voor een gedetailleerde toets op piping en heave.

In dit rapport wordt verondersteld dat de lezer over basiskennis van de waterbouwkunde en de geotechniek beschikt, bij voorkeur aangevuld met enige ervaring op het gebied van dijkverbetering en periodieke veiligheidstoetsing.

In onderstaande Tabel 1.1 is een overzicht gegeven van bestaande leidraden en overige publicaties die door de TAW/ENW en het Ministerie van Infrastructuur en Milieu (voormalig Ministerie van Verkeer en Waterstaat) zijn uitgegeven.

Grondslagen voor waterkeren	Technische Rapporten op hoofdaspecten per thema		Technische Rapporten op deelaspecten per thema	
Grondslagen voor waterkeren 1998	<u>Zandige kust</u> Leidraad voor de beoordeling van de veiligheid van duinen als waterkering 1984 Basisrapport zandige kust 1995	<u>Zandige kust</u> Technisch rapport duinafslag 2008		
<b>Leidraden voor alle typen waterkeringen</b>	<u>Dijken</u> Basisrapport zee- en meerdijken 1999 Technisch rapport waterkerende grondconstructies 2001 Addendum bij het Technisch rapport waterkerende grondconstructies <sup>3</sup> 2007	<u>Kunstwerken</u> Leidraad voor constructie en beheer van vloeistofleidingen in en nabij waterkeringen 1971 Leidraad voor constructie en beheer van gasleidingen in en nabij waterkeringen 1973 Leidraad voor ontwerp, beheer en onderhoud van constructies en vreemde objecten in, op en nabij waterkeringen 1976 Technisch rapport kistdammen en diepwanden in waterkeringen 2004		
<b>Leidraden per type waterkering</b>	<u>Boezemkaden</u> Technisch rapport voor het toetsen van boezemkaden 1993	<u>Bekleding</u> Leidraad voor toepassing van asfalt in de waterbouw (nu als <i>bijlage bij het Technisch rapport asfalt voor waterkeren</i> ) 1984 Leidraad cementbetonnen dijkbekledingen (CUR 119, niet meer leverbaar) 1984 Technisch rapport klei voor dijken 1996 Technisch rapport erosiebestendigheid van grasland als dijkbekleding 1998 Technisch rapport asfalt voor waterkeren 2002 Technisch rapport steenzettingen 2003		
Leidraad voor het ontwerpen van rivierdijken – Deel 1: bovenrivierengebied 1985 – Deel 2: benedenrivierengebied + appendices 1989 Handreikingen commissie Boertien – Handreiking visie-ontwikkeling 1994 – Handreiking inventarisatie en waardering LNC-aspecten 1994 – Handreiking beleidsanalyse 1994 – Handreiking constructief ontwerpen + bijlagen 1994 – Handreiking ruimtelijk ontwerpen 1994 Leidraad zee- en meerdijken 1999 Leidraad zandige kust 2002 Leidraad kunstwerken 2003 Leidraad rivieren 2007 – Addendum I bij de Leidraad Rivieren 2008	<u>Bekleding</u> Leidraad keuzemethodiek dijk- en oeverbekledingen. Deel I en II 1988	<u>Belasting</u> Technisch rapport golfoploop en golfoverslag bij dijken 2002 Technisch rapport ontwerpbelastingen voor het rivierengebied <sup>3</sup> 2007		
		<u>Grondmechanische aspecten - water in de grond</u> Technisch rapport zandmeevoerende wellen 1999 Technisch rapport waterspanningen bij dijken 2004 Technisch rapport actuele sterkte van dijken (vervangt <i>Onderzoeksrapport voor de bepaling van de actuele sterkte van rivierdijken</i> ) 2009		
		<u>Grondmechanische aspecten - grondgedrag</u> Leidraad bij bodemonderzoek in en nabij waterkeringen 1988 Technisch rapport geotechnische classificatie van veen 1994		
		<u>Omgevingsaspecten / LNC-waarden</u> Technisch rapport ruimtelijke kwaliteit <sup>3</sup> 2007		

(a)

<sup>3</sup> Dit Technisch Rapport is uitgebracht met de Leidraad rivieren (2007)

Grondslagen voor waterkeren	Op hoofdaspecten per thema	Op deelaspecten per thema
-	-	<u>Kunstwerken</u> Buisleidingsystemen (NEN 3650): 2003
<b>Voorschriften voor alle typen waterkeringen</b>		- Deel 1: Algemeen (NEN 3650-1) - Deel 2: Staal (NEN 3650-2) - Deel 3: Kunststof (NEN 3650-3, ontwerpnorm) - Deel 4: Beton (NEN 3650-4, ontwerpnorm) - Deel 5: Gietijzer (NEN 3650, ontwerpnorm)
Hydraulische randvoorwaarden 2006 voor het toetsen van primaire waterkeringen (V&W) Voorschrift toetsen op veiligheid primaire waterkeringen(V&W)		Aanvullende eisen voor leidingen in kruisingen met belangrijke waterstaatswerken (NEN 3651) 2003
<b>Per type waterkering</b>		Ondergrondse pijpleidingen. Grondslagen voor de sterkteberekening (NPR 3659) 1996
-		- Aanvulling (NEN 3659/A1) 2003
		<u>Bekleding</u> Veiligheidsbeoordeling van asfaltbekledingen (V&W) 2005

(b)

Tabel 1.1

Overzicht en samenhang van

- a) TAW/ENW leidraden en technische rapporten, voorschriften van het Ministerie van Verkeer en Waterstaat en
- b) overige voorschriften en richtlijnen voor toetsen, ontwerpen en beheren van (primaire) waterkeringen

### 1.3 Inhoudsomschrijving

In hoofdstuk 2 wordt het gebruik van dit rapport vanuit diverse invalshoeken belicht. Hoofdstuk 3 beschrijft historisch en recent pipingonderzoek en observaties uit de praktijk.

De mechanismen opbarsten piping, heave en achterloopsheid worden in hoofdstuk 4 beschreven. Ingegaan wordt op de verschillende aspecten die hierbij een rol spelen. Dit hoofdstuk is met name bedoeld om achtergrondkennis te verschaffen en het inzicht in de materie te vergroten.

De diverse methoden, modellen en rekenregels, inclusief de vereiste invoerparameters, maar ook de beperkingen, worden in hoofdstuk 5 besproken.

In hoofdstuk 6 wordt ingegaan op de toepassing van de methoden. De nadruk ligt hierbij op het toetsen van bestaande waterkeringen, in het kader van de wettelijk voorgeschreven 6-jaarlijkse veiligheidstoetsing voor primaire waterkeringen. Het verschil tussen toetsen en ontwerpen wordt belicht en de diverse mogelijkheden om de kans op piping te verkleinen worden weergegeven.

Hoofdstuk 7 beschrijft het voorstel voor de gedetailleerde toets in het kader van de Voorschrift toetsen op Veiligheid.

In hoofdstuk 8 worden preventieve maatregelen tegen piping beschreven.

Hoofdstuk 9 gaat in op het onderwerp grondmechanisch schematiseringen ondergrond voor piping.

In hoofdstuk 10 wordt op het ten grondslag liggende veiligheidsconcept ingegaan.

Hoofdstuk 11 geeft een overzicht van schadebeelden, zowel tijdens hoogwater als tijdens dagelijkse omstandigheden. Tevens wordt een overzicht van noodmaatregelen tijdens een hoogwater gegeven. Dit hoofdstuk is vooral van belang voor beheer en inspectie van waterkeringen.

De toepassing van het onderzoeksrapport wordt in hoofdstuk 12 geïllustreerd aan de hand van enkele voorbeelden.

Diverse detailinformatie, met name over rekenmodellen, de bepaling van parameters en over beschikbare software en een begrippenlijst, is in bijlagen opgenomen.

In bijlage J is een voorstel opgenomen voor de beoordeling van zandmeervoerende wellen in het toetspoor Piping (STPH). Bijlage K bevat het voorstel voor het toetspoor Piping en heave waterkerend kunstwerken (STPHkw).

In dit rapport is uitgegaan van de algemeen gangbare definities van mechanismen zoals opbarsten, piping en heave. Op de interferentie van deze mechanismen met andersoortige geotechnische mechanismen, zoals bijvoorbeeld potentiële instabiliteit van taluds of van kwel- of stabiliteitsschermen wordt in dit rapport niet nader ingegaan.

## 1.4 Totstandkoming van dit Onderzoeksrapport

Onderhavig Onderzoeksrapport is opgesteld door Deltares in opdracht van Rijkswaterstaat Waterdienst onder auspiciën van het Expertise Netwerk Waterveiligheid (ENW).

Het betreft een voorlopige herziene versie van de TAW publicatie 'Technisch Rapport Zandmeervoerende Wellen' uit 1999, dat was opgesteld door Grondmechanica Delft in samenwerking met Fugro Ingenieursbureau B.V. en Arcadis Heidemij Advies B.V.

Deze herziening vloeit voort uit de resultaten van het onderzoeksproject SBW Piping binnen het programma Sterkte & Belastingen Waterkeringen (SBW) dat tussen 2006 en 2010 in opdracht van Rijkswaterstaat door Deltares is uitgevoerd. Doel van dit project was het invullen van kennisleemten bij de toetsing van primaire waterkeringen op de onderdelen piping en heave bij dijken en dammen en bij waterkerende kunstwerken.

Aanleiding voor dit SBW onderzoek was dat:

- uit het project Veiligheid Nederland in Kaart (VNK-I en VNK-II) is gebleken dat piping in alle onderzochte dijkringen een relatief belangrijke bijdrage levert aan de overstromingskans;
- dat de resultaten van VNK-I niet aansluiten bij de verwachting van de beheerders;
- dat voor veel situaties onvoldoende vertrouwen is in de uitkomsten van pipingberekeningen;
- dat zowel de rekenregel van Bligh als de maximale begrenzing aan het kritieke verhang voor piping van 1/18 (tevens gebaseerd op Bligh), die in het VTV2006 in de eenvoudige toetsing is voorgeschreven, niet altijd conservatiever blijkt ten opzichte van de meer gedetailleerde regel van Sellmeijer. De in Nederland toegepaste rekenregels ter beoordeling van de veiligheid tegen piping zijn minder streng vergeleken met andere landen, zoals de Verenigde Staten.

Bovendien was de vraag

- of het pipingmechanisme correct gemodelleerd is en
- of het probleem correct geschematiseerd is.

Binnen het SBW onderzoeksproject SBW Piping zijn de onzekerheden binnen de bestaande toetsingsregel in kaart gebracht en is de kwaliteit van het rekenmodel verbeterd.

Daarnaast heeft de ENW pipingcommissie in haar rapport "Piping - Realiteit of rekenfout?" [Vrijling et al., 2010] o.a. er naar gekeken in hoeverre door het faalmechanisme piping sprake is van een daadwerkelijk tekort in de veiligheid van de waterkeringen in het rivierengebied. Ook heeft de commissie beschreven hoe met de pipingproblematiek binnen de

normeringsdiscussie en in de ontwikkeling van het toets- en ontwerpinstrumentarium rekening moet worden gehouden.

De ENW piping commissie geeft o.a. de volgende conclusies en aanbevelingen:

- Piping is een realiteit en kan tot een dijkdoorbraak leiden. Zowel historische gevallen in Nederland, recente doorbraken in het buitenland, als wetenschappelijk onderzoek tonen dit aan.
- Het zogenaamde lengte-effect is een fysieke realiteit. Het lengte-effect is van invloed op die faalmechanismen, waarbij de sterkte wordt bepaald door grondeigenschappen die variëren over de lengte van de kering. De kans dat piping optreedt op ringniveau wordt door het lengte-effect 5 tot 10 keer hoger dan de kans op piping van een dijkvak.
- De in Nederland gebruikte rekenmodellen en rekenregels voor piping zijn in vergelijking met het buitenland soepel te noemen. De ontwerp- en toetsregels zijn in veel landen erop gericht om zandmeevoerende wellen te voorkomen, terwijl deze in Nederland impliciet worden toegestaan. De in Nederland gebruikte regels zijn erop gericht om doorgaande erosiekanalen onder de dijk te voorkomen. Dit is echter een veel minder streng criterium.
- Het is normaliter gebruikelijk dat een eenvoudige toetsregel strenger is dan een meer geavanceerde. Dit blijkt in het VTV2006 niet het geval te zijn. De dijkvakken met de hoogste kansen op piping uit de systeemtoets VNK zouden worden afgekeurd indien met de rekenregel van Sellmeijer volgens Technisch Rapport Zandmeevoerende Wellen [TAW, 1999] wordt gerekend in plaats van de eenvoudiger rekenregel van Bligh.
- Het instrumentarium van VNK en toekomstige toetsing moeten op elkaar worden afgestemd. Beiden moeten op dezelfde principes berusten en in die zin consistent zijn. Na een besluit over een aanvaardbaar veiligheidsniveau kunnen eisen voor de toetsing met het VNK instrumentarium worden afgeleid en gekalibreerd.

In het onderhavige rapport zijn de kennis en nieuwe inzichten, die in het kader van het onderzoeksprogramma Sterke & Belastingen Waterkeringen op het gebied van piping zijn opgedaan, verwerkt.

In de projectgroep voor het opstellen van dit rapport zaten namens Deltares de volgende personen:

ir. U. Förster	(projectleider, auteur/eindredactie)
ir. E.O.F. Calle	(auteur)
dr. G.A. van der Ham	(auteur)
drs. G.A.M. Kruse	(auteur)

Deze projectgroep is bijgestaan door een klankbordgroep van de volgende personen:

ir. V.M. van Beek	(Deltares)
ing. H.T.J. de Bruijn	(Deltares)
ir. drs. J.G. Knoeff	(Deltares)
dr.ir A. Bezuijen	(Deltares)

De review van het Onderzoeksrapport is gedaan door het externe Review Team Dijken onder verantwoordelijkheid van de Rijkswaterstaat.



### 1.5 Veranderingen ten opzichte van het vorige TR Zandmeevoerende Wellen [TAW, 1999]

De consequenties van de nieuwe inzichten uit het SBW onderzoeksprogramma 2006 – 2010 en van de ENW commissie Piping zijn aanzienlijk.

In het algemeen geldt:

- Met de empirische rekenregel van Bligh ontworpen dijken voldoen niet altijd aan de nieuwe toetsregel van Sellmeijer. De benodigde kwelweglengte neemt toe als bij voorgaande toets- en ontwerpberekeningen de bovengrens van  $18 \cdot \Delta H$  voor het toepassingsgebied van de regel van Sellmeijer is toegepast.
- De empirische rekenregel van Bligh houdt geen rekening met de schaalafhankelijkheid van de minimaal benodigde kwelweglengten. De regel van Bligh komt daarom te vervallen.
- Ook wordt niet meer een minimaal benodigde kwelweglengte van  $L_{\min} = 10 \Delta H$  aangehouden, als met de formule van Sellmeijer een kleinere waarde wordt gevonden. Deze ondergens was ooit bij het toepassen van de regel van Sellmeijer uit voorzichtigheid bedacht, maar het is inmiddels experimenteel aangetoond en met voorspellingen bevestigd dat er ook waardes  $L/\Delta H < 10$  kunnen voorkomen.
- Indien in ontwerp- en toetsanalyses gebruik is gemaakt van de regel van Bligh, zijn in de volgende toetsronde aanvullende gegevens over korreldiameter  $d_{70}$  en doorlatendheid van de watervoerende laag nodig. Een aanvullende gegevensverzameling is dan een optie voor de geavanceerde analyse binnen de toets op maat.
- De eenvoudige toets in de vorm van een controle of de waterkering is ontworpen conform de vigerende normen betreft daarom ook alleen mogelijke toekomstige ontwerpen op basis van de nieuwe rekenregel.
- De controle op opbarsten van de deklaag en heave blijft gehandhaafd, maar is aangevuld met de filosofie over schematiseringsfactoren uit het nieuwe TR Grondmechanisch Schematiseren bij Dijken (TRGS) [ENW, 2011].
- De aanpassing van de rekenregel van Sellmeijer leidt bij korreldiameters groter dan  $190 \mu\text{m}$  tot langere minimaal benodigde kwelweglengten om piping te voorkomen.
- Naar aanleiding van het advies van de ENW commissie Piping is voor de bepaling van de veiligheidsfactor een nieuwe veiligheidsfilosofie ontwikkeld die rekening houdt met zowel het zogenaamde lengte-effect als met de gebiedsnorm.

# Deltares

## 2 Gebruiksdoeleinden

### 2.1 Toetsen, ontwerpen, beheren

#### 2.1.1 Toetsen (periodieke veiligheidstoetsing)

Het kader van het toetsen in relatie tot de zesjaarlijkse toetsing conform de Waterwet, is in het 'Voorschrift Toetsen op Veiligheid' (VTV) gegeven.

De aannamen die voor de toetsregel (eenvoudige en gedetailleerde toets) zijn gemaakt zijn veilig. Er wordt, met andere woorden, uitgegaan van een ongunstige situatie. In werkelijkheid zal de situatie vaak op één of meer aspecten gunstiger zijn.

Een toets op maat wordt uitgevoerd als de gedetailleerde toets aangeeft dat niet wordt voldaan aan de veiligheidscriteria. De toets op maat bestaat uit een controle of met een verdere analyse kan worden aangetoond dat aan de veiligheidscriteria wordt voldaan. Eerst wordt nagegaan in hoeverre de schematisatie van het pipingprobleem en de gebruikte modellen recht doen aan de werkelijkheid. Daarna wordt geanalyseerd welke nadere analyses mogelijk zijn. Daartoe wordt gecontroleerd of bij minder conservatieve aannames van de uitgangspunten (afkeurcriteria) nog steeds een veiligheidsoordeel 'onvoldoende' wordt verkregen. Is dit niet het geval zou het toetsoordeel naar de geavanceerde analyse 'voldoende' kunnen uitvallen.

De toetsing (het toetsproces) wordt in verschillende stappen doorlopen, waarbij bij iedere stap gedetailleerder informatie of complexere berekeningen nodig zijn (eenvoudige, gedetailleerde en geavanceerde toets). In hoofdstuk 7 (Toetsen op veiligheid Piping en heave) wordt dit traject besproken. De gedetailleerde beschrijvingen van de mechanismen en modellen zijn in aparte hoofdstukken (de hoofdstukken 4 en 5) opgenomen, om de leesbaarheid te vergroten. Specifieke aandachtspunten in verband met bomen en leidingen zijn respectievelijk in de paragrafen 8.9 en 8.10 beschreven. Voordat met de toetsing kan worden begonnen dient de ondergrond van de waterkering eerst goed grondmechanisch te worden geschematiseerd. De kwaliteit van deze schematisering bepaalt de grootte van de zogenaamde schematiseringsfactor, die medebepalend is voor het toetsresultaat. Hoofdstuk 9 gaat hier verder op in. In hoofdstuk 10 wordt het ten grondslag liggende veiligheidsconcept beschreven.

De schadecatalogus, hoofdstuk 11, geeft een overzicht van schadebeelden. Geconstateerde verschijnselen in relatie tot piping en/of heave kunnen aan de hand van dit hoofdstuk worden geïnterpreteerd, en kunnen ook bij de toetsing een belangrijke bron van informatie zijn. In hoofdstuk 12 is het toepassen van de modellen aan de hand van voorbeelden geïllustreerd.

#### 2.1.2 Ontwerpen

Het opstellen van een ontwerp zal in veel gevallen beginnen met de toetsing van een bestaande situatie. Hetgeen onder toetsen is vermeld, geldt daarom in grote mate ook voor ontwerpen. Echter, er gelden bij een ontwerp veelal andere randvoorwaarden met betrekking tot de waterstand en levensduur. Normaliter is hierbij een score 'voldoende' direct gerelateerd aan de ontwerprijchlijnen. Door de nieuwe inzichten in het pipingmechanisme zijn de toetsregels en daarmee ook de ontwerpregels veranderd, Het is daarom niet mogelijk om op basis van het oorspronkelijke ontwerp of eerder uitgevoerde analyses aan te tonen dat aan

de veiligheidseisen wordt voldaan. Dit geldt met name als het ontwerp is gebaseerd op de rekenregel van Bligh.

In hoofdstuk 8 wordt specifiek ingegaan op het ontwerpen van maatregelen. In paragraaf 8.8 worden enkele aspecten met betrekking tot de kosten van diverse maatregelen vermeld, wat bij de keuze tussen verschillende maatregelen een rol kan spelen. Overigens gaat dit rapport uitsluitend in op de technische aspecten. Overige aspecten die een rol kunnen spelen bij het vormgeven of inrichten van een waterkering, worden hier niet behandeld.

### 2.1.3 Beheer

Het Onderzoeksrapport Zandmeevoerende Wellen biedt diverse ingangen in relatie tot het beheer, hoewel het niet specifiek gericht is op beheer. In paragraaf 8.11 zijn specifieke zaken voor het beheer, gericht op het in stand houden van de waterkering met betrekking tot het aspect piping, verzameld. Daarnaast kan het voor een beheerder van belang zijn om te weten welke gegevens of onderzoeken nodig zijn, om een waterkering te beoordelen. De informatie hierover is in de paragrafen 6.2 en 6.3, toetsing bij dijken en toetsing bij kunstwerken, verzameld. Vragen over de invloed van bomen en leidingen op het ontstaan van zandmeevoerende wellen, en de eisen die worden gesteld, worden voor een groot deel in de paragrafen 8.9, 8.10 en 8.11 beantwoord.

Hoofdstuk 11 geeft een overzicht van schadebeelden, fenomenen die waargenomen zijn, bijvoorbeeld tijdens een hoogwater of inspectie en mogelijk betrekking hebben op piping, onder- of achterloopsheid. Waarnemingen kunnen aan de hand van dit hoofdstuk worden geclassificeerd. Tevens is aangegeven of (nood)maatregelen nodig zijn, en welke maatregelen van toepassing zijn.

## 2.2 Typen waterkeringen

### 2.2.1 Algemeen

Het Technische Rapport Zandmeevoerende Wellen kan voor alle typen waterkeringen worden gebruikt, maar geeft niet voor alle typen waterkeringen een volledig beeld. In het navolgende worden de specifieke kenmerken per type genoemd en wordt aangegeven in hoeverre het Technische Rapport van toepassing is.

### 2.2.2 Kunstwerken

Bij kunstwerken wordt van oudsher van onder- of achterloopsheid gesproken, maar er wordt hetzelfde fenomeen mee bedoeld als welvorming, al dan niet zandmeevoerend, bij dijken. Het RAPPORT is dan ook niet volledig opgesplitst in aparte delen voor kunstwerken en dijken. Wel zijn er praktische verschillen, of ligt het zwaartepunt bij kunstwerken vaak op andere aspecten. Deze aspecten worden in aparte paragrafen behandeld. De paragrafen 4.8 (achterloopsheid) en 4.9.4 (parameters in relatie tot achterloopsheid en maatgevende kwelweg) behandelen mechanismen die met name voor kunstwerken van belang zijn. In paragraaf 6.3 worden de aspecten met betrekking tot het toetsen van kunstwerken behandeld en in paragraaf 8.7 het ontwerpen van maatregelen. Paragraaf 11.3 gaat in op schadebeelden bij kunstwerken. In paragraaf 12.3 is een case opgenomen die betrekking heeft op een kunstwerk.

### 2.2.3 Rivierdijken

Bij dijken in het bovenrivierengebied is piping een belangrijk aspect, met name doordat de hoge waterstanden relatief lang aanhouden. Dijken in het overgangsgebied of in het

benedenrivierengebied, kunnen als rivierdijken of als zeedijken worden gekenmerkt, afhankelijk van de duur van een hoogwater. Het Technische Rapport is met name van toepassing op rivierdijken, omdat bij zeedijken de tijdsduur van een hoogwater als gevolg van getijden veel korter is dan bij een rivierhoogwater.

## 2.2.4 Meerdijken

Zandmeevoerende wellen zijn bij meerdijken een bekend verschijnsel dat vooral optreedt bij hoge buitenwaterstanden.

## 2.2.5 Zeedijken

Het aspect piping lijkt door instationaire getijinvloeden en kortdurende stormvloed en een minder belangrijke rol te spelen dan bij meer- en rivierdijken. Zeedijken dienen in ieder geval ook op piping te worden getoetst. Vanwege de relatief grote afmetingen worden deze meestal op piping goedgekeurd. In paragraaf 5.7 worden tijdsafhankelijke aspecten besproken. In de tijdsafhankelijke aspecten is op dit moment nog onvoldoende inzicht. Hiervoor is nog nader onderzoek nodig.

## 2.2.6 Boezemkaden

Boezemkaden onderscheiden zich onder andere van rivierdijken, doordat ze bijna dagelijks het ontwerpverval waarop ze zijn berekend moeten keren. De beoordeling op piping verloopt in principe gelijk aan de beoordeling bij dijken in het bovenrivierengebied. Ook bij rivierdijken wordt immers in het algemeen een stationaire toestand verondersteld. Het gegeven dat boezemkaden vrijwel continu belast worden door de ontwerpwaterstand, kan een voordeel in het onderzoek met zich meebrengen. Hierdoor is namelijk in dagelijkse omstandigheden een stationaire grondwaterstroming aanwezig, die bijvoorbeeld met behulp van peilbuizen, kan worden gemeten. De resultaten van deze metingen kunnen bij de beoordeling op piping worden gebruikt, waardoor in voorkomende gevallen het grondonderzoek beperkt kan blijven. In de paragrafen 4.9 en 6.2.2 wordt hierop ingegaan. Overigens wordt niet specifiek aandacht aan boezemkaden gegeven.

## 2.2.7 Overige waterkeringen

Voor andere, niet primaire waterkeringen, is dit RAPPORT in principe ook toe te passen. De gehanteerde normering is echter van toepassing op primaire waterkeringen. Voor andere waterkeringen is vooralsnog geen uniforme normering uitgewerkt. De beheerder kan hiervoor veelal zelf een normering uitwerken, bijvoorbeeld in relatie tot de risico's en de investering. Binnen het Ontwikkelingsprogramma Regionale Waterkeringen is het proces van normeren, toetsen, verbeteren en beheren van de verschillende typen regionale waterkeringen landelijk ten behoeve van meer uniformiteit zo veel mogelijk ondersteund door het ontwikkelen van technische rapporten. Met de Leidraad Toetsen op Veiligheid Regionale Waterkeringen betreffende de boezemkaden is hiervoor alvast een begin gemaakt [STOWA, 2007; STOWA, 2010].

# Deltares

### 3 Historisch en recent onderzoek en praktijkgevallen

#### 3.1 Historisch onderzoek

##### 3.1.1 Vooroorlogs onderzoek

Het verschijnsel piping is al rond de vorige eeuwwisseling bestudeerd. Door een aantal dijkdoorbraken rond het begin van de vorige eeuw (zie paragraaf 3.3) was men zich van dit faalmechanisme bewust geworden.

Door Bligh is in 1910 een aantal bezwijkgevallen van op staal gefundeerde gemetselde kleine stuwdammen op verschillende grondslag in India geïnventariseerd en geanalyseerd [Bligh, 1910]. Op basis van deze inventarisatie is door hem de volgende empirische rekenregel opgesteld:

$$\Delta H \leq \Delta H_c = \frac{L}{C_{creep}} \quad (3.1)$$

Hierin is:

$\Delta H$  het aanwezige verval over de waterkering (=  $H-h_p$ )

$\Delta H_c$  het maximaal toelaatbare verval (kritiek verval) over de waterkering

$L$  de minimale kwelweglengte

$C_{creep}$  creepfactor

De creepfactor is afhankelijk van een kwalitatieve karakterisering van het materiaal in de grondlaag die op piping onderzocht wordt. In Tabel 3.1 zijn de door Bligh aangegeven indicaties van deze factor gegeven. De creepfactor van Bligh wordt bepaald aan de hand van de geschatte korrel diameter van het zand in de watervoerende zandlaag.

Met deze rekenregel wordt het toelaatbare verval over de constructie berekend, als product van de totale horizontale en verticale kwelweglengte (line of creep) onder de constructie en een factor die afhankelijk is van de soort zand in de watervoerende zandlaag. De rekenregel van Bligh wordt ook wel de 'line of creep'-methode genoemd.

De kwelweglengte is in beginsel de lengte van de door Bligh zo genoemde 'line of creep'. Dit is de doorgaande lijn van intreepunt tot uitreepunt (of verzameling van achter elkaar geschakelde lijnstukken), waarmee de grens wordt gemarkeerd tussen de onderkant van de waterkering en het grondpakket waar het grondwater doorheen stroomt.

In de opvatting van Bligh moeten eventuele verticale stukken (verticale wanden van een constructie of verticale kwelwegen langs een scherm) volledig worden meegerekend. In de regel van Bligh worden daarom horizontale en verticale componenten van de kwelweg bij elkaar opgeteld. Door Lane [Lane, 1935] is die aanpak sterk bekritiseerd. Hij stelde dat de verticale delen van de 'line of creep' een relatief grotere bijdrage aan de weerstand leveren dan de horizontale. In de Nederlandse ontwerp praktijk voor dijken werd de regel van Bligh aanbevolen in situaties waarin uitsluitend horizontale kwelweg aanwezig was (het gebruik van kwelschermen bij dijken was niet gebruikelijk), daarmee werd dus impliciet de kritiek van Lane onderschreven.

Het verval  $\Delta H$  is gelijk aan het verschil tussen buitenwaterstand (het ontwerppeil (OP) bij zeedijken en de maatgevende hoogwaterstand (MHW) bij rivierdijken) en de waterstand binnendijs ter plaatse van het uittreepunt, rekening houdend met zeespiegelrijzing et cetera. Indien ter plaatse van het uittreepunt of de opbarstlocatie geen vrije waterstand heerst, kan gerekend worden met het maaiveldniveau, rekening houdend met eventuele maaivelddaling.

De methode van Bligh werd tot nu toe gehandhaafd als een eenvoudige toets op piping, waarin de uit onderzoek verkregen aanwezige kwelweglengte werd getoetst aan de kritieke kwelweglengte volgens Bligh. Indien het uittreepunt niet eenduidig was vast te stellen, dan werd de toets voor meerdere kwelwegen gedaan, ieder met het bijbehorende verval. Het voordeel van de methode van Bligh was, dat met deze waarde snel een toets op piping kon worden gedaan, als uitsluitend globaal het in- en uittreepunt bekend zijn. Bij het toepassen van de regel van Bligh diende geen veiligheidsfactor in rekening te worden gebracht; de benodigde veiligheid was al verdisconteerd in de rekenregel zelf.

Voor de kwelweglengte, of de diverse onderdelen daarvan en voor het binnendijkse maaiveldniveau dient de ondergrens te worden aangehouden. Als de aanwezige kwelweglengte kleiner is dan de benodigde kwelweglengte volgens Bligh, dan is er mogelijk gevaar voor piping. De beoordeling diende al in eerdere toetsvoorschriften te worden voortgezet met de geavanceerder rekenregel volgens Sellmeijer.

Tot nu toe werd aangenomen dat het een veilige benadering is. Maar de methode van Bligh en de waarden die voor  $C_{creep}$  worden aangegeven, kennen niet een uitgebreide probabilistische onderbouwing. Bovendien werd tot nu toe – als er geen gegevens over het zand bekend waren - voor de creep factor de waarde 18 als bovengrens van de creep factor aangehouden.

Uit recent onderzoek in het kader van SBW blijkt echter dat de rekenregel van Bligh niet - zoals eerder werd aangenomen - conservatief van aard is, maar zelfs onveiliger dan de rekenregel van Sellmeijer, die in de gedetailleerde toetsing wordt toegepast. De regel van Bligh zal daarom in de toetsing **niet** meer worden toegepast.

Grondsoort	Mediane korreldiameter [ $\mu\text{m}$ ] <sup>1)</sup>	$C_{creep}$ (Bligh)	$C_{w,creep}$ (Lane)
Uiterst fijn zand, silt	< 105		8,5
Zeer fijn zand	105 – 150	18	
Zeer fijn zand (mica)		18	7
Matig fijn zand (kwarts)	150 – 210	15	7
Matig grof zand	210 – 300		6
Zeer/uiterst grof zand	300 – 2000	12	5
Fijn grind	2000 – 5600	9	4
Matig grof grind	5600 – 16000		3,5
Zeer grof grind	> 16000	4	3
<sup>1)</sup> indicaties conform NEN 5104 (september 1989)			
Eventueel kan tussen klassemiddens van de mediane korreldiameters worden geïnterpoleerd			

Tabel 3.1 Creep-factoren voor de regels van Bligh en Lane



In 1935 is door Lane een eveneens empirische rekenregel opgesteld, waarbij horizontale en verticale delen van de kwelweg op gewogen wijze in rekening worden gebracht [Lane, 1935]. Bij de berekening van de kwelweglengte worden horizontale gedeelten slechts voor 1/3-deel meegerekend. Volgens Lane was deze modificatie van de regel van Bligh noodzakelijk, om de grotere stromingsweerstand van verticale delen van de kwelweg goed in rekening te brengen. Hij noemde zijn methode de 'weighted line of creep'-methode en zijn kwelweglengte een 'gewogen kwelweglengte' en daar horen ook 'gewogen creep-factoren' bij. Bij dijkversterkingen in Nederland was de regel van Bligh tot begin van de jaren negentig in gebruik en is ook in de Leidraad voor het ontwerpen van rivierdijken (deel 1, 1987) aanbevolen; hierbij speelde in het algemeen alleen een horizontale kwelweg een rol. Voor onderloopsheidcontrole bij kunstwerken werd tot nu toe uitgegaan van de rekenregel van Lane. Ook van deze rekenregel wordt aangenomen dat deze conservatief van aard is.

De empirische rekenregel van Lane (zie paragraaf 5) is in beginsel bedoeld voor zowel controle op piping als controle op heave (verticaal uittreeverhang). In deze regel wordt geen onderscheid gemaakt tussen deze twee verschillende mechanismen. Bij de twee geavanceerdere rekenregels Sellmeijer (zie paragraaf 5.3) en heave (zie paragraaf 5.4) is dat wel het geval.

De regels van Bligh en Lane hebben impliciete veiligheid, omdat ze als ontwerpregels bedoeld waren. Voor de ontwerp- en toetspraktijk betekent dit dat de regel van Lane zonder additionele veiligheidsfactor wordt toegepast. Dit gold ook voor het toepassen van de inmiddels vervallen regel van Bligh.

De wijze waarop de regels van Bligh en Lane zijn afgeleid is nagenoeg identiek. Het principe is dat een (groot) aantal stuwen en dammen bijeen is gezocht, waarvan bekend was bij welk verval ze zijn bezweken, of welk verval ze maximaal gekeerd hebben, zonder te bezwijken. Deze vervallen zijn uitgezet tegen de bij de constructie behorende kwelweglengte. Vervolgens is een ondergrens gekozen waarvan werd aangenomen dat deze voldoende veilig is, omdat zich onder deze grens geen bezwijkgevallen mochten bevinden. De creep-factor, d.i. het quotiënt van kwelweglengte en hydraulisch verval, kon hieruit worden berekend.

Door Harza (Harza, 1935) is een criterium voor heave opgesteld in termen van de kritieke 'flotation gradient'. In latere onderzoeken m.b.t. dit mechanisme is voortgeborduurd op dit concept.

De veiligheidsfilosofie was in die tijd alleen gebaseerd op het hoogst voorgekomen waterstand.

### 3.1.2 Naoorlogs onderzoek

Vanaf de jaren vijftig zijn in Nederland, Duitsland de Verenigde Staten verschillende onderzoeksprogramma's van start gegaan met het doel het pipingproces beter te begrijpen en te modelleren. Een gedetailleerd overzicht van verschillende onderzoeken, van de in de loop der tijd ontwikkelde criteria voor de mechanismen piping en heave en ontwerpcriteria voor filters is gegeven in [Hsu, 1981].

Vanaf het eind van de jaren zeventig is zowel in Nederland, onder auspiciën van de TAW, als in Duitsland het verschijnsel piping onderzocht. Met name in het Duitse onderzoek is middels modelproeven het proces van ontstaan en uitgroeien van erosiekanaaltjes in een zandlaag onder de ondoorlatende onderrand van een waterkering onderzocht. Het Nederlandse

onderzoek resulteerde eind jaren tachtig van de vorige eeuw in de ontwikkeling van het wiskundige model van Sellmeijer [Sellmeijer, 1989], waarmee het erosieproces, dat ten grondslag ligt aan piping, fundamenteel wordt beschreven. Na latere uitbreidingen is dit model in 1990 in een viertal modelproeven in de Deltagoot gevalideerd [Silvis, 1991]. De enige grootheid die hier is gevarieerd is de kwelweglengte. Deze is gevarieerd tussen 6 m en 12 m. Aan de hand van dit rekenmodel zijn ontwerpregels afgeleid die toegankelijk zijn voor de ontwerp- en adviespraktijk [TAW, 1994b]. De hierbij toegepaste veiligheidsfilosofie is gebaseerd op de overschrijdingskans van een bepaalde waterstand. Deze is dan vertaald naar sterktenormen. Het toepassingsgebied van de ontwerpregels werd begrensd door ervaring met de empirische rekenregels om geen trendbreuk te veroorzaken.

Verticale kwelwegcomponenten, zoals bij kwelschermen, kunnen echter niet met het model van Sellmeijer worden meegenomen. Een van de aanbevelingen van de commissie Boertien (1993) betrof het nagaan in hoeverre kwelschermen, ook bij dijken, konden bijdragen aan 'uitgekiend ontwerpen'. Tot die tijd werd het toepassen van zulke schermen als ongewenst gezien vanwege de beperkte duurzaamheid, de mogelijke problemen met de aansluiting ervan op ondoorlatende grondlagen en vanwege het zetting- en deformatiegevoelige karakter van dijken. Mede op grond van deze aanbeveling is sindsdien onderzoek verricht naar het effect van korte kwelschermen bij rivierdijken [Van de Paverd, 1994]. Een mogelijk faalmechanisme daarbij is het ontstaan van hydraulische groundbreuk (heave) door een te groot verticaal verhang achter het kwelscherm, wanneer dit geplaatst is bij de binnentoe van de dijk. In 1995 zijn, gebaseerd op het heave-criterium, met behulp van het zogenoemde Fragmentenmodel [Sellmeijer, 1995] ontwerpregels afgeleid voor het dimensioneren van kwelschermen. Deze voorlopige ontwerpregels zijn bedoeld om de empirische rekenregels van Lane te vervangen. Een studie betreft de 'Probabilistische gevoeligheidsanalyse van Heaving ontwerpregels' [Calle, 1998].

Door Dienst Weg- en Waterbouwkunde van de Rijkswaterstaat zijn de bij de hoogwaterstanden in 1993 en 1995 opgetreden schadebeelden langs de banddijken van de grote rivieren geïnventariseerd [DWW, 1996].

## **3.2 Recent onderzoek in het kader van SBW**

### **3.2.1 Aanleiding**

Uit de resultaten van het project Veiligheid Nederland in kaart (VNK1) kwamen concrete aanwijzingen naar voren dat de huidige toetsmethode, de kans dat piping optreedt onderschat. Ook waren er onvoldoende veilige procedures voor het schematiseren van de ondergrond, waardoor er voor veel situaties onvoldoende vertrouwen in de uitkomsten van de pipingberekeningen onstond. Hierdoor worden de dijken en het achterliggende gebied mogelijk onterecht als veilig beschouwd. In het kader van het onderzoeksprogramma Sterkte & Belastingen Waterkeringen (SBW) werd daarom in 2007 het onderzoeksproject SBW Piping opgestart. Doel van het SBW Piping project was het identificeren van onzekerheden binnen de vigerende toetsingsregels en deze eventueel te verkleinen of te elimineren.

In het onderhavige Technische Rapport zijn de resultaten van genoemde recente onderzoeken meegenomen.

### 3.2.2 Literatuurstudie

In een inventariserende studie [Bruijn et al., 2008] werd geconcludeerd dat er geen redenen zijn om aan te nemen dat de algemene procesbeschrijving van piping in het genoemde technische rapport onjuist is. In het beschreven geschematiseerde proces van het bezwijken van een dijk door piping waren echter nog een aantal aspecten en mechanismen onderbelicht. Zo was bijvoorbeeld het ontstaan van kanaaltjes onder een dijk onomstreden. Dit proces is vele malen geconstateerd bij klein- en grootschalige proeven. Welke mechanismen een rol spelen bij deze kanaalvorming en hoe deze kanaaltjes kunnen groeien en leiden tot een dijkdoorbraak was echter niet eenduidig vastgelegd en/of onvoldoende gevalideerd. Er was bijvoorbeeld onvoldoende informatie over de invloed van verschillende zand-eigenschappen op het proces. Ook was weinig bekend over de wijze waarop de hooguit enkele centimeters brede en enkele millimeters diepe geultjes de grondwaterstroming beïnvloeden en hoe de waterdrukgradiënten om en nabij de geul samenhangen met het groeien ervan. Verbetering van de beschrijving hiervan leidde binnen SBW Piping tot een beter inzetbaar en onderbouwd rekenmodel.

### 3.2.3 Experimenteel onderzoek en aanpassing rekenregel

Op basis van kleinschalige laboratoriumproeven is inzicht verkregen in de invloed van verschillende zandkarakteristieken op de processen van kanaalvorming die uiteindelijk tot bezwijken van een waterkering leiden. De relatie met de korrelgrootteparameter  $d_{70}$ , zoals opgenomen in de oorspronkelijke rekenregel van Sellmeijer werd in deze proeven niet teruggevonden. Uit de regel van Sellmeijer volgt een toename van het kritiek verhang bij een grotere korreldiameter. In de kleine schaalproeven werd deze invloed niet of nauwelijks gevonden [Beek & Knoeff, 2009].

Sellmeijer beschrijft het ontstaan van kanaaltjes en veronderstelt vervolgens progressieve erosie en bezwijken van de dijk. Er was echter bij begin van het SBW onderzoek onvoldoende informatie beschikbaar over het proces van progressieve erosie en bezwijken. Daarom is het gehele proces van het ontwikkelen van kleine kanaaltjes tot bezwijken bestudeerd.

In centrifugeproeven is op kleine schaal onderzocht hoe kleine kanaaltjes kunnen leiden tot bezwijken en dijkdoorbraak. In een schaalmodel (1:80) is een kleidijk op een zandlaag gemodelleerd, welke bezweek na geleidelijke toename van het verval. De proeven toonden aan dat het bezwijken van een dijk in stappen kan verlopen. Periodes met veel zandtransport hoeven niet direct tot bezwijken te leiden, maar kunnen gevolgd worden door periodes met minder of geen transport, doordat de dijk gedeeltelijk inzakt. Op basis van deze proeven is de verwachting dat de dijk na het optreden van piping aan de benedenstroomse zijde steeds meer inzakt, totdat het water over de kruin gaat lopen (mits hiervoor het waterniveau hoog genoeg is). Verder zijn in deze proeven de schalingsregels getoetst voor hogere stroomsnelheden en zwaardere korrels (door het verhoogde zwaartekrachtniveau ( $g$ -niveau) (met een veelvoudige van de zwaartekrachtversnelling  $g = 9.81 \text{ m/s}^2$ )). Het bleek dat een hoger  $g$ -niveau (en dus een hogere stroomsnelheid) leidt tot een lager kritiek verhang, ondanks de zwaardere korrels als gevolg van het hoge zwaartekrachtniveau. Stroomsnelheid en korrelgrootte worden dus in verschillende maat in de centrifuge verschaald. Dit is in overeenstemming met de gevonden relatie tussen grotere korrels en het kritieke verhang bij 1  $g$ .

De resultaten uit de kleine schaalproeven hebben geleid tot een suggestie voor de aanpassing van de rekenregel van Sellmeijer, met name ten aanzien van de korrelgrootte. De stap tussen de kleine schaalproeven en een dijk op ware grootte is erg groot. Daarom is eerst

in medium schaal proeven de invloed van de lengteschaal van de proefopstelling, de invloed van de relatieve dichtheid en de representatieve korreldiameter op het pipingproces verder bestudeerd [Beek & Bezuijen, 2009]. Was de rekenregel van Sellmeijer grotendeels gebaseerd op een theoretische beschrijving van het pipingproces met een enkele validatieproef, de huidige regel is voor een belangrijk deel gebaseerd op de kleine schaalproeven. Een validatie van de aangepaste rekenregel van Sellmeijer heeft plaatsgevonden in drie full-scale proeven die zijn uitgevoerd op de locatie van de IJkdijk. De verschillende fasen die tijdens het pipingproces in de IJkdijkproeven zijn geobserveerd zijn in hoofdstuk 4 nader beschreven.

De rekenregel is het product van wetenschappelijk onderzoek en heeft als doel de werkelijkheid zo goed mogelijk te beschrijven. Het rekenmodel wat ten grondslag ligt aan de rekenregel is echter altijd een schematisatie van de werkelijkheid. Schematisatie is noodzakelijk omdat niet alle aspecten van het proces volledig worden begrepen en / of kunnen worden gemodelleerd. De oorspronkelijke rekenregel is gebaseerd op theoretische kennis van het achterliggende proces. Uit de proeven is nu gebleken dat op onderdelen de kennis onvoldoende is om het proces exact te kunnen modelleren. De onzekerheden in de oorspronkelijke rekenregel van Sellmeijer zijn daarom in de aangepaste rekenregel afgevangen door een aanpassing met enkele empirische factoren. Uit de voorgestelde rekenregel is een toetsregel afgeleid.

Om de grootste aanpassing in de rekenregel te kunnen valideren, namelijk de invloed van de korreldiameter, zijn twee soorten zand met verschillende korreldiameter beproefd. In deze proeven werden de aanpassingen in de rekenregel niet tegengesproken. Op basis van veiligheidsoverwegingen en de uitgevoerde proevenserie is aanbevolen om de aanpassingen, met name de gewijzigde invloed van de korreldiameter, in de rekenregel door te voeren. De rekenregel staat beschreven in hoofdstuk 5 van dit Onderzoeksrapport.

Het is op dit moment nog niet eenduidig aangetoond dat erosiekanaaltjes die tijdens het pipingproces onder een dijk zijn ontstaan, door het dijklichaam in de loop van de tijd worden dichtgedrukt. Dit is van belang omdat nog onduidelijk is in hoeverre voorgaande hoogwaters blijvende effecten hebben op de waterkering, waardoor het pipingproces bij nieuwe hoogwaters beïnvloed wordt. In [Hesami & Zwanenburg, 2009] is in een kwalitatieve analyse een eerste aanzet gegeven voor het berekenen van de vervormingen rondom de erosiekanalen. Op basis van de berekeningen mag worden verwacht dat de kleine erosiekanalen die aan het begin van het pipingproces ontstaan niet worden dichtgedrukt. De grote erosiekanalen die aan het einde van het pipingproces zich ontwikkelen zullen wel worden dichtgedrukt. Amerikaans onderzoek langs de Mississippi [Glynn & Kuszmaul, 2011] lijkt er juist op te wijzen dat een eenmaal ontstaan kanaal een blijvende zwakke plek is, waardoor bij een tweede hoogwater piping ontstaat bij een lager verval dan tijdens het eerste hoogwater.

#### 3.2.4 Heterogeniteit

Variaties in de ondergrond beïnvloeden het fenomeen piping op een complexere wijze dan in eenvoudige vuistregels kan worden uitgedrukt. Ter bepaling van de pipinggevoeligheid is door [Pruiksma, 2009] de grondwaterstroming onder een dijk beschouwd voor een verscheidenheid aan situaties. Een lagenpakket is in 2D en 3D gemodelleerd met een grindlaag die zich bevindt op verschillende diepten en met verschillende uitgestrektheden. Het effect van de ligging van de grindlaag op het stromingsbeeld is bepaald aan de hand van eindige element berekeningen met ABACUS.

Uit het onderzoek bleek dat de verticale stroomsnelheden in een gebied ter plaatse van de teen een maat zijn voor de pipinggevoeligheid. Voor pipinggevoeligheid wordt gekeken naar het verticale verhang dat gelijk is aan het quotiënt uit verticale stroomsnelheid en de doorlatendheid van de desbetreffende laag. Dit betekent dat de resultaten van de verticale stroomsnelheid direct gebruikt kunnen worden voor de bepaling van de pipinggevoeligheid. Het is waargenomen dat de aanwezigheid van verschillende lagen een significant effect heeft op de pipinggevoeligheid, aangezien het verticale verhang als maat hiervoor wordt gezien. Voor de in het onderzoek gekozen dijkbreedte van 50 m kan de aanwezigheid van een grindlaag op 3 m diepte die volledig onder de dijk doorligt tot 1,4 maal het verhang opleveren (nabij de teen) ten opzichte van de meer homogene situatie zonder grindlaag. Het verhang kan ook afnemen door aanwezigheid van een grindlaag. Dit gebeurt als de grindlaag begint bij de teen en zich binnendijs uitstrekt. Ligt de grindlaag dieper, dan is het effect minder uitgesproken.

### **3.3 Veiligheid Nederland in Kaart en bevindingen van de ENW commissie Piping**

#### **3.3.1 VNK-resultaten**

In het project Veiligheid Nederland in Kaart (VNK1) werden hoge faalkansen gevonden voor het faalmechanisme opbarsten en piping. In het vervolgproject VNK2 zijn diverse verfijningen en aanpassingen in de modellering van dit mechanisme uitgevoerd.

In VNK wordt voor het berekenen van faalkansen gebruik gemaakt van het instrumentarium PC-Ring. De software bevat uitgebreide statistische modellen voor sterkte en belastingen van waterkeringen, faalmechanisme modellen en rekentechnieken voor de berekening van faalkansen. Eerst wordt de faalkans voor opbarsten en piping voor een dijkvak berekend. Vervolgens worden de kansen van verschillende faalmechanismen en de dijkvakken gecombineerd tot een overstromingskans van de dijkkring. Hierbij wordt rekening gehouden met de correlatie van de stochastische variabelen in de ruimte en in de tijd. Voor het mechanisme opbarsten en piping wordt in VNK2 gerekend met de rekenregel van Sellmeijer zonder begrenzing voor alle dijkvakken, zoals opgenomen in het TRZW [TAW, 1999], waarbij in het module MSeep al het twee-krachtenmodel geïmplementeerd is. De nodige ondergrondgegevens die de invoer vormen van de rekenregel van Sellmeijer worden uit de DINO-database onttrokken en, waar relevant, met lokale gegevens aangevuld. Het combineren van dijkvakken leidt ertoe dat de overstromingskans van een dijkkring groter wordt dan de faalkans van de dijkvakken zelf (zie ook lengte-effect). (In de toetsing werden tot nu toe, conform de regel van Bligh, dijken met een kwelweglengte groter dan 18 keer het optredende verval direct goedgekeurd en een verdere toetsing met Sellmeijer vond niet plaats. Deze toetsprocedure berustte op de veronderstelling dat de methode van Bligh steeds tot conservatievere uitkomsten (grotere benodigde kwelweglengtes) leidt dan de methode van Sellmeijer. Dit blijkt echter niet het geval te zijn.)

#### **3.3.2 Lengte-effect**

De betrouwbaarheid (faalkans) van een dijkkring wordt bepaald door de belasting op de dijkkring en de sterkte hiervan. De belasting op een dijkkring is doorgaans (gecorrigeerd in de ruimte) relatief constant, terwijl de sterkte sterk fluctueert. Het combineren van dijkvakken leidt ertoe dat de overstromingskans van een dijkkring groter wordt dan de faalkans van de dijkvakken zelf. Hoe langer de waterkering des te groter de kans dat zich ergens een zwakke plek bevindt. Dit betekent dat een waterkering met een grotere lengte in het algemeen een grotere bezwijkkans heeft dan een gelijksoortige waterkering met een kortere lengte. Het

fenomeen dat de bezwijkkans van een waterkering toeneemt naarmate deze langer is, wordt het lengte-effect genoemd.

Het lengte-effect is een eigenschap van de natuur en geen artefact (onbedoeld resultaat) dat het gevolg is van de probabilistische rekentechniek, waarmee in VNK2 wordt gewerkt. Voor faalmechanismen waar de onzekerheid van de sterkte relatief groot is betekent dat, dat de faalkans van een dijkkring zonder meer een factor 5 of 10 hoger kan zijn dan de faalkans van de dijkvakken. Het lengte-effect is in de praktijk niet door metingen te verkleinen. Het volledig inmeten van de ondergrond vervangt alleen het onzekere lengte-effect door een overzicht waar zwakke plekken precies zitten. Het neemt de zwakke plekken niet weg.

Het lengte-effect is niet voor alle faalmechanismen gelijk, ook al is de waterstand bij alle faalmechanismen de aandrijvende kracht. De grootte van de ruimtelijke spreiding van de weerstand tegen het optreden van een faalmechanisme beïnvloedt namelijk ook de omvang van het lengte-effect. Als de ruimtelijke spreiding relatief groot is, dan is ook het lengte-effect relatief groot. De kans is immers groot dat er ergens een zwakke plek zit waar de belasting de weerstand van de dijk overschrijdt. De ruimtelijke spreiding van de weerstand van een dijk tegen het faalmechanisme opbarsten en piping is groot: de eigenschappen van de grond kunnen elke 100 m anders zijn. Daarom is controle van de hele dijkkring nodig om zeker te weten dat er geen wellen zijn.

De fluctuatie van de sterkte-eigenschappen resulteert erin dat de dijk modelmatig wordt opgeknipt in een aantal praktisch onafhankelijke elementen, waarbij de sterkte van het ene element niets zegt over de sterkte van het andere element. Het aantal onafhankelijke elementen wordt bepaald door de fluctuatieschaal van de sterkteparameter (de afstand waarbinnen nog wel enige correlatie is). De belasting daarentegen is praktisch volledig gecorreleerd. Het samenspel van sterkte en belasting kan worden gezien als een ketting (seriesysteem) waarbij de belasting op elke schakel gelijk is, maar waarvan de sterkte van de schakels verschilt.

In het onderzoeksproject VNK wordt het overstromingsrisico bepaald voor alle dijkkringen in Nederland. De uitkomsten van de eerste drie dijkkringen, die in de zogenaamde systeemtoets zijn geanalyseerd, zijn inmiddels beschikbaar. De berekende faalkansen zijn soms gevoelig voor de keuzes die worden gemaakt bij de schematisatie. Dit betekent dat verschillende keuzes, die op zich niet onjuist zijn, in sommige gevallen tot andere resultaten kunnen leiden.

### 3.3.3 Bevindingen ENW-commissie Piping

In het najaar 2009 heeft het Expertise Netwerk Waterveiligheid (ENW) opdracht van DG Water gekregen om een commissie te vormen. Deze commissie is gevraagd na te gaan of de lage veiligheid t.o.v. piping zoals gevonden in VNK1 een daadwerkelijk veiligheidstekort voorstelt. De commissie concludeerde in haar rapport "Piping - Realiteit of Rekenfout" [Vrijling et al., 2009] dat piping een serieus te nemen mechanisme is en constateerde tekortkomingen in de huidige beoordeling en toetsing die tot onveilige toetsuitkomsten leiden, d.w.z. dat een positief toetsresultaat niet altijd tot de gewenste veiligheid leidt. De belangrijkste conclusies en aanbevelingen van de commissie voor het aanpassen van de toetsregel zijn:

- De regel van Bligh kan tot onveilige uitkomsten leiden. Er wordt aanbevolen deze te laten vervallen en alleen de regel van Sellmeijer te handhaven.
- De invoer van de berekeningen is cruciaal voor de kwaliteit van de resultaten. Het genereren van de invoer betekent dat de werkelijkheid op basis van de beschikbare informatie geschematiseerd moet worden.

- De faalkansen van de systeemtoets dijkringen hebben een grotere overstromingskans dan volgens de door de commissie aangehouden tussennorm (overstromingskans wordt gelijk gesteld aan huidige wettelijke overschrijdingsfrequentie) aanvaardbaar is. Deze tussennorm heeft betrekking op de overstromingskans van een dijkkring, oor de aanvaardbare bijdrage aan de overstromingskans door piping wordt 1/10 tussennorm aangehouden. Het is aangetoond dat het lengte-effect onvoldoende in de huidige ontwerp- en toetsregels op dijkvakniveau verwerkt is, Dat impliceert dat de meeste gebieden waar piping een dominant mechanisme is een factor 5 of 10 hoger overstromingsrisico kunnen hebben dan aanvaardbaar.
- Toekomstige toetsinstrumentaria moeten zo worden ingericht dat goedkeuring op dijkvak- of dijkdoorsnedeniveau ook tot voldoende betrouwbaarheid voor de hele dijkkring leidt. Voor piping betekent dit dat met het lengte-effect rekening moet worden gehouden bij het afleiden van toetseisen.
- Het instrumentarium van VNK en het instrumentarium voor toekomstige toetsing moeten op elkaar worden afgestemd. Beiden moeten op dezelfde principes berusten en in die zin consistent zijn. Na een besluit over een aanvaardbaar veiligheidsniveau kunnen eisen voor de toetsing met het VNK instrumentarium worden afgeleid en gekalibreerd.
- Het door VNK toegepaste instrumentarium is geschikt voor het berekenen van faalkansen voor dijkringen en onderdelen.

### 3.4 Praktijkgevallen

Deze pragraaf beschijft de praktijkgevallen van piping zoals deze in Nederland (3.4.1) en in het buitenland, met name in de VS en Hongarije (3.4.2) zijn gedocumenteerd.

#### 3.4.1 Nederlandse pipinggevallen

Tijdens historische hoogwatersituaties zijn veel waarnemingen rondom piping gedaan. In [Bruijn et al., 2008] zijn deze cases geïnteriseerd. Tijdens de hoge rivierafvoeren in 1977, 1980, 1982 1993 en 1995 zijn vele gevallen bekend waarbij zandmeevoerende wellen optraden. Van deze zandmeevoerende wellen wordt aangenomen dat het geen kritieke situaties waren, wat wil zeggen dat bezwijken of bijna bezwijken nog ver weg was. De zandmeevoerende wellen zijn beschreven in de diverse verslagen van de verschillende hoogwaters.

Tijdens de hoogwatersituaties in Nederland in 1993 en 1995 bereikte het hoogwater een waterstand van 0,50 – 1,50 m onder ontwerppeil. Tijdens deze hoogwatersituaties zijn ruim 300 zandmeevoerende wellen geobserveerd langs de Rijn, Waal, IJssel en Maas. Hoewel tijdens deze hoogwatersituaties geen dijkdoorbraak optrad zijn eerdere dijkdoorbraken wel aan piping te wijten.

Er zijn in Nederland drie gevallen gedocumenteerd waarin een dijk faalde als gevolg van piping (zie ook COW rapporten [Johanson, 1981] en [Dam & Beijersbergen, 1981]):

- Dijkdoorbraak van de Heidijk te Nieuwkuijk (1880);
- Dijkdoorbraak polder Nieuw-Strijen te Tholen (1894);
- Dijkdoorbraak te Zalk (1926).

Op het moment van de drie dijkdoorbraken was het fenomeen piping nog onbekend. De drie gedocumenteerde gevallen zijn gebaseerd op beschrijvingen van leken. De gegevens zijn daarom oppervlakkig en moeten bovendien met enige voorzichtigheid worden beschouwd.

Hoe vaak een dijk bijna heeft gefaald als gevolg van piping is onbekend. Er zijn enkele situaties bekend waarbij achteraf is aangetoond dat de situatie zeer kritiek was en dankzij mitigerende maatregelen de dijk niet is bezweken.

Het betreft:

- Landsdijken Gelderland, Galgendaalsedijk;
- Hondsbroeksche Pleij;
- Vianen.

Van deze locaties is achteraf voldoende informatie over het pipingproces en geotechnische parameters verzameld om het pipingproces te reconstrueren. In het kader van SBW Piping zijn deze drie Nederlandse dijken waarin piping is opgetreden geïnventariseerd, beschreven en geanalyseerd [Heemstra, 2009; Kraaijenbrink, 2009a,b]. Tevens zijn hier de gegevens en resultaten van de IJkdijkproeven (bezwijkproeven) beschouwd. Uit het onderzoek bleek dat de geïnventariseerde gegevens van de 3 praktijkcases meer dan eens incompleet zijn en niet altijd systematisch zijn vastgelegd. Naast de onzekerheid omtrent de werkelijk aanwezige kwelweglengten bestaat er ook onzekerheid omtrent het optreden van piping. De waargenomen wellen duiden mogelijk op een begin van piping. Op basis van aanvullende berekeningen, waarbij variaties zijn aangebracht in de doorlatendheid en de  $d_{70}$  is per case gekeken hoe de resultaten van de diverse rekenregels aansluiten bij de praktijk. Het ontstaan van zandmeevoerende wellen is voor de beschouwde cases met de oorspronkelijke rekenregels van Sellmeijer en Bligh [TAW, 1999] niet goed te verklaren. Uit de aanvullende berekeningen bleek dat de invloed van de doorlatendheid en de korreldiameter erg groot kan zijn en soms ook tot ongeloofwaardige resultaten kan leiden. Duidelijk is dat de methode Bligh voor onderhavige gevallen vaak niet voldoet als ontwerpregel.

Door Zwang en Bos [Zwang & Bos, 2009] is een literatuurstudie naar pipinggevoelige gebieden in Nederland. De resultaten van dit onderzoek, aangevuld met meldingen van zandmeevoerende wellen/piping door verschillende waterschappen, zijn in een GIS-kaart gevisualiseerd. Deze kaart (Figuur 3.1) betreft alleen de waarnemingen die als piping gevoelig beschouwd kunnen worden van de aan een enquête deelnemende waterschappen, aangevuld met waarnemingen uit het onderzoek van het Centrum voor Onderzoek Waterkeringen (COW) en van het TAW.





Figuur 3.1 Piping waarnemingen [Zwang & Bos, 2009]

## 3.4.2 Buitenlandse pipinggevallen

Het bezwijkmechanisme piping wordt veelvuldig in de buitenlandse literatuur beschreven. Hoewel de omstandigheden in het buitenland vaak anders zijn dan in Nederland kunnen buitenlandse gevallen en onderzoeken worden gebruikt om de in Nederland toegepaste rekenmodellen te verbeteren en valideren. Internationale ervaringen leren dat de in het verleden in Nederland gehanteerde regels (bijvoorbeeld de  $18 \Delta H$  bovengrens) niet in alle gevallen veilig genoeg zijn.

Welvorming, wat in NL regelmatig wordt geconstateerd, is een teken van dreigend falen ten gevolge van piping. Ontwerp- en toetsregels in het buitenland zijn vaak erop gericht om zandmeevoerende wellen te voorkomen. De rekenregels die in Nederland gehanteerd worden om de veiligheid te beoordelen zijn soepeler in vergelijking met het buitenland. In Nederland worden zandmeevoerende wellen expliciet toegestaan; dat betekent dat de vorming van zandmeevoerende wellen wordt getolereerd, zolang kan worden aangetoond dat deze niet tot doorgaande kanaalvorming zullen leiden. De regels zijn dus erop gericht om doorgaande erosiekanalen onder een dijk te voorkomen. Dit is tot nu toe als een veel minder streng criterium beschouwd.

Een overzicht van de buitenlandse literatuur is gegeven in [Koelewijn & Beek, 2008].

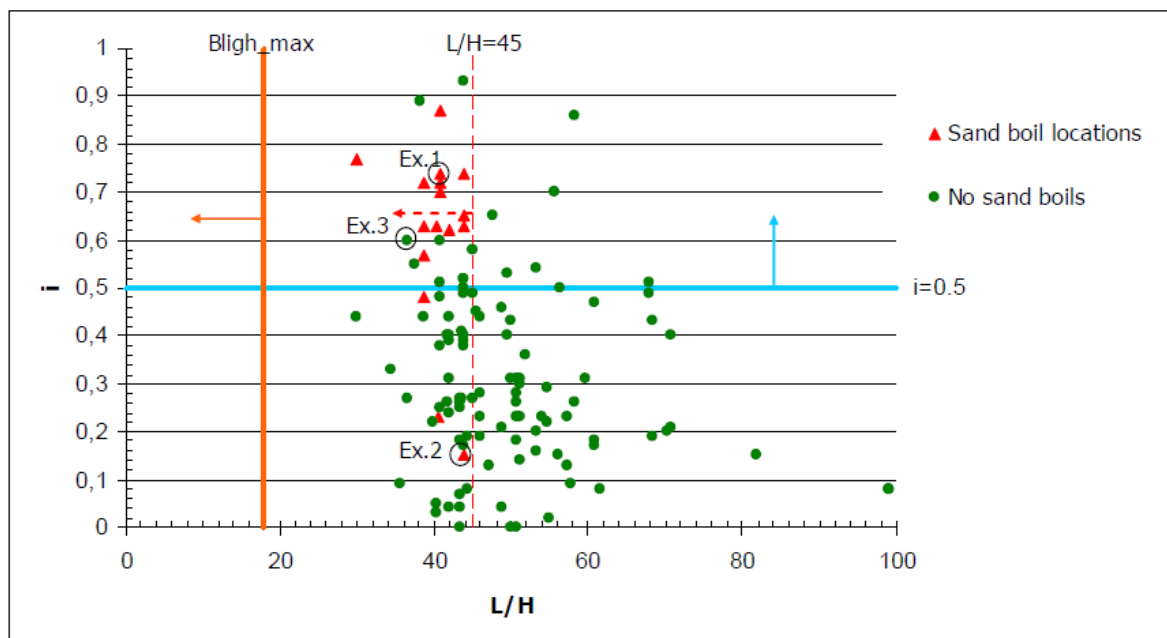
### 3.4.2.1 *Verenigde Staten*

In de Amerikaanse ontwerp- en toetsingspraktijk voor piping wordt veel gebruik gemaakt van de optredende verhangen.

Een uitgebreide beschrijving van de Amerikaanse voorschriften en de vooral empirische achtergrond daarvan is te vinden in [Ammerlaan, 2007]. De schadegevallen en andere observaties langs de rivier de Mississippi tijdens de hoogwaters van 1937, 1945 en 1950, beschreven in [Mansur, 1956] vormen hier de belangrijkste basis voor. Nadat het hoogwater in 1937 voor veel problemen met onderloopsheid en zandmeevoerende wellen heeft gezorgd, is er in 1940 een grootschalig onderzoek naar het fenomeen onderloopsheid en de beheersing daarvan gestart door de Mississippi River Commission. De onderzoeksresultaten zijn gebundeld in [WES, 1956]. De resultaten van dit onderzoek hebben geleid tot de huidige methodiek die in de VS toegepast wordt in het ontwerp en de toetsing van dijken op piping. Een aanvulling hierop is het verslag van het historische hoogwater van 1993 langs dezelfde rivier, beschreven in [Mansur, 2000].

In opdracht van Deltares werd in 2009 door Fugro [Fugro, 2009] aanvullende informatie (veld- en grondonderzoek) over de Amerikaanse cases verzameld. De kern van de Amerikaanse voorschriften voor piping wordt gevormd door de regel dat het aanwezige verticale verhang niet meer mag bedragen dan de kritisch geachte waarde van 0,5. Vrijwel alle in [Mansur, 1956] gerapporteerde gevallen van zandmeevoerende wellen werden gevonden bij een verhang dat daarboven lag, zie Figuur 3.2. Hierin geven de driehoeken zandmeevoerende wellen weer, bij een zeker verhang  $i$  op de verticale as en een zekere verhouding kwelweglengte/verval ( $L/H$ ) op de horizontale as. Het in de VS aangehouden criterium  $i = 0,5$  is met een blauwe lijn aangeduid. Met pijlen is de richting van het gebied aangegeven waarin de dijken zouden worden afgekeurd. In deze figuur zijn alle rode driehoeken veilig ten opzichte van het criterium van Bligh ( $18\Delta H$ ), maar volgens het Amerikaanse criterium niet gewenst. Als de minimale kwelweglengte die toen langs de Mississippi aanwezig was (meestal de dijkbasis) wordt beschouwd, valt op dat zandmeevoerende wellen al bij een verhouding van naar schatting  $L/H = 43$  ontstaan. Deze voorbeelden laten zien dat dijken op

basis van het Amerikaanse criterium veel vaker zouden moeten worden afgekeurd dan op basis van de Nederlandse criteria. [Amerlaan, 2007]



Figuur 3.2 Aangetroffen opbarst criterium ( $i < 0.5$ , verticale as) en verhouding  $L/H$  (horizontale as) voor diverse locaties langs de Mississippi rivier bij hoogwater in 1950 (figuur 7.7 uit [Ammerlaan, 2007]).

De laagste waarde voor het verticale verhang waarbij zandmeevoerende wellen zijn geconstateerd bedraagt 0,15. Dit is opgetreden in het district Lower Francis, waarbij 'tallose zandmeevoerende wellen optraden, dus bij een veel kleiner verhang dan 0,5 over de afsluitende lagen. Ook werd de teen van de berm instabiel. Een dijkdoorbraak is echter niet voorgekomen, mogelijk vanwege tijdig genomen maatregelen zoals opkisten.

Daarnaast valt een waarde van 0,22 op. Deze is opgetreden bij Caruthersville. Daar was sprake van 'tallose kleine wellen', maar trad verder geen schade op.

Een waarde van 0,48 is opgetreden bij Gammon. Hier was sprake van een veertigtal kleine tot middelgrote wellen, in diameter variërend van zo'n 7 tot 30 cm.

Alle andere gevallen zijn opgetreden bij een verhang groter dan 0,5.

In [Mansur, 1956] komt naar voren dat bij de hoogwaters die in detail onderzocht zijn er weliswaar diverse zorgwekkende locaties ten aanzien van piping waren, maar dat er geen dijkdoorbraken zijn opgetreden ten gevolge van dit mechanisme. Er wordt echter ook opgemerkt dat in de periode van 1890 tot 1927 in totaal ongeveer 60 doorbraken zijn opgetreden langs de Mississippi, waarvan er 6 expliciet zijn toegeschreven aan zandmeevoerende wellen. Verder zijn er in die periode nog een aantal doorbraken met onbekende oorzaak geweest, die mogelijk ook verband hielden met piping. Tenslotte wordt genoemd dat in 1929 bij een zandmeevoerende wel op een gegeven moment een kruinzakking van ongeveer een meter ("several feet") optrad, waarna de stroming stopte. Omdat er sprake was van voldoende overhoogte trad geen overstroming van de dijk op, zodat ook hier geen doorbraak ontstond. Nadere details over deze situaties ontbreken echter.

### 3.4.2.2 *Hongarije*

Ook in het noordwesten van Hongarije zijn langs de rivier Monsoni, een zijarm van de Donau, kwel en zandmeevoerende wellen op meerdere locaties geobserveerd [Fugro, 2009]. De grond is hier sterk gelaagd en het gebied is gekarakteriseerd door zeer dikke poreuze lagen, bestaande uit grof grind, die extreem doorlatend zijn en daarop plaatselijk fijne zandlagen al dan niet afgedekt met een dunne toplaag. Door de grondopbouw en de vele rivierarmen heeft men hier op verschillende plaatsen te maken met extreem veel kwel (ook bij normale omstandigheden) en zandmeevoerende wellen.

### 3.4.2.3 *Conclusies*

In [Bouwman & Ammerlaan, 2009] zijn oriënterende analyses gedaan om na te gaan welke resultaten zouden worden verkregen als de cases uit de VS en Hongarije zouden worden beoordeeld met de pipingmethodes, zoals voorgeschreven in het TR Zandmeevoerende wellen [TAW, 1999]. De resultaten van de cases uit de VS laten zien dat de geselecteerde locaties bij de opgetreden situatie in 1950 op basis van de methode Bligh en Sellmeijer ruim voldoende veilig zijn ten opzichte van piping. In werkelijkheid waren er zandmeevoerende wellen opgetreden en hebben deze cases in de VS gediend voor het afleiden van ontwerprichtlijnen om dit soort situaties uit te kunnen sluiten. Dit heeft ermee te maken dat in VS zandmeevoerende wellen op zichzelf niet zijn toegestaan. In Nederland zijn de toets- en ontwerpregels erop gericht doorgaande erosiekanalen onder de dijk te voorkomen. Zandmeevoerende wellen worden hier expliciet toegestaan.

De resultaten van de cases in Hongarije laten zien dat op basis van de methoden van beide bovengenoemde methoden niet wordt voldaan aan de veiligheidseisen ten aanzien van piping. Bij het opgetreden verval zijn op de geselecteerde locaties inderdaad verontrustende pipingproblemen opgetreden. Een probleem bij de beoordeling van deze cases is dat de één-laags pipingmodellen niet bedoeld zijn voor het schematiseren van de hier vaak aanwezige twee-lagen systemen, met telkens verschillende korreldiameters en verschillende doorlatendheden. Voor de beoordeling van niet homogene grondgesteldheden is daarom een goede ondergrondschematisatie van belang en behoefte aan toetsinstrumenten voor meerlagensystemen.

## 4 Mechanismenbeschrijvingen

### 4.1 Inleiding

Stromend grondwater (kwel) kan tot erosie van gronddeeltjes leiden, waardoor de mechanische en hydrologische eigenschappen van de grond gaan veranderen. Dit proces resulteert uiteindelijk in een reductie van grondstabiliteit met ernstige consequenties voor de veiligheid van het achter de waterkering liggende gebied.

De erosie van gronddeeltjes als gevolg van kwelstroming door de grond wordt interne erosie genoemd. Kwelstroming treedt vaak op in situaties waar water door een constructie (dam of dijk) wordt gekeerd. Volgens [Foster et al., 2000] kunnen meer dan de helft van alle faalgebeurtenissen sinds 1954 aan interne erosie worden toegeschreven.

Interne erosie komt voort uit een waterspanningsverschil in de grond en manifesteert zich in verschillende verschijningsvormen. Door meerdere auteurs [Fry et al., 2004; Fell et al., 2003; Perlzmaier en Haselsteiner, 2006] wordt een overzicht gegeven van de verschillende typen van interne erosie.

De auteurs onderscheiden de volgende mechanismen:

- Heave: fluïdiseren van de grond als gevolg van verlies van effectieve spanningen;
- Suffosie: alleen de fijnere fractie tussen de grovere fractie wordt weggespoeld en waarbij de grovere fractie, althans in eerste instantie, het korrelskelet in stand houdt;
- Terugschrijdende erosie (Engels 'backward erosion'): het korrelskelet wordt vanaf het begin door het wegspoelen van korrels verstoord; dit proces begint aan de benedenstroomse kant en zet zich voort in omgekeerde stromingsrichting. Hierdoor wordt een lege ruimte (kanaal, pipe) gevormd;
- Voorwaarts schrijdende erosie (Engels: 'forward erosion'): erosiefenomeen dat een lege ruimte vormt, beginnend aan de bovenstroomse kant en die zich in stromingsrichting uitbreidt;
- Geconcentreerde lekerosie: de aanwezigheid van een scheur in de grond veroorzaakt een concentratie van stromingspaden wat leidt tot erosie van gronddeeltjes en uiteindelijk tot een verbreding van de scheur. Het kan ook zijn dat een spleet aanwezig is tussen een kunstwerk en de grond.
- Ontbinding: te wijten aan thermische of chemische aantasting;
- Contact erosie: erosie aan het grensvlak van twee grondsoorten waarbij het fijne materiaal van de een grondsoort zich in de grovere matrix van de andere grondsoort verplaatst als gevolg van een stroming parallel aan het grensvlak.

In de Engelstalige literatuur wordt verder onderscheid gemaakt tussen de termen 'suffosion' en 'suffusion':

- Suffosion is de migratie van fijn materiaal uit een grovere matrix, waarin het fijne materiaal een dragende functie heeft (spanningsafhankelijk proces, kritische gradiënten  $>1$ ) [Kézdi, 1979];
- Suffusion is de migratie van fijn materiaal uit een grof korrel skelet, waarbij het grove korrel skelet zijn functie behoudt (niet spanningsafhankelijk proces, kritische gradiënten  $<1$ ) [Kovács, 1981].

Kovács [Kovács, 1981] maakt verder onderscheid tussen interne en externe suffosie (Engels: 'internal / external suffusion'):

- Interne suffosie is de herverdeling van fijnere korrels binnen een laag, waarbij niet het vaste volume van de korrels verandert, maar alleen de locale doorlatendheid.
- Externe suffosie is uitspoelen van fijne korrels waarbij het volume van de vaste matrix vermindert, gepaard met een toename in doorlatendheid. De stabiliteit van het korrel skelet blijft hierdoor onaangetaast.

Richards en Reddi [Richards & Reddi, 2007] maken voor het eerst het onderscheid tussen de beide fenomenen 'suffusion' en 'suffosion'. Men is inmiddels internationaal overeengekomen deze definitie aan te houden.

## 4.2 Definitie van piping

Piping (ook onderloopsheid genoemd) is gedefinieerd als het ontstaan van holle ruimte onder een waterkering (dijk, dam of kunstwerk), ten gevolge van een geconcentreerde kwelstroom waarbij gronddeeltjes worden meegevoerd.

Onder de noemer piping vallen internationaal verschillende vormen van interne erosie. Deze hebben alle gemeen dat erosie door grondwaterstroming wordt veroorzaakt waardoor een of meer kanalen in het grondlichaam kunnen ontstaan. De kanalen kunnen uitgroeien en uiteindelijk een kortsluiting vormen tussen de waterstandkerende buitenzijde van de waterkering en het maaiveld of waterbodembodem aan de binnenzijde. Zodra er kortsluiting ontstaat, zal erosie van grond versneld plaatsvinden. In het geval van onderloopsheid (erosie van de ondergrond) leidt dit tot het verzakken van de waterkering en kan uiteindelijk tot een doorbraak leiden.

Er kunnen twee belangrijke mechanismen worden onderscheiden, namelijk terugschrijdende erosie en suffosie.

Uitgaande van homogeen zand, bepaalt de mate van uniformiteit welk van de twee mechanismen optreedt. Suffosie kan alleen optreden in zand met een sterk niet-uniforme korrelverdeling. In COW (1977) wordt gesteld dat er gevaar voor suffosie is als  $d_{60}/d_{10} > 20$ . Indien  $d_{60}/d_{10}$  tussen 10 en 20 ligt is er sprake van een overgangsgebied en bij een waarde kleiner dan 10 kan suffosie uitgesloten worden. Vrijwel alle in Nederland voorkomende watervoerende zandlagen onder primaire waterkeringen bestaan uit zand waarvan de  $d_{60}/d_{10}$  kleiner is dan 10. Suffosie speelt in Nederland zeer waarschijnlijk dan ook geen rol. Dat geldt wel voor terugschrijdende erosie, dat plaatsvindt in meer uniform zand.

Het Nederlandse zand is relatief fijnkorrelig en uniform. De mediane korreldiameter ( $d_{50}$ ) varieert tussen de 150 en 350  $\mu\text{m}$ . De uniformiteit ( $d_{60}/d_{10}$ ) ligt tussen de 1,5 en 3. Dit

betekent dat suffosie in Nederland vrijwel geen rol speelt en alleen terugschrijdende erosie relevant is. In Nederland wordt de term 'piping' als synoniem voor terugschrijdende erosie gebruikt, omdat vooral dat pipingmechanisme voor Nederland van belang is.

#### **4.3 Verschillende fasen bij het ontstaan van opbarsten en piping bij een dijk**

Een eerste voorwaarde voor piping is kwelstroming onder de dijk door. Het kwelwater treedt aan de binnenzijde van de dijk uit. Het debiet dat onder de dijk doorstroomt is afhankelijk van de dikte en de doorlatendheid van de watervoerende zandlaag en het verval dat over de dijk heen staat. Het debiet is hierbij lineair afhankelijk van het verval.

Het type erosieproces, dat voor Nederlandse situaties als piping wordt aangeduid, is in Figuur 4.1 geschetst. De hierin geschetste bodemopbouw is typisch voor veel in Nederland voorkomende dijken. In deze figuur is een dwarsdoorsnede van een dijk getekend. De bodemopbouw, gerekend vanaf het maaiveld naar beneden, bestaat uit een pakket van klei- en/of veenlagen, ook wel de deklaag genoemd, gevolgd door een zandlaag. De deklaag is cohesief en relatief ondoorlatend (zowel in horizontale als in verticale richting). De eronder liggende zandlaag is relatief goed doorlatend; hierin zal doorgaans horizontale grondwaterstroming optreden. Deze laag wordt daarom ook de watervoerende zandlaag (watervoerend pakket) genoemd.

Piping is een verschijnsel dat kan optreden bij hoge waterstanden van het buitenwater (rivier, kanaal, boezem, meer of zee), waarbij het verval (buitenwaterstand minus binnenwaterstand of buitenwaterstand minus maaiveldhoogte) hoog is.

Bij een voldoende hoge buitenwaterstand kunnen achtereenvolgens de volgende fasen optreden, zie Figuur 4.3:

##### **4.3.1 Opdrijven van de afdekkende laag aan de binnenzijde van de dijk**

Wanneer de watervoerende zandlaag met het buitenwater in contact staat, zal bij een toenemende buitenwaterstand horizontale grondwaterstroming in de zandlaag op gang komen, waardoor ook de waterspanningen in de zandlaag zullen toenemen. De stijghoogte van het grondwater in de watervoerende zandlaag is – als gevolg van de weerstand die de grondwaterstroming ondervindt – doorgaans lager dan de buitenwaterstand zelf, maar kan wel hoger zijn dan de grondwaterspiegel in de deklaag en ook hoger dan het maaiveld. Dit betekent dat er in de zandlaag wateroverdruk ten opzichte van de deklaag ontstaat. Wanneer de waterspanningen ter plaatse van de afdekkende, slecht doorlatende laag aan de binnenzijde groter worden dan het gewicht van die laag, zal deze gaan opdrijven. In de praktijk is opdrijven soms, maar lang niet altijd, waarneembaar door zwakke golfbewegingen van het maaiveld bij betreden.

##### **4.3.2 Opbarsten van de afdekkende laag (Figuur 4.3a) en het ontstaan van wellen (Figuur 4.3b)**

Wanneer die overdruk groot genoeg is, zal het grondwater in de zandlaag een uitweg naar boven forceren. Door het opdrijven kunnen scheurtjes in de afdekkende laag ontstaan, waardoorheen het kwelwater zich een weg zoekt naar het maaiveld. Dit wordt opbarsten van de deklaag genoemd. Door erosie van deze kwelweg ontstaat in de deklaag (tussen de zandlaag en het maaiveld) een kanaal, het zogenaamde opbarstkanaal, en ontstaan er wellen op het maaiveld of op de waterbodem, als achter de dijk een waterpartij (bijvoorbeeld een sloot) ligt. Wanneer het gewicht van de deklaag (veel) groter is dan de waterdruk, die aan de onderkant van deze laag door het grondwater in de zandlaag wordt uitgeoefend, zal

opbarsten echter achterwege blijven. Dit principe van tegendruk wordt toegepast om piping te voorkomen, namelijk door het aanleggen van zogenaamde pipingbermen.

#### 4.3.3 Het eroderen van de zandlaag (Figuur 4.1 c / d)

Door het opbarstkanaal stroomt grondwater vanuit de zandlaag richting het maaiveld. Er ontstaat een wel. Door de uit de zandlaag uittredende kwel worden zanddeeltjes vanuit de zandlaag naar het opbarstkanaal getransporteerd. Het opbarstkanaal wordt daardoor opgevuld met zand dat zich in gefluïdiseerde toestand bevindt. De stromingsweerstand in het opbarstkanaal neemt daardoor toe.

Er zijn nu twee mogelijkheden:

- a) door de toegenomen weerstand neemt de stroomsnelheid ter plaatse van het uittreepunt in de zandlaag zodanig af dat het erosieproces stopt en de wel 'schoon' water gaat produceren;
- b) de stroomsnelheid neemt onvoldoende af, waardoor de aanvoer van zand naar het opbarstkanaal voort blijft duren. Wanneer de stroming krachtig genoeg is (als het verval over de dijk voldoende hoog is), wordt zand uit de zandlaag in de omgeving van het opbarstkanaal geërodeerd, door de kwelstroom via het opbarstkanaal naar het maaiveld meegevoerd en rondom de uitstroomopening van de wel afgezet. Daar ontstaat dan een zandkrater. De diameter van het opbarstkanaal kan sterk variëren afhankelijk van de stroomsnelheid en de erodeerbaarheid van het materiaal in de afdekkende laag. In de zandlaag ontstaan een holle ruimte ter plaatse van het opbarstkanaal, die zich later bovenin de zandlaag direct onder de afdeklaag in vorm van kanaaltjes (pipes) in bovenstroomse richting (richting buitenwater) uitbreiden. Dit wordt terugschrijdende erosie genoemd. Er ontstaan door vertakkingen kanaaltjes in de bovenkant van de zandlaag. Deze kanaaltjes blijven in stand omdat de erboven liggende grond (klei) samenhangend is.

#### 4.3.4 Het ontstaan van doorgaande pipes (Figuur 4.1e)

Bij voldoende groot verval over de kering zullen de erosiekanaaltjes blijven groeien, tot ze het buitenwater bereiken. Er is dan een open verbinding tussen buitenwater en uittreepunt ontstaan, waardoor de waterkering onderloops is geworden. Het mechanisme onderloopsheid of piping is daarmee een feit.

#### 4.3.5 Verbreden van het doorgaande kanaal in bededenstroomse richting (Figuur 4.3f)

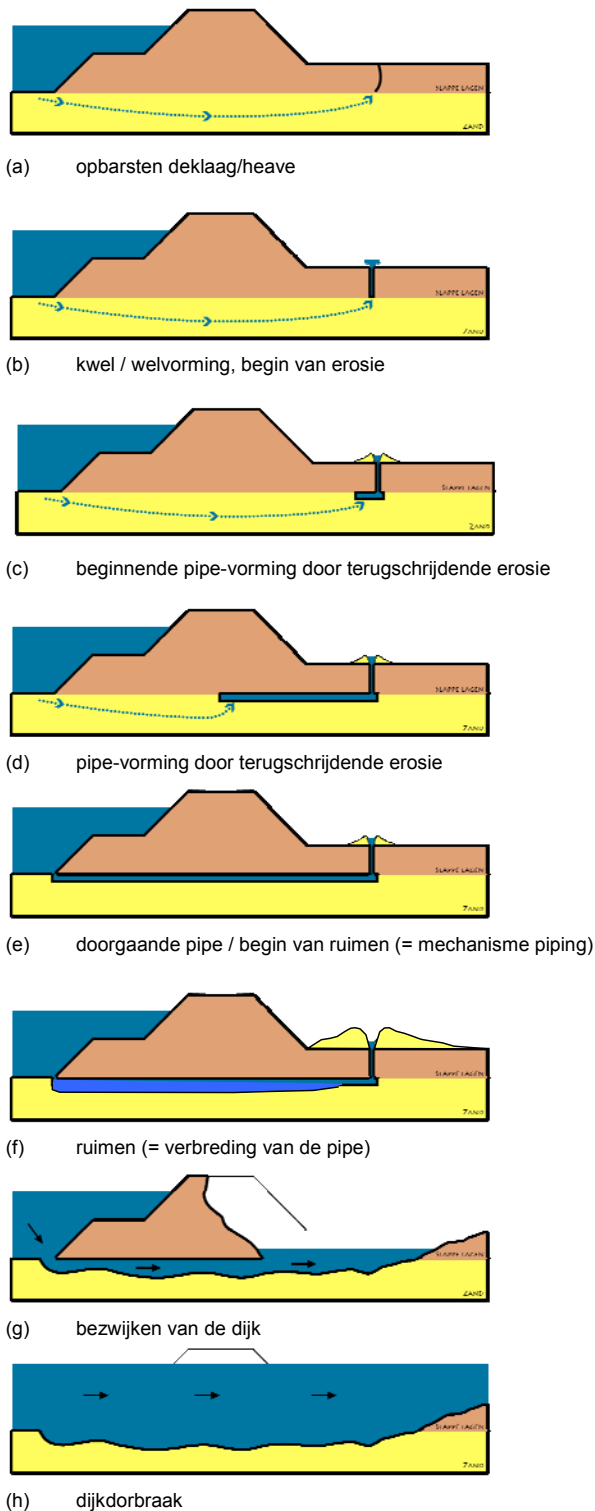
Zodra het kanaaltje contact maakt met het water aan de bovenstroomse zijde van de dijk (buitenzijde), treedt het ruimproces op. Onder 'ruimen' wordt het proces verstaan waarbij het kanaaltje door een drukgolf, die met de stroom meeloopt, vanaf de bovenstroomse naar de benedenstroomse kant versneld verder gaat eroderen.

#### 4.3.6 Bezwijken van de waterkering (Figuur 4.1g)

Uiteindelijk zal dit, naar wordt aangenomen, leiden tot holle ruimten onder de waterkering die zo groot zijn dat verzakking en breuk, en dus bezwijken, van het dijklichaam zal optreden. Bij voldoende hoge waterstand zal dan een bres in de dijk ontstaan en tot dijkdoorbraak leiden (Figuur 4.1h). Visuele waarnemingen van dit bezwijkproces en van de tijdsduur ervan, althans bij dijken, ontbreken echter. In kleinschalige proeven is waargenomen dat de verdere erosie van de zandlaag na het ontstaan van een doorgaande pipe zeer snel, dat wil zeggen in de orde van minder dan een minuut, verloopt. In de full-scale proeven op de IJkdijk is daarentegen gebleken dat het vormen van een doorgaande kanaal meerdere dagen kan vergen. Hoewel het ontstaan van doorgaande pipes niet direct gelijk gezet kan worden met het feitelijk bezwijken van de waterkering, is dat in de vigerende ontwerpfilosofie wel



aangenomen. De grenstoestand 'ontstaan van doorgaande pipes' wordt nu dus opgevat als grenstoestand ten aanzien van bezwijken.



*Figuur 4.1* Verschillende fasen bij het ontstaan van piping bij een in Nederland veel voorkomende situatie van de ondergrondopbouw bij een dijk

## 4.4 Bodemopbouw waarbij het mechanisme piping een rol speelt

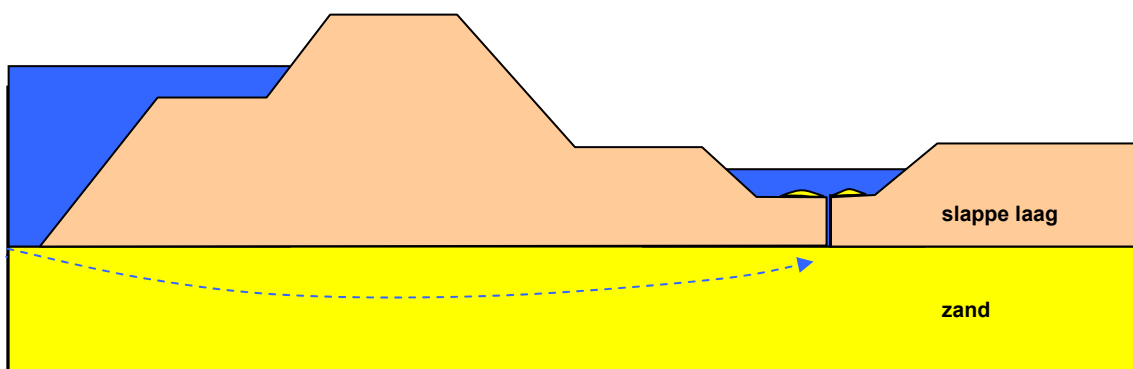
Met een pipinggevoelige situatie wordt in dit Onderzoeksrapport bedoeld een zodanige bodemopbouw dat piping mogelijk een rol kan spelen. Kenmerkend voor een pipinggevoelige situatie zijn de volgende elementen:

1. horizontale grondwaterstroming door een zandlaag, die bovenstrooms gevoed wordt door een waterreservoir (zee, rivier, watergang, (stuw)meer, etc.) en benedenstrooms een uittreepunt heeft waar het grondwater vrij uit kan stromen. Vanaf het uittreepunt is de zandlaag in bovenstroomse richting overdekt door een relatief ondoorlatend en samenhangend oppervlak, bijvoorbeeld de onderkant van een cohesieve grondlaag of de onderkant van een op de zandlaag rustende betonnen of gemetselde constructie, waardoor de mogelijkheid wordt geschapen dat de kanaaltjes in stand blijven.
2. een intreepunt op een zodanig korte afstand van het uittreepunt, dat een open verbinding kan ontstaan tussen het waterreservoir bovenstrooms en het uittreepunt.

In de bodemopbouw waarbij piping mogelijk een rol speelt zien we die elementen terug.

### 4.4.1 Bodemopbouwen die wel pipinggevoelig zijn

In Figuur 4.2 is een typische configuratie van de ondergrondopbouw geschetst waarbij piping een rol kan spelen. Het uittreepunt wordt in dit geval gevormd door een opbarstkanaal, waardoor water vanuit de zandlaag in de bermsloot kan uitstromen en zanddeeltjes mee kan voeren. Voor een beschrijving van het opbarstmechanisme wordt verwezen naar paragraaf 4.5. Wanneer de afdekkende kleilaag zo zwaar is dat opbarsten niet op kan treden, kan ook het erosiemechanisme niet optreden, omdat er geen zand kan worden afgevoerd. De bodemconfiguratie is dan ongevoelig voor piping.

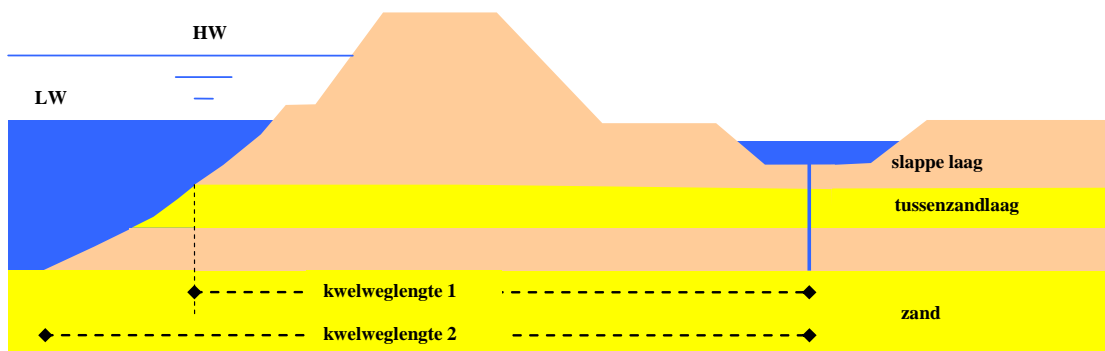


Figuur 4.2 Opbarsten slappe deklaag onder bermsloot

Een andere typische bodemconfiguratie waarbij piping mogelijk een rol speelt is geschetst in Figuur 4.3. Hier komen in de ondergrond meerdere zandlagen (tussenzandlagen) voor, afgewisseld door cohesieve ondoorlatende grondlagen (klei of veen) die elk rechtstreeks in verbinding staan met het buitenwater. Voor beide geldt dat een opbarstkanaal kan ontstaan aan de binnenzijde van de dijk. In de huidige praktijk is het gebruikelijk om bij ontwerp- of toetsingscontroles beide zandlagen afzonderlijk te beschouwen.

In beginsel zou daarbij in elk van de lagen piping op kunnen treden. Hoewel doorgaans alleen de bovenste laag van belang is, moet in beginsel de veiligheid tegen opbarsten en piping voor alle zandlagen gecontroleerd worden.

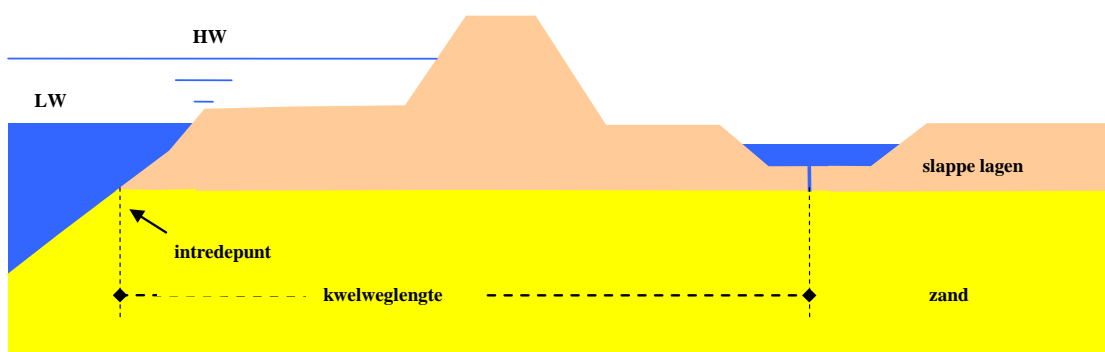
Een denkbare situatie is dat de bovenste zandlaag door beperkte dikte of doordat deze uit relatief grof materiaal bestaat, niet erosiegevoelig is, maar de onderste laag wel. Mogelijk kan dan de bovenste zandlaag werken als natuurlijk hydraulisch filter, waardoor migratie van zand vanuit de onderste zandlaag wordt voorkomen. Hierbij is er wel rekening mee te houden dat grof materiaal ook erg doorlatend is, en juist daardoor ook pipinggevoelig kan zijn. De filterwerking dient gecontroleerd te worden met behulp van filterregels. Wanneer de bovenste zandlaag door aanwezigheid van silt- of kleibijmenging enigszins cohesief is, kan echter toch niet uitgesloten worden dat toch een doorgaand opbarstkanaal ontstaat tot het maaiveld. Aanbevolen wordt om bij twijfel specialistische hulp in te schakelen, of om de veilige weg te kiezen, namelijk het beschouwen van de zandlagen afzonderlijk.



*Figuur 4.3 Potentieel pipinggevoelige ondergrondopbouw bestaand uit tussenzandlaag (zandbaan) en diepe zandlaag, van elkaar gescheiden door een ondoorlatende laag (klei of veen)*

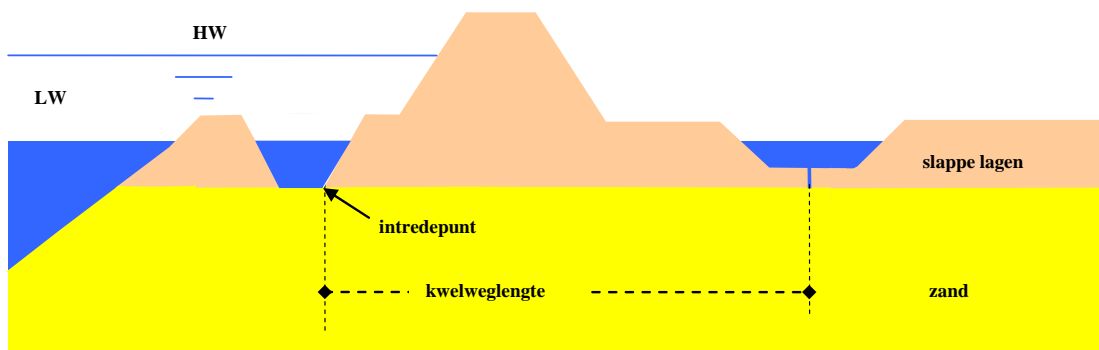
De volgende vier figuren tonen hiervan afwijkende dwarsdoorsneden, waarbij het pipingmodel en de bijbehorende procesbeschrijving nog wel van toepassing zijn.

Figuur 4.4 en Figuur 4.5 schetsen situaties waarbij in het voorland een deklaag aanwezig is. Hierdoor verschuift het intredepunt nog meer richting het buitenwater.



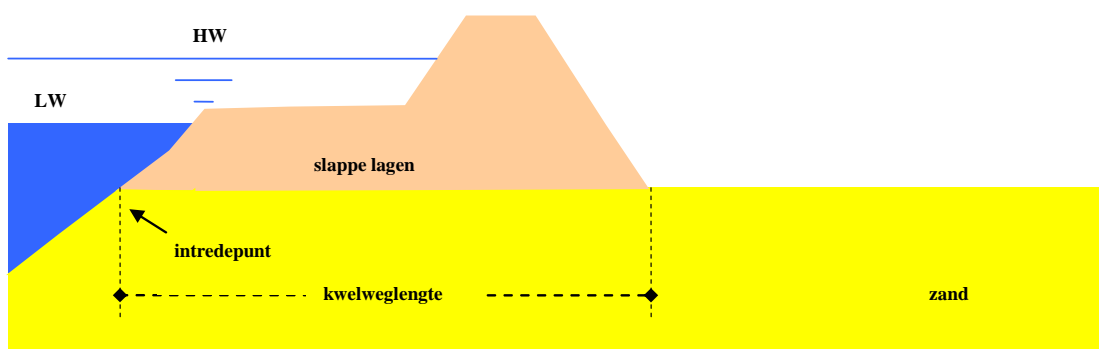
*Figuur 4.4 Dijk met voorland*

# Deltares



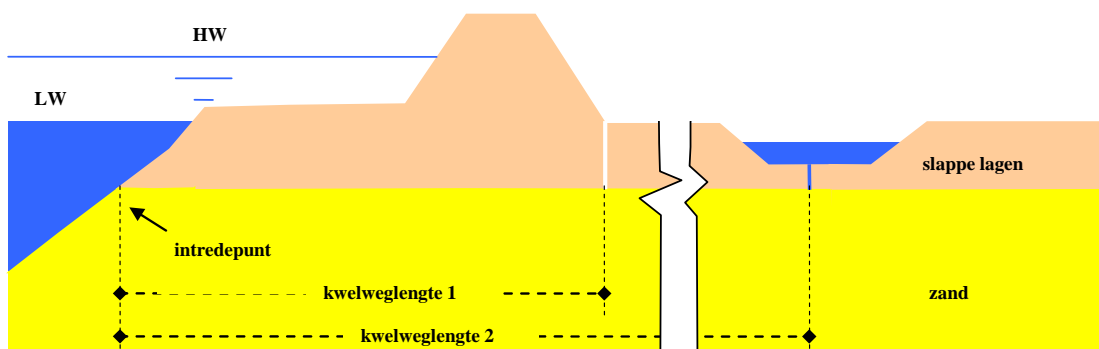
Figuur 4.5 Dijk met vergraving in het voorland

Figuur 4.6 toont de situatie waarbij binnendijks de deklaag nagenoeg ontbreekt. Het uitredepunt ligt bij de teen van de dijk. Deze situatie is in de IJkdijk pipingexperimenten onderzocht [Beek & Knoeff, 2010].



Figuur 4.6 Geen deklaag aanwezig (opbarsten speelt geen rol)

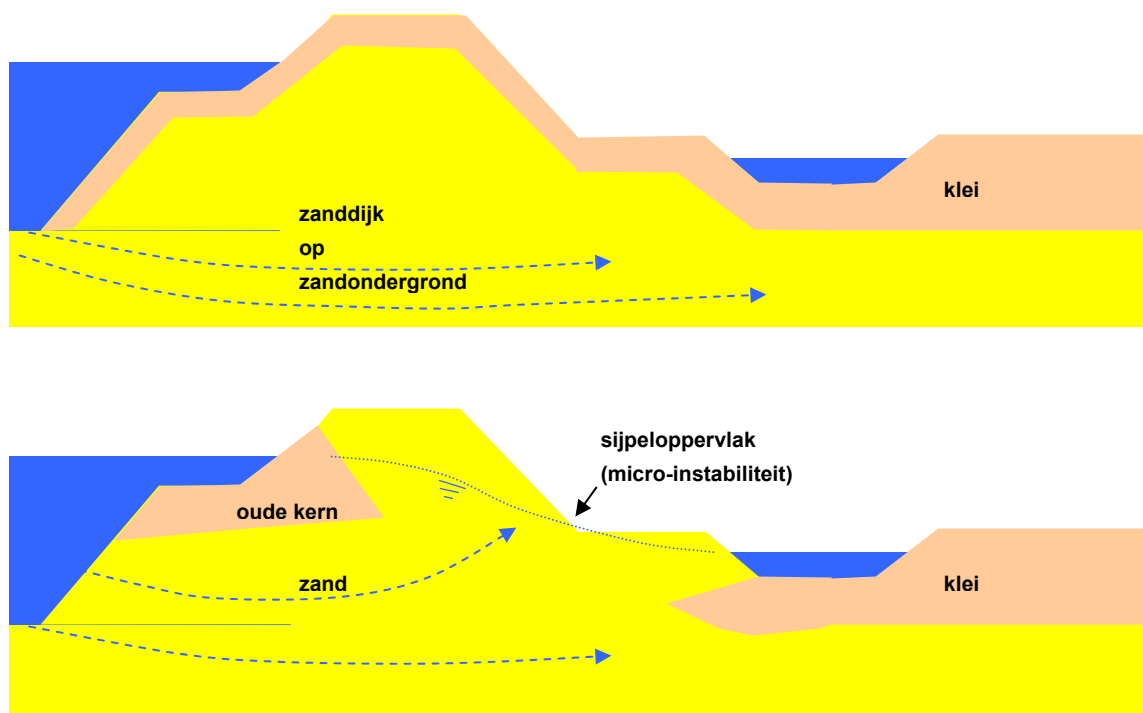
In Figuur 4.7 is de deklaag onderbroken. In dit geval moeten verschillende kwelwegen worden gecontroleerd.



Figuur 4.7 Onderbroken deklaag. Controle op opbarsten en piping voor kwelweg 1, op piping alleen voor kwelweg 2.

#### 4.4.2 Bodemopbouwen die niet pipinggevoelig zijn

In Figuur 4.8 zijn voorbeelden van een configuratie van de opbouw geschetst waarbij piping **geen** rol kan spelen. In deze configuraties zal geen doorgaande pipe onder de dijk kunnen ontstaan. In het bovenste voorbeeld bevindt zich een zanddijk op een zandondergrond. Hier vindt kwelstroming plaats via de ondergrond door het dijklichaam zelf. In het onderste voorbeeld treedt het kwelwater uit aan het binnentalud van de dijk. Daar vormt zich een sijpelloppervlak. Hoewel hierbij erosie van zanddeeltjes kan optreden, zal een eventueel erosiekanaal dat zich begint te vormen instorten, omdat het zand cohesieloos is. Dit proces herhaalt zich continu, waardoor afkalving van het binnentalud plaatsvindt. Dit mechanisme noemen we micro-instabiliteit.



Figuur 4.8 Ondergrond- en dijkopbouwen die ongevoelig zijn voor piping

#### 4.5 Opbarsten van een afdekkende kleilaag

Bij de geschetste dijk- en ondergrondconfiguraties waarbij piping mogelijk een rol kan spelen is uitgegaan van een open verbinding tussen de zandlaag en het grondoppervlak. Die verbinding kan ontstaan doordat bij voldoende hoge buitenwaterstand de hiermee corresponderende waterdruk in de zandlaag tegen de onderkant van de kleilaag gelijk wordt aan het gewicht van de bovenliggende grond. Vanwege verticaal krachterevenwicht kan die waterdruk nooit groter worden. Aangenomen wordt dat hierdoor in de afdekkende laag scheurvorming optreedt. Dit verschijnsel wordt opbarsten genoemd. Door de scheurvorming in de kleilaag en de eroderende werking van de kwelstroom kunnen kanaaltjes ontstaan (opbarstkanaaltjes), waardoorheen de kwelstroom zanddeeltjes vanuit de zandlaag mee naar boven kan nemen en aldus een zandmeevoerende wel wordt gevormd.

Indien een afdekkende klei- of veenlaag aanwezig is, is opbarsten een noodzakelijke voorwaarde voor het ontstaan van zandmeevoerende wellen. Zonder opbarsten geen piping, tenzij er al open kanaaltjes aanwezig zijn, bijvoorbeeld als gevolg van onvoldoende

afgedichte boor- en sondeergaten. Bij dunne afdekklagen kunnen open kanaaltjes aanwezig zijn als gevolg van afsterven van boomwortels, graverijen en, afhankelijk van de grondwaterstand, scheuren in de klei. De ontwerpcontrole van nieuwe dijken of de toetsing van bestaande dijken ten aanzien van de veiligheid tegen piping begint dus met controle op de veiligheid tegen opbarsten. Wordt hieraan voldaan, dan kan verdere toetsing op het pipingmechanisme achterwege blijven, mits ook gecontroleerd is dat geen welvorming kan ontstaan door de genoemde andere oorzaken. In het geval van Figuur 4.6, waar geen deklaag aanwezig is, speelt opbarsten geen rol en dient alleen op piping te worden gecontroleerd.

Deze voorwaarde impliceert tevens ook een mogelijkheid van ontwerpaanpassing om de veiligheid tegen piping te verzekeren, namelijk het vergroten van het gewicht van de afdekkende laag door het aanbrengen van een zogenaamde pipingberm. Daarmee wordt de plaats waar vanaf opbarsten kan optreden verder binnendijs verschoven, waardoor de lengte van de kwelweg toeneemt.

## 4.6 Fasen binnen het pipingproces

### 4.6.1 Algemeen

Binnen het pipingproces worden meerdere fasen doorlopen, wat in de schaalproeven in het laboratorium en in het full-scale experiment op de IJkdijk werd geobserveerd. Het eigenlijke pipingproces doorloopt vier fasen:

- 1 Erosieactiviteit en welvorming
- 2 Pipevorming - terugschrijdende erosie
- 3 Pipevorming - verbreding door ruimen
- 4 Dijkdoorbraak

Deze vier fasen worden in de volgende paragrafen verder toegelicht.

### 4.6.2 Fase 1: Erosieactiviteit en welvorming

We beschouwen hiervoor de situatie in Figuur 4.6, waar geen deklaag aanwezig is. Zodra een gering verval aanwezig is bestaan de eerste waarnemingen van de erosieactiviteit uit zandwolkjes in het water en 'zandsporen', plekken waar geen zandtransport waarneembaar is, maar wel zand is afgezet (zie Figuur 4.9). De hoeveelheid zand in deze sporen blijft beperkt tot enige kubieke centimeters. Deze zandsporen kunnen zowel over de hele lengte van de dijk als ook in clusters worden waargenomen. Na verloop van tijd kunnen sommige zandsporen ook weer verdwijnen.

Deze stofwolken en zandsporen duiden op een lokale concentratie van lekstroming, mogelijk ook op de aanwezigheid van kanaaltjes. Lokaal is een stromingsdruk aanwezig die stofwolken kan activeren en zandkorrels kan uitspoelen. De stroomsnelheid is gering waardoor de uitstroomsnelheid van het zand zo langzaam is dat geen zandtransport kan worden waargenomen. Zandtransport is echter noodzakelijk voor de vorming van zandsporen. Het is tot nu toe nog niet duidelijk of het hier gaat om het uitspoelen van de kleine zandfractie of dat er daadwerkelijk kanaaltjes ontstaan.

Deze concentratie van stroming kan door verschillende aspecten worden veroorzaakt. Ten eerste kunnen locale inhomogeniteiten in het zandpakket ervoor zorgen dat de stroming zich

concentreert. Inhomogeniteiten kunnen optreden door verschillen in verzadigingsgraad, verdichtingsgraad, uittredeweerstand of in aansluiting tussen zandpakket en kleidijk. Concentratie van stroming kan ook ontstaan doordat achter de zandsporen een zeer klein kanaaltje ontstaat, maar er is onvoldoende verhang voor een continu transport van zandkorreltjes door deze kanaaltjes. Door het bewegen van individuele korrels ontstaan 'schone' kanaaltjes, dus kanaaltjes waardoor geen continu korreltransport plaatsvindt.

Het ontstaan van stofwolken en zandsporen heeft geen invloed op de hoeveelheid water wat onder een dijk doorstroomt en heeft geen verband met de waterspanningen onder een dijk.



*Figuur 4.9 Zandspoor*

Bij wat grotere verhangen (enkele centimeters onder het kritieke verhang) gaan sommige zandsporen over in schone (niet-zandmeevoerende) wellen. Zonder dat het zandspoor zichtbaar groter wordt ontstaat een duidelijk geconcentreerde uitstroom.

Niet-zandmeevoerende wellen ontstaan doordat lokaal water uit het zandpakket onder de dijk stroomt, mogelijk door een lokaal gat in een weerstandsbiedende laag of uit een lokaal kanaaltje. Bij een wat groter uitstroomdebiet wordt een krater zichtbaar en 'kookt' het water in de krater. Het debiet afkomstig uit de krater is op dat moment nog zeer klein ten opzichte van het totale debiet. Bij het ontstaan van schone wellen neemt de stroming onder de dijk niet significant toe. De waterspanningen dalen op locaties waar zich actieve wellen bevinden. Dieper in het zandpakket treden geen dalingen van waterspanningen op.

Voordat continu zandtransport wordt waargenomen ontstaan al kanalen aan de benedenstromse (buitendijkse) kant. Dit gaat gepaard met een afname van waterspanningen aan deze kant, het sterkst op locaties waar ook zandmeevoerende wellen worden waargenomen.

#### 4.6.3 Fase 2: Pipevorming – terugschrijdende erosie

Zolang het verval over de waterkering voldoende klein is zal bij het uittreepunt 'schoon' water uittreden. Neemt het verval toe, en dus ook de hevigheid van de kwelstroming, dan leidt dit ertoe dat vanuit de zandlaag zanddeeltjes worden meegenomen. We spreken dan over een zandmeevoerende wel. Het zand wordt afgezet rond het uittredepunt en er vormt zich een zandkrater.

Een zandmeevoerende wel wordt gedefinieerd als een wel die continu zichtbaar zand meevoert (Figuur 4.11).

# Deltares

De erosie van het zand begint op de plaats waar de kwelstroom vanuit de zandlaag in het verbindingskanaal met het oppervlak komt, door de hoge lokale gradiënten als gevolg van het zich samentrekken van de stroomlijnen. In de zandlaag ontstaat op die plaats een holle ruimte (Figuur 4.1c). Later, bij nog groter verval, vormen zich kanaaltjes bovenin de zandlaag (direct onder de ondoorlatende rand van de kleidijk of van de eventueel aanwezige deklaag), die zich uitbreiden richting buitenwater (Figuur 4.1d). Dit proces wordt aangeduid als ‘terugschrijdende erosie’.

In de IJkdijkproeven is waargenomen dat als eenmaal een zandmeevoerende wel is ontstaan, het pipingproces niet meer tot stilstand komt. Bij gelijkblijvend verval stopt het zandtransport niet meer en de lengte van het kanaal blijft toenemen. Er ontstaat dus geen evenwichtssituatie. Dit lijkt in tegenspraak met de theorie van Sellmeijer. Maar hierbij is wel in acht te nemen dat bij de IJkdijkproeven een specifieke configuratie met een vlak als uitstroompunt werd beproefd.

Volgens het model van Sellmeijer heeft de kanaalvorming in eerste instantie een reducerende werking op het erosieproces, doordat stromingsgradiënten afnemen (zie ook Figuur 5.4), zodat (bij gelijk blijvende buitenwaterstand) de terugschrijdende erosie tot stilstand komt. De lengte van de kanaaltjes (pipes), dus de mate waarin de terugschrijdende erosie vordert, is volgens Sellmeijer [1988] afhankelijk van het verval over de waterkering. Wanneer het verval over de kering echter groot is, zal de terugschrijdende erosie zich zover doorzetten, dat het erosieproces niet gereduceerd wordt, maar juist versterkt. Het kritieke verval is dan overschreden en er ontstaat volgens de theorie progressief terugschrijdende erosie. Het verval, waarbij het proces van terugschrijdende erosie nog net stopt, wordt het kritieke verval genoemd.

Het feit dat na het ontstaan van zandmeevoerende wellen nog evenwichtssituaties mogelijk zijn, is een interpretatie van de theorie. Mogelijk is het kritiek verval al bereikt, wanneer in de praktijk zandmeevoerende wellen worden waargenomen. Een evenwichtsverval is dus mogelijk als het gaat om miniem kleine kanaaltjes vrijwel zonder waarneembare zandproductie van de wellen.

Uit experimentele onderzoek volgt dat het kanaal bij constant verval langzaam in bovenstroomse richting groeit. De snelheid waarmee kanaaltjes groeien is afhankelijk van het verval. Indien meerdere kanaaltjes aanwezig zijn groeien deze niet allemaal even snel. De activiteit van de individuele zandmeevoerende wellen kan in de loop van de tijd vernaderen; sommige vallen helemaal stil, soms voert een wel wat minder zand af. Ook kunnen nieuwe zandmeevoerende wellen ontstaan, meestal vlakbij een bestaande zandmeevoerende wel. Kanalen worden ook niet over de gehele breedte van een dijk gevormd, soms is er een soms zijn er meerdere hoofdkanalen.

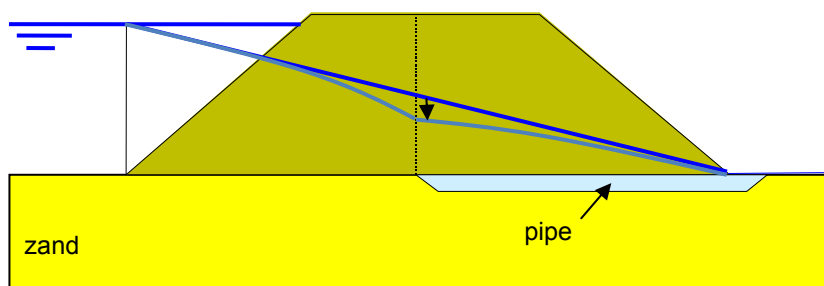
Zandmeevoerende wellen hoeven zich niet per se uit een al bestaande schone wel te ontwikkelen. De totale hoeveelheid zandtransport blijft bij gelijkblijvend verval constant en neemt toe bij een toename van het verval.

Uit full-scale testen op de IJkdijk [Beek & Knoeff, 2010] blijkt dat een of meerdere zandmeevoerende wellen (zie Figuur 4.11) eerst ontstaan bij een verval bijna zo hoog is als het verval waarbij een dijk kan bezwijken.

Het groeien van kanalen is in de praktijk goed waarneembaar in de verandering van waterspanningen. Een verlaging van waterspanning duidt op kanaalvorming. Wanneer



terugschrijdende erosie optreedt, is het verhang aan de bovenstroomse zijde van een piping kanaal hoger dan in de situatie zonder kanaal en ter plaatse van het kanaalfront is het verhang lager. Het kanaal heeft een grotere doorlatendheid dan het zand en dus zal dit het water naar zich toetrekken. Dit geeft in totaal een wat groter debiet. Aan de bovenstroomse kant van dat kanaal is het zandpakket nog ongestoord, maar daar moet het hogere debiet door stromen en dus is daar ook een hoger verval. Geschematiseerd ontstaat dus de situatie zoals geschetst in Figuur 4.10. De helling van de lijn met het stijghoogteverloop is het verhang. In deze figuur is te zien hoe waterspanningen veranderen ten gevolge van de vorming van een kanaal.



*Figuur 4.10 Schets stijghoogteverloop. Locale waterspanningsafname (lichtblauwe lijn), veroorzaakt door kanaalvorming t.g.v. terugschrijdende erosie vergeleken met initiële waterspanning voor begin van kanaalvorming (blauwe lijn)*

De diepte van het kanaal wordt bepaald door het krachterevenwicht op de korrel. De verandering van de waterspanning volgt hieruit. De ligging cq. lengte van het zich vormende kanaal kan dus uit waterspanningsmetingen worden afgeleid.

De toename in doorlatendheid/debiet ten gevolge van het ontstaan en groeien van kanaaltjes is zeer klein. De toename in doorlatendheid van het watervoerende zandpakket (bulkdoorlatendheid) wordt door de kanaalvorming nauwelijks beïnvloed.



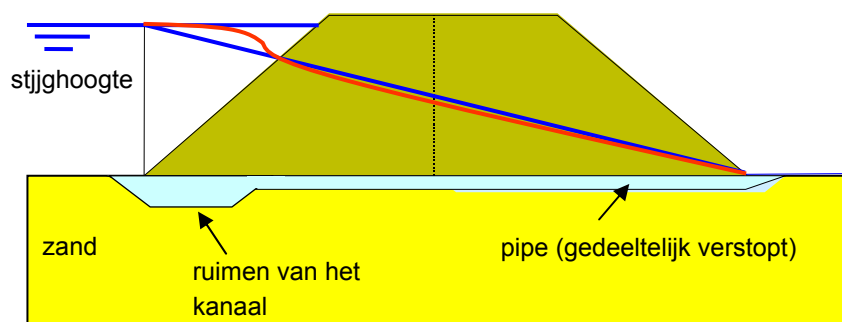
*Figuur 4.11 Zandmeevoerende wellen*

#### 4.6.4 Fase 3: Pipevorming – verbreding door ruimen

Zodra het kanaaltje dat vanaf de benedenstroomse zijde stroomopwaarts is gegroeid en contact maakt met het water aan de bovenstroomse zijde van de dijk (buitenzijde), treedt het ruimproces op. Het mechanisme onderloopsheid of piping is daarmee een feit (Figuur 4.1e).

# Deltares

Onder 'ruimen' wordt het proces verstaan waarbij het kanaaltje door een drukgolf, die met de stroom meeloopt, vanaf de bovenstroomse naar de benedenstroomse kant wordt verbreed en schoongedrukt. Het ruimproces gaat gepaard met een sterke verhoging van de waterspanning, die veroorzaakt wordt door de geringe hydraulische weerstand van het vergrote kanaal. Dit proces kan goed worden gevolgd aan de hand van waterspanningsmetingen. Deze situatie is geschematiseerd in Figuur 4.12.



Figuur 4.12 Toename waterspanningen in zandlaag ten gevolge van kanaalverbreding door ruimen (rode lijn) vergeleken met initiële waterspanning voor begin van kanaalvorming (blauwe lijn)

Het ruimproces is een ingewikkeld proces. Door drukgolf komt tijdens het ruimproces aan de bovenstroomse zijde een dusdanige hoeveelheid zand in beweging, dat er het kanaaltje verder onder de dijk op één of meerdere locaties verstopt raakt. Dit leidt tot sterke fluctuaties in waterspanningen en soms ook in het zandtransport. Het kanaal blijft bovenstrooms schoon zonder verstopping. Het schone kanaal ligt niet vast op één locatie maar kan nog wel meanderen. Het zand in de verstopte zones wordt vervolgens door een opnieuw startend proces van terugschrijdende erosie weggeruimd, waarna zich opnieuw een drukgolf door het kanaaltje kan voortplanten. Het proces herhaalt zich meerdere keren, waarbij het bovenstroomse schoongedrukte kanaal toenemend langer wordt. Het debiet neemt gedurende deze fase in geringe mate toe.

Het zandtransport neemt aan het begin van het ruimproces nauwelijks toe. Pas aan het eind van het ruimproces, direct voorafgaand aan de dijkdoorbraak is het zandtransport duidelijk zichtbaar.

Bij het vaststellen van de ernst van piping onder een dijk door inspecteren vormt deze situatie een behoorlijk risico. De tijd die nodig is om tot bezwijken te komen is blijkbaar afhankelijk van de kwelweglengte. Mogelijk treedt dit proces sneller op wanneer het te keren verval groter wordt. Nadat het kanaal de bovenstroomse zijde heeft bereikt kost het bij constant verval nog geruime tijd (meer dan 24 uur) om tot bezwijken te komen. Dit proces zou nog sneller kunnen verlopen als het kritieke verval ruim wordt overschreden.

#### 4.6.5 Fase 4: Dijkdoorbraak

Zodra het ruimproces de benedenstroomse zijde heeft bereikt, resulteert dit in een forse toename van zandtransport en debiet. Naast zand spoelt ook klei mee en er vormt zich een zogenaamde modderfontein (zie Figuur 4.13). Water stroomt met groot geweld door het kanaal. In de dijk treden grote scheuren op en de dijk zakt aan de bovenstroomse zijde in. Dit

leidt tot vermindering van het waterkerende vermogen van de waterkering. In de IJkdijkfaciliteit was het bovenstroomse waterpeil in deze fase ondanks grote pompvoorzieningen niet lang constant te houden vanwege de beperkte afmetingen van het waterbassin. Bij een constant verval over de kering, zoals dit bij een rivierhoogwater het geval is, zal het bezwijkproces gelijk blijvende intensiteit doorgaan, wat uiteindelijk tot verlies van het waterkerende vermogen ten gevolge van bresvorming zal leiden.



*Figuur 4.13 Doorbraak (toename zandtransport links en dijkdoorbraak rechts)*

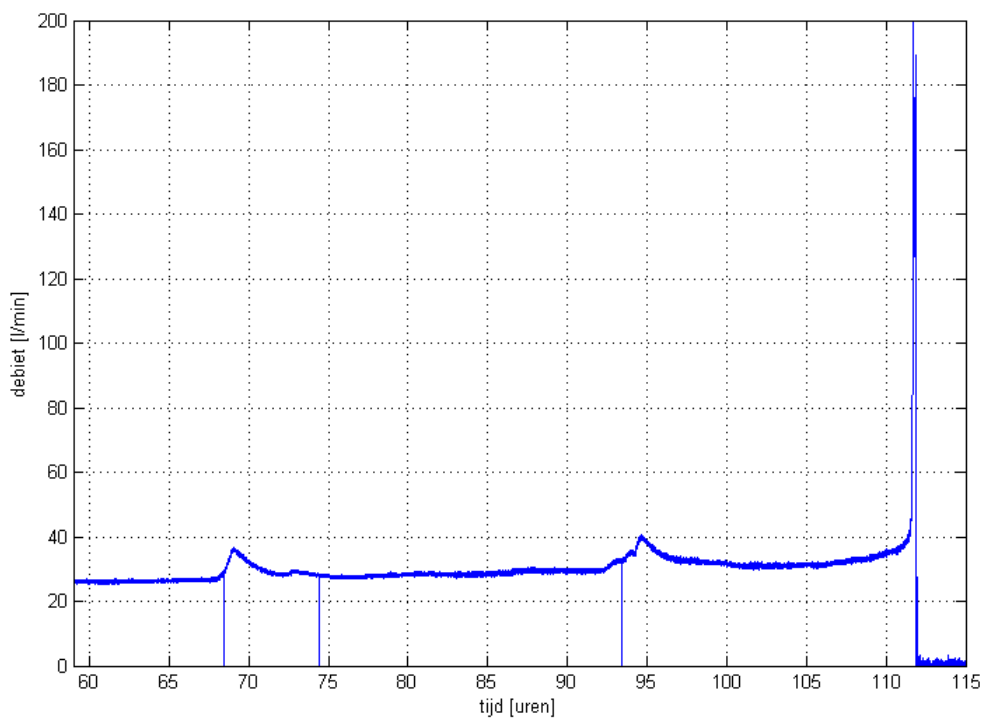
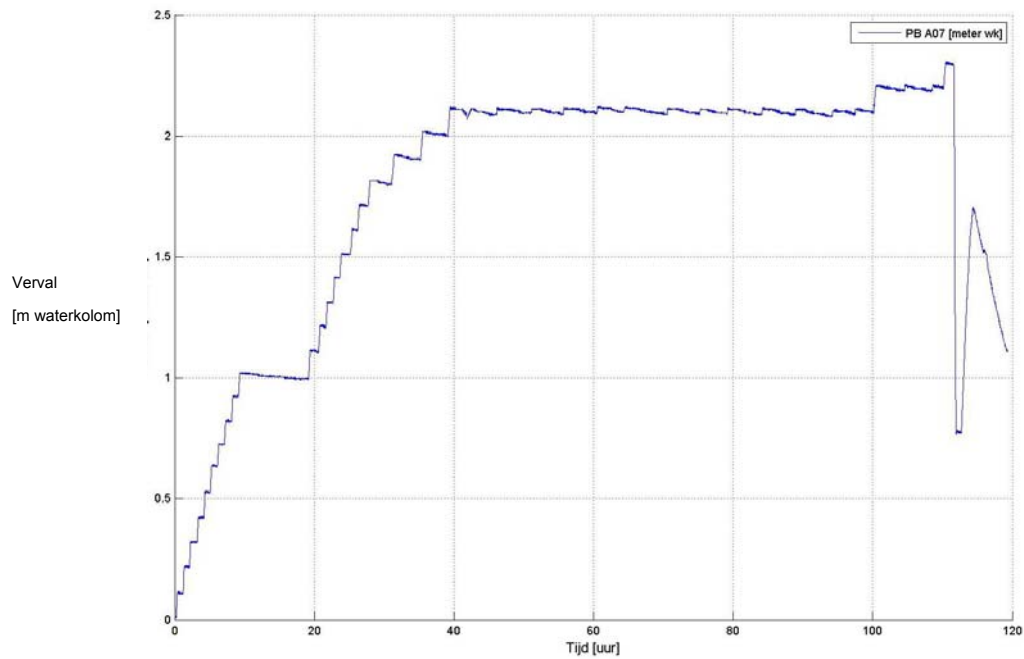
In Figuur 4.14 is het verloop van het verval en en het gemeten uitstroomdebiet vlak voor bezwijken in de tijd weergegeven. Het totale doorbraakproces duurde in de IJkdijkproeven (kwelweglengte 15 m) circa 20 minuten. Bij dijken op ware grootte zal dit proces nog meer tijd nodig hebben.

Piping kan dus leiden tot het bezwijken van waterkeringen. Over het doorbraakproces (bresvorming) zelf is verder nog weinig bekend. Uit uitgravingen na pipingproeven volgt dat het kanaal aan de bovenstroomse zijde groter en dieper in het zand snijdt dan aan de benedenstroomse zijde. Ook treedt alleen beperkte erosie van klei op. Het pipingprocs speelt zich dus duidelijk onder de kleilaag af. De kleilaag zelf wordt bijna niet aangetast, maar zakt bij voldoende grote uitspoeling van de daaronderliggende zandlaag na.

Op basis van waarnemingen in de IJkdijk proeven kan dus worden verondersteld dat op het moment dat zandmeevoerende wellen worden waargenomen, het kritieke verval al bereikt is. Het is dan slechts een kwestie van tijd voordat een doorgaande pipe zal ontstaan.

In paragraaf 4.9 komen we terug op de parameters die bepalend zijn voor het kritieke verval. We volstaan voorlopig met de mededeling dat naast moeilijk beïnvloedbare parameters zoals doorlatendheid en korreldiameters van de zandlaag vooral de lengte van de kwelweg erg belangrijk is. Deze parameter is wel beïnvloedbaar in het ontwerp van de waterkering en is de belangrijkste ontwerpgrootheid.

# Deltares



Figuur 4.14 a) Verloop van verval in de tijd voor IJkdijkproef 3 (fijn zand)

b) Gemeten uitstroomdebiet IJkdijkproef 3 (fijn zand) vlak voor bezwijken

#### 4.7 Heave

Indien aan de binnenzijde van grondconstructies op de watervoerende zandlaag geen of slechts een dunne afdekkende grondlaag aanwezig is, kunnen de verticale korrelspanningen aldaar wegvallen onder invloed van kwel. Dit wordt aangeduid met heave, wat overeenkomt met de vorming van drijfzand en met name optreedt bij verticaal uittredend grondwater.

Bij waterkerende kunstwerken en bij dijken kunnen kwelschermen worden toegepast. Kwelschermen vergroten de weerstand die een kwelstroom ondervindt. Het effect is dat de kwel vermindert en dat, nog belangrijker, de stroomsnelheid en daardoor de kans op erosie van de zandlaag afneemt. Bij kwelschermen aan de benedenstroomse zijde van de waterkering wordt de uittrederichting van de kwelstroom verticaal (zie Figuur 4.15). Hierbij doet zich het verschijnsel voor dat door de opwaartse kwelstroom de korrelspanningen in het zand achter het scherm afnemen. In het uiterste geval vallen de korrelspanningen geheel weg, waardoor feitelijk een drijfzandsituatie ontstaat. Dit mechanisme wordt heave genoemd.

Heave kan twee gevolgen hebben [Calle & Sellmeijer, 1998]:

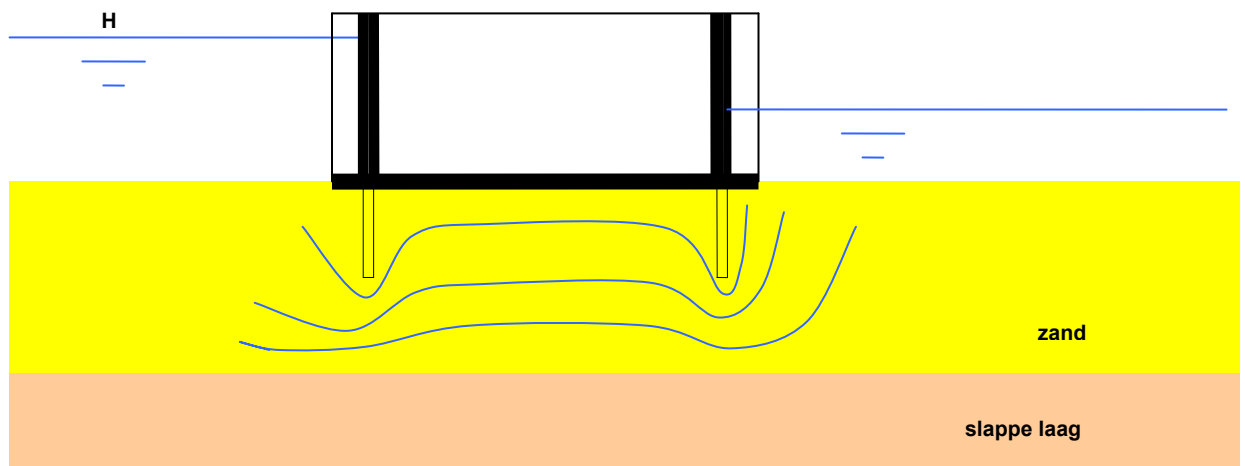
- 1 een drijfzandsituatie treedt op, waardoor de op de zandlaag gelegen bescherming kapotgaat. Indien sprake is van een granulair stortebed, kan dit negatieve gevolgen hebben voor de eventuele filterwerking.
- 2 door reductie van de effectieve korrelspanning in het gefluidiseerde zand naar 0 wordt het krachtenevenwicht op het kwelscherm verstoord. Hierdoor kan de aansluiting tussen scherm en constructie verstoord worden, met desastreuze gevolgen, zoals piping (zie volgende punt).

Opgemerkt wordt dat beide effecten ook al kunnen optreden bij een geringere opwaartse kwelstroom dan noodzakelijk voor volledige fluidisatie. Het ontbreken van een heldere grenstoestand moet bij de toetsing of het ontwerp worden afgedekt door een veiligheidsfactor (zie hoofdstuk 5 en 7).

Bepalend voor dit mechanisme is de toename van waterspanningen, vanaf het maaiveld, met de diepte in het zand achter het kwelscherm (zie Figuur 4.15). Indien geen kwelstroming aanwezig is, dan is die toename hydrostatisch. In het zand is dan korrelspanning aanwezig. Bij een opwaartse kwelstroom zijn de waterspanningen groter dan hydrostatisch (er is dus wateroverspanning), wat leidt tot afname van de korrelspanningen. Een grenstoestand wordt bereikt wanneer de toename van de wateroverspanning met de diepte gelijk is aan de toename van de korrelspanning wanneer de waterspanning hydrostatisch zou zijn. De toename van de wateroverspanning kan worden uitgedrukt in termen van de verticale gradiënt van de grondwaterpotentialiaal. De gradiënt waarbij de grenstoestand optreedt wordt kritieke gradiënt genoemd. De feitelijke verticale gradiënt van de grondwaterpotentialiaal achter het kwelscherm, dus de toename van de wateroverspanning met de diepte, is in het algemeen niet constant. Daarom wordt bij heave controles gerekend met de over het kwelscherm gemiddelde verticale gradiënt van de grondwaterpotentialiaal. Deze wordt getoetst aan de kritieke gradiënt, waarbij een veiligheidsfactor in acht wordt genomen.

Indien er sprake is van geconcentreerde lekkage door het kwelscherm ten gevolge van een gat, zal dit leiden tot een verlaging van het gemiddelde verhang over het gehele kwelscherm. In zoverre werkt geconcentreerde lekkage dus positief op de genoemde gevolgen van heave. Voor een toetsing op heave hoeft dus geen rekening gehouden te worden met mogelijke gaten in het kwelscherm. Er kan echter wel een probleem ontstaan voor piping.

Vanouds zijn kwelschermen bij dijken geweerd, omdat ze gezien werden als 'vreemde elementen'. Door de Commissie Boertien is echter aanbevolen om kwelschermen als mogelijke optie voor 'uitgekiend ontwerpen' niet uit te sluiten. Deze aanbeveling heeft ertoe geleid dat goede en gemakkelijk te gebruiken rekenmodellen voor controle op het mechanisme heave zijn ontwikkeld (zie ook hoofdstuk 5).



Figuur 4.15 Mechanisme Heave

## 4.8 Onder- en achterloopsheid bij kunstwerken

### 4.8.1 Algemeen

Kunstwerken vormen een onderbreking van het doorgaande grondlichaam van de dijk. Dit betekent dat niet alleen sprake is van kwelstroming onder het kunstwerk door, maar ook van kwelstroming om het kunstwerk heen.

Bij de beoordeling van een kunstwerk op welvorming en piping staat de kwelweg-analyse centraal. Uitgangspunt van de beoordeling is immers, dat langs elke mogelijke kwelweg onder het kunstwerk door en/of om het kunstwerk heen sprake is van voldoende weerstand tegen welvorming en piping. Een goede 3-dimensionale analyse naar mogelijk maatgevende kwelwegen is daarom altijd de eerste en vaak bepalende stap.

Het beoordelingscriterium van elke kwelweg hangt af van de uitstroomcondities:

- bij de uitstroming ter plaatse van een filterconstructie is de veiligheid met betrekking tot welvorming en piping gewaarborgd, mits wordt voldaan aan de 'filterregels' (zie paragraaf 5.4.3);
- bij een verticale uitstroming, bijvoorbeeld achter een damwand, dient het gemiddelde verhang voor het verticale deel in de kwelweg te worden beoordeeld (heave);
- in alle andere gevallen dient te worden gecontroleerd op piping.

Bij doorgaande kanaalvorming onder het kunstwerk door spreekt men van onderloopsheid. Dit is vergelijkbaar met de situatie bij dijken. Kwelschermen ter voorkoming van onderloopsheid noemt men wel 'onderloopsheidschermen'. Bij kanaalvorming om het kunstwerk heen spreekt men van achterloopsheid. Dit verschijnsel is bij dijken niet aan de orde. Kwelschermen ter voorkoming van achterloopsheid noemt men wel 'achterloopsheidschermen'. Uiteraard zijn ook combinaties van onder- en achterloopsheid mogelijk.

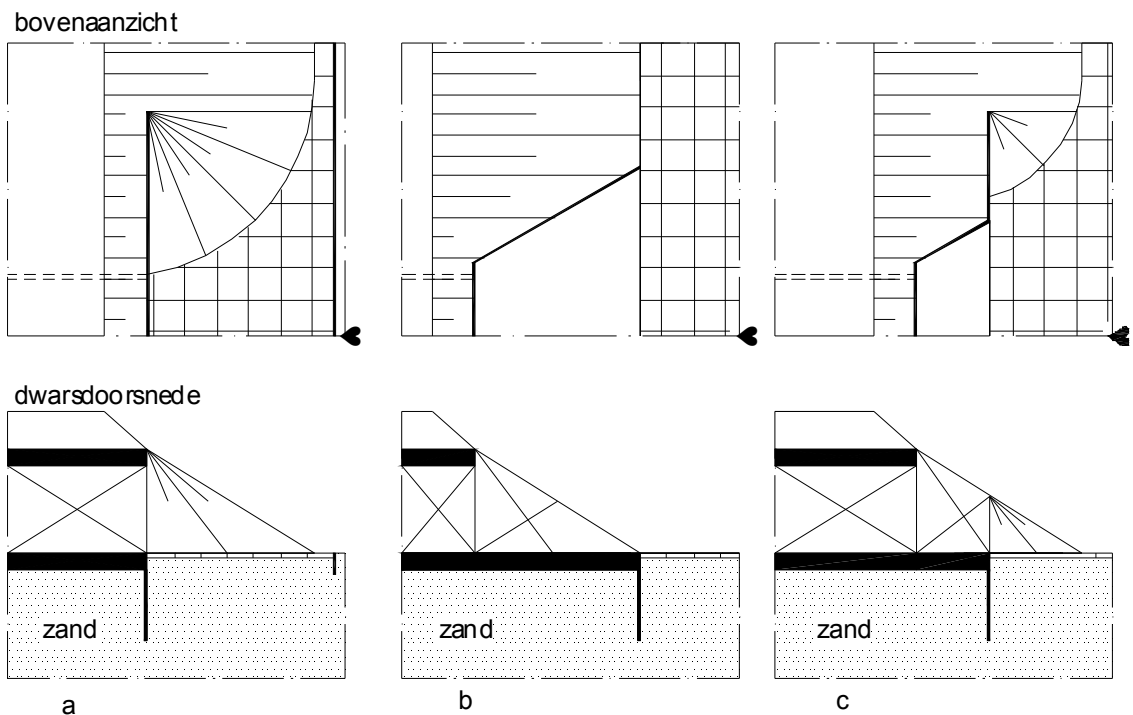
Het te keren verval kan betrekking hebben op hoge buitenwaterstanden, maar ook op onderhoudssituaties (bijvoorbeeld het geheel of gedeeltelijk droogzetten van een sluiskolk) of een extreme verlaging van de binnenwaterstand. Daarnaast staat het te keren verval in sommige gevallen slechts over een deel van het kunstwerk, bijvoorbeeld over een sluishoofd.

Bij kunstwerken kan piping/welvorming uitsluitend optreden, indien direct onder of naast het kunstwerk zand wordt aangetroffen. Dit geldt overigens niet uitsluitend voor een oorspronkelijk pipinggevoelige dijkopbouw (Figuur 4.3), maar ook voor een oorspronkelijk niet-pipinggevoelige dijkopbouw (Figuur 4.8).

In het andere geval kan hooguit sprake zijn van erosie van cohesief materiaal naast en onder het kunstwerk. Uiteraard dient dan wel te worden gecontroleerd of piping via een kwelweg onder de afsluitende laag door van belang kan zijn; dit is niet anders dan bij dijken.

Gegeven dat direct naast of onder het kunstwerk zand wordt aangetroffen, is de gevoeligheid voor piping/welvorming afhankelijk van het type kunstwerk. Een korte keersluis met een diepe drempel is gevoeliger dan een schutsluis met zijn grotere lengte, of een coupure met een hoog gelegen drempel waarbij het te keren verval door de drempelhoogte aanzienlijk wordt beperkt.

Niet elk in het kunstwerk opgenomen scherm heeft een belangrijke functie voor het tegengaan van onder- en achterloopsheid: de maatgevende kwelweg hoeft sommige schermen niet noodzakelijk te passeren. Ter illustratie zijn in Figuur 4.16 voor een afsluitbare kokersluis drie oplossingen geschetst voor de vormgeving van de uitstroomopening aan de binnenzijde van de waterkering. Bij oplossing b) 'wijkende vleugels' moet de weerstand tegen achterloopsheid geheel door het grensvlak tussen kunstwerk en naastliggend grondlichaam worden bewerkstelligd; dit is uitsluitend een acceptabele oplossing bij een zeer gering te keren verval. Bij oplossingen a) 'lange frontmuur' en c) 'wijkende vleugels en retourwanden' functioneren de frontmuren resp. de retourwanden als achterloopsheidschermen.



Figuur 4.16 Principe-oplossing uitstroming afsluitbare kokersluis: a) lange frontmuren, b) wijkende vleugels, c) wijkende vleugels en retourwanden.

Van belang is dat de achterloopsheidschermen voldoende hoog zijn doorgezet, d.w.z. tot ontwerppeil plus een overhoogte in verband met zetting en klink.

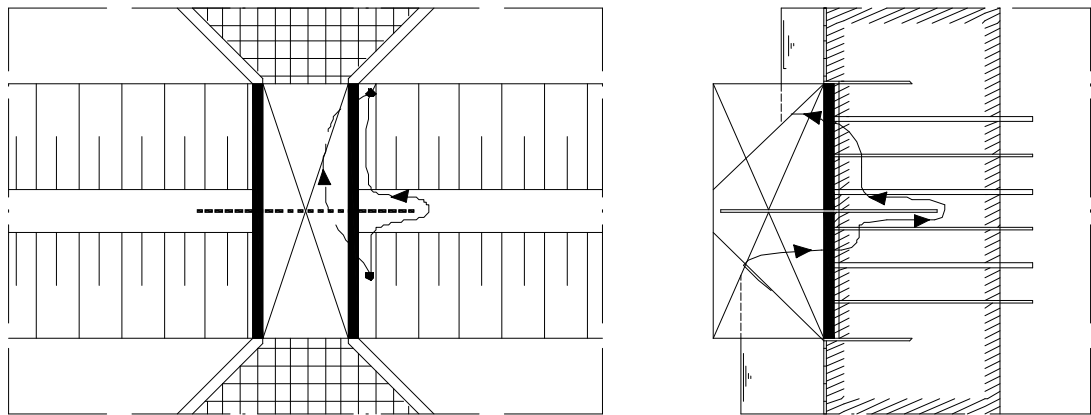
#### 4.8.2 Kunstwerken opgenomen in een ondoorlatend grondpakket

Figuur 4.17 toont een kunstwerk (bijvoorbeeld een sluis) in een dijk, waarbij het ongestoorde dijkprofiel bestaat uit een ondoorlatend dijklichaam op een ondoorlatend holocene pakket. Aangenomen wordt dat het holocene pakket voldoende dik is om het kwelscherm te kunnen opnemen. Voorts wordt aangenomen dat opbarsten van het holocene pakket niet optreedt. Het kunstwerk is gefundeerd op palen.

In dit geval kan volstaan worden met minimale afmetingen van onder- en achterloopsheidschermen, om de aansluiting van het kunstwerk op het ongestoorde ondoorlatende dijklichaam te waarborgen. Achtergrond hiervan is, dat een perfecte aansluiting van het kunstwerk met de naastliggende grond vaak moeilijk kan worden gegarandeerd. In de loop der tijd kan ruimte ontstaan door zettingsverschillen, temperatureffecten, etc., waardoor naast het kunstwerk micro-instabiliteit kan optreden. Voorts dient onder de paalfundering te worden gerekend op holle ruimten, die eveneens met een kort scherm moeten worden afgesloten.

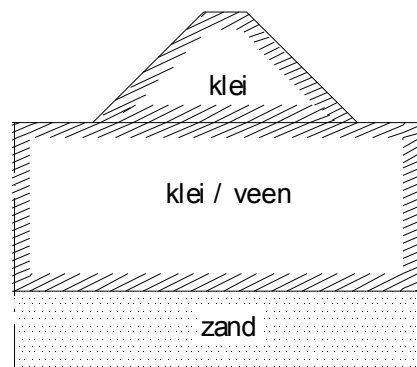
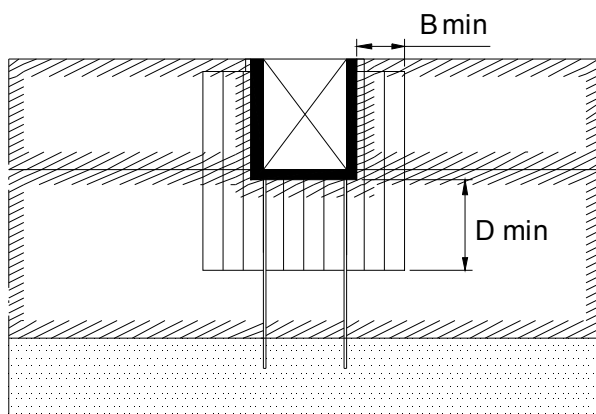
Merk op dat voor het hier geschetste geval de bij in- en uitstroomzijde aanwezige korte damwanden niet zijn doorgezet als achterloopsheidschermen en daarom een ondergeschikte rol spelen voor het tegengaan van weerstand tegen welvorming en piping. De maatgevende kwelwegen voor onder- en achterloopsheid zullen hun begin- en eindpunt naast het kunstwerk hebben, bij de aansluiting op het buiten- resp. binnentalud.





*Bovenaanzicht*

*Dwarsdoorsnede*



*Doorsnede in langsrichting van de dijk*

*Dijklichaam*

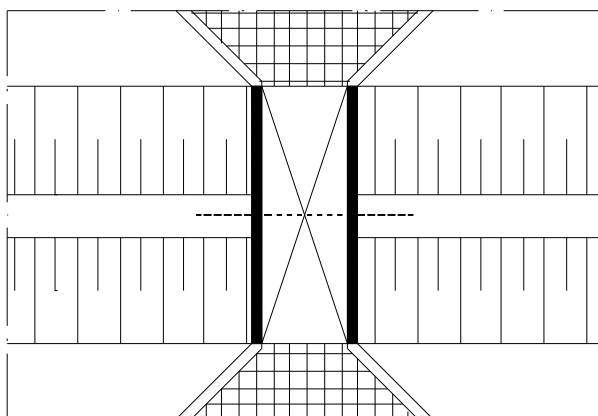
*Figuur 4.17 Kunstwerk in kleidijk op dik holoceen pakket.*

# Deltares

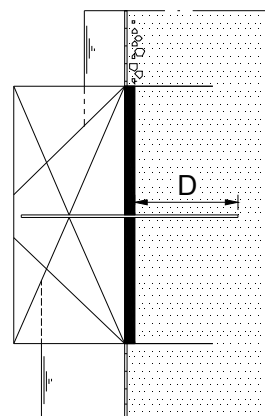
## 4.8.3 Kunstwerken op een doorlatende ondergrond

Figuur 4.18 toont een kunstwerk (bijvoorbeeld een sluis) in een dijk, waarbij het ongestoorde dijkprofiel bestaat uit (a) een doorlatend of (b) een ondoorlatend dijklichaam, in beide gevallen op een doorlatende ondergrond. Het kunstwerk is op staal gefundeerd. Evenals bij het bovengenoemde geval spelen de korte damwanden bij in- en uitstroomzijde hier een ondergeschikte rol voor het tegengaan van welvorming en piping.

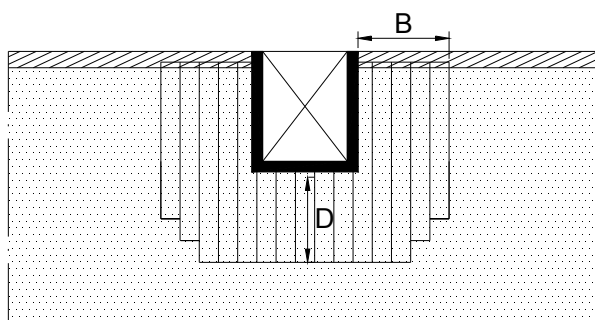
Voor beide dijktypen geldt dat zowel onder- en achterloopsheidschermen moeten worden toegepast. In geval (b) is achterloopsheid op het grensvlak zand-klei mogelijk. In geval (a) kan achterloopsheid niet worden uitgesloten, omdat direct naast de constructie mogelijk een doorgaande pijp kan ontstaan. Merk op dat in geval (b) het achterloopsheids scherm in het kleipakket uitsluitend om praktische redenen over de volle breedte is doorgezet; strikt genomen zou een minimale insteek in de klei voldoende zijn om het ontstaan van erosiekanalen te voorkomen.



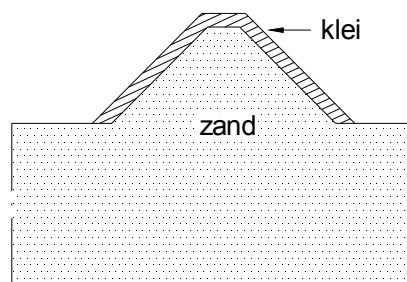
Bovenaanzicht



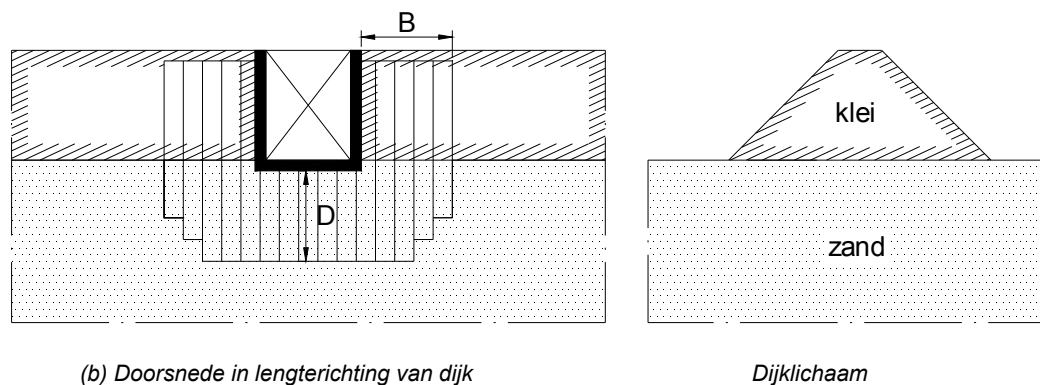
Doorsnede



(a) Doorsnede in lengterichting van dijk



Dijklichaam



Figuur 4.18 Kunstwerk op doorlatende ondergrond

- a) doorlatend dijklichaam  
 b) ondoorlatend dijklichaam

## 4.9 Relevante parameters per mechanisme

### 4.9.1 Opbarstmechanisme

Voor het opbarstmechanisme zijn de belangrijke parameters de grondwaterpotentiaal in de potentieel pipinggevoelige zandlaag ter plaatse van een mogelijke opbarstlocatie en het gewicht van het afdekkende grondpakket op die locatie. Het gewicht kan worden berekend als de grondlaagindeling van dit pakket bekend is en per grondlaag de droge en natte volumegewichten.

De grondwaterpotentiaal is afhankelijk van de buitenwaterstand (aan zee, op de rivier of in het meer) en de geohydrologische configuratie van de ondergrond. Van belang zijn:

- de lengte, dikte en doorlatendheid van het afdekkende pakket in het voorland (indien aanwezig)
- de dikte en doorlatendheid van het afdekkende pakket in het achterland
- de doorlatendheid (kD-waarde) van de zandlaag
- de potentiaalrandvoorwaarden: buitenwaterstand en stijghoogte in de zandlaag binnendijs. Deze laatste is veelal gerelateerd aan het polderpeil.

De stijghoogte in de zandlaag ter plaatse van een potentiële opbarstlocatie kan met elk geschikt rekenmodel voor grondwaterstroming worden berekend. De geohydrologische parameters voor een analyse kunnen geschat worden op basis van schattingen van de doorlatendheid en de dikte van afdekkende lagen buiten- en binnendijs en van de zandlaag. Ook kunnen waterspanningsresponsmetingen worden gebruikt om de geohydrologische parameters te schatten, c.q. om schattingen van deze parameters aan te scherpen.

### 4.9.2 Pipingmechanisme

De parameters die bij dit mechanisme een rol spelen zijn de maatgevende waterstanden (het verval over de waterkering), de kwelweglengte en de configuratie en materiaalsamenstelling van de potentieel erosiegevoelige zandlaag.

Het maatgevende verval  $\Delta H$  is gelijk aan het verschil tussen de maatgevende buitenwaterstand (ontwerppeil (OP) bij zeedijken, maatgevende hoge waterstand (MHW) bij rivieren, inclusief te verwachten zeespiegelrijzing) en de waterstand aan de binnenzijde van de waterkering ter plaatse van het uittreepunt, indien een vrije waterspiegel aanwezig. Indien ter plaatse van het uittreepunt of de opbarstlocatie geen vrije waterstand heerst, kan gerekend worden met het maaiveldniveau, rekening houdend met eventuele maaivelddaling.

De te verwachten zeespiegelrijzing en bodemdaling waarmee gerekend moet worden zijn afhankelijk van de aangehouden planperiode voor ontwerpen of van de wettelijke periode van 6 jaar tussen twee toetsingen voor toetsen op veiligheid. Aan te houden waarden voor zeespiegelrijzing worden aangereikt in het randvoorwaardenboek 'Hydraulische Randvoorwaarden voor Primaire Waterkeringen'.

De kwelweglengte is in beginsel de afstand tussen het intreepunt voor grondwaterstroming door de zandlaag aan de buitenzijde van de kering en het uittreepunt aan de binnenzijde. Soms zijn die punten op natuurlijke wijze aan te duiden, veelal echter ook niet. In het geval dat aan de binnenzijde een opbarstgevoelige afdeklaag aanwezig is wordt het dichtst bij de waterkering gelegen mogelijke opbarstpunt als uittreepunt gekozen. De keuze van het intreepunt is afhankelijk van het al dan niet aanwezig zijn van voorland aan de buitenzijde van de kering. Voorland kan, althans deels, in de berekening van de kwelweglengte worden meegenomen. In feite moet, wanneer er voorland is, een theoretisch of denkbeeldig intreepunt worden bepaald. Hierbij speelt de erosiegevoeligheid van het voorland een belangrijke rol. Met name bij aanwezigheid van niet-waterkerende objecten, zoals bomen, kan het intreepunt t.g.v. erosie in richting waterkering verschuiven, met als gevolg een verkorte kwelweglengte.

Indien verticale kwelschermen worden toegepast is uiteraard ook de plaats en de lengte van die schermen van belang. Schermen aan de bovenstroomse zijde van de dijk of het kunstwerk hebben tot doel de kwelweg te verlengen, meestal gaat het daarbij om lange schermen. Schermen aan de benedenstroomse zijde hebben hetzelfde doel, maar zorgen er tevens voor dat de kwel verticaal uitstroomt; hierbij moet dus op heave getoetst worden.

Afhankelijk van het rekenmodel dat voor pipingcontrole wordt gebruikt is de benodigde informatie over de materiaalsamenstelling en de configuratie van de zandlaag meer of minder uitgebreid.

Bij gebruik van de klassieke empirische rekenregel van Lane (zie hoofdstuk 5) is alleen een kwalitatieve indicatie van de materiaalsamenstelling nodig: zand, grind, siltgehalte en grove indicaties van de mediane korreldiameter. De empirische regel van Lane mag nog steeds worden gebruikt, maar ook hier stelt zich de vraag of deze niet zoals de regel van Bligh zou moeten vervallen. De regel is voor de berekening van heave in de meeste gevallen conservatief, maar in de limiet dat er geen schermen zijn aangebracht geeft deze voor matig grof zand een identiek resultaat als Bligh. In de limiet zonder schermen is Lane dus ook onveilig voor grote kwelweglengtes.

Bij gebruik van de rekenmethode van Sellmeijer (zie hoofdstuk 5) zijn expliciete schattingen nodig van:

- de doorlatendheid van de zandlaag;
- de 70-percentielwaarde van de korrelverdeling ( $d_{70}$ );
- de dikte van de zandlaag en het verloop hiervan onder en naast de kering.

Daarnaast zijn bij deze rekenmethode nog specifieke parameterindicaties nodig, namelijk de sleepkrachtfactor en de rolweerstandshoek. Deze parameters zijn niet via eenvoudige proefnemingen te bepalen. In het rekenmodel worden hiervoor nominaal voorgeschreven waarden gebruikt, die mede op basis van uitgevoerde laboratoriumproeven om het rekenmodel te verifiëren zijn bepaald.

#### 4.9.3 Mechanisme Heave

Bepalend bij dit mechanisme is de verticale grondwaterstromingsgradient aan de binnenzijde van de waterkering. Van belang is derhalve de geo-hydrologische configuratie van waterkering, ondergrond, schermen in de ondergrond en de randvoorwaarden voor grondwaterstroming. De van belang zijnde grondparameters zijn hetzelfde als bij het opbarstmechanisme.

#### 4.9.4 Mechanisme achterloopsheid en analyse maatgevende kwelweg

Van belang hierbij zijn, naast de geometrische opbouw van kunstwerk en aansluiting aan de omringende grond naast en onder het kunstwerk, de plaats en afmetingen van onder- en achterloopsheidschermen en details van aansluitingen tussen deze schermen onderling en van de aansluiting tussen de schermen en het kunstwerk. Hierop wordt verder ingegaan in hoofdstuk 6.

# Deltares

## 5 Rekenmodellen en rekenregels

### 5.1 Inleiding

De mechanismen opbarsten, piping en heave bij dijken, dammen en waterkerende kunstwerken kunnen door verschillende rekenmodellen en rekenregels worden beschreven. In dit hoofdstuk zullen deze nader worden toegelicht.

Opgemerkt wordt dat rekenregels, in tegenstelling tot toetsregels, alleen dienen voor een zo accuraat mogelijke berekening van de daadwerkelijk aanwezige sterkte zonder enige extra veiligheid.

Naar de mate van geavanceerdheid kunnen we onderscheiden:

- **eenvoudige (empirische) rekenregels.** Algemeen kenmerk is dat deze eenvoudig van opzet zijn en dat weinig parameters nodig zijn. In principe dienen deze ook betrekkelijk conservatief van aard te zijn. Er dient immers te worden voorkomen dat een waterkering die door de eenvoudige toets is goedgekeurd, door een geavanceerder toets wordt afgekeurd. De bedoeling is dat met een geavanceerdere methode uitgekinder kan worden getoetst. Eenvoudige rekenregels worden gebruikt als eerste (ruwe) ontwerpcontrole of veiligheidstoetsing van nieuwe of bestaande waterkeringen. Wanneer blijkt dat de veiligheid van het ontwerp of de bestaande constructie volgens deze rekenregels voldoende gewaarborgd is, dan kan de controle hiermee in beginsel worden afgesloten. Dit zijn meestal de klassieke rekenregels die vaak al vele tientallen jaren in gebruik zijn en waarvan nu blijkt dat ze niet meer voldoen. Wanneer door voortschrijdend inzicht blijkt dat deze regels niet meer voldoen, zoals in het piping onderzoek is voorgekomen bij de regel van Bilgh, dan moet op basis van de dan geldende inzichten een nieuwe eenvoudige rekenregel worden opgesteld. (Dit alternatief voor de regel van Bligh is ook onderzocht, maar dit grensverval bleek niet geschikt als eenvoudige regel om hiermee al een groot aantal keringen te kunnen goedkeuren. Hiervoor komt als eenvoudig regel het heave-criterium in plaats).
- **geavanceerde rekenmodellen.** Dit zijn in het algemeen de rekenmodellen en -regels die door het onderzoek in de afgelopen decennia beschikbaar zijn gekomen. In het algemeen zijn deze modellen en rekenregels ingewikkelder van opzet en zijn meer parameters nodig voor een controleberekening. Juist daardoor kan beter worden afgeschat welke parameters de uitkomst van de controleberekening sterk beïnvloeden en of het zin heeft deze door grondonderzoek nauwkeuriger vast te stellen of, voor zover het ontwerpgrootheden zijn, in de gewenste richting bij te stellen. Dit leidt in combinatie met een veiligheidsfilosofie tot scherpere toetsingen en, afhankelijk van de situatie, uitgekinder ontwerpen.

Achtereenvolgens zullen de rekenmodellen en -regels voor opbarsten, piping en heave beschreven worden. Vervolgens wordt ingegaan op de invloeden van voorland en van de tijdsafhankelijkheid van de buitenwaterstand.

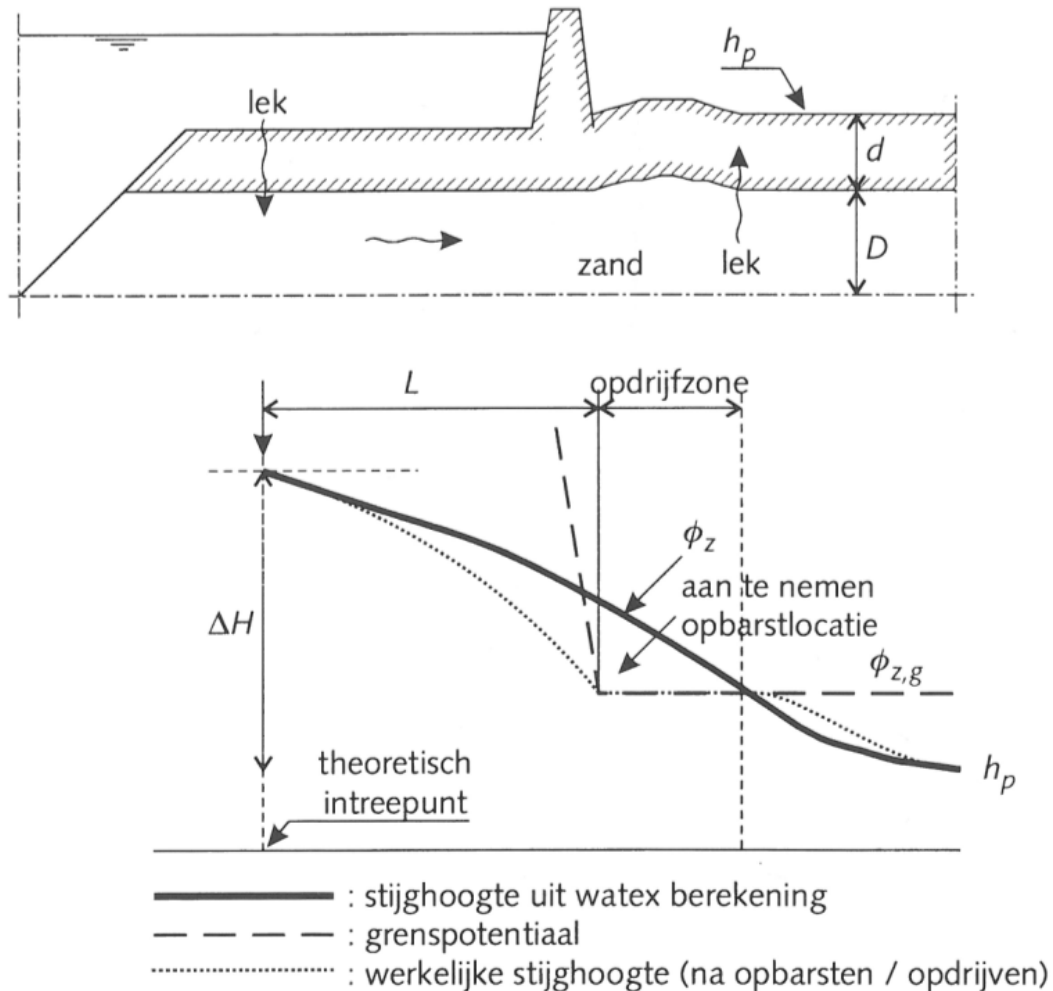
## 5.2 Opbarsten

### 5.2.1 Evenwichtsbeschouwing

In Figuur 5.1 is het uitgangspunt voor de evenwichtsbeschouwing bij de opbarstanalyse geschetst. Getekend zijn de watervoerende zandlaag die in verbinding staat met het buitenwater (rivier of zee) met daarboven de afdekkende, slecht doorlatende laag of lagenpakket van klei of veen. Opbarsten zal optreden wanneer de waterspanning in de zandlaag bij hoge buitenwaterstand zo groot is dat de afdekkende laag gaat opdrijven. De waterspanning in de zandlaag kan nooit groter zijn dan het gewicht van de afdekkende laag; de potentiaal in de zandlaag waarbij net evenwicht aanwezig is wordt de grenspotentiaal genoemd. Deze grenspotentiaal is een randvoorwaarde voor het grondwaterstromingspatroon in de zandlaag. Indien de buitenwaterstand verder stijgt, zal het effect zijn dat het gebied waar de grenspotentiaal heerst zich verder uitbreidt in binnenwaartse richting. Dit gebied, de opdrijfzone, is van belang voor stabiliteitscontrole bij opdrijven (zie Leidraad voor Rivierdijken (deel 2), [TAW, 1989]).

Aangenomen wordt dat zich in de opdrijfzone door scheurvorming kanalen vormen waardoor kwel vanuit de zandlaag kan uittreden aan het maaiveld, waardoor (zandmeevoerende) wellen kunnen ontstaan. Dit verschijnsel wordt opbarsten of hydraulische grondbreuk genoemd. Van belang is derhalve om na te gaan of bij de maatgevende buitenwaterstand de grenspotentiaal in de zandlaag wordt bereikt.





*Figuur 5.1 Configuratie van een dijk met voorland en ondergrond met daarbij horende stijghoogte in zandlaag, grenspotentiaal, opbarstlocatie en opdrifzone (voor Watex berekening, zie paragraaf 5.2.3)*

### 5.2.2 Berekening grenspotentiaal of grensstijghoogte

De grenspotentiaal wordt als volgt berekend. Op het vlak  $h = h_{zand}$ , de bovenkant van de zandlaag in Figuur 5.1, werken in neerwaartse richting het gewicht van de afdekkende grondlaag en van het (grond)water. In opwaartse richting de waterdruk vanuit het zand. Grensevenwicht wordt bereikt als:

$$(\phi_{z,g} - h_{zand})\gamma_w = (h_{mv} - h_p)\gamma_{dr} + (h_p - h_{zand})\gamma_{nat} \quad (5.1)$$

indien  $h_p < h_{mv}$  (freatische lijn in de afdekkende laag) en:

$$(\phi_{z,g} - h_{zand})\gamma_w = (h_p - h_{mv})\gamma_w + (h_{mv} - h_{zand})\gamma_{nat} \quad (5.2)$$

indien  $h_p > h_{mv}$  (waterstand boven het maaiveld).

In deze formules is:

- $\phi_{z,g}$  de grensstijghoogte of grenspotential [m  $\pm$  NAP]
- $h_{zand}$  het niveau van de bovenkant van de watervoerende (zand)laag [m  $\pm$  NAP]
- $h_{mv}$  het maaiveldniveau [m  $\pm$  NAP]
- $h_p$  de freatische stijghoogte in de afdekkende laag of de waterstand boven het maaiveld [m  $\pm$  NAP]
- $\gamma_w$  het volumegewicht van water [kN/m<sup>3</sup>]
- $\gamma_{dr}$  het droge volumegewicht [kN/m<sup>3</sup>] en
- $\gamma_{nat}$  het natte volumegewicht van de afdekkende grondlaag [kN/m<sup>3</sup>].

Merk op dat formule (5.2) de grensstijghoogte in initiële toestand weergeeft in een situatie waarbij  $h_p < h_{mv}$  (dus een echte grondwaterstand). Zodra een situatie ontstaat waarin de werkelijke stijghoogte in het zand de freatische stijghoogte in de afdekkende laag overschrijdt, zal zich een opwaarts gerichte stroming instellen. Daardoor stijgt de grondwaterstand tot het maaiveld.

Voor beide gevallen vinden we de volgende uitdrukking voor de grenspotential:

$$\phi_{z,g} = h_p + d \frac{\gamma_{nat} - \gamma_w}{\gamma_w} \quad (5.3)$$

hierin is  $h_p$  het niveau van de vrije waterspiegel aan de binnenzijde van de waterkering, indien aanwezig (bijvoorbeeld slootpeil), of het maaiveldniveau. Verder is  $d$  de dikte van de afdeklag. Indien het afdekkende pakket uit meerdere grondlagen bestaat wordt de tweede term in het rechterlid van deze formule vervangen door de sommatie over de verschillende grondlagen van het product van laagdikte en volumegewicht.

### 5.2.3 Optredende potential

De potential in de zandlaag is afhankelijk van de buitenwaterstand,  $H$ , en de geohydrologische configuratie en eigenschappen van de ondergrond (zie Figuur 5.1). Met name het al dan niet aanwezig zijn van voorland, de dikten en de doorlatendheden van de afdekkende lagen in voorland en achterland en de doorlatendheid en dikte van de zandlaag zijn bepalend voor de mate van demping van de buitenwaterstand. De potential in de zandlaag kan in principe met elk geschikt rekenmodel voor grondwaterstroming worden berekend. Onder auspiciën van TAW is hiervoor een eenvoudig rekenmodel ontwikkeld, en geïmplementeerd in het computerprogramma WATEX. Uitgangspunten voor die berekening met dat programma zijn:

- horizontale (Darcy) stroming van het grondwater in de zandlaag
- verticale stroming (lek) door de afdekkende lagen; ter plaatse van het voorland is de stroming gericht van het buitenwater naar de zandlaag, in het achterland van de zandlaag naar het maaiveld
- randvoorwaarden: ter plaatse van de intree is de stijghoogte in het zand gelijk aan de buitenwaterstand  $H$ . Ver weg in binnenwaartse richting is de stijghoogte in de zandlaag gelijk aan het polderpeil,  $h_p$ .

Deze uitgangspunten resulteren in een stelsel differentiaalvergelijkingen voor de stationaire stijghoogte  $\phi_z$  in de zandlaag (zie Bijlage A).

In het programma WATEX wordt dit stelsel differentiaalvergelijkingen opgelost. Resultaat is een plaatsafhankelijke stijghoogte in de zandlaag, zoals met een streeplijn aangegeven in Figuur 5.1b. Het verloop van de stijghoogte van  $\phi_z = H$  tot de stijghoogte in  $x = 0$  en vervolgens hiervandaan tot  $\phi_z = h_p$  is afhankelijk van de spreidingslengte:

$$\lambda_1 = \sqrt{\frac{k_z D d_1}{k_1}} \quad \text{en} \quad \lambda_2 = \sqrt{\frac{k_z D d_2}{k_2}} \quad (5.4)$$

waarin  $k_1$  en  $d_1$  respectievelijk de (verticale) doorlatendheid [m/s] en dikte van de afdekkende laag in het voorland en  $k_2$  en  $d_2$  de (verticale) doorlatendheid en dikte van de afdekkende laag in het achterland.  $k_z$  en  $D$  zijn de horizontale doorlatendheid en de dikte van de zandlaag.

Het programma WATEX biedt ook de mogelijkheid om de stijghoogte in de zandlaag als tijdsafhankelijke respons op het verloop van de buitenwaterstand te berekenen. In beginsel levert de tijdsafhankelijke aanpak iets lagere stijghoogten en dus een iets milder opbarstcriterium op (zie paragraaf 5.2.4), bij een buitenwaterstandsverloop waarbij de tijd dat de hoogste buitenwaterstand aanhoudt te kort is voor het zich instellen van een volledig stationaire grondwaterstroming in de zandlaag en de afdekkende kleilagen. Voor deze tijdsafhankelijke berekening is, naast de doorlatendheden en dikten van de zandlaag en afdekkende kleilagen tevens informatie nodig over de elastische berging van grondwater in de zandlaag en over de consolidatiecoëfficiënten van de kleilagen.

#### 5.2.4 Opbarstcriterium; uittreepunt voor pipingcontrole

Wanneer de stijghoogte in de zandlaag overal kleiner is dan de berekende grenspotentiaal, dan is opdrijven en dus ook opbarsten uitgesloten. Om onzekerheden met betrekking tot de parameters in de berekening af te dekken wordt een veiligheidcoëfficiënt toegepast. Het opbarstcriterium voor voldoende veiligheid tegen opbarsten luidt daarmee:

$$(\phi_z - h_p) \leq \frac{1}{\gamma} (\phi_{z,g} - h_p) \quad (5.5)$$

met hierin een veiligheidsfactor  $\gamma$ .

Voor de berekening van  $\phi_z$  wordt uitgegaan van ontwerpwaterstanden en 'best guess' schattingen van de geohydrologische parameters. Voor de berekening van  $\phi_{z,g}$  wordt uitgegaan van een schatting van de minimale dikte van het afdekkende pakket (bijvoorbeeld de karakteristieke 5 %-ondergrens) en een karakteristieke schatting (5%-ondergrens) van het gemiddelde volumegewicht. Zie voor karakteristieke schattingen Bijlage B.

De aan te houden waarde van de veiligheidsfactor  $\gamma$  is afhankelijk van de situatie. Hoe groter de onzekerheid ten aanzien van de optredende potentiaal, hoe hoger in het algemeen de veiligheidsfactor. Soms worden als eerste schatting van de optredende potentiaal sterk conservatieve aannames gebruikt; in die gevallen kan met een betrekkelijk lage veiligheidsfactor worden volstaan.

Voor de aan te houden veiligheidsfactoren wordt verwezen naar hoofdstuk 7.

Indien bij een veiligheidstoetsing voldaan wordt aan het opbarstcriterium, dan is verdere controle op piping overbodig. Indien hier niet aan voldaan wordt, dan moet verdere controle op piping plaatsvinden. Daartoe moet de maatgevende opbarstlocatie worden vastgesteld om de aanwezige kwelweglengte voor piping te berekenen. De maatgevende opbarstlocatie is het dichtst bij de dijk gelegen punt achter de dijk, waar niet voldaan wordt aan het opbarstcriterium. In Figuur 5.1 is die opbarstlocatie aangegeven.

## 5.3 Rekenregels voor pipingcontrole

### 5.3.1 Inleiding

In het verleden werd de eenvoudige rekenregel van Bligh als pipingcontrole toegepast. Uit het recente SBW onderzoek is echter gebleken dat Bligh niet altijd conservatief is ten opzichte van de aangepaste rekenregel van Sellmeijer. Met de aangepaste formulering van Sellmeijer wordt een grotere benodigde kwelweglengte gevonden dan de conform de regel van Bligh maximaal benodigde kwelweglengte, de zogenaamde  $18 \Delta H$  grens. De regel van Sellmeijer is door experimenteel onderzoek ook voor deze omstandigheden gevalideerd. Daarom is er ook voor gekozen in de adviespraktijk de  $18 \Delta H$  als bovengrens niet meer toe te passen en de regel van Bligh te laten vervallen.

### 5.3.2 In- en uittreepunt voor kwel

Bij de controle op het mechanisme piping gaat het erom vast te stellen of bij het gegeven verwachte maximaal optredende verval over de waterkering de veiligheid tegen erosie van de zandlaag (of zandlagen) in de ondergrond voldoende gewaarborgd is. De weerstand tegen erosie is, naast de eigenschappen van de zandlaag, voornamelijk afhankelijk van de kwelweglengte. Dit is de afstand tussen het intreepunt van de kwelstroming door de zandlaag en het uittreepunt.

Het uittreepunt ligt vaak op natuurlijke wijze vast, bijvoorbeeld wanneer de bermsloot achter een dijk tot in de betreffende zandlaag reikt, of wanneer de zandlaag tot aan het maaiveld reikt. In het geval een afdekkende laag aanwezig is die opbarstgevoelig is (zie paragraaf 5.2) dan wordt als uittreepunt de opbarstlocatie gekozen.

Het intreepunt is soms moeilijker vast te stellen. Bij schaaldijken kan als intreepunt gekozen worden het punt waar de buitentaludlijn de watervoerende zandlaag snijdt. Bij dijken met voorland mag als regel een deel van het voorland meegerekend worden bij de bepaling van de kwelweglengte; we hebben dan te maken met een 'theoretisch intreepunt'. In paragraaf 5.6 wordt daar nader op ingegaan.

Bij kunstwerken is de situatie analoog; meer dan bij dijken zijn hierbij een natuurlijk in- en uittreepunt aan te geven.

### 5.3.3 0,3d-regel

In situaties met een afdekkende laag (bijvoorbeeld klei en/of veen) op een pipinggevoelige zand- of grondlaag, waarbij na opbarsten van de afdekkende laag een kwelweg ontstaat met een verticale component ter grootte van de dikte  $d$  van de afdekkende laag, wordt voor de bepaling van de waterkerende hoogte bij toepassing van de regel van Sellmeijer het verval over de waterkering gereduceerd met een factor 0,3d. Dit is mogelijk vanwege de extra

weerstand die veroorzaakt wordt door de gefluïdiseerde zandkorrels in het opbarstkanaal. Deze reductie staat ook wel bekend als de '0,3d-regel'.

Bij de berekening van het verval wordt rekening gehouden met deze reductie van de belasting als gevolg van de weerstand in het verticale opbarstkanaal vanaf de zandlaag tot het maaiveld of slootbodem. In laboratoriumproeven is het potentiaalverval gemeten over een kolom zand in een ronde pijp die door verticale grondwaterstroming in fluïdisatie is gebracht [Sellmeijer, 1981]. Er zijn verschillende proeven uitgevoerd, namelijk een kolom zand in een gladde pijp, in een pijp voorzien van een klei-coating en in een pijp voorzien van een zand-coating. Verder zijn verschillende pijpdiameters onderzocht. Uit de metingen blijkt dat het potentiaalverval over de gefluïdiseerde zandkolom in alle gevallen ongeveer 0,6 keer de hoogte van de zandkolom bedraagt. In een pipingsituatie waarbij het geërodeerde zand uit de zandlaag via een opbarstkanaal naar het maaiveld moet worden afgevoerd zal dit verval ook optreden. Voor het pipingmechanisme is het potentiaalverval tussen buitenwater en uittreepunt in de zandlaag (dus onder in het opbarstkanaal) maatgevend. Dit verval is gelijk aan het totale verval over de waterkering minus het verval over het opbarstkanaal. Houden we rekening met het verval over het opbarstkanaal en passen we hier een veiligheidsfactor van ongeveer 2 op toe, dan luidt de controleregel als volgt:

$$(\Delta H - 0,3d) \leq \frac{\Delta H_c}{\gamma} \quad (5.6)$$

waarin:

$\Delta H_c$	kritiek verval [m]
$\Delta H$	verval over de grondconstructie [m]
$d$	dikte van de afdekkende laag [m]
$\gamma$	veiligheidsfactor [-]

Om precies te zijn is  $d$  de lengte van het opbarstkanaal (= de verticale afstand tussen de bovenkant van de zandlaag en het maaiveld of de slootbodem).

In [Koelewijn, 2009] zijn herkomst en onderbouwing van de zogenaamde '0,3d-regel' nader onderzocht. De waarde 0,3d is gebaseerd op diverse proeven beschreven in [Sellmeijer, 1981] en in [Yap, 1981].

#### 5.3.4 Empirische rekenregel van Lane

Onder andere bij kunstwerken gesitueerd op zandige bodems worden ter verlenging van de kwelweg een of meer verticale onderloopsheidschermen toegepast (zie Figuur 5.2). Vooral bij kunstwerken met onder- en achterloopsheidschermen kunnen maatgevende kwelwegen erg ingewikkeld zijn, want kwelwater volgt immers de weg van de minste weerstand. Door Lane (1935) is op basis van een inventarisatie van bezwijkgevallen van constructies waarbij de kwelweg deels uit verticale stukken bestond de volgende rekenregel opgesteld:

$$\Delta H \leq \Delta H_c = \frac{(\frac{1}{3}L_h + L_v)}{C_{w,creep}} \quad (5.7)$$

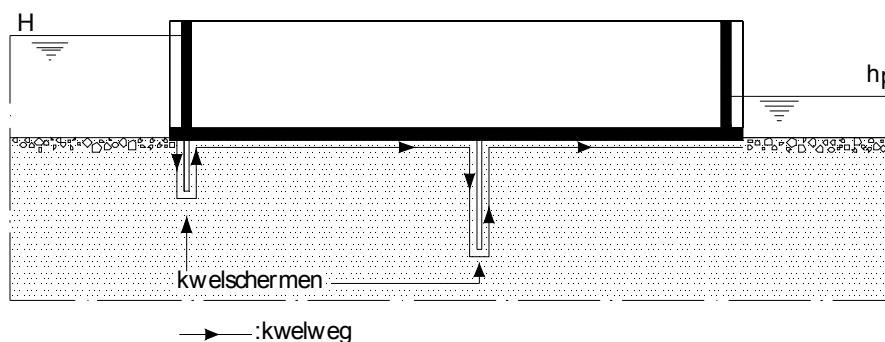
Hierin is  $L_h$  de totale lengte van de horizontale delen van de kwelweg en  $L_v$  de totale lengte van de verticale delen van de kwelweg, de 'line of creep'. In Figuur 5.2 is de kwelweg waarmee gerekend moet worden weergegeven. Merk op dat de verticale kwelweg langs een scherm gelijk is aan twee keer de lengte van het scherm. De factor  $C_{w,creep}$  is een

materiaalconstante en wordt de gewogen creep-factor genoemd.  $C_{w,creep}$  is gebaseerd op een bovengrens wat impliceert dat bij het aanwenden van de regel van Lane voor de veiligheidsfactor geldt:  $\gamma = 1,0$ ; in Tabel 5.1 zijn de door Lane aangegeven waarden voor verschillende typen materiaal in de grondlaag weergegeven.

De empirische rekenregel van Lane zijn in beginsel bedoeld voor zowel controle op piping (horizontale erosie) als controle op heave (verticaal uittreeverhang). In deze regel wordt geen onderscheid gemaakt tussen deze twee verschillende mechanismen; bij de geavanceerder rekenregels is dat wel het geval (zie de paragrafen 5.3.5 en 5.4).

Grondsoort	Mediane korreldiameter [ $\mu\text{m}$ ] <sup>1)</sup>	$C_{w,creep}$ (Lane) met $\gamma = 1,0$
Uiterst fijn zand, silt	< 105	8,5
Zeer fijn zand	105 – 150	
Zeer fijn zand (mica)		7
Matig fijn zand (kwarts)	150 – 210	7
Matig grof zand	210 – 300	6
Zeer/uiterst grof zand	300 – 2000	5
Fijn grind	2000 – 5600	4
Matig grof grind	5600 – 16000	3,5
Zeer grof grind	> 16000	3

Tabel 5.1 Creep-factoren voor de regels van Lane



Figuur 5.2 Kwelweg bij waterkerend kunstwerk met kwelschermen

Merk op dat in de regel van Lane de verticale kwelweg door een opbarstkanaal niet nog eens expliciet in rekening wordt gebracht; deze wordt immers al 'meegerekend' bij de verticale kwelwegdelen. De methode van Lane wordt uitsluitend toegepast wanneer de methode Sellmeijer niet toepasbaar is.

In het bijzonder bij kunstwerken hoeft de maatgevende kwelweg niet in één (verticaal of horizontaal) vlak te liggen. Het is zaak de kortst mogelijke kwelwegen na te gaan. De verticale en horizontale kwelweglengtes worden gevonden door sommatie van de verticale respectievelijk horizontale kwelwegonderdelen.

**Opmerking 1:**

Ook bij dijken worden verticale kwelschermen toegepast. Kwelschermen aan de benedenstroomse zijde van de dijk zijn in het algemeen het meest effectief, omdat hierdoor een heave situatie wordt gecreëerd. Om gefluïdiseerd zand verticaal uit te laten stromen is een relatief groot deel van het totale verval over de waterkering nodig. Door het dimensioneren op heave wordt in het algemeen een groter kritiek verval over de waterkering verkregen dan bij horizontale uitstroming ter plaatse van het uittreepunt. Bij kwelschermen aan de bovenstroomse zijde van de dijk wordt alleen de stromingsweerstand vergroot. Voor een effectieve werking zijn dan dikwijls lange kwelschermen noodzakelijk die de watervoerende zandlaag afsluiten.

**Opmerking 2:**

Het in rekening brengen van de horizontale kwelweglengte is alleen toegestaan wanneer een goede aansluiting tussen de onderkant van de constructie en de ondergrond gewaarborgd is. Dit zal bij op staal gefundeerde en opgebouwde kunstwerken in het algemeen het geval zijn. Bij op palen gefundeerde kunstwerken moet altijd rekening gehouden worden met zettingen van de ondergrond, waardoor ruimte kan ontstaan tussen constructie en grond. Aanbevolen wordt daarom in dat geval de horizontale kwelweglengte op nul te stellen. Bij constructies op trekpalen kan ook niet op goede aansluiting gerekend worden; ook daarbij moet de horizontale kwelweg op nul gesteld worden. Bij op zand afgezonken constructies, bijvoorbeeld tunnelelementen die onder de waterkering door gaan mag ook niet gerekend worden op (overal) een goede aansluiting. Ook hierbij wordt de horizontale kwelweg niet meegerekend.

**Opmerking 3:**

In [NEN 3651:2003] en [NPR 3659] worden richtlijnen gegeven voor pipingcontrole bij kruisingen van waterkeringen met pijpleidingen, met name ook bij gelaagde grond. De volgende aanwijzingen zijn hieraan ontleend.

Wanneer de kwelweg door verschillende grondlagen loopt, dient voor de gewogen creepfactor van Lane die waarde te worden gekozen die hoort bij de grondlaag waarin zich het uittreepunt bevindt.

Tevens wordt gesteld dat wanneer delen van de kwelweg lopen door grondlagen met andere doorlatendheden dan van de 'maatgevende' grondlaag, de (fictieve) bijdrage van deze delen aan de (horizontale of verticale) kwelweglengte berekend kan worden door verscalen van deze delen met de verhouding van de doorlatendheden. Een rechtvaardiging van deze verfijning van de rekenregel is echter niet expliciet aan de onderbouwing en filosofie van de methode van Lane, zoals neergelegd in diens oorspronkelijke publicatie, te ontleen.

**Opmerking 4:**

In de toetsingspraktijk wordt in situaties met verticaal uittredende kwel, bijvoorbeeld achter een kwelscherm, de regel van Lane ook wel gebruikt als eerste grove controle op heave. Uitgangspunt daarbij is de veronderstelling dat deze regel altijd conservatiever is dan een expliciete controle op heave, bijvoorbeeld met de fragmentenmethode (zie Bijlage A). Aan de hand van een (beperkt) aantal vergelijkende berekeningen is die veronderstelling getoetst [Calle & Sellmeijer, 1998]. Resultaat van die toetsing is, dat in het merendeel van de beschouwde gevallen de veronderstelling juist is, maar dat er uitzonderingen op de regel zijn. Met name in situaties met meerdere kwelschermen en waarbij het scherm bij het uittreepunt relatief kort is ten opzichte van de andere schermen, was de heavecontrole met behulp van de fragmentenmethode maatgevend. In de praktijk zullen die situaties niet zo vaak voorkomen, maar ze zijn ook niet uit te sluiten. Bij de keuze van de rekenregel voor een eerste toetsing dient men daarop bedacht te zijn.

## Opmerking 5:

Als de kortste afstand tussen de onderzijde van twee kwelschermen kleiner is dan de helft van de gewogen kwelweglengte tussen beide punten, moet ervan uit worden gegaan dat stroming door de grond onder het kunstwerk maatgevend wordt in plaats van de kwelweg langs de constructie. Voor de bepaling van de gewogen kwelweglengte moet deze kortste afstand ("short path") dan verdubbeld worden.

Indien een gewogen kwelweg met daarin een "short path" maatgevend is, moet volgens Lane  $C_{w,creep}$  worden gereduceerd met een factor 1,25.

## Opmerking 6:

Lane is wel getoetst voor verticale schermen. Hoe betrouwbaar de regel is voor horizontale schermen tegen achterloopsheid is niet recent onderzocht.

### 5.3.5 Het aangepaste rekenmodel van Sellmeijer

Door Sellmeijer [Sellmeijer, 1989] is in het kader van TAW onderzoek een mathematisch rekenmodel voor terugschrijdende erosie ontwikkeld. Het model is gebaseerd op een combinatie van stroming door een watervoerende zandlaag (met homogene doorlatendheden een constante dikte die zich uitstrekt tot ver voorbij het uittreepunt), stroming door het kanaal (de pipe) en het krachtenevenwicht op de korrel. Uitgangspunt voor het mathematische model is de configuratie van dijk en ondergrond, zoals in Figuur 5.3 is geschetst. Door de zandlaag vindt onder invloed van het verval grondwaterstroming plaats. Aangenomen wordt dat zich een pipe ontwikkeld heeft met de lengte  $l$ . Sellmeijer modelleert deze pipe als spleet onder de constructie. In de pipe vindt laminaire stroming richting het opbarstkanaal plaats. Op de zandkorrels op de rand tussen pipe en zandlaag worden krachten uitgeoefend door de uittredende grondwaterstroming en door de stroming van het water in de pipe.

Het oorspronkelijke wiskundige model [Sellmeijer, 1998] bestaat uit een koppeling van:

- 1) De potentiaalvergelijking voor de beschrijving van grondwaterstroming in de zandlaag. Randvoorwaarden zijn:
  - de potentiaal  $\phi = H$  aan de bovenkant van de zandlaag aan de bovenstroomse zijde van de constructie;
  - een ondoorlatende rand ter plaatse van de onderkant van de constructie;
  - de potentiaal  $\phi = h_p$  aan de bovenkant van het zand aan benedenstroomse zijde van de constructie;
  - ter plaatse van de spleet is de potentiaal in het zand gelijk aan de potentiaal van het water in de spleet.
- 2) Een vergelijking voor laminaire stroming van het water door de spleet.
- 3) Een evenwichtsvergelijking van de op een korrel op de bodem van het erosiekanaal inwerkende krachten. Hierbij is verondersteld dat bij beweging de korrel rolt en dat dus de rolweerstand bepalend is.

Dit grensevenwicht werd in 1989 door Sellmeijer beschreven door het zogenaamde vierkrachtenmodel. De kracht op een korrel op de bodem van het erosiekanaal in richting van het kanaal bestaat volgens dit model uit twee horizontale krachten (sleepkracht en horizontale stromingsdruk) en twee verticale krachten (verticale stromingsdruk en eigengewicht korrel). De veronderstelling van een vierkrachtenevenwicht is alleen juist, als de korrel goed ingebed is tussen de andere korrels. Voor een grote, in de pipe uitstekende korrel, waaromheen de andere korrels als afgevoerd zijn, is dit niet meer het geval. Het vierkrachtenmodel is daarom



veranderd tot een twee-krachtenmodel. In het twee-krachtenmodel worden bij de definitie van het grensevenwicht de horizontale en de verticale stromingsdruk niet meer meegenomen. Bij de uitstekende korrel spelen deze blijkbaar geen rol, omdat er geen omringend materiaal meer aanwezig is.

Met behulp van deze vergelijkingen wordt berekend wat het maximale verval over de constructie is, waarbij de zandkorrels nog juist in evenwicht zijn. Dit verval is afhankelijk van de verhouding  $l/L$  tussen de lengte  $l$  van de 'pipe' en de lengte  $L$  van de constructie, de doorlatendheid van het watervoerende zandpakket, de sleepkrachtcoëfficiënt (coëfficiënt van White) en de diameter en de rolweerstand van de zandkorrels in het pipinggevoelige bovengedeelte van het watervoerende pakket.

Berekend wordt het verval, waarbij net evenwicht wordt gevonden en de zandkorrels op de rand tussen pipe en zandlaag niet in beweging komen. Hierbij wordt een stationaire toestand beschouwd. Het verval  $\Delta H$ , waarbij de korrels net in evenwicht zijn, is afhankelijk van de lengte van de pipe en is als functie van  $l/L$  uitgezet in Figuur 5.3a.

Het blijkt dat er, zoals in de configuratie die geschetst is in Figuur 5.3, een maximum is. Dit maximale verval wordt het kritieke verval  $\Delta H_{\text{crit}}$  genoemd. Volgens de theorie van Sellmeijer zou bij een verhouding  $l/L \approx 0,5$  het verval, waarbij net evenwicht gevonden wordt, het grootst zijn.

De interpretatie van deze uitkomst is als volgt. Bij een verval over de constructie dat kleiner is dan het kritieke verval zal door erosie een spleet ontstaan, die net zolang doorgroeit tot de met dit verval corresponderende spleetlengte is bereikt. De stromingsgradiënten zijn dan zodanig afgezwakt dat de zandkorrels op de rand van de spleet weerstand kunnen bieden aan de aanstroomkrachten. Dit is weergegeven in Figuur 5.4. Wordt het verval opgevoerd, dan zal de spleet weer gaan groeien, tot een nieuw evenwicht wordt bereikt. Het erosieproces stopt, zolang het verval niet groter is dan het kritieke verval. Wordt het verval wel groter dan zal de spleet door blijven groeien, omdat het verval waarbij evenwicht mogelijk is kleiner is dan het aanwezige verval. De spleet groeit dan uit tot een open kanaaltje tussen boven- en benedenstroomse kant van de constructie; piping is daarmee een feit. Uit observaties van proeven op kleine schaal blijkt dat het aangroeien van de spleet voorbij het kritieke punt zeer snel gaat.

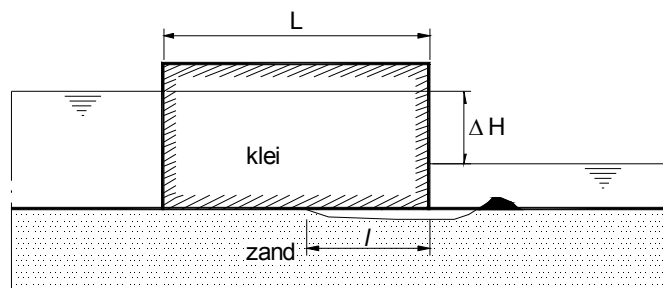
Het verloop van het evenwichtsverval over de dijkbasis zoals geschetst in Figuur 5.3b is alleen voor een standaard dijkconfiguratie van toepassing.

Bij andere configuraties, zoals bijvoorbeeld een dijk zonder deklaag binnendijks kan het evenwicht al veel eerder bereikt zijn. Dit verloop lijkt sterk afhankelijk te zijn van de stromingssituatie aan het uittreepunt.

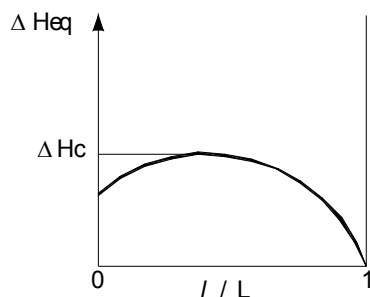
Met dit rekenmodel is door Sellmeijer een groot aantal numerieke berekeningen van het kritieke verval uitgevoerd voor verschillende combinaties van de parameters die een rol spelen. Vervolgens is door nauwkeurige curve-fitting op deze berekeningsresultaten een benaderende analytische formule afgeleid.

Aan de hand van een modelproef op grote schaal in de Deltagoot van Deltares (het voormalig Waterloopkundig Laboratorium) is deze formule gevalideerd [Silvis, 1991].

# Deltares

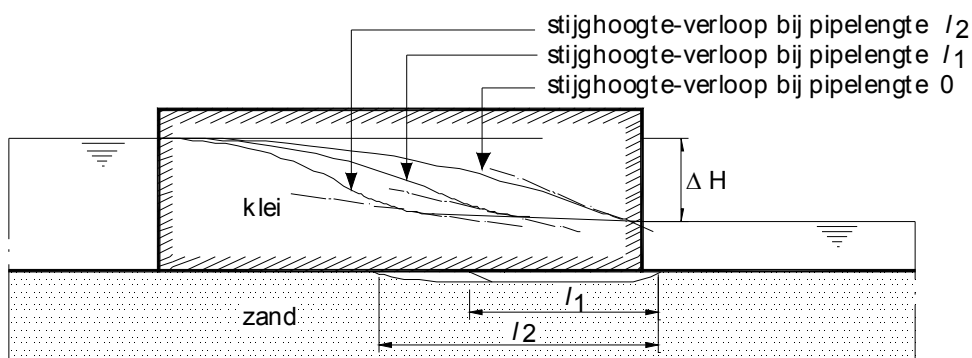


(a)



(b)

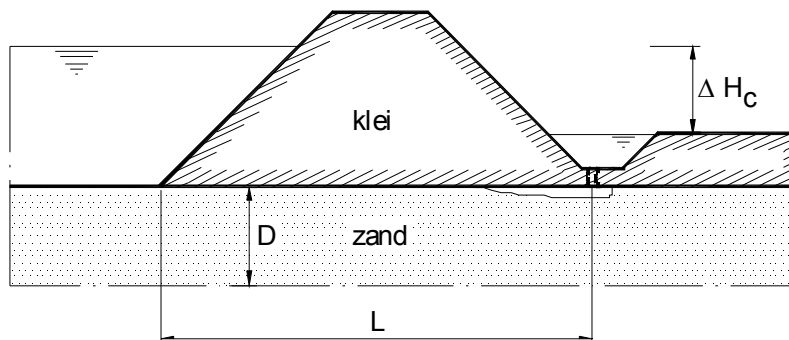
Figuur 5.3 (a) Basisconfiguratie rekenmodel van Sellmeijer (Sellmeijer, 1989)  
 (b) Evenwichtsverval  $\Delta H_{eq}$  als functie van  $l/L$ , kritiek verval  $\Delta H_c$  volgens de theorie



Figuur 5.4 Afzwakken stromingsgradiënten bij ontstaan van pipe

Hierbij dient te worden opgemerkt dat de in Figuur 5.4 door Silvis beschreven gradiënten niet in de IJkdijkexperimenten zijn teruggevonden.

In een vervolgonderzoek [Sellmeijer et. al., 1989] is een soortgelijke rekenexercitie uitgevoerd voor de ondergrondconfiguratie die in Figuur 5.5 is weergegeven.



Figuur 5.5 Basisconfiguratie rekenmodel Sellmeijer [Sellmeijer et al., 1989]

In het kader van het project SBW Piping is fundamenteel onderzoek verricht naar het mechanisme piping. Het uitgevoerde onderzoek omvatte proeven op kleine (0,35 m), medium (1,35 m) en grote schaal (15 m). Het doel van het onderzoek was een hervalidatie van de theorie van Sellmeijer zoals beschreven in het voormalige TR Zandmeevoerende Wellen [TAW, 1999]. Het model en de voor de toetsing te gebruiken rekenregel zijn opnieuw gekalibreerd met de nieuwe experimentele data.

De eigenschappen uniformiteit, hoekigheid, doorlatendheid en korrelgrote kunnen en hoeven in proeven voor Nederlandse omstandigheden niet onafhankelijk te worden gevarieerd omdat de uniformiteit zoals de meeste korrelgroottekaracteristieken direct gekoppeld is aan de doorlatendheid.

De invloed van zandparameters is door middel van een multivariate analyse op de resultaten van kleine- en medium-schaalexperimenten onderzocht en gekwantificeerd. De multivariate analyse geeft een empirische relatie tussen de verschillende zandeigenschappen en het verval dat leidt tot een doorgaande pipe. Mede op basis van de resultaten van deze multivariate analyse is een aangepaste rekenregel voor piping afgeleid [Knoeff, Sellmeijer, Lopez & Luijendijk, 2009].

De oorspronkelijke regel van Sellmeijer is gebaseerd op een stromingsberekening en een uitwerking van het krachtenevenwicht. In deze regel is, zo ver mogelijk bij de toenmalige stand van de kennis, de fysica van het pipingproces meegenomen. In de aangepaste rekenregel is dat gedeeltelijk nog het geval, zo komt het zogenaamde kwelweglengteschaaleffect dat is gevonden in proeven op medium en grote schaal overeen met de beschrijving in de regel van Sellmeijer. Voor het kwelweglengteschaaleffect hebben de proeven de regel van Sellmeijer dus bevestigd. Voor andere parameters is dit niet het geval en moet op basis van de multivariate analyse worden geconcludeerd dat de metingen een ander verband aantonen dan in de oorspronkelijke regel van Sellmeijer wordt voorgesteld. Waarschijnlijk is de fysische beschrijving in de regel van Sellmeijer voor deze parameter onvolledig. Op dit moment is er nog geen betere fysische beschrijving voorhanden en is het verband tussen die parameters en het kritieke verval alleen empirisch vastgesteld op basis van proeven en de multivariate analyses. De zo gevonden verbanden zijn alleen geldig in de range waarbinnen de proeven zijn uitgevoerd.

De regel is afgeleid en gevalideerd voor Nederlandse zanden met een korreldiameter  $d_{70}$  tussen de 150 en 500  $\mu\text{m}$ , waarbij de relatieve dichtheden groter zijn dan 50% en de uniformiteit varieert tussen 1,5 en 2,5. In deze aangepaste rekenregel, welke gebaseerd is op

het twee-krachtenmodel, is de relatieve dichtheid als extra parameter toegevoegd en is de invloed van de  $d_{70}$  verminderd. De invloed van de korreldiameter op het kritieke verval is in de rekenregel gereduceerd in de schalingsfactor  $F_{scale}$ . Ofschoon de fysica ervan nog niet goed begrepen is, is dit volgens de uitgevoerde metingen de juiste plaats.

Op basis van het twee-krachtenmodel van Sellmeijer is voor een standaard dijkconfiguratie met een homogene zandlaag onder een ondoorlatende laag de volgende rekenregel geformuleerd. Deze rekenregel kan worden geordend in clusters.

$$\frac{H_c}{L} = F_{resistance} F_{scale} F_{geometry}$$

$$F_{resistance} = \frac{\gamma'_p}{\gamma_w} \{ \eta \tan(\theta) \} \left( \frac{RD}{RD_m} \right)^{0,35}$$

$$F_{scale} = \frac{d_{70m}}{\sqrt[3]{\kappa L}} \left( \frac{d_{70}}{d_{70m}} \right)^{0,4}$$

$$F_{geometry} = F(G)^{MSep} = F(G)^{standaarddike} = 0,91 \cdot \left( \frac{D}{L} \right)^{\frac{0,28}{\left( \frac{D}{L} \right)^{2,8} + 0,04} - 1}$$
(5.8)

waarin:

$\Delta H_c$	kritieke verval over de waterkering [m]
$\gamma'_p$	(schijnbaar) volumegewicht van de zandkorrels onder water [kN/m <sup>3</sup> ]
$\gamma_w$	volumegewicht van water [kN/m <sup>3</sup> ]
$\theta$	rolweerstandshoek van de zandkorrels [°]
$\eta$	coëfficiënt van White [-]
$\kappa$	intrinsieke doorlatendheid van de pipinggevoelige/bovenste zandlaag [m <sup>2</sup> ]
$d_{70}$	70-percentielwaarde van de korrelverdeling [m]
$d_{70m}$	gemiddelde $d_{70}$ in de kleine schaalproeven (2,08 E-4m)
$D$	dikte van de zandlaag [m]
$L$	lengte van de kwelweg (horizontaal gemeten) [m]
$RD$	relatieve dichtheid [-]
$RD_m$	gemiddelde relatieve dichtheid in de kleine schaalproeven (0,725)

Er kunnen drie factoren worden onderscheiden: een resistance, een scale en een geometry factor.

De eerste factor beschrijft het grensevenwicht van zandkorrels op de bodem van de pipe. De tweede term reflecteert de verhouding tussen de processchaal van het mechanisme dat voor korreltransport zorgt en de processchaal van de grondwaterstroming die dit transportmechanisme aandrijft. Voor schaalproeven is dit een belangrijke verhouding. De laatste term beschrijft de invloed van de vorm van de geometrie van de ondergrond op de grondwaterstroming. Deze is afhankelijk van de verhouding tussen dikte en lengte van de aanwezige zandlagen. In geval van een meerlagensysteem is deze factor ook afhankelijk van het doorlatendheidscontrast tussen de zandlagen. De *geometry* factor is situatieafhankelijk en moet worden bepaald met het grondwaterstromingsmodel MSeep. Voor een standaard

dijkconfiguratie met een homogene zandlaag onder het ondoorlatende dijklichaam wordt de factor benaderd door:

$$F(G) \stackrel{\text{standarddike}}{=} 0,91 \cdot \left(\frac{D}{L}\right)^{\frac{0,28}{\left(\frac{D}{L}\right)^{2,8} - 1} + 0,04} \quad (5.9)$$

De intrinsieke doorlatendheid  $\kappa$  [ $\text{m}^2$ ] kan worden afgeleid uit schattingen van karakteristieke waarde van de specifieke doorlatendheid [ $\text{m/s}$ ] van de pipinggevoelige bovenste zandlaag.

De relatie is:

$$\kappa = \frac{\nu}{g} k = 1,35 \cdot 10^{-7} k \quad (5.10)$$

Waarin  $\nu$  de kinematische viscositeit is ( $\approx 1,33 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$  voor grondwater van  $10^\circ$  Celsius) en  $g$  de versnelling van de zwaartekracht ( $9,81 \text{ m/s}^2$ ). De doorlatendheid kan op verschillende manieren worden geschat of gemeten. In [TAW, 1994] is een procedure aangegeven om de doorlatendheid te berekenen aan de hand van zeefanalyses van het zand in de zandlaag (zie ook Bijlage 2). Denkbaar is ook dat schattingen van de doorlatendheid worden verkregen aan de hand van in situ proeven (pompproof, fallinghead-proeven, monopoolmetingen, etc.) of uit REGIS II bestanden<sup>4</sup> over diepere boringen. Het verkrijgen van een betrouwbare schatting van de doorlatendheid is overigens een moeilijk probleem, waarbij de effecten van heterogeniteit van de zandlaag een lastige rol spelen. In de piping-formule moet met een conservatieve schatting (hoge representatieve waarde) van de doorlatendheid worden gerekend.

Uit eerdere pipinganalyses is gebleken dat de doorlatendheid van het zandpakket van belangrijke invloed is op het pipingmechanisme. Omdat de doorlatendheid vaak onbekend is, wordt voor de toetsing veelvuldig gebruik gemaakt van schattingen van de doorlatendheid., ontleent aan TNO-grondwaterkaarten of ontleend aan relaties met de korrelverdeling. Schattingen op basis van grondwaterkaarten kunnen soms conservatief zijn omdat hier vaak de diepere grovere en dus doorlatendere zandlagen dominant zijn.

De relatie met korrelgrootteverdeling zou wel eens optimistisch kunnen zijn omdat deze over het algemeen gebaseerd is op korrelgrootteverdelingen van zandmonsters die gewonnen zijn in de top van de zandlaag, die meestal fijner is en dus ondoorlatender dan de diepere zandlagen.

In het rekenmodel is in de sterktefactor ook een term opgenomen voor de relatieve dichtheid. De aangepaste rekenregel is alleen voor een relatieve dichtheid van groter dan 50% gevalideerd. De invloed van de relatieve dichtheid lijkt niet zo dominant dat het de moeite loont om voor de toetsing deze parameter extra te bepalen. Het wordt daarom aangenomen

---

4. Met REGIS II (REgionaal Geohydrologisch InformatieSysteem) hebben landelijke en regionale overheden, waterbeheerders, adviesbureaus en opleidingscentra gratis en online de beschikking over een hydrogeologisch ondergrondmodel van Nederland. REGIS II geeft, door middel van digitale kaartbestanden, inzicht in de hydrogeologische opbouw en doorlatendheid van de ondergrond op een regionale schaal. Daarnaast vormt REGIS II een adequate basis voor ondergrondschematisaties ten behoeve van landelijke en regionale grondwatermodellen. Aangevuld met lokale (boor)informatie is REGIS II ook een uitgangspunt voor lokale grondwatermodellen. Iedereen heeft via DINOLoket, de centrale toegangspoort tot Data en Informatie van de Nederlandse Ondergrond, gratis toegang tot de gegevens van REGIS II.

dat de relatieve dichtheid bij  $RD > 50\%$  bijna geen invloed op het kritieke verval heeft. Dit is een veilige ondergrens. In de toetsregel zelf (zie hoofdstuk 7) is de relatieve dichtheid niet als parameter meegenomen omdat ten eerste de relatieve dichtheid in de praktijk moeilijk te meten is en ten tweede de onzekerheid rondom de invloed van de relatieve dichtheid klein is ten opzichte van de totale onzekerheid van de rekenregel. De invloed van de relatieve dichtheid is in de toetsregel meegenomen in de modelonzekerheid [Lopez de la Cruz et al., 2010].

Opgemerkt wordt dat onderscheid wordt gemaakt tussen pure rekenmodel/rekenregel en toetsregel voor piping. Het rekenmodel beschrijft de fysica van het pipingmechanisme. De toetsregel betreft de receptuur voor het gebruik van de rekenregel bij de toets op veiligheid. De toetsregel omvat daar omheen ook nog een veiligheidsfilosofie, zoals die in hoofdstuk 10 is toegelicht, is ontwikkeld. De toetsregel en het toetsvoorschrift voor de gedetailleerde toetsing zijn in hoofdstuk 7 omschreven.

De aanpassing van de rekenregel is geldig voor in Nederland voorkomende zanden. Ter afbakening van het geldigheidsgebied zijn proeven ook op medium schaal uitgevoerd. Voor grove zanden ( $d_{70} = 500\ \mu\text{m}$ ) lijkt het aangepaste model een betere afschatting te geven van het kritiek verval dan het oude model. Voor fijnere zanden is het verschil tussen oude en nieuwe model minder sterk.

Tot nader inzicht is het aangepaste model een veilige benadering voor het schatten van het kritiek verval. Het geldigheidsgebied is gevalideerd van een  $d_{70}$  van  $150\ \mu\text{m}$  (kleinste  $d_{70}$  toegepast bij kleine schaalproeven) tot een  $d_{70}$  van  $500\ \mu\text{m}$ .

In [TAW, 1994] zijn praktische aanbevelingen op basis van de formule van Sellmeijer ontwikkeld ten aanzien van de wijze waarop onzekerheden in de parameterkeuzen kunnen worden verdisconteerd. In Tabel 5.2 is de aanbevolen keuze van de representatieve parameters samengevat.

De parameters  $d_{70}$  en  $k (= \kappa \cdot g/v)$  dienen onafhankelijk van elkaar te worden beschouwd. Het wordt daarom aanbevolen de doorlatendheid op basis van pompproeven of uit REGIS II te nemen, omdat de toestroming meestal niet wordt bepaald door een lokaal gevonden zandsort, maar door de dikke Pleistocene zandpakketten in de ondergrond. De  $d_{70}$  van de bovenste pipinggevoelige laag is bepalend voor het loskomen van de zandkorrels.

De nominaal vastgestelde waarden in deze tabel kunnen niet op eenvoudige wijze van geval tot geval worden bepaald. Bovendien wordt door deze vaststelling de modelfout in het oorspronkelijke model van Sellmeijer afgedekt.

Parameter	Omschrijving	Type representatieve waarde	Opmerking default $V_c$ <sup>1)</sup>
L [m]	lengte kwelweg	l.r.w.	$V_c = 0,10$
D [m]	dikte zandlaag	h.r.w.	$V_c = 0,10$
d [m]	laagdikte afdekkende laag	l.r.w.	$V_c = 0,10$
$\theta$ [°]	rolweerstandshoek	nominaal: 37°	
$\eta$ [-]	sleepkrachtfactor	nominaal: 0,25	
$\gamma'_p$ [kN/m <sup>3</sup> ]	volumiek gewicht korrelpartikel onder water	nominaal: 16 kN/m <sup>3</sup>	
$\gamma_w$ [kN/m <sup>3</sup> ]	volumiek gewicht water	nominaal: 10 kN/m <sup>3</sup>	
$\kappa$ [m <sup>2</sup> ]	intrinsieke doorlatendheid	h.r.w.	zie tekst
$d_{70}$ [m]	70 percentiel zand	l.r.w.	$V_c = 0,25$
<p>Representatieve of karakteristieke waarden (zie ook Bijlage B):                      h.r.w. = hoge representatieve waarde (95 % bovengrens): <math>\mu (1 + t_{N-1}^{0,95} V_c)</math>                      l.r.w. = lage representatieve waarde (95 % ondergrens): <math>\mu (1 - t_{N-1}^{0,95} V_c)</math>                      nominaal = nominale (voorgeschreven) rekenwaarde</p> <p><math>\mu</math> = gemiddelde waarde uit steekproef, of 'best guess'  <math>V_c</math> = variatiecoëfficiënt uit steekproef of default variatiecoëfficiënt uit deze tabel  <math>t_{N-1}^{0,95}</math> = Student t-factor (indien geen steekproef beschikbaar: 1,65)</p>			
<sup>1)</sup> : Default variatiecoëfficiënt te gebruiken indien geen steekproef voorhanden			

Tabel 5.2 Representatieve parameterkeuze bij ontwerp/toetsing bij gebruik van de formule van Sellmeijer

### 5.3.5.1 Sellmeijer in tweelagensysteem

Het rekenmodel van Sellmeijer is afgeleid voor een analytische oplossing van een standaardgeometrie met een geïdealiseerde bodemsamenstelling, dat wil zeggen een homogene horizontale watervoerende zandlaag met één uniforme (en isotrope) doorlatendheid en met een constante dikte die zich uitstrekt tot voorbij het uittreepunt, afgedekt door een compleet ondoorlatende waterkering en niet onderbroken door kwelschermen en dergelijke. In de praktijk zijn watervoerende zandpakketten vaak niet uniform van samenstelling, maar kunnen laagsgewijs bestaan uit zanden met verschillende fijnheden en doorlatendheden. Het watervoerende pakket kan bijvoorbeeld bestaan uit een laag fijn holoceen dekzand op de doorgaans grovere pleistocene zandlaag. Dit betekent dat de doorlatendheid zich niet goed door één doorlatendheidscoëfficiënt laat karakteriseren, wat het toepassen van de rekenregel van Sellmeijer bemoeilijkt. Het model is echter toch toepasbaar mits het product van laagdikte en doorlatendheid van het zandpakket in het model zo gekozen wordt, dat de kwelstroming in de prototypesituatie wordt gesimuleerd.

Voor een zorgvuldige toetsing is het daarom belangrijk om ook dijken te kunnen beoordelen met afwijkende condities. Binnen het project Veiligheid Nederland in Kaart (VNKI & II) is gewerkt aan een rekenmodel waarbij de watervoerende zandlaag willekeurig gemodelleerd kan worden als samenstel van volumes zand met verschillende doorlatendheden. De berekening van het kritieke verval kan hier alleen via een numerieke benadering worden uitgevoerd. De stationaire oplossing van het stromingsveld is geïmplementeerd in het computerprogramma voor numerieke grondwaterstromingsanalyse MSeep, dat is gebaseerd op een Eindige Elementen Methode. Het erosiekanaal wordt hier gemodelleerd als een

speciale randvoorwaarde waarmee het stijghoogteverschil bij gegeven erosielengte vervolgens stapsgewijs wordt bepaald.

Voor het verloop van de stijghoogte in het erosiekanaal wordt een aanname gedaan, vervolgens wordt getoetst in hoeverre voldaan wordt aan de evenwichtscondities van zandkorrel in het erosiekanaal. Met de uitbreiding van MSeep voor een pipinganalyse kunnen de effecten van een niet homogene opbouw van de pipinggevoelige watervoerende zandlaag worden meegenomen. Ten opzichte van de rekenregel van Sellmeijer biedt dit het voordeel dat de watervoerende zandlaag niet eerst moeizaam als één homogene laag moet worden geschematiseerd.

In [Knoeff, 2009] wordt de achtergrond van MSeep beschreven. Daarbij wordt speciaal stilgestaan bij de consequenties van de nieuwe inzichten uit SBW Hervalidatie Piping voor MSeep en de aanpassingen die daardoor aan het programma zijn gedaan.

Door de commissie Vrijling is naar aanleiding van de hoge faalkansen voor piping in het project VNK een studie opgeleverd [Thonus et al., 2005] waarin onder andere is gekeken naar de invloed van het meenemen van meerdere lagen met een verschillende doorlatendheid. In deze studie is aan de hand van MSeep berekeningen aangetoond dat het rekenen met een 2-lagensysteem met verschillende doorlatendheden leidt tot een betrouwbaarder resultaat. Verder is in deze studie een methode gegeven om vanuit een 2-lagen modellering te komen tot een 1-laags modellering voor de rekenregel van Sellmeijer.

In een andere studie [Duinen, 2005] is onderzoek gedaan naar de gevoeligheid van de modellering (laagopbouw) en parameterkeuze. Hier is aangetoond dat de verschillende methoden die beschikbaar zijn om de doorlatendheid van een zandpakket te bepalen verschillende resultaten geven. Afhankelijk van de gekozen methode levert dit dus een bepaald resultaat in de pipinganalyse.

Uit analyses met het numerieke grondwaterstromingsmodel MSeep met pipingmodule is vastgesteld dat het tot een betrouwbaarder resultaat leidt als in de schematisatie van de ondergrond met verschillen in doorlatendheden wordt rekening gehouden. Het rekenen met een meer-lagen systeem in MSeep levert een realistischere kritiek verval dan bij het rekenen met een één-laag systeem [Blinde, 2009].

Als met de rekenregel van Sellmeijer wordt gewerkt zal een equivalente doorlatendheid moeten worden bepaald, die het meer-lagen systeem representeert. Schematisatie keuzes in het numerieke model zoals de grootte van de mesh-elementen hebben effect op het berekende verval.

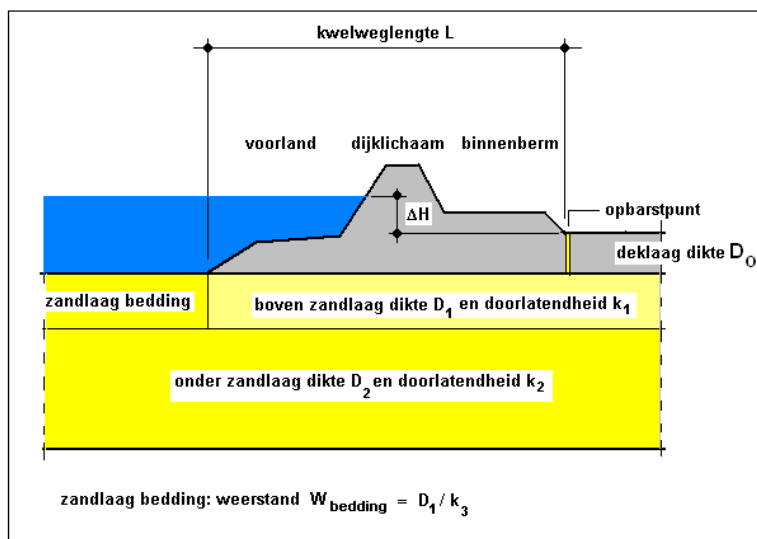
Voor het project VNK-II is met behulp van het rekenmodel MSeep een specifieke applicatie voor pipinganalyse ontwikkeld, waarbij het watervoerende pakket uit twee horizontale zandlagen kan worden opgebouwd (zie Figuur 5.6). Deze applicatie, genaamd MPiping-VNK, is een artificieel neurale netwerk (ANN), waarmee het kritieke verval berekend kan worden als functie van de verschillende doorlatendheden van de lagen waaruit het watervoerende pakket is opgebouwd, inclusief een deellaag die de bedding van de rivier representeert en de korrelgrootte karakteristieken van de bovenste deellaag.

Dit ANN is getraind en afgeregeld aan de hand van grote aantallen numerieke berekeningen met de pipingmodule in MSeep. Voordeel van het ANN is dat hiermee heel snel kritieke vervallen kunnen worden berekend. Dit ANN is als een module gekoppeld aan PC-Ring (in de



toekomst genoemd 'Hydra-Ring'), waardoor het mogelijk is om faalkansen als gevolg van piping in een tweelaag systeem te berekenen zonder toename van benodigde rekestijden.

De nodige ondergrondgegevens die de invoer vormen van de rekenregel van Sellmeijer worden uit de DINO-database onttrokken en waar relevant door lokale gegevens aangevuld.



Figuur 5.6 Configuratie van deellagen van het watervoerende pakket waarvoor een ANN is ontwikkeld t.b.v. berekeningen met MPiping-VNK in PC-Ring

## 5.4 Rekenmodellen voor het mechanisme Heave

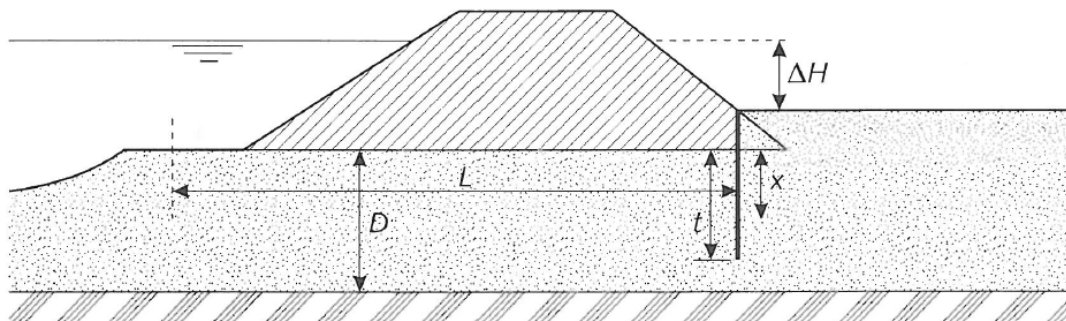
### 5.4.1 Heavecriterium

Om voldoende veiligheid tegen heave te waarborgen dient bij een verticale kwelstroming in zandige grond achter een kwelscherm het maximaal optredende verhang kleiner te zijn dan het verhang waarbij heave optreedt. Het verhang waarbij heave optreedt, het kritieke verhang  $i_c$ , is (zie Figuur 5.7):

$$i_c = \frac{\gamma'}{\gamma_w} = \frac{(1-n)(\gamma_p - \gamma_w)}{\gamma_w} \geq \frac{\phi_o - h_p}{x} \quad (5.11)$$

Hierin is:

- $\gamma'$  het ondergedompeld volumegewicht van de grond [ $\text{kN/m}^3$ ]
- $\gamma_w$  het volumegewicht van het (grond)water [ $\text{kN/m}^3$ ]
- $\phi_o$  de stijghoogte ter plaatse van de onderkant van het kwelscherm [m t.o.v. referentie] waar het uittreeverhang maximaal is.
- $h_p$  het polderpeil (vrije waterspiegel of maaiveld) [m t.o.v. referentie]
- $n$  de porositeit [-] in de zandlaag
- $\gamma_p$  het volumegewicht van het korrelmateriaal [ $= 26 \text{ kN/m}^3$ ]
- $x$  afstand waar het uittreeverhang maximaal is [m]



Figuur 5.7 Kwelscherm bij grondconstructies

Indien de grond laagsgewijs is opgebouwd, kan het ondergedompelde volumegewicht door laagsgewijze sommatie worden berekend:

$$\gamma' = \frac{1}{D} \sum_i D_i \gamma'_i \quad (5.12)$$

Het uittredeverhang  $i$  is sterk afhankelijk van het totale verval over de kering en de geohydrologische configuratie en de plaats en diepte van eventuele kwelschermen.

Afhankelijk van de gegradeerdheid en pakking van de zandlaag nabij het uittreepunt kunnen grotere toelaatbare verhangen dan 0,5 worden toegestaan. Daartoe zijn dichtheidsmetingen van de zandlaag nodig, zie Bijlage A.

Voor grondconstructies op een zandige ondergrond met kwelschermen wordt aangenomen dat wanneer het (verticale) uittredeverhang  $i$  groter is dan 0,5 zandmeevoerende wellen ontstaan en een verdergaande controle op piping is vereist.

Het heavecriterium luidt:

$$i_{optr} = \left( \frac{\varphi_0 - h_p}{D} \right)_{optr} \leq i_{toel} \quad (5.13)$$

waarin  $i_{optr}$  het optredend verhang is en  $i_{toel}$  een veilige toelaatbare waarde.

Voor de in de toetsing toe te passen veiligheidsfactor wordt verwezen naar par. 7.3.2.2.

#### 5.4.2 Berekening van het optredend verhang

Het optredend verticale verhang aan de binnenzijde van de waterkering is afhankelijk van het totale verval over de kering en het grondwaterstromingspatroon in de zandlaag en derhalve afhankelijk van de geohydrologische configuratie van die laag en de plaats en diepte van de kwelschermen. Voor de bepaling van het optredende verhang is een grondwaterstromingsanalyse nodig. In beginsel kan dit met elk daartoe geschikt rekenmodel.

We onderscheiden:

- berekening met behulp van een ('multi-purpose') computerprogramma voor numerieke grondwaterstromingsanalyse, gebaseerd op een eindige elementen of eindige differentie methode (EEM of EDM);
- berekening met een semi-analytisch rekenmodel (fragmentenmethode). Deze methodiek is in TAW (thans ENW) kader ontwikkeld, specifiek voor heavecontroles bij dijken of waterkerende kunstwerken met verticale kwelschermen;
- Analytische berekening met een vierkantennet.

Als eenvoudige rekenregel voor controle op het heave-mechanisme wordt in de praktijk vanouds de regel van Lane gehanteerd. In een aantal TAW/ENW-Leidraden wordt deze regel aanbevolen als eerste ruwe toets; de achterliggende gedachte daarbij is dat deze regel onder alle omstandigheden voldoende veilig is. Die gedachte is nooit een wetenschappelijke onderbouwing gegeven en voor hele korte schermen en een lange kwelweglengte is deze gedachte ook niet juist, zoals in paragraaf 4.9.2 is toegelicht. Echter uit de praktijk komen geen directe aanwijzingen waaruit het tegendeel zou blijken. Met bovengenoemde rekentechnieken is, in elk geval voor schermen tegen onderloopsheid, een wetenschappelijk beter onderbouwd instrument voor heave-controle beschikbaar gekomen dat naar de mening van de samenstellers van dit rapport de voorkeur geniet.

De fragmentenmethode is destijds als sneller (want analytisch) alternatief voor de numerieke grondwaterstromingsanalyse ontwikkeld en is geschikt voor de berekening van het uittredeverhang bij een kunstwerk met kwelschermen. Het principe van deze methode, die gebaseerd is op Pavlovsky [1956], wordt beschreven in Bijlage A van dit rapport. Berekeningen kunnen worden uitgevoerd met een door GeoDelft (thans Deltares) ontwikkeld spreadsheetprogramma. Voor eenvoudige situaties kunnen afleesgrafieken gebruikt worden. Standaard fragmenten zijn het kop- tussen- en staartfragment. Door Calle & Sellmeijer [1998] zijn ten behoeve van probabilistische berekeningen extra fragmenten ontwikkeld: een "zettingsfragment", waarbij een zettingspleet tussen de onderkant van het kunstwerk en de zandlaag aanwezig is, een "gatfragment" voor simulatie van geconcentreerde lek door een kwelscherm en een "lekfragment", waarmee gelijkmatig verdeelde lek door het kwelscherm gesimuleerd kan worden.

Met de rekensnelheid van de huidige pc's zijn de argumenten om af te zien van numeriek rekenen echter vrijwel weggevallen. Ten opzichte van de fragmentenmethode bieden de meeste numerieke modellen meer vrijheid in keuze van geometrie (aantal en vorm van kwelschermen) of grondeigenschappen (grondlagen en doorlatendheden). 2D grondwaterstromingsmodellen zoals MSeep zijn bovendien eenvoudig in gebruik.

Het gebruik van algemene numerieke grondwaterstromingsprogrammatuur voor het bepalen van het optredende verticale verhang aan de binnenzijde van de waterkering spreekt grotendeels voor zichzelf. Specifieke aandachtspunten bij de modellering van de ondergrondconfiguratie zijn abrupte overgangen waarbij de stromingsrichting of de stroomsnelheid sterk verandert, zoals de stroming rondom de onderkant van een kwelscherm. Afhankelijk van het type programma kunnen numerieke nauwkeurigheidsproblemen optreden, die onderdrukt kunnen worden door locale verfijning van de elementenmesh of het differentieschema. Raadpleeg daartoe de handleiding van het programma.

## 5.4.3 Filterregels

Uitspoeling van zand kan worden voorkomen door een filter. Dit kan worden bereikt als er bij het (vermoede) uittredepunt een filterconstructie aanwezig is. Het filter kan bestaan uit een granulair filter, opgebouwd volgens de filtercriteria (zie onder) of uit een verzwaard filterdoek. Voorwaarden voor een goede werking van de methode zijn dat het filter zanddicht is en meer waterdoorlatend (grover) is dan de ondergrond is. Als bijvoorbeeld door dichtslibbing de doorlatendheid zodanig wordt gereduceerd dat zich onder het filter wateroverdrukken kunnen opbouwen, kan het filter opbarsten.

Als filter kunnen ook een (granulair) stortebed (bodembescherming tegen erosie benedenstrooms van een kunstwerk) of een grovere laag zand als bovenste laag van de grond die benedenstrooms van het kwelscherm aanwezig is fungeren.

De eisen ten aanzien van stabiliteit en doorlatendheid zijn vastgelegd in zogenaamde filterregel. Het meest bekend en meest toegepast is het filtercriterium van Terzaghi [Terzaghi, 1922]:

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} < 4 \quad (5.14)$$

waarin:

$D_{15}$  korreldiameter van het grove (filter)materiaal, waarbij 15 gewichtprocent van de deeltjes van het monster een kleinere diameter heeft.

$d_{85}$  korreldiameter van het fijne materiaal, waarbij 85 gewichtprocent van de deeltjes van het monster een kleinere diameter heeft.

Om opbarsten van het filter (het grove materiaal) te voorkomen, moet de doorlatendheid van het filter voldoende groot zijn ten opzichte van het fijne materiaal daaronder. Dit is het geval als aan het volgende, algemeen geaccepteerde, criterium wordt voldaan [Terzaghi, 1922]:

$$\frac{D_{15}}{d_{15}} > 4 \quad (5.15)$$

waarin:

$d_{15}$  korreldiameter van het fijne materiaal, waarbij 15 gewichtprocent van de deeltjes van het monster een kleinere diameter heeft.

Tevens geldt bij het filtercriterium van Terzaghi, dat de zeefkrommen van het grovere en fijnere materiaal ongeveer parallel moeten verlopen. Vergelijking 5.15 geldt alleen als zowel het grove als fijne materiaal vrij uniform zijn (steile zeefkromme).

Om effectief te zijn moet een filter een dikte hebben die minimaal gelijk is aan twee a drie keer de diameter van de grootste korrels.

Voor een overzicht van andere filtercriteria wordt verwezen naar bijvoorbeeld [Schuler & Brauns, 1993].

Meer informatie over granulaire filters is te vinden in [CUR 1993b, CUR 2010 en Verheij & Hoffmans, 2011]. Zie ook paragraaf 8.6.

## 5.5 Rekenmodel voor verticale piping

Voor verticale uitspoeling van zand bij verticaal gerichte opwaartse stroming benedenstrooms van een kwelscherm bestaan geen gangbare rekenmodellen. Reden hiervoor is dat dit mechanisme niet als maatgevend wordt beschouwd. In proeven is aangetoond dat als het uittredeverhang voor heave kritiek is, er van het uitspoelen van zandkorrels (piping) nog lang geen sprake is.

Bij goed functionerende kwelshielden lijkt dit een juiste veronderstelling. Echter, in geval van geconcentreerde lekkage van het kwelscherm wordt het risico op instabiliteit van het kwelscherm ten gevolge van heave veel geringer. Dan zou verticale piping opeens maatgevend kunnen worden, met name als er sprake is van een gat dat vrij hoog in het kwelscherm zit en de verticale kwelweg kort is. Een toetsregel bestaat daarvoor niet. De regel van Sellmeijer heeft alleen betrekking op horizontale piping.

Zoals vermeld is het verticale verhang dat noodzakelijk is voor het uitspoelen van zandkorrels groter dan dat voor fluïdisatie. Zie ook [Van Rossum & Zanen, 1959]. Er kan dus vanuit worden gegaan dat de korrels al in suspensie zijn voordat piping begint. Dat betekent dat gesteld mag worden dat de zandkorrels naar boven kunnen uitspoelen als de verticaal gerichte opwaartse stroomsnelheid groter wordt dan de bezinksnelheid van de korrels.

De bezink- (of sedimentatie-)snelheid ( $v$ ) van korrels ten gevolge van alleen de zwaartekracht kan met de wet van Stokes worden benaderd met:

$$v = \frac{2}{9} r^2 g \frac{(\rho_k - \rho_f)}{\mu} \quad (5.16)$$

waarin:

$v$	sedimentatiesnelheid van het gronddeeltje [m/s]
$r$	straal (sferisch) gronddeeltje [m]
$\rho_k$	dichtheid van het gronddeeltje [kg/m <sup>3</sup> ]
$\rho_f$	dichtheid van de vloeistof [kg/m <sup>3</sup> ]
$g$	zwaartekrachtversnelling [m/s <sup>2</sup> ]
$\mu$	dynamische viscositeit van de vloeistof [kg/m·s]

Onderstaand rekenvoorbeeld geeft aan welk verticaal uittredeverhang ongeveer nodig zou zijn voor uitspoeling van zandkorrels:

Bij een korreldiameter van 150  $\mu\text{m}$  (fijn zand) wordt met bovenstaande vergelijking  $v = 0,02$  m/s. Voor verticale uitspoeling van zand moet de verticaal gerichte opwaartse effectieve snelheid van het grondwater dus minimaal die waarde hebben. Uitgaande van een zeer hoog poriëngehalte van 0,5 (zo ongeveer de meest losse pakking) betekent dit dat de kritieke filtersnelheid 0,04 m/s is. De doorlatenheidscoëfficiënt kan berekend worden met (bijvoorbeeld) de vergelijking van Kozeny-Carman:

$$k = \frac{1}{150} \frac{gr^2}{\mu} \frac{n^3}{(1-n)^2} \quad (5.17)$$

Met  $n = 0,5$  levert dit  $k = 1,3 \cdot 10^{-3}$  m/s. Met de wet van Darcy kan nu het kritieke verhang berekend worden:  $i_c = 0,04 / 1,3 \cdot 10^{-3} \approx 30$ . Dit is een factor 30 hoger dan het kritieke verhang voor heave.

Hierbij is uitgegaan van een (weinig realistische) uniforme korrelverdeling en een volledig gelijkmatige verticaal gerichte opwaartse grondwaterstroming. Gezien het hoge kritieke verhang is in dat geval het optreden van verticale piping dus vrij onwaarschijnlijk. De grond

zal wat betreft doorlatendheid zeker niet homogeen zijn, waardoor de grondwaterstroming zich zal concentreren en lokaal veel hogere stroomsnelheden ontstaan. Indien piping optreedt zal de doorlatendheid en daarmee de stroomsnelheid verder toenemen. Of daarin dergelijk hoge benodigde stroomsnelheden als in bovenstaand voorbeeld kunnen ontstaan is er sterk van afhankelijk of vanuit het omringende zand voldoende water kan toestromen.

## 5.6 Invloed van voorland

De aanwezigheid van slecht doorlatend voorland en de breedte, dikte en doorlatendheid van de afdekkende laag spelen een rol bij de rekenmodellen voor opbarsten, piping en heave. In deze paragraaf wordt nader ingegaan op de invloeden.

### 5.6.1 Invloed voorland op opbarstberekening

Het voorland heeft een reducerend effect op de potentiaal in het zand ter plaatse van een potentiële opbarstlocatie. Dit effect wordt automatisch meegenomen wanneer voor de berekening van de potentiaal in de zandlaag gebruik gemaakt wordt van het programma WATEX met het zogenoemde 'drie sectie model' (voorland, waterkering en achterland).

Ruwweg gesproken komt het er op neer dat het theoretische intrepunt voor de grondwaterstroming in de zandlaag, ten opzichte van een situatie zonder voorland, over een lengte van:

$$L'_v = \lambda_1 \tanh\left(\frac{L_v}{\lambda_1}\right) \quad (5.18)$$

in de richting van het buitenwater wordt verplaatst. In deze formule is  $L_v$  de breedte van het voorland,  $\lambda_1$  de spreidingslengte (zie paragraaf 5.2.3) en  $\tanh(x)$  de hyperbolische tangensfunctie:

$$\tanh(x) = \frac{e^x - e^{-x}}{e^x + e^{-x}} \quad (5.19)$$

Voor kleine waarden van  $L_v/\lambda_1$ , bijvoorbeeld kleiner dan 0,5 geldt dat  $L'_v \approx L_v$ . Voor grote waarden van  $L_v/\lambda_1$ , bijvoorbeeld groter dan 2, is  $L'_v \approx \lambda_1$ .

### 5.6.2 Invloed voorland op het mechanisme Piping

Net als bij opbarsten is het effect van voorland dat het theoretische intrepunt, ten opzichte van een situatie zonder voorland, in de richting van het buitenwater wordt verplaatst, volgens dezelfde formule. Daardoor wordt de theoretische kwelweglengte met  $L'_v$  vergroot.

Zowel in de klassieke regel van Lane, als bij de regel van Sellmeijer mag de toename van de kwelweg in rekening worden gebracht.

### 5.6.3 Invloed voorland op mechanisme Heave

Ook hierbij geldt dat het voorland een reducerend effect heeft op het optredende verticale verhang aan de binnenzijde van de waterkering.

Bij grondwaterstromingsanalyses met behulp van het fragmentenmodel kan dit in rekening gebracht worden door het gebruik van een uiterwaarde-fragment (Bijlage A).

Bij grondwaterstromingsanalyses met behulp van een numeriek grondwaterstromingsmodel, gebaseerd op EEM of EDM kan het effect in rekening gebracht worden door de afdekkende laag in het voorland mee te modelleren in de analyse.

## 5.7 Invloed tijdsafhankelijkheid

De rekenmodellen voor grondwaterstroming die in de voorgaande paragrafen zijn behandeld, zijn gebaseerd op stationaire stromingssituaties. Dat wil zeggen de stromingssituatie bij langdurig aanhouden van de hydraulische/hydrologische randvoorwaarden, namelijk de buitenwaterstand  $H$ , en de binnenwaterstand of het maaiveldpeil  $h_p$ . In werkelijkheid zal met name de buitenwaterstand tijdsafhankelijk zijn. Een hoge rivierafvoer houdt in de regel vijf tot tien etmalen aan, de stormopzet op zee (maximaal) drie etmalen, terwijl de getijgolf een periode heeft van ca. twaalf uur. De variaties in de tijd van de binnenwaterstand en het polderpeil zullen in het algemeen minder groot zijn en minder snel, zodat de aanname van stationariteit hiervoor plausibel is.

In deze paragraaf wordt ingegaan op de effecten van tijdsafhankelijkheid van de buitenwaterstand op de mechanismen opbarsten, piping en heave.

### 5.7.1 Effecten tijdsafhankelijke buitenwaterstand op opbarsten

Tijdsafhankelijkheid heeft invloed op de wijze waarop de grondwaterspanningen zich in het geohydrologische systeem onder de waterkering ontwikkelen. In Bijlage A zijn differentiaalvergelijkingen gegeven voor berekening van de stationaire stijghoogten in de zandlaag. Kenmerkend voor de stationaire situatie zijn:

- volledig ontwikkelde verticale stroming naar de zandlaag toe door de afdekkende laag in het voorland;
- volledig ontwikkelde verticale stroming vanuit de zandlaag naar het maaiveld (of de sloot) door de afdekkende laag in het achterland;
- volledig ontwikkelde horizontale stroming in de zandlaag.

In een niet stationaire toestand spelen naast genoemde stromingsverschijnselen de volgende tijdsafhankelijke aspecten een rol:

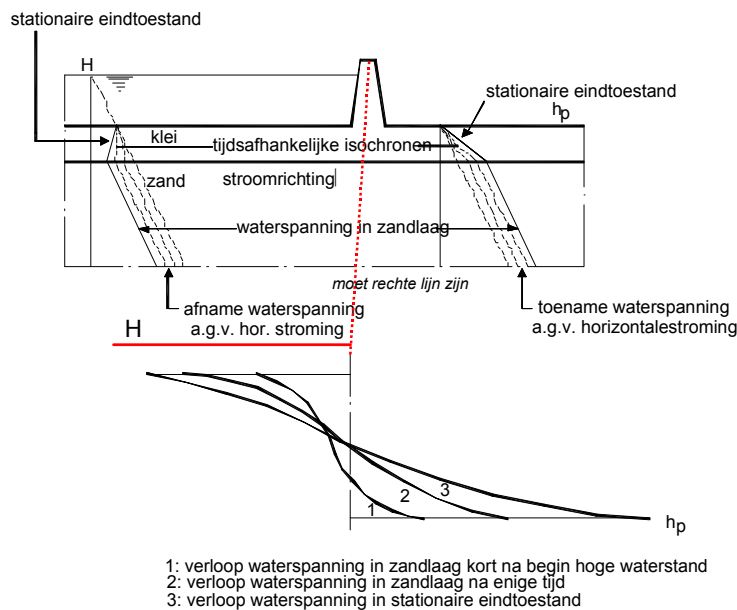
- consolidatie (compactie) van de afdekkende grondlaag in het voorland;
- negatieve consolidatie (zwell) van de afdekkende laag in het achterland;
- elastische berging in de zandlaag. Dit effect is overigens gering in vergelijking met bovengenoemde effecten en derhalve verwaarloosbaar.

In Figuur 5.8 zijn de waterspanningen langs een verticaal in het voorland en langs een verticaal in het achterland voor de niet stationaire toestand schematisch weergegeven.

Het stijgende water geeft direct een toename van de waterspanning in de zandlaag. Omdat er ook direct een stroming ontstaat in de zandlaag van de rivierzijde naar het achterland, zal de stijging van de waterspanning in de zandlaag lager zijn dan de stijging van de buitenwaterstand. Hierdoor neemt de effectieve spanning in de afdeklaag toe. Dit leidt tot consolidatie van de afdeklaag, waardoor water stroomt uit de afdeklaag naar de zandlaag.

We kunnen dit opvatten als een schijnbaar grotere doorlatendheid van de kleilaag. Dit vertaalt zich in een tijdsafhankelijke spreidingslengte  $\lambda_{1,t}$  die kleiner is dan de spreidingslengte  $\lambda_1$  in de stationaire situatie. In het achterland heerst in de afdeklaag een wateronderspanning ten

opzichte van de stationaire eindtoestand; daardoor is ook hier de waterspanningsgradiënt groter dan in de stationaire situatie. Derhalve ook hier een tijdsafhankelijke spreidingslengte  $\lambda_{2,t}$  die kleiner is dan de spreidingslengte  $\lambda_2$  in de stationaire situatie. Bij deze kortere spreidingslengten hoort een steiler verloop in horizontale richting van de van de waterspanning in de zandlaag (zie Figuur 5.8). Het effect is een lagere stijghoogte in de zandlaag ter plaatse van de potentiële opbarstlocaties en dus een gunstiger uitgangspunt ten aanzien van de beoordeling van de opbarstkans.



Figuur 5.8 Tijdsafhankelijkheid in ontwikkeling van waterspanning in zandlaag

Of tijdsafhankelijkheid een rol speelt kan worden afgeschat aan de hand van de hydrodynamische perioden van voor- en achterland (voor éézijdige afstroming):

$$t_h = \frac{d^2}{c_v} \quad (5.20)$$

waarin  $d$  de dikte is van de afdekkende laag en  $c_v$  met de consolidatiecoëfficiënt [ $m^2/s$ ] (voor het voorland, voor het achterland moeten we rekenen met de zwellingscoëfficiënt [ $m^2/s$ ]). Rekenen we met een dikte van 1 m en gemiddelde waarde van  $c_v = 5 \cdot 10^{-6} m^2/s$  voor niet-organische klei (voor organische klei kan  $c_v$  wel een factor 10 tot 100 kleiner zijn), dan is de hydrodynamische periode  $2 \cdot 10^5 s \approx 2,5$  etmalen. Ten opzichte van een hoogwaterafvoergolf met een duurtijd van 5 tot 10 etmalen, met maximale waterstand na 5 etmalen, is die hydrodynamische periode niet groot. In dit geval moet worden gerekend met een volledig ontwikkelde stroming in de zandlaag, het gunstige effect van tijdsafhankelijkheid speelt hier dus geen rol. We zien dat wanneer de hydrodynamische periode wordt overschat, we onterecht op het spoor van gunstig effect van tijdsafhankelijkheid worden gezet. Bij onzekerheid over de consolidatie- of zwelcoëfficiënten moeten we werken met voorzichtige schattingen; voorzichtig betekent in dit geval dus betrekkelijk hoge waarden van coëfficiënten. De consolidatie/zwelcoëfficiënt is gerelateerd aan de doorlatendheid en de samendrukbaarheid:



$$c_v = \frac{k}{\gamma_w m_v} \quad (5.21)$$

waarin  $k$  de doorlatendheid is [m/s] en  $m_v$  de samendrukbaarheidscoëfficiënt [ $\text{m}^2/\text{kN}$ ] voor éédimensionale samendrukking.

Zouden in bovengenoemd voorbeeld de laagdikten van de afdekkende lagen twee keer zo groot zijn, dan is de hydrodynamische periode vier keer zo lang, dus in de orde van 10 etmalen. Dit betekent dat wanneer de afvoergolf op z'n top is, na circa 5 etmalen, de grondwaterstroming in de ondergrond nog niet volledig ontwikkeld is. In dat geval kan het zin hebben het tijdseffect in de opbarstbeschuwing mee te nemen.

Normaliter zal de hydrodynamische periode van de afdekkende lagen aanzienlijk groter zijn dan de periode van het getij. Het tijdseffect speelt dus bij getijwerking veelal wel een rol.

Van tevoren kan echter niet afgeschat worden in welke mate het rekenen met tijdsafhankelijkheidseffecten leidt tot gunstiger uitkomsten van de opbarstcontrole.

De theorie voor de tijdsafhankelijke potentiaalontwikkeling in de zandlaag is beschreven in de Leidraad voor het ontwerpen van rivierdijken [TAW, 1989]. In het programma WATEX bestaat de optie om tijdsafhankelijk te rekenen. Voor de modellering van de hoogwatergolf kan gekozen worden uit een éénmalige blokgolf of sinusvormige periodieke golven

### 5.7.2 Invloed van tijdsafhankelijkheid buitenwaterstand op piping en heave

De getijdencomponent in het verval over een waterkering aan zee is in het algemeen aanzienlijk. Afhankelijk van de situatie zullen getijfluctuaties van de buitenwaterstand naar binnen toe in de zandlaag gedempt worden. Aanwijzingen hiervoor kunnen mogelijk verkregen worden aan de hand van 13-uursmetingen van de waterspanningsrespons. Voor het verkrijgen van een adequaat inzicht in de respons tijdens een stormopzet wordt verwezen naar het TR Waterspanningen bij Dijken [TAW, 2004].

Tijdsafhankelijke invloeden op piping en erosie zijn nog onvoldoende onderzocht. Hoewel theoretisch goed onderbouwde rekenmodellen ontbreken om de invloed van fluctuaties op het erosieproces af te schatten, kan bij sterke demping nabij het uittreepunt overwogen worden om slechts een deel van de getijamplitude in rekening te brengen bij de berekening van het aanwezige verval over de waterkering. Voor rivieren waarin de waterstand sterk stijgt, kan dit niet, omdat, zoals in de vorige paragraaf is beschreven, het mogelijk is dat het verhang in een niet stationaire situatie juist toeneemt. Voor piping is niet de amplitude in de stijghoogte, maar het maximale verhang maatgevend.

Voor het mechanisme heave geldt dat de momentane maximale gradiënt ter plaatse van het kwelscherm maatgevend is. Een eenvoudige methodiek om de tijdsafhankelijke gradiënt door getijfluctuaties, in een ondergrondconfiguratie met kwelschermen, te berekenen is niet voorhanden. Per geval zal een modellering met een multi-purpose EEM-programma voor grondwaterstroming en consolidatie moeten worden opgezet, en bij voorkeur afgeijkt op de resultaten van 13-uurs waterspanningsresponsmetingen.

## 5.8 Waterkerende kunstwerken

De in de voorgaande paragrafen beschreven rekenmethoden zijn van toepassing voor de beoordeling op piping en heave bij zowel dijken en dammen als voor waterkerende kunstwerken. Bij waterkerende kunstwerken moet een 3D kwelweganalyse uitgevoerd worden. Voor de keuze van de methode waarmee een potentiële kwelweg wordt geanalyseerd kan het volgende onderscheid gemaakt worden:

- Er is sprake van een volledig horizontale kwelweg
- Er is sprake van een kwelweg die verticale componenten bevat.

5

6 In het eerste geval dient gebruik te worden gemaakt van de rekenregel van Sellmeijer. In het tweede geval van de rekenregel van Lane en/of heave (fragmentenmethode of MSeep).

## 6 Algemene aandachtspunten bij de toetsing en het ontwerp op piping en heave

### 6.1 Inleiding

#### 6.1.1 Toetsen versus ontwerpen

In dit hoofdstuk wordt de toepassing besproken van de diverse rekenmodellen. Er wordt onderscheid gemaakt tussen het toetsen van een bestaande situatie enerzijds en het dimensioneren van maatregelen of het opstellen van een ontwerp anderzijds.

Bij toetsen wordt een bestaande waterkering beoordeeld. Men zal proberen, vanwege economische redenen, met een zo gering mogelijke inspanning aan te tonen dat de waterkering voldoet aan de eisen ten aanzien van piping.

Het Voorschrift Toetsen op Veiligheid onderscheidt een drietal toetsniveaus:

#### 1. Eenvoudige toetsmethoden:

Hierbij wordt aan de hand van elementaire informatie, zoals de afmetingen van de waterkering en de globale opbouw en de samenstelling van de ondergrond, de waterkering getoetst aan voor die situatie veilige afmetingen. Hiertoe worden in eerste instantie eenvoudige rekenregels gehanteerd, waarvoor weinig gegevens betreffende de waterkering nodig zijn en die ruim conservatief zijn. Voor het uitvoeren van deze toets volstaat elementaire kennis over de waterkering en de mogelijke bezwijkmechanismen.

#### 2. Gedetailleerde toetsmethoden:

Voldoet de waterkering niet volgens de eenvoudige regels, dan worden meer gedetailleerde rekenregels toegepast, waarvoor in het algemeen meer gegevens nodig zijn. De veiligheid van de waterkering wordt getoetst aan de toetsrandvoorwaarden met gebruikmaking van ontwerpmethodes en –criteria, zoals beschreven in de TAW/ENW-leidraden en –technische rapporten. Voor het bezwijkmechanisme piping is dit het ENW TR Zandmeevoerende Wellen – Herziene versie 2011.

#### 3. Toets op maat met geavanceerde toetsmethoden:

Indien de algemeen geaccepteerde methodes, zoals beschreven in de TAW/ENW-leidraden en Technische Rapporten, niet toereikend zijn, om een weloverwogen oordeel uit te spreken over de waterstaatkundige toestand van de waterkering kan een beroep worden gedaan op deskundigen om alsnog tot een oordeel te komen. Hierbij kan gebruik worden gemaakt van de meest recente kennis en inzichten, waarbij meer complexe methoden kunnen worden toegepast.

Het dimensioneren van maatregelen (ontwerpen) heeft betrekking op een nieuw te creëren situatie. Het dimensioneren zal echter veelal voorafgegaan worden door een toets van de bestaande situatie of van een voorontwerp, teneinde na te gaan of er maatregelen nodig zijn. Ook bij het dimensioneren van maatregelen wordt in eerste instantie van eenvoudig naar geavanceerd gewerkt. De maatregelen zelf worden echter meestal geoptimaliseerd aan de hand van meer geavanceerde rekenregels.

Een belangrijk verschil tussen toetsen en dimensioneren is dat bij het toetsen de huidige situatie wordt beschouwd, terwijl bij het dimensioneren de situatie aan het eind van de

planperiode (beoogde levensduur) wordt beschouwd. Dit zal onder andere tot uitdrukking komen in de te hanteren waterstand en in mogelijke veranderingen aan de waterkering of in de omgeving van de waterkering gedurende de planperiode.

## 6.1.2 Leeswijzer

In dit hoofdstuk wordt nader ingegaan op de rekenregels die op dit moment operationeel zijn, inclusief de gegevens en het onderzoek dat nodig is om de regels toe te passen. Speciale aandacht wordt hierbij gegeven aan het inschatten van parameters in bestaande situaties. Meer complexe methoden en rekenregels die momenteel nog in ontwikkeling zijn worden genoemd, maar niet uitgebreid behandeld. Voor de eenvoudige toetsmethode wordt verwezen naar Bijlage J en K.

In aparte paragrafen wordt ingegaan op specifieke aspecten bij het toetsen en het ontwerp van kunstwerken.

## 6.2 Toetsing bij dijken

### 6.2.1 Geometrie en waterstanden

De volgende gegevens betreffende de geometrie en waterstanden die nodig zijn bij de toetsing op piping of het ontwerpen van maatregelen:

- geometrie van de dijk;
- geometrie binnendijks, ter bepaling van het uittreepunt;
- toetspeil of ontwerpwaterstand (MHW);
- binnendijkse waterstand.

#### 6.2.1.1 *Uittreepunt*

Het maatgevende uittreepunt ligt in het algemeen bij de binnenteen, indien het binnendijkse maaiveld horizontaal is. Bij een aflopend of onregelmatig maaiveld kan het uittreepunt verder van de dijk liggen, ter plaatse van een lokale laagte, zoals een sloot of kolk. Het is niet altijd meteen duidelijk waar het uittreepunt zich bevindt en bovendien hangt dit ook nog af van de locatie waar opbarsten plaatsvindt. Bij twijfel dient voor meerdere uittredepunten de toets uitgevoerd te worden.

#### 6.2.1.2 *Waterstand binnendijks*

De binnendijkse waterstand is gelijk aan het maaiveldniveau ter plaatse van het uittreepunt indien geen open water voorkomt. Indien wel open water voorkomt, is de binnendijkse waterstand gelijk aan de waterstand tijdens hoogwater in de binnendijkse waterpartij. Deze waterstand kan afhankelijk zijn van het maalbeheer. Indien de binnendijkse waterstand tijdens hoogwater niet bekend is, of niet gecontroleerd wordt, kan de gemiddelde waterstand worden genomen omdat de waterstand tijdens een hoogwater vrijwel altijd hoger zal zijn.

### 6.2.2 Grondonderzoek

Grondonderzoek is nodig om de volgende gegevens te verzamelen:

- de grondopbouw;
- het intreepunt;
- de dikte en doorlatendheid van de watervoerende zandlaag;
- de dikte, soortelijk gewicht en doorlatendheid van de kleilaag binnendijks.

Bij de aanpassing van de rekenregel van Sellmeijer bleek de relatieve dichtheid van de zandlaag waarin piping optreedt ook van invloed te zijn. Echter, op dit moment is de relatieve dichtheid een in situ nog moeilijk te bepalen parameter. In de toetsregel is de invloed van de relatieve dichtheid dan ook niet meegenomen.

#### 6.2.2.1 *Grondopbouw*

Onderzoek naar de grondopbouw dient uit te wijzen of al dan niet een pipinggevoelige grondopbouw aanwezig is. Het onderzoek richt zich derhalve op het vaststellen van gelaagdheid en de grondsoort per laag. De grondopbouw van de dijk zelf is hierbij ook van belang. In hoofdstuk 4 zijn mogelijk pipinggevoelige grondprofielen beschreven. Indien geen pipinggevoelig profiel aanwezig is, dan is verder onderzoek in de regel niet nodig. Als een grondopbouw als 'niet pipinggevoelig' wordt gekenmerkt, dan dient het onderzoek echter vrij gedetailleerd te zijn, om ook lokale pipinggevoelige grondprofielen te kunnen uitsluiten. Hierbij speelt de schematisering van de ondergrond een beslissende rol, zie hoofdstuk 9 van dit TR en het TR Grondmechanisch Schematiseren bij Dijken [ENW, 2011].

Waarnemingen kunnen bij de beoordeling een belangrijke rol spelen: indien ooit wellen zijn geconstateerd, al dan niet zandmeevoerend, dan is zeker een pipinggevoelig profiel aanwezig. Het omgekeerde is niet noodzakelijkerwijs het geval.

Het onderzoek naar de grondopbouw wijst tevens uit of er sprake is van piping of heave. Indien binnendijks uitsluitend zand aanwezig is en de uittree van water is min of meer verticaal, dan is er sprake van heave. In hoofdstuk 4 is dit meer in detail besproken. In dat geval wordt getoetst op heave met de methode van Lane of met de heaveriegels. Als er geen sprake is van heave dan wordt getoetst met de Sellmeijer.

#### 6.2.2.2 *Intredepunt*

Het intredepunt is het dichtst bij de dijk gelegen punt waar de watervoerende zandlaag in direct contact met het buitenwater staat, of waar de potentiaal in de zandlaag gelijk is aan de waterstand boven maaiveld. Om dit punt te bepalen moet de aanwezigheid van een kleilaag in het voorland worden onderzocht. Indien geen gegevens bekend zijn, kan in eerste instantie worden aangenomen dat het intredepunt bij de buitenteen van de dijk ligt. Als bij deze aanname blijkt dat opbarsten van de binnendijkse kleilaag kan optreden, dan zal alsnog het intrepunt moeten worden vastgesteld. Voor het bepalen van het intredepunt zijn de volgende gegevens van belang:

- de zone waarin middels een keur of anderszins controle op gebruik en activiteiten van het voorland kan plaatsvinden;
- de dikte en doorlatendheid van de kleilaag.

Het intredepunt zal in het algemeen binnen de keurzone gekozen worden, omdat het beheer dan eenvoudiger te realiseren is. Probleem hierbij is dat als het voorland meestal groter is dan het beheergebied de grens van het beheergebied als intredepunt wordt beschouwd. Hierdoor wordt de daadwerkelijk aanwezige kwelweglengte kunstmatig verminderd.

#### 6.2.2.3 *Dikte en doorlatendheid van kleilaag bij intredepunt*

De dikte en doorlatendheid van de kleilaag wordt middels onderzoek vastgesteld. De intensiteit van het onderzoek kan hierbij afhangen van de geologische, geomorfologische geschiedenis en/of het grondgebruik, voor zover bekend. Indien geen gegevens bekend zijn, dan kan via een globaal onderzoek worden nagegaan hoe uniform de kleilaag is en op basis daarvan de intensiteit van het definitieve onderzoek wordt vastgesteld. Bij het bepalen van onderzoekspunten of raaien moet tevens worden gelet op variaties in maaiveldniveau en in de (natuurlijke) vegetatie, het gebruik van het terrein en waargenomen wellen tijdens

hoogwater. Men moet bedacht zijn op de mogelijkheid dat tussen de raaien discontinuïteiten in de dikte van de kleilaag voorkomen die niet worden onderkend. Denk bijvoorbeeld aan ingezande stroomgeulen of sloten die met zand zijn gedempt. In sommige gevallen kan zo'n discontinuïteit worden opgemerkt naar aanleiding van welvorming binnendijks tijdens hoogwater.

In veel gevallen is het zinvol om ook in kolken en strangen (nevengeul) onderzoek naar de kleilaag te doen.

Het intreepunt is in principe het punt waar de kleilaag ophoudt of onderbroken is. Indien echter de hydraulische weerstand van de kleilaag klein is, gerelateerd aan de horizontale doorlatendheid van de watervoerende zandlaag, dan dient het intreepunt dichter bij de dijk te worden gekozen. Hiertoe wordt de spreidingslengte berekend, volgens paragraaf 5.2.3.

Indien het onderzoek wordt uitgevoerd om een ontwerp op te stellen, dan moet worden bedacht dat de voorlandbreedte en kleilaagdikte die in het ontwerp worden betrokken mogelijk een beperking van het grondgebruik in de uiterwaard kunnen betekenen. Veelal verdient het de aanbeveling om minimale waarden voor deze parameters te gebruiken, in plaats van de aanwezige dikte en breedte van de kleilaag. Hierdoor worden zo min mogelijk beperking aan het toekomstige gebruik van de uiterwaard opgelegd.

Het intreepunt op een bepaalde locatie kan tevens op basis van peilbuiswaarnemingen worden vastgesteld. Hiertoe worden de peilbuiswaarnemingen met een numeriek grondwaterstromingsmodel geanalyseerd. Een voordeel hiervan is dat het grondonderzoek buitendijks relatief beperkt kan blijven. Een nadeel is dat peilbuiswaarnemingen niet altijd beschikbaar zijn en dat zinvolle waarnemingen alleen tijdens een voldoende hoogwater gedaan kunnen worden.

Bij het ontwerp van maatregelen moet enige voorzichtigheid in acht worden genomen als peilbuiswaarnemingen worden gebruikt. De peilbuizen reageren op de actuele situatie, die mogelijk niet gedurende de gehele planperiode constant blijft. Met name kunnen veranderingen in het voorland of op de rivierbodem optreden die tot hogere potentialen kunnen leiden. Bij het toetsen speelt dit aspect een minder grote rol.

#### 6.2.2.4 *Dikte, korreldiameter en doorlatendheid watervoerende zandlaag*

De dikte en doorlatendheid van de watervoerende zandlaag kan in eerste instantie worden verkregen uit de literatuur, zoals de grondwaterverkenning REGIS II (Regionaal Geohydrologisch Informatiesysteem van TNO) of uit informatie van andere instanties. Hierbij wordt de grootste dikte en doorlatendheid aangehouden in het geval dat niet direct duidelijk is welke voor het beschouwde traject gelden. In de grondwaterverkenning worden diverse watervoerende zandlagen aangegeven, die gescheiden zijn door relatief ondoorlatende lagen. Deze ondoorlatende lagen zijn echter niet altijd aanwezig. Indien de eerste watervoerende zandlaag relatief dun is, bijvoorbeeld minder dan 20 m dik, dan zullen tenminste enkele sonderingen moeten uitwijzen of in het gebied nabij de dijk de scheidende laag inderdaad voorkomt. Als blijkt dat dit niet het geval is, dan worden de eerste en tweede, en zonodig de derde watervoerende zandlaag als één enkele laag beschouwd.

Bij relatief dunne zandlagen of bij zandtussenlagen is de nauwkeurigheid van de grondwaterverkenning al snel onvoldoende. De dikte van de zandlaag wordt dan door onderzoek bepaald. Aanbevolen wordt om zandmonsters te verzamelen en te bewaren indien

boringen door de kleilagen in de zandlaag worden gedaan en korrelverdelingen van de zandmonsters te bepalen.

### 6.2.2.5 *Dikte en soortelijk gewicht kleilaag binnendijs*

De dikte van de klei- of veenlaag binnendijs wordt door onderzoek vastgesteld. Voor de intensiteit van het onderzoek gelden grotendeels dezelfde overwegingen en aanwijzingen als die bij het bepalen van de kleilaag buitendijs zijn gegeven. In de berekening wordt de minimaal aanwezige dikte gebruikt, die voorkomt in het traject waar de berekening representatief voor wordt verondersteld. Het soortelijke gewicht van de grond wordt in een laboratorium bepaald. Hiertoe worden een voldoende aantal representatieve grondmonsters onderzocht.

Opmerking: In de grondwaterverkenning worden ook diktes en doorlatendheden van de afdekkende laag gegeven. Deze waarden zijn echter niet voldoende nauwkeurig voor het toetsen op piping en kunnen daarom niet worden gebruikt.

### 6.2.3 Welvorming en opbarsten kleilaag

Piping zal alleen optreden als binnendijs wellen aanwezig zijn. Indien binnendijs een klei- of veenlaag voorkomt, kan alleen een wel ontstaan als een kanaaltje door deze laag aanwezig is. Er zijn een aantal oorzaken waardoor zo'n kanaaltje kan ontstaan:

- perforatie de kleilaag door boor- of sondeergaten of door funderingspalen;
- ontgravingen in de kleilaag voor grondverbeteringen of de aanleg van sloten of andere waterpartijen;
- uitdroging van de kleilaag;
- opbarsten van de kleilaag.

Een waterondoorlatende deklaag kan wederom alleen opbarsten als er ook heave mogelijk is. In dit geval dient bij de toetsing eerst een controle van verticale verhangen bij het uittreepunt (heave) plaats te vinden.

Is aan het heavecriterium voldaan en is opbarsten mogelijk, zal kwelweglengtecontrole met de Regel van Sellmeijer of Lane (in geval van verticale kwelschermelementen) moeten plaatsvinden.

#### 6.2.3.1 *Perforatie van kleilaag*

Perforatie van de kleilaag door boor- of sondeergaten, of andere werkzaamheden van tijdelijke aard, is in de praktijk niet te controleren. Tijdens hoogwater zullen dergelijke gaten mogelijk aan het licht komen.

Indien binnendijs funderingspalen zijn toegepast, waar de grond niet goed omheen sluit, dan wordt er van uit gegaan dat langs de paal welvorming kan optreden. Dit is bijvoorbeeld het geval bij palen met een verzwaarde paalvoet.

Bij perforaties in afdekkende lagen, die overigens wel aan het opbarst/opdrijf criterium voldoen, is naast kwelweglengtecontrole volgens Sellmeijer ook controle op het verticale verhang (heavecriterium) in het perforatiekanaal mogelijk. Indien aan het heavecriterium wordt voldaan, is in beginsel voldoende veiligheid tegen piping gewaarborgd.

## 6.2.3.2 *Ontgravingen*

Ontgravingen binnendijks zijn door verkenning in het veld waar te nemen. Bij een lokale ontgraving zal zondig voor die specifieke locatie een controle op de kwelweglengte moeten plaatsvinden.

## 6.2.3.3 *Uitdrogen klei*

Klei die regelmatig boven de grondwaterstand uitkomt kan uitdrogen. Er is dan geen sprake meer van een aaneengesloten waterdichte laag en aangenomen moet worden dat welvorming kan optreden.

Indien geen onregelmatigheden in de kleilaag voorkomen zoals hiervoor is beschreven, dan kunnen kanaaltjes ontstaan door het opbarsten van de kleilaag. Opbarsten vindt plaats indien de waterdruk in de watervoerende zandlaag onder de kleilaag groter is dan het gewicht van de kleilaag.

## 6.2.3.4 *Potentiaal in zandlaag*

De potentiaal in de zandlaag kan worden berekend met de analytische formules uit het Technische Rapport Waterspanningen bij Dijken [TAW, 2004]. Daarnaast kunnen ook diverse computerprogramma's worden gebruikt, zoals WATEX of numerieke grondwaterstromingsmodellen. Ter controle ingevoerde parameters kunnen peilbuiswaarnemingen worden gebruikt. Voor een analyse van de peilbuiswaarnemingen en extrapolatie naar het toetspeil is een analyse nodig, bijvoorbeeld met WATEX. Het voordeel van peilbuiswaarnemingen is dat deze een goede weergave van de werkelijkheid geven. Bij voldoende peilbuizen en voldoende waarnemingen kan de opbouw van de ondergrond deels bepaald worden op basis van de waarnemingen.

## 6.2.3.5 *Opbarsten*

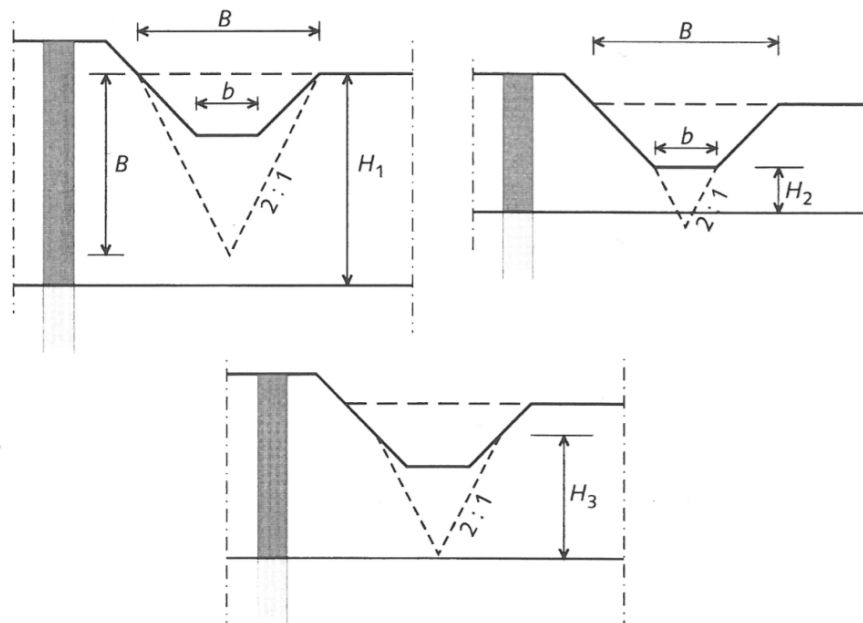
Opbarsten van de kleilaag binnendijks wordt berekend zoals in paragraaf 5.2.4 is beschreven.

Indien in de stabiliteitszone (d.i. binnen de opdrijfzone of binnen de kritieke kwelweglengte) plaatselijk een duidelijk minder dik afdekkend pakket aanwezig is, bijvoorbeeld ter plaatse van een watergang (dijk- en bermsloten), kan de veiligheid tegen opbarsten hier ter plaatse lager zijn.

In dit geval wordt de laagdikte van de ondoorlatende klei/veenlaag gereduceerd. In Figuur 6.1 is aangegeven dat ter bepaling van de opdrukveiligheid kan worden gerekend met de gewichtsvermindering van de ondoorlatende laag onder de sloot uitgaande van een spreiding van 2:1.

De breedte van opdrijfzone kan gelijk aan tweemaal de laagdikte  $d$  worden aangenomen.





*Figuur 6.1 Bepaling effectieve laagdikte voor opbarsten bij sloot*

Bij een laagdikte groter dan de slootbreedte  $B$  wordt geen reductie van het grondgewicht toegepast. De maximale waterspanning is gelijk aan het gewicht van laag  $H_1$ .

Bij een laagdikte onder de sloot kleiner dan de slootbodembreedte  $b$ , wordt gerekend met het gewicht van de ondoorlatende laag onder de slootbodem  $H_2$  inclusief het gewicht van de waterlaag in de sloot.

Bij een laagdikte kleiner dan  $B$  en groter dan  $b$  onder de slootbodem is de maximale waterspanning tegen de onderkant van de ondoorlatende laag gelijk aan het gewicht van laag  $H_3$  inclusief het gewicht van de waterlaag in de sloot.

Als ter plaatse van de sloot de grenspotentiaal wordt bereikt dan mag ervan worden uitgegaan dat op dat punt de potentiaal zodanig wordt gereduceerd dat opdrijven van het achterliggende gebied niet meer kan optreden. In het achterliggende gebied is de dikte van het slappe lagenpakket immers dikker dan ter plaatse van de slootbodem. Hiermee is de zone waar met opdrukken rekening moet worden gehouden begrensd tot de slootbreedte  $B$ .

Er zijn situaties denkbaar waarin met bovenstaande regels berekend zou worden dat geen opbarsten optreedt, terwijl toch een kanaaltje door de kleilaag kan ontstaan. Bijvoorbeeld, indien de sloot relatief diep is ten opzichte van de breedte, of indien geen samenhangende kleilaag onder de slootbodem meer aanwezig is. Bij twijfel dient daarom altijd aangenomen te worden dat een (zandmeevoerende) wel kan ontstaan.

Indien de veiligheid tegen opbarsten, rekeninghoudend met de veiligheidsfactor volgens paragraaf 5.2.4, voldoende groot is en ook welvorming door een van de andere genoemde oorzaken uitgesloten is, dan zal geen piping optreden. De toetsing is dan in principe beëindigd. Zoniet, dan zal verdere controle op piping moeten plaatsvinden door controle van de kwelweglengte met de regels Sellmeijer of Lane. De regel van Sellmeijer wordt gebruikt voor controle op piping waarin uitsluitend de horizontale kwelweg wordt beschouwd, terwijl Lane naast de horizontale ook de verticale kwelweg in zijn rekenregel meeneemt.

De controle op opbarsten vergt een relatief grote onderzoeksinspanning, zowel voor wat betreft het grondonderzoek, als voor de berekeningen. Het is mogelijk deze controle over te slaan, en aan te nemen dat opbarsten optreedt. Als binnendijs welvoming of natte plekken zijn geconstateerd tijdens hoogwater, is vrijwel zeker sprake van opbarsten. Als deze verschijnselen zeer lokaal zijn, kan ook sprake zijn van een perforatie van de afdekkende laag.

Indien is aangetoond dat geen piping optreedt, terwijl is aangenomen dat er opbarsten optreedt, dan kan de controle op opbarsten geheel achterwege blijven en men gaat direct over naar de gedetailleerde toets. In het andere geval kan alsnog de controle op opbarsten worden uitgevoerd.

## 6.2.4 Methode van Sellmeijer

Met de methode van Sellmeijer wordt de kritieke kwelweglengte berekend. Het verdient aanbeveling de methode van Sellmeijer altijd toe te passen. Hier is volgende aanvullende informatie nodig:

- korrelverdeling van de zandlaag;
- doorlatendheid van de zandlaag.

### 6.2.4.1 Grondonderzoek

Om de korrelverdeling te bepalen zijn zandmonsters van de watervoerende zandlaag nodig. Indien er ook nog onderzoek gedaan moet worden naar de eigenschappen van klei- of veenlagen, de stabiliteit of andere aspecten, dan kunnen de zandmonsters veelal worden verzameld door de boringen in de kleilaag wat dieper door te zetten. De aanvullende kosten zijn dan relatief beperkt. Indien de overige grondeigenschappen al voldoende bekend zijn, dan zullen speciaal voor het piping onderzoek boringen gedaan moeten worden.

### 6.2.4.2 Korrelverdeling

De korrelverdeling is van invloed op de stabiliteit van de korrels in de pipe. Het is daarom van belang de korrelverdeling met name direct onder de slecht doorlatende laag, nabij de uitstroomopening te kennen. De zandmonsters kunnen om deze reden het beste binnendijs, nabij de dijk, worden genomen. Het aantal monsters dat beschikbaar moet zijn, hangt af van de uniformiteit van de zandlaag, in de lengterichting van de dijk. Er moeten in ieder geval voldoende monsters beschikbaar zijn om enig inzicht hierin te krijgen. Daarnaast dienen voldoende monsters beschikbaar te zijn om de karakteristieke waarde van de  $d_{70}$  te bepalen. Als absoluut minimum geldt een aantal van 3 monsters. Het verdient echter de voorkeur om per traject met een min of meer uniforme zandlaag tenminste 5 monsters te verzamelen. Indien er minder dan drie monsters beschikbaar zijn kan de karakteristieke waarde niet meer worden bepaald. Er kan dan hooguit nog een representatieve waarde worden geschat waarmee een globale berekening kan worden gedaan. Als invoer in de formules van Sellmeijer wordt de karakteristieke ondergrens van het gemiddelde van de  $d_{70}$  gebruikt. In bijlage 2 is beschreven hoe deze wordt berekend.

### 6.2.4.3 Doorlatendheid

De doorlatendheid is voor het berekenen van de potentiaal (paragraaf 6.2.3) al bepaald op basis van globale gegevens. Voor de berekening met de methode van Sellmeijer is meer lokale en gedetailleerde informatie gewenst. Omdat toch al korrelverdelingen bekend moeten zijn, kan de doorlatendheid het eenvoudigst aan de hand van de korrelverdelingen worden bepaald volgens Bijlage B.

De doorlatendheid in de formule van Sellmeijer is de (karakteristieke bovengrens van de) gemiddelde doorlatendheid van de gehele zandlaag. Het zal in het algemeen echter te kostbaar zijn om zandmonsters van de gehele zandlaag te nemen. Indien uitsluitend monsters van de bovenkant van de zandlaag worden genomen, moet worden bedacht dat de fijne fractie hier vaak groter is dan elders in de zandlaag. Het verdient daarom de aanbeveling om de boringen voldoende diep door te zetten, tot in ieder geval beneden een eventuele overgangslaag tussen de afdekkende klei- of veenlagen en de watervoerende zandlaag.

Andere methoden om de doorlatendheid te bepalen zijn in situ testen zoals pompproeven of peilbuiswaarnemingen.

Het nauwkeurig bepalen van de doorlatendheid is niet eenvoudig. Eventueel kan een geohydroloog worden geraadpleegd.

#### 6.2.4.4 *Kritiek verval en kritieke kwelweglengte*

Het kritieke verval wordt berekend met de formule van Sellmeijer, zie paragraaf 7.3.3.4. Voor de diverse invoerparameters moeten karakteristieke waarden gebruikt worden (Tabel 5.2).

Het werkelijk optredende verval onder maatgevende omstandigheden moet kleiner zijn dan het kritieke verval. In ontwerpsituaties moet in het algemeen de benodigde kwelweglengte worden bepaald. Dit kan worden gedaan door de formule van Sellmeijer enkele malen iteratief toe te passen.

Een verticaal deel in de kwelweg bij de uitstroom kan in rekening worden gebracht. Dit geldt overigens alleen indien het een verticaal deel in de kwelweg door een kleilaag heen betreft. Bij een verticale uitstroom in zand is sprake van heave en is de methode van Sellmeijer niet van toepassing.

Indien de toets niet wordt doorstaan, dan kan in sommige gevallen een geavanceerde toets nog zinvol zijn. In paragraaf 6.2.8 wordt hier verder op ingegaan. In alle andere gevallen moet worden geconcludeerd dat niet wordt voldaan aan de vereiste veiligheid ten aanzien van piping. Indien wel wordt voldaan aan het criterium voor piping, dan worden de eventuele waarnemingen tijdens inspecties en hoogwater nog geëvalueerd.

#### 6.2.5 Heave

Controle op heave houdt een controle op het verticale verhang bij de uitstroom in, zie paragraaf 5.4. In Bijlage A (Fragmentenmethode) zijn grafieken opgenomen waarin voor enkele eenvoudige geometriën de resultaten van heaveberekeningen zijn samengevat. Voor ingewikkelder situaties, met overigens nog wel twee-dimensionale grondwaterstroming in de watervoerende zandlaag onder de kering, is een spreadsheet-programma beschikbaar. Voor heavecontrole bij dijken is dit in veel gevallen toepasbaar. Zowel de grafieken als het spreadsheetprogramma kennen beperkingen met betrekking tot de geometrie, grondopbouw en materiaaleigenschappen. Een belangrijke beperking is dat er een goede aansluiting is tussen de onderkant van de waterkering en bovenkant van de zandlaag. Wanneer dit niet het geval is, of wanneer hierover twijfel bestaat, moet de in Bijlage A aangegeven berekeningsmethode worden gebruikt, waarbij de weerstanden van de 'tussenfragmenten' worden gereduceerd. Als de grafieken of het programma niet toepasbaar zijn, dan kan de (conservatiever) methode van Lane gebruikt worden (zie paragraaf 6.2.6).

## 6.2.6 Methode van Lane

Aanbevolen wordt om deze methode voor pipingcontrole uitsluitend toe te passen indien de methode van Sellmeijer niet toepasbaar is, bijvoorbeeld wanneer kwelschermen aan de bovenstroomse zijde of midden onder de kering worden toegepast. Deze methode kan verder worden toegepast voor heavecontrole, zowel voor toetsen als voor ontwerpen. Echter, in een ontwerpsituatie is het gebruik, indien mogelijk, van de (minder strenge) heavecontrole-regels uit paragraaf 6.2.5. aan te bevelen. In sommige situaties is het gebruik van deze regels niet goed mogelijk, bijvoorbeeld bij achterloopsheid. Het rekenmodel voor tweedimensionale grondwaterstroming schiet daarbij te kort. In die gevallen is de methode van Lane het laatste redmiddel, tenzij een echte driedimensionale grondwaterstromingsanalyse wordt overwogen.

De in rekening te brengen kwelweglengte is opgebouwd uit verticale en horizontale componenten. Deze kunnen bestaan uit kwelschermen, een verticaal deel bij de uitstroom en de kwelweg onder het voorland en onder de dijk. Bij het berekenen van de aanwezige kwelweglengte wordt het horizontale deel voor 1/3 in rekening gebracht.

Voor het bepalen van de kritieke kwelweglengte moet de gewogen creepfactor van Lane bekend zijn. Deze is afhankelijk van de materiaaltyping in de watervoerende laag; een schatting van de grofheid van het zand is voldoende. De methode van Lane gebaseerd op empirie. Bij de toetsing dient gerekend te worden met de (beste schatting van de) minimale kwelweglengte en het verval bij maatgevende buitenwaterstand.

## 6.2.7 Evaluatie van waarnemingen

Waarnemingen kunnen waardevolle aanvullende informatie geven. In alle gevallen wordt evaluatie van eventueel beschikbare waarnemingen dan ook aanbevolen. Het verdient de voorkeur waarnemingen al in beschouwing te nemen voordat met eventueel grondonderzoek wordt begonnen omdat geconstateerde wellen kunnen duiden op lokaal extra pipinggevoelige omstandigheden. Bij het grondonderzoek kan hier rekening mee worden gehouden.

Waarnemingen kunnen in twee categorieën worden onderverdeeld:

- waarnemingen tijdens (periodieke) inspecties;
- waarnemingen tijdens hoogwater.

Bij periodieke inspecties worden alle relevante aspecten nagegaan. Voor piping is met name van belang:

- de hoogteligging van het binnen- en buitendijkse maaiveld;
- het functioneren van filters of filterconstructies;
- het functioneren van kwelschermen.

Bij filters dient zowel de zanddichtheid als de waterdoorlatendheid te worden gecontroleerd. Als de filterconstructie noodzakelijk is in verband met de veiligheid tegen piping, dan is tenminste iedere vijf jaar inspectie nodig. Inspectie van filters is niet eenvoudig en er is weinig ervaring mee. Om deze reden worden filters dan ook zelden in een ontwerp toegepast. Als in een bestaande situatie filters voorkomen die van belang zijn voor de beoordeling van piping, wordt aangeraden de situatie door een specialist te laten beoordelen. Verticale kwelschermen, met name houten of stalen schermen, dienen ook gecontroleerd te worden. Bij een deugdelijk ontwerp, waarin rekening is gehouden met factoren die de kwaliteit van de kwelschermen kunnen aantasten, is inspectie slechts nodig met een frequentie van enkele tientallen jaren.

Tijdens hoogwater dient met betrekking tot piping met name gelet te worden op water dat binnendijks uittreedt en indien dit het geval is, of er zand wordt meegevoerd. Als welvorming, al dan niet zandmeevoerend, is geconstateerd terwijl dat op grond van de beschikbare gegevens niet verwacht zou worden, of niet in de mate die is geconstateerd, dan dienen alle aannamen en uitgangspunten zorgvuldig te worden nagegaan. Als geen verklaring kan worden gevonden, dan wordt aangeraden om lokaal nader onderzoek uit te laten voeren. Ook als de hoeveelheid kwel toeneemt in vergelijking met eerdere hoogwaters wordt aangeraden nader onderzoek uit te laten voeren. In zulke situaties kan niet meer worden aangenomen dat het onderzoek en de berekeningen die ten grondslag lagen aan de toets op piping voldoende nauwkeurig waren.

## 6.2.8 Geavanceerde toetsing

De methoden die in de voorgaande paragrafen zijn behandeld, gelden in het algemeen voor eenvoudig te schematiseren situaties. In sommige gevallen zal dit niet voldoende zijn en moet een geavanceerder toetsing worden toegepast. Dit is bijvoorbeeld mogelijk in de volgende situaties:

- de buitenwaterstand is sterk instationair, zoals bijvoorbeeld bij dijken in het getijdegebied;
- de geometrie of laagopbouw is niet uniform in de richting van de dijk of loodrecht op de dijk;
- aannemelijk is dat bij opdrijven geen opbarsten op zal treden.

Een geavanceerde toetsing zal in het algemeen door een deskundige gedaan moeten worden.

### 6.2.8.1 *Instationariteit*

De hoogwatergolf in het getijdegebied, en in iets mindere mate in het overgangsgebied, duurt relatief kort. Binnen een hoogwaterperiode zullen de waterspanningen binnendijks in deze gebieden daarom vrijwel nooit een stationaire waarde bereiken. De kans op opbarsten is hierdoor minder groot. Om het instationaire effect in rekening te brengen zijn grondwaterberekeningen nodig, al dan niet geijkt aan peilbuiswaarnemingen. Met name het programma WATEX biedt hiervoor de nodige mogelijkheden.

Behalve op opbarsten heeft instationariteit van de grondwaterstroming ook invloed het erosieproces. Er bestaat echter nog geen goed uitgewerkte methodiek om dit effect in rekening te brengen.

### 6.2.8.2 *Niet uniforme grondopbouw*

De diverse rekenregels zijn gebaseerd op een uniforme dikte van de watervoerende zandlaag zowel evenwijdig aan de dijk als loodrecht daarop. Bij een sterk wisselende dikte, of bij een zandlaag die niet als oneindig lang kan worden aangemerkt, is de methode niet meer geldig. Dit is ook het geval in situaties met kwelschermen die niet bij het uittreepunt zijn geplaatst en in situaties die niet meer als tweedimensionaal kunnen worden aangemerkt. Vooralsnog kan een inschatting worden gedaan, waarbij het uittreeverhang in de actuele situatie wordt vergeleken met een theoretische uittreeverhang in een geïdealiseerde situatie. Hiervoor zijn grondwaterstromingsberekeningen nodig.

### 6.2.8.3 *Wel opdrijven, niet opbarsten*

In sommige gevallen kan het aannemelijk zijn dat bij opdrijven geen opbarsten zal optreden, bijvoorbeeld bij een dikke samenhangende deklaag. Er is dan weliswaar geen opbarstkanaal,

maar dat wil niet zeggen dat die situatie niet pipinggevoelig kan zijn. Tussen zandlaag en deklaag aan de binnendijkse zijde van de waterkering bevindt zich dan een dunne waterbel. Er dient voldoende kwelweglengte aanwezig te zijn om horizontaal transport van zandkorrels van onder de waterkering naar de waterbel te verhinderen. Voor de kwelweglengtecontrole kan uitgegaan worden van het verval tussen de buitenwaterstand en de grensstijghoogte onder de deklaag.

## 6.3 Toetsing bij kunstwerken

### 6.3.1 Relatie tussen Onder-/achterloopsheid en piping

Indien een doorgaand erosiekanaal onder het kunstwerk door ontstaat spreekt men van onderloopsheid. Indien het kanaal door kwelstroming om de kwelschermen heen ontstaat wordt gesproken van achterloopsheid. Indien de (potentiële) kwelweg volledig horizontaal is, is de situatie gelijk aan die onder een dijk, met het verschil dat bij kunstwerken de kwelweg, inclusief het in- en uittreepunt, vrij vast ligt. Er kan dan getoetst worden met de regel van Sellmeijer. Bij achterloopsheid is vaak sprake van een geheel horizontale kwelweg. Indien (functionerende) kwelschermen aanwezig zijn onder een kunstwerk, is er bij onderloopsheid sprake van een kwelweg met verticale componenten. In dat geval kan niet getoetst worden met de regel van Sellmeijer. Hierop wordt in meer detail ingegaan in paragraaf 6.3.5.

### 6.3.2 Kwelweganalyse

De eerste stap van de toets is het vaststellen van de maatgevende kwelweg bij MHW. Vaak kan de maatgevende kwelweg een combinatie van onder- en achterloopsheid zijn. Een driedimensionale analyse is hiervoor noodzakelijk.

Zowel voor de bepaling van de maatgevende kwelweg als voor de bepaling van het optredende uittredeverhang (indien een heave-controle wordt gedaan) is informatie nodig over:

- de afmetingen van de constructie;
- betreffende de kwelschermen:
  - aanwezigheid;
  - locatie;
  - dimensies;
  - conditie/toestand;
- de aanwezigheid van funderingspalen.

De meest aangewezen bron is de constructietekening. Als geen tekeningen beschikbaar zijn, dan kunnen de afmetingen van de constructie meestal worden opgemeten. Informatie over kwelschermen of fundering, en de aansluiting daarvan op de constructie, is minder eenvoudig te verkrijgen, met name bij historische kunstwerken.

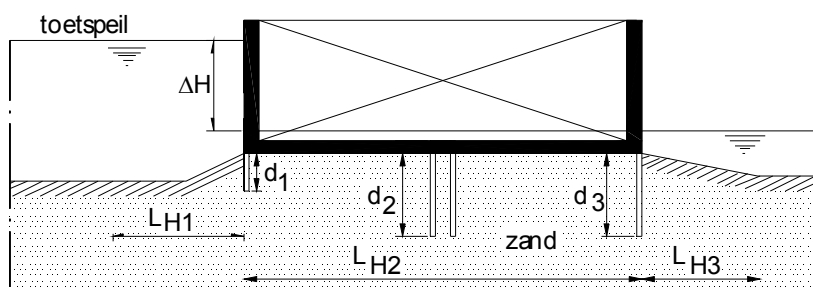
In paragraaf 6.3.3 zal een aantal hulpmiddelen worden besproken waarmee meer informatie over de kwelschermen kan worden verkregen.

Bij het bepalen van de maatgevende kwelweg zijn de volgende zaken van belang:

- tussen schermen of constructieonderdelen kan een kortgesloten kwelweg ontstaan (Figuur 6.2)
- een slechte aansluiting van diverse constructieonderdelen, zoals schermen aan de hoofdconstructie kan een kortere kwelweg tot gevolg hebben;

- horizontale delen in een kwelweg ter plaatse van holten, bv. bij een paalfundering, worden bij toepassing van de regel van Lane niet in rekening gebracht. Bij heavecontroles met behulp van de fragmentenmethode is reductie van de weerstandsfactoren noodzakelijk (zie Bijlage 12.3.8A).
- de maatgevende kwelweg omvat soms slechts over een deel van een constructie, zoals bijvoorbeeld een sluishoofd;
- diverse hydraulische omstandigheden kunnen van belang zijn, zoals:
  - situatie tijdens hoogwater (toetspeil of MHW);
  - situatie tijdens onderhoud of inspectie.

Een waterdichte vloer bovenstrooms of een zanddichte vloer benedenstrooms van het kunstwerk kan in sommige gevallen een verlenging van de horizontale kwelweg in relatie tot onderloopsheid betekenen. Een goede aansluiting is dan een vereiste.



Figuur 6.2 Bepaling kwelweg voor onderloopsheid

Het is niet altijd mogelijk om zonder berekeningen aan te geven welke kwelweg maatgevend is. In dat geval zullen alle kwelwegen die mogelijk maatgevend zijn beoordeeld moeten worden.

Een kwelweg die gedeeltelijk bestaat uit een scheidingsvlak tussen het kunstwerk (inclusief kwelschermen) en een kleilaag, hoeft niet te worden getoetst indien adequate kwelschermen in de kleilaag aanwezig zijn. Als geen goed functionerende kwelschermen aanwezig zijn, of niet kunnen worden aangetoond, moet worden aangenomen dat er een spleet tussen het kunstwerk en de kleilaag aanwezig is. De kwelweg moet dan wel worden getoetst.

Een kwelweg die geheel langs klei gaat, kan in principe niet met de bekende methoden worden getoetst.

Het verdient aanbeveling om na te gaan of er ervaring is met andere kunstwerken, met gelijke levensduur en constructie die in dezelfde omstandigheden verkeren.

Aanbevolen wordt om een specialist te raadplegen indien de aanwezigheid en hoedanigheid van kwelschermen niet eenduidig vastgesteld kan worden. Voor consequenties ten aanzien van piping en heave, als gevolg van lekkages, wordt verwezen naar [Calle & Sellmeijer, 1998], zie ook Bijlage A.

### 6.3.3 Hulpmiddelen bij bepaling potentiële kwelwegen (kwelschermen)

Bij nieuwgebouwde kunstwerken zijn altijd ontwerptekeningen en –berekeningen beschikbaar waaruit volgt waar welke soort damwand met welke lengte geplaatst is. Bij oude (historische) kunstwerken is het probleem dat de kennis over de constructie en de staat van de constructie zelf ontbreekt. Daarom wordt de term historische kunstwerken gebruikt voor kunstwerken

waarvan onvoldoende informatie beschikbaar is om een toetsing uit te voeren. Dat staat dus in principe los van de leeftijd van het kunstwerk, al zal het meestal wel om oudere kunstwerken gaan. Met 'historisch' wordt hierbij bedoeld, dat over het kunstwerk weinig gegevens beschikbaar zijn.

Om volledig inzicht te krijgen in de toestand en de kwaliteit van de kwelschermen onder een (historisch) kunstwerk is visuele inspectie meestal niet voldoende.

Een mogelijkheid is het gehele kunstwerk te ontgraven. Een zwaarwegend nadeel van dergelijke destructieve methoden is dat deze zeer ingrijpend zijn (extra maatregelen als bemalingen zijn dan meestal noodzakelijk), dat ze de waterkering kunnen verzwakken of dat ze ongewenst zijn in verband met de cultuurhistorische waarde van het kunstwerk. Daarom moet waar mogelijk gebruik worden gemaakt van indirecte methoden. In de navolgende paragrafen wordt een aantal meetmethoden besproken die een bijdrage aan de beoordeling kunnen leveren, elk met zijn mogelijkheden en beperkingen.

In paragraaf 6.3.3.2 wordt een overzicht gegeven van de beschikbare methoden om extra informatie te verkrijgen ten behoeve van de bepaling van potentiële kwelwegen op basis waarvan een kwelweganalyse gemaakt kan worden. Hierbij is o.a. gebruik is gemaakt van [Lambert & Van Deen, 2000], [Boer, 2005] en het STOWA-rapport [Schalx & Hombergen, 2006].

In paragraaf 6.3.3.3 wordt vervolgens een beoordeling van de methoden gegeven met betrekking tot de volgende toepassingen:

- 1 bepaling aanwezigheid kwelschermen;
- 2 bepaling dimensies kwelschermen;
- 3 detectie (geconcentreerde) lekken in kwelschermen.

Indien met de aan het begin van de toetsing reeds beschikbare gegevens niet tot een toetsoordeel kan worden gekomen op het onderdeel piping en heave, zijn er in principe twee mogelijkheden tot vervolg: nader onderzoek gebruikmakend van één of meer in dit hoofdstuk geïnventariseerde methoden om meer gegevens te verkrijgen, hetgeen vaak tijd kost en kostbaar kan zijn, of het versterken/aanpassen van de constructie zodat aan de veiligheidseisen wordt voldaan. In paragraaf 6.4.4 worden handreikingen gegeven waarmee een afweging tussen mogelijk kostbaar en tijdrovend nader onderzoek om te komen tot een toetsoordeel en mogelijk minder kostbare maatregelen ter versterking van de constructie.

### 6.3.3.1 *Archiefonderzoek*

Indien over ontwerpen of bouwbeschrijvingen kan worden beschikt, heeft dat verreweg de voorkeur. Helaas is in de loop der tijd veel verloren gegaan of slecht toegankelijk. Het kan echter de moeite lonen om hier enige inspanning naar te doen. Op basis van visuele kenmerken kan in voorkomende gevallen de bouwperiode worden bepaald, niet alleen doordat bv. in een gevelsteen het bouwjaar is vermeld, maar ook op basis van gebruikte materialen, stijl en dergelijke kunnen bouwperiodes worden onderscheiden. Op basis van de bouwperiode kunnen vervolgens ook weer conclusies worden getrokken over de (vermoedelijke) constructie ondergronds en de daarvoor gebruikte materialen. Hoewel hier natuurlijk altijd sprake is van een hypothese, kan een dergelijke aanpak nuttig zijn. Wel moet worden bedacht dat het ontwerp geen garantie biedt dat de constructie daadwerkelijk conform ontwerp is vervaardigd en bovendien moet rekening worden gehouden met zettingen, slijtage, aantasting etc. van de gebruikte materialen. Desondanks wordt



aanbevolen om kunstwerken zo goed mogelijk te documenteren en om de kennis van ontwerp- en bouwmethoden in het verleden uit te breiden.

Archiefonderzoek is betrekkelijk goedkoop en hoeft slechts eenmalig te worden uitgevoerd. Archiefmateriaal is niet altijd aanwezig en dus is archiefonderzoek niet altijd toepasbaar. Bovendien zijn afwijkingen en veranderingen vaak niet gedocumenteerd.

### 6.3.3.2 *Stroomschema's*

In het in opdracht van STOWA door DHV opgestelde rapport "Hulpmiddelen voor toetsers - Historische Kunstwerken" [Schalkx & Hombergen, 2006] zijn stroomschema's opgenomen die op basis van gemeenschappelijke kenmerken van een bepaalde groep kunstwerken ondersteuning bieden om lacunes in de beschikbare gegevens van de constructie van een kunstwerk aan te vullen. Hiervoor is gebruik gemaakt van de landelijke database "Kenmerken Historische Kunstwerken" van VNK, waarin de basisgegevens van de waterkerende kunstwerken in primaire waterkeringen zijn ingevoerd door de beheerders, en aanvullende gegevens door archiefonderzoek. In totaal zijn 607 kunstwerken geanalyseerd.

Met behulp van de stroomschema's, die in Bijlage I zijn opgenomen, kan een inschatting gemaakt worden van de volgende onbekende kenmerken:

- Is een kwelscherm aanwezig?
- Aantal kwelschermen?
- Schermlengte onder de vloer?

Voor vrijwel alle kunstwerken in de database geldt dat:

- een gemetselde constructie altijd houten kwelschermen heeft en, indien op palen gefundeerd, deze eveneens van hout zijn;
- betonnen constructies die voor 1945 zijn gebouwd vrijwel altijd gefundeerd op houten palen zijn; na 1945 op betonnen palen;
- een houten paalfundering vrijwel altijd samengaat met houten kwelschermen;
- een betonnen paalfundering vrijwel altijd samengaat met een stalen kwelscherm;
- bij één stalen kwelscherm de constructie vrijwel altijd op staal is gefundeerd;
- bij vijf en meer stalen kwelschermen de constructie vrijwel altijd op (betonnen) palen is gefundeerd;
- bij vier of minder houten kwelschermen de fundering op staal gefundeerd is;
- bij vijf of meer houten kwelschermen de fundering altijd uit houten palen bestaat.

Er zijn stroomschema's opgesteld voor de volgende typen kunstwerken, waarbij telkens is aangegeven welke gemeenschappelijke kenmerken bekend moeten zijn:

- Schutsluis (71 kunstwerken):
  - Type constructiemateriaal van de wanden (beton, metselwerk of staal)
  - Funderingstype (op staal of palen): materiaal paalfundering (beton, hout of staal)
  - Lengte sluis kolk
- Keersluis (32 kunstwerken):
  - Type constructiemateriaal van de wanden (beton, metselwerk of staal)
  - Funderingstype (op staal of palen): materiaal paalfundering (beton of hout)

- Uitwateringssluis (117 kunstwerken):
  - Type constructiemateriaal van de wanden (betonnen bak, beton, buis staal, overig, metselwerk gewelf of wandconstructie, betonnen koker)
  - Funderingstype (op staal of palen)
- Gemaal (191 kunstwerken):
  - Funderingstype (buis, koker, gewelf, bak, vloer)
  - Funderingstype (op staal of palen)
- Coupure (127 kunstwerken):
  - Funderingstype (op staal of palen)
- Inlaatsluis (127 kunstwerken):
  - Type constructiemateriaal van de wanden (L-wand of wandenconstructie, buis, metselwerk gewelf of wandconstructie of betonnen koker)
  - Funderingstype (op staal of palen)

In de stroomschema's wordt per onderscheidend kenmerk (bijvoorbeeld fundering op staal of op palen) het percentage van voorkomen in de database aangegeven. Voor een goede afweging is echter ook van belang om het absolute aantal kunstwerken dat voorkomt te beschouwen.

### 6.3.3.3 *Inschatting onderhoudsstaat en actuele sterkte van kwelschermen*

Een inschatting van de toestand of sterkte van kwelschermen onder een kunstwerk kan gemaakt worden op basis van kennis en ervaring van kwaliteitsafname (of levensduur) van de verschillende bouwmaterialen en onderdelen uit de tijd dat het kunstwerk gebouwd is, in relatie tot bepaalde omgevingsfactoren.

Kwelschermen kunnen van hout, beton of staal zijn (zie vorige paragraaf). Wat betreft de te verwachten onderhoudsstaat is navolgend gebruik gemaakt van het reeds in de vorige paragraaf genoemde STOWA rapport en het onderzoek van [Arends, 2004].

#### **Houten kwelschermen:**

Gemiddelde dikte van houten planken in kwelschermen varieert van 4 tot 25 cm, met een gemiddelde van 9 cm.

De theoretische restlevensduur van hout is ca. 25 jaar, van hardhout ca. 40 jaar en van hout onder water is dit meer dan 100 jaar. Deze waarden gelden onder normale omstandigheden zonder invloeden van buitenaf.

Hout kan aangetast zijn door schimmels, bacteriën en insecten.

Schimmelaantasting (softrot) vindt alleen boven water plaats. Een cumulatieve droogstand van 10 a 20 jaar zorgt voor ernstige aantasting, waarbij het rottingsproces versneld wordt door een hoge concentratie zuurstof, hogere temperatuur en aanwezigheid van organische stikstof. Een hoog zoutgehalte werkt schimmelremmend.

Aantasting door bacteriën vindt plaats in spinthout, waardoor met name grenenhout gevoelig is. Aantasting door dit proces gaat circa 10 tot 25 keer langzamer dan aantasting door schimmels. Bij zuurstoftekort stopt het proces. Het proces gaat sneller indien als het hout zich

in een zandgrond bevindt of als er grondwaterstroming langs het hout plaatsvindt (hetgeen waarschijnlijk met elkaar samenhangt en beide de nutriëntentoevoer bevordert).

Een insect dat hout (alle soorten) aantast is (hei)paalkever. In een zout milieu kunnen gribbel (een kreeftachtige) en paalworm voorkomen. Deze twee beestjes kunnen in ca. 10 jaar tot volledige afbraak van houten planken tot leiden.

### Betonnen kwelschermen:

Gemiddelde dikte van betonnen planken in kwelschermen varieert van 10 tot 25 cm, met een gemiddelde van 18 cm.

Betonnen schermen komen in de VNK database slechts 9 keer voor.

Voor beton kan een restlevensduur van ca. 80 jaar worden aangehouden.

Voor de onderhoudstaat kan verder vrijwel alleen worden afgegaan op visuele waarnemingen.

### Stalen kwelschermen:

Stalen kwelschermen worden sinds 1900 toegepast.

Aantasting van staal hangt af van de mate van bescherming en het milieu waarin ze staan en kan plaatsvinden door uniforme corrosie, erosie corrosie, zwerfstroom corrosie en microbiologische corrosie. Tabel 6.1 geeft een indicatie van de aantasting van damwanden in zoet en zout water volgens CUR 166 (waarin verwezen wordt naar Eurocode 3 deel 5) [CUR, 2008].

Beoogde levensduur (jaar)	5	25	50	75	100
Schoon, zoet water (rond de waterlijn)	0,15	0,55	0,90	1,15	1,40
Sterk verontreinigd zoet water (rond de waterlijn)	0,30	1,30	2,30	3,30	4,30
Zout water in gematigd klimaat (spatzone en laag waterzone)	0,55	1,90	3,75	5,60	7,50
Zout water in gematigd klimaat (permanent onderwaterzone)	0,25	0,90	1,75	2,60	3,50

*Tabel 6.1 Aantasting (mm) van damwanden in zoet en zout water per blootgestelde zijde, volgens CUR 166 (waarin verwezen wordt naar Eurocode 3 deel 5). In water met getijdebeweging treden de hoogste corrosiesnelheden op ter hoogte van de spatzone en de laag water zone. De getallen voor 5 en 25 jaar zijn gebaseerd op metingen. De overige waarden zijn geëxtrapoleerd.*

In de atmosferische zone worden in CUR 166 (waarin verwezen wordt naar Eurocode 3 deel 5) voor het dikteverlies de volgende waarden gegeven:

- normale atmosferische condities: 0,01 mm/jaar
- mariene omstandigheden (nabij de zee): 0,02 mm/jaar

#### 6.3.3.4 Visueel onderzoek

Visueel onderzoek bestaat uit onderzoek aan maaiveld. Door middel van waterpassingen en visuele inspectie aan maaiveld kan de situatie van het kunstwerk worden vergeleken met eerdere inspectieronden en kunnen zowel potentiële intrede- als uitredepunten worden onderkend. Indien tussen twee inspectiemomenten (extreem) hoog water is opgetreden dient extra aandacht te worden besteed aan eventuele erosieverschijnselen die kunnen zijn opgetreden, zowel ter plaatse van de buitenberm, het buitentalud als eventueel aanwezige kwelsloten. Erosieverschijnselen kunnen wijzen op de het bestaan van lekwegen. Tevens kan

# Deltares

de bouwkundige staat van het kunstwerk en van de diverse in het zicht zijnde onderdelen, worden beoordeeld.

Afhankelijk van de samenhang van de grond en de eventueel op het maaiveld aanwezige verharding zal er geleidelijk of na verloop van tijd een plotselinge locale zetting kunnen optreden. Dit is een visueel waarneembare aanwijzing voor erosie onder het scherm door of lekkage van het scherm

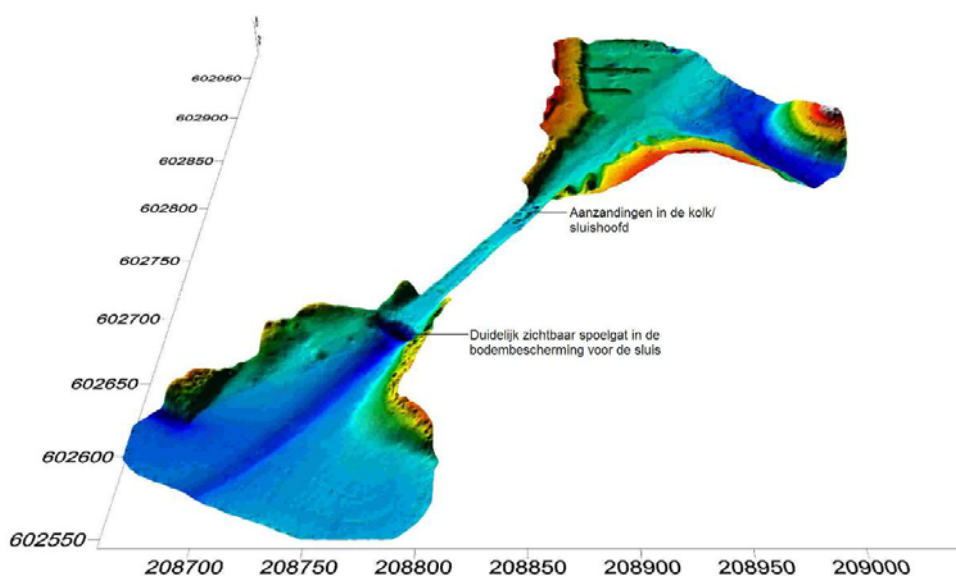
Een periode met vorst is uitermate geschikt om een beeld te krijgen van kwel. Kwelintensiteit is af te leiden uit de mate waarin waterlopen dichtvriezen.

Visueel onderzoek kan eenvoudig worden uitgevoerd en is niet kostbaar. Voor een waterpassing is een inspectieteam van twee personen noodzakelijk. Een inspectie tijdens of kort na een periode met hoog water wordt aanbevolen. Bij de hier beschreven onderzoeksmethode kunnen objecten onder water niet worden meegenomen, terwijl deze voor de beoordeling toch van belang zijn. In voorkomende gevallen kan de inspectie plaatsvinden vanaf een boot.

### 6.3.3.5 Visueel onderzoek onder water

Potentiële lekwegen kunnen hun in- en/of uittredepunt zowel boven de waterspiegel (maar beneden MHW) als permanent onder de waterspiegel hebben. Dit geldt voor de betonnen vloeren en wanden van duikers en sluizen, maar bv. ook voor stortebedden aan in- en uitstroomzijde, alsmede de taluds.

Door middel van multibeamapparatuur (echolood) kan de hoogteligging van alle onder de waterlijn gelegen elementen in kaart worden gebracht. Aan het meetsysteem kan plaatsbepalingapparatuur op basis van GPS of – indien hoge nauwkeurigheid wordt gewenst – RTK GPS worden gekoppeld. Overige zaken die van invloed zijn op de meetnauwkeurigheid zijn onder meer: het voorkomen dat metingen onder het vaartuig worden uitgevoerd, de aanwezigheid van storende elementen zoals heftorens die de GPS-apparatuur kunnen beïnvloeden, bewegingen van het vaartuig al dan niet gecompenseerd met een motion sensor en de vaarsnelheid.



Figuur 6.3 Voorbeeld 3D bodemkaart (met ontgrondingen en aanzandingen) overzicht sluis met voorhavens

Door middel van een zogenaamde patch-test kan de kwaliteit van de metingen worden geborgd. Bij een patch-test wordt via een afwijkend patroon een herhalingsmeting uitgevoerd

waarvan de resultaten op de dubbel gemeten punten overeen moeten komen. De resultaten kunnen worden gepresenteerd in raaien of als 3D contourplots (zie Figuur 6.3) die aanwijzingen kunnen geven over de aanwezigheid van aanzandingen, uitspoelingen en anomalieën.

Mede afhankelijk van de resultaten van het multibeamonderzoek kan tevens een duikinspectie worden uitgevoerd. In Nederland bestaan uitgebreide voorschriften ten aanzien van veiligheid, keuring en certificering voor het werken onder water.

Een duikinspectie bestaat uit:

- het (steekproefsgewijs) controleren aan de hand van het ontwerp;
- het inspecteren van alle voor de duiker bereikbare overgangen tussen constructie onderdelen;
- het beoordelen van aanzandingen en ontgroningen, mede op basis van de uitgevoerde bodemscan.

Desgewenst kan de duiker met behulp van een prikstaaf de laagdikte van zand, veen of slib bepalen, met een schuifmaat de afmetingen van stortsteen meten en, zo nodig, monstermateriaal uit de bodem nemen. Plaatsbepaling kan door middel van een dieptemeter en een GPS-systeem worden uitgevoerd. Met de GPS wordt de positie van een dobber bepaald die door de duiker tijdens zijn meting zo goed mogelijk vertikaal boven de meetlocatie wordt gehouden.

Uit ervaringen met duikinspecties blijkt dat de meeste aandacht moet worden besteed aan de overgangen tussen constructieonderdelen, zoals de aansluitingen van betonnen vloeren onderling en de aansluiting van het kunstwerk op een stortebed. Zo mogelijk moet dan ook de hele omtrek van het kunstwerk worden gecontroleerd. Ook houten constructieonderdelen zijn kwetsbaar. Door middel van indringingsmetingen en houtmonsteranalyse kunnen deze elementen worden beoordeeld.

In verhouding is onder waterinspectie kostbaar. Een duikteam bestaat uit tenminste drie hooggekwalificeerde personen en een vaartuig. De inspectiemogelijkheden worden mede bepaald door de constructie en door het doorzicht onder water.

#### 6.3.3.6 *Grondonderzoek*

Grondonderzoek bij kunstwerken in verband met het toetsen op piping en heave is van belang voor het vaststellen van de grondsoort en voor het bepalen van de grofheid van het zand in de watervoerende laag.

Piping zal alleen optreden in zandlagen. In kleilagen wordt enerzijds niet een voldoende hoge snelheid van het grondwater bereikt en wordt anderzijds minder snel grond meegevoerd, vanwege de cohesie van klei. Als de klei niet goed aansluit aan het kunstwerk, kunnen in de holten naast het kunstwerk wel vrij grote stroomsnelheden ontstaan, wat tot erosie kan leiden.

Het grondonderzoek dient zeer lokaal naast het kunstwerk te worden uitgevoerd. Bij de bouw kan namelijk een grondverbetering zijn toegepast, of kan de bouwput aangevuld zijn met zand. Indien de ontwerp- of besteksgegevens beschikbaar zijn, kunnen deze mogelijk aanvullende informatie geven. Belangrijke gegevens daarbij zijn: dikte en volumegewicht van de deklaag, incl. de variatie daarin, waarbij ook de informatie ter plaatse van (de bodems) van sloten en kanalen van belang is; aanwezigheid en samenstelling van de aanwezige zandlagen, waarbij ten minste enkele zeefanalyses van de lagen juist onder de eventuele deklaag en onder en naast het kunstwerk van belang zijn. Deze informatie kan worden

verkregen uit boringen en sonderingen. Aanbevolen wordt om peilbuizen (waarop in de volgende paragraaf verder wordt ingegaan) te plaatsen in pulsboringen en – indien mogelijk – de volumegewichten en korrelverdelingen te bepalen uit monsters die zijn verkregen door middel van de Begemann steekmethode.

Grondonderzoek wordt uitgevoerd door middel van sonderingen en boringen, volumegewichten en zeefanalyses worden in een grondmechanisch laboratorium bepaald. De verkregen gegevens dienen eenmalig te worden vastgelegd en zijn dan ook voor latere toetsingen bruikbaar.

Indien het kunstwerk direct op klei aansluit, zijn uitsluitend korte kwelschermen nodig. De lengte van de kwelschermen (in de lengterichting van de dijk) is afhankelijk van de dimensies van het kunstwerk. Bij pijpleidingen wordt bijvoorbeeld een minimum maat van 1 m aangehouden. In de Leidraad Waterkerende Kunstwerken en Bijzondere Constructies [TAW, 1997] wordt aanbevolen de kwelschermen in zo'n situatie tenminste even breed te maken als de breedte van de bouwput. Deze kwelschermen hebben als functie het verhinderen dat een waterstroming kan ontstaan in eventuele holtes direct naast het kunstwerk. Van belang is dat de klei rond het kwelscherm goed aansluit. Als dit het geval is, is een verdere toets op piping niet nodig.

Indien geen kwelschermen aanwezig zijn en het kunstwerk op klei aansluit, dan is feitelijk geen beoordeling mogelijk. De beschikbare beoordelingsmethoden zijn uitsluitend gericht op piping in zandlagen. Er zal dan op andere wijze aangetoond moeten worden dat er geen kwelstroom onder of langs het kunstwerk optreedt of dat er geen uitspoeling van grond kan optreden. Als dit niet kan worden aangetoond, dan kan mogelijk micro-instabiliteit of erosie optreden. Maar in de regel zou dit bij een goede aansluiting op klei geen probleem vormen.

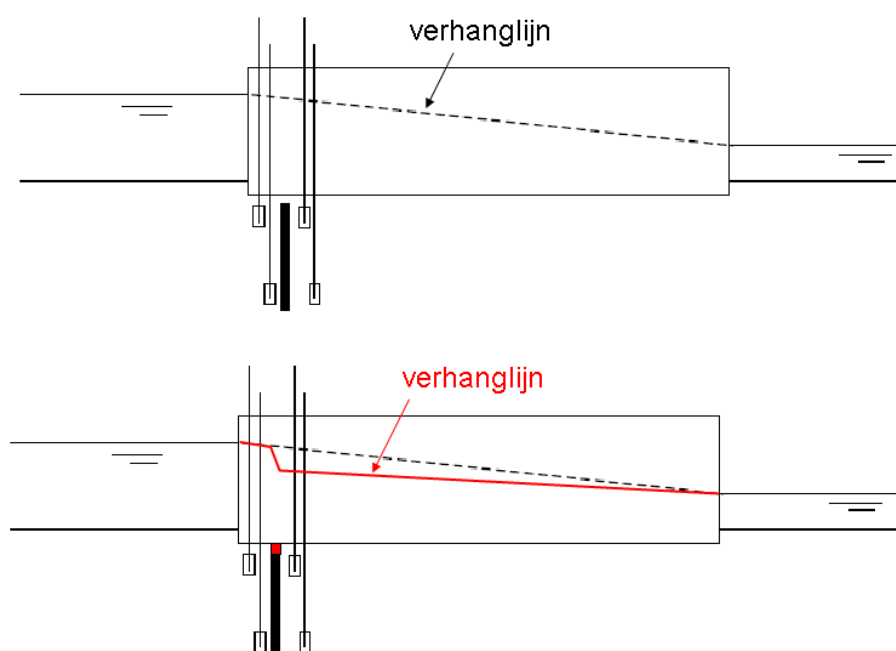
#### 6.3.3.7 *Meting van grondwaterstanden en -stijghoogten*

Metingen van grondwaterstanden en –stijghoogten kunnen worden uitgevoerd door middel van peilbuizen en waterspanningsmeters, te plaatsen in een boorgat of sondeergat. De waarnemingen kunnen handmatig dan wel continu, door middel van drukopnemers, worden uitgevoerd. Moeilijkheid is het bepalen van representatieve locaties voor de peilbuizen of waterspanningsmeters. Waterspanningsmeters hebben in het algemeen een beperkte levensduur. Ten opzichte van peilbuizen hebben waterspanningsmeters het voordeel dat de grondwaterdruk direct gemeten kan worden. De respons op snelle waterstandfluctuaties kan dus beter gemeten worden. Dit kan bijvoorbeeld van belang zijn bij sluizen in het getijdengebied.

Informatie over het uittredeverhang kan worden verzameld door stijghoogtemetingen bij verschillende buitenwaterstanden. Bij aanwezigheid van een Holocene deklaag is de stijghoogte direct onder het Holocene pakket daarbij maatgevend. Er dient uiteraard een extrapolatie naar MHW te worden uitgevoerd. Voorwaarde is dan wel dat er een bepaald verval over de kering aanwezig zijn, hoogwater worden afgewacht of kunstmatig een verval kunnen worden aangebracht. In geval van een schutsluis met een groene kolk (geen bodem) kan over zowel het binnen- als buitenhoofd een verval worden gecreëerd door de kolk vol te laten lopen. Een andere mogelijkheid is het uitvoeren van een pompproef, waarbij aan één zijde van het kunstwerk grondwater wordt onttrokken of juist geïnjecteerd. Een pompproef, waarbij grondwater onttrokken wordt, zal zeker waar bebouwing aanwezig is echter de nodige risico's met zich mee brengen door een dalende grondwaterstand in de omgeving van de onttrekkingsputten (voorbeeld N-Z-lijn Amsterdam).

Daarnaast is informatie over het stijghoogte- of grondwaterstandverloop langs en onder het kunstwerk van belang, eveneens bij verschillende buitenwaterstanden.

De invloed van een slecht aansluitend kwelscherm of een lek in het kwelscherm op het verloop van de stijghoogte wordt aangegeven in Figuur 6.4. Indien het scherm niet aansluit op de constructie wordt deze met een stijghoogtemeting meestal niet waargenomen. Of er nu geen scherm aanwezig is of dat het scherm dat aanwezig is niet meer functioneert, leidt tot dezelfde conclusie.



*Figuur 6.4 Peilbuizen aan weerszijden van een niet goed aansluitende kwelscherm (boven) en goed aansluitend kwelscherm (onder)*

De bepaling van de dimensies van het kwelscherm is met deze methode niet mogelijk. Ook over het aantal kwelschermen en hun locatie, indien alleen aan weerszijden van het kunstwerk stijghoogten gemeten kunnen worden, kan niets gezegd worden.

Het verdient aanbeveling om het aantal en de locaties van meetpunten te laten afhangen van het eerder beschreven veldonderzoek. Om het gevaar voor piping te beoordelen is namelijk de situatie ter plaatse of nabij de in- en uittredepunten maatgevend. Onder uittredepunt wordt hier tevens verstaan een potentieel uittredepunt als gevolg van heave.

Locaties voor het plaatsen van peilbuizen en waterspanningsmeters kunnen tijdens het veldonderzoek worden bepaald aan de hand van de kritieke lekwegen. Uitvoering geschiedt conform de voorschriften in combinatie met het uitvoeren van boringen of sonderingen. Peilbuizen, geplaatst in boringen, hebben in het algemeen een langere levensduur dan waterspanningsmetingen. Met het oog op de noodzaak tot extrapolatie bij MHW wordt aanbevolen om meetcampagnes – naast de periodieke metingen – uit te voeren rondom extreme hoog- en laagwaterperioden. De peilbuizen moeten worden gewaterpast. Het uitvoeren van metingen is betrekkelijk goedkoop.

Opgemerkt wordt dat in de meeste gevallen – voor interpretatie – een extrapolatie naar MHW noodzakelijk is. Die extrapolatie is niet altijd eenvoudig. Er moet rekening mee worden gehouden dat kritieke kwelwegen bestaan waar ten tijde van de toetsing geen grondwaterstroming optreedt.

#### 6.3.3.8 *Camerasonde*

Een speciale visuele methode is de camerasonde. Deze bestaat uit een geminiaturiseerde camera, die is ingebouwd in een sondeer-equipment. Hiermee kan – tijdens het sonderen – de doorboorde laag worden gezien. Zaken die met de camerasonde kunnen worden aangetoond of geïnspecteerd zijn ondergrondse funderingselementen en kwelschermen en ook ontgroningen onder een kunstwerk. Zo nodig kan onder een hoek worden gesondeerd, maar voor het aantonen van een ontgroning onder een kunstwerk moet wel eerst een boring door de vloer van het kunstwerk worden gemaakt.

Deze methode is kostbaar en slechts onder specifieke omstandigheden gewettigd.

#### 6.3.3.9 *Tracermethoden*

Door aan de bovenstroomse zijde van een kunstwerk een tracer toe te passen en de verblijftijd naar het uittredepunt te meten kan een verblijftijd van het grondwater onder het kunstwerk worden bepaald. Tracers die kunnen worden toegepast zijn: kleurstoffen, radio-actieve tracers, chemische tracers, w.o. zout en temperatuur.

Met tracerproeven kan een gemiddelde stroomsnelheid worden bepaald, rekening houdend met de porositeit van het doorstroomde materiaal.

Kleurstoffen kunnen in principe eenvoudig en milieuvriendelijk worden toegepast, maar kunnen leiden tot klachten. Daarom zijn zij weinig populair; ditzelfde geldt voor chemische en zeker voor radio-actieve tracers, waarbij de laatste aan strenge vergunningseisen moeten voldoen.

Temperatuur als tracer kan worden toegepast door verwarmd water buitendijks te injecteren en de verblijftijd daarvan te monitoren door middel van temperatuurgevoelige opnemers.

Ook bij het plannen van eventuele tracerproeven wordt aanbevolen om dit te doen aan de hand van de eerder beschreven resultaten van het veldonderzoek. Het injecteren van tracers dient zo dicht mogelijk bij een potentieel intredepunt te gebeuren. De tracer zal naar waarschijnlijkheid ter plaatse van een geïdentificeerd uittredepunt weer te voorschijn komen. In geval van potentieel optreden van heave heeft een tracertest minder zin.

Het uitvoeren van tracertesten is momenteel weinig toegepast en mede daardoor kostbaar. Bij het ontwerpen van tracertesten moet rekening worden gehouden met de voorwaarde dat de tracer moet worden geïnjecteerd in de – bij MHW - kritieke stroombaan of dat tenminste kan worden geëxtrapolerd naar de MHW situatie. Het toepassen van kleurstof als tracer lijkt het meest voor de hand te liggen.

#### 6.3.3.10 *Geofysische methoden*

Door middel van geofysische methoden kan op een indirecte wijze informatie over de grond en/of het grondwater worden verkregen.



**Geo-elektrisch meten:**

De meest bekende geofysische methode is geo-elektrisch meten, waarbij – vanaf maaiveld – de elektrische weerstand van grond en grondwater worden vastgesteld. Deze methode is met name geschikt om lekkages in sterk (elektriciteit) isolerende constructies, zoals folies, te meten. Wanneer sterk geleidende materialen in het meetgebied voorkomen of wanneer sterk wisselende elektrische velden voorkomen, zoals elektriciteitskabels, hoogspanningskabels, trein- of tramsporen, worden de metingen eveneens zodanig beïnvloed dat zij interpretatie onmogelijk maken. Geo-elektrische methoden zijn dan niet bruikbaar.

**Spontane potentiaal (SP) methode:**

Een andere meetmethode is de Spontane Potentiaal-methode (SP-metingen). Als gevolg van grondwaterstroming ontstaat enige polarisatie (in de orde van mV), omdat er een klein verschil bestaat in de omvang van positieve en negatieve elektronen. Door aan de oppervlakte de verdeling van dit potentiaalveld te meten, kan onderscheid worden gemaakt tussen stroomsnelheden van het grondwater. Het verschijnsel kan worden versterkt door het toedienen van een instantane 'stroomstoot', hierdoor wordt het oplossend vermogen sterk verbeterd. Door stroom- en nulelektrode te wisselen en door op verschillende diepten deze elektroden aan te brengen kan het stromingsbeeld nog worden verbeterd. Met de huidige kennis van zaken is slechts een kwalitatieve en geen kwantitatieve interpretatie mogelijk.

Het verdient aanbeveling om nader de toepassingsmogelijkheid van SP-metingen te onderzoeken. Recente ontwikkelingen laten zien dat met de methode in een boorgat zeer nauwkeurig zowel verticale als horizontale stromingen gemeten kunnen worden.

Toepassing van SP-methoden is relatief kostbaar. Een voorbeeld van een toepassing van de methode is gegeven in [Knoops & Wolfs, 2005].

**Radar:**

Radarmethoden zijn gebaseerd op het uitzenden en ontvangen van elektromagnetische radiogolven. Uit het teruggekaatste signaal is informatie af te leiden over bijvoorbeeld de opbouw van de bodem of in de bodem aanwezige constructies. Radarmethoden zijn bruikbaar voor de bepaling van de aanwezigheid en dimensies van kwelschermen. De geschiktheid hangt in belangrijke mate af van het verschil in geleidbaarheid tussen de ondergrond en de te detecteren constructieonderdelen. Hogere frequenties vergroten de nauwkeurigheid, maar dempen met toenemende afstand (bijvoorbeeld diepte) ook eerder uit. De methode is onder meer toegepast bij de historische schutsluis te Hasselt dat in het kader van SBW Piping Kunstwerken is onderzocht [Veenbergen, 2009] en bij de schutsluis bij De Blocq van Kuffeler, nabij Almere [Boer, 2005].

Oppervlakteradar is de meest eenvoudige methode en kan snel inzicht geven in de aanwezigheid van kwelschermen. De nauwkeurigheid neemt echter snel af met de diepte waardoor de methode niet geschikt is voor de bepaling van de lengte van de kwelschermen. Bij grondradar worden zender en ontvanger via een boorgat in de grond gelaten, waardoor tot veel grotere diepte nauwkeurig gemeten kan worden.

De toepassing van grondradar is slechts in een beperkt aantal specifieke gevallen mogelijk. De methode is vrij kostbaar en vereist specifieke deskundigheid voor interpretatie. Door het voorkomen van zout water, klei en veen wordt de nauwkeurigheid en interpreteerbaarheid van de meetresultaten nadelig beïnvloed.

## **Seismiek:**

Deze methode is gebaseerd op akoestische signalen die gereflecteerd worden op discontinuïteiten in de ondergrond. Dit kunnen laagscheidingen zijn of de overgang van grond en constructieonderdelen. Seismische metingen kunnen in een boorgat worden uitgevoerd of via een sondering met een seismische conus.

## **Magnetometermeting:**

Toepassing van deze methode, die met een sondering met magnetoconus wordt uitgevoerd, is alleen toepasbaar voor de detectie van damwanden van staal of gewapend beton. Daarvoor moet de sondering vlak naast het kwelscherm worden uitgevoerd.

### 6.3.4 Beoordeling hulpmethoden bepaling potentiële kwelwegen

De in dit hoofdstuk gepresenteerde methoden zijn grofweg onder te brengen in drie categorieën:

- 1 Archiefonderzoek en ervaringswaarden (database kunstwerken en verwachte levensduur);
- 2 Methoden waarbij geen gebruik wordt gemaakt van grondwaterstroming en –druk: de aanwezigheid en dimensies van kwelschermen en aanwezigheid van lekken worden direct bepaald. Met deze methoden wordt getracht een “afbeelding” van de constructie onder de grond te maken;
- 3 Methoden waarbij wel gebruik wordt gemaakt van grondwaterstroming en –druk, door het meten van stijghoogten of het meten van stroming.

7

8 In de volgende drie paragrafen worden deze groepen van methoden met betrekking tot de volgende toepassingen beoordeeld:

- bepaling aanwezigheid kwelschermen;
- bepaling dimensies kwelschermen;
- detectie (geconcentreerde) lekken in kwelschermen.

#### 6.3.4.1 *Bepaling aanwezigheid kwelschermen*

Met betrekking tot detectie van de aanwezigheid van kwelschermen zijn de meetmethoden waarmee een “afbeelding” van het deel van de constructie onder de grond (categorie 2) het meest geschikt, in het bijzonder grondradar via boorgaten en seismiek via boorgaten. Dit geldt voor detectie van zowel houten, stalen als betonnen kwelschermen. Toepassing van radar in klei en zand is slecht. Seismische metingen hebben als voordeel dat zij ook via een sondering met seismische conus uitgevoerd worden, waardoor boringen niet noodzakelijk zijn. Bovendien is deze methode geschikt voor alle typen grond. De nauwkeurigheid is echter vrijwel altijd minder groot dan radar.

Met methoden waarbij van grondwaterstroming en –druk gebruik wordt gemaakt (categorie 3) is plaatsbepaling minder goed mogelijk. De werking van kwelschermen kan met stijghoogtemetingen echter wel goed bepaald worden. Slecht aansluitende kwelschermen worden niet gedetecteerd, maar het effect daarvan is hetzelfde als geen scherm.

#### 6.3.4.2 *Bepaling dimensies kwelschermen*

Als de plaats van het kwelscherm bekend is lijkt voor de bepaling van de lengte van kwelschermen van staal of gewapend beton de magnetometersondering een snelle, goedkope en voldoende nauwkeurige methode. In geval van houten kwelschermen is

boorgatradar een alternatief, maar niet erg nauwkeurig. Een andere mogelijkheid is het aantonen van het kwelscherm door een normale sondering onder een hoek uit te voeren.

#### 6.3.4.3 *Detectie (geconcentreerde) lekken in kwelschermen*

Alleen de methoden waarbij gebruik wordt gemaakt van grondwaterstroming- of druk zijn voor het detecteren van lekken geschikt, dat wil zeggen, er kan pas iets gemeten worden als er sprake is van lekkage. Zoals later in deze paragraaf verder zal worden toegelicht, kan een gat van geringe omvang reeds leiden tot aanzienlijke lekkage. Voor detectie van dergelijke gaten zijn methoden waarbij een “afbeelding” van de kwelschermen wordt gemaakt te onnauwkeurig. Meetmethoden als grondradar en seismiek vallen dus af.

Van de methoden die overblijven, lijken stijghoogtemetingen (met peilbuizen of waterspanningsmeters) en de SP-methode de meest kansrijke te zijn.

In het kader van SBW Piping Kunstwerken is met behulp van 3D-grondwaterstromingsmodellering onderzoek gedaan naar de invloed van lekken van verschillende vorm op het verticale uittredeverhang en de stroomsnelheid in de omgeving van het lek. De resultaten zijn gerapporteerd in [Hartman & Veenbergen, 2009]. In deze gevoeligheidsanalyse is uitgegaan van een kunstwerk bestaande uit één damwand (zoals in Figuur 6.4). Er zijn variatieberekeningen uitgevoerd met een verhang over de damwand dat volgens het criterium van Lane kritisch is (uitsluitend verticale kwelweg). Vervolgens is voor een aantal typen gat in het kwelscherm de invloed op de stijghoogte en stroomsnelheid in de omgeving rondom het gat onderzocht. Voor de keuze van het type gat is gekeken naar wat voor historische kunstwerken het meest relevant wordt geacht:

- Gat van 0,25x0,25 m direct onder de sluisbodem; dit geeft de situatie weer dat de aansluiting tussen kwelscherm en sluisbodem verrot is over de breedte van 1 plank.
- Gat van 0,25x0,25 m 1 m onder de sluisbodem; het is niet zeker of een relatief groot gat redelijkerwijs voor kan komen op diepte. Omdat niet te controleren is of een dergelijk gat aanwezig is met bestaande technieken is het van belang om te bepalen of een dergelijk gat gelokaliseerd kan worden;
- Spleet van 0,25 m breed over de volle hoogte van het scherm. Door aantasting of kromtrekken van het hout kan het voorkomen dat de planken van het kwelscherm niet meer op elkaar aansluiten. Deze situatie is gemodelleerd door een verticale spleet.

Voor beide typen gat blijkt het verticale verhang zeer sterk beïnvloed te worden door de aanwezigheid van het gat. Zoals reeds in hoofdstuk 5 uiteen is gezet heeft geconcentreerde stroming door een lek geen negatieve invloed op de stabiliteit van het kwelscherm ten gevolge van heave, omdat het gemiddelde verhang over het gehele kwelscherm juist afneemt. Dus een gat zou alleen voor (verticale) piping relevant kunnen zijn. Er bestaan thans geen robuuste rekenmethoden waarmee bepaald kan worden of geconcentreerde stroming door een gat tot uitspoeling van zand kan leiden. In geval van een gat bovenin het kwelscherm (dat een grotere kans van optreden heeft dan een gat dieper in het kwelscherm) zou de rekenregel van Sellmeijer gebruikt kunnen worden, mits deze geïmplementeerd is in een driedimensionaal grondwaterstromingsmodel. Thans bestaat echter alleen een koppeling met het tweedimensionale MSeep.

Verder blijkt uit de gevoeligheidsanalyse dat het invloedsgebied zowel wat betreft het uittredeverhang als de stroomsnelheid zeer beperkt is. Zowel vlak naast als onder het gat is de afwijking van het uittredeverhang en stroomsnelheid nog maar zeer gering. Dit betekent dat een gat alleen waargenomen zou kunnen worden als in alle richtingen langs het kwelscherm een zeer dicht meetnet van stijghoogte of stroomsnelheid toegepast zou worden.

Dit is praktisch niet uitvoerbaar. Bijvoorbeeld: peilbuizen zouden geplaatst moeten worden met een hart-op-hart afstand van 20 cm.

SP-methoden lijken voor de toekomst de meest bruikbare optie voor een voldoende nauwkeurige detectie. Indien gebruik gemaakt wordt van zogenaamde kettingsensoren geplaatst in peilbuizen kan bovendien informatie worden verkregen over de diepte van een lekkage. Met stijghoogtemetingen is dit bijna niet mogelijk. SP-methoden en de toepassing daarvan zijn echter nog in een ontwikkelingsstadium.

#### 6.3.4.4 *Samenvatting*

Tabel 6.2 geeft een samenvatting van beschikbare onderzoeksmethoden. Daarin is in de vierde kolom een inschatting van de kosten gegeven. Die zijn uiteraard sterk afhankelijk van de omvang van het kunstwerk; voor een 'eenvoudig' kunstwerk wordt gehanteerd:

1 = ordegrootte tot € 1000

2 = ordegrootte € 1000 - € 5000

3 = ordegrootte € 5000 - € 10.000

4 = ordegrootte meer dan € 10.000

Soort onderzoek	Noodzaak uitvoering	Frequentie	Kosten (geschat)	Opmerkingen
Archief	Altijd	Eenmalig	1	Onderzoek per definitie onvolledig
Visueel onderzoek	Altijd	Periodiek (elke toetsing)	1	Inclusief waterpassing
Onder water onderzoek	Facultatief	Periodiek (indien aanleiding)	3-4	Bv. elke toetsing een peiling, onder water wanneer daartoe aanleiding
- peiling	Altijd	Elke toetsing	2	
- duikers			3-4	Indien aanleiding
Grondonderzoek	Altijd	Eenmalig	3-4	Locaties op basis visueel en onder water onderzoek
- sonderingen			1-2	
- boringen			2-3	
- labonderzoek			1	
Metten grondwaterstanden	Altijd	Periodiek, c.q. continu	1 (per jaar)	Wsm's geschikter dan peilbuizen bij snelle fluctuaties in waterspiegel
Camerasonde	Zeer specifiek		1-2	Indien duidelijke aanleiding bestaat
Magnetometer	Facultatief	Eenmalig (indien aanleiding)	1	Plaats kwelchermen moet bekend zijn, alleen staal
Tracerproef	Facultatief	Periodiek (indien aanleiding)	2-3	Op basis van toetsresultaten
Grondradar	Zeer specifiek	Indien aanleiding	2-3	Alleen in zeer specifieke omstandigheden toepasbaar
Geo-elektrisch	Zeer specifiek	Indien aanleiding	2	Alleen in specifieke omstandigheden (geleidende elementen)
Seismiek	Specifiek	Indien aanleiding	??	Zeer grove methode
Spontane Potentiaal	Specifiek	Indien aanleiding	3-4	Nader onderzoek aanbevolen

Tabel 6.2 Overzicht toepasbaarheid meetmethoden in toetsing

### 6.3.5 Methode van toetsing

Voor iedere combinatie van een verval en de bijbehorende kortste gewogen kwelweg wordt getoetst op piping of heave. Er is sprake van piping indien de uitstroom horizontaal is of door een afdekkende laag heen gaat. Er is sprake van heave indien de uitstroom verticaal door een zandlaag gaat.

De methode die van toepassing is, is afhankelijk van de uitstroom en de kwelweg:

- bij een kwelweg die uitsluitend horizontaal is, wordt getoetst met de methode van Sellmeijer;

- bij uitsluitend onderloopsheid en een verticale uitstroom in zand kan worden getoetst met de heave regels;
- in alle gevallen kan met de methode van Lane worden getoetst, met name in gevallen waarin Sellmeijer of de heave regels niet van toepassing zijn.

### 6.3.5.1 *Sellmeijer*

Bij een uitsluitend horizontale kwelweg kan de methode van Sellmeijer worden toegepast zoals in paragraaf 6.2.4 is beschreven. Indien het kunstwerk op palen is gefundeerd, mag de horizontale kwelweg niet in rekening worden gebracht. De methode van Sellmeijer is dan niet van toepassing.

### 6.3.5.2 *Lane*

De methode van Lane kan in alle gevallen worden toegepast. Er wordt gerekend met een gewogen kwelweglengte, waarin de horizontale delen van de kwelweg voor 1/3 in rekening worden gebracht. Indien het kunstwerk op palen is gefundeerd, mag de horizontale kwelweg niet in rekening worden gebracht. De verticale kwelweglengte is in principe de som van alle verticale delen in de kwelweg. Er dient echter wel rekening te worden gehouden met een kortgesloten kwelweg, bijvoorbeeld tussen twee schermen die relatief dicht bij elkaar zijn geplaatst.

Aangenomen mag worden dat de methode van Lane conservatief is. Dit betekent dat met name in ontwerp situaties winst te behalen valt door toepassing van de regel van Sellmeijer of met de heave regel.

### 6.3.5.3 *Heave*

Heave kan optreden indien bij de uitstroom een verticaal deel in de kwelweg aanwezig is. In de meeste gevallen ontstaat dit door een verticaal kwelscherm aan de benedenstroomse zijde van het kunstwerk. Als richtlijn wordt aangehouden dat het verhang, gemiddeld over het verticale deel in de kwelweg bij de uitstroomopening, kleiner dan 0,5 moet zijn.

Voor de controle op heave is een spreadsheetprogramma, gebaseerd op de fragmentenmethode (zie Bijlage 12.3.8A) beschikbaar. In appendix I zijn enkele grafieken opgenomen, die berekend zijn met behulp van dit programma. Aan de hand hiervan kan voor enkele standaard-geometrieën gemakkelijk worden bepaald of aan bovengenoemde heavevoorwaarde kan worden voldaan. Bij afwijkende geometrieën zal men het spreadsheetprogramma zelf moeten gebruiken. Vooralsnog kan met dit programma uitsluitend op heave worden getoetst in gevallen waarin de grondwaterstroming onder de constructie als twee-dimensionaal probleem kan worden opgevat (namelijk in een verticaal doorsnede vlak dwars op de lengterichting van de waterkering) en waarbij er een goede aansluiting is tussen de onderkant van de kering en de eronder gelegen zandlaag. Is het grondwaterstromingsprobleem essentieel driedimensionaal (bijvoorbeeld onder en langs de constructie), dan is een kwelweganalyse noodzakelijk. Veelal zal in die gevallen alleen de rekenregel van Lane overblijven om de toetsing uit te voeren. Is er (mogelijk) sprake van een zettingsspleet of anderszins ruimte tussen de onderkant van de kering en de zandlaag, dan is reductie van de weerstandsfactoren bij de fragmentenanalyse nodig (zie Bijlage 12.3.8A).

### 6.3.6 Evaluatie van waarnemingen

Waarnemingen kunnen in twee categorieën worden onderverdeeld:

- waarnemingen tijdens (periodieke) inspecties of onderhoud;
- waarnemingen tijdens hoogwater;

- waarnemingen tijdens onderhoudswerkzaamheden, waarbij extreme vervallen optreden.

### 6.3.6.1 *Periodieke inspecties*

Bij periodieke inspecties worden alle relevante aspecten van een kunstwerk nagegaan. Voor piping is met name van belang:

- de waterdichtheid van vloeren;
- het functioneren van filters of filterconstructies;
- verzakkingen van het kunstwerk;
- aansluitingen tussen de diverse delen van de constructie.

Indien bij het bepalen van het intreepunt of van de horizontale kwelengte is aangenomen dat vloeren van sluizen, duikers, perskommen en dergelijke waterdicht zijn, dan dient dit te worden gecontroleerd. Hierbij wordt tevens gelet op de aansluiting van wanden aan de vloeren.

Filterconstructies kunnen worden gebruikt om het uitspoelen van zand te voorkomen. Een filter kan piping voorkomen, ook als de kwelwengte te kort is.

Een voorwaarde is wel dat het filter nog zanddicht en waterdoorlatend is. Indien het filter, bijvoorbeeld door dichtslibbing, zodanig waterdicht is dat zich wateroverdrukken kunnen ontwikkelen onder het filter, bij hoge waterstanden, dan kan het filter opbarsten.

Verzakkingen van een kunstwerk kunnen tot gevolg hebben dat vloeren of wanden niet meer waterdicht zijn of dat aansluitingen tussen vloeren, wanden en kwelschermen niet meer waterdicht zijn.

Tijdens onderhouds- of inspectiewerkzaamheden kunnen omstandigheden optreden die maatgevend zijn voor piping. Dit kan een goede gelegenheid zijn om na te gaan of onder- of achterloopsheid optreedt.

### 6.3.6.2 *Hoogwater*

Tijdens hoogwater dient met betrekking tot piping met name gelet te worden op water dat binnendijs uittreedt en indien dit het geval is, of er zand wordt meegevoerd. Als welvorming, al dan niet zandmeevoerend is geconstateerd terwijl dat op grond van de beschikbare gegevens niet verwacht zou worden, of niet in de mate die is geconstateerd, dan dienen alle aannamen en uitgangspunten zorgvuldig te worden nagegaan. Als geen verklaring kan worden gevonden, dan wordt aangeraden om nader onderzoek uit te voeren. Ook als de hoeveelheid kwel toeneemt in vergelijking met eerdere hoogwaters wordt aangeraden nader onderzoek uit te voeren.

### 6.3.7 *Geavanceerde toets*

Een geavanceerde toets kan bij kunstwerken zinvol zijn indien de geometrie sterk afwijkt van de geïdealiseerde situatie die in de modellen wordt verondersteld. Dit doet zich bijvoorbeeld voor bij sterk driedimensionale situaties. Ook als het spreadsheetprogramma voor heave niet meer voldoende ingangen biedt om het kunstwerk te toetsen kan een geavanceerde toets zinvol zijn. Een geavanceerde toets zal in de meeste gevallen op een analyse van het uittredeverhang zijn gebaseerd.

# Deltares



## 7 Toetsen op veiligheid Piping en heave

### 7.1 Inleiding

Het toetsproces kent drie niveaus: een eenvoudige toets, een gedetailleerde toets en een toets op maat (geavanceerde toets).

In het eerste niveau wordt gecontroleerd of het mechanisme piping relevant is. Hierbij wordt de veiligheid van de waterkering beoordeeld op basis van globale kenmerken van de waterkering of op basis van resultaten uit eerder uitgevoerde analyses, mits de toen toegepaste toetsmethode nog steeds van toepassing is.

Het tweede niveau – de gedetailleerde toets – bestaat uit een beoordeling volgens een vastgestelde methode op basis van criteria en rekenmodellen.

In het derde niveau wordt de veiligheid van de waterkering beoordeeld op basis van situatie specifieke methoden.

Voordat op elk niveau een beoordeling plaatsvindt, wordt op basis van voorgeschreven criteria gecontroleerd of deze beoordeling relevant en mogelijk is. Indien dit niet het geval is, kan een niveau worden overgeslagen.

Volgens de nieuwe terminologie in de toetsing bestaat er alleen nog het eindtoetsoordeel 'voldoende' of 'niet voldoende'. Het oordeel 'goed' heeft alleen betrekking op situaties waar ook aan ontwerprandvoorwaarden inclusief robuustheidstoets is voldaan.

Voor een beschrijving van de eenvoudige toets wordt naar Bijlage J en K verwezen. In de volgende paragraaf wordt daarom alleen algemene aandachtspunten genoemd. In de daarop volgende paragrafen volgt een toelichting per stap gericht op toepassing van de gedetailleerde toets en de Toets op maat voor het spoor Piping en heave.

De beoordeling van kunstwerken op piping en heave volgt hetzelfde schema als voor piping en heave bij dijken en dammen (waterkerende grondlichamen). In de hoofdstukken 7.5 en volgende worden de termen onder- en achterloopsheid gehanteerd. Piping en heave worden ook wel aangeduid met onderloopsheid indien de kwelweg onder de constructie en eventuele kwelschermen doorloopt. Achterloopsheid wordt gebruikt indien de kwelwegen aan weerszijden (in lengterichting van de waterkering) of kwelschermen lopen.

## 7.2 Onderzoek pipinggevoeligheid voor eenvoudige toetsing van een waterkerend grondlichaam

### 7.2.1 Algemeen

Een eenvoudige toets schrijft de criteria voor om positieve resultaten uit eerder uitgevoerde analyses te gebruiken voor de beoordeling, mits de toen toegepaste toetsmethode nog steeds van toepassing is. Uitgevoerde analyses zijn o.a. ontwerpanalyses en analyses uit voorgaande toetsronden.

Voor het mechanisme piping is dit echter niet het geval, omdat door de nieuwe inzichten in het pipingmechanisme de toetsregels veranderd zijn. De regel van Bligh, waarmee in het verleden vele waterkeringen zijn ontworpen en getoetst is niet meer van toepassing. Ook de regel van Sellmeijer is aangescherpt, waardoor de oude resultaten niet meer zo kunnen worden overgenomen.

Bij de eenvoudige toets op basis van globale kenmerken vindt een analyse plaats waarbij de waterkering wordt getoetst aan voor de situatie veilige randvoorwaarden. Globale kenmerken betreffen de basisinformatie van de waterkering.

De minimaal benodigde informatie is: het maximale verval over de waterkering, de bodemopbouw en samenstelling van de ondergrond (diepte van de watervoerende lagen en eventuele tussenlagen), opbouw en geometrie van de dijk, de minimale dikte en het (gewogen) gemiddelde volumegewicht van het slecht waterdoorlatende pakket boven het zandpakket of de tussenlaag.

### 7.2.2 Toetsproces eenvoudige toets

In het eenvoudige toetsproces (zie ook Bijlage J) wordt de relevantie van een eenvoudige pipinganalyse bepaald. Indien uit een eerdere analyse volgt dat bij huidig of hoger toetspeil geen opbarsten optreedt, moet niet nogeens op piping als opbarsten worden getoetst.

De eenvoudige analyse zelf bestaat uit een controle of de configuratie van de dijk en de ondergrond pipinggevoelig is. Piping treedt niet op als er sprake is van een zanddijk op een goed doorlatende zandondergrond, waarbij er direct onder de zool van de zanddijk geen afdekkend slecht waterdoorlatende lagen (klei- en veenlagen) aanwezig zijn, of als heave en opbarsten van de deklaag zijn uitgesloten.

Heave is het verschijnsel waarbij zand uit de pipinggevoelige zandlaag verticaal door de afdekkende grondlagen kan uitstromen. Onder invloed van kwel kunnen de verticale korrelspanningen wegvallen waardoor drijfzand wordt gevormd.

Opdrijven en opbarsten van de afdekkende laag: Door een hoge buitenwaterstand zullen de waterspanningen in de watervoerende zandlaag toenemen. Wanneer de waterspanningen ter plaatse van de afdekkende laag aan de binnenzijde groter worden dan het gewicht van die laag, zal deze gaan opdrijven. Deze gebeurtenis is een vorm van hydraulische groundbreuk. In de praktijk is opdrijven soms, maar niet altijd, waarneembaar door zwakke golfbewegingen van het maaiveld bij het betreden. Door het opdrijven zal de afdekkende laag scheuren, waardoor kwelwater via verticale kanaaltjes zich een weg naar het maaiveld zoekt.

De wijze van eenvoudige toetsing is afhankelijk van de globale opbouw van het grondlichaam (dijk of dam) en de ondergrond.

Voor dijken en dammen bestaande uit zand op een goed doorlatende ondergrond is piping niet relevant. De gedachte hierachter is dat, indien het materiaal uitspoelt bij de binnenteen van de zanddijk, er geen pipe zal kunnen ontstaan, omdat het gat direct weer instort aangezien zand cohesieloos is. Het uitspoelen van zanddeeltjes nabij de teen wordt in deze gezien als een probleem dat onder het faalmechanisme Microstabiliteit met zijn eigen toetspoot valt.

Echter: Bij zanddijken op een goed doorlatende ondergrond moet worden opgemerkt dat er bij de aanleg van een dijk een sliblaagje kan zijn achtergebleven waaronder een voor piping mogelijk kritieke kwelweg zou kunnen ontstaan. In dit geval dient de dijk te worden getoetst als een dijk bestaande uit klei op een goed doorlatende ondergrond, waarbij er direct onder de zool van de dijk geen afdekkende slecht doorlatende lagen aanwezig zijn.

In het geval dat er binnendijs geen afdekkende grondlagen aanwezig zijn, is geen sprake van heave cq. opbarsten. Deze mechanismen zijn hier gewoon niet van toepassing. In dit geval bestaat er geen extra weerstand tegen piping in vorm van een afdekkende laag die eerst moet opbarsten cq. in vorm van een verticale stromingsweerstand. Hier dient dan ook direct een gedetailleerde toetsing te worden uitgevoerd.

Voor het optreden van drijfzand (heave) nabij het uittreepunt moet informatie beschikbaar zijn over de kwelweglengte, de doorlatendheid van het zand en de dikte van het watervoerende pakket: hoe dunner, des te kleiner het risico dat grond fluïdiseert.

De minimaal benodigde informatie is: het maximale verval over de waterkering, de bodemopbouw van de ondergrond (diepte van watervoerende lagen en eventuele tussenlagen), opbouw van de geometrie van de dijk, de minimale dikte en het (gewogen) gemiddelde volumegewicht van het slecht waterdoorlatende pakket boven het zandpakket of de tussenzandlaag.

Voor het vaststellen van de bodemopbouw van de dijk en de ondergrond dient het volgende in acht te worden genomen:

- Indien er wordt aangenomen dat er een slecht doorlatende ondergrond (klei of veen) aanwezig is, moet zijn geverifieerd dat er lokaal geen potentieel pipinggevoelige lagen, zoals zandige geulopvullingen, tussenzandlagen of opduikingen van watervoerende pakketten aanwezig zijn. Indien er onvoldoende duidelijkheid bestaat over het al dan niet aanwezig zijn van zandige lagen dan dient deze onzekerheid in de schematisering van de bodemopbouw in rekening te worden gebracht. Bij grote onzekerheid over de aanwezigheid van zandige lagen kan dit betekenen dat de ondergrond moet worden geschematiseerd als een dijk op een goed doorlatende ondergrond, waarbij er direct onder de zool van de dijk geen afdekkende slecht doorlatende lagen aanwezig zijn;
- Bij kleidijken op een slecht doorlatende ondergrond moet men bedacht zijn op de aanwezigheid van ingesloten zandlagen die zijn ontstaan door de geschiedenis van dijkverhoging. Te denken valt bijvoorbeeld aan oude wegfunderingslagen. Indien geen slecht doorlatende bekleding op het buitentalud aanwezig is en deze zandlagen doorlopen over de volle breedte van de dijk, dienen deze zandlagen te worden getoetst op piping zoals kleidijken op een goed doorlatende ondergrond;
- In de praktijk is het onderscheid tussen een kleidijk en een zanddijk niet altijd eenduidig vast te stellen, omdat dijken soms zijn opgebouwd uit een combinatie van zand en klei. Gedacht kan worden aan kleidijken die zijn verzaagd met zand of aan zanddijken met perskaden van keileem ter plaatse van het binnen- en buitentalud. In dergelijke gevallen kan als regel worden gehanteerd dat in geval van twijfel over de opbouw van de dijk

moet worden uitgegaan van een kleidijk. Indien kan worden aangetoond dat de dijk aan binnenwaartse zijde bestaat uit een zandlichaam, bijvoorbeeld door binnendijkse of vierkante verzwaring in zand, dan mag voor het toetsen van piping uitgegaan worden van een zanddijk.

Indien er sprake is van een overwegend uit klei opgebouwd dijklichaam dan dient op basis van grondonderzoek te worden nagegaan of er doorgaande zandlagen in de dijk aanwezig zijn. Indien dit niet het geval is dan kan piping door het dijklichaam zelf worden uitgesloten. Indien er een afsluitende kleibekleding op het buitentalud aanwezig is zijn doorgaande kwelwegen in het dijklichaam onwaarschijnlijk.

Om voldoende veiligheid te waarborgen tegen heave, opdrijven en opbarsten, dient de maximaal optredende belasting kleiner te zijn dan de sterkte die uit de materiaaleigenschappen volgt.

### **7.3 Gedetailleerde toetsing Piping en heave bij waterkerend grondlichaam**

#### **7.3.1 Algemeen**

Indien piping in de eenvoudige toets niet kan worden uitgesloten, is een gedetailleerde toets noodzakelijk. In Figuur 7.1 is een rekenschema gepresenteerd voor de gedetailleerde toetsing van de mechanismen Piping en heave. In dit schema wordt een aantal stappen onderscheiden.

Het uitgangspunt voor een gedetailleerde toetsing volgens de beoordelingsspoor Piping en heave moet zijn dat de geometrie van representatieve dwarsprofielen en zogenaamde geotechnische lengteprofielen beschikbaar zijn of worden opgesteld. Een geotechnisch lengteprofiel dient te zijn gebaseerd op geologische gebiedskennis en terreinonderzoek. Er wordt aanbevolen om topografisch, geohydrologisch en geologisch kaartmateriaal te raadplegen voor het vaststellen van locatiekeuze, intensiteit en diepte van het terreinonderzoek. Hiervoor bestaan geen harde criteria omdat de omvang van het terreinonderzoek afhangt van de grilligheid van de ondergrond en het gewenste detailniveau van toetsen (en ontwerpen). In hoofdstuk 9 van dit Onderzoeksrapport is een handreiking gegeven hoe door grondonderzoek te komen tot een geschikte schematisering van de ondergrond en representatieve profielen.

In het Technisch Rapport Grondmechanisch Schematiseren bij Dijken [ENW, 2011] is toegelicht hoe het grondonderzoek dient te worden ingericht en hoe de schematiseringsfactor  $\gamma_b$  dient te worden bepaald.

#### **7.3.2 Stap 2a De gedetailleerde analyse**

##### **7.3.2.1 Algemeen**

In de gedetailleerde analyse wordt de veiligheid van de waterkering m.b.t. piping en heave getoetst aan toetsrandvoorwaarden volgens een vastgestelde methode op basis van het rekenmodel van Sellmeijer en concrete criteria, zoals onderaan beschreven. Criteria voor de toepasbaarheid van de gedetailleerde toetsing worden in het nieuwe VTV - Algemeen deel beschreven.

De gedetailleerde analyse bestaat uit een controle op heave en opbarsten en een controle op piping volgens de aangepaste rekenregel voor piping. Opgemerkt wordt dat onderscheid wordt gemaakt tussen rekenmodel/rekenregel en toetsregel voor piping. Het rekenmodel

beschrijft de fysica van het pipingmechanisme, zoals deze in hoofdstuk 4 van dit Onderzoeksrapport is beschreven. De toetsregel betreft de receptuur voor het gebruik van de rekenregel bij de toets op veiligheid. De toetsregel omat daar omheen ook nog een veiligheidsfilosofie, zoals die in hoofdstuk 10 is toegelicht, is ontwikkeld.

Bij de gedetailleerde analyse m.b.t. heave en opbarsten kan een dempingsfactor voor de stijghoogte in het diepe zand worden toegepast.

Op basis van stijghoogte-responsmetingen bij sterke fluctuaties van de buitenwaterstand kan het rekenmodel voor grondwaterstroming worden geijkt en kunnen modelonzekerheden verder worden teruggebracht. Voor dergelijke methodes wordt verwezen naar Bijlage 2 van de Handreiking Constructief Ontwerpen [TAW, 1994] en het Technisch Rapport Waterspanningen bij Dijken [TAW, 2004].

#### 7.3.2.2 *Stap 2a.1: Heave-situatie bij ware stijghoogte*

Er is sprake van een potentiële heave-situatie indien de kwelstroom ter plaatse van het uittreepunt verticaal is. Hierdoor kunnen de korrelspanningen wegvallen. De gronddeeltjes worden opgetild en er ontstaat drijfzand. Een kwelstroom kan in verticale richting worden geforceerd door de aanwezigheid van een kwelscherm of van ontlastsloten nabij het uittreepunt. Voor deze stap is inzicht in het grondwaterstromingsbeeld onder/door de dijk vereist.

Indien niet op voorhand duidelijk is of er sprake kan zijn van verticale stroming, dan kan gebruik worden gemaakt van een grondwaterstromingsberekening.

Voor de veiligheidscontrole ten aanzien van heave zijn ook geavanceerde rekenmodellen beschikbaar, waarmee de stijghoogte in de zandlaag onder een relatief ondoorlatende laag van het theoretisch intreepunt tot de kritieke opdrijfzonde zowel voor stationaire als voor niet-stationaire grondwaterstromingen kan worden berekend.

Indien binnenwaarts van de grondconstructie geen afdekkende laag aanwezig is, kunnen de stijghoogtes worden bepaald met een semi-analytisch rekenmodel gebaseerd op de 'Fragmentenmethode' (zie Bijlage A van dit Onderzoeksrapport).

Indien al in de eenvoudige toets sprake is van een potentiële heave situatie, kan bij de gedetailleerde analyse een dempingsfactor voor de stijghoogte in het diepe zand worden toegepast, indien den stijghoogte is bepaald op basis van responsmetingen.

Indien er sprake is van een verticale uittreiding van kwelwater kan de verticale gradiënt van de grondwaterstroming worden getoetst aan een kritiek verhang.

Het kritieke verhang  $i_{c, rep}$  is afhankelijk van de porositeit en ligt theoretisch tussen 0,9 en 1,1. Dat zou betekenen dat dan de veiligheidsfactor  $\gamma$  in de range van 1,8 en 2,0 zal liggen, echter door de heterogeniteit van de ondergrond wordt deze veiligheid veelal niet behaald.

Als regel [TAW, 1987] wordt op grond van praktijkervaringen een veilige toelaatbare waarde aangehouden van  $i_{c, rep} = 0,5$ , wat overeenkomt met een veiligheidsfactor tussen de 1,16 en 2,32. Voor grondconstructies op een zandige ondergrond met kwelschermen wordt aangenomen dat wanneer het (verticale) uittredeverhang  $i$  groter is dan 0,5 zandmeevoerende wellen ontstaan en een verdergaande controle op piping is vereist.

# Deltares

Bij de controle op heave wordt dus nagegaan of het representatieve kritieke verticale verhang  $i_c$  tussen maaiveld en de pipinggevoelige zandlaag kleiner is dan 0,5. Het verticale verhang wordt bepaald met de volgende formule:

$$i_{c;rep} = \frac{\Delta H}{d} < 0,5 \quad (7.1)$$

waarin:

$i_{c;rep}$ : representatieve waarde van het kritieke verticale uittreeverhang [-]

$\Delta H$ : stijghoogteverschil over het afdekkende pakket slecht doorlatende lagen bij het uittredepunt [m]

$d$ : minimummaat van de dikte van het afdekkende pakket slecht doorlatende lagen nabij het uittredepunt [m]

In veel gevallen zal de binnenteen van de dijk of een nabijgelegen slootbodembodem als uittreepunt maatgevend zijn. Indien er sprake is van een slecht doorlatende ondergrond is de slootbodembodem vaak het uittreepunt. Echter bij een aflopend maaiveld met gemiddelde helling van 1:23 of steiler dienen ook verder van de dijk gelegen mogelijke uittreepunten te worden gecontroleerd.

Door gericht terreinonderzoek in het achterland kunnen dikte en gewicht van het afdekkende pakket en de locatie van het uittreepunt nauwkeuriger worden vastgesteld.

Voor de controle op uittreeverhang dient een grondwaterstromingsberekening te worden uitgevoerd. In plaats van een controle op uittreeverhang kan ook een controle worden uitgevoerd met de methode van Lane of de meer geavanceerde Fragmentenmethode (zie bijlage B bij dit Onderzoeksrapport). Indien wordt voldaan het vereiste uittreeverhang dan kan de eindscore 'voldoet' worden toegekend. In andere gevallen dient te worden verder getoetst volgens stap 2a deel 2.

### 7.3.2.3 Stap 2a.2: Opbarsten deklaag bij ware stijghoogte

Wanneer de optredende potentiaal  $\phi_z$  bij maatgevende buitenwaterstand uitsluitend berekend wordt met behulp van een geohydrologisch model (zie Bijlage A), kunnen onzekerheden bij de parameterkeuze een belangrijke rol spelen. Aanbevolen wordt om in dat geval een veiligheidsfactor  $\gamma = 1,20$  te hanteren.

Indien al in de eenvoudige toets sprake is van opbarsten van de deklaag, kan bij de gedetailleerde analyse een dempingsfactor voor de stijghoogte in het diepe zand worden toegepast, indien den stijghoogte is bepaald op basis van responsmetingen.

Als opbarstcontrole dient het volgende criterium:

$$\frac{\sigma_g}{\sigma_w} = \frac{(\gamma_{nat} - \gamma_w)}{\gamma_w} \frac{d}{(\phi_z - h_p)} \geq 1,2 \cdot \gamma_b \quad (7.2)$$

waarin:

$\sigma_g$ : waarde van de gronddruk aan de onderzijde van het afdekkende pakket van de slecht doorlatende lagen (klei/veen), bepaald bij een ongunstig (locatie) gekozen bodemopbouw en een ongunstig gekozen waarde voor de volumegewichten van de diverse bodemlagen. Bij het kiezen van de locatie dient de grilligheid van laagopbouw in het gebied te worden meegenomen, waarbij de nadruk ligt op de dikte van lagen met een laag volumegewicht. De grilligheid van de ondergrond wordt impliciet beschouwd bij

het vaststellen van de benodigde intensiteit van het grondonderzoek. (Zie ook hoofdstuk 9 en TR Grondmechanisch Schematiseren bij Dijken [ENW, 2011] over benodigd grondonderzoek en schematisering).

Als ongunstige waarde van het volumegewicht geldt de karakteristieke schatting van de laaggemiddelde waarde (het gemiddelde over de hele laag). In bijlage B van dit Onderzoeksrapport of in bijlage 1 van het Technische Rapport Waterkerende Grondconstructies [TAW, 2001] is aangegeven op welke wijze een karakteristieke schatting van een laaggemiddelde waarde kan worden gemaakt. Bij gebrek aan gegevens kan worden uitgegaan van de waarden uit Tabel 2.b NEN 9097-1 [NEN 9997-1:2009 (EC7)].

- $\sigma_w$ : opwaartse waterdruk onder het afdekkende pakket slecht doorlatende lagen [kN/m<sup>2</sup>].
- $\gamma_b$ : schematiseringsfactor voor opbarsten volgens TR Grondmechanisch Schematiseren van Dijken.

In het TR Grondmechanisch Schematiseren van Dijken [ENW, 2011] is uitgebreid beschreven hoe voor opbarsten en piping schematiseringsfactoren kunnen worden bepaald.

Indien de optredende stijghoogte is bepaald op basis van betrouwbare waterspanningsresponsmetingen en modellen (zie hiervoor TR Waterspanningen bij dijken [TAW, 2004]) en de onzekerheid in stijghoogte klein is of indien de onzekerheden in stijghoogte zijn afgedekt met veilige parameters en modelrandvoorwaarden kan worden uitgegaan van een opdrukveiligheid van 1,1.

In situaties waarin de onzekerheden over de optredende stijghoogte betrekkelijk gering zijn, kan eveneens worden volstaan met een opdrukveiligheid van 1,1, conform de geotechnische norm NEN 9091-1.

Bij het beschouwen van het opbarsten van sloten kan worden gerekend met een effectieve laagdikte van het slecht doorlatende pakket. Het bepalen van deze effectieve laagdikte is beschreven in hoofdstuk 6 paragraaf 6.2.3 van dit Onderzoeksrapport.

Indien de opdrukveiligheid kleiner is dan de vereiste waarde voor opbarsten dan dient te worden verder gegaan met stap 2a deel 3. Indien de veiligheid groter is dan de vereiste waarde dan kan er geen doorgaande kwelweg worden gevormd en treedt er geen piping op zodat de uitkomst van stap 2a deel 2 'voldoet' is.

Opmerking:

Vele TR's verwijzen naar de NEN 6740. Haar opvolger de Eurocode EC7 (NEN 9997-1:2009) wordt vanaf 2012 verplicht.

De Eurocode is alleen van toepassing op ontwerpen. EC7 zegt niets over toetsen van bestaande constructies en al helemaal niets over de toetsing van waterkeringen volgens de Waterwet.

De EC7 hanteert het volgende:

De stabiliteit tegen opdrijven van een grondlaag met lage doorlatendheid moet zijn gecontroleerd door de blijvende weerstandbiedende krachten (bijvoorbeeld gewicht) te vergelijken met de blijvende en variabele aandrijvende krachten door het water.

Het ontwerp moet zijn gecontroleerd op bezwijken door opdrijven door gebruik te maken van vergelijking (2.8) in paragraaf 2.4.7.4 van de NEN 9997-1:2009). In deze vergelijking is de rekenwaarde van de verticale component van de blijvende, weerstandbiedende belastingen ( $G_{stb;d}$ ), dus in dit geval het gewicht van de grondlagen. De rekenwaarde van de verticale component van de blijvende en variabele aandrijvende krachten ( $V_{dst;d}$ ) is de som van de blijvende en variabele componenten van de waterdrukken tegen de onderzijde van de constructie (hier: deklaag).

In het geval van een smalle ingraving mag voor de beoordeling van de veiligheid tegen opbarsten bovendien zijn gerekend met het effect van spanningsspreiding door de ter weersijden van de ontgraving aanwezige hogere grondbelasting. De grootte van dit effect moet dan bepaald worden op basis van de elasticiteitstheorie.

NEN 9997-1:2009 paragraaf 2.4.7.4: Toetsingsprocedure en partiële factoren voor opdrijven  
Toetsing van het opdrijfmechanisme bestaat uit de controle dat de rekenwaarde van de combinatie van aandrijvende blijvende en veranderlijke verticale belastingen ( $V_{dst;d}$ ) kleiner is dan of gelijk aan de rekenwaarde van de weerstandbiedende blijvende verticale belastingen ( $G_{stb;d}$ ).

$$V_{dst;d} \leq G_{stb;d} \quad (\text{vgl. 2.8 uit NEN 9997-1:2009})$$

waarin

$$V_{dst;d} = G_{dstb;d} + Q_{dst;d}$$

In vergelijking 2.8 van de NEN 9997-1:2009 moeten de partiële factoren voor  $G_{stb;d}$ ,  $G_{dstb;d}$  en  $Q_{dst;d}$  voor blijvende en tijdelijke situaties uit A4(1)P van de NEN 9997-1:2009 Tabel A.15 zijn:

Belasting	Symbol	Waarde
Blijvend ongunstig <sup>a</sup>	$\gamma_{G;dst}$	1,0
gunstig <sup>b</sup>	$\gamma_{G;stb}$	0,9
Veranderlijk ongunstig <sup>a</sup>	$\gamma_{Q;dst}$	1,5
a aandrijvend b weerstandbiedend		

Tabel 7.1 Partiële factoren op belastingen ( $\gamma_F$ ) conform NEN 9997-1:2009

De veiligheidsfactor voor veranderlijke belasting van 1,50 in de Eurocode geeft in combinatie met de karakteristieke waarde van de veranderlijke belasting (= waarde met 5% overschrijdingskans gedurende de referentieperiode) de rekenwaarde van de veranderlijke belasting. Bij opbarstcontrole bij dijken wordt die veranderlijke belasting gerelateerd aan de maatgevende hoogwaterstand, die in feite al een rekenwaarde representeert. Het lijkt daarom overdreven om hier nog eens een factor van 1,50 op te zetten. Het ligt meer in de rede de op basis van de maatgevende hoogwaterstand berekende belasting op te vatten als rekenwaarde, waar op nog oude veiligheidsfactor van 1,2 wordt toegepast als afdekking van rekenmodelonzekerheden bij het omrekenen van de maatgevende hoogwaterstand naar een stijghoogte in de watervoerende zandlaag t.p.v. het potentiële opbarstpunt. Eventueel zou die 1,2 ook nog vervangen kunnen worden door 1,1, ingeval de omrekeningsrelatie experimenteel is geïjkt voor de beschouwde locatie.



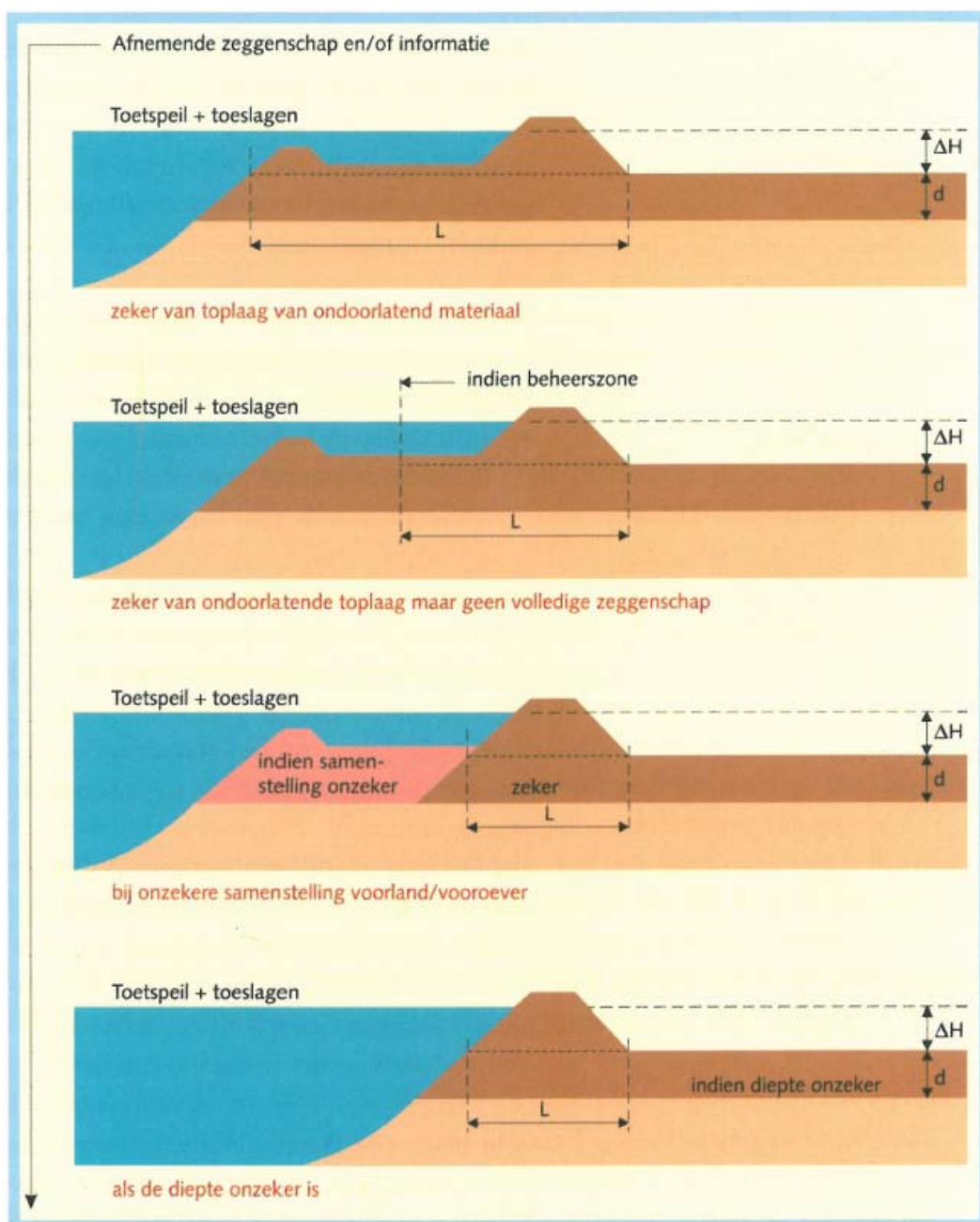


# Deltares

## 7.3.2.4 Stap 2a.3: Toets op piping

### Dikte en samenstelling van het afdekkende pakket voorland en de locatie van het intreepunt

Door het uitvoeren van grondonderzoek op het voorland kan worden vastgesteld of er een afdekkende laag op het voorland aanwezig is. Een afdekkende laag op het voorland kan worden beschouwd als verlenging van de kwelweglengte indien wordt voldaan aan eisen ten aanzien van de hydraulische weerstand en er voldoende zekerheid over de toestand van het voorland bestaat, zie Figuur 7.2.



Figuur 7.2 Ligging intrede- en uitredepunt

Het laatstgenoemde betekent dat bij de bepaling van de lengte van het voorland moet worden nagegaan of zijn gewaarborgd dat de bestaande situatie in de toekomst niet in ongunstige zin wordt gewijzigd. Er moeten dus beheersmaatregelen worden genomen met betrekking tot bijvoorbeeld baggeren of afgraven of eroderen van de buitendijkse deklaag (op het voorland of in de onderwateroever) zodat er geen ingrijpende veranderingen zullen optreden.

Ook is het van belang dat rekening wordt gehouden met het effect van inzijing door de afdekkende laag. Dit effect zorgt ervoor dat, afhankelijk van de geohydrologische kenmerken, niet het volledige voorland als kwelweglengte mag worden meegenomen. In hoofdstuk 6 van dit RAPPORT is aangegeven op welke wijze het theoretisch intreepunt (rekening houdend met inzijing) bepaald kan worden. Het meenemen van een slecht waterdoorlatende deklaag op het voorland is alleen mogelijk indien men over uitgebreid grondonderzoek beschikt waaruit blijkt dat er overal een afsluitende laag aanwezig is.

Bij elke toetsing moet opnieuw worden bekeken of het in rekening te brengen voorland nog aanwezig is. Is het voorland gewijzigd na uitvoering van de responsmetingen, zijn deze niet meer voldoende betrouwbaar.

In hoofdstuk 6 worden richtlijnen gegeven voor de eigenschappen van deze laag. Een laag mag als afsluitend worden gezien indien het lutumgehalte meer dan 20% bedraagt en het zandgehalte minder is dan 35%. Afhankelijk van het landgebruik dient deze kleilaag te worden beschermd met een toplaag van 0,3 à 0,5 m. verder moet rekening worden gehouden met een marge voor eventuele ontworteling van bomen, aanwezigheid van sloten etc.

### De toets op piping volgens methode Sellmeijer

De toets op piping is gebaseerd op het model van Sellmeijer waarvoor een aangepaste rekenregel is afgeleid, zie [Knoeff et al., 2009] en [Lopez de la Cruz et al., 2010]. De methode Sellmeijer is gebaseerd op representatieve parameters. Dit betekent dat men over voldoende gegevens (korrelverdelingen) dient te beschikken om deze methode te kunnen toepassen. Aan de hand van deze korrelverdelingen kunnen parameters voor de pipingcontrole worden bepaald.

Het criterium voor de toets op piping is als volgt:

$$\frac{\Delta H_c}{\gamma_n \cdot \gamma_b} > (\Delta H - 0,3d) \tag{7.3}$$

met:

$$\Delta H_c = L \cdot F_{resistance} \cdot F_{scale} \cdot F_{geometry} \tag{7.4}$$

$$F_1 = F_{resistance} = \frac{\gamma_p}{\gamma_w} \{ \eta \tan(\theta) \} \tag{7.5}$$

$$F_2 = F_{scale} = \frac{d_{70m}}{\sqrt[3]{\kappa L}} \left( \frac{d_{70}}{d_{70m}} \right)^{0,4} \tag{7.6}$$

$$F_3 = F_{geometry} = F(G) \stackrel{MSep}{=} \stackrel{standaarddijk}{=} 0,91 \cdot \left( \frac{D}{L} \right)^{\frac{0,28}{\left( \frac{D}{L} \right)^{2,8} - 1} + 0,04} \tag{7.7}$$

waarin:

- $\Delta H_c$  kritiek verval over de waterkering [m]
- $\Delta H$  aanwezig verval over de waterkering ten opzichte van maatgevend hoogwater [m]
- $d$  karakteristieke waarde van de dikte van de afdekkende laag [m]
- $\gamma_n$  veiligheidsfactor (van de vereiste betrouwbaarheidsindex afhankelijke partiële weerstandsfactor) [-]
- $\gamma_b$  schematiseringsfactor [-] volgens het TR Grondmechanisch Schematiseren bij Dijken [ENW, 2011]
- $\gamma'_p$  (schijnbaar) volumiek gewicht van de zandkorrels onder water  
 $\gamma'_p = \gamma_p - \gamma_w$  met ( $\gamma_p = 26$ ) [kN/m<sup>3</sup>]
- $\gamma_w$  volumegewicht van water ( $\gamma_w = 9,81$ ) [kN/m<sup>3</sup>]
- $\theta$  rolweerstandshoek van de zandkorrels ( $\theta = 37$ ) [°]
- $\eta$  coëfficiënt van White ( $\eta = 0,25$ ) [-]
- $\kappa$  intrinsieke doorlatendheid van de zandlaag [m<sup>2</sup>]  
 $\kappa = v \cdot k / g = 1,35 \cdot 10^{-7} \cdot k$
- $k$  specifieke doorlatendheid van de pipinggevoelige/bovenste zandlaag [m/s]
- $\nu$  kinematische viscositeit van water bij 10°C ( $\nu = 1,33 \cdot 10^{-6}$ ) [m<sup>2</sup>/s]
- $g$  versnelling van de zwaartekracht ( $g = 9,81$ ) [m/s<sup>2</sup>]
- $d_{70}$  karakteristieke waarde voor de 70-percentielwaarde van de korrelverdeling [m]
- $d_{70m}$  gemiddelde  $d_{70}$  van de in de kleine schaalproeven toegepaste zandsoorten, waarop deze formule is gefit ( $d_{70m} = 2,08 \cdot 10^{-4}$ ) [m]
- $D$  karakteristieke waarde voor de dikte van het zandpakket [m]
- $L$  karakteristieke lengte van de kwelweg (horizontaal gemeten) [m]

Factor  $F_1$  bevat alleen modelparameters en is daarom identiek voor alle veldomstandigheden. Merk op dat factor  $F_3 = F_{\text{geometry}}$  alleen voor standaard dijkgeometrieën (één zandlaag met of zonder deklaag) gebruikt mag worden. Bij niet-standaard geometrieën dient de pipingmodule van MSeep te worden toegepast voor de bepaling van  $F_3$ .

De partiële weerstandsfactor  $\gamma_n$  (veiligheidsfactor) is afhankelijk van voor een bepaalde dijkkring vereiste betrouwbaarheidsindex. In de veiligheidsfactor zijn de modelonzekerheid, het vereiste veiligheidsniveau, het lengte-effect en de toegestane kansbijdrage door piping aan het falen van de waterkering verwerkt. Voor de bepaling van de veiligheidsfactor, zie hoofdstuk 10 (Veiligheidsfilosofie).

Normfrequentie	$\gamma_n$
1:250	1,20
1:500	1,20
1:1250	1,40
1:2.000	1,40
1:4.000	1,40
1:10.000	1,50

Tabel 7.2 Partiële veiligheidsfactoren per normfrequentie

## 7.4 Toets op maat (incl. geavanceerde toets) bij waterkerend grondlichaam

### 7.4.1 Algemeen

Indien na de gedetailleerde toetsing niet wordt voldaan aan de veiligheidscriteria ten aanzien van piping en/of heave, dient een Toets op maat te worden uitgevoerd. De Toets op maat is gericht om de veiligheid van de waterkering te beoordelen volgens een methodiek die gericht is op de specifieke situatie cq. locatie. De procedurele uitvoering van de Toets op maat en de eisen die aan de Toets op maat worden gesteld zijn voorgeschreven in het nieuwe VTV - Algemeen deel.

Bij de Toets op maat is de te volgen toetsmethodiek en uit te voeren analyses per definitie niet voorgeschreven. Er zijn ook geen criteria voorgeschreven, waaraan een toets op maat moet voldoen. Het is wel een vereiste dat de Toets op maat goed onderbouwd is.

Aanvullend grondonderzoek dient hier in principe niet te worden uitgevoerd. Dit dient voor de gedetailleerde analyse al voldoende te zijn verricht. In de Toets op maat worden alleen nog geavanceerdere analysemethododes en –modellen toegepast, waarbij de beoordeling op een hoger abstractieniveau ter verrichten is. Dit dient bijvoorbeeld niet meer alleen op basis van veiligheidsfactoren, maar op basis van faalkansen te gebeuren.

Figuur 7.3 geeft een algemeen overzicht van de door te lopen stappen binnen de toets op maat.

De toets op maat bestaat uit vier stappen:

Stap 3a: (Betere) Schematisatie van het pipingprobleem en uitgangspunten in toetsregel;

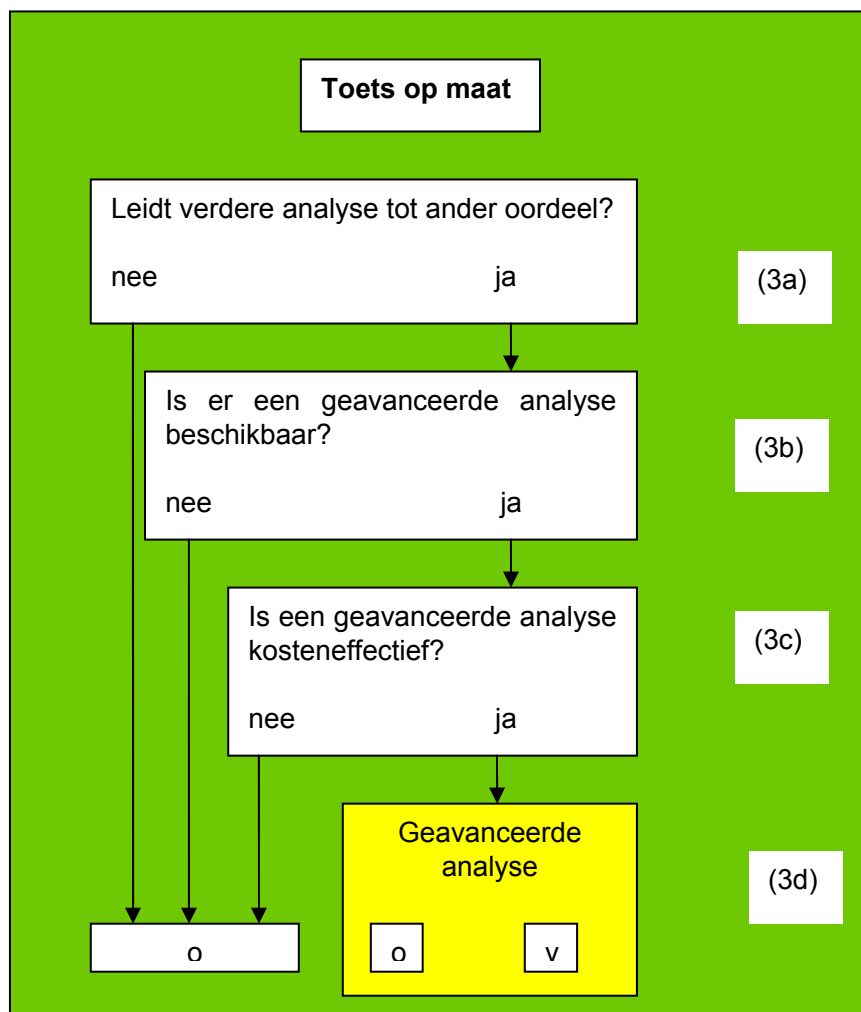
Stap 3b: Inventariseren geavanceerde analyses;

Stap 3c: Kosten-baten analyse;

Stap 3d: Uitvoeren geavanceerde analyse.

Een geavanceerde analyse kan uiteindelijk bij een gunstig resultaat tot een technische eindscore 'voldoet' (v) leiden.

Bij een ongunstig resultaat wordt de score 'voldoet niet' (o) toegekend.



Figuur 7.3 Toetsschema voor toets op maat

Voor piping en heave bestaan verschillende methodes die, afhankelijk van de situatie, een scherpe beoordeling mogelijk maken.

### 7.4.2 Stap 3a

Er zijn situaties waarbij al op voorhand kan worden gesteld dat de geavanceerde toetsing niet zinnig is omdat de kans klein is dat de geavanceerde toetsing tot een score 'voldoende' leidt. De eerste stap (3a) in de toets op maat bestaat daarom uit een controle of met een verdere analyse kan worden aangetoond dat aan de veiligheidscriteria wordt voldaan. Daarbij wordt enerzijds gekeken naar de schematisatie van het pipingprobleem en anderzijds of andere uitgangspunten in de toetsregel tot een ander veiligheidsoordeel kunnen leiden. Voor deze stap is specialistische kennis nodig.

#### 7.4.2.1 Stap 3a.-I: *Betere schematisatie van het pipingprobleem*

- In het eerste deel van stap 3a van de toets op maat wordt nagegaan in hoeverre de schematisatie van het pipingprobleem en de gebruikte modellen recht doen aan de werkelijkheid.

#### 7.4.2.2 *Stap 3a.-II: Uitgangspunten in toetsregel*

In het tweede deel van stap (3b) wordt nagegaan of verder toetsen nog zin heeft. De toets op maat kan worden uitgevoerd als het toetsoordeel boven een zekere “afkeurgrens” ligt. Daartoe wordt gecontroleerd of ook bij gunstige aannamen voor onzekerheden nog steeds een veiligheidsoordeel ‘onvoldoende’ wordt verkregen. In de toetsregel voor de gedetailleerde toetsing zijn hiervoor veilige aannamen gedaan. Het toepassen van gunstige aannamen op de toetsregel kan worden beschouwd als het bepalen van een soort afkeurgrens. Indien zelfs met gunstige aannamen niet kan worden voldaan aan de veiligheidscriteria, heeft verder toetsen geen zin meer.

De aannamen in de toetsregel voor de gedetailleerde toetsing zijn veilig:

- de watervoerende zandlaag is homogeen van opbouw en samenstelling;
- er wordt geen rekening gehouden met tijdsafhankelijkheid van het mechanisme;
- het lengte-effect wordt met theoretische aannamen bepaald;
- de voor het mechanisme piping gereserveerde faalkansruimte bedraagt 10 %.

Er wordt met andere woorden uitgegaan van een ongunstige situatie. In werkelijkheid zal de situatie vaak op één of meer aspecten gunstiger zijn.

Voordat een geavanceerde analyse wordt uitgevoerd is het zinvol om eerst na te gaan of het oordeel uit de gedetailleerde toetsing gelijk blijft bij een van de volgende gunstige aannamen in de toetsregel:

- voor de representatieve korreldiameter wordt een gemiddelde waarde van de  $d_{70}$  aangehouden in plaats van een ondergrenswaarde. Deze aanname gaat ervan uit dat het pakket heterogeen is en de sterkste schakel de weerstand tegen piping bepaalt;
- er wordt geen rekening gehouden met het lengte-effect;
- de gereserveerde faalkansruimte voor het mechanisme piping bedraagt 50%;
- bij een  $\beta_{\text{eis,dsn}} < 4,5$  is de veiligheidsfactor  $\gamma_n$  gelijk aan  $1 + 0,44 * \beta_{\text{eis,dsn}}$ .

#### 7.4.3 *Stap 3b: Inventariseren geavanceerde analyses*

Kenmerkend voor de toets op maat is dat diverse analyses beschikbaar zijn. Belangrijk hierbij is dat de beoordelingscriteria en de gemaakte keuzes goed onderbouwd zijn.

##### 7.4.3.1 *Geavanceerde bepaling veiligheidsfactor*

Binnen de toets op maat kan het lengte-effect per dijkkring aan de hand van de pipinggevoelige lengte per dijkkring worden verdisconteerd in de toe te passen veiligheidsfactor.

De methode om deze lengte nader te beschouwen is tevens in [Lopez de la Cruz et al. 2010] beschreven. Een eerste voorzet voor de veiligheidsfactor als functie van de pipinggevoelige lengte per dijkkring is in Tabel 7.3 vermeld.

De veiligheidsfactor zelf kan zowel semiprobabilistisch als ook probabilistisch worden bepaald. Voor het bepalen van de vereiste sterkte kunnen twee methoden worden toegepast. (a) een niveau-I aanpak met partiële veiligheidsfactoren en (b) een aanpak die direct gebaseerd is op de vereiste betrouwbaarheidsindex. De aanpak met partiële veiligheidsfactoren levert een lineair verband tussen vereiste betrouwbaarheidsindex en veiligheidsfactor. In methode (a) zit een zekere maat aan conservatisme. Door direct rekenen met de vereiste betrouwbaarheidsindex (methode) kan dus scherper worden getoetst.

# Deltares

Voor de gedetailleerde toets zijn in Tabel 7.2 partiële veiligheidsfactoren per normfrequentie voorgegeven. Binnen de Toets op maat kan voor een geavanceerde toets ook de partiële veiligheidsfactor per dijkkring worden bepaald. Deze worden bepaald aan de hand van de pipinggevoelige lengte per dijkkring. In Tabel 7.3 is een eerste voorzet voor deze per dijkkring bepaalde veiligheidsfactoren gegeven. Aan de hand van de resultaten van de volgende toetsronde kunnen deze waardes weer worden bijgesteld. Reden hiervoor is dat op het moment van de eerste bepaling van de veiligheidsfactoren nog geen toetsresultaten op basis van de aangepaste toetsregel van Sellmeijer beschikbaar zijn. De toetsresultaten van de derde toetsronde zijn nog gebaseerd op de oude toetsregel van Sellmeijer, maar ook grotendeels op basis van de inmiddels ingetrokken toetsregel van Bligh. Het is daarom nog niet mogelijk geweest een exact beeld van de pipinggevoelige lengte per dijkkring te verkrijgen.



Dijk-ring	Norm [-]	Totale lengte Cat A dijk [km]	Piping-gevoelige lengte [km]	$\gamma_n$ [-]	Dijkkring	Norm [-]	Totale lengte Cat A dijk [km]	Piping-gevoelige lengte [km]	$\gamma_n$ [-]
1	0,0005	12	1	1,20	31	0,00025	54	12	1,28
2	0,0005	36	4	1,20	32	0,00025	86	21	1,35
3	0,0005	26	4	1,20	33	0,00025	16	<1	1,20
4	0,0005	2	<1	1,20	13	0,0001	253	20	1,46
10	0,0005	47	19	1,24	14	0,0001	236	12	1,39
11	0,0005	43	15	1,21	18	0,0001	5	2	1,20
15	0,0005	97	14	1,20	19	0,0001	8	2	1,20
16	0,0005	108	24	1,27	9	0,0008	86	23	1,20
21	0,0005	69	21	1,25	36	0,0008	104	78	1,36
22	0,0005	37	11	1,20	36a	0,0008	4	3	1,20
23	0,0005	21	6	1,20	37	0,0008	4	3	1,20
24	0,0005	60	14	1,20	38	0,0008	66	45	1,29
34	0,0005	110	20	1,25	39	0,0008	4	4	1,20
34a	0,0005	110	1	1,20	40	0,002	12	8	1,20
35	0,0005	31	5	1,20	41	0,0008	87	53	1,31
5	0,00025	58	9	1,24	42	0,0008	18	38	1,27
6	0,00025	270	<1	1,20	43	0,0008	193	130	1,43
7	0,00025	92	30	1,39	44	0,0008	185	30	1,24
8	0,00025	116	15	1,30	45	0,0008	38	4	1,20
12	0,00025	66	16	1,31	46	0,0008	8	<1	1,20
17	0,00025	62	31	1,40	47	0,0008	14	11	1,20
20	0,00025	71	15	1,30	48	0,0008	53	75	1,36
25	0,00025	96	14	1,30	49	0,0008	35	26	1,22
26	0,00025	86	17	1,32	50	0,0008	20	15	1,20
27	0,00025	74	15	1,30	51	0,0008	23	18	1,20
28	0,00025	48	7	1,21	52	0,0008	65	49	1,30
29	0,00025	69	14	1,29	53	0,0008	114	85	1,38
30	0,00025	89	17	1,32	Maaskaden				1,20

NB: 1) Lengten zijn afgerond op hele kilometers  
2) Voor praktisch gebruik bij toetsen mag een verschil tussen berekende veiligheidsfactoren en vereiste veiligheidsfactoren van minder dan 0,025 als verwaarloosbaar worden beschouwd. Voorbeeld: wanneer een berekende veiligheidsfactor 1,34 is en de eis 1,36, dan wordt geacht voldaan te zijn aan de eis.

Tabel 7.3 Partiele veiligheidsfactoren per dijkkring

Het is ook mogelijk om een probabilistische piping- of heave analyse op basis van faalkansen uit te voeren. Voor een dergelijke aanpak is specialistische kennis en rekenmodellen vereist.

Tabel 7.3 is uitsluitend bedoeld voor het toetsen, niet voor het robuust ontwerp van waterkeringen.

## 7.4.3.2 *Betrouwbaarheidseisen, gekoppeld aan meerjarige referentieperioden bij geavanceerde toetsing op piping en opbarsten*

De gedetailleerde toetsing op opbarsten en piping wordt uitgevoerd met behulp van semi-probabilistische toetsregels. Deze regels zijn afgeleid op basis van een aangenomen toelaatbare kans op doorbraak van de waterkering, die door het faalmechanisme opbarsten en piping wordt bijgedragen. Vooral nog is uitgegaan van bijdrage aan de faalkans van de waterkering, gelijk aan 1/10 van de normfrequentie (dit is de overschrijdingkans van de hydraulische belasting waar de waterkering op berekend moet zijn). Hierbij gaat het om overschrijdingkansen per jaar. En dus ook om een bijdrage aan de faalkans per jaar, waar elk jaar gedurende de planperiode (beoogde levensduur) aan moet worden voldaan. Dit is conform het traditionele concept bij dijken (Leidraad Rivieren).

In de ENW veiligheidsfilosofie is dit traditionele concept opgerekt tot beschouwingen van faalkansen, gebaseerd op een referentieperiode van 10 jaar (Leidraad Kunstwerken). Vooral nog is deze leidraad van toepassing op harde constructies, of combinaties van grond en harde constructies. Echter, recent is een ontwikkeling in gang gezet richting de toepassing van dit afwijkend concept ook voor grondconstructies toe te laten. De crux van de aanpak is dat gebruik wordt gemaakt van het feit dat de sterkte van grond (net als van beton of staal) ook door de jaren heen gecorreleerd is. Dit leidt tot enigszins lichtere eisen aan de materiaalsterkte.

Vooral nog wordt voorgesteld om een veiligheidsbeschouwing, gebaseerd op een referentieperiode van 10 jaar, toe te laten voor **geavanceerde toetsanalyses van opbarsten en piping** (toetsing op maat).

Deze aanpak wordt in hoofdstuk 10 paragraaf 4 nader toegelicht.

## 7.5 Piping en heave bij waterkerend kunstwerk

### 7.5.1 Stap 1: Eenvoudige toets

Voor de eenvoudige toets voor Piping en heave van een waterkerend kunstwerk zie Bijlage K.

### 7.5.2 Stap 2: Gedetailleerde toets

De basis van de gedetailleerde toetsing is een analyse van alle mogelijke kwelwegen onder en langs het kunstwerk. In dit Onderzoeksrapport zijn verschillende methodes beschreven waarmee de minimaal vereiste kwelweglengte kan worden bepaald. In het bijzonder voor kunstwerken dienen de volgende zaken in acht te worden genomen:

- mogelijke kwelwegen dienen ruimtelijk te worden beschouwd. In het hoofdstuk 12 is een voorbeeld gegeven van een driedimensionale analyse van kwelwegen onder en langs een keersluis;
- indien er palen onder de constructie aanwezig zijn dan moet worden uitgegaan van het ontstaan van een open ruimte (spleet) tussen onderkant constructie en ondergrond. Als gevolg hiervan dient de horizontale kwelweglengte onder de constructie te worden verwaarloosd;
- indien er alleen bovenstrooms een onderloopsheidscherm aanwezig is, mag de horizontale lengte onder de constructie van het scherm tot aan het uittreepunt niet worden meegenomen.

De gedetailleerde toets (zie Figuur 7.4) bestaat uit (een combinatie van):

Stap 2.1: modelmatige verfijning: beoordeling op basis van stabiliteitsberekeningen (conform vigerende technische rapporten);

Stap 2.2 gegevensverzameling: op basis van (aanvullende) gegevens wordt een eenvoudige toets of de beoordeling op basis van modelmatige verfijning conform stap 2.1 uitgevoerd.

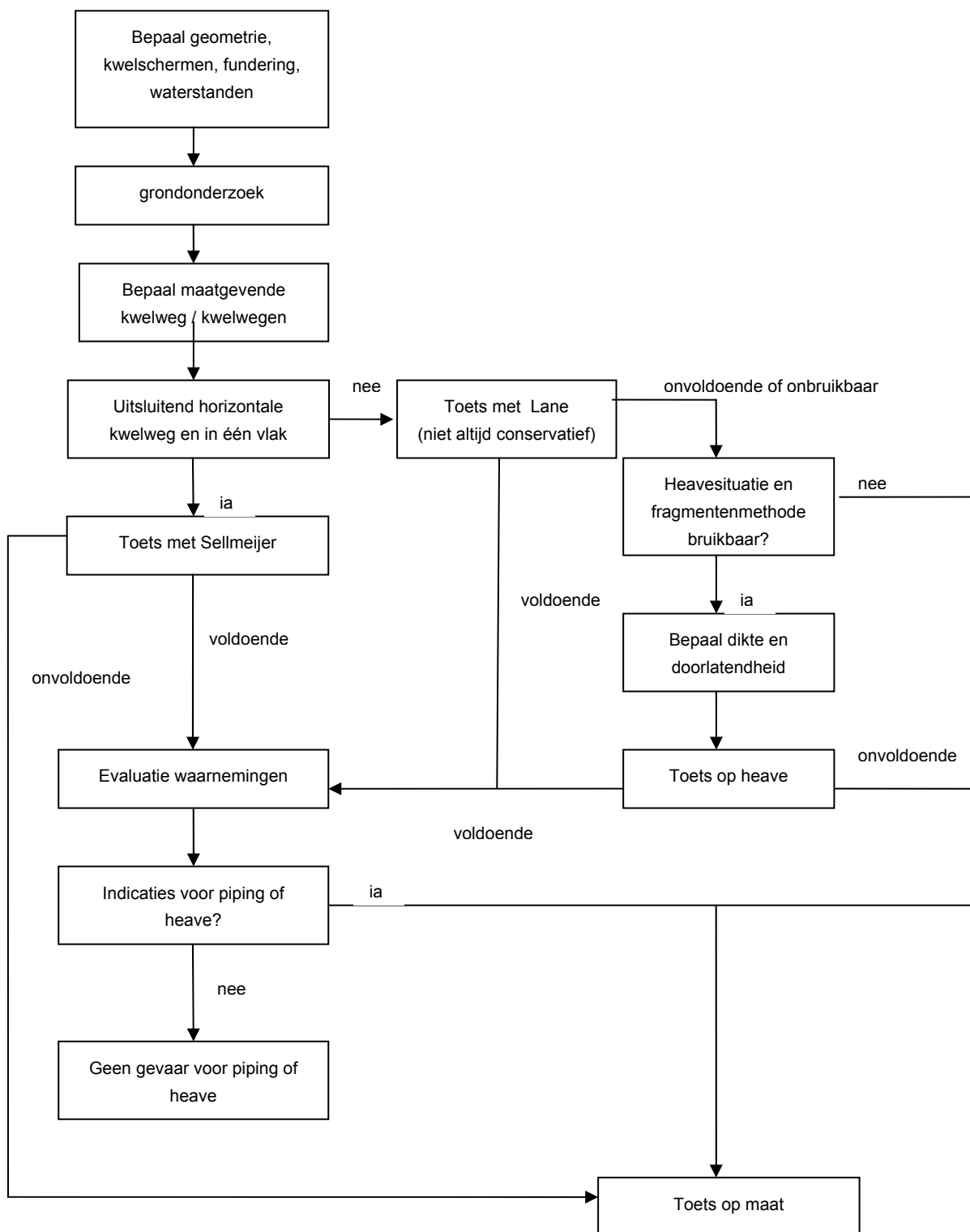
Basis voor het uitvoeren van de gedetailleerde analyse vormt een gegevensverzameling omtrent de ondergrond, het kunstwerk, de fundering van het kunstwerk en de aansluiting van grond op de constructie.

Voor piping kan gebruik worden gemaakt van de methode Lane. Indien er uitsluitend sprake is van een horizontale kwelweglengte kan gebruik worden gemaakt van de methode Sellmeijer.

Indien er sprake is van een heave-situatie (de kwelstroom ter plaatse van het uittreepunt is verticaal) dan kan worden getoetst op heave met behulp van een grondwaterstromingsberekening of met de fragmentenmethode indien deze bruikbaar is voor de specifieke situatie.

Bij een gunstig resultaat van de gedetailleerde toets wordt de technische score 'voldoet' toegekend.

Bij een ongunstig resultaat (onvoldoende) is de voorlopige score 'voldoet niet'. De toetsing dient te worden voortgezet met stap 3.



Figuur 7.4 Toetsschema gedetailleerde toets voor heave en piping bij kunstwerken

### 7.5.3 Stap 3: Toets op maat

Indien op grond van de gedetailleerde toetsing geen eindscore kan worden toegekend ten aanzien van piping en/of heave, wordt een toets op maat uitgevoerd. Afhankelijk van de situatie is het mogelijk met behulp van een toets op maat tot een technische score 'voldoet' te komen. Echter, er zijn ook situaties waarin een toets op maat niet zinnig is omdat de kans verwaarloosbaar klein is dat een toets op maat tot een score 'voldoet' leidt.

Voordat een toets op maat uitgevoerd wordt, beoordeel eerst of het zinnig is een toets op maat uit te voeren. Specialistische kennis is hiervoor nodig.

Er zijn een drietal mogelijkheden voor een toets op maat:

- geavanceerde grondwaterstromingsmodellen;
- probabilistische piping- of heave- analyse;
- het principe 'bewezen sterkte'.

In sommige gevallen is het zinvol om voor de analyse van piping en heave gebruik te maken van geavanceerde grondwaterstromingsmodellen. Hierbij kan worden gedacht aan:

- Niet-stationaire grondwaterstromingsmodellen voor situaties waarbij de duur van hoogwater relatief kort is, zoals bijvoorbeeld in een getijdegebied;
- Driedimensionale of quasi-driedimensionale grondwaterstromingsmodellen voor situaties waarbij de geometrie of laagopbouw niet uniform is in de richting van de waterkering of loodrecht op de waterkering.

Deze modellen kunnen worden gebruikt om een betere inschatting te kunnen maken van de stijghoogte onder matgevende omstandigheden of om het uittredeverhang te kunnen bepalen.

Zie de vigerende achtergronddocumenten en technische rapporten voor een beschrijving van de verschillende methodes. In de vigerende technische rapporten zijn geen algemene criteria opgenomen met betrekking tot het kritieke uittredeverhang voor het mechanisme piping. Voor de beoordeling van het berekende uittredeverhang is specialistische kennis omtrent het faalmechanisme piping vereist.

Het principe van 'bewezen sterkte'. Er zijn kunstwerken waarbij het maatgevende verval bij toetspeil + toeslagen al eens in het verleden tijdens onderhouds- of inspectiewerkzaamheden is opgetreden of zelfs is overschreden. In dit geval kan een toetsing op basis van 'bewezen sterkte' zinvol zijn. Voor deze aanpak is het van belang dat omstandigheden in het verleden vergelijkbaar zijn met de huidige maatgevende omstandigheden. In het Technische Rapport Actuele Sterkte van Dijken [ENW, 2007] staat een uitgewerkte methode voor het spoor Macrostabieliteit binnenwaarts voor grondlichamen. Met behulp van specialistische kennis is het soms mogelijk om deze methode toe te passen voor piping bij kunstwerken.

Bij gunstig resultaat van de toets op maat wordt de technische score 'voldoet' toegekend.

Indien het resultaat onvoldoende is wordt de technische score 'voldoet niet' toegekend.

## 8 Ontwerpmaatregelen

### 8.1 Algemeen

Het ontwerp van maatregelen ter voorkoming van opbarsten en piping verloopt volgens dezelfde methoden en rekenregels als die in hoofdstuk 5 zijn beschreven. Maatregelen bij nieuwe of bestaande constructies zullen in het algemeen volgens de methode van Sellmeijer of volgens het heave criterium worden ontworpen. Met name bij dijken in het getijdegebied kan het noodzakelijk zijn om rekening te houden met instationaire aspecten.

In deze paragraaf worden de methoden en rekenregels niet herhaald. Er wordt hier uitsluitend kwalitatief ingegaan op maatregelen en er wordt een globale kostenindicatie gegeven.

Mogelijke maatregelen ter voorkoming van piping of heave en de dimensionering daarvan worden in dit hoofdstuk behandeld. Er zijn verschillende maatregelen mogelijk. De verschillen worden voornamelijk veroorzaakt doordat op verschillende aspecten van het faalmechanisme wordt ingegrepen.

Bij het ontwerpen van maatregelen moeten allereerst de randvoorwaarden aan belasting- en sterktekant te worden vastgesteld.

Aan de belastingkant is dat een ontwerpmaat voor waterstandsverschillen over de waterkering, die tot opbarsten, piping of heave kunnen leiden. Normaliter speelt de hoogwaterstand (rivier-, zee- of meerstand) en de binnenwaterstand (of maaiveldpeil) een rol. Verwachte ontwikkelingen daarin gedurende de beoogde planperiode dienen daarbij te worden geschat (verwachte toenames van rivier-, zee- of meerstanden, maaiveld daling en aanpassingen van peilbbeheer).

Het Technisch Rapport Ontwerpbelastingen voor het rivierengebied (TROB) [ENW, 2007c] en het bijbehorende Addendum I [ENW, 2008] geven aanwijzingen t.a.v. de te verwachten (ontwikkelingen van) rivierstanden. Hierin is de de robuustheidstoeslag ten aanzien van de hoogwaterstand opgenomen. Voor zeestanden moet voor de beoogde planperiode gerekend worden met het KNMI scenario voor zeespiegelrijzing (inclusief een robuustheidstoeslag en te verwachten bodemdaling). Voor het ontwerpen van meerdijken wordt verwezen naar het Addendum I bij de Leidraad Zee- en Meerdijken [ENW, 2009].

In het bijzonder ook bij kunstwerken moet worden nagegegaan of ook vervallen over de waterkering onder 'dagelijkse' omstandigheden maatgevend kunnen zijn (hoogwater binnen, laagwater buiten).

Aan de sterktekant kunnen randvoorwaarden ten aanzien van de ruimte voor maatregelen (en verwachte ontwikkelingen hierin) ontwerpbeperkingen vormen.

Ten aanzien van veiligheidsfactoren op piping bij het ontwerpen van maatregelen wordt aanbevolen tabel 7.1 te gebruiken. Alleen wanneer het belang dit noodzakelijk maakt, kan overwogen worden veiligheidsfactoren verder te optimaliseren (analoog aan tabel 7.2), waarbij nagegaan dient te worden of de hierin genoemde pipinggevoelige lengtes houdbaar zijn gedurende de beoogde planperiode voor de maatregel. Ook moet worden nagegaan of te verwachten latere benodigde aanpassingen niet (teveel) door de ontwerpkeuze worden beperkt. De waarden in Tabel 7.2 zelf zijn alleen in het kader van de toetsing te gebruiken.

Afhankelijk van eventuele beperkende randvoorwaarden zijn dit mogelijke opties voor maatregelen:

- verlengen van de horizontale kwelweg (buiten- of binnendijs);
- voorkomen van het opbarsten van de kleilaag binnen de kritieke kwelweglengte;
- verkleinen van het verval;
- verlengen van de verticale kwelweg;
- voorkomen van het uitspoelen van zand.

In de navolgende paragrafen wordt achtereenvolgens op deze mogelijkheden ingegaan. Daarbij wordt tevens aangegeven of er relaties zijn met (maatregelen in verband met) andere faalmechanismen. In Figuur 8.1 t/m Figuur 8.3 zijn de maatregelen schematisch weergegeven.

In de daaropvolgende paragraaf wordt ingegaan op specifieke aspecten bij kunstwerken.

Bovendien wordt een kwalitatieve vergelijking van de kosten van de verschillende maatregelen weergegeven. Eveneens wordt apart aandacht besteed aan de invloed van bomen en leidingen in of nabij een waterkering. Bij toetsing of ontwerp worden vaak impliciet of expliciet voorwaarden voor het beheer in dagelijkse situaties en tijdens hoogwater gesteld. Er wordt een overzicht van mogelijke voorwaarden voor het beheer gegeven, waarbij wordt aangegeven in welke situatie deze van belang zijn.

Opmerking:

Het is geen optie om repressieve maatregelen (beheersmaatregelen tijdens noodsituaties) in veiligheidsoverwegingen mee te nemen. Om de effecten van menselijk handelen mee te kunnen nemen als onderdeel van het systeem dat veiligheid tegen overstromen waarborgt, dient tenminste aan volgende eisen te worden voldaan:

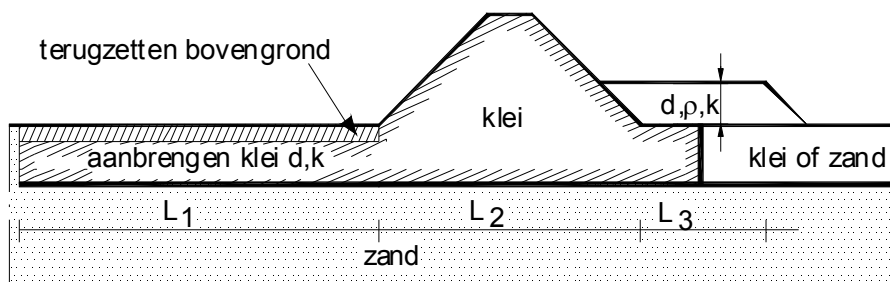
- Procedures voor menselijk ingrijpen dienen met een bepaalde minimale betrouwbaarheid te zijn vastgesteld. De procedures dienen te worden nageleefd en geoefend.
- De betrouwbaarheid van de aan te brengen constructies, bijvoorbeeld kist rondom een wel, dient op dezelfde wijze te worden aangetoond als voor andere onderdelen van de waterkering.

Repressieve maatregelen zijn nooit beproefd onder maatgevende omstandigheden. Hun betrouwbaarheid is daarom onvoldoende aangetoond. Daarom moet men rekening houden met de kans op menselijk falen tijdens de uitvoering ervan. Het volstaan met repressieve oplossingen is dus geen realistische optie voor de kortere en middellange termijn [ENW, Vrijling et al., 2010].

## 8.2 Verlengen van de horizontale kwelweglengte buitendijs (voorlandverbetering)

Verlengen van de horizontale kwelweglengte buitendijs houdt in dat het intreepunt verder van de dijk wordt afgelegd, Figuur 8.1. Dit kan worden gerealiseerd door een kleilaag aan te brengen. In vrijwel alle gevallen wordt de kleilaag ingegraven in verband met het rivierbed en/of andere overwegingen. Noodzakelijk is dit echter niet. Aan de kleilaag worden de volgende eisen gesteld:

- voldoende waterdicht;
- beschermd tegen aantasting.



Figuur 8.1 Voorlandverbetering en pipingberm

Voor de berekening van de vereiste dikte van de kleilaag, in combinatie met de breedte van de voorlandverbetering, wordt in principe de spreidingslengte berekend, volgens paragraaf 5.6.

In het algemeen is een voldoende waterdichte kleilaag tenminste 1 m dik met een lutumgehalte van 20 % of meer en een zandgehalte van 35 % of minder. Om de kleilaag te beschermen tegen aantasting door bijvoorbeeld ploegen, erosie, wortels, etc. verdient het aanbeveling om op de kleilaag nog een laag grond aan te brengen. De samenstelling en dikte van deze laag is afhankelijk van het toekomstig gebruik van het terrein. Voorkomen moet worden dat de kleilaag wordt aangetast of uitdroogt. Bij gebruik als grasland kan een minimale dikte van de afdekkende laag van 0,3 m bijvoorbeeld voldoende zijn. In andere gevallen zal een laagdikte van 0,5 m of meer nodig zijn.

Ook onder waterpartijen buitendijks, zoals strangen, kan een kleilaag worden aangebracht. Voor een goede verdichting van de klei zal de waterpartij drooggezet moeten worden. Speciale aandacht dient uit te gaan naar bescherming tegen erosie, omdat controle van de kleilaag moeilijk is.

### 8.3 Verlengen van de horizontale kwelweglengte binnendijs (pipingberm)

Verlengen van de kwelweg binnendijs is eveneens mogelijk. Dit houdt in dat een pipingberm wordt aangelegd. In paragraaf 8.3.1 en 8.3.2 wordt hier op ingegaan.

#### 8.3.1 Voorkomen van opbarsten binnen de kritieke kwelweg

Door te voorkomen dat de binnendijkse kleilaag opbarst binnen de kritieke kwelweglengte, wordt tevens voorkomen dat piping optreedt. Dit wordt bereikt door het aanleggen van een pipingberm, Figuur 8.1. De breedte van de berm wordt bepaald aan de hand van de kritieke kwelweglengte volgens Sellmeijer. Het opbarstpunt wordt verschoven naar de teen van de nieuwe berm. Daar heerst in de zandlaag de grenspotentiaal. Deze is randvoorwaarde voor het verloop van de stijghoogte in de zandlaag onder de berm. Omdat de grenspotentiaal nauwkeurig bepaald kan worden, is ook het stijghoogteverloop onder de berm vrij nauwkeurig te bepalen. Het gewicht van de berm dient zodanig te zijn dat een opbarstfactor van 1,10, overeenkomstig paragraaf 5.2.4, wordt gerealiseerd. De hoogte van de berm en het soortelijke gewicht van het bermmateriaal worden hierop gebaseerd. Buiten het gewicht hoeven verder geen eisen aan het bermmateriaal te worden gesteld.

Door bebouwing of beplanting kan een kwelweg ontstaan, waardoor piping kan optreden zonder dat sprake is van opbarsten van de kleilaag. Op de toelaatbaarheid van beplanting op een pipingberm wordt in paragraaf 8.9 ingegaan. Bebouwing op een pipingberm is in principe



toelaatbaar. Wel moet worden voorkomen dat de kleilaag wordt geperforeerd, bijvoorbeeld door nutsvoorzieningen of funderingspalen. Bebouwing die in de pipingberm steekt is niet toelaatbaar, tenzij aangetoond kan worden dat hierbij de kans op piping toelaatbaar klein is. Zonodig kan dit met speciale voorzieningen worden bewerkstelligd.

Afhankelijk van het toekomstige gebruik van de pipingberm kan nog een overhoogte worden aangebracht. Indien bijvoorbeeld de pipingberm als bouwland of als particuliere tuin zal worden gebruikt, kan een overhoogte van 0,5 m worden overwogen. Dit zal in de meeste gevallen genoeg zijn om gewichtsverlies door ploegen of spitten, de aanleg van kleine vijvers of de nadelige effecten van laag blijvende beplanting te compenseren. Regelmatige controle blijft in deze gevallen echter noodzakelijk.

Een binnendijkse berm verhoogt de stabiliteit van het binnentalud en kan daarom een dubbele functie hebben. Het gewicht van een stabiliteitsberm dient zodanig te zijn dat een opbarstfactor van tenminste 1,2 wordt gerealiseerd. Stabiliteitsberekeningen kunnen daarnaast nog aanvullende eisen geven voor afmetingen van de berm.

### 8.3.2 Pipingberm in situaties zonder kleilaag

In situaties zonder een afdekkende klei/veenlaag binnendijks, treedt geen opbarsten op. De pipingberm kan dan ook niet zonder meer worden gedimensioneerd door het verhogen van de opbarstfactor. In dit geval zijn er een aantal mogelijke situaties:

1. Er is een verticale uitstroom na aanleg van de berm (de berm is doorlatender dan de ondergrond):
  - de berm wordt zodanig gedimensioneerd dat aan de heavegels wordt voldaan;
2. Er is geen verticale uitstroom (de berm vormt een ondoorlatende afdekkende laag):
  - de bermhoogte wordt op opbarsten gedimensioneerd en
  - de bermlengte wordt zodanig gedimensioneerd dat het verval kleiner of gelijk wordt aan het kritieke verval, bij de aanwezige kwelweglengte.

Een berm die op opbarsten wordt gedimensioneerd, dient voldoende waterdicht en samenhangend te zijn. In de andere gevallen moet de berm juist voldoende waterdoorlatend zijn, om piping aan het eind van de berm te voorkomen, tenzij de berm zo breed wordt gekozen dat het eind van de berm buiten de kritieke kwelweglengte ligt.

De lengte van de berm wordt zodanig gekozen dat aan het eind van de berm voldaan wordt aan de criteria ten aanzien van heave (situatie 1) of piping (situatie 2).

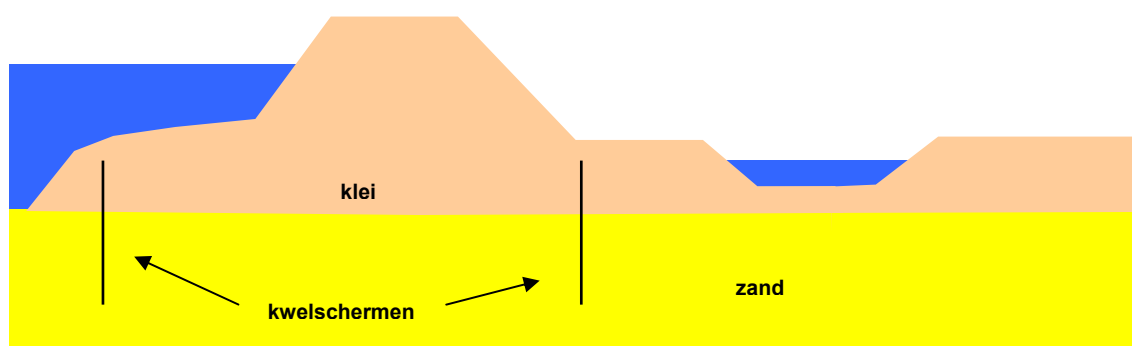
Voor beperkingen ten aanzien van het gebruik van een ondoorlatende pipingberm wordt verwezen naar paragraaf 8.3.1. Bij een doorlatende berm gelden minder beperkingen. Vanuit het oogpunt van functioneren van de berm is de eis dat door het gebruik van de berm de verticale grondwaterstromings-gradiënt in de berm (bij ontwerpomstandigheden) niet mag toenemen.

## 8.4 Verlengen van de verticale kwelweg

Bij het verlengen van de verticale kwelweg wordt onderscheidt gemaakt tussen verlenging nabij de uitstroomopening enerzijds en verlenging onder de dijk of buitendijks anderzijds.

Verlenging van de verticale kwelweg bij de uitstroom door middel van het aanbrengen van een kwelscherm, is het meest effectief (zie opmerking 1, paragraaf 5.3.4). Dimensionering kan dan gebeuren met de heaveregels.

Indien de geometrie en grondopbouw er aanleiding toe geven, dient tevens te worden gecontroleerd op opbarsten vóór (dus aan de bovenstroomse zijde van ) het scherm.



Figuur 8.2 Dijk met kwelschermen

In Figuur 8.2 kan bij het kwelscherm aan de binnenzijde door de opwaartse stromingsgradiënt drijfzand ontstaan (heave). Zonodig is er een drainage of berm aan te brengen in verband met micro-stabiliteit.

Bij het plaatsen van een kwelscherm bij de binnenteen van een dijk kan zich water verzamelen achter het kwelscherm, waardoor de freatische lijn stijgt en de potentiaal in de zandlaag hoger wordt. Dit heeft nadelige consequenties voor de stabiliteit van het binnentalud en voor de microstabiliteit. Een nadere analyse voor eventueel aanvullende maatregelen is nodig.

Aanvullende maatregelen kunnen bestaan uit:

- een drainageconstructie, waarbij het water afgevoerd wordt;
- een berm boven het kwelscherm, waardoorheen de afwatering van het dijklichaam plaatsvindt en waardoor de stabiliteit verbetert.

Indien overwogen wordt om een kwelscherm onder de dijk of buitendijks te plaatsen, dan dient de dimensionering via meer geavanceerde methoden plaats te vinden.

## 8.5 Verkleinen van het verval (beïnvloeding waterstanden)

Een reductie van het verval over de waterkering wordt verkregen door een verlaging van de buitenwaterstand of een verhoging van de waterstand binnendijks. Verlaging van de buitenwaterstand is bij kleinere watergangen of bij getrapte keringen in sommige gevallen mogelijk. Meestal is de buitenwaterstand echter niet direct te beïnvloeden, behalve door

grootschalige maatregelen zoals het programma 'Ruimte voor de Rivier'. Hier wordt verder niet op ingegaan.

Verhoging van de waterstand binnendijks kan worden gerealiseerd door:

- verhoging van het binnendijkse maaiveld of
- verhoging van de waterstand in binnendijkse watergangen of
- door het opzetten van het waterpeil op het maaiveld.

Verhogen van het binnendijkse maaiveld

In situaties waar binnendijks geen open water voorkomt, is de binnendijkse grondwaterstand die maatgevend is voor piping gelijk aan het maaiveldniveau. Door het maaiveldniveau te verhogen wordt daarom ook de waterstand binnendijks verhoogd. Dit komt in feite overeen met de aanleg van een pipingberm.

Verhogen van de binnendijkse waterstand

Door verhoging van de binnendijkse waterstand wordt direct het verval beïnvloed waardoor de kritieke kwelweglengte afneemt. Naast de afname van het verval wordt ook de grenspotential verhoogd, indien een klei/veenlaag aanwezig is, of het uittreeverhang verlaagd, indien geen afsluitende laag aanwezig is. Bij de dimensionering kan hiermee rekening worden gehouden.

Indien binnendijks waterpartijen voorkomen waarin de waterstand middels stuwen en bemaling wordt beheerst, dan is verhoging van de waterstand middels beheersmaatregelen te realiseren.

Bij waterpartijen waarin de waterstand niet wordt beheerst, zal de waterstand vanzelf stijgen tot maaiveldniveau. Als er een relatief grote berging is in de waterpartij, dan kan echter al piping zijn opgetreden voordat de waterstand zover is gestegen. In deze gevallen kan daarom meestal niet met een verhoogde waterstand worden gerekend.

Door het terrein binnendijks te inunderen wordt hetzelfde effect bereikt. In de praktijk is dit alleen toepasbaar indien kwelkades of andere voorzieningen aanwezig zijn. Deze kwelkades maken onderdeel uit van de primaire waterkering en zullen daarom op alle faalmechanismen getoetst moeten zijn. Ook hier geldt dat de kans bestaat dat piping al is opgetreden voordat het verval voldoende is verkleind. Om de werking te garanderen zal daarom het terrein geïnundeerd moeten worden middels inlaatduikers of andere voorzieningen.

Voor de stabiliteit van het binnentalud is de situatie met de grondwaterstand gelijk aan maaiveldniveau maatgevend. Verhoging van de waterstand tot boven maaiveld heeft derhalve een positieve invloed op de stabiliteit.

Verhoging van de binnendijkse waterstand is in de praktijk vaak alleen mogelijk als beheersmaatregel, door bijvoorbeeld gecontroleerd inunderen van het binnendijkse gebied direct achter de kering. Hiervoor gelden, afgezien van de mogelijke wateroverlast, dezelfde conclusies als voor het opkisten en andere beheersmaatregelen.

In de praktijk is de duur van een hoogwatergolf relatief lang en kunnen maatregelen worden genomen om kanaalvorming te stoppen, bijvoorbeeld door opkisten. Door opkisten is in Nederland in de laatste eeuw voorkomen dat een dijk door piping is doorgebroken. Deze methode lijkt op den duur geen soelaas te bieden, omdat de hoogte van de opkisting niet onbeperkt is. De benodigde hoogte voor de opkistingen tijdens het hoogwater van 2011 waren al behoorlijk hoog hoewel er nog geen sprake van MHW was.

## 8.6 Uitspoelen van zand voorkomen

### 8.6.1 Algemeen

Piping kan worden voorkomen door te voorkomen dat zand uitspoelt. Dit kan worden bereikt door een filter aan te brengen bij het uittreepunt, Figuur 8.3. Het filter kan bestaan uit een granulair filter, opgebouwd volgens de filterregels of uit een verzwaard filterdoek.

Filters hebben meestal ten doel:

- Het voorkomen van erosie (filterfunctie);
- Het mogelijk maken van de afvoer van overtollig water (drainagefunctie).

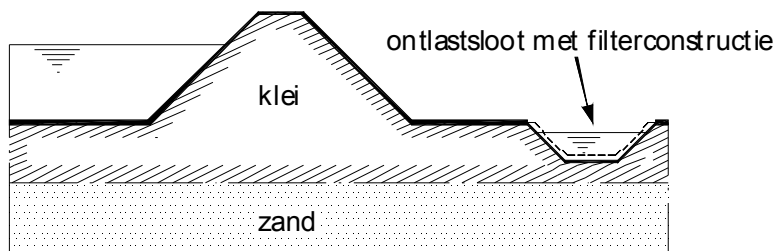
Voor een goede werking van deze methode zijn daarom drie aspecten van groot belang:

- Het filter dient zanddicht te zijn;
- Het filter moet meer waterdoorlatend zijn dan de ondergrond.

Beide aspecten zijn belangrijk bij de preventie van piping. De bedoeling is immers dat materiaaltransport wordt voorkomen, terwijl overmatige wateroverdrukken ook ongewenst zijn. Een erosiewerend filter moet dus ook tevens een drainerende functie hebben.

Bovendien moet het uittreepunt bekend zijn, want alleen als daar de filterconstructie is aangebracht, zal de filterconstructie piping kunnen voorkomen.

Door de filterconstructie wordt migratie van zanddeeltjes vanuit de zandlaag voorkomen. Hierbij is in acht te nemen dat deze filterconstructie niet verstopt mag raken omdat deze anders kan opbarsten en piping dan alsnog kan optreden.



Figuur 8.3 Ontlastingsloot met filterconstructie

Erosiewering en afvoer van water zijn geen doel op zich, het gaat om het voorkomen van schade aan een constructie onder maategevende omstandigheden. Daartoe zijn er in principe twee mogelijkheden:

- geometrisch dichte filters;
- geometrisch open filters.

Bij het eerste type is transport van materiaal onmogelijk, omdat de poriëgootte tussen de filters zodanig klein is dat geen materiaaltransport kan optreden ongeacht de hydraulische belasting. Dit type filter berust dus op geometrische principes.

Dit in tegenstelling tot open filters waar de poriegrootte wel voldoende is maar de hydraulische belasting te laag om transport van deeltjes op te wekken.

Aan de verhoudingen van de openingen in de filter moeten eisen worden gesteld. Deze mogen niet te groot zijn want anders kan er materiaaltransport optreden. Dit is echter conflicterende met de afvoer van water want dan moeten deze juist zo groot mogelijk zijn.

Een voldoende zanddichtheid wordt verkregen door toepassing van de filterregels. De aansluitingen van het filter op de omgeving dienen voldoende aandacht te krijgen.

Formules voor het ontwerp van granulaire filters zijn beschreven door Verheij en Hoffmans in [Verheij & Hoffmans, 2011]. In CUR rapport 161 "Filters in de Waterbouw" [CUR, 1993] wordt een uitgebreid overzicht gegeven van ontwerpregels voor geometrisch dichte filters inclusief voorbeelden. CUR rapport 233 "Interface stability of granular filters" [CUR, 2010] presenteert een formule voor granulair open filters.

Ter voorkoming van het uitspoelen van zaanddeeltjes kan ook gedacht worden aan het toepassen van geotextilien, zie CUR-publicaties C174 [CUR, 2009] en C217 [CUR, 2006]. Geotextiele filters bieden in principe dezelfde mogelijkheden als granulaire filters en hebben het voordeel van een geringere constructiedikte.

## 8.6.2 Uittreepunt

Om zeker te zijn dat het filter ter plaatse van het uittreepunt wordt aangelegd, zal de klei/veenlaag tenminste voor een groot deel moeten worden doorsneden door bijvoorbeeld een sloot. Tevens mag de klei/veenlaag tussen de sloot en de dijk niet opbarsten. Indien geen afsluitende laag aanwezig is, is de ligging van het uittreepunt sterk afhankelijk van de lokale geometrie en variaties in de waterdoorlatendheid van de ondergrond. Als direct achter de dijk een sloot aanwezig is, zal vrijwel zeker het uittreepunt in de sloot liggen. Een dergelijke situatie heeft echter ernstige nadelen in verband met de macrostabiliteit en inspecties tijdens hoogwater.

## 8.6.3 Eisen aan dichte erosiewerende filters

Voor dichte erosiewerende filters zijn volgende eisen belangrijk:

- interne stabiliteit, dat wil zeggen het filtermateriaal zelf mag niet gaan bewegen;
- externe stabiliteit, dat wil zeggen voorkomen moet worden dat gronddeeltjes door het filtermateriaal heen worden getransporteerd;
- waterdoorlatendheid

De klassieke formules voor dichte filters zijn er op gericht aan deze eisen tegemoet te komen. Essentieel daarbij is de grootte van het poriënkanaaltje in het filtermateriaal. Een poriënkanaaltje is de verbinding tussen de afzonderlijke holtes tussen de poriën. Per definitie zijn poriënholtes de grootste gaten in een filter, maar voor erosie van materiaal zijn de poriënkanaaltjes relevant, en niet de poriënholtes.

De poriënkanaaltjes, in het Engels "constrictions" genoemd, zijn afhankelijk van de pakking en van de korrelverdeling. De diameter  $D_c$  van de poriënkanaaltjes varieert bij een homogeen filter tussen 0,155 en 0,414 keer de diameter. Bij een gegradeerd filter hangt de waarde van  $D_c$  af van de verhoudingen tussen de grootste korrels en de gemiddelde korreldiameter en de kleinste korrels en de gemiddelde korreldiameter.

## 8.6.3.1 Interne stabiliteit

Transport van filtermateriaal is niet wenselijk. Transport ontstaat in filtermateriaal dat intern instabiel is door een gap-graded zeefkromme of een brede gradering. Interne stabiliteit treedt theoretisch niet op als geldt  $d_{f60} / d_{f10} < 6$ . Een hierop gebaseerd praktisch criterium is [Pilarczyk, 1998]:

$$d_{60} / d_{10} < 10 \quad (8.1)$$

Overigens leidt interne erosie tot compactie en zal niet zo snel tot schade aan de constructie leiden.

Naast formule (8.1) bestaat er ook een alternatieve formulering die rekening houdt met de zeefkromme van het filtermateriaal:

$$\begin{aligned} d_{10} &< 4d_5 \\ d_{20} &< 4d_{10} \\ d_{30} &< 4d_{15} \\ d_{40} &< 4d_{20} \end{aligned} \quad (8.2)$$

Heibaum [2004] presenteert een grafiek die in Duitsland wordt gebruikt voor het ontwerpen van granulaire filters. De methode is bruikbaar voor standaard graderingen en voor breed-gegradeerde graderingen.

## 8.6.3.2 Externe stabiliteit

Op basis van onderzoek is een relatie afgeleid voor de grootte van een poriëkanaaltje in granulair materiaal als functie van een kenmerkende diameter. Dit kan worden vertaald naar de fundamentele filterregel voor dichte filters:

$$d_{f15} / d_{b85} < 5 \quad (\text{of voor uniform gegradeerde filters } d_{f50} / d_{b50} < 10) \quad (8.3)$$

waarin:

$d_{f15}$  is de diameter van het filtermateriaal waarvan 15% van de deeltjes kleiner is dan  $d_{f15}$ ,  
 $d_{b85}$  is de diameter van de gronddeeltjes waarvan 85% van de diameter van gronddeeltjes kleiner is dan  $d_{b85}$ , en  $d_{f50}$  en  $d_{b50}$  zijn de gemiddelde diameters van filter en grondmateriaal.

Bij breed gegradeerd filtermateriaal neemt de diameter van het maatgevende poriëkanaaltje af en is deze niet langer een functie van  $d_{f15}$  maar van een kleinere diameter. De relatie is dan onnodig veilig.

Overigens is er sprake van breed gegradeerd materiaal als geldt  $d_{85}/d_{15} > 2,5$ . Dit is conform de [NEN-EN-13383]. Voor de volledigheid wordt opgemerkt dat in de Rock Manual [CUR/CIRA/CETMEF, 2007] een factor 1,5 wordt aangehouden als onderscheid tussen breed gegradeerd en standaard gradering.

Bij gegradeerde grond neemt de kans toe dat een gronddeeltje veel kleiner is dan het poriëkanaaltje in het filtermateriaal. De formule is dan niet altijd veilig. Er moet dan rekening worden gehouden met het type zeefkromme: lineaire (maar zeer flauw), gap-graded, of intern instabiel. Bij de laatste twee bestaat ook het gevaar van dichtslibben van het filter.

De volgende regels als functie van de zeefkromme zijn te noemen:

- Lineaire zeefkromme waarbij  $\log(d_{10}/d_0) \sim \log(d_{20}/d_{10}) \sim \log(d_{30}/d_{20}) \sim$  et cetera, of  $\log(d_{10}/d_0) \leq \log(d_{20}/d_{10}) \leq \log(d_{30}/d_{20}) \leq$  et cetera. Geometrisch dicht als  $d_0/d_{b50} < 1$ .
- Gap-graded zeefkromme, waarbij er midden in de zeefkromme een bijna horizontaal deel zit, omdat het gaat om een mengsel van een fijn materiaal met een grof materiaal. Geometrisch dicht als  $d_0/d_{bg} < 1$ , waarbij  $d_{bg}$  de  $d_{85}$  is van het fijne materiaal. Dus als het mengsel bestaat uit 40% fijn en 60% grof materiaal, dan geldt:  $d_{bg} = d_{b34}$  van het mengsel omdat  $0,44 \text{ keer } 85\% = 34\%$ .
- Intern instabiele "concave zeefkromme" waarbij  $\log(d_{10}/d_0) \geq \log(d_{20}/d_{10}) \geq \log(d_{30}/d_{20}) \geq$  et cetera. Geometrisch dicht als  $d_0/d_{b30} < 1$ .

Voor specifieke regels voor breed-gegradeerde grond wordt naar CUR rapport 161 [CUR, 1993] verwezen.

### 8.6.3.3 Waterdoorlatendheid

Het filter moet voldoende waterdoorlatend zijn om te voorkomen dat zich onder het filter een waterdruk kan opbouwen. In dat geval zou namelijk het filter kunnen opbarsten, waardoor een kwelweg langs het filter kan ontstaan.

Onderscheid moet worden gemaakt in waterdoorlatendheid in loodrechte richting door het filter, relevant bij erosiewerende filters, en waterdoorlatendheid in het vlak van het filter, relevant bij filters waar de waterafvoer een belangrijke rol speelt. In algemene zin geldt dat hoe fijner het materiaal is, des te kleiner de doorlatendheid.

Voor loodrechte waterdoorlatendheid geldt de algemene regel:

$$d_{f15} / d_{b15} > 5 \quad (8.4)$$

In veel gevallen is deze eis te streng, want hij komt overeen met een verhouding tussen loodrechte filterdoorlatendheid  $k_f$  en loodrechte doorlatendheid basismateriaal  $k_b$  van ongeveer 15 à 25 [CUR/CIRA/CETMEF, 2007]. Meestal is een verhouding van  $k_f > k_b$  voldoende, en dit betekent:

$$d_{f15} / d_{b15} > 1 \quad (8.5)$$

Het criterium kan nog verder worden versoepeld door gebruik te maken van de permittiviteit, gedefinieerd als  $\psi = v_f / H$  ( $v_f$  = filtersnelheid (m/s);  $H$  = verval over het filter (m)), maar dan gaat ook de hydraulische belasting een rol spelen.

Opgemerkt wordt dat de waterdoorlatendheid in de loop van de tijd kan afnemen als de fijne deeltjes van het grondmateriaal worden getransporteerd en het filter verstopten. Dit speelt vooral als er sprake is van breed-gegradeerd materiaal.

Bij de waterdoorlatendheid in het vlak van het filter is het juist de bedoeling om voldoende afvoercapaciteit te realiseren. Het verval over het filter speelt dan een rol alsmede de transmissiviteit gedefinieerd als het product van de dikte van het filter en de doorlatendheid in evenwijdige richting.

Opgemerkt wordt dat de waterdoorlatendheid in de loop van de tijd kan afnemen als de fijne deeltjes van het grondmateriaal worden getransporteerd. Het filter zal in het algemeen

langzaam dichtslibben met organisch of anorganisch materiaal, of door organische activiteiten in het filter. Dit speelt vooral als er sprake is van breed-gegradeerd materiaal.

Een regelmatige controle is daarom nodig. Er is weinig ervaring met de controle van filters. Gedacht kan worden aan:

- plaatsen van peilbuizen direct onder het filter;
- visuele controle, waarbij het gehele filter wordt betrokken;
- in situ testing.

Bij het opstellen van het ontwerp dient terdege rekening te worden gehouden met de mogelijkheden tot controle.

#### 8.6.3.4 Opbarsten

Opbarsten (of "heave") moet worden voorkomen en dat houdt in dat het gewicht van de filterconstructie voldoende moet zijn. De eis hiervoor kan worden gerelateerd aan de verticale gradiënt  $i$  en luidt [CUR/CIRA/CETMEF, 2007]:

$$i \leq \left( \frac{\rho_s - \rho}{\rho} \right) \quad (8.6)$$

Waarin:  $\rho_s$  = dichtheid filtermateriaal ( $\text{kg/m}^3$ ) en  $\rho$  = dichtheid water ( $\text{kg/m}^3$ ).

De waarde van de verticale gradiënt  $i$  kan worden berekend met:  $i = H / d$  met  $H$  = verval over het filter (m) en  $d$  = filterlaag dikte (m).

Overigens is de eerder genoemde permittiviteit  $\psi$  gerelateerd aan  $i$ , want met  $v_f = k \cdot i$  is af te leiden:  $i = \psi \cdot H / k$

#### 8.6.4 Potentiaal en kwel

Indien een sloot wordt aangelegd met als doel piping te controleren, dan zal deze sloot als ontlastsloot functioneren. De potentiaal in de zandlaag daalt hierdoor. Er moet rekening worden gehouden met een toename van de kwelstroom. Bij het ontwerp zal moeten worden nagegaan of het kwelwater kan worden geborgen, of dat het moet worden afgevoerd. De afname van de potentiaal komt de stabiliteit van het binnentalud ten goede, waardoor mogelijk maatregelen ter verhoging van de stabiliteit beperkt kunnen worden.

## 8.7 Maatregelen bij kunstwerken

### 8.7.1 Algemeen

De meeste van de maatregelen die in het voorafgaande zijn genoemd, zijn ook bij kunstwerken toepasbaar. In deze paragraaf wordt op enkele specifieke aspecten ingegaan.

### 8.7.2 Verlengen horizontale kwelweglengte

Voor onderloopsheid bij kunstwerken is dit zelden een aangewezen weg. Een kleilaag of andere waterdichte laag dient voldoende waterdicht op het kunstwerk aan te sluiten maar een controle hierop is niet goed mogelijk. Binnendijs zal het uittreepunt vrijwel altijd aan het eind van het kunstwerk liggen. In de praktijk zal het gehele kunstwerk moeten worden verlengd om de kwelweglengte te kunnen verlengen.



Om achterloopsheid tegen te gaan wordt wel de horizontale kwelweg verlengd. Hiertoe worden kwelschermen naast het kunstwerk aangebracht. In veel gevallen worden de kwelschermen halverwege het kunstwerk geplaatst. Bij nieuwbouw worden deze kwelschermen ook onder het kunstwerk doorgezet, zodat een aaneengesloten scherm ontstaat.

Indien een nieuw kunstwerk in een bestaande dijk wordt gebouwd, dan kunnen deze kwelschermen tijdens de bouw als tijdelijke waterkering dienen.

Bij bestaande kunstwerken zijn de mogelijkheden om kwelschermen aan te brengen beperkter. Kwelschermen naast het kunstwerk kunnen in principe worden aangebracht, maar voor een goede aansluiting van het kwelscherm aan het kunstwerk, dient lokaal het kunstwerk ontgraven te worden.

### 8.7.3 Verlengen van de verticale kwelweglengte

Het aanbrengen van kwelschermen onder een kunstwerk is de meest toegepaste manier om onderloopsheid tegen te gaan. Kwelschermen aan de benedenstroomse zijde zijn het meest effectief tegen piping (zie opmerking 1, paragraaf 5.3.4). Voor het beperken van de waterdruk tegen de onderkant van de vloer zijn schermen aan de bovenstroomse zijde nodig.

Overigens worden veelal korte schermen aangebracht, zowel aan de boven- als de benedenstroomse zijde en zowel onder als naast het kunstwerk, om een goede aansluiting tussen het kunstwerk en de grond te verkrijgen. Deze schermen hebben als primair doel te voorkomen dat bij enige erosie van de grond, een opening naast of onder het kunstwerk ontstaat. Daarnaast kunnen deze schermen ook de kwelweglengte vergroten. Een analyse van de kwelweg zal dit uitwijzen.

De mogelijkheden om bij bestaande kunstwerken verticale kwelschermen aan te brengen zijn beperkt. In het algemeen is dit alleen mogelijk bij de in- en uitstroomopeningen. Het kwelscherm dient waterdicht aan het kunstwerk te worden aangesloten.

### 8.7.4 Voorkomen van opbarsten binnen de kritieke kwelweglengte

Bij kunstwerken is dit niet van toepassing in relatie tot piping, tenzij de vloer van het kunstwerk wordt verlengd. De vloer dient bestand te zijn tegen de waterdruk onder de vloer.

### 8.7.5 Verkleinen van het verval

In veel gevallen zal dit een effectieve maatregel zijn. Vooral bij bestaande kunstwerken die niet voldoen aan de eisen ten aanzien van piping verdient het aanbeveling deze mogelijkheid na te gaan, omdat hiermee zonder fysieke maatregelen het probleem, geheel of gedeeltelijk, opgelost kan worden. Het verval kan worden verkleind door de waterstand binnendijks tijdens hoogwater te verhogen. Een dergelijke maatregel hoort wel in het 'hoogwater draaiboek' opgenomen te worden.

### 8.7.6 Uitspoelen van zand voorkomen

Bij kunstwerken zal het uittreepunt meestal bekend zijn: aan de benedenstroomse rand van het kunstwerk. Door een filter te plaatsen bij het uittreepunt wordt piping voorkomen. De aansluiting van het filter aan het kunstwerk is een speciaal aandachtspunt. Een goede controle op de werking van het filter is nodig. In gevallen waar het filter onder normale omstandigheden onder water ligt is dit niet eenvoudig of zelfs onmogelijk. Indien het filter niet meer voldoende waterdoorlatend is, gaat het als verlenging van het kunstwerk dienen en ligt

het uittreepunt aan het eind van het filter. In dit geval kan het filter ook opbarsten, waardoor het geen bescherming meer biedt tegen piping.

Dimensionering van een filter vindt plaats op basis van filterregels en gewicht. Bij een goed werkend en goed geplaatst filter speelt piping of heave geen rol meer.

## 8.8 Kostenindicatie

### 8.8.1 Dijken

De kosten van de maatregelen, in onderlinge vergelijking en absoluut, zijn sterk afhankelijk van de omvang van het tekort aan kwelweglengte. Naast de aanlegkosten zijn ook de kosten voor onderhoud en beheer en de kosten voor afschrijvingen van belang. In onderstaande tabel is een indicatie van de kosten van maatregelen bij dijken weergegeven.

Kosten die niet in de tabel zijn opgenomen, maar wel een rol kunnen spelen zijn:

- kosten voor opruimingswerkzaamheden, voorafgaande aan de eigenlijke uitvoering;
- kosten voor de opslag of verwerking van af te voeren (boven)grond;
  - bij verontreinigde grond kunnen deze kosten hoog zijn;
  - bij een voorlandverbetering waarbij schoon zand wordt gewonnen kan er sprake zijn van enige opbrengsten;
- aankoop van grond; dit speelt vaak bij een pipingberm een rol;
- kosten voor tijdelijke ingebruikname tijdens de uitvoering, deze zijn afhankelijk van het ruimtebeslag en het gebruik van de grond.

	<b>aanlegkosten indicatief €/m'</b>	<b>aanleg kosten<sup>1</sup> relatief</b>	<b>onderhouds- /beheers/ afschrijvings- kosten<sup>2</sup></b>	<b>beperkingen in gebruik grond<sup>3</sup></b>
ingraving van klei in voorland	650 <sup>4</sup>	+	0	-
ingraving van klei in voorland bij bemaling	700 <sup>4</sup>	+	0	-
pipingberm	400 <sup>4</sup>	0/+	0	--
verticaal kwelscherm binnendijks	600 <sup>5</sup>	+	+	0
verticaal kwelscherm buitendijks	1700 <sup>6</sup>	++	+	0
filterconstructie	200 <sup>7</sup>	0/+	++/+++	-
verhogen binnenwaterstand indien infrastructuur aanwezig is	--	0	0/+	0
verhogen binnenwaterstand indien geen infrastructuur aanwezig is	zeer variabel	++/+++	++	-

Noten:

- 1: 0 = geen kosten
- 2: 0 = uitsluitend visuele inspecties
- 3: hierdoor kan een waarde vermindering van de grond optreden  
0 = geen beperkingen in gebruik
- 4: 10 m<sup>2</sup>, 1 m dik, inclusief ontgraving en afvoer naar depot van ontgraven grond resp. bovengrond
- 5: scherm van 3,5 m diep
- 6: scherm van 10 m diep
- 7: aanbrengen geotextiel en bestorting, dik 0,2 m in een sloot met talud/bodem oppervlak van 4 m<sup>2</sup>/m'

Toelichting: De kosten zijn per strekkende meter dijk, uitgaande van:

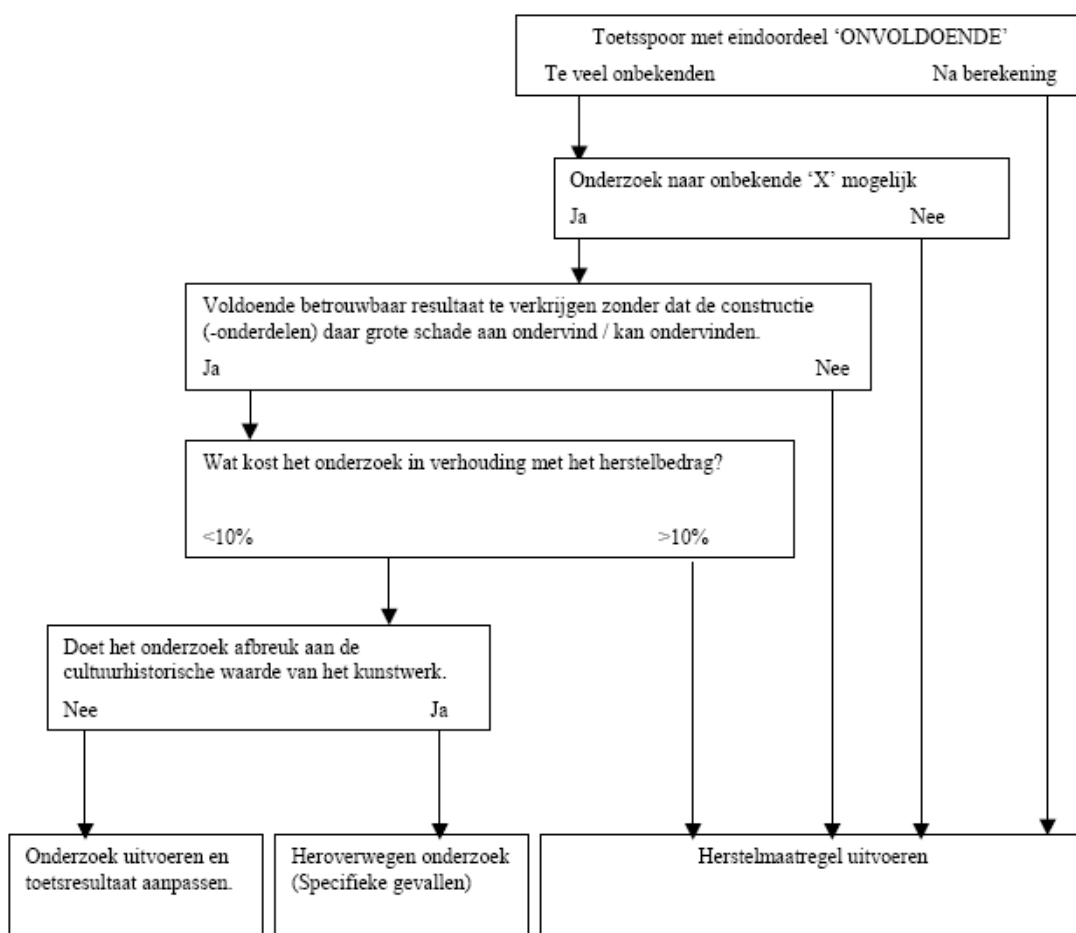
- een kwallengte tekort van 10 m,
- bij de voorlandverbetering: 1,5 m ontgraven, 1 m klei aanbrengen, 0,5 m grond terugzetten en 1 m grond afvoeren,
- bij een kwelscherm binnendijks is aangenomen dat de diepte van het scherm circa 1/3 van het tekort aan kwallengte dient te zijn; als een kleilaag aanwezig is, wordt de diepte van het scherm groter,
- bij een kwelscherm buitendijks is aangenomen dat de diepte gelijk aan het tekort aan kwallengte dient te zijn; dit kan echter zeer variëren,
- kwelschermen: bentoniet, dik 0,5 m; een stalen damwand is binnendijks circa 60% en buitendijks circa 80% duurder,
- bij de filterconstructie is aangenomen dat het gaat om een sloot, met een oppervlak van bodem en taluds gelijk aan 4 m<sup>2</sup>/m', waarin een geotextiel met een bestorting met een laagdikte van 0,2 m wordt aangebracht,
- kosten incl. BTW (19%) en toeslagen, prijspeil augustus 2010, uitgaande van redelijk omvangrijke projecten.
- toeslagen:
  - detaillering: 10%
  - voorbereiding en directievoering: 15%
  - algemene kosten winst en risico: 20%
  - onvoorzien: 25%

Tabel 8.1      *Indicatie van kosten van pipingmaatregelen bij dijken (Prijspeil 2010)*

## 8.8.2 Kunstwerken

Indien bij een kunstwerk met de aan het begin van de toetsing reeds beschikbare gegevens niet tot een toetsoordeel kan worden gekomen op het onderdeel piping en heave, zijn er in principe twee mogelijkheden tot vervolg: nader onderzoek gebruikmakend van één of meer in paragraaf 6.3.3 geïnterpreteerde methoden om meer gegevens te verkrijgen, hetgeen vaak tijd kost en kostbaar kan zijn, of het versterken aanpassen van de constructie zodat aan de veiligheidseisen wordt voldaan. In deze paragraaf worden handreikingen gegeven waarmee een afweging kan worden gedaan tussen enerzijds (kostbaar en tijdrovend) nader onderzoek om te komen tot een toetsoordeel en anderzijds (minder kostbare) maatregelen ter versterking van de constructie.

Figuur 8.4 geeft het afwegingsschema weer zoals voorgesteld in het STOWA rapport [Schalkx & Hombergen, 2006].



Figuur 8.4 Afwegingsmethode volgens STOWA rapport [Schalkx & Hombergen, 2006]

## 8.9 De invloed van bomen en boomwortels

### 8.9.1 Algemeen

Onder niet-waterkerende objecten (NWO's) worden alle objecten verstaan die geen functioneel deel uitmaken van de waterkering, zoals bomen, gebouwen en pijpleidingen. Over de invloed van bomen en boomwortels op het ontstaan van zandmeevoerende wellen is weinig bekend. Voor zover kon worden nagegaan is geen diepgaand onderzoek over dit onderwerp beschikbaar. Er bestaat echter wel behoefte aan richtlijnen, temeer daar het weren van bomen in de nabijheid van waterkeringen vanuit LNC-overwegingen niet altijd wenselijk is. In het kader van dit Onderzoeksrapport is een notitie opgesteld waarin de diverse mogelijke invloeden zijn geïnventariseerd. Aan de hand daarvan zijn de navolgende richtlijnen opgesteld, die voornamelijk zijn gebaseerd op kwalitatieve overwegingen. Verwacht wordt, dat de richtlijnen in het algemeen een veilig uitgangspunt vormen. Deze richtlijnen zijn bedoeld als aandachtspunten bij het ontwerpen. In een toetsituatie kunnen ruimere uitgangspunten worden gehanteerd, waarbij met name ook (plaatselijke) ervaringen een rol kunnen spelen.

In deze paragraaf worden richtlijnen gegeven om de invloed van bomen, in voor- en achterland en op de kering, op piping en heave te beperken of te voorkomen. Hierbij wordt onderscheid gemaakt tussen dijken in het bovenrivierengebied en dijken in het benedenrivierengebied en aan zee.

In het algemeen geldt dat bomen in het voorland of achterland, voor zover aanwezig binnen de kritieke kwelweglengte of op een pipingberm, niet zijn toegestaan indien:

- de boom in een slechte gezondheidstoestand of onderhoudstoestand verkeert of niet goed kan worden onderhouden;
- de boom onvoldoende ruimte heeft of heeft gehad om een volledig wortelstelsel te ontwikkelen;
- niet geschikt is voor de lokale omstandigheden.

Indien bomen voorkomen nabij de dijk die niet aan deze voorwaarden voldoen, dan mag bij de beoordeling op piping het gedeelte waar deze bomen staan niet binnen de kritieke kwelweglengte worden gerekend.

Alle bomen binnen de kritieke kwelweglengte dienen, onverminderd hetgeen in het navolgende wordt vermeld, goed te worden onderhouden. Na het rooien of afsterven van een boom dient het wortelstelsel te worden verwijderd.

De richtlijnen zijn puntsgewijs weergegeven, waarbij is uitgegaan van een beoordeling van grof naar gedetailleerd.

### 8.9.2 Voorland

#### 8.9.2.1 Zeedijken

Bomen in het voorland zullen bij zeedijken niet voorkomen. Gezien de grote kans op ontworteling, zijn bomen hier overigens ook niet toegestaan.

#### 8.9.2.2 Dijken benedenrivierengebied

1. De kleilaag in het voorland, voor zover er zich wortels van bomen in bevinden, mag niet in rekening worden gebracht. De kleilaag beneden een niveau van één meter

beneden de grondwaterstand mag wel in rekening worden gebracht. De grondwaterstand dient hierbij gelijk genomen te worden aan de laagste rivierwaterstand die in de afgelopen 50 jaar gedurende een aaneengesloten periode van een maand of langer is opgetreden.

2. Indien het bomen betreft die bij de ontwerpwaterstand niet of nauwelijks boven water steken, hoeft de dikte van de kleilaag niet te worden gereduceerd.
3. Indien aangetoond kan worden dat de kans op ontwortelen tijdens een hoogwater te verwaarlozen is, kunnen de richtlijnen voor dijken in het bovenriviereengebied worden gevolgd.

### 8.9.2.3 Dijken bovenriviereengebied

1. Dikte kleilaag  
Indien de kleilaag tot meer dan een meter beneden de grondwaterstand aanwezig is, zijn bomen in het voorland toelaatbaar. De grondwaterstand dient hierbij gelijk genomen te worden aan de laagste rivierwaterstand die in de afgelopen 50 jaar gedurende een aaneengesloten periode van een maand of langer is opgetreden.
2. Enkele boom/boomgroep  
Een solitaire boom in het voorland is toelaatbaar.  
Kleinere boomgroepen of rijen bomen zijn eveneens toelaatbaar voor zover deze minder dan circa 20% van het voorland beslaan. In het beheersplan dient opgenomen te worden, dat de wortels van afgestorven of verwijderde bomen dienen te worden verwijderd. Bij de beoordeling dient tevens de kans op ontworteling door ijsgang beschouwd te worden. Als deze kans groot is, dan zou de kleilaag ter plaatse van de bomen niet in rekening mogen worden gebracht.
3. Overig  
In de overige gevallen mag het voorland niet in rekening worden gebracht tenzij:
  - de doorlatendheid van de kleilaag vanaf maaiveld tot een meter beneden de grondwaterstand wordt gereduceerd; de reductie varieert van 0% indien 20% van het voorland met bomen is bedekt, tot 50% indien het voorland totaal met bomen is bedekt. Ook hier geldt de opmerking over ijsgang, zoals onder punt 2. is vermeld. Wortels van afgestorven of verwijderde bomen dienen te worden verwijderd.
  - op basis van nader onderzoek de invloed van de bomen verder gespecificeerd kan worden.

### 8.9.3 Achterland

#### 8.9.3.1 Beoordeling bij dijken in het benedenriviereengebied en zeedijken

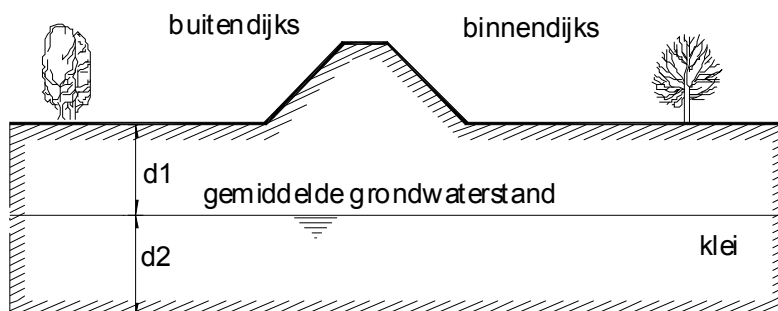
Bij deze dijken zal tijdens het optreden van de ontwerp-waterstand een extreem hoge windsnelheid optreden. Ontworteling wordt daarom wel in beschouwing genomen.

1. Indien na ontworteling van de boom geen gevaar voor opbarsten bestaat, dan zijn bomen toegestaan binnen de kritieke kwelweglengte. De diepte van de ontwortelingskuil wordt hierbij gelijk aan 2 m gekozen, tenzij deze diepte meer nauwkeurig kan worden ingeschat op basis van de lokale omstandigheden.
2. In de overige gevallen zijn bomen in het achterland, binnen de kritieke kwelweglengte, in principe niet toegestaan.
3. Buiten de kritieke kwelweg worden ten aanzien van piping geen eisen gesteld. Wel dient rekening gehouden te worden met een toename van de kwel en met een toename van de kans op welvorming, al dan niet zandvoerend.

4. Van bovenstaande richtlijnen kan worden afgeweken, indien door specifieke beoordeling aannemelijk gemaakt kan worden dat geen verhoogde kans op piping aanwezig is.

### 8.9.3.2 Beoordeling bij rivierdijken

1. Indien de kleilaag tot meer dan een meter beneden de grondwaterstand aanwezig is, zijn bomen in het achterland toelaatbaar (Figuur 8.5). De grondwaterstand dient hierbij gelijk genomen te worden aan de laagste grondwaterstand die in de afgelopen 50 jaar gedurende een aaneengesloten periode van een maand of langer is opgetreden. De grondwaterstand kan worden ingeschat op basis van beheerspeilen van het waterschap en de rivierwaterstand.
2. In andere gevallen zijn solitaire bomen en kleinere boomgroepen of -rijen toelaatbaar.
3. Grotere groepen bomen zijn niet toelaatbaar binnen de kritieke kwelweg.
4. Buiten de kritieke kwelweg worden ten aanzien van piping geen eisen gesteld. Wel dient rekening gehouden te worden met een toename van de kwel en met een toename van de kans op welvorming, al dan niet zandvoerend.
5. Van bovenstaande richtlijnen kan worden afgeweken, indien door specifieke beoordeling aannemelijk gemaakt kan worden dat geen verhoogde kans op piping aanwezig is.



Figuur 8.5 Dikte kleilaag bij bomen: indien  $d_2 > 1\text{m}$ , dan zijn bomen toegestaan

### 8.9.4 Pipingberm

De beoordeling van bomen op een pipingberm verloopt gelijk aan die voor bomen in het achterland.

Indien het gewenst is om bomen te planten op een pipingberm, terwijl dat volgens de beoordeling bij het achterland niet is toegestaan, dan kan een overhoogte worden aangebracht, zodanig dat bij ontworteling geen opbarsten zal optreden. De diepte van de ontwortelingskuil dient hierbij te worden ingeschat, afhankelijk van het soort boom.

### 8.9.5 Dijklichaam

Bomen op het onderste deel van de taluds worden beoordeeld volgens de richtlijnen bij voorland en achterland. Overigens hebben bomen op het dijklichaam geen invloed op piping.

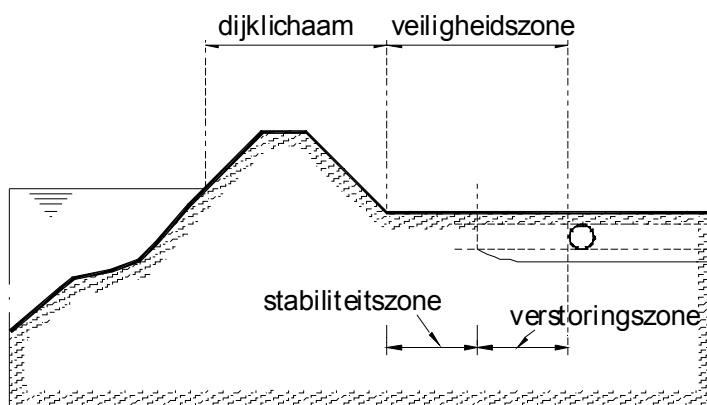
## 8.10 Piping bij pijpleidingen en doorpersingen

### 8.10.1 Algemeen

Leidingen vallen ook onder de noemer 'niet-waterkerende objecten'. Deze kunnen leiden tot kortsluitingen in afsluitende pakketten en/of geconcentreerde grondwaterstroming. Hierdoor kan de veiligheid tegen welvorming en piping afnemen. De mate waarin dit het geval is, hangt vooral af van de opbouw van de waterkeringen de ligging van de leiding ten opzichte van de waterkering. Ook kunnen welvorming en piping worden geïnitieerd door een calamiteit met de leiding zelf. Een calamiteit kan zijn leidingbreuk, opdrijven van de leiding, etc.

Bij de beoordeling van de invloed van leidingen op welvorming en piping wordt in eerste instantie gekeken of de leiding binnen de veiligheidszone van de waterkering is gelegen (zie Figuur 8.6). De veiligheidszone is opgebouwd uit de verstoringzone (de afstand tot de leiding waarbinnen ontgrondingen en verstoringen ten gevolge van lekkage, breuk of explosie kunnen optreden) en de stabiliteitszone (de breedte van de langs de waterkering gelegen terreinstrook die in verband met de stabiliteit van de waterkering ongestoord moet blijven). Bij aanwezigheid van een pipingberm komt de binnenteen van het dijklichaam verder landinwaarts te liggen waardoor de stabiliteitszone groter wordt.

Voor de berekening van verstoringzone en de stabiliteitszone wordt verwezen naar NEN 3651, hoofdstuk 5. Indien de leiding binnen de veiligheidszone ligt, dienen aanvullende eisen te worden gesteld in verband met de veiligheid van de waterkering. Zie ook het katern 'Niet-waterkerende objecten' van het VTV.



Figuur 8.6 Zonering van de waterkering

### 8.10.2 Leidingen evenwijdig aan de waterkering

De eisen waaraan leidingen evenwijdig aan de waterkering moeten voldoen, zijn afhankelijk van de zone waarin deze leidingen zich bevinden (zie ook Figuur 8.7).

Leidingen in het profiel van de waterkering (d.w.z. in het dijklichaam tussen binnen- en buitenteen) zijn in beginsel niet toegestaan. Voor uitzonderingsgevallen dient een op de specifieke situatie toegespitste onderbouwing te worden geleverd.

Voor leidingen buiten het profiel die om planologische redenen binnen de veiligheidszone niet zijn te vermijden, dient te worden aangetoond dat:



- de leidingen zijn ontworpen, berekend en uitgevoerd volgens de NEN 3650-serie [normen NEN 3650, 3651 en 3652] en de Nederlandse Praktijkrichtlijn [NPR 3659].<sup>5</sup>
- de stabiliteit van de waterkering is gewaarborgd. Opgemerkt wordt dat de controle van het mechanisme piping hier geen onderdeel van uitmaakt. Dit betreft bijvoorbeeld de invloed van de leidingen, al dan niet na een ontgroning ten gevolge van leidingbreuk of lekkage, op de weerstand van een afdekkende laag. Dit onderwerp is punt van discussie, omdat dit bij een grotere pipingzone dan stabiliteitszone tot strengere ontwerpregels kan leiden dan volgens de huidige NEN 3651. Dit aspect moet nog nader worden onderzocht en onderbouwd. In afwachting daarvan wordt voorlopig de pipingzone niet bij de bepaling van de veiligheidszone betrokken.

Afhankelijk van de ligging van de leidingen dienen eisen te worden gesteld met betrekking tot graafwerkzaamheden in verband met onderhoud of reparatie van leidingen.

### 8.10.3 Leidingkruisingen

De veiligheidszone van een waterkering kent geen begrenzing in de diepte. Hierdoor liggen leidingkruisingen per definitie in de veiligheidszone van de waterkering.

Alle kruisende leidingen moeten daarom zijn ontworpen, berekend en uitgevoerd volgens de NEN 3650 – serie [normen NEN 3650/ 3651/ 3652, inclusief de bijbehorende wijzigingsbladen] en de Nederlandse Praktijkrichtlijn [NPR 3659].<sup>4</sup> Naast eisen met betrekking tot de sterkte van de leiding zijn hierin ook eisen opgenomen met betrekking tot de noodzaak van een vervangende waterkering en de beoordeling van de geotechnische stabiliteit en piping. Tevens dienen alle kruisende leidingen te voldoen aan de regels in paragraaf B7.2 van de Leidraad Kunstwerken [TAW, 2003]. Dit betreft aanvullende voorzieningen, met name t.a.v. afsluitmiddelen.

Daarnaast mogen mechanische invloeden (krachten, verplaatsingen) buiten de invloedszone van de leiding geen effect hebben op de leiding binnen de veiligheidszone. De sterkteberekening van de leiding geldt derhalve een bredere zone (zie [NEN 3651] art. 4.3).

Voor de beoordeling van leidingkruisingen is het van belang om onderscheid te maken in de ligging van de leidingkruising ten opzichte van de waterkering.

#### 8.10.3.1 Leidingkruisingen met een verhoogde ligging ter plaatse van de waterkering

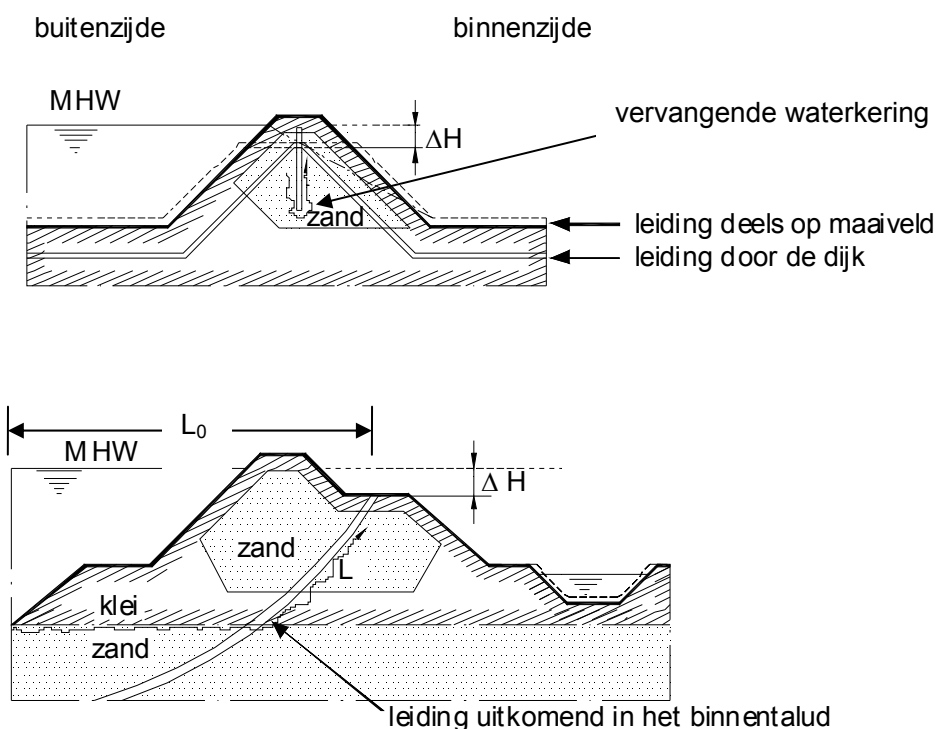
Dit zijn vooral de conventionele leidingkruisingen die zijn of worden aangelegd in open ontgravingen of met behulp van doorpersingen. Binnen dit hoofdtype wordt onderscheiden tussen (zie Figuur 8.7):

- a) In gebruik zijnde pijpleidingen die niet door middel van horizontaal gestuurde boring zijn aangelegd
  - opgenomen in het dijklichaam (dit is het meest voorkomende geval)
  - gedeeltelijk of geheel op het maaiveld gelegen. Dit is in beginsel geen acceptabel ontwerp, omdat gebruikelijk een minimale gronddekking wordt vereist [NEN 3651]. In de praktijk komen zulke kruisingen toch wel voor, met name bij tijdelijke leidingen.
- b) In gebruik zijnde pijpleidingen die zijn aangelegd middel van horizontaal gestuurde boring (HDD = Horizontal Directional Drilling):

---

5. De door de Provincie Zuid Holland opgestelde Pijpleidingencode PLC geldt niet voor ontwerpen, maar kan wel worden gebruikt bij de toetsing.

- horizontaal gestuurde boring (HDD = Horizontal Directional Drilling), intredend in het binnentalud van de waterkering; de leiding wordt vanaf de binnenzijde richting buitenzijde geboord. Ook dit is in beginsel geen acceptabel ontwerp, vanwege het 'blow out' gevaar bij het boren van de leiding. Niettemin komen zulke kruisingen wel voor. Denkbaar is dat bij sterk overgedimensioneerde dijken, waarbij een lokale verstoring van het dijkprofiel tijdens het boorproces geen onbeheersbaar gevaar vormt of in kwelgevoelige gebieden, zo'n oplossing wordt toegestaan. Een en ander uiteraard ter beoordeling van de dijkbeheerder.



*Figuur 8.7 In de praktijk voorkomende leidingkruisingen. (De niet afgedekte leiding moet worden gezien als een tijdelijke oplossing; hiervoor geven de NEN normen geen eisen. De in het binnentalud uitkomende geboorde leiding moet wel aan specifieke uitvoeringseisen voldoen. Bovendien moet het intredepunt boven het MHW, vermeerderd met de te verwachten zettingen liggen.)*

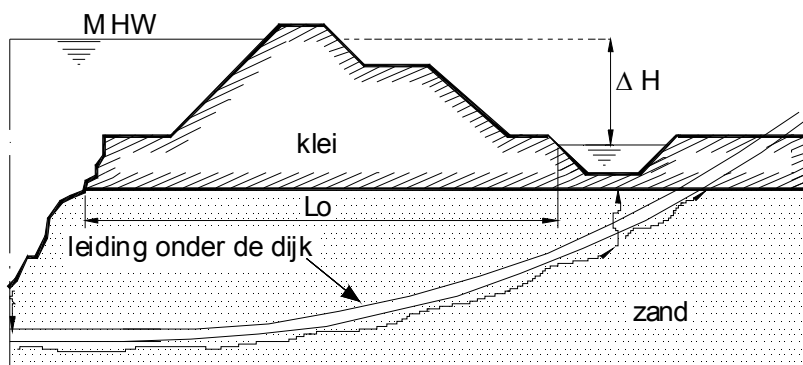
Indien een vervangende waterkering (damwand of kistdam) is toegepast, zoals vaak wordt vereist bij kruisingen die nergens boven MHW komen, zal piping in veel gevallen geen rol spelen.

Indien dit niet het geval is, d.w.z. er hooguit sprake is van een kwel scherm en/of een kleikist, zal de weerstand tegen piping meer in detail moeten worden beoordeeld. Het te keren verval wordt in belangrijke mate bepaald door de hoogteligging van het uittreepunt. Voor de toe te passen methoden wordt verwezen naar het onderdeel 'kunstwerken' (par. 6.3).

### 8.10.3.2 Diepgelegen leidingkruisingen

Dit betreft meestal horizontaal gestuurde boringen, die worden aangelegd volgens de methode HDD (Horizontal Directional Drilling, (zie Figuur 8.8). Hierbij dient gecontroleerd te worden of mogelijke alternatieve kwelwegen een verkorting van de kwelweg in de

ongestoorde (d.w.z. zonder pijpleiding) situatie geven. Aanbevolen wordt om de methode Lane toe te passen. Voor deze situatie blijft het kritieke verval gelijk aan dat in de oorspronkelijke situatie zonder pijpleiding. Zie [NPR 3659 / NEN 3651].



Figuur 8.8 Diep gelegen leidingkruising

De detaillering van de doorvoer van de leiding door de afdekkende laag is van groot belang. Indien in de oorspronkelijke situatie de veiligheid tegen piping wordt bewerkstelligd door een afdekkende laag, is een waterdichte doorvoer of een filterconstructie voorwaarde voor het handhaven van de oorspronkelijke veiligheid.

#### 8.10.4 Overige aanbevelingen

Indien door falen van de leiding (leidingbreuk) de weerstand tegen piping kan afnemen, dienen ook deze situaties te worden gecontroleerd. Veiligheidshalve wordt aanbevolen om ook bij deze controle in eerste instantie uit te gaan van MHW. Bij diep gelegen leidingen zullen ontgrondingen als gevolg van leidingbreuk overigens veelal ofwel niet ofwel op voldoende afstand van de waterkering optreden.

Tijdens het beheer dient men beducht te zijn voor een mogelijk groter effect van een plaatselijke onderbreking in een afdekkende laag op het voorland, indien dit nabij een leidingkruising optreedt. Via de leidingkruising kan hier namelijk een maatgevende kwelweg ontstaan.

Bij de kwelproblematiek dienen tevens de bij de uitvoering geconstateerde problemen te worden betrokken (bijvoorbeeld het ontstaan van scheuren in de dijk of het maaiveld tijdens het boorproces), alsmede gegevens die zijn vrijgekomen bij werkzaamheden aan de leiding.

#### 8.11 Richtlijnen voor het beheer

Het beheer van een waterkering is gericht op het instandhouden van het waterkerend vermogen. In de meeste gevallen zal het benodigde waterkerende vermogen min of meer nauwkeurig zijn omschreven middels de ontwerp- of toetsuitgangspunten. Het ontwerp is er dan op gericht dat deze uitgangspunten in stand blijven.

Algemene aandachtspunten voor het beheer, met betrekking tot piping, zijn:

- ontgravingen en erosie van oevers en voorland;
- bebouwing;

- beplanting;
- perforaties van kleilagen door andere activiteiten.

Indien geen ontwerpuitgangspunten bekend zijn, dienen deze aspecten in vrij brede stroken binnen- en buitendijks gevolgd te worden. Als wel ontwerpuitgangspunten bekend zijn, dan kan de breedte van die stroken vrij nauwkeurig worden vastgesteld.

Naast de algemene aandachtspunten kunnen specifieke aandachtspunten zijn, indien bij het ontwerp- of de toetsing aanvullende uitgangspunten zijn aangehouden.

Op de genoemde aspecten wordt verder ingegaan.

## 8.11.1 Ontgravingen en erosie

Door ontgravingen of erosie buitendijks kan de kwelengte afnemen. Het gevaar voor piping neemt hierdoor onmiddellijk toe. Ontgravingen binnen de voorlandbreedte die in de ontwerp- of toetsingsberekeningen in rekening is gebracht, zijn alleen toegestaan als een voldoende waterdichte kleilaag overblijft, of opnieuw wordt aangebracht.

Door ontgravingen binnendijks kan:

- opbarsten optreden waar dat eerder niet het geval was;
- het verval toenemen.

Ontgravingen in een pipingberm zijn vanzelfsprekend niet toegestaan. Bij andere ontgravingen zal een nieuwe beoordeling op piping moeten plaatsvinden. Dit geldt ook voor ontgravingen binnendijks van een pipingberm.

## 8.11.2 Bebouwing

Bebouwing op zich heeft geen invloed op piping, voor zover de bebouwing inclusief fundering buiten het ontwerp-profiel blijft. Het grootste aandachtspunt bij bebouwing zijn funderingspalen en nutsvoorzieningen. Funderingspalen kunnen in sommige omstandigheden worden toegestaan. Met name indien een klei- of veenlaag met een dikte van enkele meters of meer aanwezig is. Aan het type palen moeten altijd eisen worden gesteld: de palen moeten over de gehele lengte goed contact met de grond hebben. Als is vastgesteld dat binnendijks geen opbarsten optreedt, dan kan langs de palen toch een kwelweg gevormd worden. Een nadere beschouwing is dan nodig. Als in de beoordeling op piping al rekening is gehouden met een verticale kwelweg, dan zullen de palen de ontwerpsituatie niet verslechteren.

Nutsleidingen die worden aangelegd binnen de kritieke kwelweglengte, of waarvan een ontgrondingszone daarbinnen kan komen vormen een potentiaal gevaar voor piping. Een lekkend riool bijvoorbeeld, kan een geheel onzichtbare kwelweg veroorzaken. Dergelijke leidingen dienen volgens de NEN 3650/3651/3652 ontworpen te worden.

De controle op het gebruik van grond rond woningen is meestal moeilijk. Dit kan dan ook een belangrijke reden zijn om geen bebouwing binnen een pipingzone toe te staan. Als het onvermijdelijk is, is het aan te raden rekening te houden met kleinere ontgravingen in verband met de aanleg van tuinen en dergelijke. Goede afspraken met de bewoners/gebruikers zijn onontbeerlijk.

## 8.11.3 Beplanting

De invloed van bomen nabij een dijk, op het waterkerend vermogen, hangt altijd deels af van de staat waarin de boom zich bevindt. Door de wijze van planten en door het onderhoud kan

hierop invloed worden uitgeoefend. Hier worden slechts enkele hoofdzaken globaal aangegeven. Aanbevolen wordt om bij het opstellen van een beplantingsplan of een onderhoudsplan een deskundige op dit gebied te raadplegen.

#### 8.11.4 Nieuwe beplanting

Het is van belang de omstandigheden bij het planten zodanig te kiezen, dat de boom en met name de wortels, zich gedurende zijn gehele levensduur optimaal kan ontwikkelen. Hiervoor zijn de volgende aspecten van belang.

- Het gebied waarin de wortels komen te groeien dient gelijkmatig en niet al te zeer verdicht te zijn. De groei van de wortels zal verminderen zodra deze meer verdichte grond tegenkomen. Dit is met name van belang bij beplanting op berm. In de meeste gevallen zal een berm bij aanleg goed verdicht worden, waarna voor de boom een plantgat wordt aangebracht. De beworteling zal zich dan voornamelijk beperken tot dit plantgat. Indien dit niet voldoende is voor de betreffende boom, bestaat een verhoogde kans op ontwortelen. Dit kan worden voorkomen door het bermmateriaal minder te verdichten. Ter compensatie van het gewicht zal mogelijk een iets verhoogde aanleghoogte aangehouden moeten worden.
- De afstand tussen bomen onderling, dient zodanig gekozen te worden dat de bomen voldoende ruimte hebben om uit te groeien. Indien dit niet het geval is, zullen de bomen op gegeven moment uitgedund moeten worden. De overgebleven bomen hebben dan een beperkte wortelkluit en bovendien een verhoogde windbelasting. De kans op ontworteling is dan groter.
- Het soort boom dient te zijn afgestemd op de lokale omstandigheden als grondsoort, grondwaterstand en overstromingen.

#### 8.11.5 Beheer

In de richtlijnen voor bomen, paragraaf 8.9, is ervan uitgegaan dat uitsluitend gezonde bomen voorkomen in de zone die voor piping van belang is. De volgende richtlijnen voor beheer zijn daarom in alle gevallen van toepassing:

- zieke bomen dienen te worden verwijderd;
- bomen die vanwege de lokale omstandigheden zoals de grondsoort of grondwaterstand niet optimaal kunnen uitgroeien dienen te worden verwijderd;
- in alle gevallen dienen de wortels te worden verwijderd van bomen die zijn afgestorven of die vanwege andere redenen zijn verwijderd;
- bij forse snoei van een boom zal een deel van het wortelstelsel kunnen afsterven. In verband met de waterkeringtechnische eisen is dit ongewenst. Door regelmatig te snoeien kan dit worden voorkomen.

#### 8.11.6 Perforaties van de kleilaag

Perforaties van de kleilaag, zowel binnen- als buitendijks, moeten worden voorkomen. Indien het onvermijdelijk is, bijvoorbeeld voor het uitvoeren van grondonderzoek of de aanleg van kabels of leidingen, dient de kleilaag weer adequaat hersteld te worden.

#### 8.11.7 Specifieke aandachtspunten

Specifieke aandachtspunten hebben betrekking op specifieke maatregelen of voorwaarden voor het beheer, die in het ontwerp zijn opgenomen. Hierbij kan gedacht worden aan:

- filterconstructies en
- voorwaarden voor de binnenwaterstand.

# Deltares

## 9 Grondonderzoek en schematiseren ondergrond

### 9.1 Inleiding

Voor grondmechanische toetsingen van dijken of kunstwerken zijn schematiseringen nodig van de kenmerken van de dijk en de ondergrond of de kenmerken van het kunstwerk (afmetingen, wel/geen kwelschermen, op staal/palen gefundeerd, et cetera) en de ondergrond, voor zover die van belang zijn voor het (de) te toetsen faalmechanisme(n).

De te kiezen schematiseringen voor toetsingen op opbarsten en piping hangen af van verschillende factoren. De toetsingen worden uitgevoerd met behulp van rekenmodellen. Dat betekent dat de schematiseringen uiteindelijk in elk geval de grootheden moeten opleveren die als invoer voor die berekeningen kunnen worden gebruikt. Maar, de opbouw van de dijk of het kunstwerk en de opbouw van de ondergrond zijn mede bepalend voor de keuze van rekenmodellen die gebruikt gaan worden. Er kunnen, bijvoorbeeld, kwelschermen aanwezig zijn. In dat geval wordt een ander rekenmodel gekozen dan wanneer die niet aanwezig zijn. Of, aan de binnenzijde van de waterkering kan bij het uittreepunt een cohesieve deklaag aanwezig zijn, of een deklaag van niet samenhangend materiaal (zand of ander goed doorlatend materiaal). In het eerste geval zal op opbarsten moeten worden gecontroleerd en in het laatste geval op overschrijden van een kritieke uitstroomgradiënt. Voor wat de ondergrond betreft kunnen we te maken hebben met verschillende zandlagen of met een typische opbouw van de zandlaag. Deze kunnen van invloed zijn op het (de) te kiezen rekenmodel(en). Zo zal ook een zandlaag die vrij homogeen is anders gemodelleerd worden dan een zandlaag met grote interne contrasten in de doorlatendheid en daar hoort een andere variant van het rekenmodel voor piping bij.

Het schematiseren begint met een eerste ruwe verkenning van de situatie, om na te gaan welke aan piping gerelateerde mechanismen een rol zouden kunnen spelen en dus van belang zijn voor de toetsing (of het ontwerp van een dijkversterking). De verkenning moet antwoord geven op vragen zoals (niet uitputtend):

- Hoe is de (globale) opbouw van de dijk of het kunstwerk en de aansluiting ervan aan of in de (onder)grond eromheen?
- Zijn er zandlagen in de ondergrond aanwezig die (mogelijk) in verbinding staan met het buitenwater (rivier, zee of meer)?
- Zijn er deklagen aanwezig in voor- en/of achterland en wat zijn dikten en samenstellingen?
- Hoe zit, naar verwachting, het systeem van grondwaterdrukken en grondwaterstromingen in de verschillende grondlagen (de geohydrologische karakterisering) in elkaar?
- De aard en mate van variabiliteit van de ondergrondopbouw in de lengterichting van de dijk.

Op grond van zo'n eerste verkenning wordt een eerste beeld verkregen van de opbouw van waterkering, de (onder) grond voor, onder en achter de waterkering en de geohydrologische karakterisering. Mogelijk is dat, gegeven de beschikbare informatie, niet een eenduidig beeld en zijn er verschillende mogelijkheden, waar rekening mee gehouden moet worden bij het vervolgonderzoek. In elk geval kan nagegaan worden of en welke aan piping gerelateerde mechanismen mogelijk een rol zouden kunnen spelen. Daarmee kan ook besloten worden welke rekenmodellen relevant zijn voor controle op die mechanismen en dit is richtinggevend voor het verder inwinnen van informatie over ondergrondopbouw en grondparameters.

De volgende stappen zijn gericht op het achterhalen van gedetailleerder informatie en de verdere schematiseringen.

Zowel de eerste ruwe verkenning als de latere stappen om gedetailleerder informatie te achterhalen leiden niet noodzakelijk tot eenduidige schematiseringen en parameterwaarden voor de verschillende rekenkundige analyses van opbarsten, piping, heave et cetera. Wanneer dit het geval is zal rekening gehouden moeten worden met verschillende scenario's. Dat wil zeggen, verschillende schematiseringen, die op grond van de beschikbare informatie alle mogelijk zijn (of niet uitgesloten kunnen worden). Het is dan onzeker welke van de mogelijk van toepassing zijnde schematiseringen gebruikt moeten worden in de berekeningen. Hoe met deze schematiseringonzekerheden omgegaan kan worden, wordt beschreven in het Technisch Rapport Grondmechanisch Schematiseren bij Dijken (TRGS <sup>6</sup>) [ENW 2011]). Daarin is de schematiseringanalyse van de rekenmodellen voor opbarsten en piping bij dijken goed uitgewerkt. Maar ook voor andere rekenmodellen is de denkwijze indicatief. Echter, er zal uiteindelijk één schematiseringkeuze, meer conform gebruik in de huidige praktijk, plaats moeten vinden. De denkwijze van de in het TRGS beschreven schematiseringanalyse is daarbij wel bruikbaar, want die is immers ontwikkeld als hulpmiddel bij het maken van zo'n keuze, maar het recept om schematiseringfactoren af te leiden niet. In het TRGS worden handvatten gegeven om de afweging te maken of het nodig of zinvol is onzekerheden te reduceren door aanvullend (grond)onderzoek, of te verdisconteren in een conservatieve(r) schematiseringkeuze of, althans voor de mechanismen opbarsten en piping onder dijken, via een schematiseringfactor.

## 9.2 Eerste schematiseringstap

Schematiseren begint dus met het vormen van een globaal beeld van een dijk of kunstwerk zelf en ondergrond in de omgeving ervan, om te beoordelen welke processen en faalmechanismen een rol (kunnen) spelen. Hiervoor zal doorgaans gebruik gemaakt worden van informatie die al beschikbaar is, zoals:

- Terreininformatie (dijk, voor- en achterland). Bijvoorbeeld:
  - Topografische kaarten;
  - Actueel Hoogtebestand Nederland (AHN) gegevens;
  - Eventueel Google Earth beelden, luchtfoto's, of LIDAR beelden;
  - Terreinspectie;
  - Locale metingen (maaiveld, toplaag boringen etc.).
- Gegevens over ondergrondopbouw en grondeigenschappen, zoals:
  - Bestaande inventarisaties over grondopbouw (geologische kaarten en profielen, geotechnische profielen);
  - Specifieke gebiedservaringen betreffende voorkomens van verschillende typen grondlagen en formele kennis over systematiek en karakteristieken van de lagen in de ondergrond in het gebied (aardwetenschappen);
  - Voor zover van toepassing, de VNK 2 database over de ondergrond van primaire waterkeringen in Nederland met grondopbouw scenario's en parameterwaarden voor pipingberekeningen;
  - Metingen in situ bij de waterkering zelf en in de omgeving ervan (sonderingen, geofysische technieken);

---

<sup>6</sup> TRGS: Calle, E.O.F. & Van der Meer, M. (2011): *Technisch Rapport Grondmechanisch Schematiseren bij Dijken*. Deltares rapport 1001411-010-GEO-0001-r-TRGS, Deltares, Delft, 119 pp. Nog als ENW publicatie uit te geven.

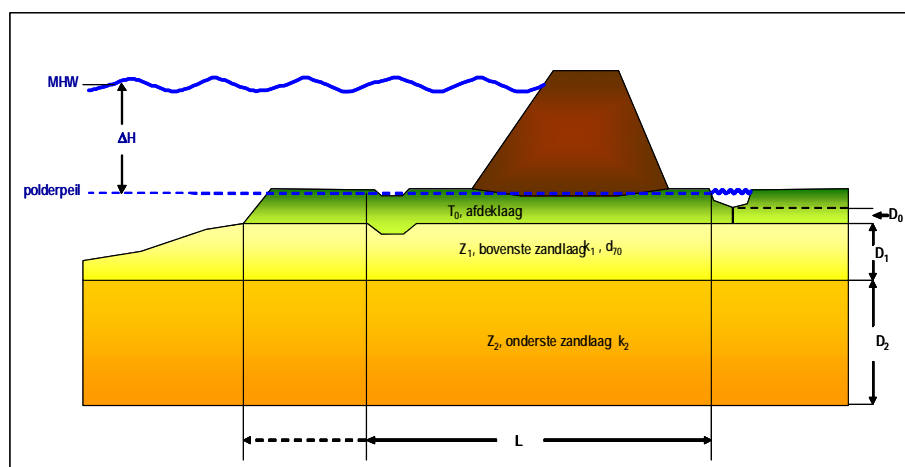


- Grondsoortbeschrijving (zand, veen klei en dergelijke) van monsters uit boringen rond de waterkering en in de omgeving ervan (met name boorbeschrijvingen in DINO<sup>7</sup>, de TNO database met grondgegevens van Nederland);
- Informatie over maatgevende rivier-, zee- of meerpeilen en binnenwaterstanden (open water/slootpeilen, grondwaterstanden).

Aan de hand van deze informatie kan een eerste beeld worden gevormd over de opbouw van dijk of kunstwerk, de ondergrond en geohydrologische karakteristieken, waarmee nagegaan kan worden of opbarsten en piping, of hier aan verwante faalmechanismen, voor de beschouwde strekking van de dijk, of voor een waterkerend kunstwerk, relevante faalmechanismen zijn. Indien dat het geval is worden de (reken)modellen geselecteerd die geschikt zijn om op deze faalmechanismen te toetsen. De volgende stappen zijn erop gericht de verder voor deze rekenmodellen benodigde gegevens in te winnen.

### 9.2.1 Piping bij dijken

Uit de eerste schematiseringstap moet volgen of binnen een beschouwde dijkstrekking een of meer locaties voor kunnen komen, waar de opbouw van dijk en ondergrond potentieel pipinggevoelig is. Dat wil zeggen een situatie waarin onder de dijk een watervoerende zandlaag aanwezig is, die aan de buitenzijde van de dijk in verbinding staat met het buitenwater (intreepunt), en waarin aan de binnenzijde van de dijk kwel naar het maaiveld (uittreepunt) afgevoerd kan worden. Zo'n situatie is schematisch weergegeven in Figuur 9.1.



Figuur 9.1 Schematisering voor opbarsten en piping

Doorgaans is een watervoerende zandlaag, indien aanwezig, aan de binnenzijde van de dijk afgedekt door een deklaag, die of samenhangend en slecht doorlatend is of waardoorheen kwelwater uit de zandlaag naar het maaiveld kan afstromen. In het eerste geval is opbarsten van de deklaag een noodzakelijke voorwaarde voor het ontstaan van piping. In het tweede geval is overschrijden van de kritieke verticale stromingsgradiënt in de deklaag een noodzakelijke voorwaarde voor het ontstaan van piping; dit mechanisme zullen we verder aanduiden als heave. Wanneer aangetoond kan worden dat opbarsten en heave van de

7. Vanaf 2013 zal er een Basis Registratie Ondergrondgegevens (BRO) beschikbaar zijn. Overheden zijn vanaf die datum verplicht de resultaten van grondonderzoek beschikbaar te stellen voor opname in dit bestand. Bestaande landelijke bestanden zoals DINO (TNO) en BIS (Alterra) worden hierin opgenomen.

deklaag met voldoende zekerheid uitgesloten kan worden, dan is een nadere controle op piping van de watervoerende zandlaag niet meer van belang.

Belangrijkste parameters voor het mechanisme piping in een watervoerende zandlaag zijn de lengte van de kwelweg (de afstand tussen intredepunt en uittredepunt), de doorlatendheid van de zandlaag en de korrelgrootte van het zand bovenin de zandlaag.

Voor het opstellen van een plan voor het inwinnen van informatie ten behoeve van de verdere schematisering worden ruwe berekeningen gemaakt. Doel hiervan is het bepalen welke additionele informatie nodig is voor de volgende schematiseringstap. Wanneer, bijvoorbeeld, op grond van ruwe aannamen, op basis van de al beschikbare informatie en/of beoordeling door een deskundige die bekend is met de lokale omstandigheden, bij voorbaat een sterk vermoeden bestaat dat opbarsten of heave niet op zullen treden bij de maatgevende hoogwaterstand, dan heeft het niet zoveel zin de inspanning te richten op het nauwkeurig achterhalen van de parameters voor een controle op piping.

Voor een controle op opbarsten zijn van belang de waterspanning in de zandlaag bij de maatgevende buitenwaterstand en het gewicht van de deklaag. Hierbij kunnen we, als eerste ruwe schatting uitgaan van een stijghoogte in de zandlaag die gelijk is aan de buitenwaterstand, een geschatte minimaal aanwezige dikte van de deklaag en een voorzichtig (dus laag) geschat volumegewicht van de deklaag. Wanneer blijkt dat bij deze aannamen de veiligheid tegen opbarsten al voldoende verzekerd is, dan kan het inwinnen van informatie voor de volgende schematiseringstap beperkt zijn en er in eerste instantie op gericht te verifiëren dat overall langs de dijkstrekking aan deze aannamen wordt voldaan. Voor doorlatende deklagen bestaat een soortgelijke analyse uit een ruwe beoordeling van de verticale stromingsgradiënt in de deklaag:  $(\text{stijghoogte} - \text{maaiveldhoogte})/\text{dikte deklaag} > i_c$ , waarin  $i_c$  de kritieke gradiënt is).

Wanneer niet aannemelijk is dat opbarsten of heave geen rol zullen spelen, dan moet ook op piping van de watervoerende zandlaag (of zandlagen) gecontroleerd worden.

Voor een eerste controle of een zandlaag gevoelig is voor piping, kan gekeken worden naar het quotiënt van de lengte van de kwelweg en het verval van de waterstand over de dijk in de maatgevende situatie (buitenwaterstand minus binnenwaterstand of maaiveld). Is die verhouding erg groot, bijvoorbeeld groter dan 45, dan is er geen piping probleem, ook al is de veiligheid tegen opbarsten en heave onvoldoende verzekerd. In dat geval zou bij het inwinnen van aanvullende informatie volstaan kunnen worden met het verifiëren dat overall langs de dijkstrekking de lengte van de kwelweg voldoende groot is.

De lengte van de kwelweg is de afstand tussen in- en uittredepunt. De plaats van het intredepunt ligt bij schaaldijken bij de teen van het buitentalud van de dijk. Wanneer in het voorland een deklaag aanwezig is mag een deel van het voorland meegerekend worden bij het bepalen van de kwelweg. Bepalend hiervoor zijn, naast de dikte van de afdeklaag, de aanwezigheid en diepte van sloten, aangelegde laagtes en met zand, puin of met ander doorlatend materiaal opgevulde afgravingen. Waar het voorland breed is en er geen aantasting van de toplaag is kan een indicatie van de afstand van het intredepunt tot teen van het buitentalud van de dijk worden vastgesteld op basis van benaderende berekeningen. Voor een aantal klassen van de dikte van de afdeklaag is een eerste (veilige) indicatie van de afstand:

- 10 m als de afdeklaag (binnen die afstand) overal 0,5 – 1 m dik is
- 30 m als de afdeklaag overal 1 – 2 m dik is en het voorland meer dan 50 m breed is
- 90 % van de breedte van het voorland als de dikte van de afdeklaag meer dan 2 m is.

Bij aanwezigheid van greppels, sloten, afgravingen, met puin gevulde afgravingen, en dergelijke is de eventuele overblijvende dikte bepalend. De genoemde afstanden gelden mits ze binnen de keurgrens vallen (en de keur gehandhaafd wordt).

Wanneer bij de eerste schematiseringstap geen informatie aanwezig is over diktes van de deklaag in het voorland, of geen informatie over greppels, afgravingen enz., dan moet het intredepunt bij de teen van het buitentalud van de dijk worden gekozen.

Het uittredepunt wordt, naast de stijghoogte in het watervoerende zandpakket, bepaald door de lokale aanwezigheid, dikte en het gewicht van de deklaag aan de binnenzijde van de dijk. De aanwezigheid van sloten is doorgaans bepalend voor de ligging van het uittredepunt. Bij sloten is de afdeklaag veel dunner of afwezig en sloten zijn eventueel een rechtstreekse uitstroomopening voor ondergrondse kanaaltjes, waardoor meegevoerde zand niet omhoog hoeft te stromen. Algemeen wordt aangenomen dat de stijghoogte gradiënt direct achter de waterkering het hoogst is. Bij afwezigheid van sloten of een andere aanmerkelijke diktevariatie van de afdeklaag, is de binnentee van de dijk de meest voor de hand liggende maatgevende opbarstlocatie en dus uittredepunt. Indien een (piping)berm aanwezig is, is dat de teen van deze berm (maar later moet dan gecontroleerd worden of de berm voldoende veilig tegen opbarsten is). Voor heave gelden dezelfde overwegingen.

Naarmate zulke ruwe analyses voor de dijkstrekking, of delen ervan, nog geen uitsluitel geven, is meer informatie nodig om gedetailleerder controleberekeningen te kunnen maken. Het inwinnen van benodigde informatie voor de vervolgstap bij het schematiseren is dus in hoge mate afhankelijk van de uitkomsten van de eerste ruwe berekeningen aan de hand van informatie en beoordelingen door terzake deskundigen uit de eerste stap. In het volgende zullen we er van uitgaan dat voor de vervolgstap van de schematisering zowel informatie nodig is voor opbarsten of heave en pipinganalyses.

Voor opbarsten en heave analyses gaat het dan enerzijds om gegevens waarmee waterdrukken in de watervoerende zandlaag ter plaatste van het uittredepunt (of mogelijke uittredepunten) bepaald kunnen worden. Anderzijds om de dikte en het gewicht van de binnendijkse deklaag te bepalen. Hierbij kan variabiliteit in de lengterichting van de dijk een belangrijke rol spelen. De eerste schematiseringstap geeft mogelijk al indicaties omtrent de te verwachten variabiliteit, zodat daar bij het opzetten van grondonderzoek rekening mee gehouden kan worden.

Voor de feitelijke pipinganalyses wordt bij dijken en kunstwerken in principe gebruik gemaakt van het (gemodificeerde) rekenmodel van Sellmeijer. Belangrijke parameters hierin zijn, naast de kwelweglengte, de dikte en doorlatendheid van de zandlaag, en de korreldiameter in het bovenste deel van de zandlaag.

Vaak is de zandlaag niet homogeen en kunnen deellagen waaruit die opgebouwd is grote contrasten in doorlatendheid vertonen. In Figuur 9.1 is als voorbeeld een zandpakket met twee deellagen weergegeven. In dat geval is gebruik van het numerieke rekenmodel van Sellmeijer te verkiezen, waarbij de opbouw van het pakket van deellagen en de bijbehorende doorlatendheden een belangrijke set invoerparameters is.

Soms zijn bij dijken kwelschermen aanwezig, die tot doel hebben de kwelweg te verlengen en daarmee het mechanisme van terugschrijdende erosie te elimineren. In dat geval moet getoetst worden op opbarsten of heave.

Kortom, de eerste schematiseringstap dient om na te gaan welke mechanismen mogelijk een rol spelen en welke rekenmodellen van toepassing zijn waarvoor ten behoeve van de vervolgstappen van de schematisering informatie moet worden ingewonnen.

Niet altijd zal de beschikbare informatie al een eenduidig beeld geven en zijn verschillende scenario's mogelijk. Bij het opstellen van een plan voor het verder inwinnen van informatie moet hiermee rekening gehouden worden. Nader (grond)onderzoek kan dan ook tot doel hebben 'ongunstige scenario's' uit te sluiten of voldoende onaannemelijk te maken.

## 9.2.2 Piping en heave bij kunstwerken

Het opstellen van eerste schematiseringen bij kunstwerken gaat grotendeels analoog aan het schematiseren bij dijken. Behalve de aansluiting aan de ondergrond vergt ook de aansluiting aan het dijklichaam speciale aandacht. Specifiek voor onder- en achterloopsheid bij kunstwerken is de kwelweg analyse, die zicht moet geven op de mogelijke kwelwegen onder en langs (en soms een combinatie van beide) het kunstwerk. Dit gegeven de mogelijkheden van de bodemopbouw die volgen uit de beschikbare informatie over bodemopbouw en gegevens over het kunstwerk zelf (zoals aanwezigheid van kwelschermen, aansluitschermen, et cetera). Ook hier dient te eerste schematiseringstap om na te gaan aan welke informatie in de vervolgstappen verder ingewonnen moet worden.

Een verschil met dijken is dat de strekkingslengte bij kunstwerken relatief kort is, waardoor ruimtelijke variabiliteit in de lengterichting van de waterkering niet leidt tot het zoeken naar mogelijke 'ongunstigste' dwarsdoorsneden ten aanzien van de ondergrondopbouw. Inwinnen van gedetailleerde informatie over de opbouw van de ondergrond bij kunstwerken heeft dus veel meer het karakter van lokaal grondonderzoek.

## 9.3 Vervolgstappen schematisering

De eerste schematiseringstap voor controle op piping en gerelateerde mechanismen moet een eerste globale inzicht in de opbouw van de ondergrond, mogelijk hierin voorkomende zandlagen, stromingsprocessen en waterdrukken. Globale analyses met deze informatie leiden mogelijk al tot uitsluitel over het wel of niet kunnen optreden van erosie van een watervoerende zandlaag onder een dijk of kunstwerk, of in elk geval tot specifieke informatie vragen voor de vervolgstap. Die kunnen zeer divers zijn, zoals het nagaan of overal in de dijkstrekking voldaan is aan premissen, op grond waarvan piping kan worden uitgesloten, zoals:

- een watervoerend zandpakket staat niet in contact met het buitenwater. Dit kan bijvoorbeeld geverifieerd worden door responsmetingen;
- de binnendijkse deklaag is overal in de dijkstrekking zwaar of dik genoeg om opbarsten of heave uit te sluiten (dit is te verifiëren door metingen van dikte en samenstelling van de deklaag);
- de stijghoogte in watervoerende zandlaag ter plaatste van potentiële uittredepunten kan nergens tot opbarsten of heave leiden (bijvoorbeeld te verifiëren door responsmetingen of geohydrologische berekeningen. Het laatste houdt dan in dat in het vervolgonderzoek gegevens voor die geohydrologische berekeningen moeten worden ingewonnen);

- de lengte van de kwelweg is overal lang genoeg om piping uit te sluiten (onderzoek van mogelijke intrede en uittredepunten, van dikte, samenstelling en ononderbrokenheid van deklaag in voorland en achterland);
- et cetera.

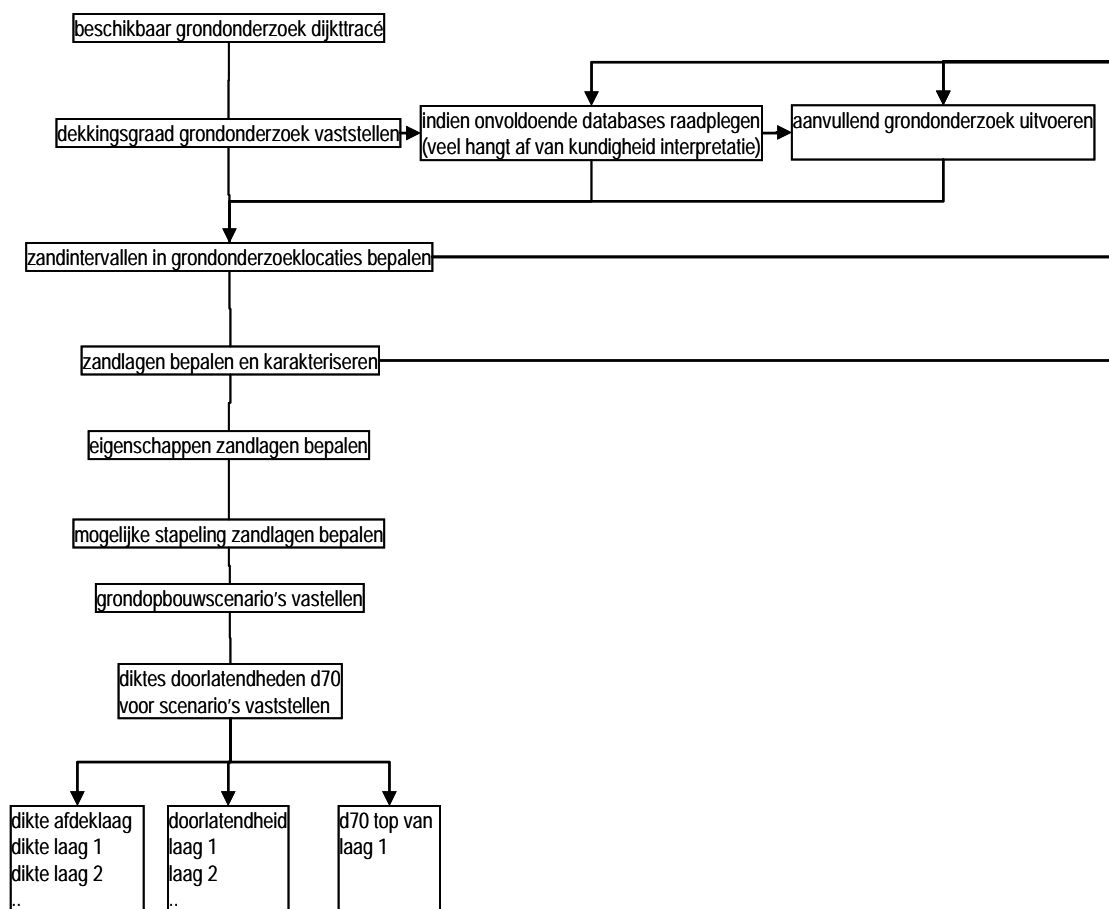
Wanneer de eerste schematiseringstap de noodzaak tot gedetailleerde(r) pipinganalyses aangeeft, zal de vervolgstap gericht moeten zijn op het goed in kaart brengen van het voorkomen van zandlagen en het inwinnen van zandeigenschappen die voor pipinganalyses van belang zijn. In de volgende paragrafen wordt hier nader op ingegaan en worden indicaties gegeven van benodigde grondonderzoek. Bij de opzet is gedacht aan dijktracés van enkele kilometers.

#### **9.4 Schematiseren van ondergrondopbouw, in het bijzonder watervoerende zandlagen**

De lengte van een te toetsen dijktracé is vaak 10 kilometer of langer. Belangrijk doel van de aanpak via een eerste globale en vervolgens gedetailleerder schematiseringstappen is om in een vroeg stadium na te gaan waar in het tracé lokale ondergrondopbouw nauwkeurig moet worden onderzocht en waar dat minder van belang is. In het volgende gaan we uit van strekkingen waar een gedetailleerd beeld van de opbouw van de ondergrond nodig is en waarbij de piping analyse wordt uitgevoerd met de (gemodificeerde) regel van Sellmeijer (of de numerieke variant).

In de vervolgstap wordt de diepteligging en de aard van het zand van de zandlagen in de ondergrond vastgesteld op basis van grondonderzoek, lokaal en/of in de bredere omgeving. Reeds gecompileerd grondonderzoek (kaarten, geotechnische profielen en dergelijke) kunnen daarbij snel overzicht en richting geven. In Figuur 9.2 is een overzicht gegeven van de opzet en de verschillende activiteiten en deelstappen.

Ook de gedetailleerder schematiseringstap leidt niet noodzakelijk tot één beeld van de ondergrondopbouw, maar tot verschillende mogelijke scenario's. Afhankelijk van de (verwachte) invloed ervan op de uitkomst van piping analyses, kan besloten worden ongunstige scenario's verder uit te sluiten door nog gedetailleerder grondonderzoek, of deze onzekerheid (voorlopig) te accepteren en met de scenario's de schematiseringanalyse voor opbarsten en piping (conform het Technisch Rapport Grondmechanisch Schematiseren bij Dijken [ENW, 2011]) in te gaan.



Figuur 9.2 Schematisch overzicht van de activiteiten bij het schematiseren van de ondergrondopbouw

De opbouw van (watervoerende) zandlagen is een belangrijk gegeven voor de piping analyses. Vaak is sprake van stapeling van verschillende zandeenheden, waardoor er doorlatendheidscontrasten zijn, die de grondwaterstroming sterk kunnen beïnvloeden. Men staat dan voor de keuze om óf het pakket als één laag te schematiseren, met één pakketdoorlatendheid, óf de verschillende deellagen in de schematisering mee te nemen. Afhankelijk van die keuze wordt bij de pipinganalyse gerekend met óf de pipingformule van Sellmeijer, óf een analyse met het numerieke model, waarin deellagen met elk een eigen doorlatendheid meegenomen kunnen worden. Dit heeft dan uiteraard ook gevolgen voor de wijze waarop doorlatendheden moeten worden geschat.

- 9.4.1 Werkwijze bij het modelleren van watervoerende zandlagen (zandpakketten) bij dijken
- Bij het in kaart brengen van zandlagen of zandpakketten in een dijktracé op basis van boringen en sonderingen kan men de volgende werkwijze hanteren:
- 1 Het inventariseren zandintervallen in beschikbare boorgegevens;  
De resultaten hiervan worden gebruikt om boringen en sonderingen voor wat betreft de diepteligging van zandlagen te correleren. Afwegen of hiervoor voldoende boringen (en hiermee te correleren sonderingen, zie onder) beschikbaar zijn of dat aanvullende informatie ingewonnen moet worden (zie indicaties voor benodigde aantallen in paragraaf 9.5.2.1);
  - 2 Correleren van zandintervallen in sonderdiagrammen met zandintervallen in nabije boringen. Het kan daarbij om correlaties tussen boringen en sonderingen in

de te onderzoeken strekking zelf (locaal) of in de omgeving of zelfs in een groot gebied (regionaal). Zulke correlaties zijn alleen betrouwbaar wanneer correlatie tussen zandintervallen in boringen en sonderingen voldoende eenduidig is. Wanneer lokaal onvoldoende paren van boringen en sonderingen beschikbaar zijn (zie par. 9.5.2.1) kan overwogen worden de correlatie over een groter gebied (boringen en sonderingen in de omgeving of regionaal) uit te voeren. Met deze correlaties kunnen karakteristieken van zand (type zand en zandeigenschappen) in de zandintervallen van boringen gebruikt worden om overeenkomstige zandintervallen in sondeerdiagrammen te karakteriseren.

- 3 Inventariseren zandintervallen in sondeerdiagrammen. Met de afgeleide correlaties kan het zand in deze intervallen nader gekarakteriseerd worden.
- 4 Vaststellen van de bovenste zandlagen in de beschouwde dijktracé op basis van type zand (met variatie) en diepteligging van de bovenkant van de laag. Hierbij kunnen de schema's in Bijlage D3 en Bijlage D4 gebruikt worden.
- 5 Vaststellen dikte afdeklaag op zandlagen op basis van de terreinhoogte en de ligging van de bovenkant van de bovenste zandlaag in de strekking;
- 6 Vaststellen mogelijke in- en uittredepunten langs het tracé (zie ook het schema in Bijlage D.1);
- 7 Vaststellen eventuele diepere zandlagen; het kan hierbij gaan om:
  - a. Zandlagen die aansluiten op erboven gelegen zandlagen (van een ander type). In dat geval bestaat het watervoerende pakket uit deellagen van verschillende typen zand.
  - b. Zandlagen die gescheiden zijn van bovenliggende zandlagen. Hier is mogelijk sprake van twee (of meer) watervoerende pakketten, waarvoor opbarsten en piping afzonderlijk beschouwd moet worden.

De keuze om diepere zandlagen als tweede (onafhankelijk) watervoerend pakket op te vatten, of juist als onderdeel van het eerste watervoerende pakket, is afhankelijk van de mate van consistentie tussen de verschillende sonderingen binnen de dijkstrekking. Beide hebben gevolgen voor de opzet van de piping analyses!
- 8 Vaststellen van de onderkanten van alle zandlagen op basis van het schema in Bijlage D5;
- 9 Eventueel: Opdelen van het tracé in verschillende strekkingen op basis van de variabiliteit in de dikte en diepteligging van zandlagen (of pakketten van zandlagen) en
- 10 kiezen van de geschematiseerde ondergrond opbouwen voor de verschillende strekkingen en eventueel scenario's voor afwijkende opbouwen, wanneer er (nog) substantiële onzekerheden zijn.
- 11 Vaststellen parameters voor de gekozen ondergrond opbouwen (en scenario's), namelijk  $d_{70}$  van de bovenlagen van de zandpakketten, de (bulk)doorlatendheid van de watervoerende zandpakketten, of doorlatendheden van de verschillende zandlagen binnen die pakketten en dikte en gewicht van de afdeklaag (of afdeklaag) (zie par. 9.5).
- 12 Ingeval scenario's zijn gekozen om onzekerheden van de ondergrondopbouw binnen een trekking te karakteriseren: vaststellen van de kanscategorie dat een scenario voorkomt op basis van de in globale termen geïndiceerde kans van aantreffen van de individuele lagen en dikte afdeklaag, en van intree- en uittredepunt mogelijkheden;

De eigenschappen van de zandlichamen in de scenario's worden vastgesteld op basis van metingen of, meestal, op basis van correlaties waarin details van de zandlichamen zijn

opgenomen. De informatie die voor een strekking is voortgekomen uit de verschillende stappen, kan vaak rechtstreeks ingezet worden voor het vaststellen van de karakteristieken van zand in de omgeving van de onderzochte strekking.

## 9.5 Parameterbepaling

### 9.5.1 Algemeen

Eigenschappen van de ondergrond, of materiaaleigenschappen, zoals specifieke doorlatendheid en korrelgrootte kunnen met verschillende metingen worden bepaald. De metingen betreffen altijd een meetvolume. Vanwege de ruimtelijke variatie in eigenschappen in de ondergrond is vaak slechts een deel van de relevante ruimtelijke variatie in dat meetvolume aanwezig. Er moeten dus representatieve eigenschappen worden afgeleid voor de ondergrond van gebieden met voor het mechanisme relevante afmetingen.

De onzekerheid over de materiaalparameter waarden is voor de piping regel van Sellmeijer relatief erg groot. De  $d_{70}$  waarde varieert in veel zandafzettingen met tientallen procenten over korte afstanden. De ruimtelijke variatie in doorlatendheid op de schaal van het mechanisme piping is in het terrein echter geringer dan uit metingen op monsters naar voren komt, maar de effectieve doorlatendheid in het terrein is niet eenvoudig vast te stellen.

### 9.5.2 Korrelverdeling zandlagen

De korrelgrootte van zand in de zandlagen wordt direct gebruikt in de piping regel van Sellmeijer, zoals  $d_{70}$ , en soms ook indirect voor het verkrijgen van indicaties over de specifieke doorlatendheid van zand- en eventueel grindlagen. De korrelgrootte van de zandfractie wordt in boorbeschrijvingen vaak, zoals visueel waargenomen, vermeld en kan instrumenteel worden bepaald op monsters uit boorkernen.

#### 9.5.2.1 Boorbeschrijvingen en herleiden zandsort op basis van sondeergegevens

In boorbeschrijvingen (puls of steekboringen) wordt de visueel bepaalde korrelgrootte van het aangetroffen zand vermeld. Het betreft dan meestal de modale, meest voorkomende, waarde van de fractie grover dan ongeveer 60 – 80  $\mu\text{m}$  welke voor zand zonder veel fijn materiaal, of zeer grove korrels, ongeveer overeenkomt met de mediane (50%) waarde. Het schatten van een  $d_{10}$ ,  $d_{60}$  of  $d_{70}$  waarde is hooguit zeer globaal mogelijk. Er wordt daarom uitgegaan van een aantal klassen voor het vaststellen van doorlatendheid op basis van korrelgrootteschatting (zie Tabel 9.1) in boorbeschrijvingen en van een vaste verhouding tussen de  $d_{70}$  en de op zicht geschatte korrelgrootte in boorbeschrijvingen.

Met de visueel geschatte korrelgrootte van zand in boorbeschrijvingen,  $d_{50,\text{vis}}$ , kan als schatting voor de  $d_{70}$  worden aangehouden:  $d_{70} = 1,35 \times d_{50,\text{vis}}$ . Voor toepassing in de piping regel moet worden uitgegaan van schattingen in de bovenste meter van de watervoerende zandlaag (of zandpakket) in de betreffende dijkstrekking.

Uit correlatie van boorgegevens met sondeergrafieken kan regionaal of lokaal een relatie gelegd worden tussen het patroon van de sondeergrafiek in een diepte-interval en hiermee corresponderende zandintervallen beschreven in boorstaten van boringen in (zeer) nabijgelegen punten. Er zijn voor elke te onderscheiden zandlaag tenminste 4 'paren' van een boring en een sondering nodig voor een lokale correlatie voor een dijkstrekking en tenminste 8 voldoende eenduidige paren voor een regionale correlatie.



### 9.5.2.2 *Laboratoriumbepaling korrelverdelingen*

Er is een groot aantal technieken om de korrelverdeling van zand te bepalen. De resultaten van de verschillende technieken verschillen voor de bepaling van de verschillende zandfracties in beperkte mate. De wijze van voorbehandeling en details van de meetprocedure voor de zandfracties kunnen echter tot afwijkingen van meerdere procenten leiden. Dit kan bij onzorgvuldig voorbereiden en zeven voor de  $d_{50}$ ,  $d_{60}$  en  $d_{70}$  tot overschatting van enige procenten leiden; de waarde van de  $d_{10}$  zal in veel gevallen onderschat worden.

De korrelverdeling van zandmonsters moet worden bepaald op monsters uit boorkernen over een interval van 0,2 m hoogte. Het toewijzen van de korrelverdeling aan zandlagen kan op basis van de boorbeschrijving; bij het selecteren van monsters moet dus goed geregistreerd worden uit welke boringen en op welke diepten deze getrokken zijn.

Bepalingen op monsters van spoelboringen of andere monsters over grotere diepte-intervallen kunnen gebruikt worden als beschreven bij boorbeschrijvingen (par. 9.5.1.1), om als indicatie te dienen.

Bij de eerste globale schematiseringstap is doorgaans nog geen of sporadische boorinformatie beschikbaar. Wanneer hiermee wel (indicatieve) berekeningen worden uitgevoerd zal informatie over korrelgrootten elders gevonden moeten worden. Mogelijkheden zijn:

- globale beschrijving van de korrelverdeling in de toelichtingen op de geologische kaarten 1:50.000;
- korrelgrootteklassen, opgegeven in de boorstaten van de DINO database;
- in archief beschikbare gegevens;
- eventuele ruime locale ervaringen met ter zake kundige beoordeling.

Voor de  $d_{70}$  bij de uiteindelijke toetsanalyses moet bij voorkeur informatie over korrelverdelingen uit laboratoriumbepalingen worden gebruikt, gebaseerd op minimaal drie monsters.

### 9.5.3 Doorlatendheid doorlatende lagen

De reeds aangehaalde complicaties bij het bepalen van de doorlatendheid van zand aan de hand van korrelgrootte-indicaties (met name  $d_{10}$ ) zijn aanleiding om voor de waarden van parameters voor de piping regel gebruik te maken van een classificatie van zandsoorten met betrekking tot specifieke doorlatendheid.

Specifieke doorlatendheden, geschat op basis van alleen korrelgrootte-informatie, worden in Tabel 9.1 gegeven voor zandlagen dikker dan 1 m. De tabel is opgesteld op basis van overleg met direct betrokkenen bij het samenstellen van de VNK-2 database (TNO Geologische Dienst en Deltares). De effecten van de locale variatie in de opbouw van zandpakketten in de ondergrond in Nederland en de invloed ervan op de doorlatendheid zijn bij het samenstellen van Tabel 9.1 in beschouwing genomen.

korrelgrootteklasse met globale grootteaanduiding	specieke doorlatendheid [m/s]	opmerkingen
Zand fijn (63 - 150 $\mu\text{m}$ )	$2 \times 10^{-4}$	Indien geen of weinig klei-insluitingen
Zand matig fijn - matig grof (150 – 300 $\mu\text{m}$ )	$4 \times 10^{-4}$	
Zand grof (300 – 420 $\mu\text{m}$ )	$5 \times 10^{-4}$	
Zand uiterst grof (420 -2000 $\mu\text{m}$ )	$1 \times 10^{-3}$	bevat enig grind
Zand sterk grindig, grind fijn (420 $\mu\text{m}$ – 5,6 $\mu\text{m}$ )	$3 \times 10^{-3}$	
Grind grof (>5,6 mm)	$6 \times 10^{-3}$	komt in Limburg voor (Formatie van Beegden)

Tabel 9.1 Indicaties specifieke doorlatendheid van zand in een zandlaag op basis van de korrelgrootteklasse schatting in een boorbeschrijving (TNO, Geologische Dienst, Deltares 2010) bij toepassing voor de piping regel.

Een differentiatie van deze schattingen, naar de verschillende regionaal gedefinieerde typen zand is als volgt:

Rivierzand in het riviereengebied:

- fijn zand:  $2 \times 10^{-4}$  m/s
- fijn tot middel en middel zand:  $3 \times 10^{-4}$  m/s
- matig grof en grof zand met grind:  $1 \times 10^{-3}$  m/s

Getijdegeulzand:

- fijn zand:  $8 \times 10^{-5}$  m/s
- fijn tot middel en middel zand:  $3 \times 10^{-4}$  m/s
- matig grof en grof zand:  $5 \times 10^{-4}$  m/s

Kustzand:

- fijn zand:  $2 \times 10^{-4}$  m/s
- fijn tot middel en middel zand:  $4 \times 10^{-4}$  m/s
- matig grof en grof zand:  $6 \times 10^{-4}$  m/s

Windafzetting:

- dekzand (top Pleistoceen):  $3 \times 10^{-4}$  m/s
- rivierduinenzand:  $4 \times 10^{-4}$  m/s

Als er voldoende gegevens beschikbaar zijn voor de betreffende zandlaag, dan kan met korrelgrootteparameters  $d_{10}$ , de uniformiteit  $U=d_{60}/d_{10}$  en het slibgehalte de doorlatendheid geschat worden (zie Bijlage B). Resultaten van in situ doorlatendheidsonderzoek (onder andere [Fogg et al., 1997]) wijzen erop dat schatten van in situ doorlatendheid op basis van korrelgrootte alleen slechts een globale indicatie kan geven.

De (pakket)doorlatendheid van watervoerende zandpakketten kan (locaal) ook bepaald worden aan de hand van:

- directe metingen, zoals pompproeven of infiltratieproeven;
- gearchiveerde directe metingen. Hierbij moet de overeenkomst tussen de situatie waarvoor de doorlatendheid moet worden bepaald en de situatie waarin gemeten is door een geohydrologisch specialist worden beoordeeld;
- responsemeting van binnendijkse stijghoogte op buitenwaterfluctuaties.

Wanneer een watervoerend zandpakket uit meerder deellagen bestaat met afwijkende korrelgroottes, maar niettemin als één laag wordt gemodelleerd voor de piping analyses, dan

moet bij voorkeur de pakketdoorlatendheid via directe metingen worden bepaald. Wanneer die informatie niet aanwezig is kan de pakketdoorlatendheid wel geschat worden op basis van korrelgrootte classificatie (Tabel 9.1) van de verschillende deellagen, maar moet er rekening mee gehouden worden dat de grovere lagen dominant kunnen zijn voor de pakketdoorlatendheid. De horizontale component van de doorlatendheid van het zandpakket kan rekenkundig worden bepaald door het sommeren van de naar dikte gewogen doorlatendheden van de samenstellende lagen.

#### 9.5.4 Geometrie van de ondergrondopbouw

De scenario's voor de grondopbouw zijn meestal gebaseerd op meerdere zandintervallen in boringen en sonderingen met spreiding in de ligging van de boven- en ondergrens van de onderscheiden lagen. Bij een voldoende aantal waarnemingspunten dient voor de bovengrens van zandlagen tenminste de hoogst waargenomen bovengrens van de lagen gebruikt te worden. Er moet daarbij wel vastgesteld worden dat deze hoogst aangetroffen ligging in de boorbeschrijvingen en sondeergrafieken niet het gevolg is van zeer locale omstandigheden (wegcunet en dergelijke), of van onzorgvuldige waarneming of beschrijving.

De overgang tussen klei en veenlagen naar een zandlaag is vaak geleidelijk, over een hoogte van 0,3 m tot soms veel meer dan 1 m. Voor het vaststellen van de bovenkant van een laag van fijn zand wordt daarom 1/3 van de dikte van de in boringen of sonderingen waargenomen geleidelijke overgang bij het zandpakket geteld.

De ondergrens van zandpakketten is vaak niet rechtstreeks uit de metingen af te leiden omdat deze vaak al eindigt op een diepte waar nog zand aanwezig is. In Bijlage D.5 is een schema weergegeven voor het bepalen van de basis van een zandlaag voor piping analyses. Indien de onderkant van een zandlaag niet bij tenminste 5 boringen en/of sonderingen in een dijkstrekking is bereikt, dan dient een dikte van 40 m te worden aangehouden voor de onderste zandlaag. Veel zandlagen hebben een erg onregelmatige basis die over korte afstand sterk kan variëren. De diepste ligging van de ondergrens kan daarom lager zijn dan in de metingen is aangetroffen. Voor het bepalen van de dikte van de zandlagen moet daarom 20 % van de grootste gemeten dikte van de zandlaag bij die gemeten dikte opgeteld worden, behalve wanneer de onderlinge afstand tussen boringen en/of sonderingen in de lengterichting van de dijkstrekking minder dan 25 m is.

Het is van groot belang dat de terreinniveaus bij boringen en sonderingen (=bovenkant van boorstaten en sondeergrafieken) goed bepaald zijn. De afgeleide ondergrondopbouw wordt immers aan deze niveaus gerelateerd. Vooral bij gebruik van oude boringen en sonderingen is dat een punt van aandacht. In boor- en sondeerstaten gemaakt vóór de brede introductie van betrouwbare GPS-metingen komen regelmatig afwijkingen van meer dan 0,5 m in hoogteligging voor, met name in de omgeving van waterkeringen.

#### 9.5.5 Dichtheid van grondonderzoek

Om de opbouw van de ondergrond te bepalen is voldoende grondonderzoek nodig. Aan de hand van het schema in de Bijlage D.2 kan worden bepaald hoeveel waarnemingspunten en met welke maximale onderlinge afstand nodig zijn om de opbouw van de ondergrond voldoende vast te kunnen stellen. Het gaat om boringen en sonderingen die tot minimaal 10 meter in het (onderste) watervoerende zandpakket reiken. Indicaties voor deze diepte ten opzichte van het terrein kunnen ontleend worden aan in het DINO bestand aanwezige boringen in de omgeving van de waterkering.

# Deltares

## 10 Veiligheidsfilosofie

### 10.1 Inleiding

#### 10.1.1 Ontwerpen versus Toetsen

In beginsel is er geen verschil in de na te streven veiligheid bij het ontwerpen en het veiligheidsniveau waarop getoetst moet worden bij periodieke veiligheidstoetsingen van waterkeringen. Hooguit zal men geneigd zijn om de veiligheidseis bij toetsen iets ruimhartiger te interpreteren. Beter is het natuurlijk om via beter meten en scherper rekenen, in die gevallen waarin dit lijkt te lonen, tot een beter toetsresultaat te komen; veiligheid hangt voor een aanzienlijk deel samen met 'weten', dus het reduceren van onzekerheden.

Een essentieel verschil tussen ontwerpen en toetsen is wel de tijdhorizon. Bij ontwerpen moet een veiligheidsniveau worden nagestreefd gedurende de geplande operationele levensduur van de waterkerende constructie. Deze is voor dijken 50 jaar en voor kunstwerken 100 jaar. Bij het vaststellen van belasting en sterkteparameters dient derhalve rekening gehouden te worden met ontwikkelingen die deze parameters beïnvloeden gedurende die tijd, zoals zeespiegelrijzing, bodemdaling en, indien van toepassing, achteruitgang van sterkte.

Bij periodieke veiligheidstoetsen conform de Waterwet is het tijdsinterval zes jaar. Dat betekent dat aangetoond moet worden dat de vereiste veiligheid gedurende (tenminste) deze periode is gewaarborgd. In dat geval kan het meenemen van ontwikkelingen die belasting en sterkte beïnvloeden (in beginsel) beperkt worden tot die periode. Uiteraard kan bij een toetsing ook overwogen hoe de zaken er na zes jaar bij zullen staan en of het niet verstandig is om eventuele dan voorziene benodigde versterking naar voren te schuiven, maar dat is een andere afweging dan van strikt veiligheidsfilosofische aard.

Bovendien zullen bij het ontwerpen naast de eisen met betrekking tot de minimaal na te streven veiligheid uiteraard ook andere overwegingen een rol spelen, zoals de kwestie van beheerbaarheid en het optimaliseren van onderhoud, waaronder reparaties van schades na extreme belastingen. Ook die overwegingen staan los van de veiligheidsfilosofie en spelen derhalve geen rol bij de periodieke veiligheidstoetsing.

#### 10.1.2 Veiligheidsfactoren

Bij de verschillende rekenmodellen in dit Onderzoeksrapport worden de bij een berekening aan te houden veiligheidsfactoren vermeld. Deels zijn dit algemeen gangbare veiligheidsfactoren voor de Nederlandse waterbouw- of waterkeringpraktijk, die óf aanbevolen zijn in regelgeving of richtlijnen (Geotechnische norm NEN 6740:2006 (vanaf 2012: NEN 9997), NEN-EN 1997-1, eerdere ENW/TAW-Leidraden of handreikingen, etc.), óf in de praktijk gebruikelijk zijn bij Nederlandse ingenieursbureaus. In enkele gevallen, waarbij geen eenduidigheid bestaat, zal een aanbeveling op basis van inzichten bij de samenstellers van dit rapport worden gedaan.

Voor het nieuwe rekenmodel voor piping moeten veiligheidsfactoren worden afgeleid ten behoeve van het uitvoeren van toetsingen, in het kader van de periodiek toetsing op veiligheid, en het ontwerpen van dijkversterkingen. Hierbij is gekozen voor veiligheidsfactoren op basis van een zogenaamde probabilistische kalibratie analyse. Uitgangspunt hierbij is een geaccepteerde bijdrage aan de faalkans van de waterkering. Deze veiligheidsfactoren worden aangeduid als semi-probabilistische veiligheidsfactoren.

In het volgende wordt nader ingegaan op de inbedding van deze veiligheidsfactoren in de veiligheidsfilosofie.

Aan te houden veiligheidsfactoren zijn geen op zichzelf staande grootheden, maar dienen te worden gezien in samenhang met het recept waarmee grond- en andere rekenvariabelen ten behoeve van ontwerp- en toetsberekeningen worden geschat. Bij klassieke rekenregels wordt hiervoor meestal geen specifiek voorschrift gegeven; er wordt vanuit gegaan dat de ontwerper werkt met de best mogelijke schattingen van probleemvariabelen, waarbij bij grote onzekerheden voorzichtigheid wordt betracht door veilige waarden te kiezen.

Wat veilig is hangt af van het type probleemvariabele. Voor sommige variabelen is een reële boven- of ondergrens van belang, zoals bijvoorbeeld de aanwezige minimale kwelweglengte in een dijkvak t.b.v. pipinganalyse of de minimale dikte van een afdekkend klei/veenpakket in het achterland t.b.v. opbarstanalyse. Bij andere parameters is een 'laaggemiddelde' van belang, bijvoorbeeld het volumegewicht van klei of veen in een afdekkend pakket, t.b.v. het bepalen van de opbarstpotentiaal.

Hoe veilige schattingen bepaald worden, wordt bij de klassieke rekenregels veelal aan de beoordeling van de ontwerper overgelaten. Zo zal de ene ontwerper bij het vaststellen van het volumegewicht van een grondlaag het echte gemiddelde van een steekproef van metingen kiezen, terwijl een ander uit veiligheidsoverwegingen kiest voor een iets lagere waarde. Beide keuzen kunnen verdedigbaar zijn, maar uiteindelijk geeft de (subjectieve) beoordeling van de ontwerper de doorslag.

De mate van subjectiviteit bij de parameterkeuze wordt in de wat recenter rekenregels enigszins teruggedrongen, door bijvoorbeeld het gebruik van representatieve of karakteristieke waarden voor te schrijven. Voor een aantal grondparameters zijn in de geotechnische norm NEN 6740:2006 (NEN 9997-1:2009) tabelwaarden gegeven, die zonder meer als representatief kunnen worden opgevat. We noemen dit ook wel nominale waarden, die gebruikt kunnen worden als er geen metingen voorhanden zijn. Indien wel metingen voorhanden zijn, moeten karakteristieke waarden worden toegepast. Dit zijn schattingen van de parameter zelf of van het gemiddelde van de parameter over een grondlaag op een locatie, op basis van statistische bewerking van de meetreeks, met onder- of overschrijdingskansen van niet meer dan vijf procent. In genoemde norm wordt een rekenrecept gegeven waarmee de karakteristieke waarde aan de hand van een meetreeks kan worden bepaald. Dit recept is toepasbaar wanneer het gaat om metingen aan de hand van grondonderzoek op de locatie die in de ontwerp- of toetsingsanalyse wordt bekeken (zogenaamd lokaal onderzoek) en wanneer het gaat om grondparameters waarvan het 'laaggemiddelde' van belang is (zoals bijvoorbeeld volumegewichten, schuifsterkte en samendrukkingsconstanten). Is het onderzoeksgebied van regionale omvang, dan zal bij het vaststellen van de karakteristieke waarden rekening gehouden moeten worden met ruimtelijke spreiding (zie o.a. Leidraad Rivierdijken, deel 2, hoofdstuk m.b.t. proevenverzamelingen [TAW, 1989]). Ook wanneer het gaat om probleemvariabelen waarvan niet een 'gemiddelde' maar de individuele waarde maatgevend is (zoals bijvoorbeeld de kwelweglengte) kan genoemd rekenrecept in NEN 6740:2006 (NEN 9997-1:2009) niet worden toegepast. In [Calle, 1996] worden formules gegeven om ook in die gevallen karakteristieke waarden te bepalen.

### 10.1.3 Aansluiting aan Eurocode 7

Inmiddels is de Eurocode 7; part 1 - Geotechnical Design, Design Rules verschenen. Naar verwachting zullen de Nederlandse geotechnische ontwerpnormen (zoals de NEN 6740) in 2010 worden ingetrokken, omdat deze dan worden opgevolgd door Europese normen, de Eurocode, met de nationale bijlage. De nationale bijlage bevat alleen informatie over de parameters die in de Eurocode zijn opengelaten voor nationale keuze, aangeduid als Nationaal Bepaalde Parameters en die van toepassing zijn op het ontwerp en de berekening van te realiseren civieltechnische werken in het desbetreffende land.

De Eurocode bestaat uit twee delen:

- NEN-EN 1997 Eurocode 7, geotechnisch ontwerp deel 1: Algemene regels.
- NEN-EN 1997-2 Eurocode 7, Geotechnisch ontwerp – Deel 2: Grondonderzoek en beproeving

Eurocode 7, deel1 is gewijd aan de algemene regels voor het geotechnische ontwerp. Het beschrijft de algemene principes en de eisen die aan het geotechnische ontwerp worden gesteld, primair ten behoeve van het verzekeren van de constructieve veiligheid (sterkte en stabiliteit), bruikbaarheid en duurzaamheid. Eurocode 7, deel 1 moet worden gebruikt in samenhang met NEN-EN 1990 'Eurocode: Grondslagen voor het constructieve ontwerp', dat het basisdocument is van het pakket Eurocodes en dat de grondslagen en eisen vaststelt voor de veiligheid, bruikbaarheid en duurzaamheid van bouwwerken. Daarnaast is de Eurocode NEN-EN 1991 'Eurocode 1 – Belastingen op constructies' van belang. Eurocode 7, deel 2 richt zich op het gebruik van de resultaten van terrein- en laboratoriumonderzoek voor het geotechnische ontwerp.

In de waterkeringenwereld is de Eurocode nog niet van toepassing, maar er werd in het verleden wel naar de NEN verwezen. In ENW-kader wordt daarom nagedacht over eventueel nodige afstemming tussen de ENW-richtlijnen en de NEN-normen en haar opvolgers.

## 10.2 Vereist veiligheidsniveau; toets/ontwerpregels voor controle op veiligheid

### 10.2.1 Nagestreefd veiligheidsniveau

Voor de beoordeling van de veiligheid van een waterkerende constructie met betrekking tot een bepaald faalmechanisme, zoals bijvoorbeeld piping, is de uiterste grenstoestand van belang. Dit is de toestand die de grens aangeeft tussen net niet falen en net wel falen van de waterkering, als gevolg van het faalmechanisme. Met falen wordt bedoeld, het niet kunnen vervullen van de waterkerende functie. Bij de verschillende potentiële faalmechanismen horen doorgaans verschillende grenstoestanden. Wanneer een (of meer) van de grenstoestanden wordt (worden) bereikt faalt de constructie als waterkering. Bij grondmechanische faalmechanismen, zoals piping, macro-instabiliteit of micro-instabiliteit is dan sprake van falen door constructief bezwijken van de grond. De faalkans is de kans dat bij een waterkerende constructie tenminste één van de grenstoestanden wordt bereikt.

Om bij het ontwerp voldoende rekening te houden met de onzekerheden wordt bij het kiezen van de grootte van de sterkte-eigenschappen en belasting een bepaalde veiligheidsmarge gehanteerd. Hierdoor wordt de kans op falen van de constructie tot een maatschappelijk en economisch toelaatbaar niveau beperkt.

Vroeger werd dit veiligheidsniveau bereikt door belasting en materiaaleigenschappen aan de conservatieve kant te kiezen en een voorgeschreven zogenaamde overall veiligheidsfactor toe te passen. De hierbij beoogde toelaatbare faalkans is niet bekend; vereiste veiligheidsfactoren werden op basis van overeenstemming onder experts vastgesteld.

De moderne veiligheidsfilosofie bij waterkeringen is gebaseerd op een probabilistische beschouwing, waarbij de optredende faalkans wordt getoetst aan een expliciet geformuleerde toelaatbare faalkans. De optredende faalkans wordt berekend aan de hand van modellering van onzekerheden van belasting- en sterkteparameters van een rekenmodel, waarmee het faalmechanisme wordt beschreven, en van onzekerheden van het rekenmodel zelf.

De toelaatbare faalkans is gerelateerd aan de beveiligingsnorm voor het dijkkringgebied. Vooral nog is dit de overschrijdingskans per jaar van de waterstand waarop de waterkeringen rond de dijkkring berekend moet zijn. Deze beveiligingsnormen zijn in de wet vastgelegd. Voor toelaatbare faalkansen voor afzonderlijke faalmechanismen, zoals voor macro-instabiliteit of piping bij dijken, wordt een percentage van de beveiligingsnorm gekozen. Hiervoor zijn in de loop der tijd verschillende benaderingen ontstaan.

Bijvoorbeeld, de toelaatbare kans op het optreden van macro-instabiliteit bij dijken rond een dijkkringgebied, is destijds, bij het opstellen van de Leidraad voor het Ontwerpen van Rivierdijken, gelijk gesteld aan 10% van de beveiligingsnorm. Vervolgens is deze toelaatbare faalkans vertaald naar toelaatbare kansen op macro-instabiliteit in afzonderlijke dijkdoorsneden, rekening houdend met het zogenaamde lengte-effect. Vervolgens zijn de laatste vertaald in aan te houden (partiële) veiligheidsfactoren. Deze aanpak wordt ook wel geassocieerd met de 'dijkkring' benadering (vanwege het expliciet verdisconteren van lengte-effect). Bij de actualisering van veiligheidsfactoren voor macrostabiliteit in 2007 (t.g.v. het uitbrengen van de Leidraad Rivieren [ENW, 2007a]) is deze benadering overgenomen.

Een andere benadering is de volgende. Daarbij wordt gesteld dat de toelaatbare kans op het optreden van (één van de) faalmechanismen in een dijkvak gelijk is aan 1% van de beveiligingsnorm. Deze kans eis wordt vertaald in een vereiste betrouwbaarheidsindex. Lengte-effecten spelen hierbij niet expliciet een rol. Deze benadering wordt gehanteerd in de Leidraad Kunstwerken. In deze leidraad worden lengte-effecten wel impliciet meegenomen door voor 'lange constructies' de vereiste betrouwbaarheidsindex met 10% te verhogen. Omdat in deze benadering de dijkvaklengte en het aantal dijkvakken in een dijkkring niet (expliciet) een rol speelt wordt deze aangeduid als dijkvakbenadering.

- 10.2.2 Dijkvak of dijkkringbenadering; toekomstige veiligheidsfilosofie o.b.v. overstromingsrisico
- De verschillende benaderingen (dijkvak, dijkkring) zijn qua uitwerking in de genoemde Leidraden in materiële zin niet heel erg verschillend. Dat komt omdat bij de keuzes voor toelaatbare faalkansen (als fractie van de normfrequentie), het verdisconteren van lengte-effect, et cetera, er steeds voor gezorgd is dat de uitwerkingen ervan bij dijkkring- en dijkvakbenadering niet teveel verschillen. En dat ook de verschillen met vroegere 'empirische' aanpakken niet al te groot zijn (vermijden van 'trendbreuk!').

De dijkvakbenadering komt voort uit het werk van de Deltacommissie. Deze adviseerde beveiligingsniveau's in termen van overschrijdingsfrequenties van waterstanden, waarop waterkeringen berekend moeten zijn. De Commissie ging er van uit dat hiermee in combinatie met de 'gebruikelijke' wijze van ontwerpen van waterkeringen, de economisch optimale overstromingskansen gerealiseerd zouden worden. De benadering bestond dus uit een voorschrift voor waterstanden en de gebruikelijke constructieveiligheden. Later is deze



benadering als dijkvakbenadering gedoopt, om het verschil te onderstrepen met een ontwikkeling waarbij geprobeerd werd doorbraakkansen door faalmechanismen (en daarmee dus ook overstromingskansen van beschermde gebieden) expliciet te berekenen. Deze nieuwe benadering werd dijkkringbenadering genoemd. Bij de berekening van overstromingskansen speelt het combineren van doorbraakkansen in de verschillende dijkvakken binnen een dijkkring en de lengte-afhankelijkheid van doorbraakkansen binnen een dijkvak een rol (lengte-effecten). In enkele leidraden (waarvan de eerste de Leidraad voor het Ontwerpen van Rivierdijken, deel 2, [TAW, 1989]) is deze nieuwe benadering geadopteerd. Echter later, in 1993, is door de TAW uitgesproken dat deze benadering niet vigerend is, maar de door de Deltacommissie voorgestelde benadering (inmiddels dijkvakbenadering genoemd). Dit heeft ook z'n beslag gekregen in de Wet op de Waterkering van 1996 en latere versies.

Tot op heden (2011) is de dijkvakbenadering (geassocieerd met de overschrijdingskans benadering voor hydraulische belastingen) formeel nog steeds vigerend. Maar ook knellend, wanneer gevraagd wordt om veiligheidsfactoren voor toets- en ontwerpvoorschriften te rationaliseren. Het relateren van zulke voorschriften aan toelaatbare faalkansen is immers een voor de hand liggende aanpak. Het ontstaan van verschillen in aanpak, zoals bijvoorbeeld in de Leidraad voor het Ontwerpen van Rivierdijken (later overgenomen in de Leidraad Rivieren) [ENW, 2007c] en de Leidraad Kunstwerken [TAW, 2003], is een gevolg van verschillend gekozen compromissen tussen de vigerende dijkvakbenadering en de wenselijkheid van rationalisatie. Vooralsnog lijkt dit een min of meer vrije keuze te zijn.

Het huidige beleidsvoornemen is om op termijn veiligheidseisen te baseren op overstromingskansen per dijkkring. Daarbij is het dijkkringconcept, en zijn lengte-effecten, essentieel. Het project WV21 heeft tot doel om normen voor overstromingskansen, gebaseerd op overstromingsrisico's (economisch schaderisico en slachtofferrisico), te onderbouwen.

Het project TOI (Toets en Ontwerp Instrumentarium) heeft tot doel toets- en ontwerpregels te ontwikkelen, gebaseerd op normen voor beveiliging tegen overstromingen, uitgedrukt in toelaatbare kansen op overstroming van dijkkringgebieden (of delen van dijkkringgebieden). Voor ontwerp en toetsing van waterkeringen zullen overigens ook binnen die context ontwerp en toetsregels ontwikkeld worden, conform de semi-probabilistische aanpak (zie par. 10.2.3).

Hoewel dus de dijkvakbenadering formeel nog vigerend is, is ervoor gekozen om bij het afleiden van toetsregels voor het nieuwe rekenmodel voor piping te anticiperen op deze ontwikkeling.

### 10.2.3 Formats voor toetsing op een toelaatbare faalkans

Bij het probabilistisch rekenen onderscheidt men drie niveaus, namelijk:

1. Niveau I: de semi-probabilistische methode.
2. Niveau II: benaderende probabilistische faalkansanalyse, en
3. Niveau III: exacte probabilistische faalkansanalyse.

Bij alle drie worden onzekerheden over belastingen (lees belastingparameters in het rekenmodel) en sterkte (lees sterkteparameters in het rekenmodel) gemodelleerd als stochastische variabelen, die gekenmerkt worden door kansverdelingen. Parameters van die kansverdelingen zijn in ieder geval de verwachtingswaarde (ook wel 'gemiddelde') en de spreiding (standaardafwijking). Afhankelijk van het type kansverdeling kunnen nog andere parameters nodig zijn, maar voor de meest gebruikelijke (normale en lognormale verdeling

voor sterkteparameters en exponentiële of Gumbelverdelingen voor extreme belastingen) worden volledig gespecificeerd door verwachtingswaarde en standaardafwijking.

Bij de niveau III berekeningsmethode wordt de faalkans, dit is de kans op overschrijden van de grenstoestand (zie boven, we duiden dit ook aan als bereiken van het faaldomein) exact berekend. Bijvoorbeeld met behulp van een Monte Carlo simulatieanalyse, of analytische of numerieke integratie van de gezamenlijke kansdichtheid in het faaldomein. Bij de niveau II methode wordt een analytische benaderende berekeningsmethode van de faalkans gebruikt, gebaseerd op linearisering van de wiskundige functie die de grenstoestand specificeert. Deze methode staat ook wel bekend als FORM (first order reliability method of 'eerste orde tweede moment'-analyse).

Met de niveau I methode worden geen faalkansen berekend, maar gecontroleerd of de faalkans criteria wel of niet worden overschreden. De toelaatbare faalkans wordt hierbij vertaald in (partiële) veiligheidsfactoren, toe te passen op de karakteristieke waarden van belasting- of sterkteparameters in een rekenmodel dat het faal criterium (wel of niet overschrijden van de grenstoestand) specificeert. De uitkomst van een niveau I controle is dan ook niet een faalkans, maar het wel of niet overschrijden van de (toelaatbare) faalkans op grond waarvan de (partiële) veiligheidsfactoren zijn bepaald.

## 10.3 Veiligheidsfactoren voor piping in de toetsregel van Sellmeijer

### 10.3.1 Uitgangspunten

Door de ENW commissie Piping, o.l.v. professor Vrijling [Vrijling et al., 2009] is geconstateerd dat het zogenaamde lengte-effect in de vorige toetsregel [TAW, 1999] is onderschat. Daarom is door Calle en Schweckendiek rond om de aangepaste rekenregel voor het mechanisme piping een veiligheidsconcept ontwikkeld [Calle & Schweckendiek, 2010]. Bij het ontwikkelen van de aangepaste toetsregel is het lengte-effect op die wijze verdisconteerd, zoals dit effect ook in de VNK analyses met behulp van het programma PC-Ring is berekend.

In de veiligheidsfactor voor piping zijn de modelonzekerheid, het vereiste veiligheidsniveau, de lengte van de dijkkring (lengte-effect) en de toegestane kansbijdrage door piping aan het falen van de waterkering verwerkt. Voor de kwantificering van de parameter- en rekenmodelonzekerheden is daarbij uitgegaan van de default-waarden die ook in PC-Ring zijn gebruikt. De kwantitatieve uitwerking (calibratie) van de veiligheidsfactoren is beschreven in [Lopez de la Cruz et al, 2010].

Toetsregels verschillen van rekenregels doordat in toetsregels veiligheidsmarges of veiligheidsfactoren voor sterkte en belasting zijn ingebouwd. Ook kan een toetsregel bestaan uit het berekenen van de kans op optreden van een mechanisme deze te vergelijken met een toelaatbare kans. Voor waterkeringen is dit de toelaatbare bijdrage van de kans op een dijkdoorbraak met als gevolg overstroming door het betreffende mechanisme. De veiligheidsmarges of -factoren dienen afgeleid te zijn uit de beoogde toelaatbare kans op optreden van het mechanisme. Als dit het geval is wordt de toetsregel een semiprobabilistische toetsregel genoemd. De nieuwe toetsregel voor piping is zo'n semiprobabilistische toetsregel. Wanneer bij de toetsing wordt voldaan aan deze toetsregel, dan wordt ook voldaan aan de eis dat de kans op het optreden van het mechanisme kleiner is dan de toelaatbare kans. Voor het afleiden van de toetsregel zijn verschillende kalibratie technieken mogelijk.

### 10.3.2 Toelaatbare faalkans

In principe dient eerst de grootte van de toelaatbare faalkans voor het te beschouwen mechanisme te worden vastgesteld, waarbij deze zou moeten volgen uit een faalkans begroting voor alle faalmechanismen die bij een dijkkring een rol kunnen spelen. Omdat deze er echter nog niet bestaat, is men uitgegaan van de in het verleden ook gehanteerde toelaatbare faalkans ten behoeve van kalibratie analyses voor het afleiden van toets- en ontwerpregels m.b.t. macrostabiliteit. Deze is gelijk aan 1/10 van de wettelijke beveiligingsnorm voor dijkkringgebieden, die wordt uitgedrukt in termen van de overschrijdingskans van de hydraulische belasting per jaar waar een primaire waterkering op berekend dient te zijn.

### 10.3.3 Lengte-effect

Omdat de toetsregels op dwarsdoorsneden worden toegepast, dient de toelaatbare faalkans voor de hele dijkkring omgerekend te worden naar de toelaatbare faalkans voor een dwarsdoorsnede. De omrekening is nodig vanwege het zogenaamde lengte-effect.

Het lengte-effect beschrijft het fenomeen dat de kans op een zwakke schakel groter wordt als de lengte van de ketting groter wordt. Hoeveel de kans groter wordt, is afhankelijk van onzekerheden, en kan alleen met statistische berekening worden bepaald. Elk dwarsprofiel kan worden beschouwd als schakel in de ketting, waarbij elk dwarsprofiel een kans op bezwijken heeft gegeven de onzekerheid van de ondergrond. Eis aan ketting wordt met het lengte-effect doorvertaald naar eis op dwarsprofielniveau.

Faalkansen voor verschillende delen van een dijkkring dienen dus bij elkaar te worden opgeteld, rekening houdend met afhankelijkheden, om de faalkans voor de hele dijkkring te kunnen bepalen. Omgekeerd dient ook een toelaatbare faalkans voor de hele dijkkring te worden verdeeld over de korte dijkstrekkingen die door dwarsdoorsneden worden gerepresenteerd. Hiervoor is een model ontwikkeld, gebaseerd op het numerieke model voor de berekening van het lengte-effect in PC-Ring en de hiermee berekende lengte-effecten bij overstromingskansberekeningen in het VNK-project.

In dit rekenmodel speelt de variatie van betrouwbaarheidsindices voor de verschillende dijkvakken binnen een dijkkring een belangrijke rol. Deze bepalen voor een belangrijk deel het zogenaamde lengte-effect. In [Lopez de la Cruz et al, 2010] zijn berekeningen met het ontwikkelde model uitgevoerd die uiteindelijk hebben geleid tot relaties tussen de toelaatbare faalkans door piping voor de hele dijkkring en de hiermee overeenkomende faalkans voor een dwarsdoorsnede van de dijk.

### 10.3.4 Kalibratie methoden

De vastgestelde vereiste betrouwbaarheidsindices worden via kalibratie analyses vertaald in hiermee overeenkomende veiligheidsfactoren. In [Lopez de la Cruz et al., 2010] zijn twee kalibratie methoden beschouwd, namelijk een grove semiprobabilistische aanpak en een verfijnder probabilistisch aanpak.

Beide methoden werken met schattingen van de verwachtingswaarde en de spreiding van de sterkte tegen piping, uitgedrukt door de variatiecoëfficiënt. Daarnaast zijn invloedscoëfficiënten nodig die de relatieve invloed van als stochasten gekarakteriseerde onzekere parameters op de faalkans representeren.

De semiprobabilistische aanpak is gebaseerd op de definitie van de veiligheidsfactor volgens de niveau I methode. Deze geeft een verband tussen de vereiste betrouwbaarheidsindex en

de hiermee overeenkomende veiligheidsfactor. In deze aanpak wordt de variatiecoëfficiënt geschat en wordt voor de invloedscoefficiënt een in de ISO-normen en Eurocode aanbevolen standaardwaarde gebruikt. Deze grove aanpak is geschikt om een indicatie te krijgen van de orde van grootte van de vereiste veiligheidsfactoren.

Voordeel van deze aanpak is dat het gebruik van toets- en ontwerpregels eenvoudig is, nadeel is dat de toetsregel voor het faalmechanisme piping erg conservatief wordt.

In het verfijnder aanpak wordt gebruik gemaakt van een probabilistische code kalibratie aanpak voor het bepalen van benodigde partiële veiligheidsfactoren gegeven de vereiste veiligheid in termen van een betrouwbaarheidsindex.

De stappen in zo'n aanpak zijn ruwweg:

- kies een eerste schatting van de vereiste partiële veiligheidsfactor(en);
- maak hiermee een set 'ontwerpen' die representatief is voor het beoogde toepassingsgebied;
- bepaal via probabilistische faalkans analyses de faalkansen van die 'ontwerpen' en de invloedscoefficienten van de stochasten die in de ontwerpanalyses een rol spelen;
- bepaal aan de hand van deze coëfficiënten en relatieve spreiding van de stochasten de bijbehorende partiële veiligheidsfactoren;
- maak (scatter) grafiek(en) waarin betrouwbaarheidsindices en partiële veiligheidsfactoren zijn weergegeven; de verschillende ontwerpen van de representatieve set worden in deze grafiek(en) als één punt weergegeven;
- kies vervolgens een 'envelop relatie' 'veiligheidsfactor versus betrouwbaarheidsindex' waarmee, bijvoorbeeld, ca. 80% van de punten in de grafiek wordt 'afgedekt'.

De gevonden envelop relatie tussen partiële veiligheidsfactor en betrouwbaarheidsindex vormt dan het recept voor het bepalen van de benodigde partiële veiligheidsfactoren bij een gegeven vereiste waarde van de betrouwbaarheidsindex.

De hoogte van het percentage bij de keuze van die relatie is afhankelijk van de mate van conservatisme die geaccepteerd wordt. Dit percentage noemen we het kalibratie criterium. Naarmate dit percentage hoger wordt gekozen, is het kalibratie criterium strenger en wordt dus meer conservatisme bij het bepalen van de veiligheidsfactoren geaccepteerd. Bij de keuze van dit criterium speelt ook de mate van 'strengheid' bij het vaststellen van de vereiste betrouwbaarheidsindex voor dwarsdoorsneden van de dijk (de kalibratie eis) een rol. Is die eis streng, dan zal de neiging bestaan het kalibratie criterium milder te kiezen, om te veel conservatisme te vermijden.

Omdat een veiligheidsfactor benadering leidt tot een vrij conservatieve aanpak is ook een methode ontwikkeld waarbij de vereiste kwelweglengte in een pipinganalyse probabilistisch wordt berekend, gebaseerd op een vereiste waarde van de betrouwbaarheidsindex. Dit is een volledig probabilistische aanpak waarbij gebruik gemaakt wordt van de FORM methode (First Order Reliability Method).

Voordeel van deze aanpak is de maatwerkoplossing. De gemiddelde winst in termen van reductie van de benodigde kwelweglengte ten opzichte van de veiligheidsfactor methode is 20 à 30 %. Deze techniek is niettemin goed hanteerbaar, omdat deze als eenvoudige spreadsheettoepassing kan worden geprogrammeerd, maar er is ook wat meer informatie nodig, zoals de decimeringshoogten van de waterstand.

### 10.3.5 In de geavanceerde toets toe te passen veiligheidsfactoren

De veiligheidsfactor zoals vermeld in Tabel 7.3 wordt als volgt bepaald:

$$\begin{aligned}
 \beta_{eis,dsn} < 4,7 & \quad \gamma_n = 1,2 \\
 4,7 < \beta_{eis,dsn} < 5,6 & \quad \gamma_n = 0,661\beta_{eis,dsn} - 1,91 \\
 \beta_{eis,dsn} > 5,6 & \quad \gamma_n = 1,8
 \end{aligned}
 \tag{10.1}$$

waarin  $\beta_{eis,dsn} = -\Phi(P_{adm,dsn})$  een maat voor de toelaatbare faalkans op doorsnedeniveau is.

$\beta_{eis,dsn}$  wordt als volgt bepaald:

$$P_{adm,dsn} = \frac{0.1 \cdot P(H \geq MHW)}{\left(1 + \frac{\alpha}{l} L\right)}
 \tag{10.2}$$

Waarin:

$P_{adm,drsn}$	toegestane faalkans op doorsnede niveau [-]
$P(H < MHW)$	het vereiste veiligheidsniveau per gebiedsnorm [jaar <sup>-1</sup> ]
L	pipingevoelige lengte van de dijkkring [m]
$\alpha/l$	factor 0,0028 (zie [Lopez de la Cruz et al., 2010])

### 10.4 Betrouwbaarheidseisen, gekoppeld aan meerjarige referentieperioden bij geavanceerde toetsing op opbarsten en piping en hun relatie met Eurocode

In de huidige opzet zijn betrouwbaarheidseisen gekoppeld aan (bijdragen aan) de toelaatbare kans op dijkdoorbraak (en overstroming van het beschermde gebied), die uitgedrukt worden

aan toelaatbare kansen per jaar. De hieruit voortvloeiende vereiste betrouwbaarheidsindices hebben daardoor betrekking op een referentieperiode van één jaar.

In de Eurocode, en vroeger de NEN-richtlijnen, worden toelaatbare faalkansen en eisen aan betrouwbaarheidsindices gekoppeld aan referentieperiodes van meerdere jaren, 50 of 100 jaar.

Bij waterkeringen spelen onzekerheden in hydraulische belastingen en onzekerheden over de sterkte een rol. Omdat (jaarextremen van) hydraulische belastingen jaar na jaar onafhankelijk gerealiseerd worden, zijn ook onzekerheden hierover jaar na jaar onafhankelijk. De sterkte van een waterkering wordt eenmalig gerealiseerd bij de bouw. De sterkte is daarom, afgezien van lange duur effecten, zoals corrosie of consolidatie, door de jaren heen constant. Dat impliceert dat onzekerheden over de sterkte jaar na jaar sterk gecorreleerd zijn. Als de feitelijke sterkte die gerealiseerd wordt bij de bouw kleiner/groter is dan geschat, dan is dat de gehele levensduur het geval (nogmaals: afgezien van lange duur effecten). Dat betekent dat de faalkans gedurende een planperiode (beoogde levensduur) van 50 jaar kleiner is dan 50 keer de faalkans per jaar. Door bij een veiligheidsbeschouwing een langere referentieperiode dan één jaar te betrekken, kan gebruik gemaakt worden van correlatie van sterkteonzekerheden gedurende die tijd. De beoordelingseisen worden daardoor iets minder streng, terwijl gemiddeld gedurende de referentieperiode aan de jaar-faalkanseis wordt voldaan.

In de Leidraad Kunstwerken [TAW, 2003] is dit uitgewerkt; daarmee is tevens een relatie gelegd tussen waterkeringseisen (in termen van faalkanseisen op jaarbasis) en de algemene regelgeving (vroeger NEN en nu Eurocode, met faalkanseisen op basis van de levensduur).

Voorgesteld wordt om deze benadering toe te laten bij het toetsen van waterkeringen. Met name bij de **geavanceerde toetsing (toetsing op maat)** kan dit soulaas bieden.

In Bijlage I wordt deze aanpak nader beschreven.

## 11 Schadecatalogus en noodmaatregelen

### 11.1 Inleiding

In de schadecatalogus (Bijlage E) wordt een overzicht gegeven van schadebeelden die mogelijk duiden op welvorming en/of piping. Met de schadecatalogus wordt beoogd dat opgetreden schade door de beheerders op een meer eenduidige wijze kan worden beoordeeld. Voorts kan de catalogus dienen als hulpmiddel voor de beheerder om te beslissen welke (nood)maatregelen dienen te worden getroffen. Verder kan de schadecatalogus worden gebruikt bij de inspectie van waterkeringen en het op grond van de inspectieresultaten adviseren over de noodzaak van noodmaatregelen of onderhoud- en herstelmaatregelen aan de waterkering.

Onder een schadebeeld wordt verstaan een bepaalde waarneembare, typerende vorm waarin een kwaliteitsvermindering van een (onderdeel van) een dijk of een waterkerend kunstwerk zich kan manifesteren. In dit Onderzoeksrapport hebben schadebeelden uitsluitend betrekking op welvorming en/of piping.

De betekenis van een schadebeeld hangt af van het type schadebeeld en de omstandigheden waaronder het schadebeeld is geconstateerd.

#### 11.1.1 Type schadebeeld

Schadebeelden kunnen betrekking hebben op:

- afname van de conditie van de waterkering. De beoordeling van schadebeelden die betrekking hebben op een (mogelijke) conditie-afname maar nog niet op tekenen van welvorming en piping vergt inzicht in de parameters die voor het beschouwde dijkvak of kunstwerk de weerstand tegen welvorming en piping bepalen. Voor een snelle en adequate beoordeling is het derhalve noodzakelijk om van elk dijkvak en kunstwerk de actuele weerstand tegen welvorming en piping te kennen. Met de voorgeschreven veiligheidstoetsing van de waterkering is hierin voorzien.
- tekenen van (begin van) welvorming of piping. Indien schadebeelden worden geconstateerd die betrekking hebben op (begin van) welvorming en piping is veelal op korte termijn actie vereist. Op basis van deze schadebeelden kan direct de fase waarin het mechanisme piping zich bevindt worden ingeschat. Op basis hiervan dienen de urgentie en de te nemen (nood)maatregelen worden vastgesteld. Parallel hieraan is ook hier een analyse naar de oorzaak van de geconstateerde schadebeelden geboden; vaak kunnen de hiervoor benodigde gegevens echter pas op een later tijdstip worden vastgesteld.

#### 11.1.2 Omstandigheden

Schadebeelden kunnen in verschillende omstandigheden worden geconstateerd:

- Schadebeelden bij routinematige inspectie bij normale waterstanden hebben meestal betrekking op de conditie van de waterkering.
- Bij werkzaamheden in of nabij de waterkering kan (tijdelijk) de conditie van de waterkering worden aangetast. In uiterste instantie kan zelfs welvorming en piping optreden.
- Bij dijkbewaking tijdens hoogwater wordt vooral gelet op schadebeelden die direct betrekking hebben op welvorming en piping. Het zal duidelijk zijn dat snel en adequaat reageren hier van groot belang is. Daarnaast dient men echter ook alert te

zijn op schadebeelden die duiden op een conditie-afname van de waterkering. Dit wordt echter bemoeilijkt omdat het voorland en het buitentalud dan meestal aan het zicht onttrokken zijn.

In de schadecatalogus is voor een aantal schadebeelden toelichtend fotomateriaal en/of principeschetsen opgenomen. In de hiernavolgende tabellen (Tabel 11.1, Tabel 11.2, Tabel 11.3 en Tabel 11.4) wordt hiernaar verwezen. De nummers corresponderen met de foto's in de schadecatalogus. De codes S, K, D corresponderen met principeschetsen voor schutsluis, keersluis en dijkcoupure.

De schadecatalogus dient te worden beschouwd als groene versie, waarbij gebruik is gemaakt van de ten tijde van het opstellen beschikbare informatie en fotomateriaal. Nadat enige tijd in de praktijk ervaring is opgedaan met het gebruik van de schadecatalogus kan deze wellicht worden aangevuld en/of verduidelijkt.

Met name voor schadebeelden bij hoogwater is het van belang direct een indruk te hebben van:

- de fase waarin het proces van welvorming en/of piping zich bevindt;
- de urgentie met betrekking tot de door waarnemer te ondernemen actie;
- de eventueel te treffen maatregelen

## 11.2 Schadebeelden bij dijken

### 11.2.1 Conditie-afname bij routinematige inspectie

Bij de routinematige inspectie kunnen schadebeelden worden geconstateerd, die mogelijk duiden op een afnemende conditie van een dijkvak. In Tabel 11.1 zijn deze schadebeelden in algemene bewoordingen genoemd. Bij de opname van schadebeelden zal dit nader moeten worden gespecificeerd.

code	schadebeeld	schadecatalogus
1.1	Afkalving voorland	1.1a
1.2	Graverijen (dier): <ul style="list-style-type: none"> <li>- Dassenburchten;</li> <li>- konijnenholen;</li> <li>- molshopen en -gangen;</li> <li>- muskusratten;</li> <li>- etc.</li> </ul>	1.2a; 1.2b, 1.2c 1.2d
1.3	Graafwerkzaamheden (mens): <ul style="list-style-type: none"> <li>- sloten, waterpartijen;</li> <li>- aanbermingen;</li> <li>- ledingen / leidingkruisingen;</li> <li>- objecten (woningen, windmolens);</li> <li>- kleiwinning;</li> <li>- etc.</li> </ul>	1.3a 1.3b 1.3c
1.4	Bomen: <ul style="list-style-type: none"> <li>- verzwakte bomen;</li> <li>- kuil door ontwortelde boom;</li> <li>- etc.</li> </ul>	1.4a; 1.4b

Tabel 11.1 Schadebeelden, mogelijk duidend op de conditie-afname van een dijkvak



Allereerst zal een oordeel moeten worden gevormd of het betreffende schadebeeld voor dit specifieke dijkvak consequenties kan hebben voor de veiligheid met betrekking tot piping. Zo ja, dan moet worden beoordeeld of voorsnog kan worden volstaan met gerichte inspecties om de schadeontwikkeling te volgen, of dat maatregelen moeten worden getroffen om de schade te herstellen vóór de komende hoogwaterperiode.

## 11.2.2 Piping/welvorming bij hoogwater

Naar aanleiding van de recente hoogwaterstanden is een studie uitgevoerd naar de dijkbeoordeling bij hoogwater [DWW, 1996]. Deze studie heeft als basis gediend voor de invulling van Tabel 11.2.

Omdat het hier gaat om concrete aanwijzingen van piping, en de plaats waar het schadebeeld wordt verwacht min of meer vaststaat, kan hier in algemene zin al een aanduiding worden gegeven van fase, urgentie en maatregelen.

code	schadebeeld	fase	urgentie	maatregel	schadecatalogus
2.1	hoge vochtigheid grond binnentalud	A	i	-	2.1
2.2	hoge vochtigheid achterland	A	i	-	2.2a; 2.2b
2.3	omhoog komen / bewegen achterland (niet door instabiliteit)	-	iii	f	2.3
2.4	stijging slootpeil / verhoogde afvoer sloten	A	I		2.4
2.5	stroming zichtbaar aan het wateroppervlak in sloten	B	ii	-	2.5
2.6	lokaal water beneden uit binnentalud (niet door neerslag)	B	I	a	2.6
2.7	opborrelend water, geen zand meegespoeld; treedt op in geconcentreerd gebied	B	ii	a	2.7
2.8	water spuit naar boven	B	ii	b	2.8
2.9	vertroebeling slootwater	B	ii		2.9
2.10	zand onder aan talud (niet door graverijen)	C	ii	b	2.10
2.11	gat onder aan talud (niet door graverijen)	C	ii	a	2.11
2.12	zand in slootwater	C	iii	b	2.12a; 2.12b
2.13	zandmeevoerende wel op maaiveld; kratervorming	C	iii	b	2.13a; 2.13b; 2.13c; 2.13d; 2.13e
2.14	zandmeevoerende wel in sloot; krater boven slootpeil	D	iii	c, d, e	2.14a; 2.14b; 2.14c; 2.14d; 2.14e
2.15	verzakken, binnentalud / achterland (niet door graverijen)	D	iii	c, d, e	2.15a; 2.15b
2.16	inzakken dijk	E	iiii	g	2.16a; 2.16b
2.17	overstromen, dijkdoorbraak	F	iiii	-	2.17a; 2.17b

Tabel 11.2 Schadebeelden, mogelijk duidend op welvorming en/of piping bij een dijkvak (fase, urgentie en maatregelen indien schade geconstateerd bij hoogwater)

Onder de codering met betrekking tot fase, urgentie en maatregelen wordt het volgende verstaan:

**Fase van welvorming en/of piping:**

- A kwel binnendijks;
- B welvorming (geconcentreerde kwel) binnendijks;
- C vorming van zandmeevoerende wellen op het maaiveld of in sloten;
- D vergroting van holle ruimtes onder de dijk, piping;
- E instorten van holle ruimtes onder de dijk, inzakken van de dijk;
- F wegspoelen van het resterende deel van de dijk door overlopen, golfoverslag of erosie.

**Urgentie (door waarnemer te ondernemen actie):**

- i gewone inspectie vervolgen en melden in het kader van de reguliere inspectie en onderhoud;
- ii grotere waakzaamheid is geboden. Inspectie intensiveren en bevindingen melden;
- iii onmiddellijk melden, zodat op zeer korte termijn kan worden beoordeeld of noodmaatregelen moeten worden getroffen, en zo ja welke;
- iiii kans dat dijk binnenkort bezwijkt is groot. Dijkinspectie niet meer verantwoord.

**Maatregelen bij hoogwater:**

- a controleer of er zand wordt meegevoerd;
- b afdekken met geotextiel en zandzakken, zodanig dat water niet wordt tegengehouden (en blijven controleren of er zand wordt meegevoerd);
- c ga na hoeveel zand er uit de wel is gekomen en of de hoeveelheid zand toeneemt of afneemt; bij toename: opkisten met geotextiel en zandzakken;
- d aanbrengen pipingberm plus inspectie omgeving op nieuwe wellen;
- e verhoog waterstand in sloten (mits toelaatbaar i.v.m. stabiliteit);
- f beoordeel veiligheid na opbarsten;
- g onmiddellijke evacuatie.

Van belang is dat niet alle schadebeelden in alle gevallen zichtbaar zijn. Bijvoorbeeld ter plaatse van een binnendijks wiel zal piping/welvorming pas in een relatief ver gevorderd stadium zichtbaar zijn. Dit betekent dat bij moeilijk inspecteerbare delen van de waterkering men bijzonder alert moet zijn, om nog tijdig maatregelen te kunnen treffen.

## 11.3 Schadebeelden bij kunstwerken

### 11.3.1 Conditie-afname bij inspectie

Bij de routinematige of bijzondere inspectie kunnen schadebeelden worden geconstateerd, die mogelijk duiden op een afnemende conditie van een kunstwerk. In Tabel 11.3 zijn deze schadebeelden in algemene bewoordingen genoemd. Bij de opname van schadebeelden zal dit nader moeten worden gespecificeerd. De codes S, K, D corresponderen met principeschetsen voor Schutsluis, Keersluis en Dijkcoupure in de schadecatalogus in Bijlage E.

code	schadebeeld	schadecatalogus
3.1	afkalving voorland	
3.2	graverijen naast het kunstwerk (dier): - dassenburchten; - konijnenholen; - molshopen en –gangen; - muskusratten; - etc.	
3.3	graafwerkzaamheden naast het kunstwerk (mens): - sloten, waterpartijen; - leidingen / leidingkruisingen; - objecten (woningen, windmolens); - etc.	
3.4	stroming zichtbaar bij wateroppervlak tijdens gebruik van het gesloten kunstwerk (bv. tijdens schutten)	S; K
3.5	disfunctioneren filters of filterconstructies (aansluiting met kunstwerk onvoldoende, filter dichtgeslagen, ballastlaag plaatselijk verdwenen)	S; K
3.6	waterdichtheid van vloeren en aansluitingen onvoldoende (open voegen, scheuren)	3.6a; 3.6b; 3.6c; 3.6d; 3.6e; S; K; D
3.7	deformatie van grond + kunstwerk (kan zowel oorzaak als gevolg van piping vormen)	S; K; D

Tabel 11.3 Schadebeelden, mogelijk duidend op de conditie-afname van een kunstwerk

Evenals bij dijken (par. 11.2.1) zal ook hier allereerst een oordeel moeten worden gevormd of het betreffende schadebeeld voor dit specifieke kunstwerk consequenties kan hebben voor de veiligheid met betrekking tot piping. Zo ja, dan moet worden beoordeeld of vooralsnog kan worden volstaan met gerichte inspecties om de schadeontwikkeling te volgen, of dat maatregelen moeten worden getroffen om de schade te herstellen vóór de komende hoogwaterperiode.

### 11.3.2 Piping/welvorming bij hoogwater

In Tabel 11.4 is een aanduiding van fase, urgentie en maatregelen niet opgenomen, omdat bij kunstwerken dit in sterke mate zal afhangen van de plaats waar het schade wordt geconstateerd en de specifieke kenmerken van het kunstwerk.

code	schadebeeld	schadecatalogus
4.1- 4.15	schadebeelden 2.1 t/m 2.15 uit Tabel 11.2 – naast kunstwerk – achter uitstroming kunstwerk, t.p.v. filterconstructie – achter uitstroming kunstwerk – in het kunstwerk, achter het afsluitmiddel	4.12; K; D
4.16	deformaties/verzakkingen/bezwijken kunstwerk	K
4.17	deformaties/verzakkingen grond naast kunstwerk	

Tabel 11.4 Schadebeelden, mogelijk duidend op welvorming en/of piping bij een kunstwerk

Bij de beoordeling van de schadebeelden 4.1 t/m 4.15 (zoals 2.1 t/m 2.15) geldt:

- Bij schadebeelden in of achter het binnentalud direct naast het kunstwerk geldt dezelfde beoordeling van fase en urgentie als in Tabel 11.2. Indien ter plaatse van de ongestoorde dijk hetzelfde schadebeeld niet optreedt, is hier waarschijnlijk sprake van achterloopsheid.
- Bij schadebeelden achter het kunstwerk is het van belang of ter plaatse een filterconstructie aanwezig is. Bij een goed functionerend filter behoeven schadebeelden 4.1 t/m 4.6 die duiden op een beheerste waterstroming geen verontrustende schade te betekenen (lage urgentie).
- Bij schadebeelden achter het kunstwerk bij afwezigheid van een filter geldt de beoordeling conform Tabel 11.2. Dit geldt eveneens bij schadebeelden in het kunstwerk zelf (ter plaatse van een open vloerconstructie of ter plaatse van scheuren of openstaande voegen).

Bij deformaties, verzakkingen en/of bezwijken van het kunstwerk of het naastliggende dijklichaam is sprake van de hoogste urgentie.

Afhankelijk van de plaats en de oorzaak van de schade, zijn te overwegen maatregelen:

- aanbrengen van een noodbestorting bij open voegen, scheuren, of ter plaatse van disfunctionerende filters;
- instellen van een getrappt verval (indien mogelijk);
- kunstwerk geheel afsluiten met grondlichaam (mits de sterkte van het kunstwerk en het aansluitend dijklichaam dit toelaten);
- binnenwaterstand omhoog brengen (indien mogelijk).

## 11.4 Verslaglegging en analyse schadebeelden

Voor een goede analyse van het schadebeeld is het gewenst om naast het schadebeeld ook aanvullende informatie te verzamelen. Aanbevolen wordt om bij de schade-inspectie in ieder geval de volgende zaken te noteren:

1. het geconstateerde schadebeeld (verwijzing naar schadecatalogus);
2. de locatie: dijkpaal en plaats in dwarsprofiel, of kunstwerk en plaats t.o.v. kunstwerk;
3. omvang van de schade, en zo mogelijk eerste urgentie-beoordeling;
4. omstandigheden: weersgesteldheid, waterstanden;
5. bijzonderheden: onderhoudssituatie, stand afsluitmiddelen bij kunstwerk, etc.

Daarnaast wordt aanbevolen om de schade met tekeningen en foto's vast te leggen.

Bij de definitieve vaststelling van de oorzaak is het van belang om specifieke gegevens van de locatie waar het schadebeeld is geconstateerd mee te nemen. Dit betreft de volgende zaken, die al ten behoeve van de toetsing en/of tijdens de routinematige inspectie zijn verzameld:

1. Is de opbouw van de waterkering en de staat van evt. constructies bekend?
2. Is de veiligheid met betrekking tot welvorming en piping bekend? Welke onderdelen van de waterkering leveren belangrijke bijdragen aan deze veiligheid?
3. Is er sprake van een plaatselijk lager maaiveld / diepere sloot?
4. Zijn op de beschouwde locatie in het verleden wellen of zandmeevoerende wellen geconstateerd? Zo ja, op welke afstand van de dijk en bij welk verval (d.w.z. bij welke buiten- en binnenwaterstand)? Zo nee, welke vervallen zijn er al gekeerd?
5. Zijn er metingen peilbuizen, waterspanningsmeters beschikbaar (verleden en nu)?
6. Zijn er recent graafwerkzaamheden voor of achter de dijk uitgevoerd?

7. Zijn er in de directe nabijheid leidingkruisingen etc. aanwezig?

Een gedetailleerde analyse vindt pas plaats na een eerste urgentiebepaling, op basis waarvan de noodzaak van noodmaatregelen om verdere schadegroei te voorkomen kan worden vastgesteld.

## 12 Rekenvoorbeelden

### 12.1 Rivierdijk I

#### 12.1.1 Beschrijving

Voor deze case is uitgegaan van een fiktieve dijk in het bovenrivierengebied. De beschouwde dijkstrekking is 2 km lang, van hectometerpaal (hmp) 1 tot 21. Voor de eenvoud van deze case wordt aangenomen dat het dijkvak voldoet aan eisen met uitzondering van de eisen die ten aanzien van piping worden gesteld.

#### Topografie:

De dijk is op ongeveer 300 afstand van het zomerbed van de rivier gelegen. Buitendijks is een strand aanwezig over een lengte van circa 150 m tussen hmp 14 en hmp 15.5. In dezelfde strekking is binnendijks bebouwing aanwezig. Het terrein aansluitend aan de dijk buiten deze strekking is in gebruik als landbouwgrond.

Het maaiveldniveau binnendijks varieert enigszins (zie lengte-profiel binnendijks). Overigens zijn binnendijks geen sloten of andere waterpartijen aanwezig binnen de invloedssfeer van de waterkering. De breedte van de dijk is in Tabel 12.1 weergegeven.

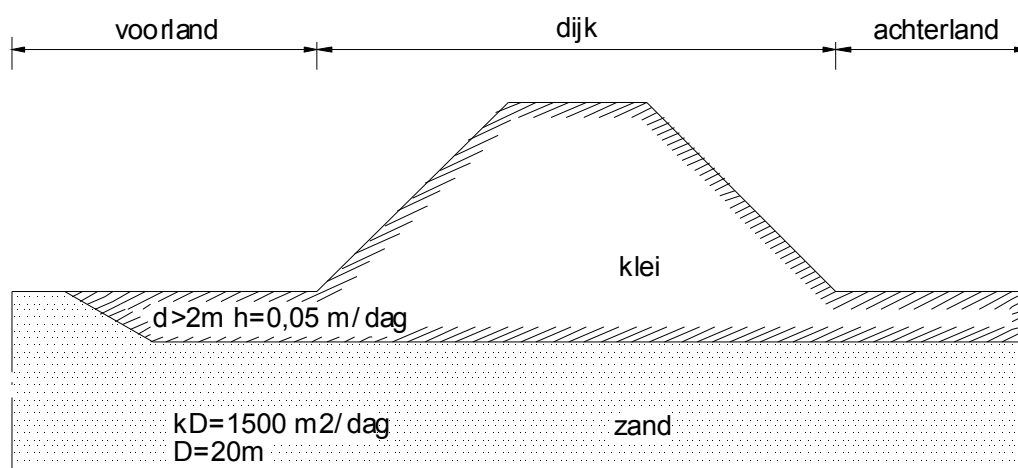
hmp	breedte dijk [m]	breedte voorland [m]
1	30	1
2	30	40
3	30	40
4	35	25
5	35	25
6	30	40
7	30	40
8	30	40
9	30	10
10	30	40
11	30	40
12	30	40
13	30	40
14	30	1
15	35	1
16	35	1
17	35	1
18	30	1
19	30	1
20	30	30

Tabel 12.1 Breedte dijk en voorland

#### Bodemopbouw:

Het betreft een kleidijk die is aangelegd op een kleilaag met een variërende dikte. In het lengteprofiel is de dikte van de kleilaag binnendijks weergegeven. De kleilaag buitendijks is niet overal intact. In Tabel 12.1 is de afstand vanaf de buitenteen aangegeven, waarbinnen

wel een intacte kleilaag aanwezig is. Er zijn bij het grondonderzoek geen restanten van geulen aangetroffen. De dikte van de kleilaag buitendijks is tenminste 2 m. De eerste watervoerende zandlaag heeft ter plaatse een dikte van maximaal 20 m. In Figuur 12.1 is een schematische doorsnede gegeven.



Figuur 12.1 Doorsnede van rivierdijk Case 1

#### Waarnemingen:

Er zijn geen wellen waargenomen tijdens perioden met een hoge rivierwaterstand. Wel is waargenomen dat het maaiveld binnendijks nat is tijdens hoogwater. Op de lage delen van het binnendijkse maaiveld verschijnen zelfs plassen als het hoogwater enige tijd aanhoudt.

#### Hydraulische randvoorwaarden:

- Maatgevend hoogwater (MHW): NAP + 14,6 m

#### Grondeigenschappen:

##### Klei binnendijks:

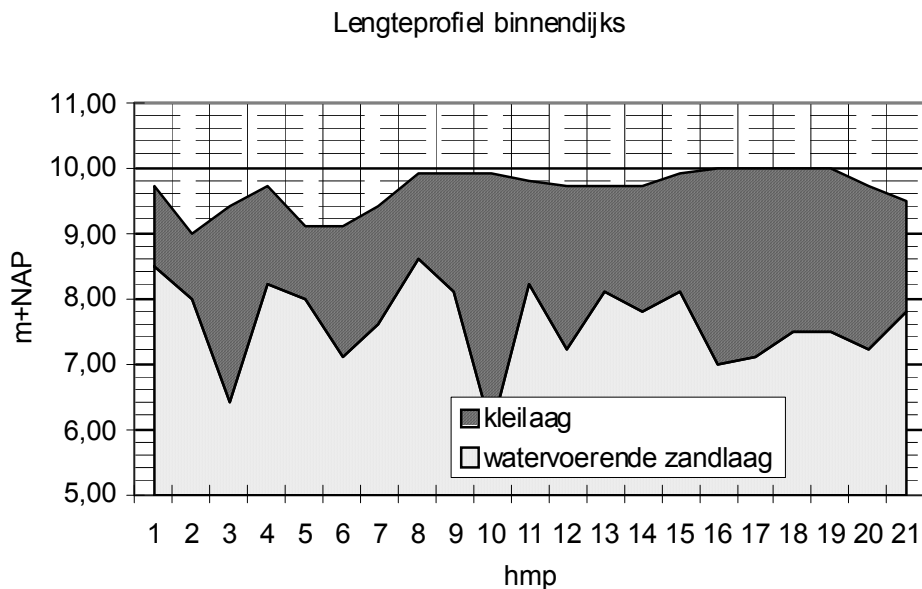
- soortelijk gewicht: 17,5 kN/m<sup>3</sup>
- doorlatendheid (geschat): 0,05 m/dag

##### Zand:

- $kD = 1500\text{ m}^2/\text{dag}$
- korrelgrootte volgens onderstaande tabel

monster	$d_{10}$ [mm]	$d_{60}$ [mm]	$d_{70}$ [mm]
1	0,25	0,46	0,58
2	0,14	0,38	0,42
3	0,13	0,26	0,32
4	0,09	0,26	0,35
5	0,13	0,29	0,34
6	0,22	0,39	0,43
7	0,22	0,42	0,39

Tabel 12.2 Korrelgrootten zandmonsters



Figuur 12.2 Lengteprofiel binnendijks

## 12.1.2 Uitwerking

Geconstateerd wordt dat een pipinggevoelige opbouw aanwezig is. De vrij dunne kleilaag binnendijks geeft aanleiding te veronderstellen dat opbarsten kan optreden bij hoge waterstanden. Deze aanname wordt bevestigd door de waarneming dat het maaiveld binnendijks bij hoog water regelmatig vochtig is.

De kwelweg verloopt grotendeels horizontaal. Uitsluitend bij de uitstroom kan sprake zijn van een verticaal deel, door een opbarstkanaal door de kleilaag heen. Aangezien binnendijks geen zand aan de oppervlakte aanwezig is, zal geen heave optreden. Eerst wordt een eenvoudige methode (controle opbarsten/opdrijven van het slappelagenpakket) uitgevoerd alvorens de meer gedetailleerdere toetsmethode van Sellmeijer wordt uitgevoerd.

### 12.1.2.1 Controle opdrijven/opbarsten (zie paragraaf 6.2.3.5 en 7.3.3.3)

Piping (terugschrijdende erosie) kan pas ontstaan als het pakket slappe lagen opbarst onder maatgevende omstandigheden. Het gevaar voor opbarsten is reëel indien de waterspanning ( $\sigma_w$ ) op het grensvlak tussen het pakket slappe lagen en het pleistocene zand (ter plaatse van de binnenteen van de dijk) groter is dan de grondspanning ( $\sigma_{gr}$ ).

Zonder het uitvoeren van grondwaterstromingsberekeningen kan dit op eenvoudige wijze met een bovengrensbenadering worden vastgesteld waarbij ter bepaling van de maximale waterspanning een stijghoogte tot MHW wordt aangenomen.

Hieruit volgt:

Voor hmp 1:

$$\sigma_w = (14,60 \text{ m} + 1,4 \text{ m} - 9,8 \text{ m}) * 9,81 \text{ kN/m}^3 = 60,8 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{gr} = 1,4 \text{ m} * 17,5 \text{ kN/m}^3 = 24,5 \text{ kN/m}^2$$



Dit is gebaseerd op de extreem conservatieve aanname dat de stijghoogte in de watervoerende zandlaag gelijk is aan de buitenwaterstand.

Dus  $\sigma_w > \sigma_{gr}$  waardoor opbarsten niet is uit te sluiten en derhalve een meer gedetailleerde beoordeling volgt. Het hier voorafgaande kan ook worden uitgedrukt in een opbarstveiligheid, zijnde de grondspanning gedeeld door de waterspanning; als het quotiënt kleiner is dan 1 dan bestaat er opbarst gevaar.

Voor de secties van het lengteprofiel is de opbarstveiligheid in Tabel 12.3 weergegeven

hmp	$\sigma_{\text{water}}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$\sigma_{\text{grond}}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	opbarstveiligheid [-]
1	60,8	24,5	0,40
2	64,7	17,5	0,27
3	80,4	52,5	0,65
4	62,8	26,3	0,42
5	64,7	17,5	0,27
6	72,6	31,5	0,43
7	68,7	31,5	0,46
8	58,9	22,8	0,39
9	63,8	31,5	0,49
10	85,3	70,0	0,82
11	63,8	29,8	0,47
12	65,7	31,5	0,48
13	64,7	29,8	0,46
14	66,7	33,3	0,50
15	64,7	33,3	0,51
16	74,6	52,5	0,70
17	73,6	50,8	0,69
18	70,6	45,5	0,64
19	70,6	45,5	0,64
20	72,6	43,8	0,60

Tabel 12.3 Water- en grondspanningen en opbarstveiligheid

Opgemerkt wordt dat bij de aanwezigheid van een sloot in de binnenteen bij de berekening van de grondspanning op het grensvlak tussen deklaag en watervoerende zandlaag rekening gehouden mag (moet) worden met het effect van spannings spreiding. In dit rekenvoorbeeld is dat echter niet aan de orde.

Geconcludeerd kan worden dat, met deze conservatieve berekening van de opbarstveiligheid, opbarsten zeker niet uit te sluiten is voor de gehele strekking en dat derhalve een gedetailleerde(r) beoordeling nodig is. Die kan bestaan uit een verfijnder opbarstanalyse, waarmee opbarsten (mogelijk) wel kan worden uitgesloten, of een berekening van de benodigde kwelweglengten, om piping, gegeven opbarsten, uit te sluiten. De resultaten van de opbarstanalyse in Tabel 12.3 doen vermoeden dat, afgezien van enkele locaties, een verfijnder opbarstanalyse niet tot uitsluiten van opbarsten (bij maatgevende hydraulische belasting) zal leiden. Om die reden wordt eerst gekeken of piping via analyse van de benodigde kwelweglengtes met voldoende betrouwbaarheid kan worden uitgesloten.

## 12.1.2.2 *Beoordeling met de methode van Sellmeijer (zie paragraaf 6.2.4 en 7.3)*

Belangrijke parameters in de formule van Sellmeijer zijn de doorlatendheid en de korrel diameter. De doorlatendheid kan worden berekend op basis van de korrelverdelingen. Dit resulteert in een doorlatendheid van  $6 \cdot 10^{-4}$  m/s. Volgens de Grondwaterverkenning van NITG-TNO (nu REGIS-II) is de kD waarde gelijk aan  $1500 \text{ m}^2/\text{dag}$ , overeenkomend met een doorlatendheid van  $8,7 \cdot 10^{-4}$  m/s. Dit verschil is vrij gering. Het verschil kan bijvoorbeeld ontstaan als de zandmonsters niet geheel representatief zijn voor de gehele zandlaag, omdat deze niet verspreid over de gehele zandlaag zijn genomen, of als de waarde volgens de Grondwaterverkenning niet voldoende op het beschouwde gebied van toepassing is. Voor de doorlatendheid dient een bovengrens gekozen te worden. De beide waarden wijken in dit geval niet al te zeer van elkaar af. In dit geval wordt uitgegaan van een doorlatendheid gelijk aan  $8,7 \cdot 10^{-4}$  m/s.

De karakteristieke ondergrens van de korrel diameter  $d_{70}$  is volgens berekening (conform Bijlage B, formule A.23) gelijk aan 0,34 mm.

Met deze gegevens kan de formule van Sellmeijer, formule (7.3) worden toegepast. Directe toepassing van de formule levert een kritieke kerende hoogte, bij een gegeven kwelweglengte. Het berekende kritiek verval wordt dan verminderd met een factor, welk gelijk is aan 0,3 maal de dikte van de deklaag ( $0,3 \cdot d$ ) ter plaatse van de wel. In dit geval gaat de interesse echter uit naar de vereiste kwelweglengte, bij het gegeven verval omdat het verval niet te beïnvloeden is. Hiertoe wordt de formule iteratief opgelost. In principe dient dit voor iedere doorsnede gedaan te worden. In onderstaande tabel zijn de berekende, vereiste kwelweglengten weergegeven. Bij de berekeningen is tevens rekening gehouden met een veiligheidsfactor  $\gamma_n$  van 1,4, volgens Tabel 7.2.

Voor het verdisconteren van schematiseringonzekerheden gaan we a priori uit van een schematiseringsfactor  $\gamma_b = 1,2$ . Deze keuze moet aan de hand van een schematiseringsanalyse worden onderbouwd. In paragraaf 12.2.3.4 is zo'n schematiseringsanalyse (voor het faalmechanisme opbarsten) nader toegelicht. Voor voorbeelden van een schematiseringsanalyse voor het mechanisme piping wordt verwezen naar het Technisch Rapport Grondmechanisch Schematiseren [TRGS: Calle & Van der Meer, 2010].

In Tabel 12.4 zijn de benodigde kwelweglengten volgens de aangepaste methode Sellmeijer (formule 7.3) weergegeven met een veiligheidsfactor  $\gamma_n$  van 1,4.

hmp	aanwezige kwelweglengte [m]	aanwezig verval [m]	aanwezig verval incl. 0,3*d-correctie [m]	benodigde kwelweglengte volgens aangepaste formule Sellmeijer (7.3) [m]
1	31	4,8	4,38	100,2
2	70	5,6	5,30	124,0
3	70	5,2	4,30	98,2
4	60	4,9	4,45	102,0
5	60	5,6	5,30	124,0
6	70	5,6	5,06	117,8
7	70	5,2	4,66	107,3
8	70	4,7	4,31	98,5
9	40	4,7	4,16	94,5
10	70	4,7	3,50	78,0
11	70	4,8	4,29	98,0
12	70	4,9	4,18	95,1
13	70	4,9	4,39	100,4
14	31	4,9	4,33	99,0
15	36	4,7	4,13	93,9
16	36	4,6	3,70	83,0
17	36	4,6	3,73	83,8
18	31	4,6	3,82	86,0
19	31	4,6	3,82	86,0
20	60	4,9	4,15	94,3

Tabel 12.4 Aanwezige en vereiste kwelweglengten

Geconcludeerd wordt dat in het gehele traject de vereiste kwelweglengte (berekend volgens de methode van Sellmeijer) groter is dan de aanwezige kwelweglengte. Er wordt dus niet voldaan aan de eis ten aanzien van piping.

### 12.1.3 Ontwerp van maatregelen

Nu uit de toetsing is gebleken dat de situatie niet voldoet, worden maatregelen ontworpen. De ontwerpsuitgangspunten zijn hierbij:

- de maatgevende hoogwaterstand (MHW) = NAP + 14,6 m;
- een levensduur van 50 jaar.

Een eventuele verhoging van het MHW door de verwachte ontwikkeling van rivierafvoeren, rekening houdend met rivierverruimingsmaatregelen, is al in de opgegeven waarde verwerkt.

De keuze tussen de mogelijke maatregelen zal in het algemeen op basis van een afweging plaatsvinden, waarbij de LNC waarden, kosten en beheer en onderhoud een rol kunnen spelen. In deze case staan de technische aspecten op de voorgrond en daarom wordt niet ingegaan op deze afweging.

Traditioneel wordt uitgegaan van de verlenging van de horizontale kwelweg middels een voorlandverbetering of een pipingberm. Gezien de grote berekende extra benodigde

kwelweglengtes cq. pipingbermbreedtes stuiten de traditionele methodes hierbij op allerlei (ruimtelijke en praktische) bezwaren. Alternatieve methodes worden daarom in beschouwing genomen.

## 12.1.3.1 Pipingberm

De belangrijkste kenmerken van een pipingberm zijn de breedte en de hoogte.

De breedte is in principe gelijk aan het tekort aan kwelweglengte. Het uittreepunt wordt verlegd van de binnenteen tot binnendijs van de pipingberm. In de praktijk worden pipingbermbreedtes tot 30 m nog acceptabel geacht. Voor deze case worden dan ook alleen secties 3, 8 en 10 t/m 13 van het lengteprofiel voor een ontwerp van een pipingberm in beschouwing genomen. De waarden die zijn aangehouden voor het verval en de dikte van de binnendijkse kleilaag zijn hier mogelijk anders dan bij de binnenteen. Er zal op deze punten daarom een controle en zonodig aanpassing van de berekeningen moeten plaatsvinden.

De hoogte van de berm wordt zodanig berekend, dat geen opbarsten meer kan optreden ter plaatse van de berm. Deze berekening kent in principe de volgende stappen:

- berekening van de grenspotentiaal binnendijs van de pipingberm, bij de daar aanwezige kleilaagdikte;
- berekening van het potentiaalverloop tussen het intreepunt en het aangenomen uittreepunt;
- berekening van de vereiste bermhoogte, zodanig dat bij de optredende potentiaal geen opbarsten plaatsvindt, rekening houdend met een opbarstfactor van 1,2.

Deze berekeningen kunnen met de formules volgens de Leidraad voor het Ontwerpen van Rivierdijken, deel I [TAW, 1987] of met het computerprogramma WATEX worden gedaan. Het gewicht van de grond die gebruikt wordt in de pipingberm is een parameter die in de berekeningen een rol speelt. Bij de keuze van de grondsoort spelen een aantal overwegingen een rol. Vanwege de drainage van de dijk heeft zand de voorkeur, of in ieder geval een grondsoort die doorlatender is dan de grond in het dijklichaam. Daarnaast kan het toekomstige gebruik van het terrein een rol spelen. Bij gebruik als grasland zal in ieder geval een laag kleigrond als afdekking moeten worden toegepast. Voor deze case is uitgegaan van een gemiddeld soortelijk gewicht van  $17,5 \text{ kN/m}^3$ .

In Tabel 12.5 zijn de resultaten weergegeven. Hierbij is, voor deze case, aangenomen dat de maaiveldhoogte en dikte van de kleilaag binnendijs van de pipingberm gelijk zijn aan de waarden nabij de binnenteen.

hmp	bermbreedte <sup>1)</sup> [m]	bermdikte binnenteen [m]	bermhoogte binnenteen [m+NAP]	bermdikte eindberm [m]	bermhoogte eindberm [m+NAP]
3	28,2	1,26	10,66	0,76	10,16
8	28,5	1,12	11,02	0,46	10,36
10	8,0	1,00	10,90	0,91	10,81
11	28,0	1,15	10,95	0,53	10,33
12	25,1	1,13	10,83	0,56	10,26
13	30,4	1,20	10,90	0,53	10,23

Tabel 12.5 Afmetingen pipingberm

Bij de vormgeving van de pipingberm spelen nog de volgende overwegingen een rol:

- de taludhelling van het eind van de berm naar maaiveld kan gekozen worden afhankelijk van het toekomstige gebruik en onderhoud;
- de bermhoogte en de bermbreedte zullen in de praktijk een gelijkmatig verloop krijgen, waarbij de berekende waarden als minimum gelden;
- het einde van de berm dient zodanig gekozen te worden dat ook kwelwegen die niet loodrecht op het dijktraject staan, kleiner worden dan de vereiste kwelweglengte;
- gezien de relatief dunne kleilaag kan diepwortelende beplanting, zoals bomen, of bebouwing niet worden toegestaan;
- afhankelijk van het toekomstig gebruik kan besloten worden een overhoogte aan te brengen; in het algemeen wordt geen of nauwelijks nevengebruik toegestaan op een pipingberm; indien het echter onvermijdelijk is, kan bijvoorbeeld 0,5 m extra grond worden aangebracht, om ruimte te creëren voor ploegen of voor de aanleg van tuinen.

### 12.1.3.2 Voorlandverbetering

De belangrijkste kenmerken van de voorlandverbetering zijn de breedte en de waterdoorlatendheid. Indien de waterdoorlatendheid zodanig wordt gekozen dat de spreidingslengte gelijk is aan de breedte van het voorland, dan wordt de breedte van de voorlandverbetering gelijk aan het tekort aan kwelweglengte. Om dit te bereiken dient de spreidingslengte voldoende groot te zijn. Als wordt uitgegaan van een kleilaagdikte van 1 m, met een doorlatendheid van 0,05 m/dag, dan blijkt dat de spreidingslengte enkele decimeters korter is dan de breedte van de voorlandverbetering. De vereiste breedten komen daarmee overeen met de breedte voor de pipingberm. De voorlandverbetering dient aan te sluiten op de aanwezige kleilagen. Boven de kleilaag wordt nog een afdekkende laag klei met een dikte van 0,5 m aangebracht, om uitdroging en verstoring van de laag door wortels en erosie te voorkomen. In principe mogen geen bomen worden geplant ter plaatse van de voorlandverbetering.

### 12.1.3.3 Ontlastsloot en Kwelscherm

Tussen hmp 14 en hmp 15,5 is de aanleg van een voorlandverbetering of pipingberm niet mogelijk. Een ontlastsloot met filterconstructie of een verticaal kwelscherm behoren wel tot de mogelijkheden.

Het ontwerp van een ontlastsloot met filterconstructie is vrij eenvoudig. De sloot dient tot in de watervoerende zandlaag te steken en voorzien te worden van een adequate filterconstructie. Deze constructie kent enkele nadelen, met name het risico dat de filterconstructie tijdens een hoogwater niet naar behoren werkt, waardoor toch piping op kan treden. Daarnaast dient rekening gehouden te worden met een vrij aanzienlijk debiet in de sloot. Deze mogelijkheid wordt hier niet verder uitgewerkt.

Het ontwerp van het kwelscherm kan met de methode van Lane gebeuren (hoofdstuk 5, formule (5.7)). De gewogen creepcoëfficiënt is in dit geval gelijk aan 6. Voor de maatgevende doorsnede bij hmp 14 geldt verder:  $\Delta H = 4,9$  m en  $L_h = 31$  m. Hiermee wordt berekend dat dan  $L_v \geq 19,1$  m moet zijn.

Dit kwelscherm kan zowel binnen- als buitendijks worden geplaatst. Bij plaatsing buitendijks dient de kleilaag goed aan te sluiten aan het scherm. Bij plaatsing binnendijks dient rekening gehouden te worden met een verhoogde potentiaal onder de dijk. Mogelijk zal in dat geval

een kleine binnenberm nodig zijn, om te voorkomen dat de onderkant van het binnentalud opbarst.

Indien het kwelscherm binnendijks wordt geplaatst, wordt een heave situatie gecreëerd. Dimensionering gebeurt dan met de heaveriegels.

De beschikbare modellen voor de heaveriegels, gaan uit van een vrije uitstroom in zand. In het hier beschouwde geval is echter nog een kleilaag aanwezig. In de schematisatie is de kleilaag vervangen door zand. Dit lijkt een veilige aanname, omdat op deze wijze de weerstand die de opwaartse grondwaterstroming ondervindt door het opbarstkanaal, buiten beschouwing wordt gelaten.

In het spreadsheet worden de volgende waarden ingevuld:

- L = 31 m;
- laagdikte zand buitendijks 20 m;
- laagdikte zand binnendijks 22 m;
- lengte kwelscherm binnendijks 2 m.

Bij deze waarden wordt een toelaatbaar verval van 5,22 m berekend. Dit is minder dan het aanwezige verval van 4,9 m.

Echter, in werkelijkheid is de kleilaag wel aanwezig, en heeft een dikte van circa 2 m. Indien hierin een kwelscherm wordt geplaatst met een lengte van 2 m, verandert er in feite niets aan de situatie. Geometrie en grondopbouw blijven dan pipinggevoelig, en volgens de beoordeling met de methode van Sellmeijer, wordt niet aan het pipingcriterium voldaan. De oplossing hiervoor is om de geometrie zodanig te veranderen, dat piping geen rol meer speelt. Dit kan worden bereikt door het kwelscherm door de kleilaag en in de zandlaag te plaatsen. Voor de lengte van het kwelscherm onder de kleilaag, kan een minimale maat worden genomen, van bijvoorbeeld 1 m. De totale lengte van het kwelscherm wordt daarmee dus 3 m. Ook voor deze situatie is het spreadsheet toegepast. Er wordt dan een toelaatbaar verval van 7,06 m berekend.

Bij het vaststellen van het begin- en eindpunt van het kwelscherm, dient een zodanige overlap met de pipingberm en/of voorland aangehouden te worden dat de voor alle mogelijke kwelwegen voldaan wordt aan de berekende eisen.

#### 12.1.4 Mogelijke gebreken en schadebeelden

Ondanks de maatregelen die genomen worden, kunnen na de verbetering, tijdens een hoogwater, toch fenomenen optreden die lijken te wijzen op een pipingprobleem. In onderstaande Tabel 12.6 zijn de belangrijkste samengevat, inclusief mogelijke oorzaken.

<b>waarneming</b>	<b>mogelijke oorzaak</b>	<b>invloed op pipinggevoeligheid</b>	<b>maatregel</b>
maaiveld binnendijs nat	kwel	geen	geen
welvorming binnendijs van de pipingberm (niet zandmeevoerend)	door de aanleg van de pipingberm kan een opbarstkanaal ontstaan op een locatie waar dat voorheen niet ontstond	geen	geen
welvorming binnendijs van de pipingberm/binnenteen, licht zandmeevoerend	zie 'welvorming, niet zandmeevoerend'	geen	geen <sup>1)</sup>
welvorming, in toenemende mate zandmeevoerend	een parameter in de berekening is niet goed ingeschat (intreelengte, dikte/doorlatendheid zandlaag etc.)	gevaar voor piping	opkisten; lokaal onderzoek uitvoeren na het hoogwater
welvorming, al dan niet zandmeevoerend, op de pipingberm	er is waarschijnlijk een watervoerende zandbaan die uitkomt in de berm	mogelijk gevaar voor piping	idem
zandmeevoerende wel binnendijs van het kwelscherm	mogelijk steekt het kwelscherm niet door de kleilaag heen	mogelijk gevaar voor piping	idem
<sup>1)</sup> In de praktijk is het niet eenvoudig vast te stellen of er wel of niet gevaar voor piping is, als er een zandmeevoerende wel wordt geconstateerd. Het is aan te raden altijd op te kisten.			

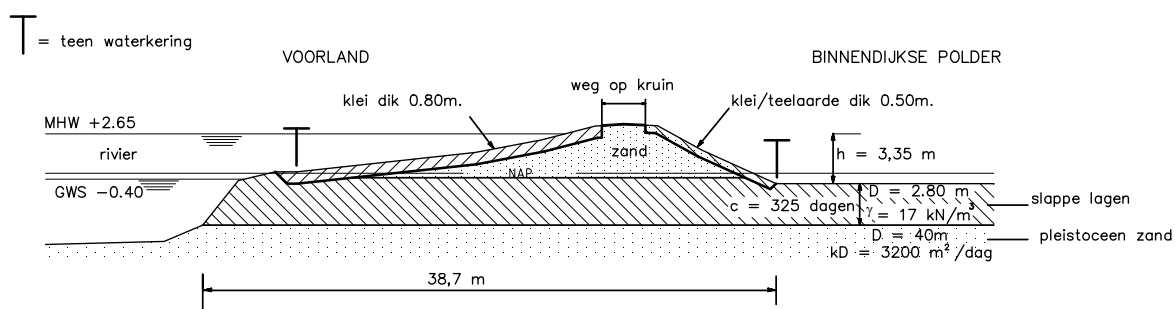
Tabel 12.6 Schadebeelden na verbetering

## 12.2 Rivierdijk II

### 12.2.1 Algemeen/geometrie

Beschouwd wordt een primaire waterkering in het bovenrivierengebied (fiktieve situatie). Over de lengte van het beschouwde dijkvak varieert de geometrie van de waterkering niet of nauwelijks. De dijk heeft een kruinbreedte van circa 4 m en een flauw buitentalud. Het binnentalud is aanzienlijk steiler.

Een voor dit dijkvak representatief dwarsprofiel is weergegeven in Figuur 12.3. Aan de rivierzijde van de dijk is nauwelijks voorland aanwezig. Aan de binnenzijde van de dijk is geen teensloot aanwezig.

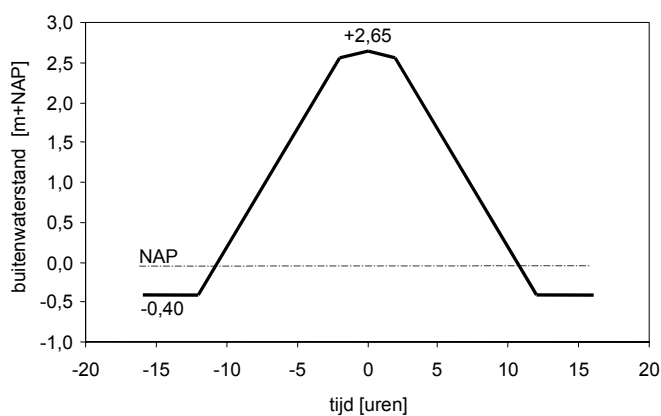


Figuur 12.3 Dwarsdoorsnede Rivierdijk II met ondergrondopbouw

In de binnendijkse polder is het land in gebruik voor agrarische activiteiten.

Maatgevend hoogwater (MHW) = NAP +2,65 m. Het verloop hiervan in de tijd is in Figuur 12.4 weergegeven.

Het binnendijks maaiveld ligt op NAP -0,70 m.



Figuur 12.4 MHW en verloop hiervan in de tijd



In het kader van de toetsing is de waterkering inmiddels beoordeeld op alle mogelijke schademechanismen, uitgezonderd piping. Uit onderzoek is gebleken, dat de waterkering op de reeds onderzochte schademechanismen als 'goed' is beoordeeld. Dit betekent, dat de dijk niet hoeft te worden versterkt als gevolg van bijvoorbeeld onvoldoende stabiliteit of kruinhoogte.

Alleen het mechanisme piping moet nog worden beoordeeld.

Indien piping een probleem zou zijn, dienen eventuele maatregelen bij voorkeur te worden uitgevoerd binnen de in de keur van het waterschap omschreven beschermingszone. De beschermingszone strekt zich uit tot 20 m uit de teen van de waterkering. In Figuur 12.3 zijn de als teen beschouwde locaties in het dwarsprofiel aangegeven met het symbool 'T'.

#### 12.2.2 Grondopbouw en geohydrologie

Zowel buitendijks als binnendijks, alsmede ter plaatse van de kruin is grondonderzoek uitgevoerd. De resultaten van het grondonderzoek, dat als representatief voor dit dijkvak kan worden beschouwd, zijn weergegeven in Figuur 12.3.

In de binnendijkse polder bevindt zich op het pleistocene zand tot aan het maaiveld een pakket slappe lagen met een dikte van 2,80 m. Het volumegewicht van dit pakket bedraagt gemiddeld  $17 \text{ kN/m}^3$ . Uit laboratoriumbeproeving blijkt dit pakket een doorlatendheid te bezitten van  $1 \cdot 10^{-7} \text{ m/s}$ . Uit de grondwaterkaart volgt een hydraulische weerstand van het afdekkende pakket van 325 dagen. Voor de consolidatiecoëfficiënt aan de onderzijde van het slappe lagenpakket kan een waarde van  $1 \cdot 10^{-7} \text{ m}^2/\text{s}$  worden aangehouden.

De waterkering is opgebouwd uit een kern van zand. Ter plaatse van het buitentalud is een kleilaag met een dikte van 0,80 m aanwezig. Op het binnentalud is een 0,50 m dikke klei-/teelaardelaag aanwezig.

Onder de waterkering bevindt zich tot aan de oever van de rivier eveneens een pakket slappe lagen waarvoor dezelfde parameters kunnen worden aangehouden als voor het pakket binnendijks. Onder deze lagen bevindt zich het pleistocene zand op dezelfde diepte als in de binnendijkse polder (NAP -3,50 m).

Uit de grondwaterkaart blijkt, dat het eerste watervoerende pakket, behorend tot de pleistocene afzettingen, een dikte heeft van circa 40 m. Dit pakket bestaat vrijwel geheel uit grove, zeer doorlatende rivierzanden. Slechts een topzandlaag met een dikte van circa 4,50 m bestaat uit fijne zanden. Het betreft door de wind afgezette dekzanden. De gemiddelde doorlatendheid van het gehele eerste watervoerende pakket is vrij groot. Voor de  $kD$ -waarde kan worden aangehouden  $3200 \text{ m}^2/\text{dag}$ .

Uit de grondwaterkaart volgt tevens dat de stijghoogte van het grondwater in dit pakket onder normale omstandigheden in een winterperiode circa NAP -1,70 m is ter plaatse van de binnenteen van de dijk. Door grondwateronttrekking ten behoeve van drinkwaterwinning in de buurt wordt deze potentiaal beïnvloed. Voor deze case kan ervan worden uitgegaan dat de grondwateronttrekking de komende 6 jaar (toetsingsperiode) is gegarandeerd waardoor de gegeven stijghoogte gehandhaafd blijft.

Bij het uitvoeren van de binnendijkse handboringen zijn uit de bovenlaag van het pleistocene dekzand monsters genomen. Van deze monsters is de korrelverdeling bepaald. Uit de korrelverdelingen blijkt, dat er weinig variatie in de fijnheid van het dekzand wordt waargenomen.

Alle monsters hebben een  $d_{50}$  tussen 0,140 en 0,210 mm.

Van 10 monsters, die zijn genomen uit de toplaag van het pleistocene dekzand nabij de binnenteen van de dijk, zijn in Tabel 12.7 de waarden  $d_{10}$ ,  $d_{50}$ ,  $d_{60}$  en  $d_{70}$  (in mm) gegeven.

monster nr.	$d_{10}$ [mm]	$d_{50}$ [mm]	$d_{60}$ [mm]	$d_{70}$ [mm]
1	0,087	0,163	0,182	0,211
2	0,084	0,182	0,199	0,221
3	0,056	0,162	0,179	0,207
4	0,053	0,158	0,182	0,213
5	0,047	0,152	0,173	0,201
6	0,099	0,193	0,214	0,232
7	0,054	0,151	0,172	0,189
8	0,092	0,206	0,225	0,251
9	0,071	0,142	0,156	0,165
10	0,059	0,197	0,223	0,260

Tabel 12.7 Resultaten zeefanalyses

## 12.2.3 Uitwerking

### 12.2.3.1 Eenvoudige controle opdrijven/opbarsten (zie hoofdstuk 7.3.3.3):

In dit geval kan piping pas ontstaan als het pakket slappe lagen opbarst onder maatgevende omstandigheden. Het gevaar voor opbarsten is reëel indien de waterspanning ( $\sigma_w$ ) op het grensvlak tussen het pakket slappe lagen en het pleistocene zand (ter plaatse van de binnenteen van de dijk) groter is dan de grondspanning ( $\sigma_{gr}$ ).

De eenvoudigste methode voor opbarstcontrole is een (zeer) conservatieve benadering, waarbij de stijghoogte in het watervoerend zandpakket gelijk aan de buitenwaterstand (MHW) wordt gesteld. Wanneer hiermee voldoende opbarstveiligheid kan worden aangetoond, dan is het niet nodig verder te zoeken. Met deze aanname volgt:

$$\sigma_w = (2,65 \text{ m} + 3,5 \text{ m}) * 9,81 \text{ kN/m}^3 = 60,3 \text{ kN/m}^2$$

De grondspanning wordt berekend aan de hand van de dikte van de deklaag en het volumegewicht ervan:

$$\sigma_{gr} = 2,8 \text{ m} * 17 \text{ kN/m}^3 = 47,6 \text{ kN/m}^2$$

Opgemerkt wordt dat bij de aanwezigheid van een sloot in de binnenteen bij de berekening van  $\sigma_{gr}$  het effect van spanningsspreading mag worden meegenomen. Hierdoor is de grondspanning groter dan het product van dikte van de deklaag (t.p.v. de slootbodem) en volumegewicht. In dit rekenvoorbeeld is dit echter niet aan de orde.

De hiermee berekende veiligheidsfactor tegen opbarsten is  $U = 47,6/60,3 = 0,79$ , dus ruim kleiner dan 1,0. Was die veiligheidsfactor groter dan of gelijk aan 1,20 geweest, dan zou met deze eenvoudige controle opbarsten, en dus ook piping, met voldoende betrouwbaarheid zijn uitgesloten en kon de toetsing op dit mechanisme worden beëindigd.

Opbarsten kan hiermee dus niet uitgesloten worden. Maar, omdat de rekenmethode zeer conservatief is, is het nog niet waarschijnlijk dat opbarsten wel op zal treden. Er moet dus verder onderzoek plaatsvinden. De kan bestaan uit::

- controle op het (deel)mechanisme piping, dat wil zeggen controle of voldoende kwelweglengte aanwezig is, en/of
- een gedetailleerder controle op opbarsten (via een minder conservatieve benadering).

De keuze voor één van de twee is afhankelijk van de verwachting van het resultaat van die controles. Als op basis van een grote aanwezige kwelweglengte verwacht wordt dat die voldoende groot zal zijn, en tevens de verwachting bestaat dat opbarsten toch ook met een gedetailleerder opbarstanalyse niet uitgesloten kan worden, dan zal men direct overgaan tot controle van de benodigde kwelweglengte. Wanneer de kwelweglengte voldoende groot is, kan geconcludeerd worden dat de veiligheid tegen piping voldoende is, ongeacht de kans op opbarsten. Als de verwachting is dat opbarsten via een gedetailleerder analyse wel kan worden uitgesloten (en de aanwezige kwelweglengtes ook niet al te groot zijn), dan heeft als eerste een verdere opbarstcontrole de voorkeur. De keuze van (de volgorde van) vervolgstappen is gebaseerd op verwachtingen van het resultaat ervan en de inschatting van de hiervoor benodigde inspanning. Het uiteindelijke doel is óf goedkeuren via een van deze analyses, of afkeuren. In het laatste geval, echter, moet ook aannemelijk gemaakt worden dat dit niet op basis van al te conservatieve analyses gebeurt; de kans op onterecht afkeuren is dan immers te groot.

De a priori verwachting in dit rekenvoorbeeld is dat controle van de kwelweglengte er niet toe zal leiden dat piping met voldoende veiligheid uitgesloten kan worden. Daarom focussen we eerst op het nader analyseren van opbarsten.

Een minder conservatieve opbarstcontrole kan worden uitgevoerd door de berekening van de optredende stijghoogte in de watervoerende zandlaag te verfijnen. Dit kan door middel van een grondwaterstromingsberekening in deze zandlaag, die met behulp van het computerprogramma Watex wordt uitgevoerd. Deze analyse wordt beschreven in de paragrafen 12.2.3.2 en 12.2.3.3. Bij die berekening kunnen echter schematiseringonzekerheden een rol spelen. In het Technisch Rapport Grondmechanische Schematiseringen [TRGS (Calle & Van der Meer), 2013] wordt aangegeven hoe met deze onzekerheden kan worden omgegaan. Wanneer bij de controleberekeningen niet uitgegaan wordt van de meest conservatieve schematisering, moet de kans dat de werkelijkheid toch ongunstiger is worden verdisconteerd in de analyse via een schematiseringfactor (voor opbarsten). De schematiseringanalyse en de hieruit volgende schematiseringfactor worden besproken in de paragrafen 12.2.3.4.

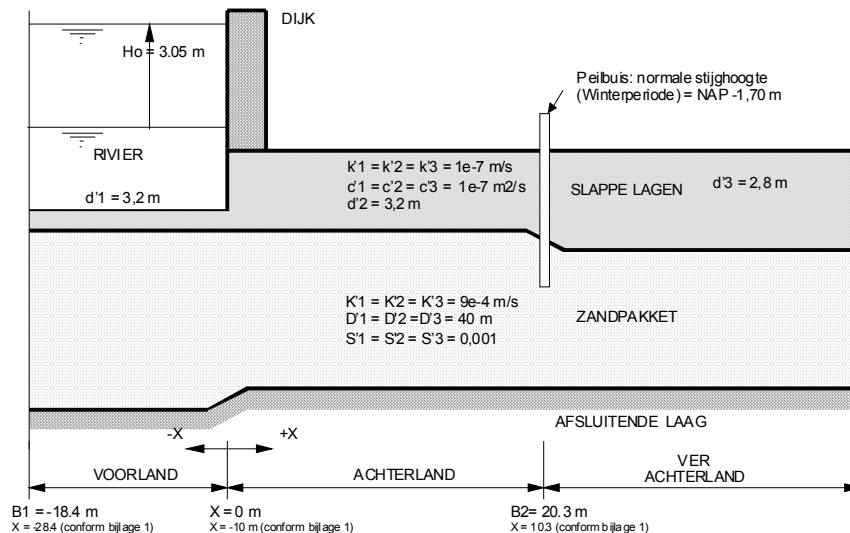
De controle op voldoende kwelweglengte wordt besproken in paragraaf 12.2.3.5. Ook hierbij kunnen schematiseringonzekerheden een rol spelen, die moeten worden verdisconteerd via een schematiseringfactor voor kwelweglengtecontrole. Voor voorbeelden voor het bepalen van deze factor bij schematiseringen voor een pipinganalyse wordt verwezen naar het TRGS.

### 12.2.3.2 *Beoordeling opdrijven/opbarsten o.b.v. stationaire grondwaterstroming (zie paragraaf 6.2.3.5):*

Door het uitvoeren van grondwaterstromingsberekeningen kan de maximale potentiaal in het zand worden bepaald waaruit de waterspanning kan worden afgeleid.

Uitgangspunten:

Met behulp van bijvoorbeeld het computerprogramma Watex, model 3-sectie kan een stationaire grondwaterstromingsberekening worden uitgevoerd. In Figuur 12.5 is de modelschematisatie van het dwarsprofiel weergegeven.



Figuur 12.5 Modelschematisatie Watex, model 3 sectie

In het model wordt op een x-coördinaat van 20,3 m bij een hydraulische belasting  $H_o$  van 3,05 m en verhoging van de stijghoogte becijferd van 2,94 m. Bij een stijghoogte in het zand onder normale omstandigheden van NAP -1,70 m levert dit een stijghoogte tijdens MHW van NAP +1.24 m.

Het veiligheids criterium voor opbarsten is dat  $U$  minimaal 1,20 is. Met behulp van de via de Watex-berekening gevonden stijghoogte in de zandlaag vinden we:

$$U = (17 \text{ kN/m}^3 * 2,8 \text{ m}) / ((1,24 \text{ m} + 3,5 \text{ m}) * 9,81 \text{ kN/m}^3) = 1,02$$

Hiermee wordt (nog) niet aan het opbarstcriterium voldaan. Echter, gezien het geschetste tijdsverloop van de hoogwaterstand is een stationaire berekening conservatief. Daarom wordt verder verijnd.

### 12.2.3.3 Beoordeling opdrijven/opbarsten o.b.v. tijdsafhankelijk grondwaterstroming (zie paragraaf 6.2.8):

Voor onderhavig geval is de tijdsduur van de maatgevende hoogwaterstand relatief kort (24 uur). Hierdoor wordt verwacht dat de berekende stationaire potentiaal van NAP +1,24 m niet zal worden bereikt. Er wordt daarom een meer gedetailleerde berekening uitgevoerd.

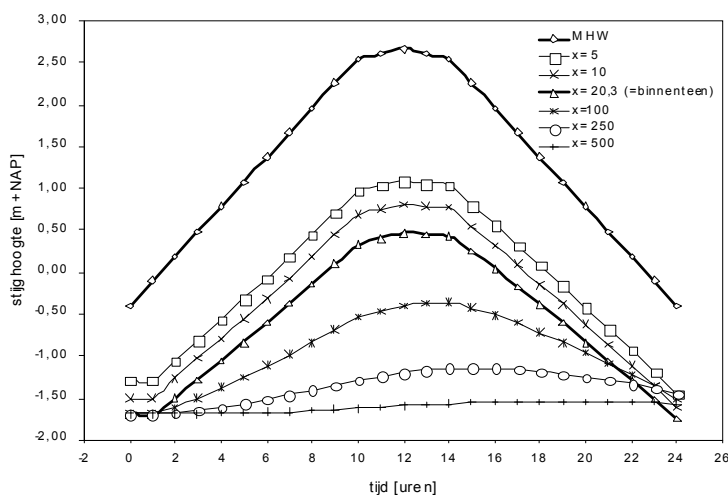
Met behulp van het computerprogramma Watex, model 3-sectie kan eveneens een tijdsafhankelijke grondwaterstromingsberekening worden uitgevoerd. Als randvoorwaarde wordt het verloop van de buitenwaterstand in de tijd tijdens MHW (zie Figuur 12.6) in het programma opgegeven.

In het model wordt op een x-coördinaat van 20,3 m bij genoemde tijdsafhankelijke hydraulische belasting  $H_0$  van 3,05 m een verhoging van de stijghoogte becijferd van 2,16 m. Bij een stijghoogte in het zand onder normale omstandigheden van NAP -1,70 m levert dit een stijghoogte tijdens MHW van NAP +0,46 m. In Figuur 12.6 zijn de berekende stijghoogten met het verloop in de tijd voor verschillende x-coördinaten weergegeven.

De veiligheid tegen opdrijven  $U_{(x)}$  is derhalve:

$$U = (17 \text{ kN/m}^3 * 2,8 \text{ m}) / ((0,46 \text{ m} + 3,5 \text{ m}) * 9,81 \text{ kN/m}^3) = 1,22$$

Wanneer schematiseringonzekerheden, die een ongunstig effect zouden hebben op de opbarstveiligheid, verder uitgesloten zijn, wordt aan het veiligheids criterium voor opbarsten voldaan. De veiligheid tegen opbarsten is dan in principe voldoende, waardoor piping kan worden uitgesloten.



Figuur 12.6 Berekende tijdsafhankelijke stijghoogten

### Opmerkingen:

- In de praktijk worden de gehanteerde parameters in dergelijke grondwaterstroming modellen aan de hand van peilbuiswaarnemingen gekalibreerd. De vele benodigde parameters voor de uitvoering van een dergelijke berekening (stationair of tijdsafhankelijk) kunnen dan met verschillende sets peilbuismetingen worden geïjkt. Nadat de situatie tijdens de metingen zo goed mogelijk wordt nagebootst, kan worden geëxtrapoleerd naar MHW teneinde de potentiaal in het in het pleistocene zand te bepalen. In deze case wordt ervan uitgegaan de parameters voor de analyse met Watex zijn gebaseerd op uitvoerige calibratie van diverse sets peilbuismetingen en dat vervolgens de waarden van deze parameters, waarmee in de analyses wordt gerekend, voldoende veilig zijn gekozen (karakteristieke of representatieve waarden).
- Een ander uitgangspunt is dat de stijghoogte van het grondwater in de watervoerende zandlaag ter plaatse van de binnenteen van de dijk gedurende een winterperiode circa NAP -1,70 m is, als gevolg van grondwateronttrekking in de omgeving, ten behoeve van drinkwaterwinning. Er zijn geen aanwijzingen dat die onttrekking gedurende de periode waarvoor de toetsing geldt zal verminderen of stoppen. Toch kan dat niet voor zeker worden aangenomen. Wijzigingen in de mate van

grondwateronttrekking zijn natuurlijk altijd gebonden aan meldingsprocedures en vergunningen, waardoor, als het goed is, voor wat betreft de veiligheid van de waterkering geanticipeerd kan worden op een wijziging van het onttrekkingsregime. Echter, het is niet uitsluitend denkbeeldig dat het optreden van een extreme rivierafvoer samenvalt met hogere stijghoogten in de watervoerende zandlaag, als gevolg van gewijzigde grondwateronttrekking, waar niet op geanticipeerd is. In de beoordeling van de veiligheid van de waterkering zullen we met dit risico rekening moeten houden. We doen dat door een schematiseringsanalyse uit te voeren, waarbij verschillende scenario's voor (de effecten van) gewijzigde grondwateronttrekking worden beschouwd. Deze effecten worden verdisconteerd met behulp van een schematiseringsfactor [TRGS (Calle & Van der Meer), 2013]. In de volgende paragraaf wordt dit toegelicht.

#### 12.2.3.4 Schematiseringsanalyse en schematiseringfactor voor opbarsten

In de berekening van de opbarstveiligheid spelen onzekerheden van de schematisering een rol. Daarbij gaat het zowel om onzekerheden ten aanzien van parameters in de berekening of berekeningen, als aannamen, bijvoorbeeld ten aanzien van de opbouw van grondlagen, de geo-hydrologische systematiek of omgevingsinvloeden. Het beoordelen van de aannamen die voor een berekening zijn gebruikt, met name het inschatten van de mogelijkheid dat de werkelijkheid hier in 'ongunstige' zin van afwijkt, is een vast onderdeel van de schematiseringsanalyse. Ingegeven door de gedachte dat bij het ontwerpen van dijken het realiseren van de vereiste veiligheid voorop staat (en dat bij het toetsen tenminste de vereiste veiligheid wordt aangetoond), zal bij het schematiseren uiteindelijk gekozen worden voor uitgangspunten die voldoende conservatief zijn. Dit hoeft niet te betekenen dat de meest ongunstige uitgangspunten moeten worden gekozen. Wel moet nagegaan worden, wat het effect kan zijn als zich in werkelijkheid ongunstige afwijkingen ten opzichte van die uitgangspunten voor doen, wat de kansen hierop zijn, en of daar bij toetscriteria rekening mee moet worden gehouden. In het TRGS is een procedure ontwikkeld om die analyse uit te voeren en, indien nodig een extra veiligheidsfactor om de schematiseringsonzekerheden te verdisconteren.

We lichten die procedure toe aan de hand van de opbarstanalyse in paragraaf 12.2.3.3. Onzekerheden die hierbij een rol kunnen spelen zijn:

- parameterkeuzes in het rekenmodel om de stijghoogte in de watervoerende zandlaag ter plaatste van de binnenteen van het talud te bepalen.
- de aanname betreffende blijvende verlaging van de stijghoogte in de zandklaag door wateronttrekking in de omgeving.

De eerste (parameteronzekerheden) worden (in principe) afgedekt door de vereiste veiligheidsfactor ten aanzien van opbarsten (1,20) en het voorschrift ten aanzien van te kiezen waarden waarmee moet worden gerekend (doorgaans karakteristieke waarden).

Bij de tweede gaat het om een aanname in de berekening, die sterk door een externe factor wordt beïnvloed, namelijk het minder onttrekken, of zelfs het geheel stoppen met onttrekking, van grondwater. We veronderstellen twee mogelijkheden, namelijk:

1. Scenario 1: Gedurende de referentieperiode wordt minder grondwater onttrokken en op het effect daarvan op de veiligheid van de waterkering is niet geanticipeerd door maatregelen. We gaan er hier van uit dat de stijghoogte 'onder normale omstandigheden' toeneemt tot NAP -1,05 m (onttrekking neemt met maximaal 50 procent af).

2. Scenario 2: Gedurende de referentieperiode wordt onttrekking nog verder verminderd, of zelfs geheel stopgezet, zonder dat op het effect ervan op de veiligheid van wordt geanticipeerd. In dat geval neemt de stijghoogte 'onder normale omstandigheden' in de zandlaag toe tot maximaal NAP – 0,40 m.

Het effect hiervan is dat als scenario 1 optreedt, de veiligheidsfactor tegen opbarsten afneemt tot 1,05, dus 0,17 kleiner dan de 1,22 die in de voorgaande paragraaf is gevonden. Als scenario 2 optreedt neemt deze factor af tot 0,92, dus 0,30 kleiner. Of dit de faalkans van de dijk (door opbarsten) ernstig beïnvloed is ook afhankelijk van de kansen dat deze scenario's in werkelijkheid optreden. Deze kansen zijn klein, maar de scenario's kunnen niet uitgesloten worden. Het schatten van deze scenariokansen is uiteraard verre van gemakkelijk, omdat daarvoor een extern proces geanalyseerd zou moeten worden. We kunnen echter ook tentatief kijken wat we als extra veiligheidsfactor (de schematiseringsfactor) mee zouden moeten nemen, om deze scenario's en hun kansen te verdisconteren. We gaan uit van de volgende scenariokansen:

- Scenario 1: 1/20 (kleine kans, maar zeker niet uit te sluiten)
- Scenario 2: 1/1000 (uiterst kleine kans, maar niet met 100% zekerheid uit te sluiten)

In tabel 3.3 van het TRGS kunnen we nu opzoeken welke schematiseringsfactoren we toe moeten passen om deze onzekerheidsscenario's te verdisconteren. Voor scenario 1 kijken we in tabelcel  $\Delta F_{\text{opb}} = -0,20$  tot  $-0,10$ , bij de kans  $< 10\%$ . We vinden dan een benodigde schematiseringfactor van 1,14. Voor scenario 2 kijken we in de tabelcel  $\Delta F_{\text{opb}} = -0,30$  tot  $-0,20$ , bij kans  $< 0,3\%$ . Daarbij vinden we een schematiseringfactor van 1,18.

Dat betekent, dat voor verdiscontering van de genoemde mogelijke afwijkingen ten opzichte van de gekozen schematisering voor de berekening in de voorgaande paragraaf, een schematiseringfactor van 1,18 moeten aanhouden. Het criterium waar de uitkomst van de berekening (een veiligheidsfactor tegen opbarsten van 1,22) aan getoetst moet worden is derhalve  $\gamma_{\text{opb}} \times \gamma_b = 1,20 \times 1,18 = 1,42$ . De veiligheid tegen opbarsten is daarom ruim onvoldoende.

Bovenstaande analyse illustreert dat onzekerheden in de schematisering die ervoor zorgen dat de werkelijkheid ongunstiger kan zijn dan aangenomen, ook al is de kans klein dat ze gerealiseerd worden, toch een groot effect kunnen hebben.

#### 12.2.3.5 *Beoordeling volgens methode Sellmeijer (zie paragraaf 6.2.3 en 7.3.3.4):*

Geconstateerd wordt dat de opbouw van de dijk en de ondergrond pipinggevoelig is. Gezien de geringe dikte van het slappe lagenpakket in relatie met de hoogte van het MHW wordt aangenomen dat de deklaag zal opbarsten onder maatgevende omstandigheden.

Er zijn geen sloten in de nabijheid van binnenteen van de dijk aanwezig. Aangenomen mag worden dat het uittreepunt ter plaatse van de binnenteen ligt. Uit Figuur 12.3 volgt derhalve een aanwezige horizontale kwallengte van 38,7 m.

Gezien de afwezigheid van binnendijks gelegen sloten kan de waterstand zonder belemmeringen stijgen tot het maaiveld. Het verval  $h$  is derhalve gelijk aan het verschil tussen MHW en het maaiveld.

De maatgevende hoogwaterstand dient te worden getoetst aan het volgende criterium (zie paragraaf 7.3 formule 7.3):

$$\Delta H_c \geq \gamma_n * \gamma_b (\Delta H - 0,3 d)$$

waarin:

$$\Delta H = \text{MHW} - \text{p.p.}$$

$$\text{MHW} = \text{NAP} + 2,65 \text{ m}$$

$$\text{p.p.} = \text{polderpeil (in dit geval maaiveldhoogte)} = \text{NAP} - 0,70 \text{ m}$$

$$\gamma_n = \text{veiligheidsfactor [-], hiervoor wordt in dit voorbeeld 1,45 aangehouden}$$

$$\gamma_b = \text{schematiseringsfactor [-], hiervoor wordt in dit voorbeeld op voorhand 1,2 aangehouden}$$

$$d = \text{ lengte verticale kwelweg} = 2,8 \text{ m}$$

$$\Delta H_c = \text{representatieve waarde van het voor doorgaande piping kritieke verval}$$

Hieruit volgt:  $\Delta H_c \geq 4,37 \text{ m}$

Het kritieke verval wordt bepaald met de formules van Sellmeijer. In deze formules zijn naast een aantal parameters betreffende de geometrie een aantal parameters van het pipinggevoelige zand nodig en de doorlatendheid van het watervoerende pakket:

$$L = \text{aanwezige horizontale kwelweglengte} = 38,7 \text{ m}$$

$$D = \text{Dikte zandlaag waarin piping kan optreden} = 40 \text{ m}$$

$$\rho_w = \text{dichtheid water} = 0,981 \cdot 10^3 \text{ kg/m}^3$$

$$\rho_p = \text{dichtheid zandkorrels onder water} = 1,65 \cdot 10^3 \text{ kg/m}^3$$

$$\theta = \text{rolweerstandhoek} = 37^\circ$$

$$\eta = \text{sleefactor} = 0,25$$

$$\nu = \text{kinematische viscositeit} = 1,33 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$$

$$g = \text{versnelling van de zwaartekracht} = 9,81 \text{ m/s}^2$$

De doorlatendheid ( $k$ ) van het zandpakket en de daaruit af te leiden intrinsieke doorlatendheid ( $\kappa$ ) en de erosieparameter van het pipinggevoelige zand ( $d_{70}$ ) dienen voorts te worden bepaald.

De  $kD$ -waarde van het watervoerende pakket is  $3200 \text{ m}^2/\text{dag}$  bij een dikte van dit pakket van  $40 \text{ m}$ . Hieruit volgt een Darcy doorlatendheidscoëfficiënt van  $k = 3200 \text{ m}^2/\text{dag} / 40 \text{ m} = 80 \text{ m/dag} = 9 \cdot 10^{-4} \text{ m/s}$ . Dus  $\kappa = k \nu / g = 1,25 \cdot 10^{-10} \text{ m}^2$ .

De karakteristieke ondergrenswaarde van de gemiddelde waarde van  $d_{70}$  wordt bepaald aan de hand van de logaritmische waarden van de  $d_{70}$  (zie Bijlage B, formule A1.26). We vinden:  $d_{70, \text{kar}} = 0,198 \text{ mm}$

Met behulp van het computerprogramma Watex model Sellmeijer is de pipingberekening volgens methode Sellmeijer uitgevoerd. Bij een aanwezige kwelweglengte van  $L = 38,7 \text{ m}$  wordt een  $\Delta H_c$  berekend van  $1,38 \text{ m}$ . Dit voldoet niet aan de eis  $\Delta H_c \geq 4,37 \text{ m}$ , waardoor, zoals al vermoed werd, piping niet kan worden uitgesloten op basis van de regel van Sellmeijer.

De schematiseringsfactor van  $1,2$  zal in de meeste gevallen voldoende zijn, maar de controle of dit zo is dient achteraf aan de hand van een schematiseringsanalyse, zoals in de voorgaande paragraaf is toegelicht, te worden uitgevoerd. In dit geval heeft dat natuurlijk geen zin, vanwege de uitkomst van de berekening.

De algemene conclusie bij dit rekenvoorbeeld is dat veiligheid tegen het faalmechanisme 'opbarsten en piping' onvoldoende gewaarborgd is.



## 12.3 Keersluis

### 12.3.1 Geometrie, kwelschermen, fundering, waterstanden (Zie schema in figuur 7.6 in paragraaf 7.5)

#### Algemene beschrijving:

Beschouwd wordt een keersluis, opgenomen in een primaire waterkering in het bovenrivierengebied. De functie van de keersluis is het beschermen van de achterliggende binnenhaven tegen hoge waterstanden op de rivier. De keersluis is afsluitbaar met behulp van een dubbele set puntdeuren.

De keersluis is gebouwd in 1955. Uitgevoerde renovaties hebben uitsluitend betrekking op afsluitmiddelen en bewegingswerken. Aan de onderbouw, fundering en schermen zijn – voor zover bekend – sinds de aanleg geen werkzaamheden uitgevoerd.

#### Hydraulische randvoorwaarden:

- Maatgevend Hoogwater : MHW = NAP + 3,6 m;
- Peil binnenhaven :  $h_b$  – NAP - 0,1 m;
- Te keren verval :  $\Delta H$  – MHW -  $h_b$  = 3,7 m.

#### Constructie:

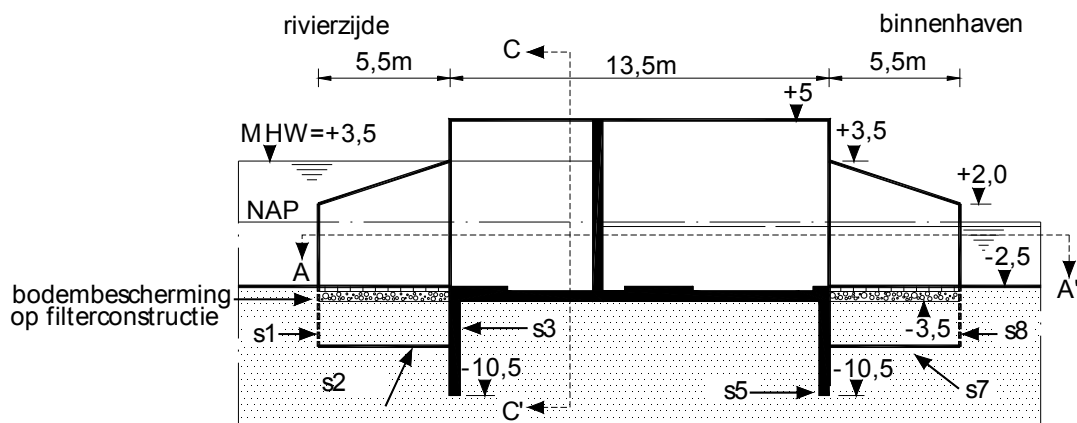
In het archief zijn bestekstekeningen gevonden, waaruit het volgende valt op te maken:

- de keersluis betreft een gewapend betonnen bak;
- fundering op staal;
- geen voegconstructies;
- diverse schermen aan in- en uitstroomzijde: zie Tabel 12.8;
- zowel bij de in- als uitstroming is een bodembescherming met filterconstructie aanwezig. Het filter is waterdoorlatend en zanddicht;
- er is een goede aansluiting tussen klei en kwelschermen
- enkele belangrijke hoogten:
  - onderkant fundering: NAP -3,5 m;
  - bovenkant pleistoceen naast de sluis: NAP -3,5 m;
  - bodemniveau bij in- en uitstroming: NAP -2,5 m.

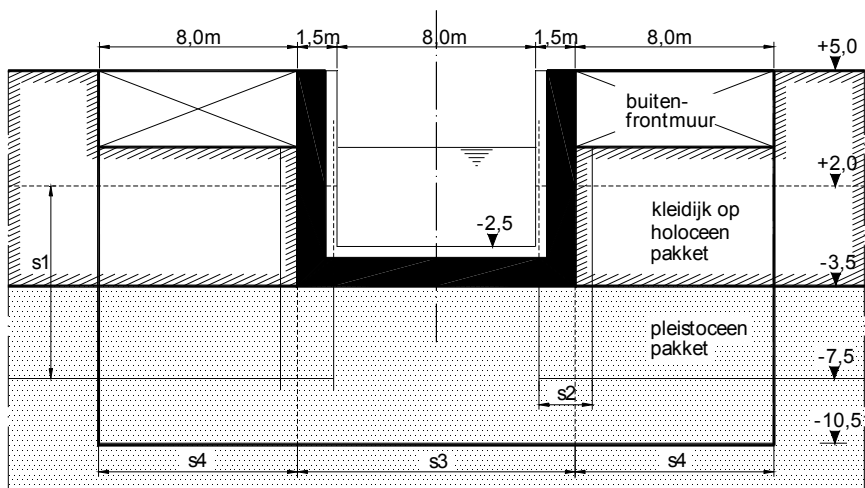
#### Bodemopbouw:

- De waterkering, waarin de keersluis is opgenomen, betreft een kleidijk op een dun ondoorlatend pakket (onderkant op NAP -3,5 m). Het funderingsniveau van de keersluis bevindt zich juist in het pleistocene zand (middelkorrelig tot fijn zand, dikte pleistoceen pakket is ca. 25 m).
- Op het binnen- en buitentelud naast de keersluis is een kleibekleding aanwezig.
- Het is niet bekend met welke grondsoort destijds direct naast de keersluis is aangevuld. Vooralnog wordt aangenomen dat dit met zand is gebeurd.

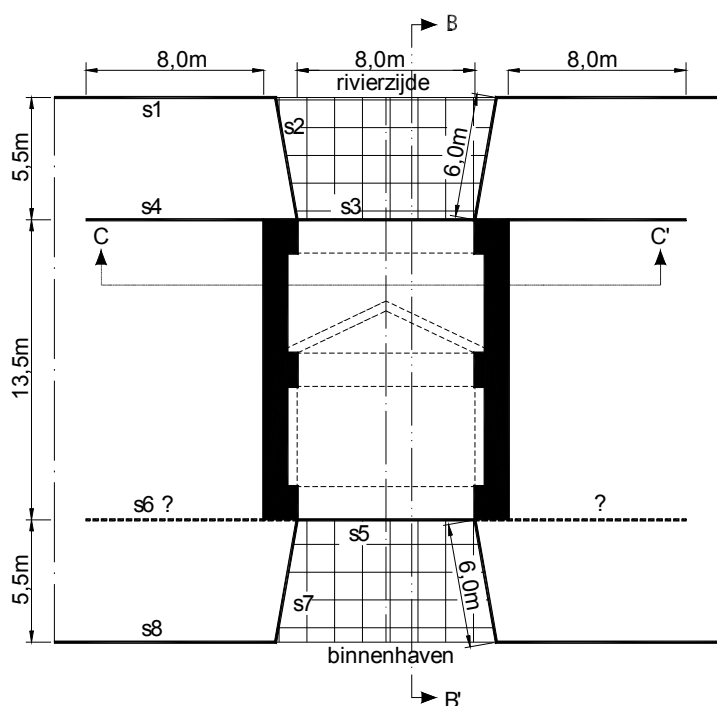
In Figuur 12.7, Figuur 12.8 en Figuur 12.9 zijn de hoofdafmetingen van de keersluis gegeven, met daarin de in Tabel 12.8 genoemde schermen.



Figuur 12.7 Langsdoorsnede (doorsnede BB' in fig. 12.9)



Figuur 12.8 Dwarsdoorsnede (doorsnede C-C' in figuur 12.7)



Figuur 12.9 Bovenaanzicht (doorsnede A-A' in figuur 12.7)

Scherf	Onderkant t.o.v. NAP	Bovenkant t.o.v. NAP	breedte	opmerkingen
S1:	scherm bij de teen van het naastliggende buitentalud	-7,5 m	+2,0 m	grote breedte
S2:	een schermwand aan weerszijden van de instroomopening	-7,5 m	van +2,0 m tot +3,5 m	6 m
S3:	scherm onder de betonvloer, aan instroomzijde	-10,5 m	-3,5 m (onderkant vloer)	hele sluis-breedte
S4:	scherm onder de buitenfrontmuur	-10,5 m	tot onderkant frontmuur	8 m (hele frontmuur)
S5:	scherm onder de betonvloer, aan uitstroomzijde	-10,5 m	-3,5 m (onderkant vloer)	hele sluis-breedte
S6:	scherm onder de binnenfrontmuur	?	?	?
S7:	een schermwand aan weerszijden van de uitstroomopening	-7,5 m	van +2,0 tot +3,5 m	6 m
S8:	scherm bij de teen van het naastliggende binnentalud	-7,5 m	+2,0 m	grote breedte

Tabel 12.8 Damwandschermen (stalen profiel)

## 12.3.2 Grondonderzoek (zie paragraaf 6.3.3.6)

In eerste instantie wordt uitgegaan van reeds beschikbare gegevens van de ondergrond en de opbouw van de waterkering naast de keersluis.

## 12.3.3 Bepaal maatgevende kwelwegen (zie paragraaf 6.3.2 en 6.3.3)

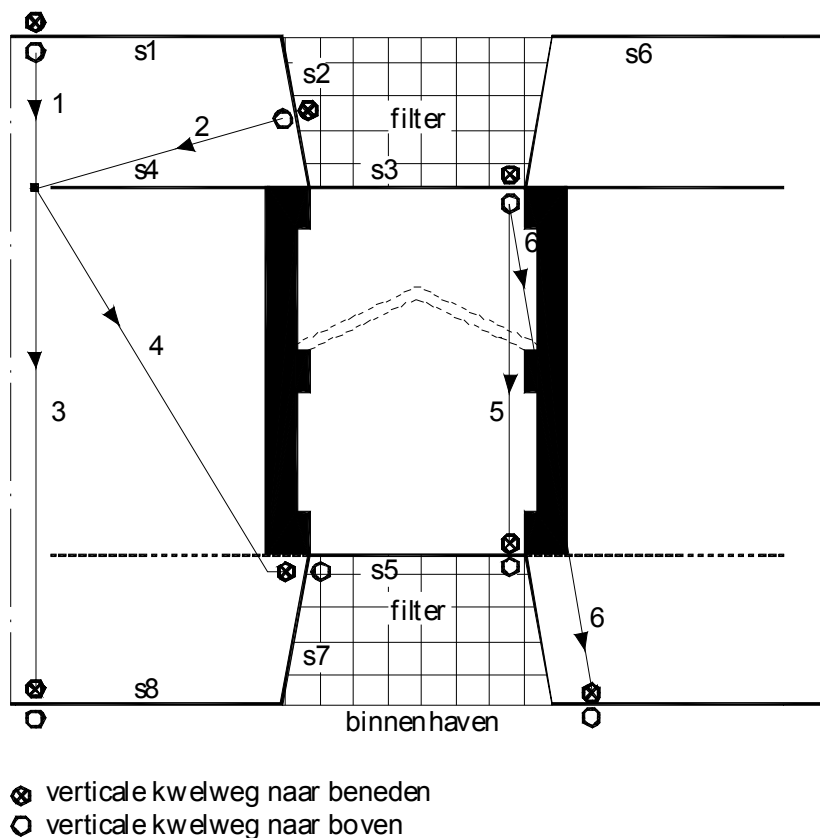
Bij de eerste beoordeling van het ontwerp worden de volgende uitgangspunten gehanteerd:

- de constructie, de schermen, de aansluitende kleibekleding en het filter aan binnenzijde bevinden zich in goede staat;
- onder de binnenfrontmuur is geen scherm aanwezig (dus S6 ontbreekt);
- de grondaanvulling naast de sluis is uitgevoerd met klei.

In Figuur 12.10 zijn in het bovenaanzicht de verschillende mogelijk maatgevende kwelwegen weergegeven. Merk op dat de kwelwegen veelal niet via de constructie lopen maar langs het grensvlak van klei en zand en daardoor diagonale verbindingen maken. Hieronder is een korte beschrijving gegeven van de verschillende (deel)trajecten voor achter- en onderloopsheid.

- deeltraject 1: intreding onderlangs scherm S1, horizontale kwelweg langs het grensvlak van klei en zand van scherm S1 naar het uiteinde van scherm S4.
- deeltraject 2: intreding bij filter onder langs scherm S2, horizontale kwelweg langs het grensvlak van klei en zand van scherm S2 naar het uiteinde van scherm S4.
- deeltraject 3: horizontale kwelweg langs het grensvlak van klei en zand van uiteinde van scherm S4 naar scherm S8, uittreding onderlangs scherm S8.
- deeltraject 4: horizontale kwelweg langs het grensvlak van klei en zand van uiteinde van scherm S4 naar hoek scherm S5 en S7, uittreding onderlangs scherm S7. Bij uittreepunt is een filterlaag aanwezig. Bij een goed functionerend filter (= uitgangspunt) is dit traject niet relevant.
- traject 5: intreding bij filter onderlangs scherm S3, horizontale kwelweg onder de constructie, uittreding onder langs scherm S7. Bij uittreepunt is een filterlaag aanwezig. Bij een goed functionerend filter (= uitgangspunt) is dit traject niet relevant.
- traject 6: intreding bij filter onderlangs scherm S3, horizontale kwelweg onder constructie en langs het grensvlak van klei en zand van scherm S3 naar scherm S8, uittreding onderlangs scherm S8.

Bij intreding bij het filter (deeltrajecten 2, 5 en 6) dient bij het bepalen van de kwelweglengte de dikte van het filter (ca. 1 m) buiten beschouwing te worden gelaten.



Figuur 12.10 Bovenaanzicht met mogelijk maatgevende kwelwegen

#### 12.3.4 Toetsing m.b.v. Lane (zie paragraaf 6.3.5.2)

Merk op dat bij de meeste kwelwegen er sprake is van verticaal uittredend grondwater, juist achter een damwand. Bij deze kwelwegen is sprake van 'heave' in plaats van 'piping'. Voor de meeste mogelijk maatgevende kwelwegen zijn overigens nog geen heave berekeningsmethode beschikbaar, zodat ook voor ontwerpberekeningen de methode Lane zou moeten worden gehanteerd:

- $\Delta H_{cr} \geq \Delta H$  met  $\Delta H_{cr} = L / C_{w,creep}$
- L is de actuele gewogen kwelweglengte volgend uit kwelweganalyse
- Voor het pleistocene zand geldt  $C_{w,creep} = 7$  (fijn zand)

In Tabel 12.9 is de verticale en horizontale kwelweglengte en de gewogen kwelweglengte gegeven, berekend als  $L_i = L_{v,i} + 1/3 L_{h,i}$  (fundering op staal) voor verschillende combinatie van deeltrajecten langs de betonconstructie of langs het grensvlak van klei en zand. Ook is het berekende kritieke verval  $\Delta H_{cr}$  gepresenteerd.

kwelweg	kwelweglengte [m]			$\Delta H_{cr}$ [m]	opmerking
	verticaal	horizontaal	totaal		
1+3	5 + 4 + 4 + 5 = 18	5,5 + 13,5 + 5,5 = 24,5	26,2	(3,7)	evt. controleren op heave
2+3	4 + 4 + 4 + 5 = 17	8 + 13,5 + 5,5 = 27	26,0	3,7	
1+4	5 + 4 + 4 + 5 = 18	5,5 + 15,7 = 21,2	25,1	n.v.t.	filter
2+4	5 + 4 + 4 + 5 = 18	8 + 15,7 = 23,7	25,9	n.v.t.	filter
5	7 + 7 + 4 + 5 = 23	13,5	27,5	n.v.t.	filter
6	7 + 7 + 4 + 5 = 23	13,5 + 5,5 = 19	29,3	4,2	

Tabel 12.9 Mogelijke kwelwegen; beoordeling volgens Lane

Uit Tabel 12.9 blijkt dat de kwelwegen 1+3 en 2+3 maatgevend zijn. Het (toelaatbare) kritieke verval volgens Lane ( $\Delta H_{cr} = 3,7$  m) voldoet net aan het benodigde te keren verval voor deze keersluis ( $\Delta H = 3,7$  m). Voor kwelweg 1+3 is overigens een bruikbaar heave rekenmodel beschikbaar; ingeval niet aan de regel van Lane voldaan zou zijn, had dit rekenmodel mogelijk nog uitkomst geboden. Voor de volledigheid wordt dit gedemonstreerd in paragraaf 12.3.5.

### 12.3.5 Heave (zie paragraaf 6.3.5.3)

Voor de situatie waarbij er sprake is van een 'rechtdoorgaande' kwelweg, d.w.z. voor kwelweg 1+3, kan gebruik gemaakt worden van voor deze specifieke situatie ontwikkelde heave regels. In Bijlage A Figuur A5 (a) is een eenvoudige heave toetsing voorgesteld.

De basisgegevens zijn:

- lengte benedenstrooms geplaatst scherm :  $d_{S8} = 4$  m
- lengte bovenstrooms geplaatst scherm :  $d_{S1} = 4$  m
- dikte watervoerend pakket :  $D = 25$  m
- horizontale kwelweglengte :  $L_h = 24,5$  m

Er geldt dus  $D/L = 1$  en  $d/D = 0,16$ . Bij verwaarlozing van het bovenstrooms geplaatste scherm ( $d_{S1} = 0$ ) en bij gelijke horizontale en verticale doorlatendheid wordt gevonden:

$$\Delta H_{cr} / L = 0,25.$$

Ofwel:

kritiek verval kwelweg 1+3:  $\Delta H_{cr} = 6,1$  m.

Dit is ruim groter dan het maatgevende verval.

De eerste (voorlopige) conclusie is dat de veiligheid met betrekking tot piping ter plaatse van het kunstwerk voldoende is gewaarborgd.

Ten aanzien van de uitgangspunten wordt opgemerkt dat:

- indien de constructie, de schermen, de klei-aansluiting of het filter gebreken vertonen, de veiligheid met betrekking tot piping afneemt;

- indien het scherm S6 wel aanwezig is, zal de veiligheid niet toenemen. Immers S6 vormt geen extra barrière voor kwelweg 1+3 of 2+3;
- indien zou zijn aangevuld met zand in plaats van met klei, de actuele kwelweg niet anders zou zijn ingeschat (mits een goed aansluitende kleibekleding op het binnen- en buitentalud aanwezig is).

## 12.3.6 Evaluatie waarnemingen (zie paragraaf 6.3.6)

### Waarnemingen:

- De hoogst gekeerde waterstand bedraagt NAP +3,3 m (verval ca. 3,4 m). Bij dit verval is ter plaatse van het filter achter de gesloten keersluis (aan uitstroomzijde) enige kwel geconstateerd, in de buurt van de aansluiting op de betonvloer. Vermoedelijk is met deze kwel ook zand meegevoerd. Bij peilingen is geen verzakking van het filter gemeten.
- Bij inspectie van de keersluis is geconstateerd dat bij de aansluiting van de binnenfrontmuren op de sluiswand scheurvorming is opgetreden. Bij de buitenfrontmuren wordt dit niet geconstateerd. De constructie van de sluis zelf - voor zover zichtbaar - vertoont geen gebreken. De stalen schermen vertonen op de wind en waterlijn enige corrosie; er is echter nog geen sprake van 'gaten'.

Onderzocht wordt of mogelijke gebreken aan de keersluis een belangrijke invloed kunnen hebben op de veiligheid met betrekking tot piping, en of op basis van de waarnemingen hier een oordeel over kan worden gevormd.

In Tabel 12.10 zijn de meest voor de hand liggende gebreken gegeven. Voor elk 'gebrek' is vervolgens het effect gekwantificeerd, door het vaststellen van:

- de kwelwegafname ten opzichte van de gevonden actuele kwelweglengte van 27,0 m (basisgeval m0, zoals berekend in paragraaf 12.3.4 voor kwelweg 2+3);
- het kritieke verval, behorende bij de gereduceerde kwelweg;
- de meest waarschijnlijke plaats waar vervolgens een zandmeevoerende wel kan optreden.

In de tabel is vervolgens nagegaan, welke gebreken het meeste van belang kunnen zijn. Dit zijn gebreken die:

- een significant effect op de veiligheid (d.w.z. het kritieke verval) hebben, en
- op grond van de ervaring en inspectieresultaten niet kunnen worden uitgesloten.

gebrek	faalmode	kwelwegafname	kritiek verval	plaats evt. zandmeevoerende wel
m0.	kwelweg 1+3 of 2+3: geen gebreken ('perfecte conditie')	n.v.t., immers uitgangspunt voor de modellering	3,7 m <sup>(1)</sup>	achter S8, uitstroomzijde
m1.	aansluiting kleidijk aan S1 en S2 onvoldoende	$2 \times 4 - 5,5 = 2,5$ m (kwelweg 2+3 maatgevend)	3,3 m	als bij m0.
m2.	aansluiting S3 op betonvloer niet goed	$2 \times 7 = 14$ m (kwelweg 6 maatgevend)	2,2 m <sup>(3)</sup>	als bij m0.
m3.	aansluiting damwanden S4 op S2/S3 niet goed	$2 \times 7 - (1 + 2 \times 4) = 5$ m bij intreepunt (kwelweg 6 maatgevend)	3,5 m	als bij m0.
m4.	als m3., maar ook aansluiting S2 op S3 niet goed	$2 \times 7 = 14$ m (kwelweg 6, geen intreeweerstand meer)	2,2 m <sup>(3)</sup>	als bij m0.
m5.	scheur in betonconstructie, voor de keermiddelen	$2 \times 7 + (13,5 / 2) / 3 = 16,25$ m (kwelweg 6)	1,9 m <sup>(3)</sup>	als bij m0.
m6.	scheur in betonconstructie, achter de keermiddelen	$(13,5 / 2) / 3 + 2 \times 7 = 16,25$ m (kwelweg 5)	2,5 m <sup>(3)</sup>	t.p.v. scheur
m7.	filter uitstroomzijde sluit niet aan op betonvloer / filter functioneert niet	kwelweg 1+4 wordt maatgevend	3,5 m	bij aansluiting filter – betonvloer, uitstroomzijde
m8.	aansluiting S5 op betonvloer niet goed	$1 + 2 \times 4 = 9$ m (kwelweg 1+4)	2,3 m <sup>(3)</sup>	bij aansluiting damwanden, t.p.v. filter, uitstroomzijde
m9.	aansluiting damwanden S5 en S7 niet goed, wel filter aanwezig	$2 \times 4 = 8$ m (kwelweg 1+4, S7 heeft geen functie meer)	2,4 m <sup>(3)</sup>	bij aansluiting damwanden, t.p.v. filter, uitstroomzijde
m10.	aansluiting kleidijk aan S7 en S8 onvoldoende	$1 + 2 \times 4 = 9$ m (kwelweg 1+3)	2,5 m <sup>(2)</sup>	bij aansluiting, bovenzijde van S8
(1)	Maatgevend in situatie zonder gebreken (zie tabel 12.9)			
(2)	Maatgevend te keren verval nu t.o.v. bovenkant damwand S8, d.w.z. $\Delta H = 1,5$ m bij MHW. Dit is ruim opneembaar, dus dit geval is niet relevant.			
(3)	Niet waarschijnlijk. Bij een opgetreden verval van 3,4 m zijn geen duidelijke tekenen van heave of piping geconstateerd. Wel kan er ter plaatse van het filter aan uitstroomzijde enig zand zijn meegevoerd; de informatie hieromtrent is echter onduidelijk. Als veilige benadering wordt gesteld dat gebreken met een kritiek verval kleiner dan 3,0 m met voldoende waarschijnlijkheid kunnen worden uitgesloten.			

Tabel 12.10 Effect van mogelijke gebreken (kwelwegafname t.o.v. kwelweg 2+3 met  $L = 26,0$  m; kritiek verval volgens Lane bij  $C_{w,creep} = 7$ )



Aan de hand van de analyse in Tabel 12.10 kunnen de mogelijke gebreken m2, m4 t/m m6 en m8 t/m m10 uitgesloten worden op basis van het 'overleven' van het opgetreden verval over de waterkering van 3,4 m (bewezen sterkte!). De mogelijke gebreken m1, m3 en m7 kunnen niet op voorhand worden uitgesloten. De keersluis kan daarom nog niet als voldoende veilig m.b.t. piping of heave worden beoordeeld. Deze mogelijke gebreken vereisen daarom nader onderzoek.

In paragraaf 12.3.8 wordt nader ingegaan op onderzoek om de mogelijke gebreken uit te sluiten (of de aanwezigheid ervan vast te stellen en te repareren). In de volgende paragraaf, 12.3.7, willen we aan de hand van de schematiseringsanalyse, zoals beschreven in het TRGS [TRGS (Calle & Van der Meer), 2013], indicatief nagaan welke eisen aan zulk onderzoek gesteld zouden moeten worden, in termen van betrouwbaarheid van uitsluiten van die mogelijke gebreken.

#### 12.3.7 Schematiseringsanalyse en schematiseringfactor

De schematiseringsanalyse, zoals beschreven in het TRGS [TRGS (Calle & Van der Meer), 2013] is nader uitgewerkt voor controle op macrostabiliteit en piping (terugschrijdende erosie onder dijken). Voor een faalmechanismecontrole met behulp van het criterium van Lane is dit nog niet gebeurd. Formeel kunnen we bij dit voorbeeld dus de schematiseringsanalyse en een hier uit volgende schematiseringfactor conform het TRGS nog niet toepassen.

De gedachtegang in de schematiseringsanalyse is echter generiek. En de verwachting is dat schematiseringfactoren, als ze bepaald zouden worden voor faalmechanisme analyses op basis van het criterium van Lane, niet erg veel zouden afwijken van de schematiseringfactoren, die in het TRGS zijn afgeleid voor piping. Dit is natuurlijk speculatief, maar voor de toepassing hieronder zullen we daar toch vanuit gaan. Met deze toepassing willen we laten zien hoe de schematiseringsanalyse gebruikt kan worden om indicatieve eisen aan de betrouwbaarheid van uitsluiting van mogelijke gebreken, via nader (grond)onderzoek, te bepalen.

Met (grond)onderzoek zullen, behoudens uitzonderlijke gevallen, mogelijke gebreken nooit met volledige (100%) zekerheid kunnen worden uitgesloten. Vanuit een probabilistisch oogpunt is dat ook niet nodig. Wanneer een mogelijk gebrek een betrekkelijk kleine invloed heeft op de veiligheid, dan is de eis, ten aanzien van de betrouwbaarheid waarmee dat gebrek uitgesloten kan worden, minder stringent dan wanneer een mogelijk gebrek grote invloed heeft op de veiligheid. Het nader onderzoek dient dus om de mogelijke gebreken m1, m3 en m7 met voldoende betrouwbaarheid uit te sluiten.

Bij de toepassingen van de schematiseringstheorie in het TRGS ging het om de vraag hoe groot de schematiseringfactor moet zijn, om mogelijke gebreken (ten opzichte van de gekozen basisschematisering waarmee berekeningen worden uitgevoerd) en de geschatte (kleine) kansen dat die aanwezig zijn, te verdisconteren. De vraag waar het nu om draait is met welke mate van betrouwbaarheid het (grond)onderzoek mogelijke gebreken uitgesloten kunnen worden, zodat geen (of een "verwaarloosbaar kleine") schematiseringfactor nodig is. Als praktische maat voor "verwaarloosbaar klein" kiezen we: kleiner dan 1,05. De betrouwbaarheid waarmee door (grond)onderzoek een mogelijk gebrek uitgesloten moet kunnen worden is gelijk aan de kans op dat gebrek, waarbij in de schematiseringsanalyse conform het TRGS een benodigde schematiseringfactor kleiner dan of gelijk aan 1,05 gevonden wordt.

Daartoe beschouwen we de afname van het kritieke verval bij de mogelijke gebreken m1, m3 en m7. Ten opzichte van het kritieke verval bij de basisschematisering m0, zie tabel 12.10 in paragraaf 12.3.6) gaat het dan om afnames van 0,4 m, 0,2 m en 0,2 m voor respectievelijk de mogelijke gebreken m1, m3 en m7. In termen van 'veiligheidsfactoren' zijn dat afnames van  $\Delta F_{\text{lane}} \approx 0,11, 0,05$  en  $0,05$  (namelijk  $0,4/3,7, 0,2/3,7$  en  $0,2/3,7$ ). Dit is een ruwe benadering. Verfijning is wel mogelijk, maar voor het doel hier niet noodzakelijk. Het gaat immers slechts om ruwe indicaties van de benodigde betrouwbaarheid waarmee de mogelijke gebreken m1, m3 en m7 uitgesloten moeten kunnen worden, door het (grond)onderzoek zoals voorgesteld in paragraaf 12.3.8. We gebruiken hierbij de schematiseringfactoren voor piping in het TRGS, hieronder weergegeven in Tabel 12.11.

Vershil in veiligheidsfactor t.o.v. basis-schematisering: $\Delta F_{\text{pip}}$	Som van kansen van afwijkende scenario's $\Sigma P(S_i)$	$\gamma_{b, \text{pip}}$
-0,40 tot -0,30	< 30%	1,38
	< 10%	1,36
	< 3%	1,33
	< 1%	1,31
	< 0,3%	1,28
-0.30 tot -0,20	< 30%	1,28
	< 10%	1,26
	< 3%	1,23
	< 1%	1,21
	< 0,3%	1,18
-0.20 tot -0,10	< 30%	1,18
	< 10%	1,16
	< 3%	1,13
	< 1%	1,11
	< 0,3%	1,08
-0.10 tot 0	< 30%	1,08
	< 10%	1,06
	< 3%	1,04
	< 1%	1,02
	< 0,3%	1,01

Tabel 12.11 Schematiseringfactoren bij piping (tabel 3.6 overgenomen uit TRGS)

Kijken we nu in tabel 0.11, dan zien we dat:

- het mogelijke gebrek m1 zou leiden tot een schematiseringsfactor van ca 1,15, als dit via nader onderzoek met 90% betrouwbaarheid kan worden uitgesloten. Dit is nog fors hoger dan dan de (kleiner dan) 1,05 waar we naar toe willen. Het onderzoek m.b.t. het mogelijke gebrek m1 moet dus in elk geval zodanig worden opgezet dat daarmee m1 uitgesloten kan worden met meer dan 90% betrouwbaarheid. Maar zelfs als m1 met 99% betrouwbaarheid kan worden uitgesloten, dan zou nog een schematiseringfactor van ca 1,10 nodig zijn. Pas wanneer m1 op grond van het onderzoek gaat benodigde schematiseringfactor richting 1,05 of lager. Dit betekent dat het (grond)onderzoek m.b.t. het mogelijke gebrek m1 zodanig moet worden opgezet dat hiermee m1 (vrijwel) zeker kan worden uitgesloten.
- Als de mogelijke gebreken m3 en m7 met ca 95% betrouwbaarheid kunnen worden uitgesloten, dan is de hiervoor benodigde schematiseringfactor kleiner dan 1,05. Dit

betekent dat het (grond)onderzoek m.b.t. de mogelijke gebreken m3 en m7 zodanig moet zijn dat hiermee deze gebreken met 95% betrouwbaarheid (of meer) kunnen worden uitgesloten.

Bij de voorgestelde (grond)onderzoeken in paragraaf 12.3.8 moeten we ons dus afvragen of deze vereiste betrouwbaarheden haalbaar zijn.

Zou, bijvoorbeeld, het vrijwel zeker kunnen uitsluiten van het mogelijke gebrek m1 via (grond)onderzoek niet haalbaar zijn, dan is de consequentie er voor de toetsing van uitgegaan moet worden dit gebrek aanwezig is. Dat zou dan leiden tot afkeuren, omdat het kritiek verval kleiner is dan het aanwezige verval bij toetspeil.

Uitsluitend ter illustratie veronderstellen we nu dat het gebruik van een schematiseringfactor bij toetsing op basis van het Lane criterium formeel wel zou zijn toegestaan. Als, in dat geval op basis van het (grond)onderzoek het mogelijke gebrek m1 met 99% betrouwbaarheid uitgesloten kan worden, dan zou dit leiden tot een benodigde schematiseringfactor van circa 1,1. Ook in dat geval zou dat leiden tot afkeuren, omdat dan het benodigde kritiek verval groter dan of gelijk aan 1,1 keer het aanwezige verval bij toetspeil (dus  $1,1 \times 3,7 \text{ m} = 4,1 \text{ m}$ ) zou moeten zijn.

Opgemerkt wordt dat het berekende kritiek verval bij de basisschematisering m0, gebruik makend van een heave analyse hier wel ruim aan voldoet (zie paragraaf 12.3.5). Maar die schatting kan alleen dan gebruikt mogen worden, als ook bij de afwijkende kwelwegen bij aanwezigheid van de gebreken m1, m3 of m7 de heave analyse van toepassing is. Dit maakt duidelijk dat voor het toepassen van een schematiseringfactor in dit soort situaties nog een nadere ontwikkelingslag nodig is.

## 12.3.8 Nader (grond)onderzoek (paragraaf 6.3.7)

Toegespitst op de hierboven genoemde gebreken wordt het volgende nader onderzoek aanbevolen:

- m1: De aansluiting van de kleibekleding op het buitentalud met de aangrenzende damwanden is niet in orde.  
Dit mogelijke gebrek is relatief eenvoudig door inspectie met zeer grote betrouwbaarheid uit te sluiten, of - indien nodig - te verbeteren.
- m3: De aansluiting van de achterloopsheidschermen op de constructie en/of de onderloopsheidschermen t.p.v. de buitenfrontmuur is niet in orde.  
Dit wordt niet bevestigd door waarnemingen: de bij de binnenfrontmuur geconstateerde scheurvorming is bij de buitenfrontmuur niet geconstateerd. Controle zou kunnen plaatsvinden door peilbuiswaarnemingen in het pleistoceen, op korte afstand van de keersluis en aan weerszijden van het achterloopsheids scherm S4. Indien de peilbuis aan binnenzijde een duidelijk gedempte respons op de buitenwaterstand vertoont ten opzichte van de peilbuis aan buitenzijde, kan worden uitgegaan van een goed functionerend achterloopsheids scherm. De benodigde 95% betrouwbaarheid van uitsluiten van dit mogelijke gebrek lijkt hiermee goed haalbaar.
- m7: De aansluiting van de filterconstructie aan uitstroomzijde is niet in orde.  
Dit is goed mogelijk, gezien de zanduitspoeling bij het hoogst gemeten verval. De oorzaak van een dergelijke schade is overigens niet eenvoudig vast te stellen; dit zou

# Deltares

bijvoorbeeld ook de eerder genoemde gebrekkige aansluiting van het achterloopsheidscherm kunnen zijn. De aansluiting van de filterconstructie aan de uitstroomzijde kan met behulp van inspectie goed worden nagegaan. Daarmee lijkt ook de benodigde betrouwbaarheid van 95% bij het uitsluiten van het mogelijke gebrek m7 goed haalbaar.

Indien via dit nader onderzoek blijkt dat de genoemde gebreken inderdaad met voldoende betrouwbaarheid kunnen worden uitgesloten, dan kan de keersluis worden beoordeeld als voldoende veilig met betrekking tot piping en heave.



## Referenties

[Van den Akker, 1972]

Van den Akker, C. (1972): *De schatting van kD-waarden van een watervoerend pakket aan de hand van granulaire samenstelling en dikte van het pakket, toegepast op boringen in de Gelderse Vallei*. Intern R.I.D.-rapport.

[Ammerlaan, 2007]

Ammerlaan, P.R.M. (2007): *Levees and levee evaluation, the Dutch en US practice compared*. MSc Thesis, Delft University of Technology, August 2007.

[Arends, 2004]

Arends, G.J. (2004): *Historische sluizen en stuwen – waardering en instandhouding*. Uitgeverij Matrijs, Utrecht.

[Beek, 2009]

Beek, V.M. van (2009): *SBW Piping – Hervalidatie piping, B3. Analyse kleinschalige laboratoriumproeven*. Rapport 1001449-008-GEO-0001, Deltares.

[Beek, 2010]

Beek, V.M. van (2009): *SBW Piping – Hervalidatie piping, HP11b. Analyserapport medium-schaalproeven t.b.v. afbakening rekenregel*. Rapport 1202123-005-GEO-0001, Deltares.

[Beek & Bezuijen, 2009]

Beek, V.M. van, Bezuijen, A. (2009): *SBW Hervalidatie Piping, HP2.2. Medium-schaalproeven (Analyserapport)*. Rapport 1200648-004-GEO-0001, Deltares.

[Beek & Knoeff, 2009a]

Beek, V.M. van, Knoeff, J.G. (2009): *SBW Hervalidatie Piping, B3. Analyse kleinschalige laboratoriumproeven*. Rapport 1001449.008-GEO-0001, Deltares.

[Beek & Knoeff, 2009b]

Beek, V.M. van, Knoeff, J.G. (2009): *SBW Piping – Hervalidatie Piping, HP5.5 Analyse en validatie full-scale proeven*. Rapport 1200690-005-GEO-0006, Deltares.

[Beek et al, 2010]

Beek, V.M, van, Knoeff, J.G., Rietdijk, J., Sellmeijer, J.B, Lopez de la Cruz, J. (2010): *Influence of sand characteristics on the piping process experiments and multivariate analysis*. International Conference On Physical Modelling In Geotechnics, Zurich.

[Beek & Knoeff , 2010]

Beek, V.M van, Knoeff, J.G. (2010): *SBW Piping – Hervalidatie piping, HP5.5a Analyse en validatie full-scale proeven*, Rapport 120690-005-GEO-0006, Deltares.

[Beyer, 1964]

Beyer, W (1964): *Zur Bestimmung der Wasserdurchlässigkeit von Kiesen und Sanden aus der Kornverteilungskurve*. Wasserwirtschaft und Wassertechnik, 14. Jahrgang (1964), Heft 6, p. 165-168.

[Beyer, 1969]

Beyer, W (1969): *Zur Bestimmung des entwässerbaren Porenanteils der Grundwasserleiter*. Wasserwirtschaft und Wassertechnik, 19. Jahrgang (1969), Heft 2, p. 57-60.

[Bligh, 1910]

Bligh, W.G. (1910): *Dams Barrages and Weirs on Porous Foundations*. Engineering News, p. 708.

[Blinde, 2009]

Blinde, J.E.J. (2009): *SBW Piping – Hervalidatie piping C1. Bureaustudie schematisatie doorlatendheid voor pipinganalyse*. Rapport 1001453-001-GEO-0002, Deltares.

[Boer, 2005]

Boer, A.J. (2005): *De beoordeling van onder- en achterloopsheid bij bestaande waterkerende kunstwerken*. Afstudeerrapport TU Delft, Faculteit Civiele Techniek en Geowetenschappen, Sectie Waterbouwkunde.

[Bouwman & Ammerlaan, 2009]

Bouwman, B., Ammerlaan, P.R.M. (2009): *SBW Hervalidatie piping – G. Praktijkcases G4. Oriënterende analyses*. Fugro Rapport 1207-0121-020, 14 september 2009 in opdracht van Deltares.

[Bruijn et al., 2008]

Bruijn, H.T.J., Blinde, J.E.J., Knoeff, J.G. (2008): *SBW Hervalidatie Piping – Identificatie en plan van aanpak witte vlekken*. Rapport 427070.0024, Deltares.

[Calle, 1996]

Calle, E.O.F. (1996): *Characteristic Values of Geotechnical Parameters*. Syllabus PAO-seminar Soft Soil Engineering, Noordwijkerhout, juni 1996.

[Calle, 1998]

Calle, E.O.F. (1998): *Vergelijking rekenregel van Lane en heave-analyse o.b.v. Fragmentenmethode*. Memo d.d. 10-12-98 aan RWS DWW (G. Hoffmans).

[Calle & Sellmeijer, 1998]

Calle, E.O.F., Sellmeijer, J.B. (1998): *Probabilistische gevoeligheidsanalyse heave Fase 5: eindrapportage*. Rapport 370250/54, GeoDelft.

[Calle, 2002]

Calle, E.O.F. (2002): *Optimalisatie grondonderzoek vraagt heldere kansanalyse*. In Land en Water, 42 (2002)11.

[Calle et al., 2007]

Calle, E.O.F. et al. (2007): *Module MPiping-VNK voor piping-analyse in PC-Ring (Fase 2 van project VNK)*. Rapport 424111-0014, GeoDelft.

[Calle & Schweckendiek, 2010]

Calle, E.O.F., Schweckendiek, T. (2010): *SBW Hervalidatie Piping, HP8a. Veiligheidsconcept Piping*. Rapport 1202123-002-GEO-0003, Deltares.

[Calle & Van der Meer, 2013] [TRGS, 2013]

Calle, E.O.F, Meer, M.T. van der (2011): *Technisch Rapport Grondmechanisch Schematiseren bij Dijken*, Rapport 1001411-010-GEO-0001-r-TRGS, Deltares.

[CUR, 1993]

Diverse auteurs, (1993): *C161 Filters in de waterbouw*. Civieltechnisch Centrum Uitvoering Research en Regelgeving (CUR), Gouda.

[CUR, 1997]

Diverse auteurs, (1997): *Kansen in de Civiele Techniek*. CUR-handboek C190, Centrum voor Uitvoering en Regelgeving in de Civiele Techniek, Gouda.

[CUR, 2006]

Diverse auteurs, (2006): *C217 Ontwerpen met geotextiele zandelementen*. Civieltechnisch Centrum Uitvoering Research en Regelgeving (CUR), Gouda.

[CUR, 2008]

Diverse auteurs, (2008): *Damwandconstructies*. CUR 166 (5<sup>de</sup> druk, deel 1+2), Civieltechnisch Centrum Uitvoering Research en Regelgeving (CUR), Gouda.

[CUR, 2009]

Diverse auteurs, (2009): *C174 Geokunststoffen in de waterbouw*. ISBN 90 376 0045 X, 2<sup>de</sup> druk. Civieltechnisch Centrum Uitvoering Research en Regelgeving (CUR), Gouda.

[CUR, 2010]

Diverse auteurs, (2010): *Interface Stability of Granular Filter Structures*. CUR, report 233, Civieltechnisch Centrum Uitvoering Research en Regelgeving (CUR), Gouda.

[CUR/CIRA/CETMEF, 2007]

The Rock Manual, the use of rock in hydraulic engineering. 2<sup>nd</sup> edition.

[Deltacommissie, 2008]

Diverse auteurs: *Samen werken met water. Bevindingen van de Deltacommissie 2008*.

[Dam & Beijersbergen, 1981]

Dam, P. van, Beijersbergen, J.A. (1981): *Dijkdoorbraak Zalk 8 januari 1926*. Centrum voor Onderzoek Waterkeringen, COW-rapport S-80.056.

[DWW, 1996]

Diverse auteurs (1996): *Dijkbeoordeling bij hoogwater; waarnemingen, beoordelingen en maatregelen*. Rijkswaterstaat Dienst Weg- en Waterbouwkunde, Rapport W-DWW-096-124, 20 december 1996.

[ENW, 2007a]

Diverse auteurs (2007): *Leidraad Rivieren*. Expertise Netwerk Waterkeringen & Ministerie voor Verkeer en Waterstaat, ISBN 978-90-369-1408-6, zie [www.enwinfo.nl](http://www.enwinfo.nl).

[ENW, 2007b]

Diverse auteurs (2007): *Addendum bij het Technisch Rapport Waterkerende Grondconstructies*. Expertise Netwerk Waterkeringen & Ministerie voor Verkeer en Waterstaat, ISBN 978-90-369-1411-6, zie [www.enwinfo.nl](http://www.enwinfo.nl).



[ENW, 2007c]

Diverse auteurs (2007): *Technisch Rapport Ontwerpbelastingen voor het rivierengebied*. Expertise Netwerk Waterkeringen & Ministerie voor Verkeer en Waterstaat, ISBN 978-90-369-1409-3, zie [www.enwinfo.nl](http://www.enwinfo.nl).

[ENW, 2008]

Diverse auteurs (2008): *Addendum I bij de Leidraad Rivieren t.b.v. het ontwerpen van rivierdijken*. Expertise Netwerk Waterkeringen & Ministerie voor Verkeer en Waterstaat, zie [www.enwinfo.nl](http://www.enwinfo.nl).

[ENW, 2009]

Diverse auteurs (2009): *Addendum I bij de Leidraad Zee- en meerdijken t.b.v. het ontwerpen van meerdijken*. Expertise Netwerk Waterkeringen & Ministerie voor Verkeer en Waterstaat, zie [www.enwinfo.nl](http://www.enwinfo.nl).

[Duinen, 2005]

Duinen, T.A. van (2005): *MSeep berekeningen met piping voor VNK*. Rapport GeoDelft.

[Eurocode 7]

*Eurocode 7: Geotechnisch Ontwerp en Nationale Annex (NEN 9097-1)*. Nederlands Normalisatie Instituut.

[Eurocode 0]

*NEN-EN 1990: Eurocode - Grondslag van het constructief ontwerpen*. Nederlands Normalisatie Instituut.

[Eurocode 7-1]

*NEN-EN 1997-1: Eurocode 7: Geotechnisch ontwerp – Deel1: Algemene regels*. Nederlands Normalisatie Instituut.

[Eurocode 7-2]

*NEN-EN 1997-2: Eurocode 7: Geotechnisch ontwerp – Deel 2: Grondonderzoek en beproeving*. Nederlands Normalisatie Instituut.

[Fell et al., 2003]

Fell, R., Fei Wan, C., Cyganiewicz, J., Foster, M. (2003): *Time for development of internal erosion and piping in embankment dams*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 129 (4, April): 307-314, 2003.

[Fogg et al., 1997]

Fogg, G. E., Ch. D. Noyes, S. F. Carle (1997): *Geologically based model of heterogeneous hydraulic conductivity in an alluvial setting*. Hydrogeology Journal, 6/1, pp. 131-143.

[Foster & Spangale, 2000]

Foster, M., Fell, R., Spangale, M. (2000): *A method for assessing the relative likelihood of failure of embankment dams by piping*. Canadian Geotechnical Journal, 37:1025-1061, 2000.

[Fry et al., 2004]

Fry, J.J., Artières, O., Bemmer, E., Bernardini, C., Blais, J.-P., Chopin, M., Gouvenot, D., Hicher, P.-Y., Marot, D., Nauroy, J.-F., Rio, D., Poligot-Pitsch, S., Royet, P. (2004): *Revue bibliographique sur l'érosion interne*. IREX, Paris, 2004.

[Fugro, 2009]

Diverse auteurs (2009): *SBW Hervalidatie piping - Piping cases VS & Hongarije, oriënterende analyses*. Fugro Rapport 1207-0121-020, 14 september 2009 in opdracht van Deltares.

[Glynn & Kuszmaul, 2011]

Glynn M.E. and Joel Kuszmaul (2011); *Prediction of piping erosion along middle Mississippi river levees- an empirical model*. Geotechnical and structures Laboratory, ERDC/GSL TR-04-12, US Army Corps of Engineeres, Engineer Research and Development Center.

[Hartman & Veenbergen, 2009]

Hartman, A.D., veenbergen, V. 92009): *SBW Piping Kunstwerken – KW8. Gevoeligheidsanalyse grondwaterstroming kunstwerken*. Rapport 1200675-001-GEO-0002, Deltares.

[Harza, 1935]

Harza, L.F.: *Uplift and Seepage under Dams on Sand*. Proc. ASCE, paper 1920

[Heemstra, 2009]

Heemstra, J. (2009): *SBW Piping- Hervalidatie piping, G1. Opstellen 5 praktijkcases, Verzamelen gegevens*. Rapport 1001453.004-GEO-0003, Deltares.

[Hesami & Zwanenburg, 2009]

Hesami, F., Zwanenburg, C. (2009): *SBW Piping HP3. Gedrag van klei*. Rapport 1200187-007-GEO-0001, Deltares.

[Heibaum, 2004]

Heibaum, M.H. (2004): *Geotechnical filters – the important link in scour protection*. Proc. Pf 2<sup>nd</sup> ICSE, Singapore.

[Hsu, 1981]

Hsu, S.J.C.(1981): *Aspects of Piping Resistance to Seepage in Clayey Soils*. Proc. 10th ICSMFE, Stockholm 1981, Vol. 1.

[Johanson, 1981]

Johanson, J.C.P. (1981): *Dijkdoorbraak Heidijk te Nieuwkuijk 30 december 1880*. Centrum voor Onderzoek Waterkeringen, COW-rapport S-80.056.

[Knoeff, 2008]

Knoeff, J.G (2008): *SBW Piping, Vooronderzoek kleine schaal laboratoriumproeven*. Rapport CO-433380.0011, Deltares.

[Knoeff, 2009]

Knoeff, J.G. (2009): *SBW Piping – Hervalidatie piping C3. Modelleren van het pipingproces in MSeep*. Rapport 1001453-001-GEO-0004, Deltares.

[Knoeff et al., 2009]

Knoeff, J.W. Sellmeijer, J.B., Lopez de la Cruz, J., Luijendijk, S.M. (2009): *SBW Piping – Hervalidatie Piping, SBW Piping HP1. Ontwikkelen nieuwe rekenregel HP1.2 Uitbreiding en aanpassing van pipingregel*. Rapport nr. 1200187-015-GEO-0004, Deltares.

[Knoeff et al., 2010]

Knoeff, J.G., Beek, M. van, Förster, U. (2010), *Observations of piping on the IJkdijk testdike in the Netherlands*. ICOLD EWR Bulletin, Granada.

[Knoops & Wolfs, 2005]

Knoops, W.P.H., Wolfs, P.P.A. (2005): *Welvorming – lekdetectie in een tunnelbak*. Civiele Techniek 2, 18 – 21.

[Koelewijn & Beek, 2007]

Koelewijn, A.R., Beek, V.M. van (2007): *SBW Hervalidatie piping, Inventarisatie buitenlandse kennis*. Rapport 427070-0037, GeoDelft.

[Koelewijn, 2009]

Koelewijn, A.R. (2009): *SBW Hervalidatie Piping, E. Evaluatie 0,3d rekenregel*. Rapport 1001453-002-GEO-0002, Deltares.

[Kovács, 1981]

Kovács, G.: *Seepage Hydraulics*, Elsevier Scientific Publishing Company, New York, p. 350.

[Kraaijenbrink, 2009a]

Kraaijenbrink, P. (2009): *SBW Piping- Hervalidatie piping, G2. Opstellen 5 praktijkcases, Analyse methodiek*. Rapport 1001453.006-GEO-0002, Deltares.

[Kraaijenbrink, 2009b]

Kraaijenbrink, P. (2009): *SBW Piping- Hervalidatie piping, G3. Opstellen 5 praktijkcases, Analyse methodiek*. Rapport 1001453.007-GEO-0003, Deltares.

[Lacasse et al., 2007]

Lacasse, S. Nadim, F., Uzielli, M. (2007): *Hazard and Risk Assessment of Landslides*. Proc. Geo-Denver 2007 Congress, Denver, Reston, ASCE.

[Lambert & Van Deen, 2000]

Lambert, J.W.M., Deen, J.K. van (2000): *Lekdetectie in waterremmende constructies – inventariserende studie – definitief*. GeoDelft, rapport 710104.0002 in opdracht van Delft Cluster.

[Lane, 1935]

Lane, E.W., (1935): *Security from Under-Seepage Masonry Dams on Earth Foundations*. Proc. ASCE, paper 1919.

[Lopez de la Cruz et al. 2010]

Lopez de la Cruz, J., Schweckendiek, T., Mai Van, C., Kanning, W. (2010): *SBW Hervalidatie Piping, HP8b. Kalibratie van de veiligheidsfactoren*. Rapport 1202123-002-GEO-0005, Deltares.

[Mansur, 1956]

C.I. Mansur, C.I., Kaufman, R.I., Schultz, J.R., Turnbull, W.J. (1956): *Investigation of underseepage and its control – lower Mississippi River levees*. Technical Memorandum no. 3-424, U.S. Army Corps of Engineers, Vicksburg, October 1956.

[NEN 3650]

*Eisen voor buisleidingensystemen, inclusief aanvullingen en correcties.* Nederlands Normalisatie Instituut, Delft, augustus 2006.

[NEN 3651]

*Aanvullende eisen voor leidingen in kruisingen met belangrijke waterstaatswerken, inclusief aanvulling A.* Nederlands Normalisatie Instituut, Delft, augustus 2006.

[NEN 3652]

*Aanvullende eisen voor niet-stalen leidingen in kruisingen met belangrijke waterstaatswerken.* Nederlands Normalisatie Instituut, Delft, maart 1998.

[NEN 6740]

*Norm Geotechniek,* Nederlands Normalisatie Instituut, 2006.

[NEN 9997]

*Norm Geotechnisch ontwerp van constructies – Samenstelling van NEN-EN 1997-1, NEN-EN 1997-1/NB Nationale bijlage en NEN 9097-1 Aanvullingsnorm bij NEN-EN 1997-1.* Nederlands Normalisatie Instituut, 2010.

[NPR 3659]

*Ondergrondse pijpleidingen - Grondslagen voor de sterkteberekening (inclusief aanvullig A1 en correctie C1).* Nederlands Normalisatie Instituut, december 2006.

[NEN-EN 13383]

*Waterbouwsteen.* Nederlands Normalisatie Instituut, december 2009.

[PLC, 1990]

*Pijpleidingencode , revisie 7.* Studiegroep Pijpleidingen voor gassen en vloeistoffen. Provincie Zuid-Holland, 's-Gravenhage, 1990.

[Paverd, 1994]

Paverd, M. van de (1994): *Kwelschermen onder Rivierdijken.* Afstudeerrapport TU-Delft (CT) 1994.

[Pavlovsky, 1956]

Pavlovski, N.N. (1956): *Collected Works.* Akad. Nauk USSR.

[Pilarczyk, 1998]

Pilarczyk, C., (1998): *Dikes and revetments.* Balkema, Rotterdam.

[Pruiksma, 2009]

Pruiksma, J. (2009): *SBW Piping – Hervalidatie piping, HP4. 2D/3D EEM grondwaterstromings-berekeningen onder een dijk ter bepaling pipinggevoeligheid.* Rapport 1200187-009-GEO-0001, Deltares.

[Richards & Reddi, 2007]

Richards, K.S., Reddi, K.R. (2007): *Critical appraisal of piping phenomena in earth dams.* Bulletin of Engineering Geology and the Environment, p.381-402.

[Rooijen, 1992]

Rooijen, H. den (1992): *Literatuuronderzoek doorlatendheid- korrelkarakteristieken*. Rapport CO-326020/9, Grondmechanica Delft.

[Rossum & Zanen, 1959]

Rossum, F. van, Zanen, A. (1959): *Onderloopsheid. Onderzoek naar de aard van het verschijnsel en methode ter bepaling van de veiligheidscoëfficiënt*. De Ingenieur – Bouw en waterkunde 9, 87-91.

[Schelfhout & Beijersbergen, 1997]

Schelfhout, H.J. & Beijersbergen, J. (1997): *Dimensionering van kunstwerken zonder beweegbare keermiddelen*. Notitie Provincie Zuid-Holland, Afd. Milieu en Water.

[Soos, 2001]

Soos, P. von (2001): *Grundbau-Taschenbuch Teil 1: Geotechnische Grundlagen*. Hrsgb.: U. Smoltczyk, S. 177.

[Schalkx & Hombergen, 2006]

Schalkx, S.C., Hombergen, V.J.W. (2006): *Hulpmiddelen voor toetsers - Historische Kunstwerken*. STOWA, rapport 2006-03.

[Schuler & Brauns, 1993]

Schuler, U., Brauns, J. (1993): *Behaviour of coarse and well-graded filters*. In: Brauns, Heibaum & Schuler (eds.), *Filters in Geotechnical and Hydraulic Engineering*, pp. 3-17. Balkema, Rotterdam.

[Sellmeijer, 1981]

Sellmeijer, J.B. (1981): *Piping due to Flow towards Ditches and Holes*. Proc. Euromech 143, Delft, pp 69-72.

[Sellmeijer, 1989]

Sellmeijer, J.B. (1989): *On the Mechanism of Piping under impervious Structures*. Proefschrift Technische Universiteit Delft, 1989.

[Sellmeijer e.a., 1989]

Sellmeijer, J.B., Calle, E.O.F., Sip, J.W. (1989): *Influence of Aquifer Thickness on Piping below Dikes and Dams*. Int. Symp. on Analytical Evaluation of Dam related Safety Problems. Org. by ICOLD & Danish and Icelandic National Committees on Large Dams, Copenhagen 1989.

[Sellmeijer, 1995]

Sellmeijer, J.B. (1995): *Heaving bij Kunstwerken*. Grondmechanica Delft Rapport CO356020/7.

[Sellmeijer, 1996]

Sellmeijer, J.B. (1996): *Integratie Ontwerpregels Piping en Heaving*. Grondmechanica Delft Rapport CO-362570/6.

[Sellmeijer, 1997]

Sellmeijer, J.B. (1997): *Probabilistische Gevoeligheidsanalyse Heaving Ontwerpregels. Fase 2 (Ontwikkeling speciale Fragmenten)*. Grondmechanica Delft rapport CO370250/25.

[Sellmeijer & Lopez, 2010]

Sellmeijer, J.B., Lopez de la Cruz, J., (2010): *Fine-tuning of the piping model through small-scale, medium-scale and IJkdijk experiments*. ICOLD EW Bulletin Granada.

[Sills, 2009]

Sills, G.L. (2009): *Flood Fighting for Levee and Failures*. ASFPM conference, Orlando, Florida, USA 2009.

[Silvis, 1991]

Silvis, F. (1991): *Verificatie Piping Model - Proeven in de Deltagoot. Evaluatierapport*. Rapport CO317710/7, Grondmechanica Delft.

[Shields, 1936]

Shields, A. (1936): *Anwendung der Ähnlichkeitsmechanik und der Turbulenzforschung auf die Geschiebebewegung*. Mitt. der Preußische Versuchsanstalt für Wasserbau und Schiffbau, Berlin, Germany, Nr. 26.

[Spierenburg, 1998]

Spierenburg, S.E.J. (1998): *Probabilistische gevoeligheidsanalyse Heaving Ontwerpregels. Fase 4 Probabilistische analyses*. Grondmechanica Delft rapport CO370250/27.

[STOWA, 2007]

Diverse auteurs (2007): *Leidraad Toetsen op Veiligheid Regionale Waterkeringen*. STOWA-rapport ORK200702.

[STOWA, 2010]

Diverse auteurs (2010): *Addendum op de Leidraad Toetsen op Veiligheid Regionale Waterkeringen betreffende de boezemkaden*. STOWA-rapport ORK201022.

[TAW, 1987]

Diverse auteurs (1987): *Leidraad voor het ontwerpen van Rivierdijken, deel 1 (Bovenrivieren)*. Uitgever: Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen, zie [www.enwinfo.nl](http://www.enwinfo.nl).

[TAW, 1989]

Diverse auteurs (1989): *Leidraad voor het ontwerpen van Rivierdijken, deel 2 (overgangsgebied en Benedenrivieren)*. Uitgever: Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen, zie [www.enwinfo.nl](http://www.enwinfo.nl).

[TAW, 1994]

Calle, E.O.F. & Weijers, J.B. (1994): *Technisch Rapport Piping Rivierdijken*. Uitgever: Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen (TAW-B richtlijn).

[TAW 1994b]

Diverse auteurs (1994): *Handreiking Constructief Ontwerpen*. Uitgever: Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen, april 1994, zie [www.enwinfo.nl](http://www.enwinfo.nl).

[TAW, 1999]

Diverse auteurs (1999): *Technisch Rapport Zandmeevoerende Wellen*. Uitgever: Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen i.o.v. Ministerie van Verkeer en Waterstaat, Dienst Weg- en Waterbouwkunde, Delft, maart 1999, zie [www.enwininfo.nl](http://www.enwininfo.nl).

[TAW, 1999b]

Diverse auteurs (1999): *Leidraad Zee- en Meerdijken. Basisrapport*. Uitgever: Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen Dec. 1999, zie [www.enwininfo.nl](http://www.enwininfo.nl).

[TAW, 2003]

Diverse auteurs (2003): *Leidraad Kunstwerken*. Uitgever: Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen, zie [www.enwininfo.nl](http://www.enwininfo.nl).

[TAW, 2004]

Diverse auteurs (2004): *Technisch Rapport Waterspanningen bij Dijken*. Uitgever: Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen, zie [www.enwininfo.nl](http://www.enwininfo.nl).

[Terzaghi, 1922]

Terzaghi, K. von (1922): *Grundbruch an Stauwerken und seine Verhütung*. Die Wasserwirtschaft 17, 445 – 449.

[Thonus et al., 2005]

Thonus, B. (2005): *Review koploper resultaten VNK, faalmechanisme piping*. HKV - lijn in water, rapportnummer PR761.

[Veenbergen, 2009]

Veenbergen, V. (2009): *SBW Piping Kunstwerken – KW5. Simulatie grondwaterstroming sluis Hasselt*. Rapport 1001452-015-GEO-0001, Deltares.

[Verheij & Hoffmans, 2011]

Verheij, H.J., Hoffmans, G. J.C.M. (2011): *Formules voor ontwerp granulaire filters verbeterd*. Land + Water Nr. 5, mei 2011.

[Vrijling et al., 2010]

Vrijling, J.K., Kok, M., Calle, E.O.F., Epema, W.G., Meer, M.T. van der, Berg, P. van den & Schweckendiek, T. (2010): *Piping - Realiteit of Rekenfout?*. ENW-rapport, Expertise Netwerk Waterkeringen, zie [www.enwininfo.nl](http://www.enwininfo.nl).

[VTV2006, 2007]

*Voorschrift Toetsen op Veiligheid Primaire Waterkeringen*. Ministerie van Verkeer en Waterstaat, Den Haag, 2007, zie [www.helpdeskwater.nl](http://www.helpdeskwater.nl).

[WES, 1956]

WES – Waterways Experimental Station (1956): *Investigation of underseepage and its control. Lower Mississippi River Levees, Volume 1*. October 21956, Vicksburg, Mississippi, USA.

[White, 1940]

White, C.W. (1940): *The equilibrium of grains on the bed of a stream*. Proceedings Royal Society London, vol. 174A.

[Wit, 1984]

# Deltares

De Wit, J.M. (1984): *Onderzoek zandmeevoerende wellen. Rapportage Modelproeven*. CO-220887/10, GeoDelft.

[Yap, 1981]

Yap, H. (1981): *Fluïdisatieproeven op strandzand*. Laboratorium voor Gondmechanica Delft, rapportage C)-220884.

[Zwang & Bos, 2009]

Zwang, L.W.A., Bos, M. (2009): *SBW Hervalidatie piping – Kwalificeren en herijken beheerdersoordeel – F2. Enquête en workshop (incl. GIS-kaart)*. Fugro/Royal Haskoning Rapport 9T8448.A0 in opdracht van Deltares.



## Bijlagen

- A Rekenmodellen voor grondwaterstroming
- B Bepaling Parameters
- C Software
- D Stroomschema's voor schematiseren ondergrond
- E Schadecatalogus
- F Gebruikte symbolen
- G Begrippenlijst
- H Stroomschema's voor beoordeling 'historische' kunstwerken
- I Betrouwbaarheidseisen, gekoppeld aan meerjarige referentieperioden bij geavanceerde toetsing op opbarsten en piping
- J Voorstel beoordelingsmethode: Piping (STPH)
- H Voorstel beoordelingsmethode: Piping en heave waterkerend kunstwerken (STPHkw)

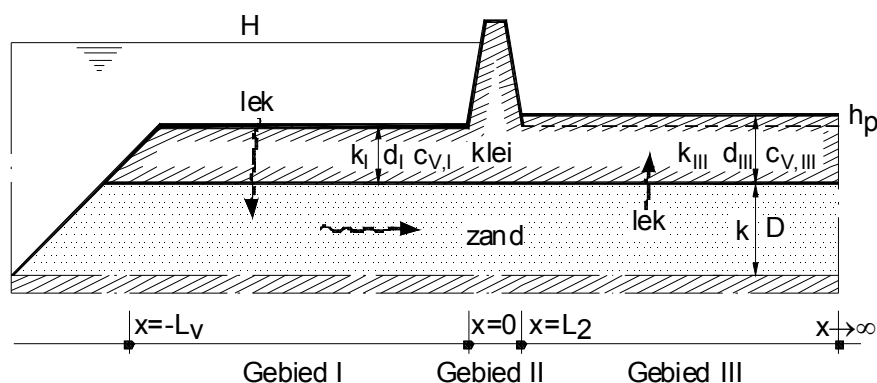


## A Rekenmodellen voor grondwaterstroming

Voor opbarst- of heavecontrole worden rekenmodellen voor grondwaterstroming gebruikt. Hiermee kan de optredende stijghoogte in de watervoerende zandlaag ter plaatse van de binnenzijde van de dijk of het kunstwerk worden bepaald. Voor opbarstcontrole gaat het om de stijghoogte onder de afdekkende klei- of veenlaag. Deze moet getoetst worden aan de grensstijghoogte (paragraaf 5.2.2) Voor heavecontrole gaat het om het verticale verhang van de grondwaterstroming aan de binnenzijde van de kering. Dit wordt getoetst aan het toelaatbare verhang (paragraaf 5.4.1). In beginsel kunnen berekeningen van de stijghoogten in de watervoerende zandlagen uitgevoerd worden met een algemeen numeriek rekenmodel voor grondwaterstroming (of consolidatie als we tijdsafhankelijke aspecten van inzijging in en kwel door de deklagen in voor- en achterland mee willen nemen). Analytische rekenmodellen bevatten in het algemeen schematisaties en geven daardoor benaderende oplossingen, maar verschaffen goed inzicht in de werking van het mechanisme en zijn, mede vanwege het feit dat ze snel rekenen, zeer geschikt voor het uitvoeren van gevoeligheidsanalyses. In deze appendix worden het basis-geo-hydrologische model voor (horizontale) grondwaterstroming onder een waterkering en het fragmentenmodel besproken. Het eerste model is geschikt voor toepassing bij waterkeringen waarbij geen kwelschermen aanwezig zijn. Het fragmentenmodel is specifiek bedoeld voor toepassing bij kwelschermen.

### A 1. Basis-geohydrologische model (stationaire grondwaterstroming):

Voor berekening van de optredende stijghoogte is de ondergrondconfiguratie waarvan uitgegaan wordt aangegeven in Figuur A.1. Uitgangspunt is dat er geen kwelschermen zijn.



Figuur A.1 Ondergrondconfiguratie t.b.v. stijghoogteberekening t.b.v. opbarstcontrole

In de (slecht doorlatende) deklagen wordt uitgegaan van verticale grondwaterstroming. In de zandlaag wordt uitgegaan van horizontale (zg. Dupuit-stroming). Voor de wiskundige formulering van het probleem, die o.a. gebruikt is in het programma WATEX, wordt de figuur opgedeeld in drie gebieden, namelijk:

- gebied I, ter plaatse van het voorland;
- gebied II, ter plaatse van de dijk of het kunstwerk;
- gebied III, ter plaatse van het achterland.

De stijghoogte in de zandlaag geven we aan met  $\phi_z(x)$ . Deze is een functie van de horizontale plaatscoördinaat  $x$  ( $-L_v \leq x \leq 0$ ), waarbij  $L_v$  de lengte van het voorland is. In eerste instantie gaan we uit van stationaire stromingen. Het verhang over de kleilaag op een bepaalde plaats  $-x$  is  $-(\phi_z(x) - H) / d_l$ , waarin  $H$  de buitenwaterstand is en  $d_l$  de dikte van de afdekkende laag in het voorland. De lek door het voorland is  $k_l * (\phi_z(x) - H) / d_l$ , waarin  $k_l$  de doorlatendheid is van de afdekkende laag. Behoud van massa leidt tot de volgende differentiaalvergelijking voor de stijghoogte  $\phi_z$  in de zandlaag, in een stationaire toestand:

$$\frac{d^2(\phi_z - H)}{dx^2} - \frac{1}{\lambda_l^2}(\phi_z - H) = 0 \quad \text{A(1.1)}$$

waarbij  $-L_v \leq x \leq 0$  is en  $\lambda_l$  de spreidingslengte voor het voorland:

$$\lambda_l = \sqrt{\frac{k_z D d_l}{k_l}} \quad \text{A(1.2)}$$

waarin  $k_l$  en  $d_l$  respectievelijk de (verticale) doorlatendheid [m/s] en dikte van de afdekkende laag in het voorland zijn.

Analoog wordt voor gebied III de stijghoogte beschreven door:

$$\frac{d^2(\phi_z - h_p)}{dx^2} - \frac{1}{\lambda_{III}^2}(\phi_z - h_p) = 0 \quad \text{A(1.3)}$$

waarbij  $L_2 \leq x < \infty$  is,  $h_p$  het polderpeil (of het maaiveldpeil indien geen vrije waterspiegel aanwezig is) en  $\lambda_{III}$  de spreidingslengte van het achterland:

$$\lambda_{III} = \sqrt{\frac{k_z D d_{III}}{k_{III}}} \quad \text{A(1.4)}$$

Hierin zijn  $k_{III}$  en  $d_{III}$  respectievelijk de (verticale) doorlatendheid [m/s] en dikte van de afdekkende laag in het achterland.

Voor het gebied  $0 \leq x \leq L_2$  zou ook een vergelijking moeten worden opgesteld, analoog aan A(1.1) en A(1.3). De stroming door het dijklichaam is echter niet verticaal, waardoor het afleiden van een lekterm problematisch is. Omdat de lek naar het dijklichaam toe naar verwachting klein ten opzichte van de lek door de voorland- en achterlandlaag wordt die verwaarloosd. De vergelijking voor de stijghoogte in de zandlaag in gebied II wordt dan:

$$\frac{d^2 \phi_z}{dx^2} = 0 \quad \text{A(1.5)}$$

waarbij  $0 \leq x < L_2$ .

Randvoorwaarden voor het probleem zijn:  $\phi_z(-L_v) = H$  en  $\phi_z(\infty) = h_p$ , terwijl op de overgangen  $x=0$  en  $x=L_2$  in het zand continuïteit van stijghoogte en horizontaal stromend debiet geldt.

Daarmee luidt de oplossing (bij gelijke  $kD$  waarden van de zandlaag in de drie gebieden):

- in gebied I ( $-L_v \leq x \leq 0$ ):

$$\phi_z = H - (H - h_p) \frac{\lambda_I}{L} \frac{\sinh h\left(\frac{L_v + x}{\lambda_I}\right)}{\cosh h\left(\frac{L_v}{\lambda_I}\right)} \quad \text{A(1.6)}$$

- in gebied II ( $0 \leq x \leq L_2$ ):

$$\phi_z = H - (H - h_p) \left( \frac{\lambda_I \tan h\left(\frac{L_v}{\lambda_I}\right) + x}{L} \right) \quad \text{A(1.7)}$$

- en in gebied III ( $L_2 \leq x \leq \infty$ ):

$$\phi_z = h_p + (H - h_p) \frac{\lambda_{III}}{L} e^{-\frac{L_2 - x}{\lambda_{III}}} \quad \text{A(1.8)}$$

Hierin is:

$$L = \lambda_I \tan h\left(\frac{L_v}{\lambda_I}\right) + L_2 + \lambda_{III} \quad \text{A(1.9)}$$

In bovenstaande vergelijkingen zijn  $\sinh()$ ,  $\cosh()$ , en  $\tanh()$  respectievelijk de hyperbolische sinus-, cosinus en tangensfuncties.

In het WATEX rekenmodel wordt gebied II verwaarloosd ( $L_2 = 0$ ), terwijl het gebied III kan worden opgesplitst in een gebied direct achter de dijk en een gebied ver weg van de dijk (het zogenaamde Drie-sectie model).

De eerste term in A(1.9) geeft de effectieve lengte van het voorland aan; voor  $x < -\lambda_I \tanh(L_v/\lambda_I)$  is de stijghoogte ongeveer gelijk aan  $H$ . In de berekening van de aanwezige kwelweglengte (paragraaf 5.6.1) wordt deze maat dan ook aangehouden om de invloed van het voorland te berekenen.

## A 2. Basis-geohydrologische model (instationaire grondwaterstroming):

In geval tijdsafhankelijkheid een rol speelt, bij kort durende of cyclische buitenwaterstanden, speelt bij de verticale stroming door de dekragen in voor- en achterland consolidatie (voorland) en zwel (achterland) een rol. Omdat hierdoor de gradiënten van de stijghoogten onderin de dekragen, (in absolute waarde) groter zijn dan in de stationaire situatie hebben we te maken met (tijdelijk) grotere instroomdebieten in de zandlaag ter plaatse van het voorland en grotere uitstroomdebieten vanuit de zandlaag naar de deklaag in het achterland. Dit leidt tot kleinere spreidingslengten en daardoor tot een kleiner gebied, waarin de stijghoogte in de zandlaag vervalft van buitenwaterstand (H) tot polderpeil ( $h_p$ ).

De beschrijvende vergelijkingen zijn een gekoppeld stelsel van consolidatie vergelijkingen in de dekragen en de Dupuit-stromingsvergelijking in de zandlaag. De vergelijking voor verticale stroming door de deklaag in de gebieden I en III (zie Figuur A.1) luidt:

$$\frac{\partial \phi_d}{\partial t} = c_v \frac{\partial^2 \phi_d}{\partial z^2} \quad \text{A(1.10)}$$

Hierin is  $\phi_d(z,t;x)$  de stijghoogte in de deklaag, dit is voor elke x een functie van z en t, met als randvoorwaarde op  $z = 0$ , de grens met de watervoerende zandlaag, de stijghoogte  $\phi_z(x)$  in de zandlaag en als randvoorwaarde op  $z = d$  de (momentane) buitenwaterstand in gebied I en het maaiveld- of polderpeil in gebied III. In gebied I is  $c_v$  de consolidatiecoëfficiënt en in gebied III de zwelcoëfficiënt; in gebied II wordt, analoog aan het stationaire berekeningsmodel geen lek vanuit de zandlaag naar de dijkskern of omgekeerd verondersteld. De horizontale stroming door de watervoerende zandlaag wordt beschreven door de vergelijking:

$$k_z D \frac{\partial^2 \phi_z}{\partial x^2} + k_d \frac{\partial \phi_d}{\partial z} \Big|_{z=0} = 0 \quad \text{A(1.11)}$$

Hierin is  $\phi_z(x)$  de stijghoogte in de zandlaag. In gebied II vervalft de term in het linkerlid van vergelijking A(1.11). De aansluitingsvoorwaarde (continuïteit van stijghoogte in zand- en deklaag) in de gebieden I en III luidt:

$$\phi_z(x,t) = \phi_d(0,t;x) \quad \text{A(1.12)}$$

In het programma WATEX worden deze vergelijkingen opgelost. We kunnen twee karakteristieke situaties onderscheiden, namelijk:

- De buitenwaterstand is een niet periodieke tijdsafhankelijke functie. In WATEX kan daarvoor een blokfunctie worden opgegeven:

$$\begin{aligned} H(t) &= H_o & (-\infty < t \leq t_o) \\ H(t) &= H_{top} & (t_o < t \leq t_e) \\ H(t) &= H_o & (t_e < t < \infty) \end{aligned} \quad \text{A(1.13)}$$

In dat geval is de beginvoorwaarde voor het probleem de stationaire situatie die hoort bij de waterstand  $H_o$ . De vergelijkingen A(1.11) ... A(1.13) worden opgelost met behulp van Laplace-transformaties.

- De buitenwaterstand is een periodieke functie:

$$H(t) = H_o \cos(\omega t) + H_s \tag{A(1.14)}$$

In dit geval bestaat de (steady state) oplossing uit superpositie van de stationaire oplossing bij de randvoorwaarden  $\phi(-Lv) = H_s$  en  $\phi(\infty) = h_p$ , en een cyclische component. De cyclische component wordt berekend met behulp van een complexe harmonische analyse.

Voor het geval de buitenwaterstand een periodieke functie beschouwen we de oplossing. Eenvoudigheidshalve nemen we aan dat voor- en achterland oneindig breed zijn, dat de breedte van het gebied II verwaarloosbaar klein is en dat de stationaire component van de buitenwaterstand  $H_s$  gelijk is aan het polderpeil  $h_p$ . De oplossing voor de stijghoogte in de zandlaag in gebied I luidt, wanneer de hydrodynamische perioden van de deklagen groot zijn ten opzichte van de periode ( $2\pi / \omega$ ) waarmee de buitenwaterstand wisselt:

$$\phi_z(x,t) = h_p + H_o \cos(\omega t) - H_o \frac{\lambda_{\omega,I}}{\lambda_{\omega,I} + \lambda_{\omega,III}} e^{0.924 \frac{x}{\lambda_{\omega,I}}} \cos\left(\omega t + 0.383 \frac{x}{\lambda_{\omega,I}}\right) \tag{A(1.15)}$$

en in gebied III:

$$\phi_z(x,t) = h_p + H_o \frac{\lambda_{\omega,III}}{\lambda_{\omega,I} + \lambda_{\omega,III}} e^{(-0.924 \frac{x}{\lambda_{\omega,III}})} \cos\left(\omega t - 0.383 \frac{x}{\lambda_{\omega,III}}\right) \tag{A(1.16)}$$

Hierin zijn  $\lambda_{\omega,I}$  en  $\lambda_{\omega,III}$  de spreidingslengtes die horen bij het cyclische probleem. Deze zijn een functie van de spreidingslengtes voor de stationaire situatie,  $\lambda_I$  en  $\lambda_{III}$  (formules A(1.3) en A(1.4)), de hydrodynamische perioden van de deklagen,  $t_{h,I}$  en  $t_{h,III}$ , en de hoeksnelheid  $\omega$ :

$$\lambda_{\omega,I} = \lambda_I \sqrt[4]{\frac{1}{\omega t_{h,I}}} \quad \text{en} \quad \lambda_{\omega,III} = \lambda_{III} \sqrt[4]{\frac{1}{\omega t_{h,III}}} \tag{A(1.17)}$$

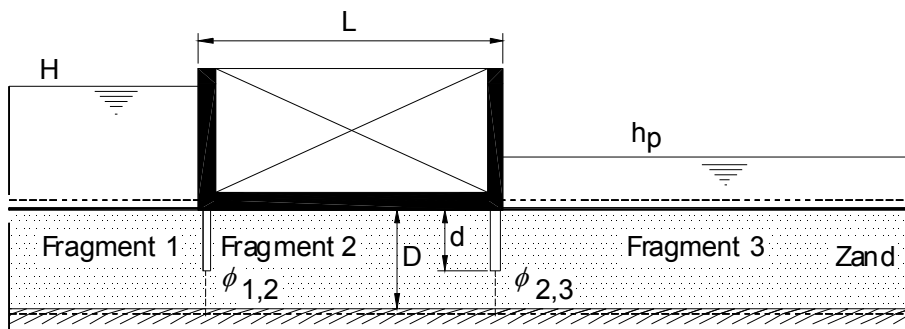
We zien dat, voor hydrodynamische perioden van de deklagen die groot zijn ten opzichte van de periode waarmee de buitenwaterstand wisselt, de cyclische spreidingslengtes aanzienlijk kleiner zullen zijn dan in de stationaire situatie. Dit betekent dat het gebied in de zandlaag, waarin de stijghoogte vervalt van buitenwaterstandniveau tot polderpeil aanzienlijk kleiner is dan in het stationaire geval (zie ook Figuur 5.8 in de hoofdttekst).

### A 3. De Fragmentenmethode

#### A3.1 Het principe van de Fragmentenmethode

In opdracht van de TAW (thans ENW) is een rekentechniek ontwikkeld, speciaal voor het analyseren van de grondwaterstroming onder dijken of kunstwerken met kwelschermen. Het is een semi-analytische techniek, die als voordeel boven een numerieke grondwaterstromingsanalyse heeft dat zeer snel berekeningen kunnen worden uitgevoerd. Het principe wordt hieronder beschreven, voor details wordt verwezen naar o.a. (Van de Paverd, 1994), (Sellmeijer, 1995) en (Sellmeijer, 1997). Het basisidee voor de methodiek is van minder recente datum (Pavlovsky, 1956).

Beschouw de configuratie van een waterkering, in dit geval een kunstwerk, met een tweetal kwelschermen, in Figuur A.2. In de figuur zijn de randvoorwaarden voor grondwaterstroming door de zandlaag onder de constructie aangegeven, namelijk de stijghoogte gelijk aan de buitenwaterstand aan het oppervlak van de zandlaag bovenstrooms en de stijghoogte gelijk aan de binnenwaterstand benedenstrooms. De totale configuratie met kwelschermen is te ingewikkeld voor een directe analytische oplossing van het grondwaterstromingsprobleem. Daarom wordt het geheel opgedeeld in, in dit geval, drie stukken, namelijk een kopfragment (fragment 1), een tussenfragment (fragment 2) en een staartfragment (fragment 3). De scheidingen tussen de fragmenten zijn verticale lijnen in het verlengde van de kwelschermen. De crux van de methode is dat deze lijnen bij benadering equipotentiaallijnen zijn (lijnen met constante stijghoogte). De potentiaal op de scheidslijn tussen fragment 1 en fragment 2 is dus te karakteriseren door één waarde,  $\phi_{1,2}$ , die echter vooralsnog onbekend is. Zo ook de potentiaal op de scheidslijn tussen fragment 2 en fragment 3, namelijk  $\phi_{2,3}$ .



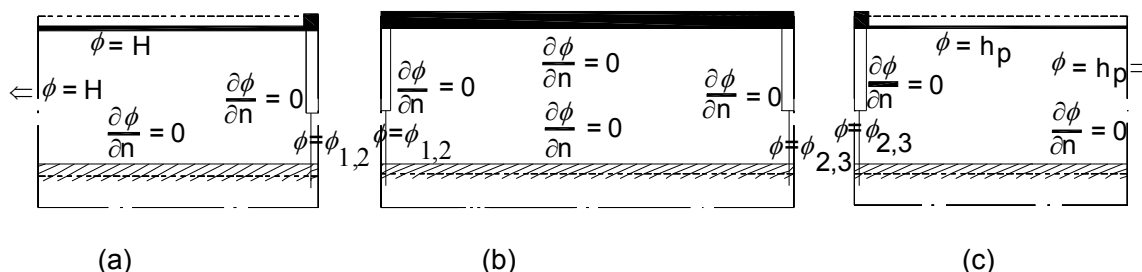
Figuur A.2 Opdelen in fragmenten

Vervolgens kunnen de fragmenten afzonderlijk worden beschouwd. In Figuur A.3(a) is het kopfragment geschetst en zijn de randvoorwaarden voor de stroming binnen dit fragment aangegeven. Het grondwaterstromingsprobleem kan met behulp van technieken uit de complexe functietheorie worden opgelost, wanneer een bepaalde waarde voor de potentiaal  $\phi_{1,2}$  wordt aangenomen. Met de gegeven doorlatendheid van de grond binnen dit fragment kan derhalve het debiet dat door dit fragment stroomt, dat wil zeggen langs de bovenrand binnenkomt en langs scheidslijn het fragment weer verlaat, worden bepaald. Dit debiet geven we aan met  $Q$ . We weten dat dit debiet recht evenredig moet zijn met de doorlatendheid  $k_1$  en met het (aangenomen) verval  $(H - \phi_{1,2})$  over het fragment. Met behulp van de berekende  $Q$  wordt het quotiënt:

$$W_1 = \frac{k_1(H - \phi_{1,2})}{Q} \quad \text{A(1.18)}$$



bepaald. Dit quotiënt is, vanwege genoemde evenredigheid, onafhankelijk van de keuze van  $k_1$  en  $\phi_{1,2}$  en wordt de weerstandsfactor van fragment 1 genoemd.



Figuur A.3 (a) kopfragment, (b) tussenfragment en (c) staartfragment

Op analoge wijze kunnen ook de weerstandsfactoren  $W_2$  en  $W_3$  in de fragmenten 2 en 3 (Figuur A.3 b en c) worden bepaald. Om de potentiaalverdeling te berekenen maken we gebruik van het feit dat de doorstroomdebieten door elk van de fragmenten gelijk moeten zijn aan elkaar, dus:

$$\frac{-k_1(\phi_{1,2} - H)}{W_1} = \frac{-k_2(\phi_{2,3} - \phi_{1,2})}{W_2} \tag{A(1.19)}$$

$$\frac{-k_2(\phi_{2,3} - \phi_{1,2})}{W_2} = \frac{-k_3(h_p - \phi_{2,3})}{W_3}$$

Deze koppeling van de fragmenten levert twee lineaire algebraïsche vergelijkingen waarmee de onbekende  $\phi_{1,2}$  en  $\phi_{2,3}$  kunnen worden opgelost.

Het laat zich raden dat de methodiek rechttoe rechtaan uit te breiden is tot een willekeurig aantal achter elkaar geschakelde fragmenten. De kracht van de methode is dat voor een aantal standaardtypen van fragmenten de weerstandsfactoren met behulp van complexe functietheorie kunnen worden berekend. Met deze standaardtypen kunnen betrekkelijk ingewikkelde stromingsconfiguraties onder een dijk of kunstwerk worden samengesteld. Het koppelen van de fragmenten kan met behulp van eenvoudige berekeningen worden uitgevoerd.

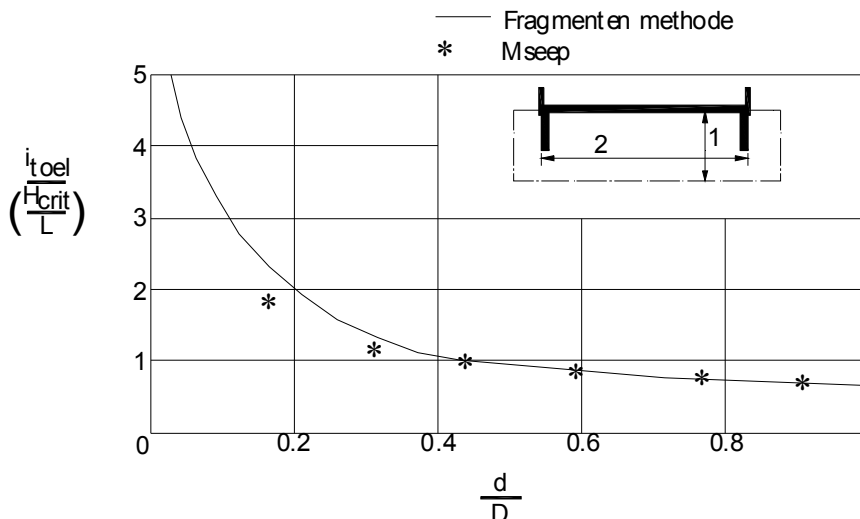
Voor het mechanisme heave is het optredende verticale verhang over het kwelscherm in het staartfragment van belang. In Figuur A.2 is dit:

$$i_{opt} = \frac{\phi_{2,3} - h_p}{d} \tag{A(1.20)}$$

Dit verhang moet kleiner zijn dan het toelaatbare verhang  $i_{toel} = 0,5$ .

Voor het uitvoeren van berekeningen met de fragmentenmethode is een spreadsheetprogramma ontwikkeld. In de spreadsheetberekeningen kan het optredende verticale verhang gemakkelijk gekoppeld worden aan het totale verval ( $H-h_p$ ) over de waterkering. Met behulp hiervan kunnen zogenaamde afleesgrafieken worden opgesteld

waarin het toelaatbare verval over de kering kan worden afgelezen als functie van ontwerpparameters, zoals bijvoorbeeld de lengte van de kwelschermen in relatie tot de dikte van de zandlaag. In Figuur A.4 is 'zo'n afleesgrafiek weergegeven. Op de horizontale as staat de relatieve inbedding  $d/D$  uitgezet en op de verticale as de verval ratio  $i_{toel} * L / (H - h_p)$ . De grafiek hoort bij een configuratie met twee even lange kwelschermen. Bij een gegeven totale verval ( $H - h_p$ ) over de kering, de lengte  $L$  van de kering en het aan te houden criterium voor heave,  $i_{toel}$ , is de benodigde relatieve schermlengte (althans de relatieve inbedding in de zandlaag)  $d/D$  af te lezen. Met sterren is in deze grafiek aangegeven hoe de grafiek er uit zou zien, wanneer in plaats van met de fragmentenmethode gewerkt zou worden met het numerieke grondwaterstromingsprogramma MSEEP. We zien dat voor waarden van de inbeddingslengte  $d$  groter dan  $0,2D$  de fragmentenberekening en de MSEEP berekening zeer nauw aansluiten. Voor inbeddingslengten kleiner dan  $0,1D$  zijn de berekeningen met de fragmentenmethode onnauwkeurig. Aanbevolen wordt om de minimaal benodigde inbeddingslengte gelijk aan  $0,1D$  te kiezen.



Figuur A.4 Afleesgrafiek toelaatbaar verval over waterkering i.v.m. Heave

In de fragmentenanalyses wordt in beginsel uitgegaan van isotrope doorlatendheid van de zandlaag. De horizontale en verticale doorlatendheden kunnen echter verschillend zijn, bijvoorbeeld door aanwezigheid van horizontale stoorlaagjes of lensjes. In de meeste gevallen kan dit verdisconteerd worden door de fragmenten (verticaal of horizontaal) te verscalen. Aanbevolen wordt echter om hierbij een deskundige te raadplegen.

De afleesgrafiek geldt voor een situatie waarin er een goede aansluiting is tussen de onderkant van de kering en de bovenkant van de zandlaag. Indien die aansluiting er niet is, of wanneer dit onzeker is, moet de weerstandsfactor voor het middenfragment worden gereduceerd; zie ook [Calle & Sellmeijer, 1998].

De bovengenoemde fragmenten kunnen worden gebruikt voor het modelleren van het heaveprobleem bij kunstwerken of dijken zonder deklaag in voor en achterland. Die fragmenten zijn:

- het kopfragment (Figuur A.3a)
- het tussenfragment (Figuur A.3b)
- het staartfragment (Figuur A.3c)

In beginsel zijn configuraties te modelleren door schakeling van één kopfragment, een of meer tussenfragmenten en één staartfragment. De oplossingsmethodiek is geïmplementeerd in het spreadsheet-programma HEAVE (zie Bijlage C); hierin zijn maximaal 6 tussenfragmenten te specificeren.

Voor twee eenvoudige basisconfiguraties zijn met behulp van dit programma grafieken afgeleid voor toetsing op heave bij kunstwerken of dijken met één of twee kwelschermen (zie Figuur A.5). Bij de berekening van het toelaatbare verhang over de kering is uitgegaan van isotrope doorlatendheid van de zandlaag en een toelaatbaar verticaal verhang aan de benedenstroomse zijde van de kering van 0.5. De grafiek voor één enkel kwelscherm aan de benedenstroomse zijde van de kering (Figuur A.5b) is ontleend aan de Leidraad Toetsen op Veiligheid [TAW, 1996]. De wijze van gebruik van de grafieken ligt voor de hand. Verderop in deze bijlage zijn tabellen voor weerstanden van fragmenten gegeven, waarmee de gebruiker zelf een fragmentenanalyse kan uitvoeren. Hiermee is het mogelijk om de basisconfiguratie voor de grafieken, maar dan met verschillende lengten van de damwanden aan boven- en benedenstroomse zijde, door te rekenen. Ingeval de actuele configuratie zodanig afwijkt dat de grafieken of de tabellen niet te gebruiken zijn kan de toetsing met behulp van het spreadsheetprogramma zelf worden uitgevoerd.

In het kader van onderzoek voor de TAW [Calle & Sellmeijer, 1998] zijn nog verschillende andere fragmenttypen ontwikkeld, namelijk:

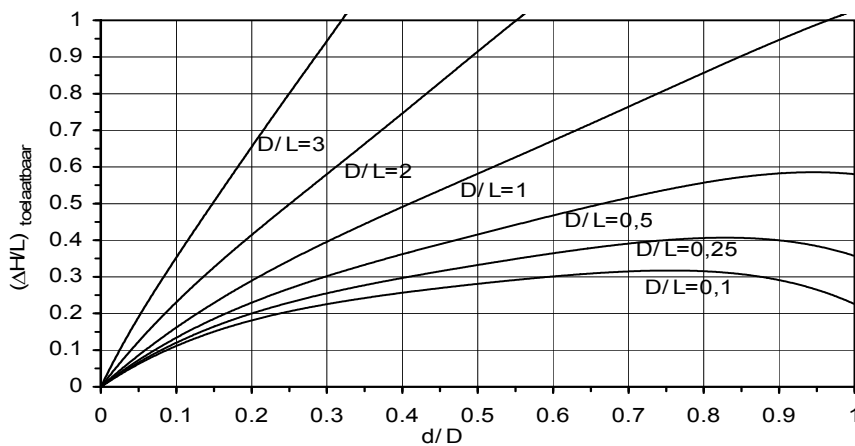
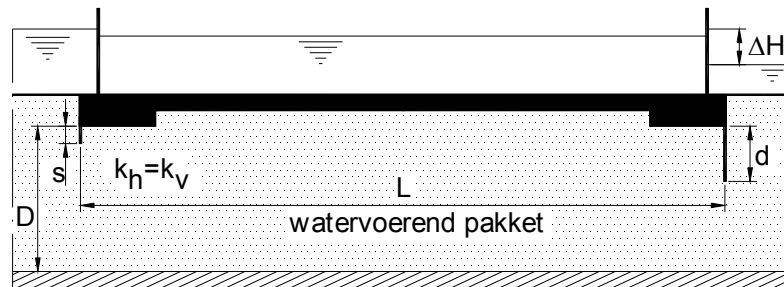
- het 'zettingsfragment', waarmee het effect van vrije ruimte tussen de onderkant van een kunstwerk en de zandlaag (een 'zettingsspleet') op het mechanisme heave kan worden onderzocht;
- 'lekfragmenten', waarmee de invloed van lek door de sloten van de kwelschermen, of geconcentreerde lek door een (corrosie-)gat kan worden onderzocht; dit is van belang voor het toetsen van waterkeringen, waarbij men onzeker is van de conditie van de kwelschermen;
- het 'voorlandfragment', waarmee de invloed van een afdekkende laag in het voorland kan worden onderzocht;

Deze fragmenten zijn en worden vooralsnog alleen gebruikt in het kader van onderzoek, o.a.:

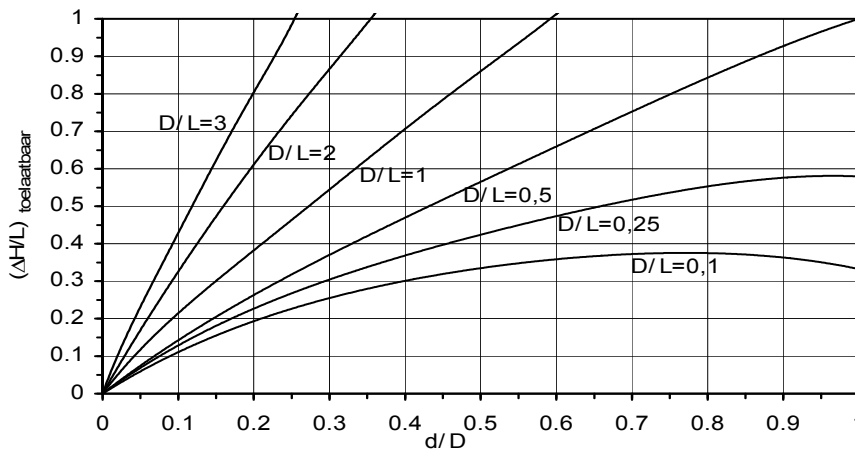
- een probabilistische gevoeligheidsstudie van de invloed van zettingsspleten en lek door de kwelschermen op het mechanisme heave [Calle & Sellmeijer, 1998];
- integratie van piping- en heave-regels [Sellmeijer, 1996].

Voor de adviespraktijk is nog niet een toegankelijke implementatie van deze fragmenten beschikbaar.

Uit de probabilistische gevoeligheidsstudie blijkt o.a. dat zettingsspleten een belangrijke invloed hebben op het optredende verticale verhang nabij het uittreepunt en derhalve op de kans op heave. Met name bij kunstwerken die lang zijn ten opzichte van de dikte van de watervoerende zandlaag blijkt dat een spleet tussen de ondergrond en de onderkant van de constructie grote invloed heeft op het uittredeverhang. Aan het eind van deze bijlage wordt nader ingegaan op de resultaten van deze studie.



(a): Toelaatbaar verhang i.v.m. heave ( $s = 0$ , heavecriterium = 0.5)



(b): Toelaatbaar verhang i.v.m. heave ( $s = d$ , heavecriterium = 0.5)

Figuur A.5 Eenvoudige heave controles (bij isotrope doorlatendheid van zandlaag)

### A.3.2 Fragmentenanalyse aan de hand van tabellen

In onderstaande tabellen zijn weerstandsfactoren gegeven voor kop- tussen- en staartfragment voor een configuratie zoals in Figuur A.5 (a), als functie van  $s/D$  respectievelijk  $d/D$  en voor verschillende verhoudingen van  $D/L$  (voor het tussenfragment). Uitgangspunt

voor de analyse is dat de doorlatendheidscoëfficiënt in de drie fragmenten gelijk is en dat de doorlatendheid isotroop is (d.w.z. verticale doorlatendheid is gelijk aan horizontale doorlatendheid). De werkwijze van de fragmentenanalyse met deze tabellen is als volgt:

- 1 Bepaal de verhoudingen s/D, d/D en D/L
- 2 Zoek in Tabel A.1 de bij s/D behorende weerstandsfactor van het kopfragment ( $W_{kop}$ ) en de bij d/D behorende weerstandsfactor van het staartfragment ( $W_{staart}$ ) op.
- 3 Zoek in een van de tabellen (Tabel A.2 t/m Tabel A.7) die met D/L correspondeert de bij s/D en d/D horende weerstandsfactor van het tussenfragment ( $W_{tussen}$ ) op. Deze tabellen zijn symmetrisch, vandaar dat slechts de onderdiagonaal-cellen zijn gevuld.
- 4 Bereken het toelaatbare totale verhang over de waterkering met behulp van de volgende formule:

$$\left(\frac{\Delta H}{L}\right)_{toel} = \frac{d}{L} \left( \frac{W_{kop} / k_{kop} + W_{tussen} / k_{tussen} + W_{staart} / k_{staart}}{W_{staart} / k_{staart}} \right) i_{toel} \quad A(1.21)$$

hierin is  $i_{toel}$  het toelaatbare verticale verhang in verband met heave achter het scherm aan de benedenstroomse zijde;  $k_{kop}$ ,  $k_{tussen}$  en  $k_{staart}$  zijn de doorlatendheidscoëfficiënten van kop-, tussen- en staartfragment.

Indien de horizontale en verticale doorlatendheid verschillend zijn moet door verschaling van de geometrie een isotrope situatie worden gesimuleerd. Let erop dat hierdoor de geometrische parameters L (bij horizontale verschaling) en s, d en D (bij verticale verschaling) veranderen. Verticale verschaling kan overigens alleen wanneer de doorlatendheden in alle drie fragmenten gelijk zijn en dus alle fragmenten op gelijke wijze verschaald worden, omdat anders continuïteit van het doorstroomdebiet over de randen van de fragmenten niet te waarborgen is.

s/D, d/D	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9
$W_{kop}$ , $W_{staart}$	0,486	0,619	0,741	0,865	1,000	1,156	1,349	1,615	2,060

Tabel A.1 Weerstandsfactoren van kop- en staartfragment

$W_{tussen}$	s/D=0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9
d/D=0,1	10,01								
0,2	10,04	10,06							
0,3	10,08	10,11	10,15						
0,4	10,14	10,17	10,21	10,27					
0,5	10,23	10,25	10,29	10,36	10,44				
0,6	10,35	10,37	10,41	10,47	10,56	10,68			
0,7	10,51	10,54	10,57	10,64	10,72	10,84	11,01		
0,8	10,75	10,78	10,82	10,88	10,97	11,09	11,25	11,50	
0,9	11,19	11,12	11,25	11,32	11,40	11,52	11,68	11,93	12,36

Tabel A.2 Weerstandsfactoren tussenfragment voor D/L = 0,10 (Tabel is symmetrisch!)

$W_{\text{tussen}}$	$s/D=0,1$	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9
$d/D=0,1$	4,02								
0,2	4,04	4,06							
0,3	4,08	4,10	4,15						
0,4	4,14	4,17	4,21	4,27					
0,5	4,23	4,25	4,29	4,36	4,44				
0,6	4,35	4,37	4,41	4,47	4,56	4,68			
0,7	4,51	4,53	4,57	4,64	4,72	4,84	5,00		
0,8	4,76	4,78	4,82	4,88	4,97	5,09	5,25	5,50	
0,9	5,19	5,21	5,25	5,32	5,40	5,52	5,68	5,93	6,36

Tabel A.3 Weerstandsfactoren tussenfragment voor  $D/L = 0,25$  (Tabel is symmetrisch!)

$W_{\text{tussen}}$	$s/D=0,1$	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9
$d/D=0,1$	2,02								
0,2	2,04	2,06							
0,3	2,08	2,11	2,15						
0,4	2,14	2,17	2,21	2,27					
0,5	2,23	2,25	2,29	2,35	2,44				
0,6	2,35	2,37	2,41	2,47	2,56	2,67			
0,7	2,51	2,53	2,57	2,64	2,72	2,84	3,00		
0,8	2,76	2,78	2,82	2,88	2,97	3,08	3,25	3,49	
0,9	3,19	3,21	3,25	3,31	3,40	3,52	3,68	3,92	4,36

Tabel A.4 Weerstandsfactoren tussenfragment voor  $D/L = 0,50$  (Tabel is symmetrisch!)

$W_{\text{tussen}}$	$s/D=0,1$	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9
$d/D=0,1$	1,02								
0,2	1,04	1,06							
0,3	1,08	1,10	1,14						
0,4	1,14	1,16	1,20	1,26					
0,5	1,23	1,25	1,28	1,34	1,41				
0,6	1,34	1,36	1,40	1,45	1,52	1,63			
0,7	1,51	1,53	1,56	1,61	1,68	1,79	1,94		
0,8	1,75	1,77	1,80	1,85	1,92	2,02	2,17	2,41	
0,9	2,18	2,20	2,23	2,28	2,35	2,45	2,60	2,83	3,26

Tabel A.5 Weerstandsfactoren tussenfragment voor  $D/L = 1,0$  (Tabel is symmetrisch!)

$W_{tussen}$	s/D=0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9
d/D=0,1	0,515								
0,2	0,538	0,557							
0,3	0,576	0,591	0,620						
0,4	0,632	0,643	0,666	0,705					
0,5	0,710	0,718	0,736	0,767	0,820				
0,6	0,817	0,824	0,837	0,862	0,905	0,980			
0,7	0,971	0,976	0,986	1,005	1,041	1,105	1,219		
0,8	1,205	1,209	1,218	1,234	1,264	1,319	1,421	1,612	
0,9	1,631	1,634	1,641	1,656	1,683	1,733	1,827	2,008	2,396

Tabel A.6 Weerstandsfactoren tussenfragment voor  $D/L = 2,0$  (Tabel is symmetrisch!)

$W_{tussen}$	s/D=0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9
d/D=0,1	0,263								
0,2	0,281	0,292							
0,3	0,311	0,316	0,331						
0,4	0,353	0,355	0,362	0,382					
0,5	0,410	0,411	0,414	0,424	0,450				
0,6	0,490	0,492	0,492	0,496	0,510	0,549			
0,7	0,609	0,610	0,610	0,612	0,619	0,640	0,704		
0,8	0,807	0,806	0,806	0,807	0,811	0,822	0,861	0,980	
0,9	1,198	1,198	1,198	1,199	1,201	1,208	1,233	1,319	1,612

Tabel A.7 Weerstandsfactoren tussenfragment voor  $D/L = 4,0$  (Tabel is symmetrisch!)

### A 3.3 Rekenvoorbeeld:

Stel dat de dikte  $D$  van de zandlaag 20 m is, de lengte  $L$  van de waterkering 20 m en dat aan beide zijden van de kering een scherm wordt toegepast die tot 10 m in de zandlaag reikt. De verhoudingen ( $s/D$ ) en ( $d/D$ ) zijn dan gelijk aan 0,5 en de verhouding ( $D/L$ ) gelijk aan 1,0. We vinden in Tabel A.1:  $W_{kop} = 1,0$  en  $W_{staart} = 1,0$ . In Tabel A.5 vinden we  $W_{tussen} = 1,41$ . Met formule A(1.21) vinden we, met  $i_{toel} = 0,5$ , dat  $(\Delta H/L)_{toel} = 0,85$ . Voor dit rekengeval hadden we ook de grafiek in Figuur A.5 (c) kunnen gebruiken.

Bij afwijkende waarden voor  $s/D$  en/of  $d/D$  kan binnen de tabellen worden geïnterpoleerd. Bij afwijkende waarden van  $D/L$  kan als volgt tussen de tabellen onderling geïnterpoleerd worden:

- Bepaal voor  $s/D$  en  $d/D$  de waarde van  $W_{tussen}$  in de tabellen voor de naasthogere en naastlagere  $D/L$ -waarde
- Verminder deze waarden met de waarde van  $L/D$  voor de betreffende tabel
- Interpoleer tussen de overblijvende verschillen
- Tel bij de geïnterpoleerde waarde de actuele waarde van  $L/D$  op; de resulterende waarde is een goede benadering van  $W_{tussen}$  voor de actuele verhouding  $D/L$ .

### A 3.4 Voorbeeld:

Stel  $D/L = 1,5$ ,  $s/D = 0,3$  en  $d/D = 0,5$ . De naasthogere en naastlagere waarden waarvoor een tabel beschikbaar is zijn  $D/L = 2$  en  $D/L = 1$ . In de tabel voor  $D/L = 2$  vinden we  $W_{\text{tussen}} = 0,736$ . Dit verminderen we met  $L/D = 0,5$ , zodat resteert:  $0,236$ . In de tabel voor  $D/L = 1$  vinden we  $W_{\text{tussen}} = 1,28$ ; dit verminderen we met  $L/D = 1$ , zodat resteert  $0,28$ . We interpoleren lineair tussen  $0,236$  en  $0,28$ : resultaat is  $0,026$ . Hierbij tellen we op de actuele waarde van  $L/D$ , deze is  $0,667$ , zodat we de benadering  $W_{\text{tussen}} = 0,667 + 0,26 = 0,93$  vinden.

### A 3.5 Probabilistische Gevoeligheidsanalyse Heave [Calle & Sellmeijer, 1998]

De gevoeligheidsanalyse is uitgevoerd voor een aantal cases, gebruik makend van de speciale fragmenttypen, namelijk de lekfragmenten en het zettingsfragment. De belangrijkste conclusies van dit onderzoek zijn:

- 1 Geconcentreerde lek (bijvoorbeeld door corrosiegaten bovenin het kwelscherm) heeft op zich weinig invloed op het gemiddelde verticale verhang over het kwelscherm bij het uittreepunt. Echter, de kans op transport van zanddeeltjes door de (corrosie)gaten en dus piping, is levensgroot aanwezig. Bij oude stalen kwelschermen, die in een normale gebruikstoestand niet geheel onder de grondwaterspiegel liggen, is het ten zeerste aan te bevelen op mogelijke lekkage te controleren. Mogelijkheden daartoe zijn echter beperkt of duur (ontgraven). Aangeraden wordt hiervoor een specialist te raadplegen.
- 2 Gelijkmatic verdeelde lekkage door het kwelscherm heeft slechts geringe invloed op het verticale verhang nabij het uittreepunt. Zolang dit te wijten is aan lekkage door damplanksloten of naden, maar het scherm overigens zanddicht is, heeft dit geen consequenties ten aanzien van de kans op het mechanisme heave.
- 3 Een zettingsspleet heeft een aanzienlijke toename van het optredende verticale verhang bij het uittreepunt tot gevolg en dus ook een grote toename van de kans op heave. In de heavegrafieken in deze bijlage en in de spreadsheetberekening kan deze invloed niet worden verdisconteerd. In de handmatige berekeningen aan de hand van de in deze bijlage gegeven tabellen kan de invloed worden meegenomen door de weerstandsfactoren van de fragmenten waar een zettingsspleet aanwezig is, of kan zijn, te reduceren. Als veilige stelregel moeten de weerstandsfactoren van die fragmenten worden gehalveerd. Afhankelijk van de verhouding tussen de dikte van het zandpakket en de lengte van het fragment kan minder gereduceerd worden. Raadpleeg hiertoe een specialist.
- 4 Afhankelijk van de gegreeerdheid en pakking van de zandlaag nabij het uittreepunt kunnen grotere toelaatbare verhangen dan  $0,5$  worden toegestaan. Daartoe zijn dichtheidsmetingen van de zandlaag nodig.



## B Bepaling parameters

In relatie tot de opbarst-, heave- en onderloopsheidproblematiek bij bestaande of nieuw te ontwerpen waterkeringen zijn de volgende categorieën van parameters in de rekenmodellen te onderscheiden:

1. Hydraulische en hydrologische randvoorwaarden, t.w. de te keren waterstanden en de polder- of maaiveldpeilen;
2. Constructieafmetingen (w.o. bijvoorbeeld afmetingen van kwelschermen) en voor zover relevant de staat van constructieonderdelen;
3. De opbouw van dijklichaam (indien reeds aanwezig) en ondergrond en de geohydrologische systematiek (o.a. welke watervoerende zandlagen staan in verbinding met het buitenwater en in welke mate worden stijghoogten daardoor beïnvloed);
4. Materiaaleigenschappen;
5. Geohydrologische eigenschappen (deze zijn afhankelijk van bodemopbouw en materiaaleigenschappen).

### B.1 Gewenste nauwkeurigheid van parameterinformatie:

Afhankelijk van de ontwerp- of toetsfase kunnen verschillende eisen worden gesteld aan de nauwkeurigheid van te verkrijgen informatie; dit geldt in het bijzonder voor informatie over de ondergrond, omdat die moet worden ingewonnen door relatief duur grondonderzoek.

Bij het ontwerp kunnen we voorontwerpfase en de feitelijke ontwerpfase onderscheiden, bij veiligheidstoetsing de globale 'eerste' toetsing, de gedetailleerde toetsing en de geavanceerde toetsing in het kader van het Toets op maat.

Doel van de voorontwerpfase is om na te gaan of een beoogd globaal ontwerp dat voldoet aan gestelde randvoorwaarden m.b.t. financiën, ruimtelijke inpassing, etc. en veiligheid ook technisch/constructief realiseerbaar is. Daarbij dienen de risico's op mogelijke problemen in latere ontwerpfasen en de consequenties ervan te kunnen worden onderkend. Ten aanzien van de benodigde informatie over de ondergrond betekent dit dat inzicht moet bestaan in de globale opbouw van de ondergrond (zandpakketten en klei/veenpakketten), globale indicaties van pakketdikten en materiaaleigenschappen en aanwijzingen omtrent het al dan niet voorkomen van lokaal ongunstige afwijkingen, zoals met zand opgevulde geulen dwars op de waterkering. In het algemeen zal in de voorontwerpfase uitgegaan worden van op grond van de beschikbare informatie aannemelijk veilige uitgangspunten ten aanzien van de ondergrondopbouw en grondeigenschappen. Naarmate meer en betere informatie beschikbaar is zal daarbij minder veiligheidsmarge nodig zijn (zie ook hoofdstuk 9 voor wat betreft de schematisering van de ondergrond). Bij niet uit te sluiten aanwezigheid van lokale heterogeniteiten die het ontwerp sterk kunnen beïnvloeden, zal gekeken moeten worden welke technische oplossingen lokaal mogelijk zijn en of die, gezien de randvoorwaarden acceptabel zijn.

Doel van de feitelijke ontwerpfase is uiteraard het definitief vaststellen van de afmetingen van het ontwerp. De gewenste nauwkeurigheid van detailinformatie over ondergrondopbouw en materiaaleigenschappen is niet gemakkelijk op voorhand aan te geven. Algemeen uitgangspunt voor de ontwerpberekeningen is dat op basis van de beschikbare informatie veilige berekeningsparameters worden vastgesteld. Nauwkeuriger informatie kan leiden tot

gunstiger keuzes van de berekeningsparameters. De afweging die gemaakt moet worden is of de extra kosten voor het verkrijgen van die nauwkeuriger informatie leidt tot voldoende besparingen of anderszins voordelen in het ontwerp.

Bij globale eerste toetsing van een waterkering is de situatie vergelijkbaar met de voorontwerpfase. Doel hiervan is om na te gaan of en welke mogelijke mechanismen en op welke plaatsen een relevante veiligheidsbedreiging kunnen inhouden, en derhalve in een gedetailleerde toetsing nader moeten worden bekeken. Bij de gedetailleerde en geavanceerde toetsing zal op die plaatsen voor die mechanismecontroles voldoende informatie over grondeigenschappen moeten worden ingewonnen. De gewenste nauwkeurigheid hangt weer sterk samen met de vraag hoe groot de kans is dat nauwkeuriger informatie zal leiden tot gunstiger toetsresultaten.

Deze denkwijze impliceert dat inwinnen van informatie via detail grondonderzoek en het feitelijke ontwerpen of toetsen een iteratief proces is. In de praktijk speelt natuurlijk mee dat slechts een beperkt aantal iteratieslagen haalbaar zal zijn, al was het maar vanwege beperkingen aan de doorlooptijd van het ontwerpproces.

#### **B.2 Randvoorwaarden:**

Ontwerpwaterstanden en polder of maaiveldpeilen zijn uiteraard bij of via de beherende instantie van de waterkering bekend. Bij het vaststellen van de ontwerpwaterstanden dient rekening gehouden te zijn met de effecten van zeespiegelrijzing in de beoogde planperiode voor de dijk of constructie. Bij het vaststellen van polderpeilen en/of maaiveldniveaus met eventuele voorgenomen of voorziene wijzigingen gedurende de beoogde planperiode.

#### **B.3 Constructieafmetingen:**

Bij toetsen van bestaande keringen kunnen afmetingen van constructieonderdelen die in de grond zitten veelal ontleend aan (oude) bestekstekeningen. Nagegaan moet worden of delen van de constructie, uiteraard voor zover dat van belang is voor te controleren mechanismen, gevoelig zijn voor veroudering, zoals aansluitingen tussen kwelchermen onderling en met de constructie kunnen in het ongereede raken door zettingen. In het algemeen kan dit niet via inspectie worden, per geval moet gekeken worden of er indirecte aanwijzingen voor zijn.

#### **B.4 Opbouw van de ondergrond:**

Bodemopbouw en geohydrologische systematiek, t.b.v. een voorontwerp of een globale toetsing, volgen uit een eerste grondverkenning in het tracé waarvoor een waterkering moet worden ontworpen, c.q. een bestaande kering moet worden getoetst of versterkt.

Veelal zal bij bestaande waterkeringen in het verleden meer of minder grondonderzoek zijn uitgevoerd, waardoor mogelijk al voldoende inzicht bestaat in de globale opbouw van de ondergrond, indicaties van grondpakketdikten en, mede op basis van kennis van de geologie van het gebied, inzicht in de mogelijke aanwezigheid van lokaal sterke heterogeniteiten (geulen enz.).

In het geval eerder grondonderzoek ontbreekt en ook aan andere bronnen te weinig informatie kan worden ontleend, zal een globaal grondonderzoek moeten plaatsvinden, bestaande uit sonderingen op relatief grote onderlinge afstand, aangevuld met enkele boringen (t.b.v. classificatie van grondlagen). Wanneer een onregelmatig verloop van de ondergrondconfiguratie in (delen van) het tracé wordt verwacht is geofysisch onderzoek aan te bevelen, zowel in langsrichting, als ook dwars op het tracé.

Aan de hand van de aanwezige informatie of uitgevoerde globale grondonderzoek kan een globaal model van de bodemopbouw worden vastgesteld. D.w.z. een globaal beeld van de opvolgende grondlagen en indicaties van de grondlaagdikten en een inschatting van de kans op mogelijke locale voor de te ontwerpen of te toetsen waterkering ongunstige locale afwijkingen (heterogeniteiten), mede op grond van kennis van de geologie van het gebied.

Aan de hand van het globale model van de bodemopbouw en eventuele bekende geohydrologische informatie kan worden nagegaan wat de mogelijke geohydrologische karakteristieken zijn van de ondergrond in (delen van) het tracé. De feitelijke beïnvloeding van stijghoogten in watervoerende zandpakketten door buitenwaterstanden kan pas goed worden vastgesteld middels stijghoogteresponsmetingen. Voor de voorontwerpfase of een globale toetsing kan echter meestal volstaan worden met een aannemelijk conservatief model.

Voor de feitelijke ontwerpfasen of de detailtoetsing zal het model voor de ondergrondopbouw in het algemeen moeten worden verfijnd. Uit de voorontwerpberekeningen kan blijken dat mogelijk aanwezig geachte locale afwijkingen locale ontwerpaanpassingen noodzakelijk maken. Het is dan noodzakelijk om via detailonderzoek zulke afwijkingen nader te lokaliseren (of uit te sluiten). Verder kan blijken dat scherper vastleggen van het bodemmodel zal leiden tot gunstiger ontwerpen of toetsresultaten dan op grond van de conservatieve aannames in de voorontwerpfase of globale toetsing werd gevonden. Het detailonderzoek kan bestaan uit aanvullende sonderingen in raaien voor, ter plaatse van en achter het langtracé van de kering, (ondiepe) boringen om de begrenzing van geulen e.d. vast te leggen en aanvullende geofysische metingen, afhankelijk van de op te sporen kenmerken in het ondergrondmodel. Zoals al eerder betoogd kan dit in verschillende aanvullende slagen plaatsvinden, waarbij de kosten van aanvullend onderzoek worden afgewogen tegen verwachte voordelen bij het ontwerp of de toetsing.

Het scherper karakteriseren van de geohydrologische systematiek van de ondergrond kan door middel van waterspanningsresponsmetingen.

## **B.5 Grondeigenschappen:**

In onderstaande Tabel B.1 zijn de grondeigenschappen/parameters aangegeven die van belang zijn voor opbarst-, heave en pipingcontroles. Tevens is aangegeven aan de hand van welk type grondonderzoek deze parameters bepaald kunnen worden. In het algemeen zal ten behoeve van voorontwerp of globale toetsing grotendeels gewerkt worden met indicatieve schattingen van parameterwaarden, zoals bijvoorbeeld aangegeven in de geotechnische norm NEN 6740:2006 (in toekomst opgenomen in NEN-EN 9097-1), of op basis van grondonderzoek in soortgelijke afzettingen. De grondeigenschappen die nodig zijn voor berekeningen met geschematiseerde geo- hydrologische modellen (zie Bijlage A), worden voor die berekeningen samengesteld tot geo-hydrologische kentallen. In het algemeen zal voor de bepaling van deze kentallen de voorkeur gegeven worden aan indirecte bepaling aan de hand van waterspanningsresponsmetingen (zie onder). De behoefte aan nauwkeurige bepaling van deze kentallen is uiteraard afhankelijk van de vraag hoe kritiek de combinatie van het opbarst- en pipingmechanisme is in het feitelijke ontwerp of de detailtoetsing. Een gevoeligheidsanalyse kan daarbij zeer behulpzaam zijn.

## **B.6 Geo-hydrologische kentallen:**

Geohydrologische kentallen zijn de parametercombinaties die in het geo-hydrologische model (Bijlage A) een rol spelen, zoals spreidingslengten, kD-waarden en coëfficiënten voor freatische of elastische berging. In beginsel kunnen die parameters afgeleid worden uit

grondeigenschappen zoals aangegeven in Tabel B.1. Daarnaast kunnen (aanvullende) schattingen van deze parameters verkregen worden aan de hand van waterspannings-responsmetingen op meerdere plaatsen in de zandlaag of -lagen. In dat geval wordt door parametervariatie in berekeningen met het geo-hydrologische rekenmodel gezocht naar combinaties van geohydrologische kentallen waarbij de berekende waterspanningsrespons overeenkomt met de gemeten waterspanningsrespons.

Grond-eigenschap	Speelt een rol bij:				Bepaling met behulp van:
	Opbarsten		Heave (fragm.)	Piping	
	(s)	(i)			
Deklaag/-lagen Voorland:					
- volumegewicht	x	x			monsterweging (lab)
- vert. doorlatendheid	x	x		x	doorlatendh. proef (lab)
- samendrukkingscoëfficiënt		x			Samendr. proef (lab)
- dikte	x	x	x	x	sondering/boring
- breedte	x	x	x	x	beheerszone
Deklaag/-lagen Achterland:					
- volumegewicht	x	x			monsterweging (lab)
- vert. doorlatendheid	x	x			doorl. proef (lab)
- zwelcoëfficiënt		x			Samendr. proef (lab)
- dikte	x	x		x	sondering/boring
- locatie uittreepunt		x		x	uit opbarstanalyse
Watervoerende zandlaag/-lagen:					
- doorlatendheid:					
* horizontaal	x	x	x	x	1)
* verticaal			x		2)
- dikte	x	x	x	x	boring, sondering
- coëff. elastische berging		x			pompproef (instat.)
- korrelverdeling				x	zeefanalyse
- fijne fracties				x	afslibben
1): Horizontale doorlatendheid uit pompproef, falling/constant head test, monopool/dipoolsonde, of afleiden uit zeefanalyse + fijne fractie 2): Verticale doorlatendheid te schatten a.d.h. van informatie over stoorlaagjes/lensjes uit continuboring (s) = stationair, (i) = instationair					

Tabel B.1 Grondeigenschappen en bepalingmethoden

### B.7 Statistische rekenregels voor het bepalen van karakteristieke waarden uit een steekproef:

Indien waarnemingsreeksen van parameters beschikbaar op grond waarvan representatieve waarden van parameters moeten worden bepaald, dan zijn de statistische procedures als volgt: gezocht worden schattingen van de parameters die slechts met een kans van 5% worden over- of onderschreden, de zogenaamde karakteristieke waarden. Onderscheid moet gemaakt worden naar de volgende situaties:

- de waarnemingsreeks is een lokaal of een regionaal gegevensbestand;
- de gezochte karakteristieke waarde moet een representant zijn voor de individuele 'punt'-waarde van de parameter of een representant voor de 'laaggemiddelde'-waarde op de betreffende locatie waarvoor het mechanisme wordt onderzocht;
- de waarnemingen kunnen worden opgevat als Normaal-verdeeld of als Log-Normaal-verdeeld.

Onder een lokaal bestand van waarnemingen wordt verstaan een verzameling van waarnemingen die het resultaat zijn van grondonderzoek ter plaatse van de locatie waarvoor wordt getoetst. Onder een regionaal bestand wordt verstaan een verzameling van waarnemingen die het resultaat zijn van grondonderzoek over een veel groter gebied. Bedacht moet worden dat het gemiddelde van een regionaal waarnemingenbestand niet representatief hoeft te zijn voor het laaggemiddelde op een locatie; bij het vaststellen van karakteristieke parameterschattingen dient hiermee rekening te worden gehouden.

Zoals genoemd in paragraaf 4.3 van de hoofdtekst is voor sommige parameters in een rekenmodel de individuele 'punt'-waarde van belang, voor andere het 'laaggemiddelde' op de locatie waarvoor de berekening moet worden gemaakt. Parameters in de pipinganalyse volgens de regel van Sellmeijer waarvoor de individuele puntwaarde van belang is zijn bijvoorbeeld de kwelweglengte en de dikte van de watervoerende zandlaag, voor zover die varieert in de langsrichting van de kering; van belang zijn de minimale kwelweglengte en de maximale dikte in de langsrichting van de kering. Voor de doorlatendheid van de zandlaag is daarentegen de laaggemiddelde waarde op een locatie van belang; variaties van 'punt tot punt' worden bij de grondwaterstroming min of meer 'uitgemiddeld'.

Statistische procedures om op basis van een bestand van waarnemingen te komen tot karakteristieke schattingen, zijn gebaseerd op een aanname betreffende de kansverdeling van die waarnemingen. Veelal kan de Normale (Gausse) kansverdelingsfunctie worden verondersteld. Bij grote spreidingen in het waarnemingsmateriaal is het zinvol om een Log-Normale kansverdelingsfunctie te veronderstellen, omdat de aanname van een Normale kansverdeling daarbij kan leiden tot fysisch onrealistische karakteristieke waarden (bijvoorbeeld: negatieve karakteristieke waarde voor een parameter die per definitie een positieve waarde heeft).

Hieronder worden formules gegeven voor het berekenen van karakteristieke parameterschattingen (met 5% onder- of overschrijdingskans). We gaan uit van een waarnemingsreeks voor een parameter  $p$ , namelijk  $\{p_1, p_2, \dots, p_N\}$ .

#### Bij een lokaal waarnemingsbestand:

Indien aangenomen wordt dat de waarnemingen normaal verdeeld zijn, luidt de formule voor karakteristieke schattingen voor individuele puntwaarden:

$$p_{kar} = p_{gem} \pm t_{N-1}^{0,95} s_p \quad A(1.22)$$

Hierin is  $p_{gem}$  het rekenkundig gemiddelde van de waarnemingen,  $s_p$  de standaardafwijking van de waarnemingen,  $N$  het aantal waarnemingen en  $t_{N-1}^{0,95}$  de Student-t factor. Met de laatste wordt verdisconteerd dat zowel het rekenkundige gemiddelde als de standaardafwijking slechts schatters zijn van de verwachtingswaarde en de standaardafwijking van de parameter. In onderstaande tabel zijn enkele t-waarden gegeven.

N-1	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
$t_{N-1}^{0,95}$	6,314	2,920	2,353	2,132	2,015	1,943	1,895	1,860	1,833	1,812

N-1	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
$t_{N-1}^{0,95}$	1,796	1,782	1,771	1,761	1,753	1,746	1,740	1,734	1,729	1,725

N-1	21	22	23	24	25	26	27	28	29	$\infty$
$t_{N-1}^{0,95}$	1,721	1,717	1,714	1,711	1,708	1,706	1,703	1,701	1,699	1,645

Tabel B.2 t-waarden voor Student-t factor

De formule voor karakteristieke schatting van de laaggemiddelde waarde van  $p$  (uitgaande van een lokaal waarnemingsbestand) luidt:

$$p_{gem, kar} = p_{gem} \pm t_{N-1}^{0,95} \frac{s_p}{\sqrt{N}} \quad A(1.23)$$

Het quotiënt uit standaardafwijking  $s_p$  en het rekenkundige gemiddelde van de waarnemingen  $p_{gem}$  is de variatiecoëfficiënt  $V_c$ .

Bovenstaande vergelijking kan daarom ook worden uitgedrukt als:

$$p_{gem, kar} = p_{gem} \left( 1 \pm t_{N-1}^{0,95} \frac{V_c}{\sqrt{N}} \right) \quad A(1.24)$$

Indien de spreiding in de waarnemingsreeks groot is kan formule A(1.22) leiden tot onrealistische schattingen. In dat geval is het verstandig om een Log-Normale verdelingsfunctie te veronderstellen. De karakteristieke schatting voor individuele puntwaarden luidt dan:

$$p_{kar} = \exp((\ln p)_{gem} \pm t_{N-1}^{0,95} s_{\ln p}) \quad A(1.25)$$

Hierin zijn  $(\ln p)_{gem}$  en  $s_{\ln p}$  het rekenkundige gemiddelde en de standaardafwijking van de natuurlijke logaritmes van de waarnemingen.

De karakteristieke schatting voor een laaggemiddelde waarde is veelal minder gevoelig voor grote spreiding in de waarnemingen. We kunnen hiervoor formule A(1.23) blijven gebruiken. Echter, bij kleine aantallen waarnemingen kan dit toch problemen opleveren. In dat geval kan de volgende formule gebruikt worden:

$$p_{kar} = \exp((\ln p)_{gem} \pm t_{N-1}^{0,95} \frac{s_{\ln p}}{\sqrt{N}}) \quad A(1.26)$$

**Bij een regionaal waarnemingsbestand:**

Voor karakteristieke schattingen van 'punt'-waarden maakt het geen verschil of het waarnemingsmateriaal uit lokaal of regionaal grondonderzoek komt; voor deze schattingen kunnen de formules A(1.22) of A(1.25) worden gebruikt.

Voor karakteristieke schattingen van laaggemiddelde waarden voor de parameter moet, zoals gezegd, ermee rekening gehouden worden dat laaggemiddelden per locatie kunnen verschillen. Deze ruimtelijke variatie wordt verdisconteerd in de karakteristieke schatting:

$$P_{gem, kar} = P_{gem} \pm t_{N-1}^{0,95} s_p \sqrt{\Gamma^2 + \frac{I}{N}} \tag{A(1.27)}$$

met  $\Gamma^2 = 0,25$  (zie [TAW, 1989]).

**B.8 Schatting van de doorlatendheid op basis van korrelverdelingsanalyses:**

Bij gebruik van de pipingregel van Sellmeijer moet de intrinsieke doorlatendheid  $\kappa$  [m<sup>2</sup>] van de watervoerende zandlaag worden geschat.

In de hoofdtekst is aangegeven dat deze geschat kan worden aan de hand van schattingen van de doorlatendheidscoëfficiënt  $k$  [m<sup>2</sup>/s]. Schattingen van de doorlatendheid kunnen worden verkregen aan de hand van, bij voorkeur, metingen in het terrein, zoals pompproeven, 'falling head'-proeven, et cetera. Alleen indien zulke metingen niet beschikbaar zijn, kunnen schattingen van de doorlatendheid berekend worden op basis van de aan grondmonsters vastgestelde korrelverdeling van het zand in de watervoerende laag. Reden hiervoor is dat de doorlatendheid vaak meer door de grofere, dieper gelegen delen van het watervoerende pakket wordt beïnvloed dan door het pipinggevoelige bovenste gebied van het watervoerende pakket. Wordt de doorlatendheid direct uit de korrelverdeling afgeleid bestaat de kans dat de doorlatendheid te laag wordt ingeschat als alleen monsters uit het pipinggevoelige gebied worden al basis dienen. Bovendien volgt uit het literatuuronderzoek van Den Rooien (Den Rooien, 1992) dat de doorlatendheid op betrekkelijk complexe wijze afhangt van een groot aantal verschillende korreleigenschappen, zowel korreleigenschappen op zich als de verdeling van diverse korrelgrootten en -soorten. De verbanden tussen doorlatendheid en korreleigenschappen zijn daarom met terughoudendheid te gebruiken.

Voor een schatting van de doorlatendheid op basis van de korrelverdeling van het zand in de watervoerende laag zijn nodig:

- een schatting van  $d_{10}$  [m], de 10-percentielwaarde van de korreldiameters van het zand in de watervoerende laag (het gewicht van de korrels met een diameter kleiner dan  $d_{10}$  is 10 % van het totaalgewicht van het, zonodig afgeslibde, zandmonster);
- een schatting van de gelijkmatigheidscoëfficiënt:  $U = d_{60}/d_{10}$  ;
- het percentage fijne deeltjes (leem, silt);
- een kwalitatieve aanduiding van de in situ pakkingsdichtheid.

De formule om de doorlatendheidscoëfficiënt te berekenen luidt [Den Rooijen, 1992]:

$$k = (c_o - 1,83 \cdot 10^3 \cdot m^{-1} \cdot s^{-1} \cdot \ln(U)) \cdot d_{10}^2 \tag{A(1.28)}$$

Hierin is  $c_o$  afhankelijk van de pakking van het zand:

- losse pakking:  $c_o = 1,5 \cdot 10^4 \text{ m}^{-1}\text{s}^{-1}$
- natuurlijke pakking:  $c_o = 1,2 \cdot 10^4 \text{ m}^{-1}\text{s}^{-1}$
- vaste pakking:  $c_o = 1,0 \cdot 10^4 \text{ m}^{-1}\text{s}^{-1}$

Den Rooien heeft de waarden van  $c_o$  uit een grafiek van Beyer (Beyer, 1969) ontleent.

De pakking is afhankelijk van porositeit en de gelijkmatigheidscoëfficiënt. Globale indicaties zijn:

- Bij uniforme zanden ( $U \approx 2$ ) en een poriëngehalte van minder dan 35 % is de pakking vast; bij een poriëngehalte groter dan 39 % is de pakking los.
- Bij zand met een gelijkmatigheidscoëfficiënt van  $U = 10$  zijn de poriëngehaltes die de overgang tussen vaste, normale en losse pakking aangeven 26 % en 33 %.
- Bij nog grotere gelijkmatigheidscoëfficiënt,  $U = 40$ , zijn die poriëngehaltes 24 % en 32 %.

Voor grofkorrelige grond ( $0,06 \text{ mm} < d_{10} < 0,6 \text{ mm}$  en  $1 < U < 20$ ) geldt naar data van Beyer [Beyer, 1964] volgende correlatie (met  $d_{10}$  in [cm] volgt  $k$  in [m/s]) (Grundbau-Taschenbuch [Soos, 2001]):

$$k = [A / (U + B) + C] d_{10}^2 \quad \text{A(1.29)}$$

De van de pakking afhankelijke constanten luiden:

pakking		los	middeldicht	dicht
A	=	3,49	2,68	2,34
B	=	4,40	3,40	3,40
C	=	0,80	0,55	0,39

Omdat de doorlatendheid sterk door de relatieve dichtheid van het zandpakket wordt beïnvloed, is het noodzakelijk bij gebruik van formule A(1.28) altijd van een losse pakking uit te gaan, want de waarde van de relatieve dichtheid is meestal niet bekend.

De berekende waarde van de doorlatendheidscoëfficiënt  $k$  dient, in geval van silthoudend zand met een fractie  $< 16 \mu\text{m}$  van 4% en meer, worden gecorrigeerd voor het percentage fijne fractie, gebruik makend van het nomogram van Van den Akker [Van den Akker, 1972] (zie ook: [TAW, 1994b bijlage 2]). In dit nomogram wordt gebruik gemaakt van  $d_{50}$  om de doorlatendheid te bepalen. Voor verschillende waarden van het slibgehalte, de fractie kleiner dan  $16 \mu\text{m}$ , worden correctiecurven voor de berekende doorlatendheid gegeven.

De doorlatendheid waarmee gerekend moet worden is een parameter die representatief is voor de grondwaterstroming door de gehele watervoerende zandlaag. Men moet dus bedacht zijn op zaken die het stromingsbeeld sterk kunnen beïnvloeden, zoals klei of siltlagen of andere verstoringen. In deze gevallen is de kans groot dat de hier gegeven formule geen goede representatie van de 'overall' doorlatendheid.

Voor de berekening van de karakteristieke waarde van de doorlatendheid, conform formule A(1.28), hebben we (hoge) karakteristieke waarden van  $d_{10}$  en van  $U$  nodig. Deze kunnen worden geschat aan de hand van resultaten van zeefanalyses, conform de in deze bijlage gegeven receptuur voor karakteristieke waarde schattingen. Bij piping-analyses met de regel van Sellmeijer moet daarnaast gewerkt worden met een lage karakteristieke waarde van  $d_{70}$ . Het onafhankelijk toepassen van de karakteristieke waarde procedures op de resultaten van



een zeefanalyses kan ertoe leiden dat de berekende (lage) karakteristieke waarde van  $d_{70}$  kleiner is dan de berekende (hoge) karakteristieke waarde van  $d_{10}$ . In feite zijn  $d_{70}$  en  $d_{10}$  niet onafhankelijk; dit zou in de schattingsprocedures voor karakteristieke waardebeoordeling tot uiting moeten komen. In [TAW, 1994] wordt daarom voorgesteld om de karakteristieke waarde van  $d_{10}$  te bepalen aan de hand van de (lage) karakteristieke waarde van  $d_{70}$  en de (hoge) karakteristieke waarde van  $U$  ( $= d_{60}/d_{10}$ ) conform het recept:

$$d_{10, kar} = \alpha' \frac{d_{70, kar}}{C_{u, kar}} \quad A(1.30)$$

waarin  $\alpha' = 0,9$  een correctiefactor is omdat  $U$  gebaseerd is op  $d_{60}$ .



## C Software

Voor het uitvoeren van grondwaterstromingsberekeningen ten behoeve van opbarst-, pipiing- en heavecontroles zijn diverse computerprogramma's beschikbaar. De belangrijkste eigenschappen ervan worden hieronder beschreven.

In Tabel C.1 is een overzicht gegeven. Het gaat om in het kader van ENW/TAW-onderzoek ontwikkelde, speciaal voor opbarst-, piping- of heave-analyse bedoelde programma's en de meest bekende algemene (multitilti-purpose) waarmee (onderdelen) van die analyses kunnen worden uitgevoerd.

naam	specifiek (S)/ multi purpose (MP)	probleemtype			type programma	opmerking
		opbarsten	piping <sup>2)</sup>	heave		
WATEX	S	X <sup>3)</sup>	L, S	x <sup>3)</sup>	MS-Windows	det. <sup>1)</sup> , analytisch
MPIPING	S		S		MS Windows	prob., analytisch
MSEEP	MP	x <sup>4)</sup>		x <sup>4)</sup>	MS-Windows	det., EEM
SEEP/W	MP	x <sup>4)</sup>		x <sup>4)</sup>	MS-Windows	det., EEM
Heave	S			x	MS Windows <sup>5)</sup>	det., Fragmenten
PLAXFLOW	MP	x <sup>4)</sup>		x <sup>4)</sup>	MS-Windows	det., EEM

<sup>1)</sup>: det. = deterministisch, prob. = probabilistisch  
<sup>2)</sup>: L = Lane, S = Sellmeijer  
<sup>3)</sup>: Alleen grenspotential en kritiek verhang, te toetsen actuele potential moet worden opgegeven  
<sup>4)</sup>: Alleen berekening actuele potential, toetsing aan grenspotential via WATEX  
<sup>5)</sup>: Excel spreadsheet

Tabel C.1 Overzicht algemeen computersoftware t.b.v. Opbarst-, Piping- en Heavecontroles

Dit overzicht is niet uitputtend en niet verplichtend. Met nadruk wordt gewezen op de in het algemeen snelle ontwikkeling van computermodellen, zodat de informatie aan veroudering onderhevig is; het overzicht is gebaseerd op de, voor zover bekend, huidige stand van zaken.

### WATEX:

Ontwikkeld door: Deltares (M-Serie, in de toekomst D-Serie)

Bestuurssysteem: MS Windows

Licentie: ja

Mogelijkheden/eigenschappen:

- opdijf- en pipinganalyse;
- berekening van fluctuaties van stijghoogtes door zee- en rivierpeil (cyclisch of willekeurig);
- berekening van stijghoogtes in twee watervoerende zandlagen, gescheiden door een klei- of veenlaag;
- aannames verticale stromingen in klei- of veenlagen, horizontale stroming in zandlagen;
- neemt consolidatieaspecten mee;
- niet-stationair (blokgolven);
- golfhoogte en golfduur kunnen worden opgegeven;
- analytisch model;
- quasi-2D in verticaal vlak.

Dit programma is ontwikkeld in het kader van het TAW-onderzoek, specifiek voor opbarst-, piping- en heaveanalyses. De ondergrond in een dijkdoorsnede kan in maximaal vier secties worden gespecificeerd. De vier sectie betreffen het rivierbed, het voorland, het achterland en het verre achterland. Elke sectie bestaat uit een watervoerend pakket (zandlaag) en een afdekkende laag (klei/veen). De passage van een hoogwatergolf is een tijdsafhankelijk proces. Tijdsafhankelijke waterdrukken hangen samen met consolidatie en stroming van grondwater. Watex berekent de tijdsafhankelijke drukken in de ondergrond onder variërende waterhoogtes in de rivier en tegen de dijk. Als randvoorwaarde wordt een tijdsafhankelijke potentiaal (lees: in de tijd variërende buitenwaterstand ten tijde van hoogwater) voorgeschreven op het voorland voor het dijklichaam. De potentialen (grondwater stijghoogtes) in een watervoerende grondlaag worden berekend als functie van de buitenwaterstand (zowel stationair als tijdsafhankelijk) op het voorland van het dijklichaam. Juist door tijdsafhankelijke in plaats van stationaire analyse van de waterdrukken kan scherper worden ontworpen en getoetst.

#### **SPREADSHEET voor HEAVE-Controle:**

In het kader van de ontwikkeling van de fragmentenmethode is een spreadsheetprogramma (QUATRO4 spreadsheet dat onder DOS draait) ontwikkeld, waarmee de koppeling van fragmenten, zoals besproken in Bijlage A op gebruiksvriendelijke manier kan worden uitgevoerd en het voor heave controle benodigde verticale verhang kan worden berekend.

Door de gebruiker kan een configuratie worden opgegeven bestaande uit:

- één voorlandfragment;
- één of meerdere tussenfragmenten;
- één eindfragment.

De door de gebruiker op te geven probleemvariabelen zijn:

- afmeting van de fragmenten
- inbeddingdiepten van de kwelschermen (= lengte van de kwelscherm / dikte van het watervoerende pakket)
- doorlatendheid van het zand in de fragmenten (deze kan per fragment verschillen; alleen isotrope doorlatendheden kunnen worden opgegeven);
- het aan te houden toelaatbare verhang (algemeen gebruikelijk is  $i_{toel} = 0.5$ ).

Het programma berekent het over de waterkering toegestane verhang (= waterstandsverschil binnen - buiten, gedeeld door de breedte van de kering). Gegeven een werkelijk optredend verhang in de ontwerpsituatie kunnen, door te spelen met de inbeddingdiepten van de kwelschermen, de benodigde inbeddingdiepten worden bepaald.

Indien de doorlatendheden niet isotroop zijn (bijvoorbeeld horizontale doorlatendheid groter dan verticale doorlatendheid) moet door verschaling van de fragmenten een isotrope situatie worden gesimuleerd. Dit kan in beginsel zowel door horizontaal als verticaal te verschalen; door uitsluitend horizontaal te verschalen worden aansluitingsproblemen tussen de fragmenten voorkomen. Let er wel op dat hierdoor de (reken)breedte van de waterkerende constructie verandert.

## **MSEEP:**

Ontwikkeld door: Deltares (M-Serie, in toekomst D-Serie)

Het programma bestt uit een basismodule voor grondwaterstroming en een erosiemodule voor piping en heve berekeningen.

Bestuurssysteem: MS Windows

Licentie: ja

Mogelijkheden/eigenschappen:

- simuleren van 2-dimensionale vlakke stationaire en tijdsafhankelijke grondwaterstroming in volledig verzadigde grond, inclusief freatische randen;
- numerieke grondwaterstromingsanalyse, gebaseerd op een Eindige Elementen Methode;
- bepaling van de stijghoogte in een watervoerende zandlaag onder een dijk of kunstwerk en een erachter gelegen slecht deklaag ten behoeve van opbarstcontrole;
- bepaling van het stijghoogtepatroon in een watervoerende zandlaag onder een dijk of kunstwerk met kwelschermen ten behoeve van het bepalen van het verticale verhang in verband met heave controle;
- quasi-3D;
- stationaire stroming.

## **MPiping / MPiping-VNK:**

Ontwikkeld door: Deltares voor Rijkswaterstaat/VNK

Bestuurssysteem: MS Windows

Licentie: Eigendom van VNK

Mogelijkheden/eigenschappen:

Dit programma is ontwikkeld in het kader van het TAW-onderzoek. Met het programma kan een probabilistische piping-analyse worden uitgevoerd, gebaseerd op de (oude) regel van Sellmeijer en een eerste orde tweede moment probabilistische betrouwbaarheidsanalyse voor een doorsnede van de waterkering. In het programma zijn de afvoerfrequentielijnen van de Rijn, de Maas en de Waal verwerkt, evenals de betrekkinglijnen tussen rivierwaterstanden en afvoer voor de verschillende locaties langs deze rivieren. Het programma is in eerste instantie ontwikkeld en gebruikt in het kader van het opstellen van het semi-probabilistische rekenrecept voor de regel van Sellmeijer, dat door de werkgroep TAW-B in een Technisch Rapport is vrijgegeven [Calle & Weijers, 1994]. Een berekening van meerlagensystemen is mogelijk.

## **SEEP/W:**

Ontwikkeld door: GEO-SLOPE International Ltd (Canada)

Bestuurssysteem: MS Windows

Licentie: vrij

Mogelijkheden/eigenschappen:

- simuleren van 2-dimensionale stationaire en tijdsafhankelijke stroming in volledig en gedeeltelijk verzadigde grond;
- numerieke grondwaterstromingsanalyse, gebaseerd op een Enige Elementen Methode;
- bepaling van de stijghoogte in een watervoerende zandlaag onder een dijk of kunstwerk en een erachter gelegen slecht doorlatende deklaag ten behoeve van opbarstcontrole;
- bepaling van het stijghoogtepatroon in een watervoerende zandlaag onder een dijk of kunstwerk met kwelschermen ten behoeve van het bepalen van het verticale verhang in verband met heave controle;
- 2D in verticaal vlak;
- niet-stationaire stroming.

Ten opzichte van WATEX biedt de numerieke aanpak met MSEEP en WSEEP bijna onbeperkte vrijheid in het samenstellen van de configuratie van de ondergrond en de doorlatendheidseigenschappen. Te denken valt aan het onderzoeken van effecten van:

- gelaagdheid van het watervoerende zandpakket (bijvoorbeeld fijn en grof materiaal);
- beëindiging van de zandlaag binnendijs;
- aanwezigheid van kwelschermen;
- niet isotrope doorlatendheid.

Nadeel van een aanpak met MSEEP of WSEEP ten opzichte van WATEX of andere (spreadsheet) programma's ten behoeve van heave controle is dat de toesnijding op het probleem door de gebruiker zelf moet worden verzorgd. Daardoor is de benodigde tijd voor invoerpreparatie en interpretatie van berekeningsresultaten, ook bij ervaren programmeerders, aanzienlijk.

#### **PLAXIS:**

Ontwikkeld door: Technische Universiteit Delft (1987) en PLAXIS BV (1993)

Bestuurssysteem: MS Windows

Licentie: ja

Mogelijkheden/eigenschappen:

- multi purpose programma voor het uitvoeren van stabiliteits- en vervormingsberekeningen van grondlichamen
- gebaseerd op een Eindige Elementen Methode;
- bevat ook modules voor het uitvoeren van grondwaterstromingsanalyses en consolidatieberekeningen;
- numerieke grondwaterstromingsanalyse, gebaseerd op een Eindige Elementen Methode;
- bepaling van de stijghoogte in een watervoerende zandlaag onder een dijk of kunstwerk en een erachter gelegen slecht doorlatende deklaag ten behoeve van opbarstcontrole;
- bepaling van het stijghoogtepatroon in een watervoerende zandlaag onder een dijk of kunstwerk met kwelschermen ten behoeve van het bepalen van het verticale verhang in verband met heave controle;
- simuleren van 2-dimensionale stationaire en tijdsafhankelijke stroming in volledig en gedeeltelijk verzadigde grond;
- consolidatie is van toepassing bij problemen waarbij de tijdsafhankelijke stijghoogteverdeling in de zandlaag (bij opbarstproblemen) van belang is;
- niet toepassingsvriendelijk, toepassingen voor opbarst- of heave controles zijn mogelijk maar door intensieve invoer allen voor onderzoeksdoeleinden aan te bevelen.

#### **MODFLOW:**

Ontwikkeld door: United States Geological Survey

Bestuurssysteem: MS Windows

Licentie: vrij

Mogelijkheden/eigenschappen:

- 3D-stromingsmodel, cell-centered, verzadigde zone, Eindige Differentie Methode;
- stationaire en niet-stationaire grondwaterstroming (stress periods) beschrijven en simuleren;
- modulair opgebouwd (packages);

- berekeningen waarbij rekening wordt gehouden met drainage, neerslag, verdamping, putten, berging etc.;
- berekeningen waarbij wordt rekening gehouden met een ruimtelijke variatie van de laagdikte;
- 3D-grondwaterstromingsanalyses;
- stromingsmodellen rondom kunstwerken.

### **MicroFEM (Microcomputer Finite Element Method):**

Ontwikkeld door: C.J. Hemker en R.G. de Boer

Bestuurssysteem: MS Windows

Licentie: vrij

Mogelijkheden/eigenschappen:

- 3D-modelleren (multilayer) van (in)stationaire grondwaterstroming;
- modulair opgebouwd;
- Eindige Elementen Methode;
- maximaal 4 dek- en watervoerende lagen;
- geen variatie in z-vlak (semi-3D);
- alleen voor grondwaterstromingsanalyses.

### **SEEP2D:**

Ontwikkeld door: United States Army Corps of Engineers - Waterways Experiment Station

Bestuurssysteem: MS Windows

Licentie: vrij

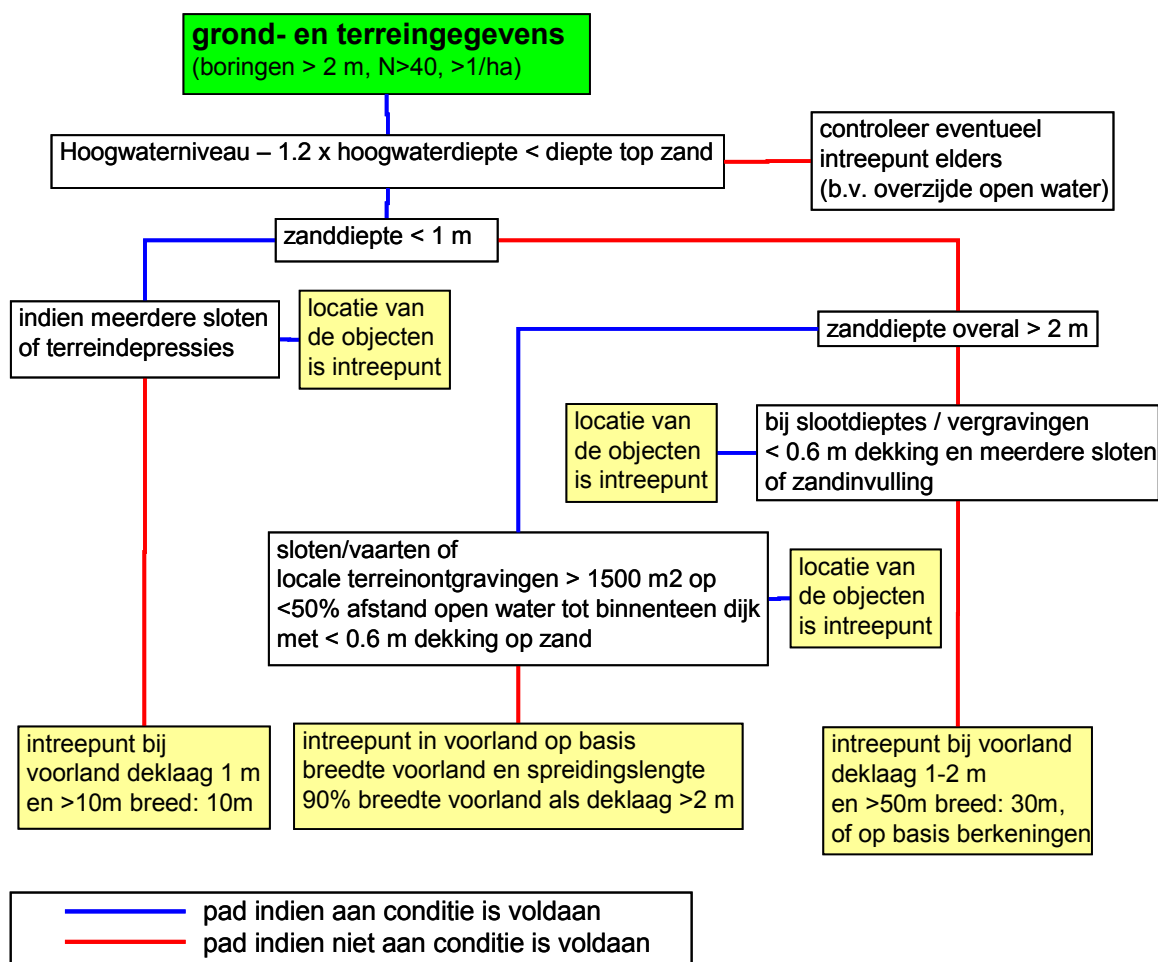
Mogelijkheden/eigenschappen:

- 2D-modelleren van grondwaterstroming;
- stationaire en tijdsafhankelijke stroming;
- verzadigde en onverzadigde zone;
- heterogene watervoerende lagen;
- situaties met stroming door een dam/dijk;
- situaties met drains;
- situaties met stroming van putten.

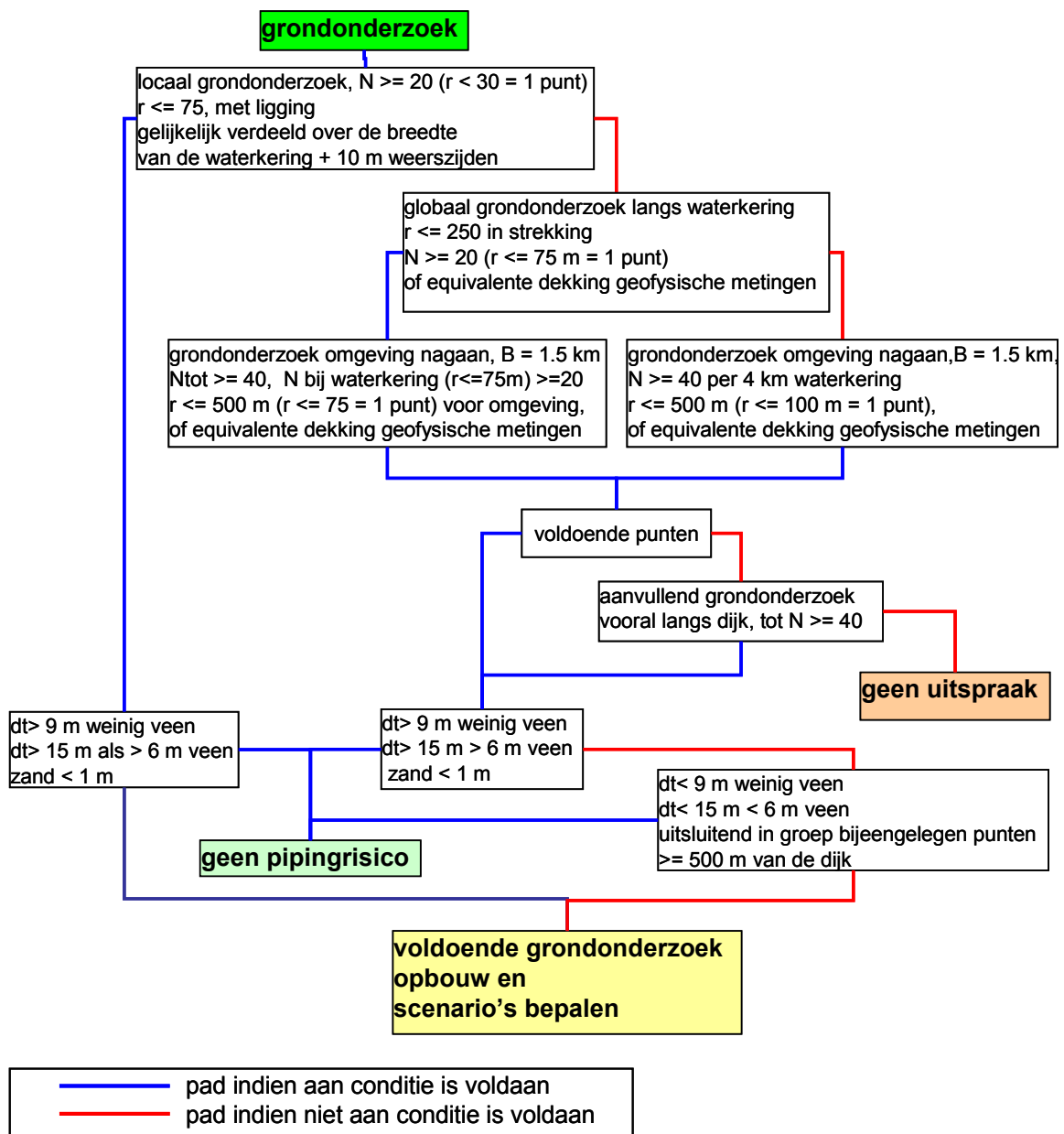




## D Stroomschema's voor schematiseren ondergrond



Figuur D.1 Bepalen van het intreepunt afhankelijk van sloten en de dikte van de afdeklaag in het voorland van de waterkering. Het open water moet in verbinding staan met het zand onder het voorland (waterdiepte moet voldoende zijn omdat zand te bereiken). Als er sloten, vaarten en eventueel met doorlatend materiaal opgevulde begravingen zijn, bepalen deze objecten het intreepunt als ze voldoende groot zijn of als er meerdere van de kleinere objecten als sloten van voldoende diepte zijn (voldoende dekking). Als er geen versturende objecten zijn is de afstand van de waterkering tot het intreepunt te berekenen als in TAW (1999) en het diagram geeft een aantal voor Nederlandse omstandigheden geldende waarden voor een 3-tal categorieën dikte van de afdeklaag (<1, 1-2, > 2 m).

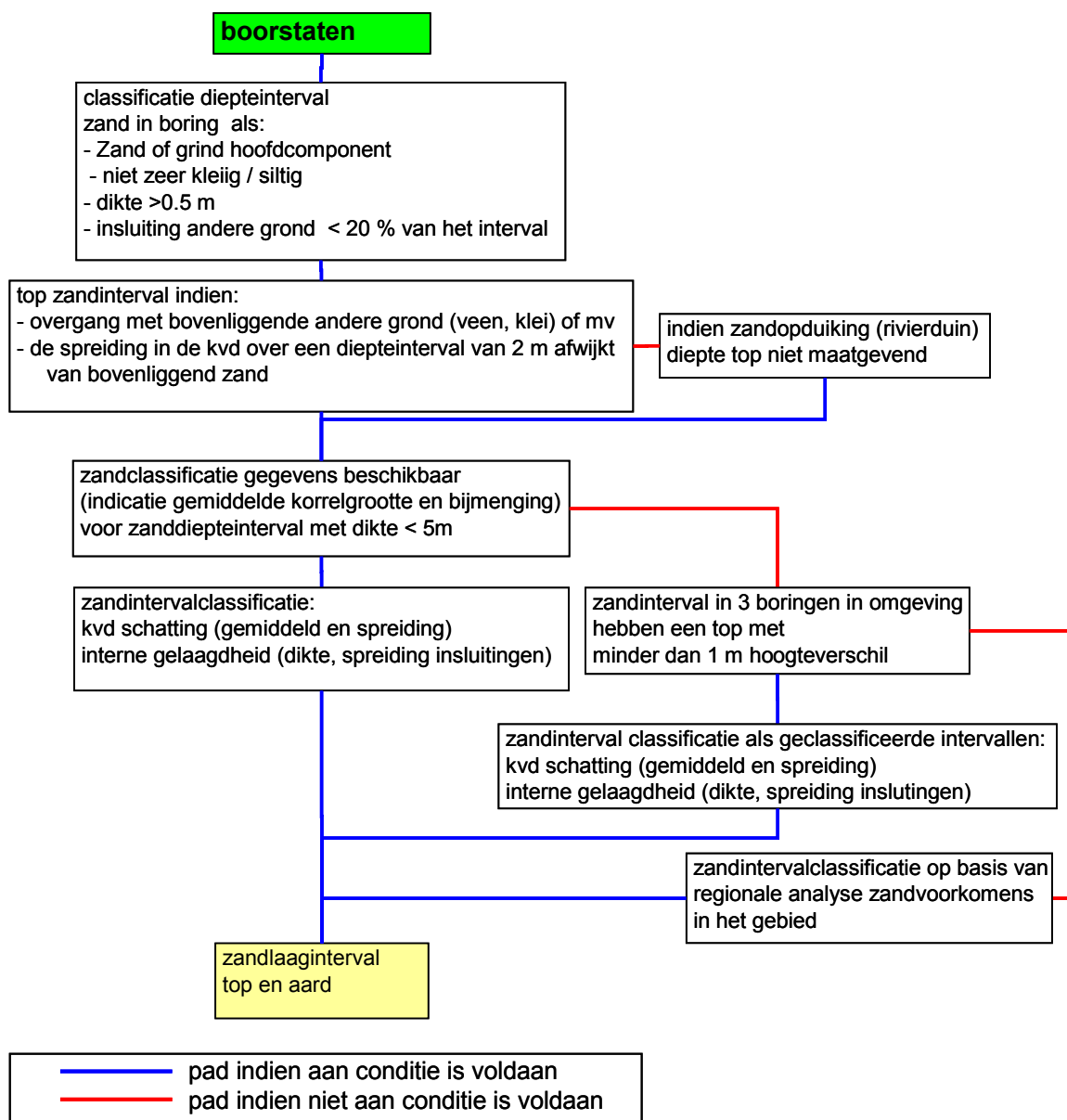


Figuur D.2 Bepalen van de benodigde hoeveelheid grondonderzoek voor het bepalen van scenario's voor de opbouw van de ondergrond. Er wordt eerst nagegaan of er voldoende grondonderzoek bij de dijk is. Als dat niet voldoende en of de waarnemingen te ver uiteen staan wordt gebruik gemaakt van informatie die grondonderzoek in de omgeving (met name in de DINO database) kan bijdragen. Het is nodig voldoende waarnemingen over de opbouw te hebben om vast te kunnen stellen welke opbouw variatie er in het gebied mogelijk is. De benodigde aantallen waarnemingen en de waarnemingsdichtheid worden aangegeven in het diagram. Waarnemingen die te dicht opeen staan worden als één waarneming geteld. Als er een voldoende dikke afdeklaag binnendijks aanwezig is met daarin weinig zand is kan verdere analyse van het grondonderzoek achterwege blijven.

$N$  = aantal waarnemingen,  $N_{tot}$  = totaal aantal waarnemingen

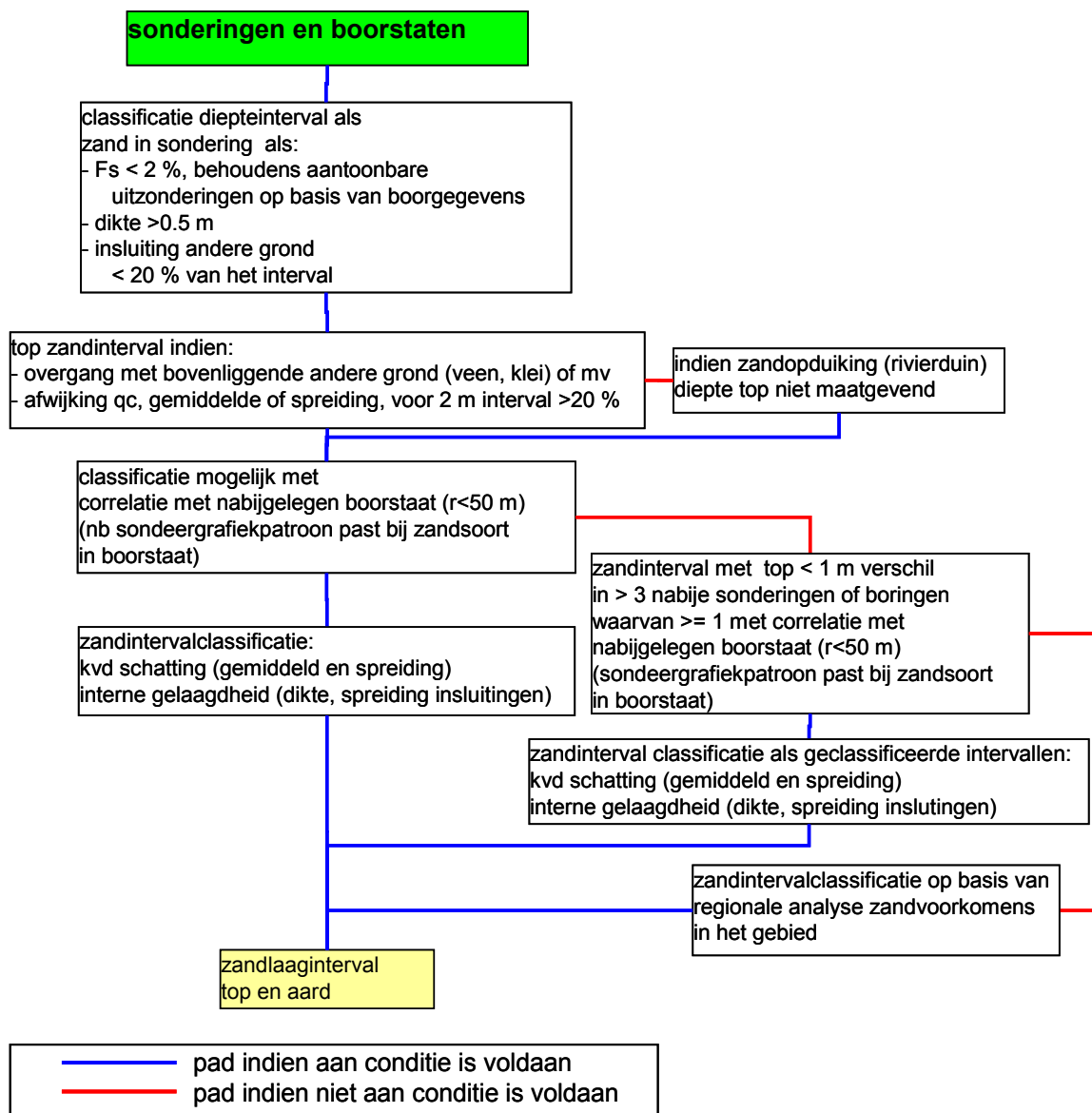
$R$  = representatieve afstand tussen bijeengelegen waarnemingen

$B$  = breedte van de zone rond de waterkering waarin de waarnemingen nodig zijn



Figuur D.3 Bepalen van zandintervallen in boorstaten en vaststellen van zandlagen op basis van de karakteristieken van het zand en de ligging van de bovenkant ervan. De boorstaten bevatten niet altijd de benodigde informatie over zandlagen, reden waarom correlatie met gegevens van andere boringen in het gebied vaak nodig is. Om zeker te weten dat het bij die nabijgelegen boringen het om dezelfde zandeenheid gaat is de ligging van de bovenkant van de zandlaag een geschikte indicatie (minder dan 1 m hoogteverschil van de top van het zandinterval). Een uitzondering hierop zijn zandeenheden van zogenaamde rivierduinen, waar de bovenkant van het zand van een eenheid tot meer dan 10 m omhoog kan komen met taluds van soms 1:2. De ondergrens, de basis, van zandlagen is vaak erg onregelmatig, zie hiervoor Figuur A.5.

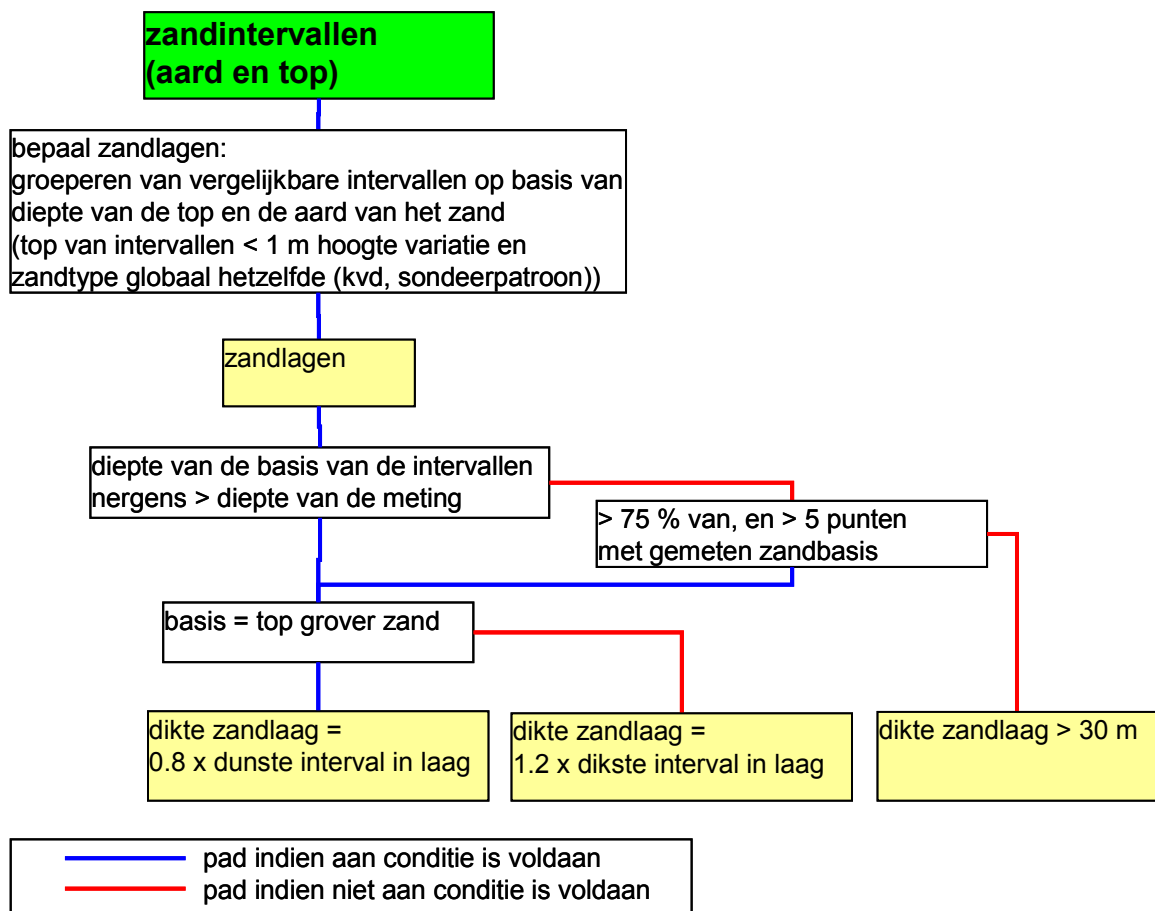
Kvd = korrelgrootteverdeling



Figuur D.4 Bepalen van zandintervallen en vaststellen van zandlagen op basis van de karakteristieken van de sondeergrafieken, relatie met zandintervallen in boorstaten in de directe omgeving. Zie voor nadere toelichting figuur D.3.

Kvd = korrelgrootteverdeling

$r$  = afstand tussen waarnemingen.



*Figuur D.5 Bepalen van de dikte van zandlagen. De diepte van veel grondonderzoek is beperkt tot de minder stevige lagen op zand en dringt slechts enige meters in het onderliggende zand door. Zandeenheden kunnen bovendien erg dik zijn (10-tallen meters) en de diepte van de basis ervan is meest erg grillig (diepteverschillen van vele meters binnen 20 m afstand). Het vaststellen van een representatieve dikte voor zandlagen vergt daarom een nadere analyse. Om met zekerheid te weten wat de dikte van een zandeenheid is moeten daar voldoende waarnemingen van zijn en het schema geeft daar aanwijzingen voor.*



## E Schadecatalogus

De schadecatalogus geeft een overzicht van schadebeelden, die mogelijk duiden op welvorming en/of piping. Daarbij is gebruik gemaakt van foto's en tekeningen, waarnaar in tabel 1 t/m 4 van hoofdstuk 11 wordt verwezen.

Voor de schadebeelden bij dijken zijn foto's gebruikt, waarbij de nummering overeenkomt met de code van het schadebeeld uit hoofdstuk 11. Per foto wordt een bepaald schadebeeld getoond.

De schadebeelden bij kunstwerken worden getoond aan de hand van foto's 3.6a t/m 3.6e en 4.12. (Deze nummers komen niet overeen met de codering van hoofdstuk 11.) De drie tekeningen (keersluis (K), schutsluis/kokersluis (S) en dijkcoupure (D)) tonen de diverse schadebeelden bij kunstwerken. De nummering in de tekeningen verwijst naar de bijbehorende tabellen, die de codering van hoofdstuk 11 bevat.





1.1a: Beschadiging van het buitentalud van een dijk door uitspoeling, mogelijk naar aanleiding van graverijen. [RWS-DWW 214/33a]



1.2a: Molshopen linker IJsseldijk te Wilp: is dit verzameld regenwater of al een teken van kwe! Van belang bij de beoordeling is de actuele weersgesteldheid en buitenwaterstand. [RWS/DWW 165/18a]





1.2 b: Molshoop [RWS-DWW 900\_06]



1.2 c: Droge wellen op de Hondsbroekse Plei (IJsselkop). Mogelijke aanleiding: mollengangen. Van belang is de aan de inspectie voorafgaande hoogwaterstand. [RWS-DWW 133/4]





1.2d: *Gangenselsel muskratten op het buitentalud. [RWS-DWW 220/27a]*



1.3 a: *Afkalving van het buitentalud ter plaatse van een aardgasleiding, Kromme Does (boezemkade). [RWS-DWW 117/24a]*





1.3b: *Kleiafgraving direct aan binnendijk (Maasdijk te Velp, Noord-Brabant). Ter plaatse van de afgraving is verhoogde waakzaamheid geboden: piping kan hier pas in relatief vergevorderd stadium worden opgemerkt. [RWS-DWW 322/18]*



1.4a: *Bomen op het binnentalud in kade langs de Gouwe (boezemkade). Feitelijk is hier nog geen sprake van schade. Wel is de conditie van de bomen van belang. [RWS-DWW 121/15]*



1.4b: *Afgezaagde bomen op het binnentalud van de Megensedijk (Maasdijk). Zowel het verwijderen van de stronk als het laten zitten is een risico. Mogelijk leidt dit in de toekomst tot ongewenste gangvorming t.p.v. de oorspronkelijke wortels. [RWS-DWW 323/18a]*



2.2a: *Kwel langs palenrij aan de teen van het binnentalud van de IJsseldijk te Wilp Is dit begin van piping, mede ten gevolge van de palenrij, of is dit oppervlaktewater dat zich verzamelt op een laagste punt? [RWS-DWW 197/23a]*





2.2b: *Kwel binnendijks rivierdijk tijdens hoogwater 1993. [DWW 854a\_02]  
[www.BeeldbankVenW.nl, Rijkswaterstaat: RWS-DWW\_310094]*



2.3a: *Lokaal omhoog komen en verdrassing van het achterland achter de havendijk te Woudrichem, ter plaatse van een kopsloot. [RWS-DWW 128/4]*





2.3b: *Ogedrukt stukje watervoerende grond, zeer lokaal. [RWS-DWW 197/16a]*



2.5: *Stroming zichtbaar in de sloot aan de binnenteen van de Waaldijk te Herwijnen, tijdens vorstperiode. Plaatselijk is de sloot niet dichtgevroren. [RWS-DWW 199/24]*





2.6: Water spoelt door een kade, plaatselijk t.p.v. een bocht. Van belang is dat van dichtbij gecontroleerd wordt of ter plaatse van deze natte plekken ook zand is uitgespoeld. [RWS-DWW 125/14]



2.7: Wel uit de slootkant langs de teen van de Waalbandijk (hmp 348); er wordt nog geen zand meegevoerd. [RWS-DWW 132/9a]





2.8: Schoon water spuit achter de dijk boven het maaiveld uit. Opvallend is dat dit vlak voor een sloot optreedt. Mogelijk is dit het gevolg van graverijen of een niet afgedicht boorgat. [RWS-DWW 470/20]



2.9: Zandspoor en vertroebeling water bij IJdkijkproef. [Deltares DSC9981]





2.10: Zandmeevoerende wel in de sloot aan de teen van de Maasdijk te Lage Zwaluwe, in combinatie met een verzakt binnentalud. [RWS-DWW 128/22]



2.11: Zandmeevoerende wel in slootkant hmp 348 Waalbandijk Noord, na een hoge buitenwaterstand. Het zand is hier direct afgevoerd in de sloot. [RWS-DWW 132/4a]





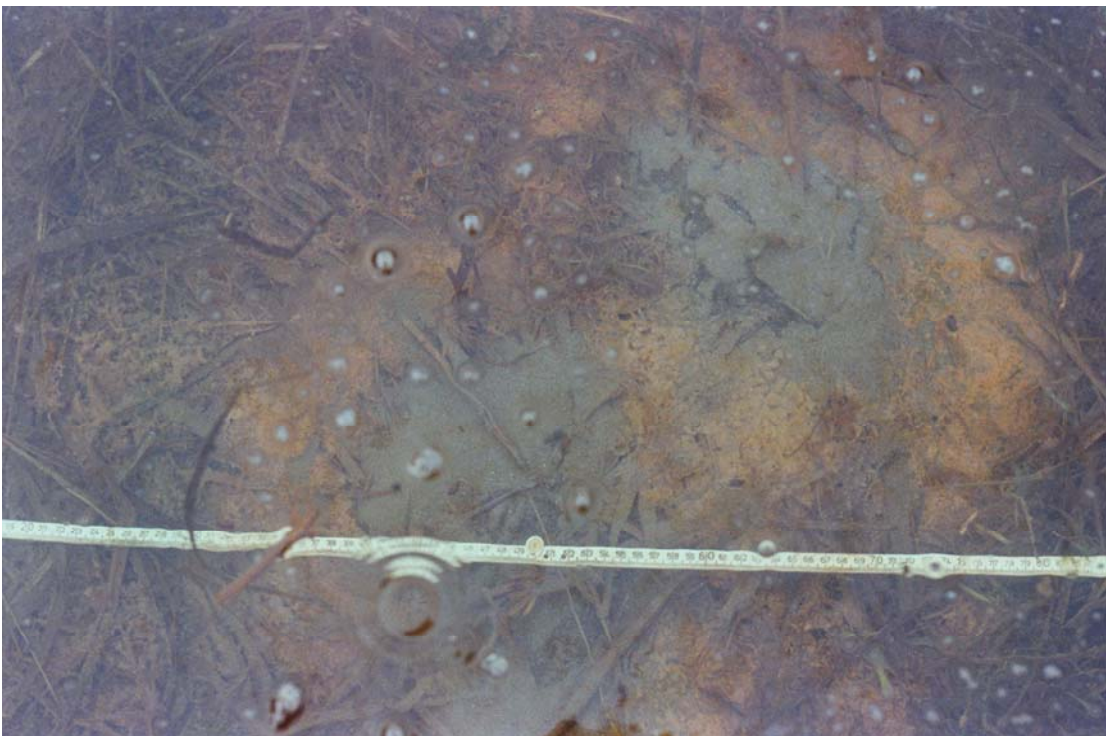
2.12a: Verkleuring van het slootwater door zandmeevoerende wel in kwelsloot nabij Waardenburg [RWS-DWW 125/16]



2.12b Zandmeevoerende wel in kopsloot nabij gemaal Kandia (Pannerdens kanaal / Nederrijn). Bij de beoordeling van het 'algemene' dwarsprofielen dienen deze kopsloten nadrukkelijk mee te worden genomen. [RWS-DWW 469/11a]

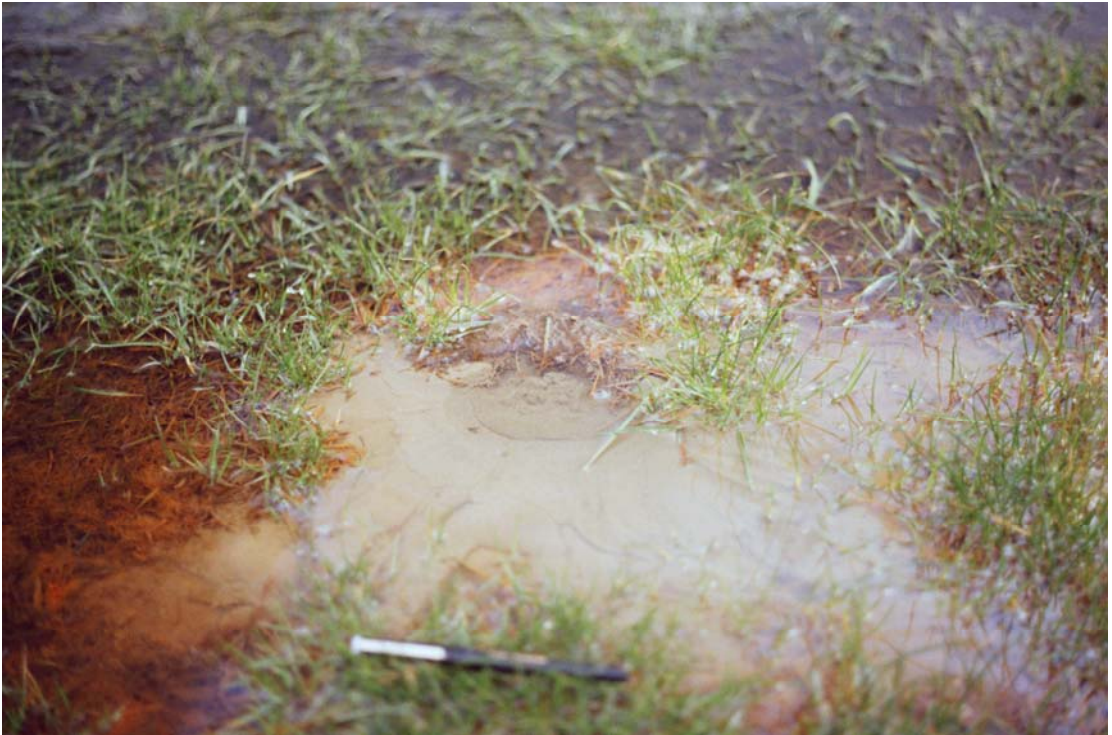


2.12c *Zand in slotwater; beginnende zandmeevoerende wel ter plaatse van de bodem van een kwelsloot [RWS-DWW 127/12]*



2.13a: *Het ontstaan van een wel op het maaiveld. Water borrelt op en zand wordt meegevoerd. RWS-[DWW 159/14]*





2.13b: *Kleine zandmeevoerende wel op maaiveld, langs de IJsseldijk nabij Wilp. [RWS-DWW 197/15a]*



2.13c: *Kleine zandmeevoerende wel op maaiveld achter de dijk. [RWS-DWW 905\_05]*





2.13c: Zandmeevoerende wellen op het maaiveld achter de dijk, mogelijk door mollengangen. [RWS-DWW 130/11]



2.13d: Opgekiste zandmeevoerende wel aan binnenteen. Kwel wordt bestreden met plastic folie. Lathumse dijk/IJssel. [RWS-DWW 896\_02; [www.BeeldbankVenW.nl](http://www.BeeldbankVenW.nl), Rijkswaterstaat: RWS-DWW\_310114]





2.13e: Zandmeevoerende wel op maaiveld (opgekist, niet meer actief), langs de Waal nabij Hesselt.  
[RWS-DWW 916\_19; [www.BeeldbankVenW.nl](http://www.BeeldbankVenW.nl), Rijkswaterstaat: RWS-DWW\_310149]



2.14a: Zandmeevoerende wel in begin van kopsloot bij Maasdijk/Nederrijn nabij Kersteren.  
[RWS-DWW 134\_22; [www.BeeldbankVenW.nl](http://www.BeeldbankVenW.nl), Rijkswaterstaat: RWS-DWW\_310008]





2.14b: Zandmeevoerende wel in begin van kopsloot bij Maasdijk/Nederrijn nabij Kersteren tijdens hoogwater 1982 [RWS-DWW 204\_32a; [www.BeeldbankVenW.nl](http://www.BeeldbankVenW.nl), Rijkswaterstaat: RWS-DWW\_310017]



2.14c: Zandmeevoerende wellen in teensloot bij Pannerdens kanaal. [RWS-DWW 134\_22; [www.BeeldbankVenW.nl](http://www.BeeldbankVenW.nl), Rijkswaterstaat: RWS-DWW\_310008]





2.14d: Zandmeevoerende wellen in teensloot bij Pannerdens kanaal. [RWS-DWW 134\_24]  
[[www.BeeldbankVenW.nl](http://www.BeeldbankVenW.nl), Rijkswaterstaat: RWS-DWW\_31000]



2.14e: Zandmeevoerende wellen in teensloot bij Pannerdens Waard. [RWS-DWW 218\_1]





2.15a: *Verzakken binnentalud Maasdijk nabij Balgoij. [RWS-DWW 331B\_01]*

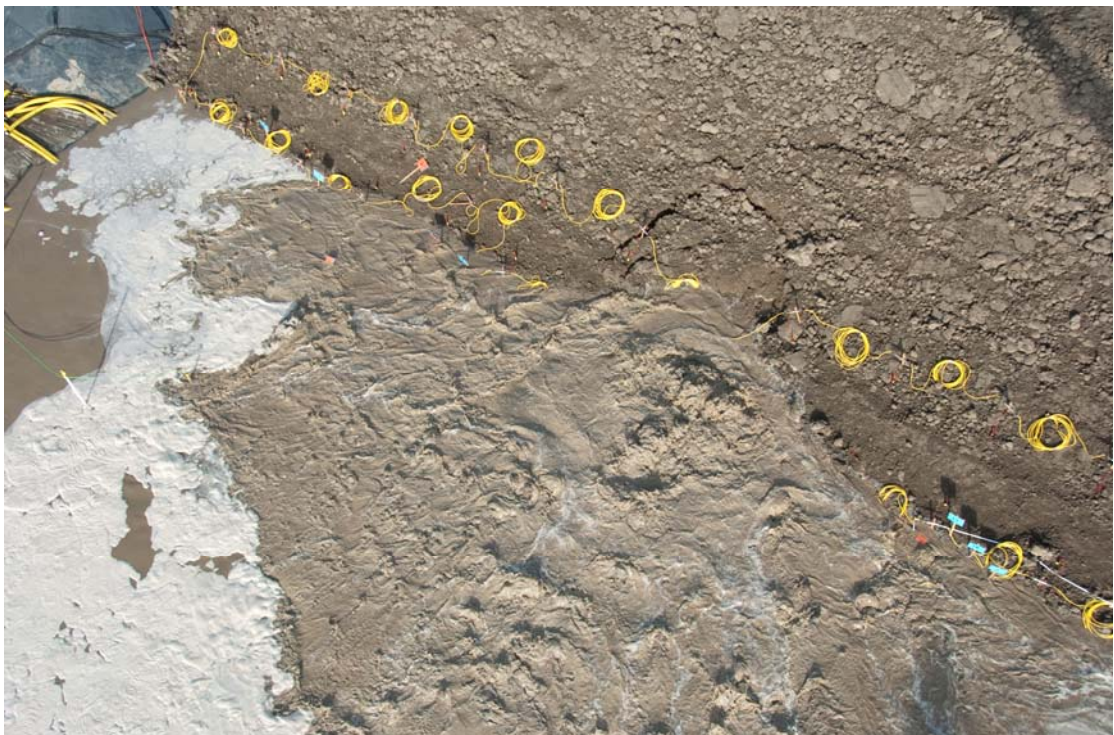


2.15b: Verzakte slootberm. [RWS-DWW 905\_11]





2.16a: Scheurvorming in dijkkruin bij IJkdijkproef [Deltares DSC0392]



2.16b: Modderfontain onder dijkteen bij IJkdijkproef [Deltares DSC0468]





2.17a: *Bezwijken door inzakken dijk bij IJkdijkproef [Deltares DSC0476]*



2.17b: *Dijkdoorbraak naar inzakken en overstromen bij IJkdijkproef [Deltares IMG\_0774]*



3.6a: *Scheur bij aansluiting koker en frontmuur in een inlaatsluis, aan de binnenzijde. Dit kan aanleiding zijn voor achterloopsheid. [Grontmij Bovensluis 1.15]*





3.6b: *Scheur in gemetselde kokerwand van een inlaatsluis, bij de uitstroomopening. De sluis is in verband met inspectie drooggezet. [Grontmij Bovensluis]*





3.6c: *Weggerotte houten vloerconstructie, inlaat Westbeer. De inlaat is in verband met inspectie drooggezet. Ondergrond bestaat uit klei, zodat dit geen gevolgen heeft te hebben met betrekking tot piping [Grontmij].*



3.6d: *Begroeiing uit vleugelwanden ter plaatse van instroomopening van een keersluis. Aan de waterdichtheid van de vleugelwanden kan worden getwijfeld. De ernst hiervan hangt af van de functie die de vleugelwanden moet vervullen t.a.v. piping. [Fugro].*



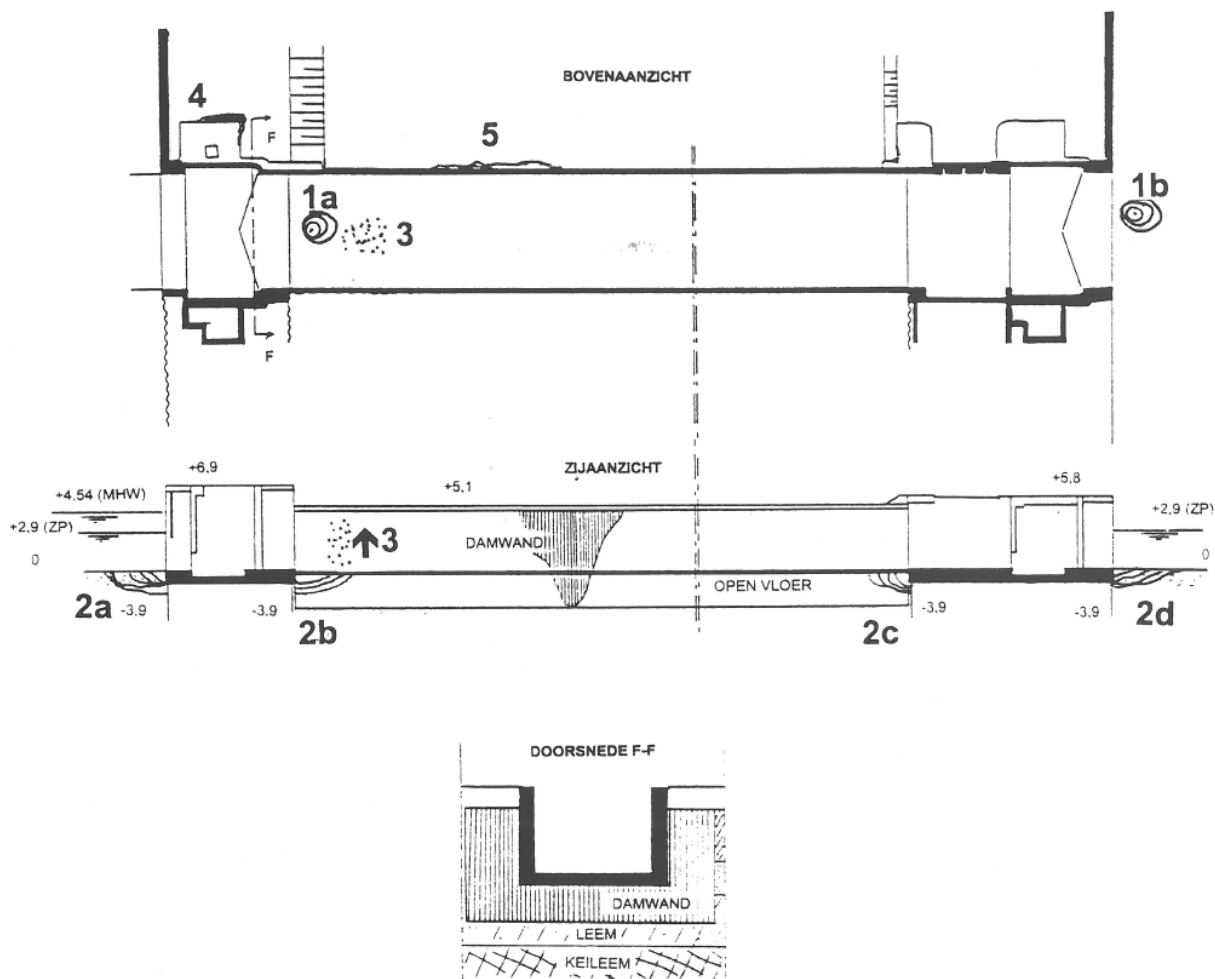


3.6e: *Scheur met begroeiing bij de aansluiting van de koker op de frontmuur, aan de binnenzijde van een keersluis, Lummermerksluis in de oude Zuiderzeedijk nabij Elburg. [Fugro].*





4.12: *Zandmeevoerende wel bij de aansluiting van het achterloopsheidsscherm van een betonnen sluis, bij de uitstroomopening. De keermiddelen van de sluis bevinden zich in gesloten stand. [DWW 191/17a].*



Tekening IV.1: Schutsluis (kokersluis). Voor de shadebeelden wordt verwezen naar tabel IV.1a/c en IV.1b

verwijzing tekening IV.1	Omschrijving	mogelijke actie	code
1a	kolkend water achter buitenkolk	controleer afsluitmiddel op lekkage, indien geen lekkage is oorzaak welvorming: inspectie bodembescherming (filter)	3.4
1b	kolkend water achter binnenkolk	controleer afsluitmiddel op lekkage, indien geen lekkage is oorzaak welvorming: inspectie bodembescherming (filter)	3.4
3	zand meegevoerd in water	zandmeevoerende wel: herstel filterconstructie, inspectie kwelscherm	3.5
4	kier tussen kunstwerk en grond	controleer resterende kwelweglengte	3.7
5	kier tussen damwand en grond	controleer resterende kwelweglengte	3.7

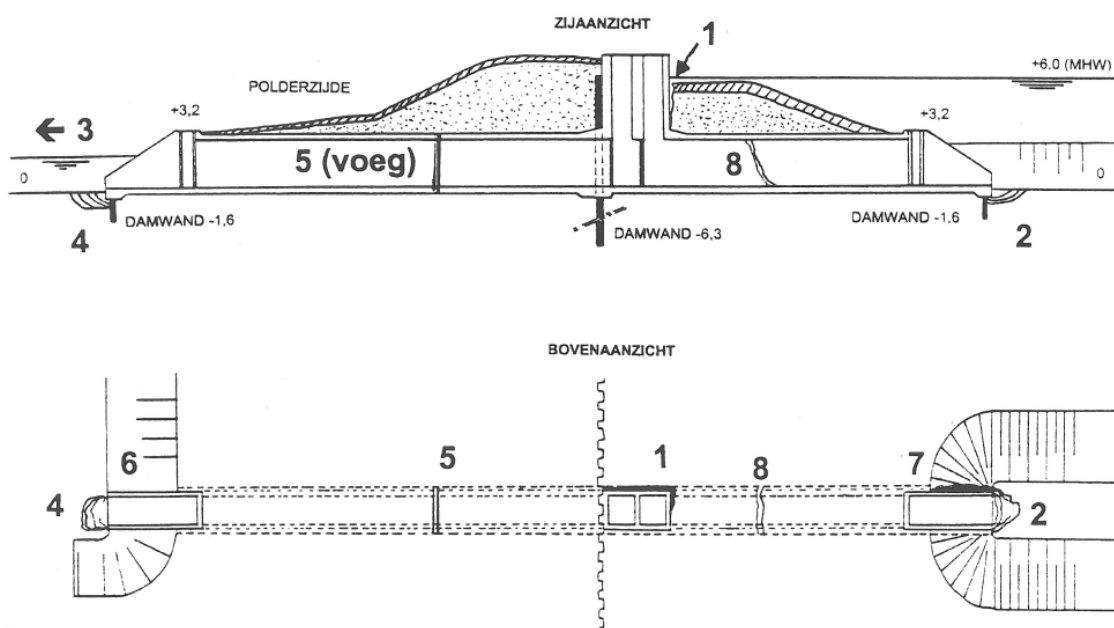
Tabel IV.1a/c

Shadebeelden schutsluis (kokersluis); normale inspectie / hoogwater inspectie

In verband met de open sluisvloer kan een bijzondere inspectie, waarbij de kolk droogstaat niet plaatsvinden.

verwijzing tekening IV.1	Omschrijving	mogelijke actie	code
2a	ontgronding	t.g.v. scheepsbeweging: nieuwe bestorting	
2b	ontgronding	t.g.v. scheepsbeweging / piping (falend filter): herstel filterconstructie	3.5
2b	ontgronding	t.g.v. scheepsbeweging: nieuwe bestorting	
2c	ontgronding	t.g.v. scheepsbeweging / piping (falend filter): herstel filterconstructie	3.5

Tabel IV.1b Schadebeelden schutsluis (kokersluis); bijzondere inspectie (duiker)



Tekening IV.2: Keersluis. Voor de schadebeelden wordt verwezen naar tabel IV.2a t/m IV.2c

<b>verwijzing tekening IV.2</b>	<b>omschrijving</b>	<b>mogelijke actie</b>	<b>code</b>
1	kier tussen kunstwerk en dijk	grond aanvullen en controleer resterende kwelweglengte	3.7
3	stroming ondanks gesloten toestand kokersluis	controleer filterconstructie in-/uitlaat op schade	3.4
6	kier tussen uitlaat en dijk	controleer op uitstroming bij hoog rivierpeil	3.7
7	kier tussen inlaat en dijk	controleer op uitstroming bij laag rivierpeil	3.7

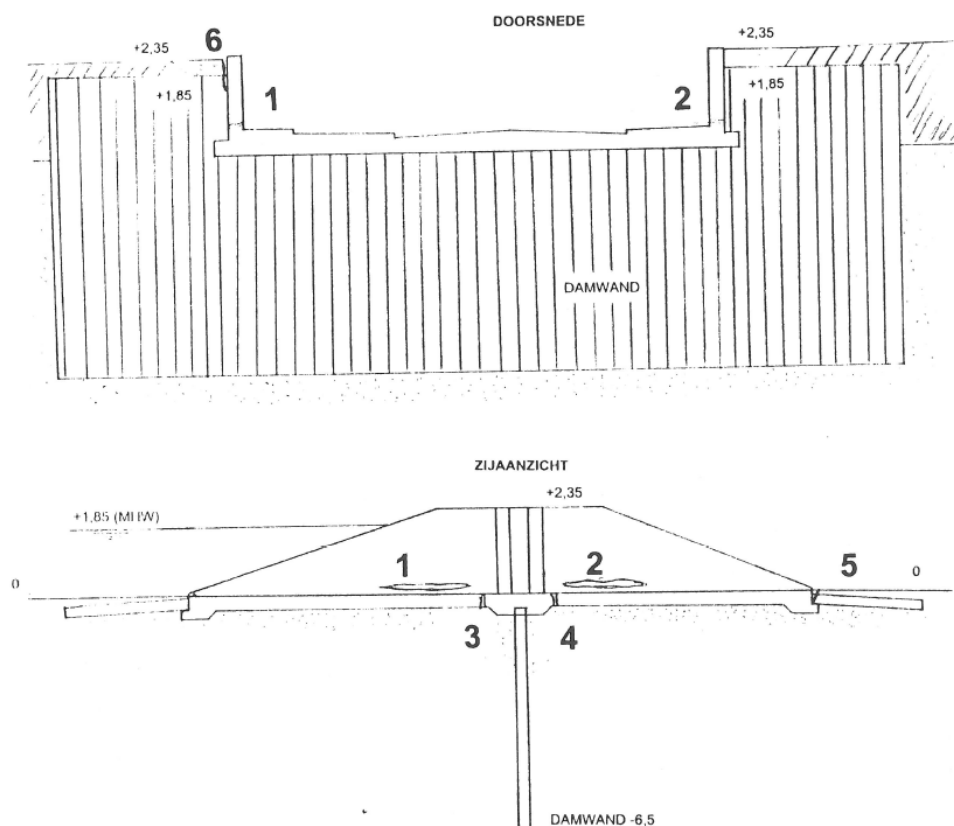
Tabel IV.2a Schadebeelden keersluis; normale inspectie

<b>verwijzing tekening IV.2</b>	<b>omschrijving</b>	<b>mogelijke actie</b>	<b>code</b>
2	ontgroning	repareer filter inlaat	3.5
3	stroming ondanks droogstaande kokersluis	controleer filterconstructie in-/uitlaat op schade	4.4
4	ontgroning	repareer filter uitlaat	3.5
5	instroming water door voegconstructie	repareer voegen / zet eventueel kolk bij hoog water onder water	3.6
8	openstaande scheuren	controleer differentiële zetting constructie	4.16

Tabel IV.2b Schadebeelden keersluis; bijzondere inspectie (droog zetten / duiker)

<b>verwijzing tekening IV.2</b>	<b>omschrijving</b>	<b>mogelijke actie</b>	<b>Code</b>
3	stroming in gesloten toestand	controleer filterconstructie in-/uitlaat op schade	4.4
6	uitstroming door kier tussen uitlaat en dijk	kier direct bestorten met klei	4.6

Tabel IV.2c Schadebeelden keersluis; hoog waterinspectie



Tekening IV.3: Dijkcoupure. Voor de schadebeelden wordt verwezen naar tabel IV.3a/b en IV.3c

Verwijzing tekening IV.3	omschrijving	mogelijke actie	Code
1	langsscheur buitenzijde	repareer scheuren, urgentie afhankelijk van grondaanvulling direct naast kunstwerk	3.6
2	langsscheur binnenzijde	repareer scheuren, urgentie afhankelijk van grondaanvulling direct naast kunstwerk	3.6
3	open voeg buitenzijde	repareer voegconstructie, urgentie afhankelijk van grondaanvulling direct naast kunstwerk	3.6
4	open voeg binnenzijde	repareer voegconstructie, urgentie afhankelijk van grondaanvulling direct naast kunstwerk	3.6
5	kier ter plaatse van oplegging stootplaat binnenzijde	controleer rest kwelweglengte	3.7
6	kier tussen kunstwerk en aansluitende grond	controleer aansluiting kwelscherm op constructie/meet zettingen constructie	3.7

Tabel IV.3a/b

Schadebeelden dijkcoupure; normale inspectie / bijzondere inspectie

<b>verwijzing tekening IV.3</b>	<b>omschrijving</b>	<b>mogelijke actie</b>	<b>Code</b>
2	uittredend water uit wand binnenzijde	stort direct grond tegen wand aan en controleer na hoog water op scheuren	4.6
4	uittredend water uit vloer binnenzijde	stort direct grond op de vloerconstructie en inspecteer na hoog water de vloerconstructie	4.6
5	uittredend water ter plaatse van oplegging stootplaat binnenzijde	stort direct grond op de vloerconstructie en inspecteer na hoog water het kwelscherm	4.6

*Tabel IV.3c      Schadebeelden dijkcoupure; hoog waterinspectie*

## F Gebruikte symbolen

Symbol	Dimensie	Omschrijving
$C_{creep}$		Creep-factor in rekenregel van Bligh
$C_{w,creep}$		Gewogen creep-factor in rekenregel van Lane
$c_v$	$m^2/s$	Consolidatie- of zwelcoëfficiënt
$d$	$m$	Laagdikte of hoogte t.o.v. freatische lijn
$d$	$m$	Inbeddingslengte van kwelscherm
$d_1, d_I$	$m$	Dikte van klei/veen deklaag in voorland
$d_2, d_{III}$	$m$	Dikte van klei/veen deklaag in achterland
$d_{10}, d_{50}, d_{60}, d_{70}$	$m$	10-, 50- 60- en 70-percentielwaarden van de korrelverdeling
$d_{70m}$	$m$	Gemiddelde $d_{70}$ in de kleine schaalproeven $d_{70m} = 2,08 E-4m$
$D$	$m$	Dikte watervoerende zandlaag (watervoerend pakket)
$D_r$ of $RD$	-	Relatieve dichtheid = $\frac{(e_{max} - e)}{(e_{max} - e_{min})}$
$RD_m$	-	Gemiddelde relatieve dichtheid in de kleine schaalproeven $RD_m = 0,725$
$F_d$	-	Stabiliteitsfactor
$f$	-	Toelaatbare kans op overstroming door instabiliteit ( $f$ . norm = 0,1)
$g$	$m/s^2$	Versnelling van de zwaartekracht
$H$	$m$	Buitenwaterstand [m t.o.v. referentiepeil]
$h_p$	$m$	Polderpeil (vrije waterspiegel) of poldermaaiveldpeil [m t.o.v.ref.peil]
$h_{zand}$	$m$	Hoogte bovenkant watervoerende zandlaag [m t.o.v. ref.peil]
$i_c, i_{toel}$	-	Kritiek/toelaatbaar verhang i.v.m. heave
$i_{kr}$	-	Kritiek verhang
$k$	$m/s$	Doorlatendheid
$k_z$	$m/s$	Horizontale doorlatendheidscoëfficiënt voor zandlaag
$k_1, k_I$	$m/s$	Verticale doorlatendheidscoëfficiënt voor deklaag in voorland
$k_2, k_{III}$	$m/s$	Verticale doorlatendheidscoëfficiënt voor deklaag achterland
$kD$	$m^2/s$	Doorlaatvermogen (transmissiviteit) van een watervoerend pakket
$L$	$m$	Lengte van de kwelweg (horizontaal gemeten)
$L$	$m$	Totale lengte van de waterkering
$L$	$m$	Fragmentlengte
$L_h$	$m$	Horizontale kwelweglengte
$L_v$	$m$	Lengte afdeklaag in voorland; ook verticale kwelweglengte
$l$	$m$	Pipe-lengte (rekenmodel Sellmeijer)
$\ell$	$m$	Representatieve lengtevoor de analyse in een doorsnede (50 m)
$m_v$	$m^2/kN$	Samendrukbaarheidscoëfficiënt
$n$	-	Porositeit
$P$	-	Faalkans
$P$	-	Kans op een scenario
$p$	-	Poriënfractie zand
$P_{f/inst}$	-	Kans op falen gegeven een instabiliteit

Symbol	Dimensie	Omschrijving
q	m <sup>2</sup> /s	Specifiek debiet
Q	m <sup>3</sup> /s	Debiet
t	s of dag	Tijd
t <sub>h</sub>	s	Hydrodynamische periode
U	-	Uniformiteitscoëfficiënt (korrelverdeling)
W	-	Weerstandsfactor (fragmenten)
x, z	m	Plaatsvariabelen horizontaal, verticaal
x	m	Horizontale afstand
z	m	Verticale afstand
Δ	-	Vershil
ΔF <sub>d</sub>	-	Vershil in veiligheidsfactor bij een scenario en de basisschematisering
ΔH	m	Verval over de waterkering
ΔH <sub>krit</sub> of ΔH <sub>c</sub> of H <sub>c</sub>	m	Kritiek verval over de waterkering
α	-	Hulpvariabele in rekenregel van Sellmeijer ook: Correctiefactor bij korrelverdeling
α	-	(α = 0,033) Verdisconteert twee fenomenen, 1) het niet substantieel bijdragen van alle dijkvakken in de ring aan de instabiliteitskans van een ring en 2) aanwezige correlatie tussen de instabiliteitskansen van de afzonderlijke dijkvakken
β <sub>nodig</sub>	1/jaar	Vereiste betrouwbaarheid voor een dijkvak
Φ <sup>-1</sup>	-	Inverse Gauss kansfunctie
γ	-	Veiligheidsfactor
γ <sub>b</sub>	-	Partiële veiligheidsfactor die verband houdt met het schematiseren van de ondergrond (ook wel schematiseringsfactor genoemd)
γ <sub>d</sub>	-	Partiële veiligheidsfactor die verband houdt met het gebruikte rekenmodel (ook wel modelfactor genoemd)
γ <sub>k</sub>	kN/m <sup>3</sup>	Volumegewicht (zand)korrelmateriaal
γ <sub>m</sub>	-	Partiële veiligheidsfactor die verband houdt met materiaalparameters (ook wel materiaalfactor genoemd)
γ <sub>n</sub>	-	Partiële veiligheidsfactor die verband houdt met schade (ook wel schadefactor genoemd)
γ <sub>nat</sub>	kN/m <sup>3</sup>	Nat volumiek gewicht
γ' <sub>p</sub>	kN/m <sup>3</sup>	(schijnbaar) volumiek gewicht van de zandkorrel onder water (16 kN/m <sup>3</sup> )
γ <sub>R</sub>	-	Veiligheidsfactor van de sterkte
γ <sub>S</sub>	-	Veiligheidsfactor van de belasting
γ <sub>w</sub>	kN/m <sup>3</sup>	Volumiek gewicht (volumegewicht) van water
γ <sub>z,s</sub>	kN/m <sup>3</sup>	Nat volumegewicht zand
γ'	kN/m <sup>3</sup>	Schijnbaar volumegewicht ondergedompeld zand
φ of φ	m	Stijghoogte; grondwaterpotentiaal [m t.o.v. ref. peil]
φ <sub>z</sub> of φ <sub>z</sub>	m	Stijghoogte direct onder afdekkende laag
φ <sub>z,q</sub>	m	Grenspotentiaal (i.v.m. opdrijven/opbarsten)
κ	m <sup>2</sup>	Intrinsieke doorlatendheid van de zandlaag (watervoerend pakket)



Symbol	Dimensie	Omschrijving
$\eta$	-	Coëfficiënt van White = sleepkrachtfactor (regel van Sellmeijer)
$\rho_{\min \text{ dry}}$	kg/l	Minimale droge dichtheid, bepaald me de droge methode
$\rho_{\min \text{ nat}}$	kg/l	Minimale droge dichtheid, bepaald me de natte methode
$\rho_{\max \text{ dry}}$	kg/l	Maximale droge dichtheid, bepaald me de droge methode
$\rho_{\max \text{ nat}}$	kg/l	Maximale droge dichtheid, bepaald me de natte methode
$\rho_p$	kg/m <sup>3</sup>	Massadichtheid korrelmateriaal zand [1700 kg/m <sup>3</sup> ]
$\rho_w$	kg/m <sup>3</sup>	Massadichtheid water [1000 kg/m <sup>3</sup> ]
$\theta$	°	Rolweerstandshoek van de zandkorrels (ook wel beddinghoek genoemd)
$\nu$	m <sup>2</sup> /s	Kinematische viscositeit (water: [1,33 * 10 <sup>-6</sup> m <sup>2</sup> /s])
$\lambda_1, \lambda_I$	m	Spreidingslengte onder deklaag in voorland
$\lambda_2, \lambda_{III}$	m	Spreidingslengte onder deklaag in achterland

Functies etc.:

$\sinh()$	Sinus hyperbolicus
$\cosh()$	Cosinus hyperbolicus
$\tanh()$	Tangens hyperbolicus
$\partial / \partial t$	Eerste orde partiële afgeleide naar de tijd
$\partial / \partial z$	Eerste orde partiële afgeleide naar de plaatsvariabele z (m.m. x)
$\partial^2 / \partial z^2$	Tweede orde partiële afgeleide naar z (m.m. x)



## G Begrippenlijst

<b>2-krachtenmodel</b>	Model van Sellmeijer, zoals geïmplementeerd in MSeep gebaseerd op twee krachten die op de korrel werken, namelijk de sleepkracht en het eigen gewicht van de korrel. Bij de definitie van het grensevenwicht zijn de horizontale en de verticale stromingsdruk op een korrel niet meer meegenomen. Bij de uitstekende korrel spelen deze blijkbaar geen rol, omdat er geen omringend materiaal meer is.
<b>4-krachtenmodel</b>	Model van Sellmeijer, zoals aangegeven in het Technisch Rapport Zandmeevoerende wellen (1999), gebaseerd op vier krachten die op de korrel werken. De kracht op een korrel op de bodem van het erosiekanaal in de richting van het kanaal bestaat uit twee horizontale krachten: de sleepkracht en de horizontale stromingsdruk. De kracht op die korrel in verticale richting bestaat uit het eigen gewicht van de korrel en de verticale stromingsdruk.
<b>Achterland</b>	Het gebied aansluitend aan de landzijde van de waterkering.
<b>Achterloopsheid</b>	Lekstroom achter een constructie om. Vorming van kanaaltjes of holle ruimten aan de zijkant van een kunstwerk ten gevolge van het uitspoelen van grond.
<b>Actuele sterkte</b>	Verantwoorde schatting van de huidige werkelijk ter plaatse van dijk en directe omgeving aanwezige schuifsterkte, ontleend aan voorkennis omtrent gedrag van dijk tijdens hoogst gemeten belastingomstandigheden., lab. onderzoek. aan lokaal gestoken monsters en/of terreinonderzoek.
<b>Afdeklaag</b>	Ondoorlatende of slecht doorlatende laag op het zandpakket aan de binnendijkse zijde.
<b>Afkalven</b>	Instorten of afschuiven van de oevers van een oppervlaktewater.
<b>AHN</b>	Actueel Hoogtebestand Nederland
<b>Analytisch model</b>	Model dat wiskundig kan worden opgelost in gesloten vorm.
<b>Aquifer</b>	Watervoerend pakket. Een geologische formatie waarbinnen de relatief (ten opzichte van de omgeving) hoge doorlatendheid aanzienlijk transport van grondwater mogelijk maakt.
<b>Aquitard</b>	Geologische formatie met een in vergelijking tot een aquifer lage doorlatendheid (bijvoorbeeld een kleipakket). De horizontale stroming in een aquitard is zeer gering, terwijl wel aanzienlijke verticale stroming mogelijk is.

<b>Artesisch water</b>	(Grond)water met een wateroverspanning ten opzichte van een hydrostatische waterspanningverdeling, waarbij de wateroverspanning het gevolg is van de stijghoogte in het eerste watervoerend pakket.
<b>Artesisch watervoerend pakket</b>	Een afgesloten watervoerend pakket, waarin de stijghoogte van het grondwater boven het maaiveld uitkomt.
<b>Beheer</b>	Het verantwoordelijk zijn en zorgdragen voor het handhaven of bereiken van een vooraf vastgesteld kwaliteitsniveau van het beheerde object of de beheerde functie. De overheidszorg met betrekking tot een of meer afzonderlijke watersystemen of onderdelen daarvan, gericht op de in artikel 2.1 van de waterwet genoemde doelstellingen.
<b>Beheer &amp; Onderhoud</b>	Werksoort waarbij het er om gaat de bestaande functionaliteit van het hoofdwegennetwerk en het functioneren van de watersystemen in kwalitatieve en kwantitatieve zin in stand te houden en de handhaving van wet- en regelgeving voor de instandhouding daarvan (klassieke waterstaatswetgeving).
<b>Beheerder</b>	Publiekrechtelijke instantie of (rechts) persoon die toeziet op de instandhouding o.a. van een waterstaatswerk.
<b>Beheerdersoordeel</b>	Beoordeling van de veiligheid op basis van eigen inschatting van de beheerder.
<b>Beheersgebied</b>	In de legger gespecificeerd areaal, dat als waterkering wordt aangemerkt en door één organisatie (de waterkeringbeheerder) wordt beheerd. De organisatie kan bijvoorbeeld een gemeente, provincie of waterschap zijn.
<b>Beheersmaatregel</b>	Maatregel die de beheerder naar aanleiding van de toetsing treft om het waterkerende vermogen weer op peil te brengen (voorziening).
<b>Belasting</b>	Op een constructie uitgeoefende in- en uitwendige krachten, ofwel de mate waarin een constructie door in- en uitwendige krachten wordt aangesproken, uitgedrukt in een fysische grootte, die voor het bezwijkmechanisme typerend kan zijn.
<b>Beleid</b>	Het geheel van gemaakte bestuurlijke keuzen.
<b>Benedenrivieren-gebied</b>	Door de Rijn en de Maas gevoede rivierengebied, waarbij tijdens grote afvoergolven de waterstanden een significante invloed ondervinden van de waterstand op de Noordzee als gevolg van een zware storm. De getijhoogwaterstijging is hier van belang.
<b>Benedenstroomse richting</b>	Hier m.b.t. de stroming van het kwelwater onder de dijk heen, richting de uitstromende zijde van de dijk.

<b>Beoordelingsprofiel</b>	Theoretisch dwarsprofiel dat dient als hulpmiddel om de invloed van NWO's op de waterkerende functie te kunnen beoordelen. In feite is dit de contourlijn van de kritieke lijnen van alle faalmechanismen van de waterkering.
<b>Betrouwbaarheid</b>	Beschrijving van de betrouwbaarheid van het rekenmodel of van de schematisatie, dan wel van de waarde van een bepaald kenmerk.  Het vermogen een functie te vervullen in een bepaalde omgeving gedurende een van tevoren bepaalde periode, belastingswisselingen of gebeurtenissen.
<b>Betrouwbaarheid analyse</b>	Onderzoek waarbij de betrouwbaarheid en de onderlinge afhankelijkheid van de geoptimaliseerde parameters in een gekalibreerd model gekwantificeerd worden.
<b>Betrouwbaarheidsniveau</b>	Het percentage zekerheid waarmee kan worden aangegeven dat een zekere bewering juist is of het percentage zekerheid dat een gegeven interval een onbekende insluit.
<b>Bezwijken</b>	Optreden van verlies van inwendig evenwicht en/of het optreden van verlies van samenhang in materiaal en/of het optreden van ontoelaatbaar grote vervormingen. Doorbraak van de dijk (einde waterkerende functie).
<b>Bezwijkcriterium</b>	Faalcriterium dat door bezwijken wordt gerealiseerd.
<b>Bezwijkmechanisme</b>	De wijze waarop een constructie bezwijkt.
<b>Bijzondere waterkerende constructie</b>	Constructie om, in combinatie met een grondlichaam (dijk) of in plaats van een grondlichaam, water te keren, bijvoorbeeld damwand of kwelscherm.
<b>Binnenberm</b>	Een extra verbreding aan de binnendijkse zijde van de dijk om het dijklichaam extra steun te bieden en/of om zandmeevoerende wellen te voorkomen.
<b>Binnendijks</b>	Aan de kant van het land of het binnenwater. Aan de polderzijde van de waterkering gelegen. Dit gebied is beschermd tegen overstromingen.
<b>Binnentalud</b>	Hellend vlak van het dijklichaam aan binnendijkse zijde van de dijk.
<b>Binnenteen</b>	Onderrand van het dijklichaam aan de landzijde van de dijk (binnendijkse overgang van dijk naar maaiveld).
<b>Binnenwaterkering</b>	1. Een dijk gelegen langs ander buitenwater dan bedoeld bij hoofdwaterkering (boezemkade of kanaaldijk). 2. Een dijk om eventueel door of over de hoofdwaterkering binnendringend overstromingswater te keren (tweede waterkering of slaperdijk).

<b>Bovenrivierengebied</b>	Door de Rijn en de Maas gevoede rivierengebied (inclusief de IJssel), waarbij de waterstanden geen significante invloed ondervinden van de waterstand op de Noordzee en het IJsselmeer als gevolg van een zware storm. De getijhoogwaterstijging speelt hier geen rol.
<b>bovenstroomse richting</b>	Hier m.b.t. de stroming van het kwelwater onder de dijk heen, vanuit de in-/toestromende zijde van de dijk.
<b>Buitenberm</b>	Extra verbreding aan de buitendijkse zijde van de dijk om het dijklichaam extra steun te bieden, om zandmeevoerende wellen te voorkomen en/of om de golfloop te reduceren. De buitenberm is in de regel een gedeelte uit een dijkprofiel, gelegen tussen buitenteen en kruin.
<b>Buitendijks</b>	Gelegen tussen het buitenwater en de dijk die dat water keert, bijvoorbeeld een uiterwaard. In tegenstelling tot het binnendijkse gebied is dit gebied niet beschermd tegen overstromingen.
<b>Buitentalud</b>	Hellend vlak van het dijklichaam aan de kerende zijde.
<b>Buitenteen</b>	Onderrand aan het dijklichaam aan de waterzijde van de dijk (buitendijkse overgang van dijk naar maaiveld en/of voorland).
<b>Buitenwater</b>	Oppervlaktewater waarvan de waterstand direct onder invloed staat van een hoge stormvloed, van hoog opperwater van en van de grote rivieren, van hoog water van het IJsselmeer of Markermeer of van een combinatie ervan.
<b>Bulkdoorlatendheid</b>	Gemiddelde Darcy doorlatendheid (berekend op basis van debietmeting)
<b>Calamiteit</b>	omstandigheden waaronder de goede staat van één of meer waterstaatswerken onmiddellijk en ernstig in het ongerede is of dreigt te komen.
<b>Commissie Boertien</b>	Commissie Toetsing Uitgangspunten Rivierdijkversterkingen die de minister van Verkeer en Waterstaat adviseerde.
<b>Craquelé</b>	Proces waarbij zandkorrels zich herschikken totdat een ruitvormig patroon van zeer kleine kanaaltjes is ontstaan. Er is geen zandtransport zichtbaar.
<b>D15</b>	Korrelgrootte van zand die door 15 gewichtsprocent wordt onderschreden.
<b>d<sub>70</sub></b>	Zweefmaat waar 70 gewichtsprocent van de korrels doorheen gaat.
<b>Debiet</b>	Het vloeistofvolume dat per tijdseenheid door een doorsnede stroomt.

<b>Decimeringshoogte</b>	Absoluut verschil in hoogte tussen Toetspeil en een waterstand met een overschrijdingsfrequentie, die een factor 10 hoger of lager is dan die van Toetspeil.
<b>Dekzand</b>	Door de wind afgezet zand, dat als een dek op oudere zanden of afzettingen ligt in een laag, variërend van enkele decimeters tot meerdere meters dikte.
<b>Deterministisch model</b>	Een model dat de invoer volgens een vaststaande wetmatigheid omzet in uitvoer, zonder rekening te houden met onzekerheden.
<b>Dijkbasis</b>	De zich binnen de invloedssfeer van de dijk bevindende ondergrond.
<b>Dijkring</b>	Een gebied dat door een stelsel van waterkeringen beveiligd moet zijn tegen overstroming, in het bijzonder bij hoge stormvloed, bij hoog oppervlaktewater van een van de grote rivieren, bij hoogwater van het IJsselmeer, of bij een combinatie daarvan.
<b>Dijkringgebied</b>	Gebied dat door een stelsel van waterkeringen of hoge gronden moet zijn beveiligd tegen overstroming, in het bijzonder bij hoge stormvloed, bij hoog oppervlaktewater van een van de grote rivieren, bij hoogwater van het IJsselmeer en Markermeer of bij een combinatie ervan.
<b>Dijkring(gebied)-frequentie</b>	Gemiddelde overschrijdingskans per jaar van de hoogste hoogwaterstand waarop de tot directe kering van het buitenwater bestemde primaire waterkering om een dijkringgebied moet zijn berekend, zoals bedoeld in het eerste lid van Artikel 3 van de Wet op de waterkering en zoals per dijkringgebied weergegeven in Bijlage II bij de Wet op de waterkering.
<b>Dijkvak</b>	Deel van een waterkering met min of meer gelijke sterkte eigenschappen en belasting.
<b>Dijkvakfrequentie</b>	de frequentie waarmee een dijkvak niet meer voldoet aan het veiligheids criterium.
<b>Doorgaand kanaal</b>	Kanaal van de benedenstroomse naar de bovenstroomse zijde.
<b>Doorlatendheid, permeabiliteit</b>	Het vermogen van de grond om vloeistof door te laten. Verhouding tussen specifiek debiet en verhang. Darcy doorlatendheid, afhankelijk van de viscositeit van het water.
<b>Eenvoudige toetsing</b>	De eerste stappen in een beoordelingsschema, met relatief makkelijk toepasbare regels, uitgewerkt in het Voorschrift Toetsen op Veiligheid (VTV).

<b>Eindige elementenmethode</b>	Transformatie van (partiële) differentiaalvergelijkingen die continu zijn in de ruimte en/of tijd, naar discrete vergelijkingen om ze zo numeriek op te kunnen lossen met behulp van discrete elementen, dat wil zeggen ruimtelijke compartimenten.
<b>Erosie</b>	Het proces waarbij grond, gesteente en dergelijke verplaatst worden door c.q. wegspoelen onder invloed van wind, stromend water of bewegende ijsmassa's.
<b>Evenwichtsfactor</b>	Een factor die de mate van stabiliteit aangeeft.
<b>Evenwichtsverval</b>	Het verval waarbij korrels op de bodem van het kanaal bij een specifieke pipelengte nog juist in evenwicht zijn.
<b>Falen</b>	Het onverwacht eindigen van het juist functioneren of het niet (meer) voldoen aan vastgestelde criteria van het systeem of een gedeelte daarvan. Het systeem kan dus niet meer zijn (primaire) functie vervullen. Bij waterkeringen wordt onderscheid gemaakt in uiterste grenstoestanden (leidend tot overstroming) en bruikbaarheidsgrenstoestanden (leidend tot overlast en schade, maar nog niet tot overstroming).
<b>Faalkans</b>	Kans op falen.
<b>Fluidisatie</b>	Proces waarbij fijne vaste deeltjes door een stromend gas of vloeistof in beweging worden gebracht.
<b>Foutenboom</b>	Schematische weergave van combinaties van oorzaken die tot een bepaalde ongewenste gebeurtenissen, topgebeurtenissen genoemd, aanleiding kunnen geven.
<b>Fractie</b>	Verzameling korrels die de grootste van twee nader aangeduide zeven (nominale fractiegrenzen) passeert en blijft liggen op de kleinste. De ondergrens kan daarbij ook nul zijn.
<b>Freatisch vlak</b>	Vrije grondwaterspiegel.
<b>Frequentiemethode</b>	Berekeningsmethode voor dijktafelhoogten langs een dijkkringgebied waarbij de kans op overstromen bij een vastgestelde overschrijdingsfrequentie van de waterstand is gewaarborgd.
<b>Gaatjes</b>	Gaatjes ter grootte van 1 mm, ontstaan door voorkeursstroming van water.
<b>Geavanceerde toetsing</b>	De laatste stappen in een beoordelingsschema, waarvoor geen uitgewerkte rekenregels bestaan, uit te voeren door specialisten.
<b>Gebiedskennis</b>	Kennis over het gebied en zijn specifieke eigenschappen.
<b>Gedetailleerde toetsing</b>	De middelste stappen in een beoordelingsschema, met rekenregels van het niveau van de ontwerpleidraden en technische rapporten.



<b>Gegradeerde korrelverdeling</b>	Een monster korrels met een gelijk matig verdeelde diameter.
<b>Gekalibreerd model</b>	Een model waar men voldoende vertrouwen in heeft met het oog op de toepassing, kijkend naar o.a. de grootte en de structuur van de afwijkingen tussen de gemeten en berekende waarden van relevante grootheden als stijghoogten, volumestromen, debieten en concentraties.
<b>Gelaagdheid</b>	Hiermee wordt aangegeven dat de oorspronkelijk gelaagde structuur t.g.v. de afzetting van de lagen nog aanwezig is.
<b>Geldigheidsgebied</b>	Het geheel van voorwaarden waaronder een model mag worden toegepast.
<b>Geotechnisch profiel</b>	De verticale opbouw in grondmechanische zin van een waterkering.
<b>Gradiënt</b>	Verloop van een grootheid per eenheid van lengte. Zie: verhang.
<b>Grondbreuk</b>	Zie hydraulische grondbreuk.
<b>Grenspotentiaal, grensstijghoogte</b>	De stijghoogte in de aquifer die in evenwicht is met het gewicht van het afdekkende pakket.
<b>Grof zand</b>	Aanduiding voor zanden met een gemiddelde korrelgrootte van de zandfractie tussen 210 en 2000 $\mu\text{m}$ .
<b>Heave</b>	Situatie waarbij verticale korrelspanningen in een zandlaag wegvallen onder invloed van een verticale grondwaterstroming; ook fluïdisatie of de vorming van drijfzand genoemd.
<b>Heterogeen</b>	Van punt tot punt belangrijke verschillen in eigenschappen bezittend.
<b>Historische data</b>	Hydrologische en meteorologische data van gebeurtenissen uit het verleden.
<b>Hydraulische randvoorwaarden</b>	Hydraulische Randvoorwaarden voor het jaar xxxx voor het toetsen van primaire waterkeringen.
<b>Hydraulische weerstand</b>	Karakterisering van de doorlatendheid van grondlagen. Weerstand die een bepaalde laag biedt tegen (meestal verticale) grondwaterstroming. Bij een homogene laag is deze grootheid gelijk te stellen aan het quotiënt van laagdikte $D$ en (verticale) doorlaatcoëfficiënt $k$ .
<b>Hydraulische grondbreuk</b>	Verlies van korrelcontact in de grond als gevolg van te hoge wateroverspanningen; in geval van een cohesieve afdekkende grondlaag leidt dit tot opdrijven en opbarsten, in geval van een niet-cohesieve grondlaag tot heave.

<b>IJken</b>	Het afregelen van reken- of fysische modellen.
<b>Individueel korreltransport</b>	Zandtransport waarbij korreltjes afzonderlijk door het korrelskelet bewegen, zonder hierbij een kanaal te vormen.
<b>Intre(d)epunt</b>	(Theoretisch) punt waar het buitenwater tot de watervoerende zandlaag (aquifer) onder een waterkering toetreedt, als gevolg van het verval over de waterkering. (theoretische positie waarop de hoogwaterrandvoorwaarde effectief aanwezig is in de watervoerende zandlaag onder de waterkering).
<b>Intre(d)eweerstand</b>	Weerstand veroorzaakt door een slecht-doorlatend laagje ter plaatse van het intreepunt.
<b>Intrinsieke doorlatendheid</b>	Maat voor de doorlatendheid voor zover deze afhankelijk is van de geometrische eigenschappen van het korrelskelet, onafhankelijk van de viscositeit van het water. Deze kan worden gevonden door de doorlaatfactor K volgens Darcy te vermenigvuldigen met de dynamische viscositeit ( en te delen door het product van het soortelijk gewicht van de vloeistof of het gas (en de zwaartekrachtversnelling g).
<b>Invloedszone</b>	De invloedszone is de afstand uit de waterkering tot waar de invloed van een bepaald faalmechanisme van de waterkering zich uitstrekt.
<b>Kade</b>	Een kleine dijk.
<b>Kalibratie</b>	Afregeling van rekenmodellen.
<b>Karakteristieke waarde</b>	Waarde van een grootte met een voorgeschreven onder- of overschrijdingskans. Deze wordt bepaald door een statistische analyse van beschikbare gegevens (metingen of proefresultaten).
<b>Keur</b>	Verordening van het waterschap, waarin gebods- en verbodsbepalingen zijn opgenomen en waarvan de naleving door sancties kan worden afgedwongen.
<b>Keurgebied</b>	Gebied waarop de keur van toepassing is. Ook: waterkeringszone.
<b>Kokend zand</b>	Zandkorrels die door de stroming van het water worden opgeworpen en weer neergelegd en tezamen het beeld geven van een kokende vloeistof.
<b>Kop van het kanaal</b>	Het meest bovenstrooms gelegen uiteinde van het kanaal.
<b>Kritieke kwelweglengte</b>	De lengte van de maatgevende kwelweg waarbij wel zandtransport, maar juist geen piping of heave optreedt.

<b>Kritiek verval</b>	Het maximale evenwichtsverval. Waarde van het verval, waarbij wel zandtransport, maar juist geen piping of heave optreedt.
<b>Kwel</b>	Het uittreden van grondwater (water dat door of onderdoor een waterkering stroomt) als gevolg van het te keren verval over de waterkering (waterstandsverschil). Doorsijpeling van water onder de dijk door. In het algemeen: het diffuus uittreden van grondwater. In het bijzonder: het uittreden van grondwater onder invloed van grotere stijghoogten elders in het hydrologische systeem.
<b>Kwelkade</b>	Een in het direct aan de dijk grenzende achterland aangebrachte kade om afstromen van kwelwater te verminderen; daarmee wordt getracht het optreden van pipingverschijnselen te voorkomen alsmede wateroverlast binnendijs tijdens hoge rivierafvoeren te beperken.
<b>Kwelweg</b>	Mogelijk pad in de grond dat het kwelwater aflegt, van het intreepunt naar het uitreepunt.
<b>Kwel(weg)lengte</b>	Lengte van de kwelweg, d.i. de afstand die het kwelwater ondergronds aflegt voordat het weer aan de oppervlakte komt.
<b>Kwelweglengte-schaaleffect</b>	De invloed van de kwelweglengte op het kritieke verhang. Het kritieke verhang neemt af met toenemende kwelweglengte.
<b>Kwelscherm</b>	Een ondoorlatende, in de regel verticale, constructie voor verlenging van de kwelweg.
<b>Kwelsloot</b>	Sloot aan de binnenzijde van de dijk die tot doel heeft kwelwater op te vangen en af te voeren.
<b>Legger</b>	Document, waarin de beschrijving is opgenomen van de minimale eisen waaraan de (primaire) waterkering moet voldoen naar richting, vorm, afmeting en constructie en waarin de keurbegrenzings worden aangegeven.
<b>Lengte-effect</b>	Het verschijnsel dat de faalkans van een waterkering toeneemt met de lengte. Dit is het gevolg van het feit dat de kans dat zich ergens een zwakke plek bevindt groter wordt als er een grotere lengte wordt beschouwd.
<b>Maatgevende Hoogwaterstand (MHW)</b>	Berekende hoogste waterstand aan het einde van de planperiode met een gemiddelde overschrijdingskans per jaar waarop de waterkering moet zijn berekend. Voor dijken wordt de maatgevende waterstand berekend aan de teen van de dijk, voor rivierverruiming in de as van de rivier. Voor primaire waterkeringen is de gemiddelde overschrijdingskans per jaar gegeven in de Waterwet.

<b>Materiaalfactoren</b>	De partiële factoren, die op de karakteristieke materiaalparameters worden toegepast om onzekerheden in de grondeigenschappen en in de berekeningsmethoden te verdisconteren. Factor waardoor de karakteristieke waarde moet worden gedeeld om de ontwerpwaarde te krijgen.
<b>Meerdijk</b>	Primaire waterkering, gelegen langs in het algemeen grote wateren, anders dan rivieren, zonder getijdewerking.
<b>Microstabiliteit</b>	Weerstand tegen erosie van het talud als gevolg van uittredend water.
<b>Modelfactor</b>	De partiële factor waarin onzekerheden in de berekeningsmethodes zijn verdisconteerd.
<b>Model kalibratie</b>	Activiteiten om een vooraf bepaalde mate van overeenkomst tussen model en metingen in het veld te verkrijgen door het (systematisch) veranderen van onzekere factoren (vaak parameters).
<b>Neuraal netwerk</b>	Een rekennetwerk dat wordt toegepast voor het vinden van relaties en het herkennen van patronen in datasets zonder dat daarvoor gebruik wordt gemaakt van strikte a priori gedefinieerde en daarna expliciet geprogrammeerde regels zoals die meestal aan de basis staan van numerieke modellen.
<b>Niet-waterkerend object</b>	Object op of in de dijk dat geen waterkerende functie heeft, zoals leidingen, woningen en bomen.
<b>Nominale waarde</b>	Waarde van een grootte die is vastgelegd in normen, voorschriften of in contracten (bijvoorbeeld waarden in tabel 2.b van NEN9997-1:2009, d.i. EC7.1).
<b>Normfrequentie</b>	Gemiddelde overschrijdingskans per jaar van de hoogste hoogwaterstand waarop de tot directe kering van het buitenwater bestemde primaire waterkering moet zijn berekend. Deze is per dijkring vastgelegd in de Waterwet.
<b>Numeriek model</b>	Model dat door middel van discretisatie de differentiaalvergelijkingen oplost, die de fysische processen beschrijven.
<b>Ondergrond model</b>	Een schematische weergave van (een deel) van de ondergrond voor een bepaald gebied.
<b>Onderloopsheid</b>	Lekstroom onder een constructie door.
<b>Ontwerpfrequentie</b>	De maximale frequentie waarmee een dijkvak niet meer voldoet aan het veiligheids criterium.

<b>Ontwerpwaterstand</b>	Stilwaterstand waarop de dijk wordt ontworpen, waarbij de stilwaterstand gelijk is aan MHW vermeerderd met een robuustheidstoeslag van 0,3 m.
<b>Onvoldoende</b>	Resultaat van de toetsing als aangetoond is dat de waterkering op de peildatum niet voldoet aan de veiligheidsnorm.
<b>Onzekerheids-analyse</b>	Onderzoek waarbij de onzekerheid in de waarden van modeluitvoer van een modelberekening in een gekalibreerd model gekwantificeerd worden.
<b>Opbarsten</b>	Scheuren (bezwijken) van de binnendijks gelegen afdekkende laag die is opgedreven als gevolg van een te grote wateroverspanning in de daaronder gelegen watervoerende laag. Algemeen: Bezwijken van de grond door het ontbreken van verticaal evenwicht in de grond, onder invloed van wateroverdrukken.
<b>Opdrijven</b>	Vorm van hydraulische grondbreuk waarbij een cohesieve afdekkende laag wordt opgelicht tengevolge van wateroverspanning in de onderliggende watervoerende laag. Opdrukken van het afdekkende pakket door het bereiken van de grenspotential.
<b>Overschrijdings-frequentie</b>	Gemiddeld aantal keren dat in een bepaalde tijd een verschijnsel een zekere waarde bereikt en overschrijdt. Bijvoorbeeld het gemiddeld aantal keren per jaar dat de waterstand boven een bepaalde waarde komt.
<b>Overschrijdingskans</b>	De kans, dat binnen een zekere tijdsduur de waarde van een parameter op een locatie een bepaalde waarde (bijvoorbeeld de ontwerpwaterstand) bereikt of overschrijdt. De in de Waterwet opgenomen overschrijdingskansen zijn de kansen dat het toetspeil wordt bereikt of overschreden.
<b>Overstromingskans</b>	Kans op onder water raken van gebieden die normaal niet onder water staan.
<b>Partiële factor</b>	Een factor waarmee een representatieve waarde vermenigvuldigd (of gedeeld) wordt ter verkrijging van de rekenwaarde. De partiële factoren dienen om onzekerheden in belastingen, materiaaleigenschappen, rekenmethoden, gevolgen van falen en de overschrijdingskans van grenstoestanden in rekening te brengen.
<b>PC-Ring</b>	PC-Ring is een probabilistisch model waarmee faalkansen berekend kunnen worden voor verschillende faalmechanismen voor dijken, duinen en kunstwerken. Daarnaast kunnen met PC-Ring faalkansen per vak en faalmechanisme worden gecombineerd tot faalkansen op ringniveau. Ook kunnen met PC-Ring scenariokansen worden berekend.

<b>Peilbuis</b>	Algemene term voor een in de grond geplaatste buis of soortgelijke constructie met een kleine diameter voorzien van een filter, waarin de grondwaterstand c.q. stijghoogte kan worden gemeten.
<b>Percentiel rekenwaarde</b>	De waarde waarvoor geldt dat x% van de meetwaarden een waarde heeft die kleiner dan of gelijk is aan deze waarde. Als deze waarde tussen twee meetwaarden in valt, wordt lineair geïnterpoleerd.
<b>Piping</b>	Het verschijnsel dat onder een waterkering (dijk of kunstwerk) holle pijpvormige ruimte ontstaan, tengevolge van een geconcentreerde kwelstroom waarbij gronddeeltjes worden meegevoerd; dit verschijnsel wordt ook onderloopsheid genoemd. In de feitelijke definitie is sprake van piping indien zich een doorgaand open kanaal heeft gevormd van intreepunt tot uittreepunt doordat het erosieproces van een zandmeevoerende wel niet stopt.
<b>Planperiode</b>	Periode waarvoor de voorziene wijzigingen in omstandigheden worden meegenomen in het ontwerp van een waterkering.
<b>Polderpeil</b>	Peil van het oppervlaktewater binnen een beheersgebied; het reglementair vastgestelde peil in een polder dat door de beherende instantie wordt nagestreefd.
<b>Potentiaal</b>	Stijghoogte ten opzichte van een referentievlak.
<b>Primaire waterkering</b>	Waterkering die beveiliging biedt tegen overstroming doordat deze ofwel behoort tot het stelsel dat een dijkkringgebied omsluit, ofwel voor een dijkkringgebied is gelegen.
<b>Probabilisme</b>	Leer volgens welke er geen zekerheid van kennen maar alleen waarschijnlijkheid bestaat.
<b>Regionale waterkeringen</b>	Ook: Niet-primaire (water)kering, Secundaire waterkeringen. Waterkeringen van regionaal belang – de meeste keren direct of indirect boezem- of tussenboezemwater. Door Gedeputeerde Staten wordt vastgesteld welke niet-primaire waterkeringen worden aangemerkt als regionale kering en aan welke criteria de regionale keringen dienen te voldoen.
<b>Relatieve dichtheid</b>	Ratio van de actuele droge dichtheid min de minimale droge dichtheid en de maximale min de minimale droge dichtheid.
<b>Rekenwaarde voor de sterkte</b>	De karakteristieke sterkte gedeeld door een materiaalfactor.
<b>Representatieve waarde</b>	De basiswaarde die de werkelijke waarde van een parameter met voldoende zekerheid representeert. De representatieve waarde is gelijk aan de karakteristieke waarde of een nominale waarde. Hieruit wordt met behulp van de partiële factor de rekenwaarde bepaald.

<b>Reststerkte</b>	Tijdsduur tussen initiële schade en het bloot komen van de dijkkern (weerstand tegen hydraulische belasting na het begin van schade). Reststerkte is een verzamelbegrip voor resterende sterkte in de dijk nadat een initiërend faalmechanisme is opgetreden.
<b>Rolweerstandshoek</b>	Hoek in het krachtenevenwicht die aangeeft hoeveel de korrels bieden tegen rollen.
<b>Ruimen</b>	Het proces dat volgt op terugschrijdende erosie, waarbij het kanaal van de bovenstroomse zijde naar de benedenstroomse zijde schoongedrukt (schoongespoeld en verbreed) wordt.
<b>Schadefactor</b>	De partiële factor waarin de gevolgen van bezwijken zijn betrokken.
<b>Schematisch ondergrondmodel</b>	De stratigrafie waarop het model is gebaseerd.
<b>Schematisering</b>	Vereenvoudigde voorstelling van de ruimtelijke en temporele verdeling van systeemvariabelen en parameters.
<b>Schermb</b>	In de waterkering aanwezig scherm ter begrenzing van het afslagprofiel en/of ter voorkoming van onder- en achterloopsheid.
<b>Slib</b>	niet genormaliseerde praktijknaam voor door stromend water in zwevende toestand meegevoerd fijn materiaal, dat na afzetting nog veel water bevat en een slappe consistentie heeft; Veelal gebaseerd op de valsnelheid van een kwartsbolletje met een diameter van 2 – 50 à 63 $\mu\text{m}$ .
<b>Specifiek debiet</b>	de hoeveelheid water die bij een bepaalde temperatuur door een bepaalde doorsnede stroomt ten gevolge van een potentiaalverschil, gedeeld door het oppervlak van die doorsnede.
<b>Spreadingslengte (Lekfactor)</b>	De wortel uit het product van het doorlaatvermogen $kD$ van een watervoerend pakket en de hydraulische weerstand $c$ van de onder- of bovenliggende slecht doorlatende laag.
<b>Stabiliteitsfactor</b>	Factor waarin het verschil tussen sterkte en belasting wordt uitgedrukt.
<b>Standaard dijkconfiguratie</b>	Configuratie waarin een ondoorlatende dijk is gelegen op een zandlaag die aan de onderkant aansluit op een andere ondoorlatende laag.
<b>Standaarddeviatie</b>	Wortel uit de variatie.
<b>Stabiliteitsfactor</b>	Factor waarin verschil tussen sterkte en belasting wordt uitgedrukt.
<b>Stabiliteitszone</b>	Terreinstrook naast het waterstaatswerk (in dit geval een primaire waterkering) die wordt bepaald door het faalmechanisme macro-instabiliteit van de waterkering.

<b>Stijghoogte (in een punt in de grond)</b>	Niveau tot waar het water zou stijgen in een peilbuis met filter ter plaatse van het punt; wordt uitgedrukt in meters waterkolom ten opzichte van een referentievlak.
<b>Stilwaterstand</b>	Waterstand zonder golfbeweging.
<b>Stofwolk</b>	Fijn materiaal in suspensie bij het uittredepunt.
<b>Strang</b>	Dode riviertak / nevengeul in het winterbed. Strangen spelen een gunstige rol voor het waterbergende vermogen bij hoog water. Het zijn veelal half-dichtgeslibde restanten van vroegere lopen van de rivieren binnen de uiterwaard.
<b>Suffosie (Engl.: suffosion)</b>	Migratie van fijn materiaal uit een grovere matrix, waarin het fijne materiaal een dragende functie heeft (spanningsafhankelijk proces, kritische gradiënten >1).
<b>Suffusie (Engl.: suffusion)</b>	Migratie van fijn materiaal uit een grof korrelskelet, waarbij het grove korrelskelet zijn functie behoudt (niet spanningsafhankelijk proces, kritische gradiënten <1).
<b>Theoretische potentiaal</b>	Potentiaal in de aquifer indien deze niet wordt begrensd door bijvoorbeeld het gewicht van het afdekkende pakket.
<b>Tijdshorizon</b>	Periode van tijd waarover de beschouwing zich uitstrekt.
<b>Toetsen</b>	Het controleren of de momentane toestand van de constructie nog voldoet aan de vigerende functionele en wettelijke eisen. Toetsing van kunstwerken en objecten dient te passen in de beoordelingsmethodiek zoals geformuleerd in het VTV.
<b>Toetsing</b>	Periodieke beoordeling van de veiligheid en sterkte van waterkeringen. Rekenstap waarin de waarnemingen worden gecontroleerd door het vergelijken van de toetsingsgrootte (kritieke waarde) met de waarneming.
<b>Toetspeil</b>	Waterstand, die wordt gebruikt voor het beoordelen van de toestand van de waterkeringen, met een overschrijdingsfrequentie conform Bijlage II bij de Waterwet.
<b>Uitgekiend ontwerp</b>	Afwijkende dijkprofielen en technische constructies in de dijk waardoor het ontwerp afwijkt van het gewone ruime dijkprofiel bestaande uit zand en klei.
<b>Uittre(d)epunt</b>	Locatie aan de landzijde waar kwelwater het eerst aan het oppervlak treedt.
<b>Uittre(d)everhang</b>	Verhang in het grondwater ter plaatse van het uittre(d)epunt.
<b>Uitre(d)eweerstand</b>	Weerstand veroorzaakt door een slecht-doorlatend laagje ter plaatse van het uittre(d)epunt.



<b>Valideren</b>	Het proces om te komen tot een geaccepteerde kwaliteit van een gegeven. Ook toegepast bij modellen, m.n. m.b.t. de voorspellende waarde.
<b>Variatie</b>	Maat voor de spreiding van een stochastische grootheid. Variatie = $\sigma^2$ .
<b>Veiligheidsfactor (partiële)</b>	Factor waarmee de representatieve waarde van een belasting wordt vermenigvuldigd respectievelijk de waarde waar de materiaaleigenschap door wordt gedeeld, voor de vaststelling van de rekenwaarde.
<b>Veiligheidsniveau</b>	De veiligheid uitgedrukt in een overschrijdingskans van het toetspeil.
<b>Veiligheidsnorm</b>	De eis waaraan een primaire waterkering moet voldoen, aangegeven als de gemiddelde overschrijdingskans per jaar van de hoogste hoogwaterstand waarop de tot directe kering van het buitenwater bestemde primaire waterkering moet zijn berekend, mede gelet op overige het waterkerende vermogen bepalende factoren.
<b>Veiligheidszone</b>	Terreinstrook naast het waterstaatswerk (in dit geval een primaire waterkering) waarbinnen een lekkage van de leiding de stabiliteit van het werk in gevaar kan brengen. De breedte van de zone is gelijk aan de som van de stabiliteitszone en de straal van de verstoringszone.
<b>Verificatie</b>	Proces waarbij wordt aangetoond dat een computerprogramma datgene berekent waarvoor het ontworpen is.
<b>Verhang</b>	Quotiënt van het verschil in stijghoogte tussen twee punten en de afstand tussen die punten; wordt ook gradiënt genoemd. Het quotiënt van het verval tussen twee punten en hun afstand.
<b>Verhanglijn</b>	De waterspiegel volgens de stroomrichting in een waterloop bij een bepaalde afvoer of onder bepaalde omstandigheden.
<b>Verstopping</b>	Blokkade van het kanaal door een te grote aanvoer van zand.
<b>Verval</b>	Verskil in stijghoogte tussen twee punten van een waterloop, bijv. de twee zijden van een waterkering op een bepaald tijdstip.
<b>Verwachtingswaarde</b>	Beste schatting van de 'gemiddelde' waarde van een parameter voor het volume grond dat bepalend is voor het te onderzoeken probleem (50%-overschrijdingskans).
<b>Verzadigingsgraad</b>	Ratio van watervolume en porievolume.

<b>Voorland</b>	Buitendijks terrein tussen de dijk en de rivier, of ondiepe waterbodem voor de teen van de dijk; specifiek in relatie tot piping: het gebied aansluitend aan de buitenzijde van de waterkering, waar een aaneengesloten kleilaag voorkomt. Dit gebied wordt ook vooroever genoemd. Het voorland kan zowel onder als boven water liggen, en zelfs boven toetspeil.
<b>Waterkering</b>	Kunstmatische hoogten en die (gedeelten van) natuurlijke hoogten of hooggelegen gronden, met inbegrip van daarin of daaraan aangebrachte werken, die een waterkerende of mede een waterkerende functie hebben, en die als zodanig in de legger zijn aangegeven.
<b>Waterspanning</b>	Druk in het grondwater.
<b>Waterwet</b>	Wet waarin de bescherming van het IJssel- of Markermeer, Noordzee en de grote rivieren en kanalen door waterkeringen wordt geregeld. Vroeger: Wet op de waterkering
<b>Wel</b>	Geconcentreerde uitstroming van kwelwater, bijvoorbeeld door een opbarstkanaal of een gat in de afdekkende kleilaag of langs een object in de afdekkende laag.
<b>Wet op de waterkering</b>	In 2009 overgegaan in Waterwet.
<b>Zandkrater</b>	Bergje getransporteerd zand in de vorm van een krater, met in het midden "kokend" zand.
<b>Zandmeevoerende wel</b>	Wel, die zand meevoert uit de (onder)grond. Kan zo onbeheersbaar worden dat piping optreedt.
<b>Zandspoor</b>	Plek met getransporteerd zand, waar geen actief zandtransport of wellen zichtbaar zijn.
<b>Zool</b>	Onderkant van het dijklichaam.

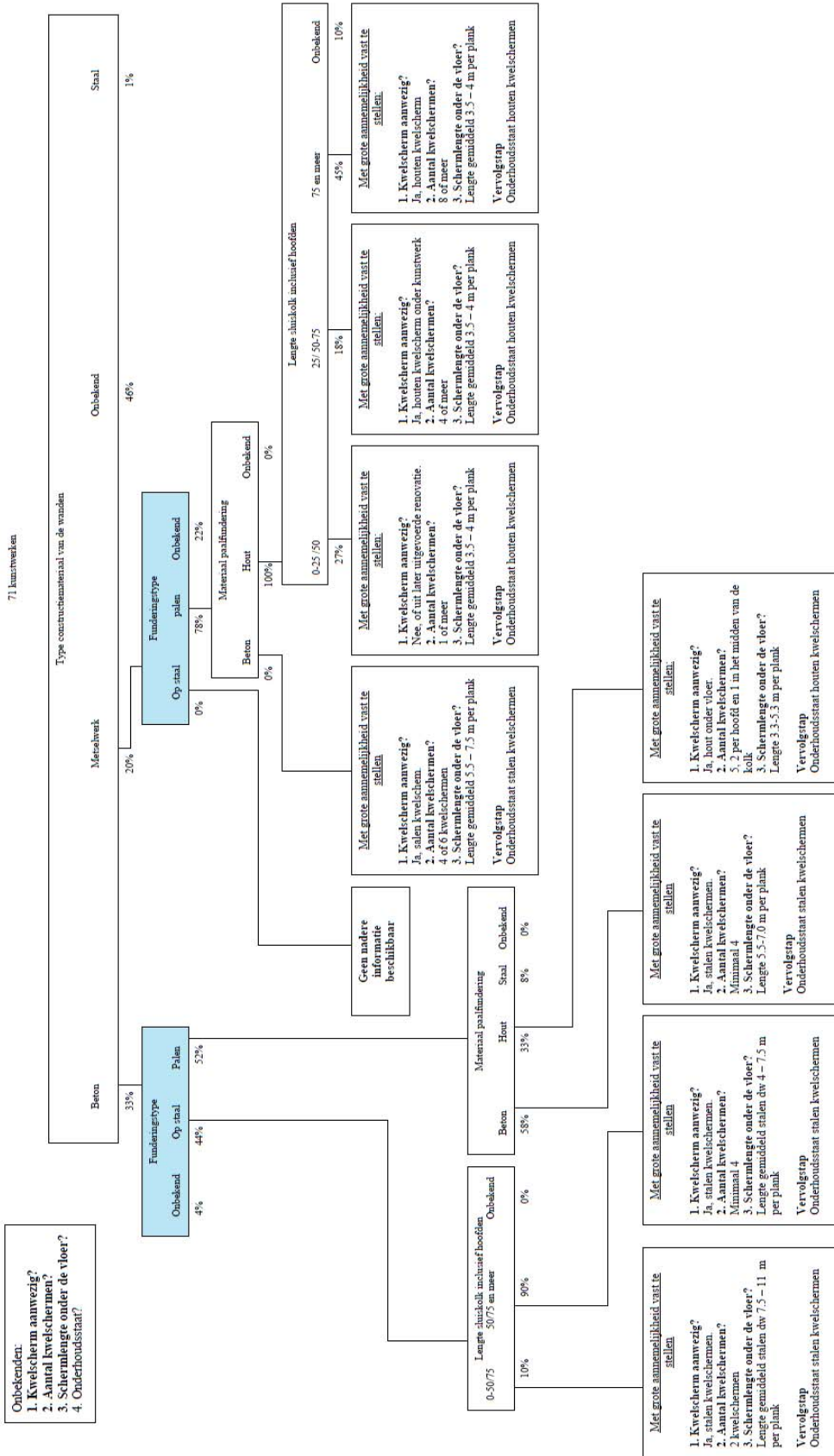
Een overzicht met definities van de meeste in de waterbouwwereld gebruikte begrippen is te vinden bij de InformatieDesk standaarden Water (IDSW) onder:  
<http://www.idsw.nl/aquo-standaard/aquo-lex/aquo-lex-begrippen/>

## **H Stroomschema's voor beoordeling 'historische' kunstwerken**

Uit: STOWA-rapport [Schalkx & Hombergen, 2006]

Toetsing op Piping en Heave (STPH)

Wat is met enige aannemelijkheid te zeggen over de kwelweglengte bij een schutsluis?



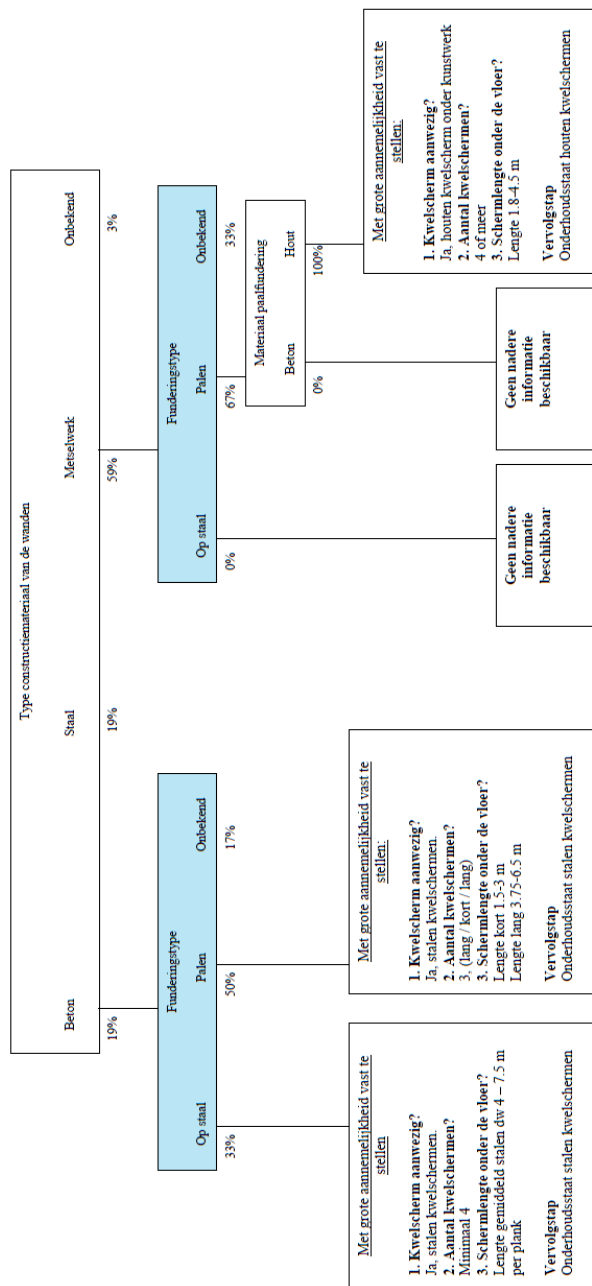
Toetsing op Piping en Heave (STPH)

Wat is met enige aannemelijkheid te zeggen over de kwelweglengte bij een keersluis?

Onbekenden:  
 1. Kwelscherm aanwezig?  
 2. Aantal kwelschermen?  
 3. Scherm lengte onder de vloer?  
 4. Onderhoudsmaat?

STOWA 2006-03 HISTORISCHE KUNSTWERKEN

32 kunstwerken



# Toetsing op Piping en Heave (STPH) Wat is met enige aannemelijkheid te zeggen over de kwelweglengte bij een uitwateringsluis?

Onbekenden:  
 1. Kwelscherm aanwezig?  
 2. Aantal kwelschermen?  
 3. Scherm lengte onder de vloer?  
 4. Onderhoudsstaat?

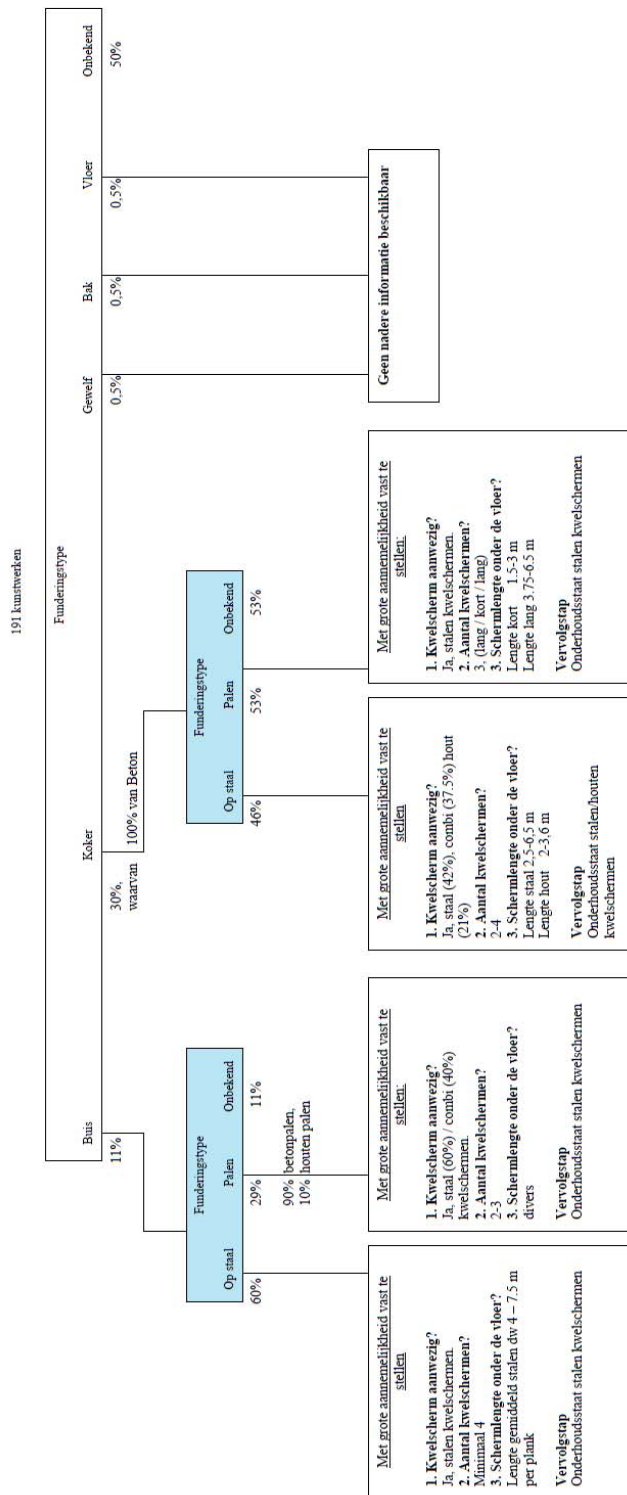
117 kunstwerken

Type constructiemateriaal van de wanden						
Betonnen bak	Beton	Bus Staal	Overig	Metselwerk gewelf of wandconstructie	Betonnen koker	Onbekend
2%	5%	5%	9%	5%	18%	56%
Funderingstype: 50% Op palen 50% op staal	Funderingstype: Op staal	Funderingstype: Op staal	Funderingstype: Op staal	Funderingstype: Op houten palen	Funderingstype: 40% op palen 60% op staal	
Met grote aannemelijkheid vast te stellen: 1. Kwelscherm aanwezig? Ja, houten of stalen kwelschermen. 2. Aantal kwelschermen? 2 tot 4 schermen 3. Scherm lengte onder de vloer? Zeer divers Vervolgtrap Onderhoudsstaat houten/stalen kwelschermen	Met grote aannemelijkheid vast te stellen: 1. Kwelscherm aanwezig? Ja, houten of stalen kwelschermen. 2. Aantal kwelschermen? 1 of 2 3. Scherm lengte onder de vloer? Zeer divers Vervolgtrap Onderhoudsstaat houten/stalen kwelschermen	Met grote aannemelijkheid vast te stellen: 1. Kwelscherm aanwezig? Ja, staal, hout of neopreen scherm 2. Aantal kwelschermen? 1 tot 3 3. Scherm lengte onder de vloer? Zeer divers Vervolgtrap Onderhoudsstaat houten/stalen kwelschermen	Met grote aannemelijkheid vast te stellen: 1. Kwelscherm aanwezig? Ja, staal of combinatie hout/staal 60% is stalen kwelschermen 2. Aantal kwelschermen? 1 tot 3 3. Scherm lengte onder de vloer? Lengte stalen scherm 1.75-4.75 m Vervolgtrap Onderhoudsstaat houten/stalen kwelschermen	Met grote aannemelijkheid vast te stellen: 1. Kwelscherm aanwezig? Ja, houten kwelscherm onder kunstwerk 2. Aantal kwelschermen? 4 m 3. Scherm lengte onder de vloer? Lengte 4 m Vervolgtrap Onderhoudsstaat houten kwelschermen	Met grote aannemelijkheid vast te stellen: 1. Kwelscherm aanwezig? Ja, staal (50%) houten (10%) combi (20%) kwelscherm 2. Aantal kwelschermen? Minimaal 3 3. Scherm lengte onder de vloer? Lengte staal 2.3-11 m Vervolgtrap Onderhoudsstaat houten kwelschermen	

STOWA 2006-03 HISTORISCHE KUNSTWERKEN

# Toetsing op Piping en Heave (STPH) Wat is met enige aannemelijkheid te zeggen over de kwelweglengte bij een gemaal?

Onbekenden:  
1. Kwelscherm aanwezig?  
2. Aantal kwelschermen?  
3. Scherm lengte onder de vloer?  
4. Onderhoudsstaat?

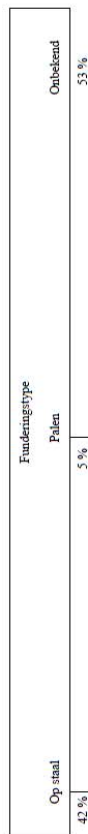


## Toetsing op Piping en Heave (STPH) Wat is met enige aannemelijkheid te zeggen over de kwelweglengte bij een coupure?

Onbekenden:  
1. Kwelscherm aanwezig?  
2. Aantal kwelschermen?  
3. Scherm lengte onder de vloer?  
4. Onderhoudsstaat?

127 kunstwerken

STOWA 2006-03 HISTORISCHE KUNSTWERKEN



Met grote aannemelijkheid vast te stellen:

### 1. Kwelscherm aanwezig?

Ja, staal (82%) of beton (18%)

### 2. Aantal kwelschermen?

0 schermen 12%

1 schermen 78%

2 schermen of meer 10%

### 3. Scherm lengte onder de vloer?

Lengte stalen scherm 2-6 m

Lengte beton scherm 1-2,6 m

Vervolgstep

Onderhoudsstaat houten/stalen kwelschermen

Met grote aannemelijkheid vast te stellen:

### 1. Kwelscherm aanwezig?

Ja, staal of hout

### 2. Aantal kwelschermen?

66% Stalen scherm 1

33% Houten scherm 2 of meer

### 3. Scherm lengte onder de vloer?

Lengte stalen scherm 3-5 m

Lengte houten scherm 1,5-2 m

Vervolgstep

Onderhoudsstaat houten/stalen kwelschermen



# Toetsing op Piping en Heave (STPH) Wat is met enige annemelijkheid te zeggen over de kwelweglengte bij een inlaatsluis?

STOWA 2006-03 HISTORISCHE KUNSTWERKEN

Onbekenden:  
 1. Kwel scherm aanwezig?  
 2. Aantal kwel schermen?  
 3. Scherm lengte onder de vloer?  
 4. Onderhoudsstaat?

127 kunstwerken

Type constructiemateriaal van de wanden			
L-wand of wandconstructie	Buis	Metselwerk gewelf of wandconstructie	Betonnen kolter
2 %	22 %	6 %	25 %
<p>Onbekend</p> <p>Geen nadere informatie beschikbaar</p>	<p>Funderingstype:                      Op staal 64%                      Op palen 36%</p> <p>Met grote annemelijkheid vast te stellen:                      1. Kwel scherm aanwezig?                      In staal (38%) of hout (46%) combinatie (15%)                      2. Aantal kwel schermen?                      1 tot 5                      3. Scherm lengte onder de vloer?                      Lengte stalen scherm 4-5,75 m                      Lengte houten scherm 2-2,5 m                      Vervolgstrap                      Onderhoudsstaat houten/stalen kwel schermen</p>	<p>Funderingstype:                      50% op palen                      50% op staal</p> <p>Geen nadere informatie beschikbaar</p>	<p>Funderingstype:                      50% op palen                      50% op staal</p> <p>Met grote annemelijkheid vast te stellen:                      1. Kwel scherm aanwezig?                      In staal (50%) houten (10%) combi (20%) kwel scherm                      2. Aantal kwel schermen?                      Staaf: 3-4                      Floer: 2-4                      3. Scherm lengte onder de vloer?                      Lengte staal 3-5,5 m                      Lengte hout 3-5,8 m                      Vervolgstrap                      Onderhoudsstaat houten/stalen kwel schermen</p>
			45 %
			Onbekend



## I Betrouwbaarheidseisen, gekoppeld aan meerjarige referentieperioden bij geavanceerde toetsing op opbarsten en piping

### I.1 Inleiding

In ENW/TAW leidraden werden en worden veiligheidseisen gerelateerd aan voor de primaire waterkeringen in de wet vastgelegde beveiligingsnormen. Die worden uitgedrukt in termen van kansen per jaar (1/10.000 tot 1/1.250) op overschrijding van hydraulische belastingen waarop de waterkeringen berekend dienen te zijn. Deze kansen worden ook wel aangeduid als normfrequenties.

De hieruit voortkomende hydraulische belastingen of belastingeffecten<sup>8</sup> worden gecombineerd met ontwerprichtlijnen of toetsvoorschriften en bepalen zo de feitelijke doorbraakkans en daarmee de kans op overstroming<sup>9</sup> van het achterland.

In de toekomst zullen beveiligingseisen gekoppeld zijn aan toelaatbare overstromingskansen van het achterland, gebaseerd op economische kosten/baten analyses en slachtofferrisico. Voor het afleiden van semi-probabilistische ontwerp- of toetsregels met betrekking tot specifieke faalmechanismen wordt de toelaatbare overstromingskans herleid tot toelaatbare kansen op de verschillende potentiële faalmechanismen die een rol spelen (via de 'faalkans begroting').

Bij het afleiden van toetsregels voor opbarsten en piping in de huidige opzet is op deze werkwijze een voorschot genomen. Als uitgangspunt is, vooralsnog, gekozen dat de toelaatbaar geachte kans op opbarsten en piping ten hoogste een tiende van de voor het beschermde gebied geldende normfrequentie mag zijn. Daarmee is de ontwerp- of toetseis bij dit faalmechanisme uitgedrukt in termen van een toelaatbare bijdrage aan de overstromingskansen.

De toelaatbare bijdrage aan de overstromingskans is een kans die betrekking heeft op een periode van één jaar. Er zijn twee interpretaties denkbaar, namelijk:

1. dat in elk afzonderlijk opvolgend jaar de feitelijke bijdrage aan de overstromingskansen door opbarsten en piping ten hoogste gelijk mag zijn aan deze kans;
2. dat deze kans mag worden opgevat als toelaatbare gemiddelde faalfrequentie per jaar over een bepaalde referentieperiode. Die referentie periode kan bestaan uit een aantal jaren tot, in principe, zelfs de geplande levensduur (de planperiode).

Voor beide interpretaties geldt dat, rekenend met een periode van N jaar, de toelaatbare bijdrage aan de overstromingskans door opbarsten (O) en piping (P) in die N jaar ongeveer N keer de toelaatbare bijdrage per jaar is. Preciezer geformuleerd: als  $P_{O+P, 1}$  de toelaatbare bijdrage per jaar is, dan is  $P_{O+P, N}$  met:

$$P_{O+P, N} = 1 - (1 - P_{O+P, 1})^N \approx N P_{O+P, 1} \quad \text{als } P_{O+P, 1} \ll 1 \quad (\text{A 1.31})$$

<sup>8</sup> Bij, bijvoorbeeld, de beschouwing van macrostabiliteit van het binnentalud van een dijk is de waterstand zelf geen belasting, maar wel het effect er van op de freatische lijn of de water(over)spanning in de ondergrond.

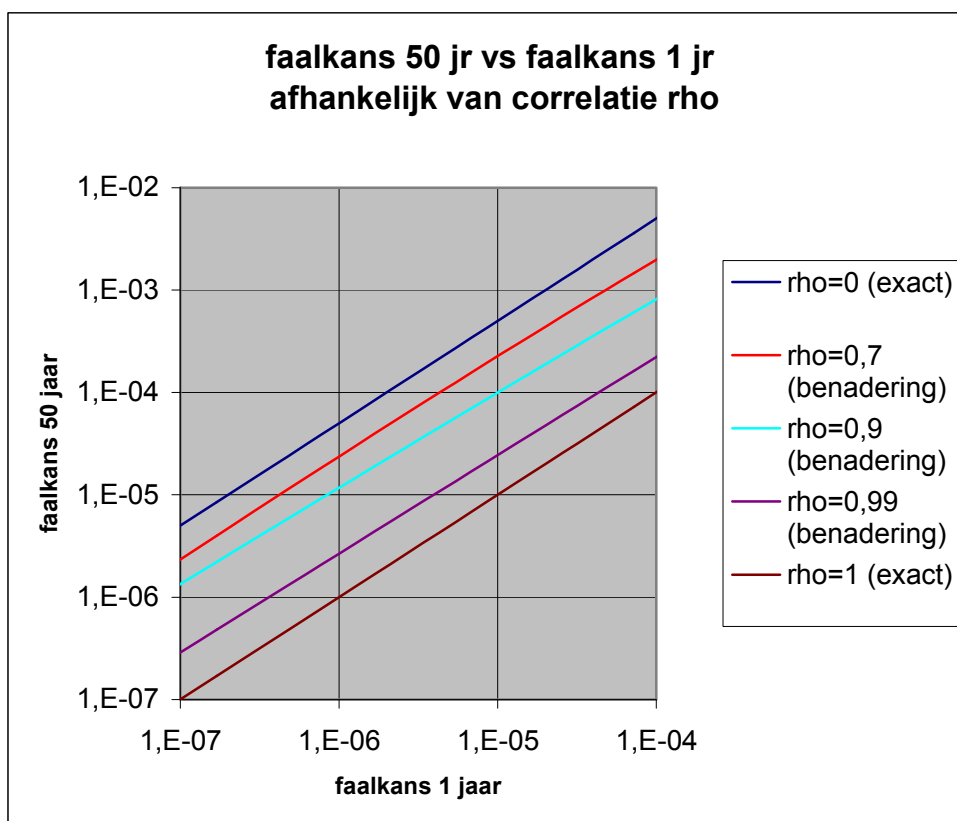
<sup>9</sup> Overstroming kan in beginsel ook ontstaan door overlopen van de dijk zonder dat deze doorbreekt. Vooralsnog wordt gesteld dat overlopen van een dijk met grote debieten altijd tot dijkdoorbraak leidt

de toelaatbare bijdrage in N jaar.

Wanneer de feitelijke doorbraakkansen in de opvolgende jaren gelijk zijn en (stochastisch) onafhankelijk, dan zijn de verschillen in interpretatie van de toelaatbare doorbraakkans per jaar niet van belang. Wanneer de feitelijke overstromingskansen in opvolgende jaren gelijk zijn maar niet onafhankelijk, dan biedt de tweede interpretatie mogelijkheden tot optimalisatie.

Het gevolg van afhankelijkheid is dat de feitelijke doorbraakkans in N jaar kleiner is dan N keer de feitelijke (berekende) doorbraakkans in één jaar. In Figuur 1.0.1. wordt dit geïllustreerd. In deze figuur worden op de horizontale as faalkansen uitgezet die betrekking hebben op één jaar. Op de verticale as worden bijbehorende faalkansen uitgezet, die betrekking hebben op een periode van 50 jaar. De afhankelijkheid tussen faalkansen in de opvolgende jaren wordt gereflecteerd door de correlatiecoëfficiënt  $\rho$  (rho). Bij een correlatiecoëfficiënt  $\rho=0$  zijn de faalkansen in opeenvolgende jaren onafhankelijk van elkaar. De faalkans gedurende een periode van 50 jaar is dan (bij benadering) gelijk aan 50 keer de faalkans per jaar (bovenste lijn in de grafiek). Bij een correlatiecoëfficiënt  $\rho=1$  zijn de faalkansen volledig afhankelijk. De faalkans gedurende een periode van 50 jaar is dan gelijk aan de faalkans per jaar (onderste lijn in de grafiek). De tussenliggende lijnen geven faalkansen weer, betrokken op 50 jaar, uitgaande van de faalkans per jaar op de horizontale as, bij correlatiecoëfficiënten van 0,7, 0,9 en 0,99. Dit zijn overigens benaderingen die berekend zijn met formule van Ditlevsen voor ondergrensschattingen. Uit de grafiek volgt dat een sterke afhankelijkheid (hoge correlatiecoëfficiënt) tussen de kansen in opeenvolgende jaren nodig is, om de kansen voor de 50-jaar periode substantieel te laten afwijken van 50 keer de faalkans per jaar. Dit is het geval wanneer onzekerheid over de (door de jaren heen gecorreleerde) sterkte domineert in de faalkans.

Het principe van het werken met langere referentieperioden dan één jaar is als volgt. De toelaatbare faalkans voor een langere referentieperiode wordt gegeven door vergelijking (A 1.31); dit is de faalkans eis voor de referentieperiode. Deze faalkans eis komt voort uit een beschouwing van aanvaardbare overstromingsrisico's per jaar, die uit een (maatschappelijke) kosten/baten analyse volgen. Daarbij wordt geen rekening gehouden met het feit dat de feitelijke faalkansen door de jaren heen onderling afhankelijk kunnen zijn. Wanneer de feitelijke faalkansen per jaar door de jaren heen afhankelijk zijn, dan mogen de faalkansen per jaar groter zijn dan de toelaatbaar geachte faalkans per jaar die in vergelijking (A 1.31) is gebruikt. Er wordt dan toch nog voldaan aan de eis dat de feitelijke faalkans voor de langere referentieperiode kleiner is of gelijk aan de toelaatbare faalkans voor die referentieperiode. Daarmee wordt gebruik gemaakt van de boven beschreven interpretatie 2 van de beveiligingsnorm.



Figuur 1.0.1 Relatie tussen feitelijke faalkansen, betrokken op één jaar, en hiermee overeenkomstige feitelijke faalkansen, betrokken op 50 jaar, als functie van de correlatiecoëfficiënt ( $\rho$ ).

## I.2 Voordeel van toepassing langere referentieperiode

Het idee om afhankelijkheid van de feitelijke faalkansen per jaar in opeenvolgende jaren in de veiligheidsbeschouwing en veiligheidseisen te betrekken wordt al toegepast bij waterkerende kunstwerken. In de Leidraad Kunstwerken [TAW, 2003] is deze benadering vastgelegd, gebaseerd op de studie VeilKunWat (Veiligheidsfilosofie Kunstwerken in de natte Waterbouwkunde), die door Rijkswaterstaat in de jaren 1995-1997 is uitgevoerd. Deze leidraad is van toepassing op zowel harde waterkerende constructies als constructies waarin grondlichamen, die versterkt zijn met harde constructies (zoals damwanden, diepwanden, et cetera) het waterkerende vermogen leveren.

In de Leidraad Kunstwerken is als uitgangspunt gekozen voor een referentieperiode  $N=10$  jaar. Dat betekent dat in probabilistische analyses om de feitelijke faalkans te toetsen uitgegaan mag worden van een faalkansruimte gelijk aan 10 keer faalkansruimte op jaarbasis.

Gevolg hiervan is dat probabilistische faalkans analyses, ten behoeve van het toetsen of ontwerpen van waterkeringen, gebaseerd worden op de volgende uitgangspunten:

- a) De vereiste betrouwbaarheidsindex voor de referentieperiode van 10 jaar is kleiner dan de vereiste betrouwbaarheidsindex op jaarbasis. Bijvoorbeeld een vereiste betrouwbaarheidsindex van 4,80 op jaarbasis leidt tot een vereiste betrouwbaarheidsindex van 4,30 voor een referentieperiode van 10 jaar;

- b) faalkansen voor de opvolgende jaren binnen de periode van 10 jaar worden berekend, op basis van de hydraulische belastingstatistiek en de karakterisering van (onzekerheid) van sterktevariabelen in elk van de 10 opvolgende jaren;
- c) de faalkans in 10 jaar wordt samengesteld op basis van de berekende 'jaar' faalkansen, rekening houdend met afhankelijkheden. Afhankelijkheden worden berekend via correlaties van de betrouwbaarheidsfuncties in de opvolgende jaren. Stochastische variabelen (zowel aan de belasting- als aan de sterktekant) leveren een bijdrage aan de correlaties, wanneer correlatiecoëfficiënten van die stochastische variabelen in verschillende jaren gedurende de periode van 10 jaar ongelijk nul zijn. Het samenstellen van de faalkans in 10 jaar op basis van de faalkansen per jaar kan bijvoorbeeld met behulp van de Rackwitz-Hohenbichler methode.

Dit is de theoretische (algemene) benadering. In de praktijk zullen stochastische variabelen (zowel aan de belasting als sterktekant) óf in de verschillende jaren onafhankelijk gerealiseerd worden (correlatiecoëfficiënt = 0), óf gedurende de 10 jaren volledig gecorreleerd zijn (correlatiecoëfficiënt = 1). Wanneer vervolgens in elk van de 10 jaren de kansverdelingen van deze stochastische variabelen identiek zijn, kan de algemene benadering aanzienlijk vereenvoudigd worden. Het berekenen van de faalkansen voor de opvolgende 10 jaren wordt vervangen door één berekening van de faalkans voor de gehele periode van 10 jaar. Daarmee vervalt het samenstellen van de faalkans in 10 jaar op basis van de faalkansen per jaar, zoals genoemd onder punt c) boven. Uitgangspunten bij de berekening zijn:

- a) de targetwaarde voor de betrouwbaarheidsindex blijft, ongewijzigd, die voor 10 jaar;
- b) de (samengestelde) kansverdelingfunctie van de (volledig) gecorreleerde stochastische variabelen gedurende 10 jaar is gelijk aan de kansverdeling voor één jaar;
- c) uit de kansverdeling van (volledig) ongecorreleerde stochastische variabelen voor één jaar wordt die voor een periode van 10 jaar afgeleid. Voor de hydraulische belastingen moeten we dus overgaan op een belastingstatistiek voor de referentieperiode van 10 jaar; deze is gemakkelijk af te leiden uit de belastingstatistiek voor de referentieperiode van één jaar.
- d) De uitkomst van de probabilistische faalkans analyse is de faalkans in 10 jaar.

Bij een semi-probabilistische benadering, gebaseerd op deze laatste aannamen, heeft dit de volgende effecten:

- 1) omdat de targetwaarde voor de betrouwbaarheidsindex voor de 10-jaar referentieperiode kleiner is, zullen vereiste veiligheidsfactoren op de sterktevariabelen kleiner dan bij beschouwing van een referentieperiode van één jaar;
- 2) bij een referentieperiode van 10 jaar zal de vereiste veiligheidsfactor op de belasting groter zijn dan bij een referentieperiode van één jaar.

De twee effecten zijn tegengesteld, maar netto leidt dit tot een iets minder streng ontwerp- en toetscriterium.

In het huidige toetsinstrumentarium voor gedetailleerde toetsing van dijken is de strikte interpretatie als uitgangspunt gekozen. Bij het ontwikkelen van nieuw instrumentarium binnen het project Toets- en Ontwerpinstrumentarium (TOI) moet worden afgewogen of het overgaan op een referentieperiode langer dan één jaar, structureel als uitgangspunt voor de gedetailleerde toetsing wordt gekozen. Hierop willen we niet vooruitlopen.

Voorgesteld wordt daarom voor de reguliere gedetailleerde toetsing de oude systematiek aan te houden en de toepassing van een langere referentieperiode (van 10 jaar) vooralsnog voor te behouden voor **geavanceerde toetsingen**.





## J Voorstel beoordelingsmethode: Piping (STPH)

De beoordeling van de weerstand tegen piping vindt plaats volgens een getrapte procedure. In dit hoofdstuk worden de drie stappen voor het toetspooor Piping (STPH) beschreven.

### J.1 Stap 1: Eenvoudige toets

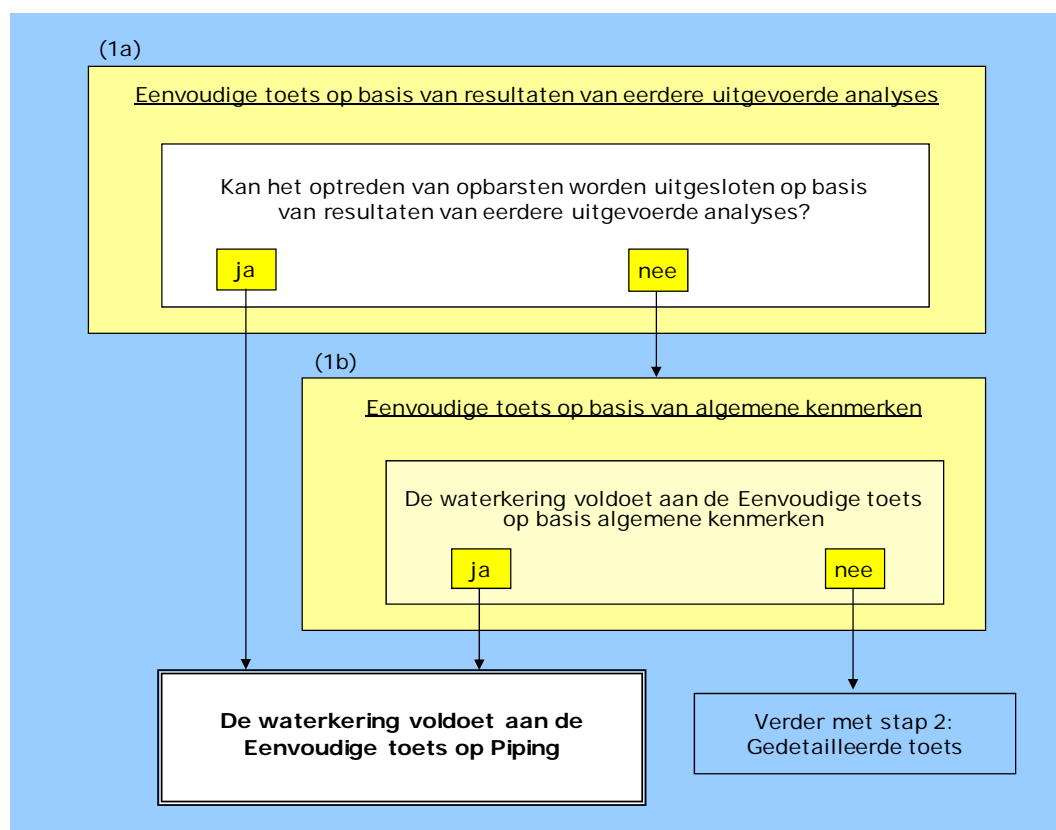
De Eenvoudige toets bestaat, zoals in Figuur J-1 aangegeven uit twee stappen:

Stap 1a: Eenvoudige toets op basis van resultaten van eerdere uitgevoerde analyses

Stap 1b: Eenvoudige analyse op basis van globale kenmerken

Deze stappen kunnen ook in omgekeerde volgorde worden uitgevoerd. Stap 1b kan worden overgeslagen als uit eerdere analyses volgt dat niet aan deze voorwaarde wordt voldaan.

**Figuur J -1**  
Toetsschema Eenvoudige  
toets op Piping.



#### *Stap 1a: resultaat op basis van eerder uitgevoerde analyses*

Indien uit een eerdere analyse volgt dat opbarsten niet kan optreden, voldoet de waterkering aan de Eenvoudige toets voor het toetspooor STPH. Dit is het geval wanneer aantoonbaar aan de volgende voorwaarden wordt voldaan:

1. de actuele toetsregels voor opbarsten zijn niet ongunstiger dan de toets of ontwerpregels die gebruikt zijn bij de eerder uitgevoerde analyses. Als de eerdere analyse is uitgevoerd volgens het Technische Rapport Zandmeervoerende Wellen [TAW 1999] en toen aangetoond dat opbarsten niet kan optreden, wordt voldaan aan deze voorwaarde;
2. de geometrie op peildatum van de aan de orde zijnde toetsronde is niet ongunstiger dan gebruikt in de eerder uitgevoerde analyses;

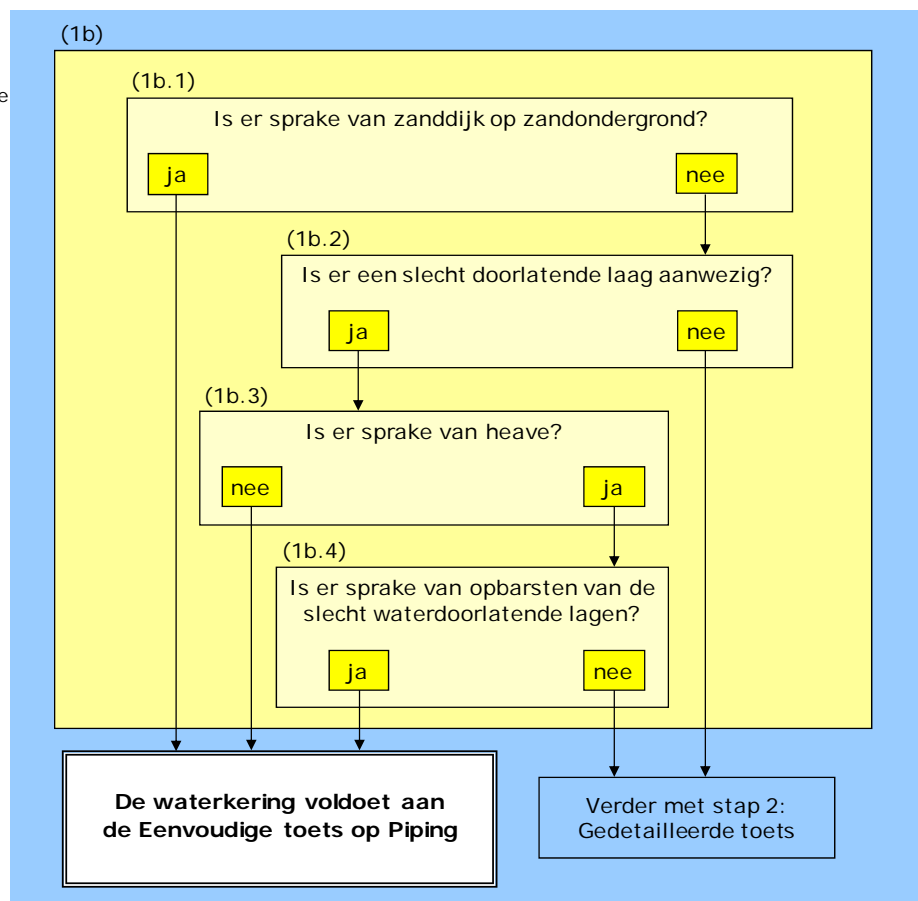
- de hydraulische randvoorwaarden bij de eerder uitgevoerde analyse zijn niet ongunstiger (zwaarder) dan de actuele hydraulische randvoorwaarden. Voor de beoordeling van piping is de toetspeil van belang.

Indien aan één van voornoemde voorwaarden niet wordt voldaan, gaat de toetsing verder met stap 1b.

*Stap 1b Toets op basis van globale kenmerken*

De toets op basis van globale kenmerken bestaat uit een controle of de configuratie van de dijk en de ondergrond pipinggevoelig is. Piping treedt niet op als sprake is van een zanddijk op zandondergrond waarbij er direct onder de zool van de dijk geen afdekkend slecht doorlatende lagen aanwezig zijn, of als heave en opbarsten is uitgesloten. Het toetschema is weergegeven in Figuur J.2.

**Figuur J -2**  
Toetschema Eenvoudige toets op basis van algemene kenmerken



*Stap 1b.1: Controle globale opbouw grondlichaam*

Piping treedt niet op als sprake is van een zanddijk op een goed doorlatende ondergrond, waarbij direct onder de zool van de zanddijk geen afdekkende slecht doorlatende (klei en/of veen) lagen aanwezig zijn.

Bij zanddijken op een goed doorlatende ondergrond moet worden opgemerkt dat er bij de aanleg van een dijk een sliblaagje kan zijn achtergebleven waaronder een voor piping mogelijk kritieke kwelweg zou kunnen ontstaan. In dat geval is geen sprake van een zanddijk op een goed doorlatende ondergrond en dient de toetsing te worden voortgezet met stap 1b.2.

In geval van twijfel over de opbouw van de dijk moet worden uitgegaan van een kleidijk. Indien kan worden aangetoond dat de dijk aan binnenwaartse zijde bestaat uit een zandlichaam, bijvoorbeeld door binnendijkse of vierkante verzwaring in zand, dan mag voor het toetsen van piping worden uitgegaan van een zanddijk.

*Stap 1b.2 Controle afdekkende laag.*

Piping is een relevant mechanisme indien ter plaatse van de binnenteen of teensloot geen afdekkende laag of lagen aanwezig zijn. In dit geval dient de toetsing te worden vervolgd met stap 2, de Gedetailleerde toets.

*Stap 1b.3: Controle op Heave*

Voorwaarde voor het optreden van piping is verticaal zandtransport door de slecht waterdoorlatende lagen (Heave). Voor het controle op Heave is de representatieve waarde van het kritieke verticaal uittredeverhang van belang. Deze moet worden bepaald op basis van:

$$i_{krit;rep} = \frac{\Delta H}{d}$$

waarin:

$i_{krit;rep}$  representatieve waarde van het kritieke verticaal uittredeverhang [-]

$\Delta H$  stijghoogteverschil over de afdekkende laag bij het uittredepunt [m]. Het stijghoogteverschil is bij aanwezigheid van een teensloot gelijk aan het verschil tussen MHW en polderpeil. Indien geen teensloot aanwezig is, is het stijghoogteverschil gelijk aan het verschil tussen MHW en binnendijks maaiveldniveau.

$d$  dikte van de afdekkende laag bij het uittredepunt [m].

Indien ter plaatse van het uittredepunt:

$i_{krit;rep} < 0,5$  is geen zandtransport mogelijk, de waterkering voldoet aan de Eenvoudige toets voor het toetsspoor STPH;

$i_{krit;rep} \geq 0,5$  dient de toetsing te worden vervolgd met stap 1b.4.

*Stap 1b.4: Controle op opbarsten afdekkende laag*

Voorwaarde voor het optreden van piping is dat de verticale druk van het water in de zandmeevoerende laag groter is dan de verticale druk door het gewicht van de afdekkende lagen. De waterkering voldoet aan de Eenvoudige toets voor het toetsspoor STPH als aan de volgende voorwaardewordt voldaan:

$$\text{opdrukveiligheid} = \frac{\sigma_g}{\sigma_w} \geq 1,0 * \gamma_{b,opb};$$

waarin:

- $\sigma_g$  = waarde van de gronddruk aan de onderzijde van het afdekkende pakket van de slecht doorlatende lagen (klei/veen), bepaald bij een ongunstig (locatie) gekozen bodemopbouw en een ongunstig gekozen waarde voor de volumegewichten van de diverse bodemlagen. In Bijlage B van dit rapport of in bijlage 1 van het Technisch Rapport Waterkerende Grondconstructies [TAW 2001] is aangegeven op welke wijze de laaggemiddelde waarde voor het volumegewicht kan worden gemaakt. Bij gebrek aan gegevens kan worden uitgegaan van de waarden uit Tabel 2 van NEN 9097-1[NEN 9997-1:2009 (EC7)] [kN/m<sup>2</sup>]
- $\sigma_w$  = opwaartse waterdruk onder het afdekkende pakket slecht doorlatende lagen. Bij gebrek aan gegevens over de stijghoogte bij Toetspeil + toeslagen kan de opwaartse waterdruk worden bepaald bij een stijghoogte gelijk aan Toetspeil + toeslagen. Dit is een conservatieve aanname. In dit geval wordt een opdrukveiligheid van 1,0 gehanteerd. [kN/m<sup>2</sup>]

Bij een opdrukveiligheid groter dan 1,0 dient de toetsing te worden vervolgd met stap 2: de Gedetailleerde toets.

#### **J.2 Stap 2: Gedetailleerde toets**

De Gedetailleerde toets bestaat uit een controle op heave, opbarsten en een controle op piping op basis van gedetailleerde rekenregels. Bij de gedetailleerde controle op opbarsten en heave kan met een gereduceerde stijghoogte in het diepe zand worden gerekend. De gedetailleerde toets is beschreven in paragraaf 7.3 van dit rapport.

Indien de waterkering niet voldoet aan Gedetailleerde toets wordt de toetsing voortgezet met stap 3: Toets op maat.

#### **J.3 Stap 3: Toets op maat**

Indien niet aan de stopcriteria wordt voldaan moet een geavanceerde analyse worden uitgevoerd. Mogelijke geavanceerde analyses zijn het uitvoeren van tijdsafhankelijke grondwaterstromingsberekeningen, het in rekening brengen van heterogeniteit en ruimtelijke variatie van de ondergrond. De toets op maat wordt besproken in paragraaf 7.4 van dit rapport.

#### **J.4 Technisch oordeel voor toetsspoor Piping (STPH)**

Indien de waterkering voldoet aan de Eenvoudige toets, Gedetailleerde toets of Toets op maat voor de toetsspoor Piping wordt aan de betreffende sectie het technisch oordeel  $TO_{STPH/sectie}$  'voldoet' toegekend.

Indien de waterkering niet aan de voorwaarde van de toetsspoor Piping voldoet of indien aan een van de stopcriteria wordt voldaan, is het technisch oordeel  $TO_{STPH/sectie}$  voor de betreffende sectie gelijk aan 'voldoet niet'.

## **K Voorstel beoordelingsmethode: Piping en heave waterkerend kunstwerken (STPHkw)**

Deze paragraaf bevat een voorspel voor een beoordelingsmethode voor piping en heave bij een waterkerend kunstwerk. In deze paragraaf worden tevens de termen onder- en achterloopsheid gehanteerd. Piping en heave worden ook wel aangeduid met onderloopsheid indien de kwelweg onder de constructie en eventuele kwelschermen doorloopt. Achterloopsheid wordt gebruikt indien de kwelwegen aan weerszijden (in lengterichting van de waterkering) langs de constructie of kwelschermen lopen.

### **K.1 Stap 1: Eenvoudige toets**

De eenvoudige toets bestaat uit twee stappen:

Stap 1a: Toets op basis van resultaten van eerdere uitgevoerde analyse

Stap 1b: Toets op basis van geometrische kenmerken

Deze stappen kunnen ook in omgekeerde volgorde worden uitgevoerd. Stap 1b kan worden overgeslagen als uit eerdere toetsrondes is gebleken dat de waterkering niet is overgedimensioneerd .

#### *Stap 1a: Toets op basis van resultaten van eerdere uitgevoerde analyse*

Indien aan onderstaande criteria aantoonbaar wordt voldaan dan is descorevoor de toets op Piping en heave bij het waterkerende kunstwerk  $TO_{STPHkw}$  'voldoet'. Het betreft de volgende voorwaarden:

1. het oordeel in de voorgaande toetsronde voor het toetsspoor  $STPH_{kw}$  was 'voldoende' of 'goed' of als ontworpen is volgens het Technisch Rapport Zandmeevoerende Wellen [TAW 1999] of de Handreiking Constructief Ontwerpen [TAW 1994]
2. de geometrie op peildatum van de aan de orde zijnde toetsronde is niet ongunstiger dan de geometrie van de voorgaande analyse;
3. de waterstand in de voorgaande analyse is niet ongunstiger (zwaarder) dan het toetspeil.

Indien aan de bovengenoemde criteria niet wordt, gaat de toetsing verder met stap 2a: Eenvoudige toets op basis van geometrische kenmerken

#### *Stap 1b: Eenvoudige Toets op basis van geometrische kenmerken*

Het oordeel voor Piping en heave is 'voldoet' indien wordt voldaan aan alle van de hieronder genoemde criteria:

- de constructie is niet op palen gefundeerd;
- de constructie en eventuele kwelschermen worden rondom door een slecht doorlatend klei-/veenpakket omsloten;
- na zetting aan het eind van de toetsperiode is de constructie rondom nog steeds minimaal 1 m ingebed in een klei-/veenpakket waarbij er geen in- of uittredepunten voor piping via de aansluiting tussen grond en constructie kunnen ontstaan;
- het klei-/veenpakket aan de buitendijkse en binnendijkse zijde van de waterkering is stabiel (zie toetsspoor Stabiliteit van constructie en grondlichaam STCG) ;
- onder het kunstwerk aanwezige zandlagen zijn beoordeeld als 'voldoet' volgens toetsspoor Piping en heave (zie toetsspoor STPH, bijlage J)

Indien aan de bovengenoemde criteria aantoonbaar wordt voldaan dan voldoet de constructie aan de Eenvoudige toets op Piping en Heave bij een waterkerend kunstwerken.

Indien aan de bovengenoemde criteria niet wordt voldaan gaat de toetsing verder met stap 2, de Gedetailleerde toets.

#### **K.2 Stap 2: Gedetailleerde toets**

De basis van de gedetailleerde toetsing is een analyse van alle mogelijke kwelwegen onder en langs het kunstwerk. De gedetailleerde toets wordt beschreven in paragraaf 7.5 van dit rapport.

De waterkering voldoet aan de Gedetailleerde toets op het toetsspoor Piping en Heave indien wordt voldaan aan de criteria m.b.t. de minimale benodigde kwelweglengte. Bij onvoldoende kwelweglengte dient de toetsing te worden voortgezet met stap 3.

#### **K.3 Stap 3: Toets op maat**

Met de stopcriteria wordt de effectiviteit van het uitvoeren van een geavanceerde analyse bepaald. Indien niet aan de stopcriteria wordt voldaan moet een geavanceerde analyse worden uitgevoerd. De Toets op maat besproken in paragraaf 7.5 van dit rapport. Mogelijke geavanceerde analyses zijn het uitvoeren van numerieke en tijdsafhankelijke grondwaterstromingsberekeningen, probabilistische piping of heave analyses of het inrekening brengen van bewezen- of reststerkte.

#### **K.4 Technisch oordeel voor toetsspoor STPHkw**

Indien het kunstwerk voldoet aan de Eenvoudige toets, Gedetailleerde toets of Toets op maat voor het toetsspoor Piping en Heave wordt aan de betreffende (sectie van het) waterkerend kunstwerk het technisch oordeel  $TO_{STPHkw/sectie}$  'voldoet' toegekend.

Indien het kunstwerk niet aan de voorwaarde van het toetsspoor STPHkw voldoet of indien aan een van de stopcriteria wordt voldaan, is het technisch oordeel  $TO_{STPHkw/sectie}$  voor het betreffende (de sectie van het) kunstwerk gelijk aan 'voldoet niet'.