

TR-15

Technische
Adviescommissie voor de
Waterkeringen



**Technisch rapport
Zandmeevoerende wellen**

Technisch Rapport:

Zandmeevoerende Wellen

Maart 1999

Technische
Adviescommissie voor de
Waterkeringen

Inhoudsopgave

1	Inleiding	5
1.1	Context.....	5
1.2	Doel en kader van Technisch Rapport Zandmeevoerende Wellen.....	5
1.3	Belangrijkste historisch en recent onderzoek.....	7
1.4	Inhoudsomschrijving.....	8
1.5	Totstandkoming van dit Technisch Rapport.....	8
2	Leeswijzer, begrippen en veiligheid	9
2.1	Leeswijzer.....	9
2.1.1	Toetsen, ontwerpen, beheren.....	9
2.1.2	Typen waterkeringen.....	10
2.2	Begrippen.....	11
2.3	Veiligheidsfilosofie.....	12
3	Mechanismenbeschrijvingen	15
3.1	Verschillende fasen bij het ontstaan van piping.....	15
3.2	Bodemopbouw waarbij piping een rol speelt.....	17
3.3	Opbarsten van een afdekkende kleilaag.....	18
3.4	Terugschrijdende erosie.....	19
3.5	Mechanisme Heave.....	19
3.6	Onder- en achterloopsheid bij kunstwerken.....	20
3.6.1	Algemeen.....	20
3.6.2	Kunstwerken opgenomen in een ondoorlatend grondpakket.....	21
3.6.3	Kunstwerken op een doorlatende ondergrond.....	22
3.7	Van belang zijnde parameters.....	24
3.7.1	Opbarstmechanisme.....	24
3.7.2	Pipingmechanisme.....	24
3.7.3	Mechanisme Heave.....	25
3.7.4	Mechanisme achterloopsheid; analyse maatgevende kwelweg.....	25
4	Rekenmodellen en rekenregels	27
4.1	Opbarsten.....	27
4.1.1	Evenwichtsbeschouwing.....	27
4.1.2	Berekening grenspotentiaal of grensstijghoogte.....	28
4.1.3	Optredende potentiaal.....	29
4.1.4	Opbarstcriterium; uittreepunt voor pipingcontrole.....	30
4.2	Rekenregels voor pipingcontrole.....	31
4.2.1	In- en uittreepunt voor kwel.....	31
4.2.2	Empirische rekenregel van Bligh.....	31
4.2.3	Empirische rekenregel van Lane.....	33
4.2.4	Rekenmodel van Sellmeijer.....	35
4.3	Rekenmodellen voor het mechanisme Heave.....	39
4.3.1	Heavecriterium.....	39
4.3.2	Berekening van het optredend verhang.....	40
4.3.3	De fragmentenmethode.....	40
4.4	Invloed van Voorland.....	44
4.4.1	Invloed voorland op opbarstberekening.....	44
4.4.2	Invloed voorland op het mechanisme Piping.....	44
4.4.3	Invloed voorland op mechanisme Heave.....	44
4.5	Invloed tijdsafhankelijkheid.....	45
4.5.1	Effecten tijdsafhankelijke buitenwaterstand op opbarsten.....	45
4.5.2	Invloed van tijdsafhankelijkheid buitenwaterstand op piping en heave.....	47
4.6	Beschikbare Computersoftware.....	48
5	Toetsing en maatregelen	49
5.1	Algemeen.....	49
5.2	Toetsing bij dijken.....	50
5.2.1	Geometrie en waterstanden.....	50
5.2.2	Grondonderzoek.....	50
5.2.3	Welvorming en opbarsten kleilaag.....	52
5.2.4	Methode van Bligh.....	53
5.2.5	Methode van Sellmeijer.....	54
5.2.6	Heave.....	55
5.2.7	Methode van Lane.....	55
5.2.8	Evaluatie van waarnemingen.....	56
5.2.9	Geavanceerde toetsing.....	56

5.3	Toetsing bij kunstwerken.....	58
5.3.1	Onder-/achterloopsheid en piping	58
5.3.2	Constructie.....	58
5.3.3	Grondonderzoek.....	59
5.3.4	Kwelweg	59
5.3.5	Methode van Toetsing	60
5.3.6	Bligh en Sellmeijer	60
5.3.7	Lane.....	60
5.3.8	Heave	60
5.3.9	Evaluatie van waarnemingen	61
5.3.10	Geavanceerde toets.....	61
5.4	Maatregelen.....	62
5.4.1	Algemeen.....	62
5.4.2	Verlengen van de horizontale kwelweglengte	62
5.4.3	Verlengen van de verticale kwelweg.....	63
5.4.4	Voorkomen van opbarsten binnen de kritieke kwelweg	63
5.4.5	Pipingberm in situaties zonder kleilaag	64
5.4.6	Verkleinen van het verval.....	64
5.4.7	Uitspoelen van zand voorkomen.....	65
5.4.8	Maatregelen bij kunstwerken.....	66
5.5	Kostenindicatie.....	68
5.6	De invloed van bomen en boomwortels.....	69
5.6.1	Algemeen.....	69
5.6.2	Voorland	69
5.6.3	Achterland.....	70
5.6.4	Pipingberm.....	71
5.6.5	Dijklichaam	71
5.7	Piping bij pijpleidingen en doorpersingen	72
5.7.1	Algemeen.....	72
5.7.2	Leidingen evenwijdig aan de waterkering.....	72
5.7.3	Leidingkruisingen.....	73
5.7.4	Overige aanbevelingen	74
5.8	Richtlijnen voor het beheer.....	75
6	Schadecatalogus en noodmaatregelen	77
6.1	Inleiding	77
6.2	Schadebeelden bij dijken	78
6.2.1	Conditie-afname bij routinematige inspectie.....	78
6.2.2	Piping/welvorming bij hoogwater	79
6.3	Schadebeelden bij kunstwerken.....	80
6.3.1	Conditie-afname bij inspectie.....	80
6.3.2	Piping/welvorming bij hoogwater	81
6.4	Verslaglegging en analyse schadebeelden	81
7	Rekenvoorbeelden.....	83
7.1	Rivierdijk I.....	83
7.1.1	Beschrijving.....	83
7.1.2	Uitwerking	85
7.1.3	Ontwerp van maatregelen.....	88
7.1.5	Mogelijke gebreken en schadebeelden	90
7.2	Rivierdijk II.....	92
7.2.1	Algemeen/geometrie	92
7.2.2	Grondopbouw en geohydrologie	93
7.2.3	Uitwerking	94
7.3	Keersluis.....	98
7.3.1	Geometrie, kwelschermen, fundering, waterstanden.....	98
7.3.2	Grondonderzoek.....	101
7.3.3	Bepaal maatgevende kwelwegen.....	101
7.3.4	Toetsing m.b.v. Lane.....	102
7.3.5	Heave	103
7.3.6	Evaluatie waarnemingen	104
	Referenties.....	107
	Appendix I: Rekenmodellen voor Grondwater-stroming.....	1
	Appendix II: Bepaling parameters.....	1
	Appendix III: Software.....	1
	Appendix IV: Schadecatalogus	1

Gebruikte symbolen	1
Index	1
Vrijwaring	1
Schema's t.b.v. Toetsing	1

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 teweeggebracht worden doordat bij groot verval over de kering gronddeeltjes in erosiegevoelige grondlagen worden meegevoerd door de kwelstroming, waardoor doorgaande erosiekanaaltjes ontstaan onder de kering (piping) of waardoor in de opwaarts gerichte kwelstroming achter een kunstwerk of kwelscherm korrelspanningen in de grond wegvallen (heave).

In het kader van het ontwerp van een nieuwe of de versterking of toetsing 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.

De aanpak en rekenregels voor het verifiëren van de veiligheid tegen piping en heave bij primaire waterkeringen zijn vastgelegd in diverse TAW Leidraden, richtlijnen en andere publicaties, onder andere:

- de Leidraad voor het ontwerpen van Rivierdijken (deel 1) [TAW 1987]
- het Technisch Rapport Piping Rivierdijken (TAW-B richtlijn) [TAW 1994]
- de Handreiking Constructief Ontwerpen [TAW 1994²]
- de Leidraad Toetsen op Veiligheid [TAW 1996]
- de Leidraad Waterkerende Kunstwerken en Bijzondere Constructies [TAW 1997]

De aanbevolen aanpakken en rekenregels in deze publicaties zijn, gezien de ontwikkelingen op dit gebied de afgelopen jaren, niet 'State of the Art'. Nieuwe ontwikkelingen zijn vastgelegd in diverse onderzoeksrapportages, die vaak onvoldoende toegankelijk zijn voor de dagelijkse ontwerp- en toetspraktijk. Al met al is derhalve de voor de praktijk aanwezige kennis versnipperd vastgelegd.

1.2 Doel en kader van Technisch Rapport Zandmeevoerende Wellen

Doel van het onderhavige technische rapport is om de verschillende aspecten die samenhangen met het verschijnsel zandmeevoerende wellen in één samenhangende publicatie te beschrijven. Het gaat daarbij om:

- erosie en groundbreukverschijnselen die veroorzaakt worden door kwelstroming onder of langs waterkerende grondconstructies en kunstwerken
- de beschikbare (klassieke en nieuw ontwikkelde) rekenmodellen en rekenregels voor ontwerp en toetsing van waterkerende constructies, de hiervoor benodigde parameters alsmede de wijze van gebruik van rekenmodellen
- mogelijke constructieve oplossingen in het ontwerpstadium en te nemen beheertechnische maatregelen om de veiligheid tegen erosie en groundbreuk voldoende te verzekeren
- eventuele noodmaatregelen in bedreigende hoogwatersituaties en aandachtspunten voor het beheer om gesteld te staan voor eventuele noodsituaties.

De doelgroep van het technische rapport wordt gevormd door ontwerpers en beheerders van (primaire) waterkeringen en hun technische adviseurs. Uitgangspunt is dat aan de hand van deze publicatie deze

doelgroep in staat is ontwerpcontroles of toetsingen (in het kader van de periodieke veiligheidstoetsing van primaire waterkeringen) uit te voeren dan wel uitbestede ontwerpcontroles of toetsingen te begeleiden.

Dit Technisch Rapport is een aanvulling op de bestaande leidraden en overige richtlijnen. In sommige gevallen zal dit rapport enigszins kunnen afwijken van hetgeen in de leidraden is vermeld, omdat recenter inzichten en informatie is gebruikt. Dit Technisch Rapport kan, evenals de leidraden, niet als 'wet' worden gezien. In alle gevallen zal de gebruiker voldoende kennis van de materie moeten hebben om een goede afweging te maken. In dit rapport wordt basiskennis van de waterbouwkunde en de geotechniek bij de lezer aanwezig verondersteld, 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 zijn uitgegeven.

Tabel 1.1 Samenhang van TAW-Leidraden en -publicaties

Integrale leidraden		Leidraden per waterkeringstype		Specifieke publicaties
Leidraad Grondslagen	1998	Leidraad Rivierdijken 1	1985	Materialen:
Leidraad Toetsen op Veiligheid	1996	Leidraad Rivierdijken 2	1989	Eisen Klei 1994
		Leidraad Zee- en Meer- dijken	*	Cementbetonnen dijkbekleding 1991
		Leidraad Waterkerende Kunstwerken en Bijzon- dere Constructies	1997	Asfalttoepassingen in de waterbouw 1984
		Leidraad Zandige Kusten	1995	Belastingen:
		Leidraad Boezemkaden	*	Golfoploop 1972/ en -overslag 1994
				Gereedschappen:
				Keuzemethodiek dijk- en oeverbekleding 1988
				Cel- en Triaxiaalproeven 1988
				Bodemonderzoek in en nabij waterkeringen 1988
				Duinafslag 1984/ 1996
				Beheersaspecten:
				Gas- en 1971/ vloeistofleidingen 1973
				Landbouwkundig en natuurtechnisch beheer van rivierdijkgrasland 1986
				Pijpleidingcode ** 1990
				Techn. Rapport Boezemkaden 1993
				Techn. Rapport Piping Rivierdijken 1994
* nog uit te brengen				
** heeft status van leidraad				

1.3 Belangrijkste historisch en recent onderzoek

Al rond de vorige eeuwwisseling is het verschijnsel piping bestudeerd. Door Bligh is in 1910 een empirische rekenregel opgesteld, op basis van een aantal bezwijkgevallen van op staal gefundeerde gemetselde dammen op verschillende grondslag in India. Met de rekenregel kan een veilige waarde voor het toelaatbare verval over de constructie berekend worden, als product van de totale horizontale en verticale kwelweglengte (line of creep) onder de constructie en een factor die afhankelijk is van de grondslag. De rekenregel van Bligh wordt ook wel de 'line of creep'-methode genoemd. 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; 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. 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 onderloopse controle bij kunstwerken werd tot voor kort uitgegaan van de rekenregel van Lane. Van beide rekenregels wordt aangenomen dat ze conservatief van aard zijn. Door Harza [Harza 1935] is een criterium voor heave opgesteld in termen van de kritieke 'flotation gradient'; in latere onderzoekingen m.b.t. dit mechanisme is voortgeborduurd op dit concept.

Een gedetailleerd overzicht van verschillende onderzoeken, 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 in een nieuw wiskundig model [Sellmeijer 1989], waarmee het erosieproces dat ten grondslag ligt aan piping fundamenteel wordt beschreven. Na latere uitbreidingen van dit model en validatie middels grootschalige modelproeven, zijn aan de hand van dit rekenmodel ontwerpregels afgeleid die toegankelijk zijn voor de ontwerp- en adviespraktijk [TAW 1994²]. Inmiddels is gebleken dat deze nieuwe ontwerpregel in verschillende situaties leidt tot gunstiger dimensionering van de benodigde horizontale kwelweglengte, dus kortere pipingbermen, dan de klassieke rekenregel van Bligh.

Verticale kwelwegcomponenten, zoals bij kwelschermen, kunnen echter niet met dit model 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 en mogelijke problemen met de aansluiting ervan op ondoorlatende grondlagen, vanwege het zetting- en deformatiegevoelige karakter van dijken. Mede op grond van de aanbeveling is sindsdien onderzoek verricht naar het effect van korte kwelschermen bij rivierdijken [Van de Pavard 1994]. Mogelijk faalmechanisme daarbij is het ontstaan van hydraulische grondbreuk (heave) door een te groot verticaal verhang achter het kwelscherm wanneer dit geplaatst bij de binnenteen van de dijk. In 1995 zijn ontwerpregels afgeleid voor het dimensioneren van kwelschermen, gebaseerd op het heave-criterium, met behulp van het zogenoemde Fragmentenmodel [Sellmeijer 1995]. Deze voorlopige ontwerpregels, die de empirische rekenregels van Lane moeten vervangen, zijn opgenomen in de conceptversies van de TAW-Leidraden 'Toetsen op Veiligheid' en 'Waterkerende kunstwerken en bijzondere Constructies'. Een recente studie betreft de 'Probabilistische gevoeligheidsanalyse van Heaving ontwerpregels' [GD 1998].

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

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

1.4 Inhoudsomschrijving

Hoofdstuk 2 bevat een leeswijzer waarin het gebruik van dit rapport vanuit diverse invalshoeken wordt belicht. Tevens bevat dit hoofdstuk een begrippenlijst en een paragraaf over de rekenmodellen samenhangende veiligheidsfilosofie voor waterkeringen.

De verschijnselen opbarsten piping, heave en achterloopsheid worden in hoofdstuk 3 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 en rekenregels, inclusief de vereiste invoerparameters, maar ook de beperkingen, worden in hoofdstuk 4 besproken.

In hoofdstuk 5 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 5-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 6 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 Technisch Rapport wordt in hoofdstuk 7 geïllustreerd aan de hand van enkele voorbeelden.

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

In de oorspronkelijke opzet was het de bedoeling om in dit Technisch Rapport de 'state of the art' weer te geven, dat wil zeggen, verzamelen van gepubliceerde kennis en kunde in eerder verschenen Leidraden en (onderzoeks)rapportages. Bij het samenstellen van dit rapport zijn toch een aantal aspecten naar voren gekomen die nadere uitdieping behoeften. Dit betreft in hoofdlijnen :

- het systematisch opzetten van een kwelweganalyse bij kunstwerken
- het beoordelen van toelaatbaarheid van bomen en beplanting op en nabij de waterkering
- het beoordelen van veiligheidsaspecten bij leidingkruisingen en leidingen parallel aan de waterkering
- het opzetten van schadecatalogus t.b.v. beheer en inspectie
- de afstemming van het gebruik van rekenmodellen op het veiligheidsfilosofisch kader.

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.

1.5 Totstandkoming van dit Technisch Rapport

Dit technische rapport is opgesteld in opdracht van de Dienst Weg en Waterbouwkunde van de Rijkswaterstaat (DWW) onder auspiciën van de Technische Commissie voor de Waterkeringen (TAW), door Grondmechanica Delft in samenwerking met Fugro Ingenieursbureau B.V. en Arcadis Heidemij Advies B.V.

In de projectgroep zaten de volgende personen:

ir E.O.F. Calle	(Grondmechanica Delft, auteur/eindredactie)
ir R. 't Hart	(DWW, projectbegeleiding)
dr ir G.J.C.M. Hoffmans	(DWW, projectbegeleiding, vanaf augustus 1998)
ir M.T. van der Meer	(Fugro Ingenieursbureau, auteur)
ir J. Niemeijer	(Arcadis Heidemij Advies, auteur)
ir M. van de Paverd	(DWW, projectbegeleiding, tot augustus 1998)
ing L. Vendrik	(Grondmechanica Delft, projectsecretaris)

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

ir W. Epema	(HHS Alblasserwaard en Vijfheerenlanden)
ing H.A. Schelfhout	(Provincie Zuid Holland)
ing P. Spaan	(Waterschap de Veluwe)
ir R. Weersink	(Bouwdienst RWS)
ir J.B. Weijers	(DWW)

2 Leeswijzer, begrippen en veiligheid

2.1 Leeswijzer

Gebruiksdoeleinden

Het gebruik van dit Technisch rapport zal afhangen van het doel waarvoor het wordt gebruikt. In het navolgende is voor enkele doelen een ingang gegeven in het Technisch Rapport.

2.1.1 Toetsen, ontwerpen, beheren

Toetsen (periodieke veiligheidstoetsing)

Het toetsen van waterkering zal in de (nabije) toekomst een belangrijke rol spelen, waarschijnlijk belangrijker dan het ontwerpen of verbeteren van een waterkering. Het kader van het toetsen in relatie tot de vijfjaarlijkse toetsing conform de Wet op de Waterkering, is in de 'Leidraad Toetsen op Veiligheid' gegeven. Het voorliggende rapport kan daarbij als hulpmiddel worden gebruikt, voor de aspecten piping en heave. In de Leidraad Toetsen op Veiligheid wordt een onderscheid gemaakt tussen de scores 'goed', 'voldoende' en 'onvoldoende', naar gelang de kwaliteit van de waterkering. Voor het aspect piping konden echter nog geen criteria worden opgesteld welke zouden leiden tot een score 'voldoende'. De toetsing zal dus slechts kunnen leiden tot een score 'goed' of 'onvoldoende'. De toetsing kan wel in verschillende stappen verlopen, waarbij bij iedere stap gedetailleerder informatie of complexer berekeningen nodig zijn. In hoofdstuk 5, met name de paragrafen 5.1, 5.2 en 5.3, wordt dit traject besproken. De gedetailleerde beschrijvingen van de mechanismen en modellen zijn in aparte hoofdstukken (de hoofdstukken 3 en 4) opgenomen, om de leesbaarheid te vergroten. Specifieke aandachtspunten in verband met bomen en leidingen zijn respectievelijk in de paragrafen 5.6 en 5.7 beschreven. De schadecatalogus, hoofdstuk 6, 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 7 is het toepassen van de modellen aan de hand van voorbeelden geïllustreerd.

Ontwerpen

Het opstellen van een ontwerp zal in veel gevallen beginnen met de toetsing van een bestaande situatie. Bij het toetsen op piping wordt slechts onderscheid gemaakt tussen de scores 'goed' en 'onvoldoende', waarbij een score 'goed' direct gerelateerd is aan de ontwerprichtlijnen. Hetgeen onder 'toetsen' is vermeld, geldt daarom in grote mate ook voor ontwerpen, zij het dat bij een ontwerp veelal andere randvoorwaarden met betrekking tot de waterstand en levensduur gelden. In paragraaf 5.4 wordt specifiek ingegaan op het ontwerpen van maatregelen. In paragraaf 5.5 worden enkele aspecten met betrekking tot de kosten van diverse maatregelen vermeld, hetgeen 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.

Beheer

Het Technisch Rapport biedt diverse ingangen in relatie tot het beheer, hoewel het niet specifiek gericht is op beheer. In paragraaf 5.8 zijn specifieke zaken voor het beheer, gericht op het instandhouden 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 5.2 en 5.3, toetsing bij dijken en 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 5.6 en 5.7 beantwoord. Hoofdstuk 6 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.

2.1.2 Typen waterkeringen

Er wordt onderscheid gemaakt tussen een aantal typen waterkeringen. Het technisch rapport 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 Technisch rapport van toepassing is.

Kunstwerken

Bij kunstwerken wordt vanouds van onder- of achterloopsheid gesproken, maar er wordt hetzelfde fenomeen mee bedoeld als welvorming, al dan niet zandmeevoerend, bij dijken. Het TR is dan ook niet 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 3.6 (achterloopsheid), 3.7 (driedimensionale effecten en maatgevende kwelweg) en 3.8.4 (parameters in relatie tot achterloopsheid en driedimensionale effecten) behandelen mechanismen die met name voor kunstwerken van belang zijn. In paragraaf 5.3 worden de aspecten met betrekking tot het toetsen van kunstwerken behandeld en in paragraaf 5.4.8 het ontwerpen van maatregelen. Paragraaf 6.3 gaat in op schadebeelden bij kunstwerken. In paragraaf 7.3 is een case opgenomen die betrekking heeft op een kunstwerk.

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 Technisch Rapport is met name van toepassing op rivierdijken.

Zeedijken

Zeedijken nemen een aparte plaats in. Het aspect piping speelt door instationaire invloeden een minder belangrijke rol. In paragraaf 4.5 worden tijdsafhankelijke aspecten besproken. Op de toepassing van de modellen voor tijdsafhankelijke effecten en het onderzoek dat hier voor nodig is, wordt slechts zijdelings ingegaan. In de meeste gevallen is voor het inschatten van de invloed van instationaire aspecten specialistische inbreng nog gewenst, waardoor dit aspect grotendeels buiten het kader van het Technisch Rapport valt.

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 3.8 en 5.2.2 wordt hierop ingegaan. Overigens wordt niet specifiek aandacht aan boezemkaden gegeven.

Overige waterkeringen

Voor andere, niet primaire waterkeringen, is dit TR 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.

2.2 Begrippen

Achterland	het gebied dat binnendijs - ligt
Achterloopsheid	vorming van kanaaltjes of holle ruimten aan de zijkant van een kunstwerk tengevolge van het uitspoelen van grond
Aquifer	watervoerende zandlaag
Binnen (-dijks, -teen)	aan de kant van het land of binnenwater
Buiten (-dijks, -teen)	aan de kant van het buitenwater
Grondbreuk	zie hydraulische grondbreuk
Grenspotentiaal, grensstijghoogte	stijghoogte in de aquifer die bepaald wordt door het gewicht van het afdekkende pakket
Heave	in dit rapport wordt hiermee bedoeld de situatie waarbij verticale korrelspanningen in een zandlaag wegvallen onder invloed van een verticale grondwaterstroming; ook fluidisatie of de vorming van drijfzand genoemd
Hydraulische grondbreuk	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
Intreepunt	(theoretisch) punt waar het buitenwater tot de watervoerende zandlaag toetreedt, als gevolg van het verval over de waterkering
Kritiek verval, c.q. kritieke kwelweglengte	waarde van het verval, c.q. de lengte van de maatgevende kwelweg, waarbij juist geen piping of heave optreedt
Kwel	water dat door of onderdoor een waterkering stroomt, als gevolg van het te keren verval over de waterkering
Kwelkade	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
Kwelweg	mogelijk pad in de grond die het kwelwater aflegt, van het intreepunt naar het uittreepunt
Kwelweglengte	de afstand die het kwelwater in de grond aflegt
Kwelscherm	een waterdicht scherm dat verticaal in de grond wordt aangebracht, waardoor de kwelweglengte wordt vergroot
Kwelsloot	sloot aan de binnenzijde van de dijk die tot doel heeft kwelwater op te vangen en af te voeren
Onderloopsheid	zie piping
Opbarsten	scheuren van een afdekkende laag die is opgedreven
Opdrijven	vorm van hydraulische grondbreuk waarbij een cohesieve afdekkende laag tengevolge van wateroverspanning in de onderliggende aquifer wordt opgelicht
Piping	het ontstaan van holle ruimten onder een dijk of kunstwerk, tengevolge van een geconcentreerde kwelstroom waarbij gronddeeltjes worden meegevoerd; wordt ook onderloopsheid genoemd. In de feitelijke definitie is sprake van piping indien zich een doorgaand open kanaal heeft gevormd van intreepunt tot uittreepunt.
Potentiaal	stijghoogte ten opzichte van een referentievlak
Spreadingslengte	lengtemaat die de verhouding tussen de horizontale transmissiviteit van de aquifer (product van horizontale doorlatendheids-coëfficiënt en dikte van de aquifer, kD -waarde) en de verticale hydraulische weerstand van de afdekkende laag (quotiënt van dikte van deklaag en verticale doorlatendheid, d/k) weergeeft
Stijghoogte (in een punt in de grond)	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
Theoretische potentiaal	potentiaal in de aquifer indien deze niet wordt begrensd door bijvoorbeeld het gewicht van het afdekkende pakket
Uittreepunt	locatie waar kwelwater het eerst aan het oppervlak treedt
Uitreeverhang	verhang in het grondwater ter plaatse van het uittreepunt
Verhang	quotiënt van verschil in stijghoogte tussen twee punten en de afstand tussen die punten; wordt ook gradiënt genoemd
Verval	verschil in stijghoogte tussen twee punten, bijvoorbeeld de twee zijden van een waterkering

Voorland	terrein buitendijks; terrein tussen de dijk en de rivier; specifiek in relatie tot piping: terrein aansluitend aan de dijk, waar een aaneengesloten kleilaag voorkomt
Waterover- /onderspanning	verschil tussen de aanwezige waterspanning en de hydrostatische waterspanning
Wel	geconcentreerde uitstroming van kwelwater, bijvoorbeeld door een opbarstkanaal of een gat in de afdekkende kleilaag
Zandmeevoerende wel	wel die zand meevoert uit de ondergrond

2.3 Veiligheidsfilosofie

Reken-receptuur

Bij de verschillende rekenmodellen in dit technisch rapport worden de bij een berekening aan te houden veiligheidsfactoren vermeld. Dit zijn algemeen gangbare veiligheidsfactoren voor de Nederlandse waterbouw- of waterkeringpraktijk, die óf aanbevolen zijn in regelgeving of richtlijnen (Geotechnische norm NEN 6740, eerdere 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.

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 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 overschrijdingskans van niet meer dan vijf procent. In genoemde norm wordt een rekenrecept aangegeven 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). 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 niet worden toegepast. In [Calle 1996] worden formules gegeven om ook in die gevallen karakteristieke waarden te bepalen.

Nagestreefde veiligheid

Ten aanzien van de nagestreefde veiligheid met de in de geotechnische norm en de TAW-Leidraden gegeven receptuur kan het volgende gesteld worden:

- In de NEN 6700 serie (Technische Grondslagen voor de Bouw) wordt voor de zwaarste veiligheidsklasse uitgegaan van een toelaatbare faalkans van hoofdonderdelen van een constructie als gevolg van technische gebreken van $1.6 \cdot 10^{-4}$ gedurende de referentieperiode, dit is meestal de

-
- geplande operationele levensduur van de constructie. De rekenrecepten die in de deelnormen (o.a. NEN 6740) zijn uitgewerkt worden geacht ontwerpen van constructies op te leveren die (minimaal) aan deze normstelling voldoen.
- In de Leidraden voor het ontwerpen van Rivierdijken wordt, ten aanzien van de met zandmeevoerende wellen samenhangende mechanismen, uitgegaan van de klassiek deterministische benadering, waarbij geen veiligheidseisen expliciet in termen van toelaatbare faalkansen worden geformuleerd. Wel wordt in z'n algemeenheid gesteld dat de kans op het falen van de waterkering door constructieve gebreken verwaarloosbaar klein moet zijn ten opzichte van de toelaatbare kans per jaar op overschrijding van de maatgevende hoogwaterstand (MHW bij rivierdijken en Ontwerppeil bij zeedijken) waarop de waterkering dient te zijn berekend. Deze kans, de zogenaamde normfrequentie, is voor de verschillende dijkkringgebieden in ons land vastgelegd in de Wet op de Waterkering (WoW). Later is 'klein' nader geïnterpreteerd als 'maximaal 10 procent'. In genoemde leidraden is het begrip 'hydraulische overbelasting' of kortweg 'overbelasting' geïntroduceerd. Hiermee wordt bedoeld dat een groter debiet over de kering komt, door overloop en/of golfoverslag, dan het debiet dat in verband met de sterkte van het binnentalud toelaatbaar wordt geacht. Dit 'overslag'-criterium vervangt het waterstandscriterium. De toelaatbare kans op overbelasting wordt gelijk genomen aan de normfrequentie.
 - In het Technisch Rapport Piping Rivierdijken [TAW 1994] is als uitgangspunt voor de receptuur genomen dat de kans (per jaar) op piping onder de waterkering rondom een beschermd gebied kleiner moet zijn dan tien procent van de normfrequentie.
 - In de Leidraad Waterkerende Kunstwerken en bijzondere Constructies [TAW 1997] wordt uitgegaan van een toelaatbare kans per jaar op falen door overige mechanismen dan overbelasting, gegeven dat geen overbelasting optreedt, die kleiner is dan tien procent van de geaccepteerde kans op overbelasting. Uit de verdere context in deze leidraad valt op te maken dat deze kans gereserveerd wordt voor elk van de kunstwerken in de waterkering. Aan de ene kant is dit een lichtere eis dan het uitgangspunt voor het Technisch rapport piping, omdat daar de tien procent-eis geldt voor alle dijken rondom het beschermde gebied samen. Aan de andere kant is het een verzwarende eis, omdat de geaccepteerde faalkans voor het kunstwerk nog verdeeld wordt over verschillende mechanismen (sterkte/stabiliteit en falen afsluitmiddel).
 - Ruwweg gesproken zullen de eisen in [TAW 1994] en [TAW 1997] neerkomen op een geaccepteerde faalkans (per jaar) van circa één procent van de kans op overbelasting, voor elk grondmechanisch mechanisme (macro-instabiliteit en onder/achterloopsheid) en voor elk dijkvak c.q. elk waterkerend kunstwerk. Deze eis komt ook overeen met de voorlopige indicaties die gevonden zijn in het kader van de ijkpuntstudies ten behoeve van de TAW-Marsroute (van een overbelastingfilosofie voor dijkvakken naar een inundatiekansfilosofie voor dijkkringgebieden).

De in de TAW-leidraden beoogde veiligheidsniveaus hebben betrekking op primaire waterkeringen. Voor overige waterkeringen, waaronder boezemkaden, zijn geen expliciete veiligheidseisen geformuleerd, anders dan dat ze conform de geldende (deterministische) praktijk moeten worden ontworpen c.q. beoordeeld. Een veiligheidsfilosofie voor boezemkaden is wel in ontwikkeling.

Zwaardere veiligheidseisen

Bij het gebruik van partiële veiligheidsfactoren (en karakteristieke waarden voor de grond- en belastingparameters) conform de geotechnische norm NEN 6740 moet dus bedacht worden dat de achterliggende gedachte is het realiseren van de bovengenoemde veiligheid voor de hoofdonderdelen van de constructie of voor hoofdmechanismen. In bijzondere gevallen kan het nodig zijn dat strengere eisen voor constructieve veiligheid worden opgelegd. Zulks moet uit een foutenboom-analyse van de constructie (dijk of kunstwerk) als geheel blijken. In die gevallen zal men dit strengere veiligheidsniveau expliciet tot uitdrukking willen brengen in de toe te passen veiligheidsfactoren. Door de Provincie Zuid-Holland is een methodiek voorgesteld om correcties op de in de NEN 6740 gegeven veiligheidsfactoren te berekenen, afhankelijk van de mate waarin de veiligheidseis afwijkt van de veiligheidseis in NEN 6700 [PZH 1997]. Daarbij wordt rekening gehouden met de vertaalslag die nodig is om van toelaatbare faalkansen per jaar (TAW-systematiek) te komen tot toelaatbare faalkansen per geplande operationele levensduur (NEN-systematiek). Het eenvoudigweg vermenigvuldigen van de toelaatbare faalkansen op jaarbasis met het aantal jaren van de geplande levensduur leidt, voor constructies waarbij de sterkte door de levensduur heen sterk gecorreleerd is, tot toelaatbare faalkansen die strijdig zijn met de TAW-veiligheidsfilosofie. Als voorlopige aanpak is door TAW-E aanbevolen om het aantal jaren van de geplande operationele levensduur, dat in de vertaalslag betrokken wordt, te beperken tot 10.

Probabilistische analyses

De weg blijft uiteraard open om in plaats van met voorschriften voor veiligheidsfactoren en parameterkeuze te werken, volledig probabilistische analyses uit te voeren. Hiermee wordt de faalkans m.b.t. het te onderzoeken mechanisme bepaald aan de hand van stochastische analyses. Hierbij worden alle onzekerheden over probleemvariabelen gekwantificeerd (zie o.a. het CUR-handboek C190) [CUR 1997].

De gevonden faalkans moet getoetst worden aan een toelaatbare faalkans. De huidige officiële TAW-richtlijnen laten zich over dat laatste nog niet expliciet uit. Recente studies, in het kader van de TAW-Marsroute geven wel indicaties. Voor de mechanismen opbarsten gecombineerd met piping of het mechanisme heave (door fluidisatie) is de voorlopige indicatie een toelaatbare faalkans per dijkvak per jaar, gelijk aan één procent van de kans per jaar op overschrijding van de maatgevende hoogwaterstand voor het betreffende dijkkringgebied. Deze kans is voor de verschillende dijkkringgebieden in Nederland vastgelegd in de Wet op de Waterkering. Zoals gezegd kunnen in bijzondere gevallen afwijkende (kleinere) toelaatbare faalkansen nodig zijn; dit moet echter per geval onderbouwd worden via een foutenboom-analyse.

De winst van een probabilistische analyse is dat scherper ontworpen of getoetst kan worden. Juist in toetssituaties kan dit voordeel opleveren, wanneer op grond van een probabilistische analyse voldoende veiligheid kan worden aangetoond, waar dat bij toepassen van de gewone rekenregels niet het geval is.

Ontwerpen versus Toetsen

In beginsel is er geen verschil in 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, voor kunstwerken is men gauw geneigd om deze periode te verdubbelen. Bij het vaststellen van belasting en sterkteparameters dient derhalve rekening gehouden te worden met ontwikkelingen die deze parameters beïnvloeden gedurende die tijd, zoals zeespiegelrijzing en, indien van toepassing, achteruitgang van sterkte. Bij periodieke veiligheidstoetsen conform de Wet op de Waterkering is de tijdhorizon 5 jaar. Dat betekent dat aangetoond moet worden dat de vereiste veiligheid gedurende (tenminste) die 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 5 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.

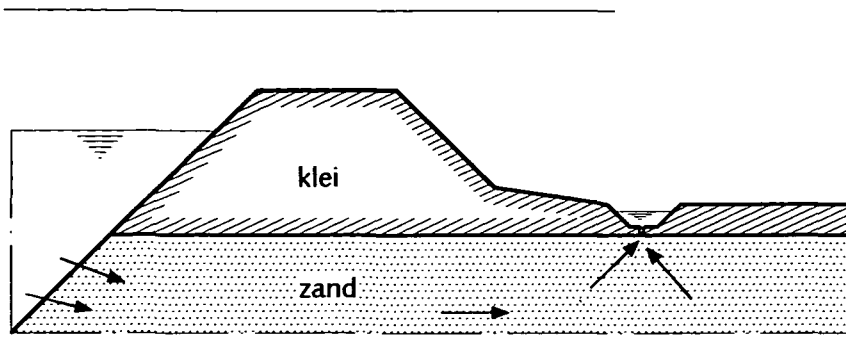
Voorts zullen bij het ontwerpen naast de eisen met betrekking tot de minimaal na te streven veiligheid uiteraard ook andere overwegingen een rol spelen, zoals de kwestie van beheerbaarheid en het optimaliseren van onderhoud, waaronder reparaties van schades na extreme belastingen. Strikt genomen staan die overwegingen los van de veiligheidsfilosofie en behoeven derhalve ook geen rol te spelen bij de periodieke veiligheidstoetsing.

3 Mechanismenbeschrijvingen

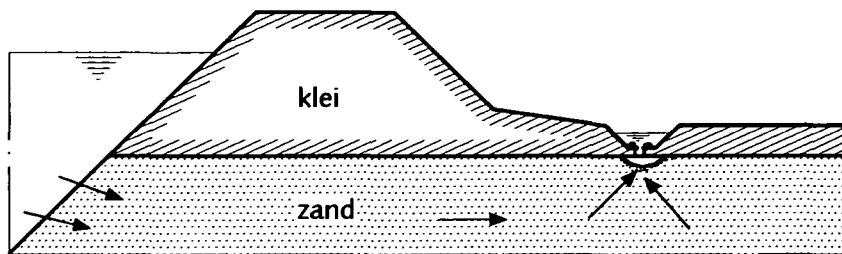
3.1 Verschillende fasen bij het ontstaan van piping

Een typische bodemopbouw waarbij piping mogelijk een rol speelt is geschetst in figuur 3.1a. In deze figuur is een dwarsdoorsnede van een dijk getekend met de bodemopbouw onder de dijk. Bij een voldoende hoge buitenwaterstand kunnen achtereenvolgens de volgende verschijnselen optreden:

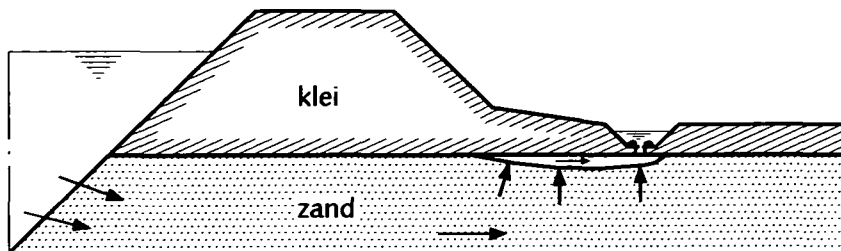
- **opdrijven van de afdekkende laag aan de binnenzijde van de dijk.** Door een hoge buitenwaterstand zullen de waterspanningen in de zandlaag toenemen. Wanneer de waterspanningen ter plaatse van de afdekkende (slecht doorlatende) laag aan de binnenzijde groter worden dan het gewicht van die laag, zal deze gaan opdrijven. In de praktijk is opdrijven soms, maar lang niet altijd, waarneembaar door zwakke golfbewegingen van het maaiveld bij betreden.
- **opbarsten van de afdekkende laag en het ontstaan van wellen.** Door het opdrijven kunnen scheurtjes in de afdekkende laag ontstaan, waardoorheen het kwelwater zich een weg zoekt naar het maaiveld. Door erosie van deze kwelweg ontstaat een kanaal tussen de zandlaag en het maaiveld; het opbarstkanaal. Het geërodeerde materiaal uit het opbarstkanaal wordt meegevoerd door de kwelstroom en afgezet rond de uitstroomopening. De diameter van het opbarstkanaal kan sterk variëren afhankelijk van de stroomsnelheid en de erodeerbaarheid van het materiaal in de afdekkende laag.
- **het eroderen van de zandlaag.** 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 gefluidiseerde toestand bevindt. De stromingsweerstand in het opbarstkanaal neemt daardoor toe. Er zijn nu twee mogelijkheden, namelijk (1) door de toegenomen weerstand neemt de stroomsnelheid ter plaatse van het uittreepunt in de zandlaag zodanig af dat het erosieproces stopt, of (2) de stroomsnelheid neemt onvoldoende af, waardoor de aanvoer van zand naar het opbarstkanaal voort blijft duren. In het eerste geval zal de wel 'schoon' water gaan produceren. In het tweede geval zal zand door de kwelstroom via het opbarstkanaal naar het maaiveld toe worden getransporteerd en rond de wel worden afgezet; daar ontstaat een zandkrater. In de zandlaag ontstaan kanaaltjes (pipes), bovenin de zandlaag direct onder de afdeklag, die zich in bovenstroomse richting uitbreiden.
- **het ontstaan van doorgaande pipes.** 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).
- **bezwijken van de waterkering.** Als gevolg van het ontstaan van doorgaande pipes zullen deze versneld verder eroderen, waardoor de afmetingen ervan toenemen. 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. Feitelijke 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. Hoewel het ontstaan van doorgaande pipes niet onmiddellijk geïdentificeerd kan worden met feitelijk echt bezwijken van de dijk zelf, wordt er in de vigerende ontwerpfilosofie wel van uitgegaan. De grenstoestand 'ontstaan van doorgaande pipes' wordt derhalve opgevat als grenstoestand ten aanzien van bezwijken.



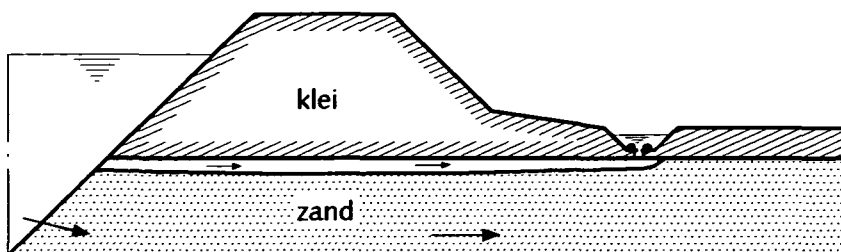
(a) opbarsten deklaag



(b) welvorming, begin van erosie



(c) pipe-vorming door terugschrijdende erosie



(d) Doorgaande pipe (= mechanisme piping)

Figuur 3.1 Fasen bij het ontstaan van piping

3.2 Bodemopbouw waarbij piping een rol speelt

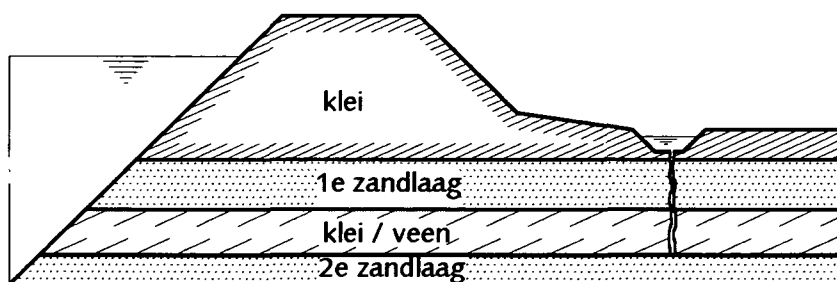
Met een pipinggevoelige situatie wordt in dit Technisch Rapport bedoeld een zodanige bodemopbouw dat piping mogelijk een rol kan spelen. Kenmerkend voor een pipinggevoelige situatie zijn de volgende elementen:

1. horizontale grondwaterstroming door een zandlaag, die bovenstrooms gevoed wordt door een waterreservoir (zee, rivier, watergang, (stuw)meer, etc.) en benedenstrooms een uitteerpunt heeft waar het grondwater vrij uit kan stromen. Vanaf het uitteerpunt 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 intteerpunt op een zodanig korte afstand van het uitteerpunt, dat een open verbinding kan ontstaan tussen het waterreservoir bovenstrooms en het uitteerpunt.

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

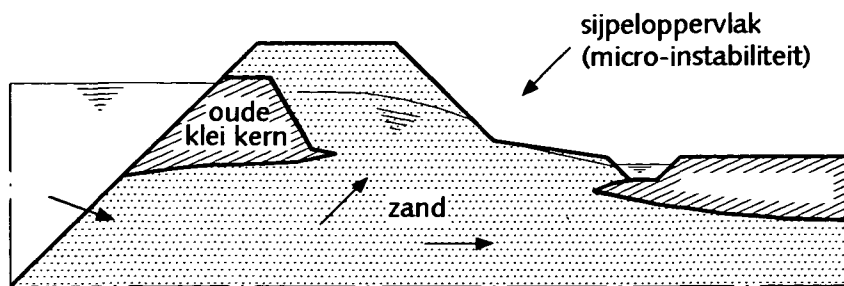
In figuur 3.1a is een typische ondergrondopbouw geschetst waarbij piping een rol kan spelen. Het uitteerpunt wordt in dit geval gevormd door een opbarstkanaal, waardoor water vanuit de zandlaag in de berm-sloot kan uitstromen en zanddeeltjes mee kan voeren. Voor een beschrijving van het opbarstmechanisme wordt verwezen naar paragraaf 3.3. 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.

Een andere typische bodemconfiguratie waarbij piping mogelijk een rol speelt is geschetst in figuur 3.2. Hierin zijn twee zandlagen aanwezig die beide 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. 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. 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.



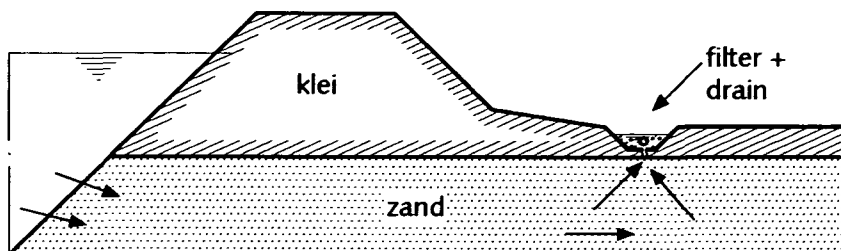
Figuur 3.2 Potentieel pipinggevoelige ondergrondopbouw met twee zandlagen

In figuur 3.3 is een voorbeeld van een dijkdoorsnede geschetst waarbij piping geen rol kan spelen. In deze configuratie vindt kwelstroming plaats via de ondergrond door het dijklichaam zelf en treedt 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. Hoewel hier van piping geen sprake is speelt hier wel een ander mechanisme, dat we micro-instabiliteit noemen.



Figuur 3.3 Ondergrond- en dijkopbouw die ongevoelig is voor piping

In figuur 3.4 is, tenslotte, een andere configuratie geschetst waarbij piping geen rol speelt. De opbouw van de ondergrond is dezelfde als in figuur 3.1a, echter, bij het uittreepunt is een filterconstructie aangebracht, waardoor migratie van zanddeeltjes vanuit de zandlaag wordt voorkomen.



Figuur 3.4 Filterconstructie

3.3 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 afdichtende boor- en sondeergaten. Bij dunne afdeklagen 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.

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 vanaf waar opbarsten kan optreden verder naar binnen verschoven, waardoor de lengte van de kwelweg toeneemt.

3.4 Terugschrijdende erosie

We beschouwen de situatie in figuur 3.1. 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 (zandkrater). 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 locale gradiënten als gevolg van het zich samentrekken van de stroomlijnen. In de zandlaag ontstaat op die plaats een holle ruimte (figuur 3.1b). Later, bij nog groter verval, vormen zich kanaaltjes bovenin de zandlaag (direct onder de ondoorlatende rand), die zich uitbreiden richting buitenwater (figuur 1.3c). Dit proces wordt aangeduid als 'terugschrijdende erosie'. De kanaalvorming heeft in eerste instantie een reducerende werking op het erosieproces, doordat stromingsgradiënten afnemen (zie ook figuur 4.4), 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 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. We zeggen dan dat het kritieke verval is overschreden. We noemen dit progressief terugschrijdende erosie. Dit proces gaat door tot de pipes het water aan de buitenzijde bereiken. Het mechanisme onderloopsheid of piping is daarmee een feit (fig 3.1d).

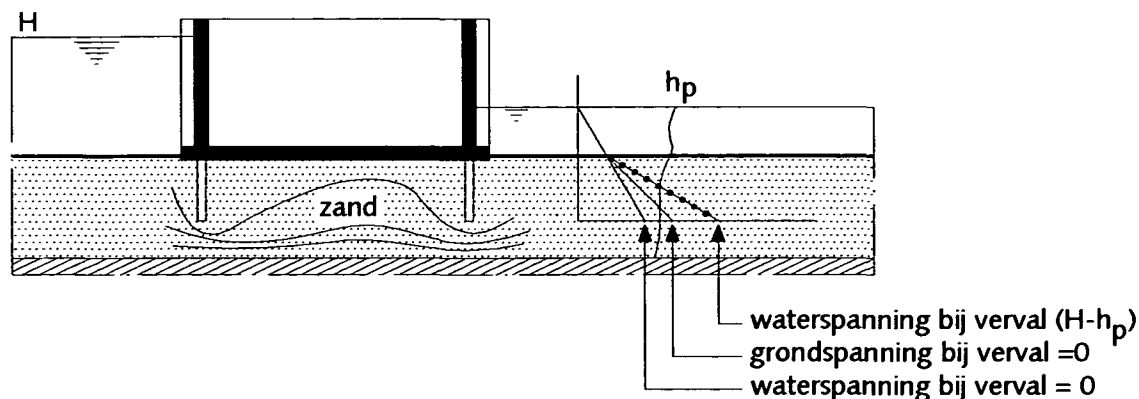
Het verval, waarbij het proces van terugschrijdende erosie nog net stopt, wordt het kritieke verval genoemd. In paragraaf 3.4 komen we terug op de parameters die bepalend zijn voor het kritieke verval. We volstaan voorlopig met de mededeling dat naast moeilijk beïnvloedbare parameters zoals doorlatendheid 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 ontwerp-grootte.

3.5 Mechanisme Heave

Bij waterkerende kunstwerken en tegenwoordig ook wel 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 uittreerichting van de kwelstroom verticaal (zie figuur 3.5). 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.

Bepalend voor dit mechanisme is de toename van waterspanningen, vanaf het maaiveld, met de diepte in het zand achter het kwelscherm (zie figuur 3.5). 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 grondwaterpotentiaal. De gradiënt waarbij de grenstoestand optreedt wordt kritieke gradiënt genoemd. De feitelijke verticale gradiënt van de grondwaterpotentiaal 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 grondwaterpotentiaal. Deze wordt getoetst aan de kritieke gradiënt, waarbij een veiligheidsfactor in acht wordt genomen.

Vanouds zijn kwelschermen bij dijken gewoerd, 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 de afgelopen vijf jaar goede en gemakkelijk te gebruiken rekenmodellen voor controle op het mechanisme heave zijn ontwikkeld (zie ook hoofdstuk 4).



Figuur 3.5 Mechanisme Heave

3.6 Onder- en achterloopsheid bij kunstwerken

3.6.1 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 uitstroombcondities:

- bij de uitstroming ter plaatse van een filterconstructie is de veiligheid met betrekking tot welvorming en piping gewaarborgd, mits wordt voldaan aan de 'filterregels'.
- 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.

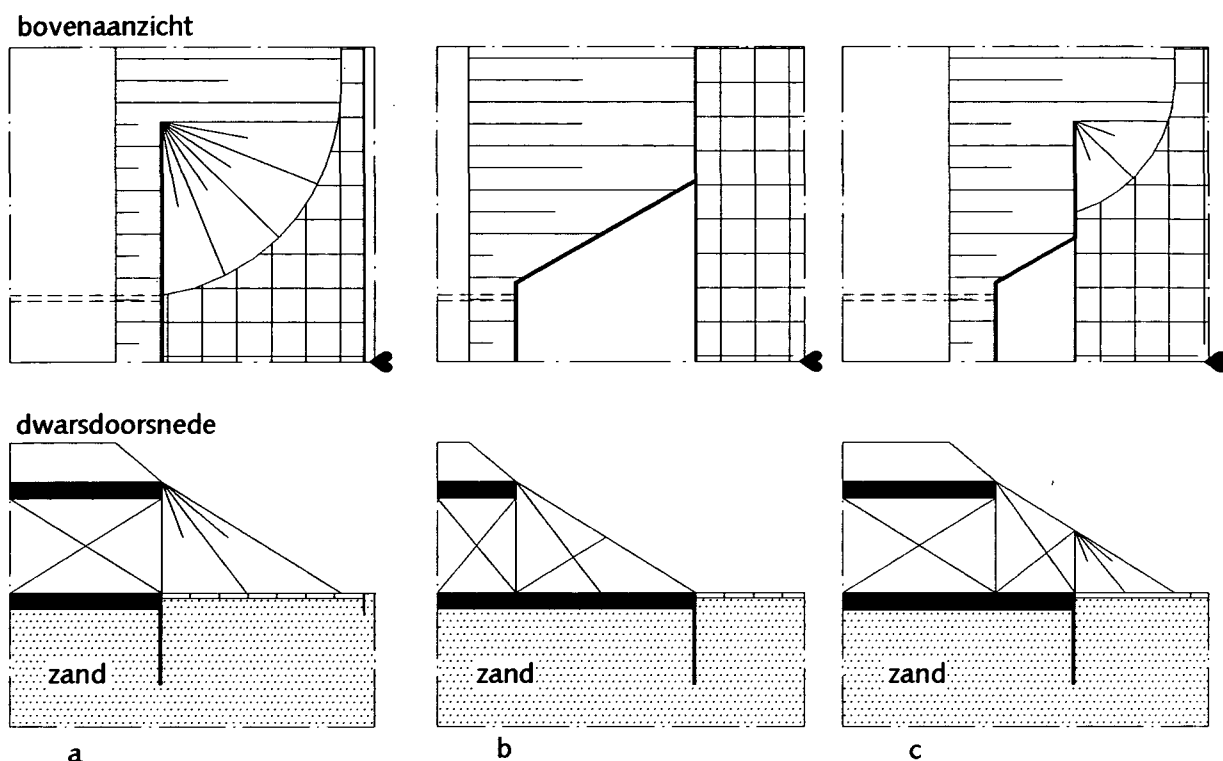
Bij doorgaande kanaalvorming onder het kunstwerk door spreekt men van onderloopsheid. Dit is vergelijkbaar met de situatie bij dijken. Kwelschermen ter voorkoming van onderloopsheid noemt men wel 'onderloopsheidschermen'. Bij kanaalvorming om het kunstwerk heen spreekt men van achterloopsheid. Dit verschijnsel 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 sluisolk) 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 3.2), maar ook voor een oorspronkelijk niet-pipinggevoelige dijkopbouw (figuur 3.3). 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 3.6 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 3.6. Principe-oplossing uitstroming afsluitbare kokersluis
a) lange frontmuren, b) wijkende vleugels, c) wijkende vleugels en retourwanden.

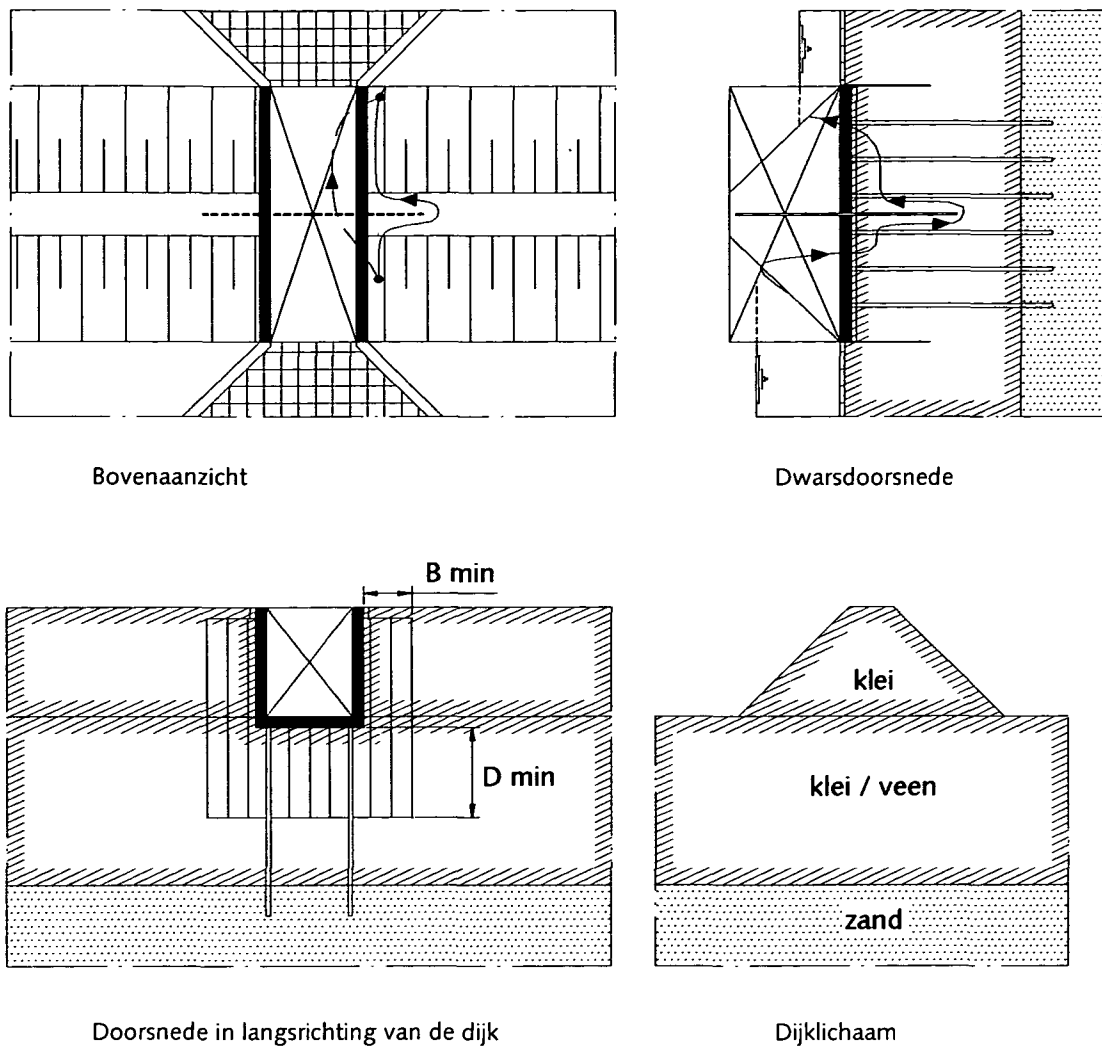
Van belang is dat de achterloopsheidschermen voldoende hoog zijn doorgezet, d.w.z. tot ontwerppeil plus een overhoogte in verband met zetting en klink.

3.6.2 Kunstwerken opgenomen in een ondoorlatend grondpakket

Figuur 3.7 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 kwel scherm 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, temperatuureffecten, 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 achter-loopsheid zullen hun begin- en eindpunt naast het kunstwerk hebben, bij de aansluiting op het buiten- resp. binnentalud.

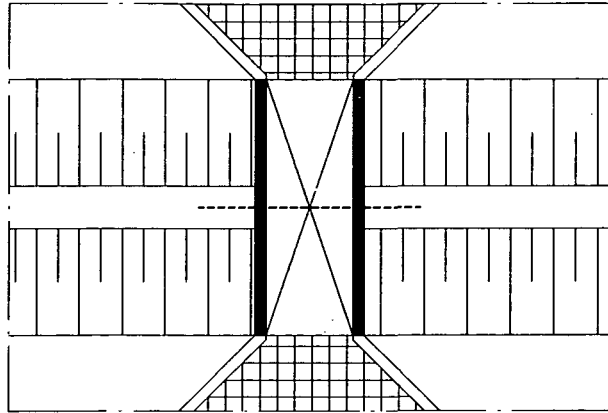


Figuur 3.7. Kunstwerk in kleidijk op dik holoceen pakket.

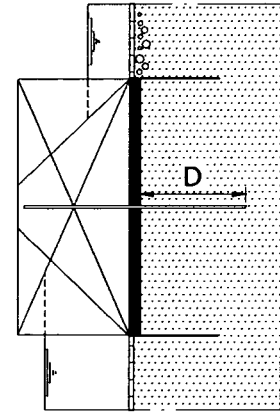
3.6.3 Kunstwerken op een doorlatende ondergrond

Figuur 3.8 toont een kunstwerk (bijvoorbeeld een sluis) in een dijk, waarbij het ongestoorte 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.

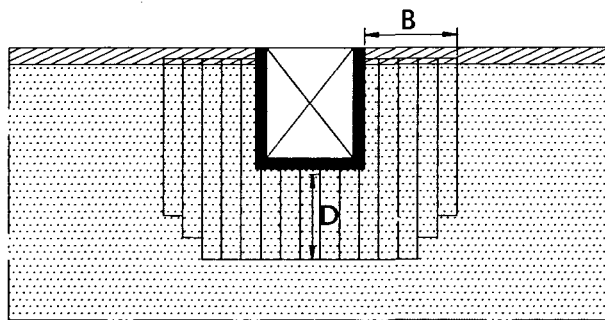
Voor beide dijktypen geldt dat zowel onder- en achterloopsheidschermen moeten worden toegepast. In geval (b) is achterloopsheid op het grensvlak zand-klei mogelijk. In geval (a) kan achterloopsheid niet worden uitgesloten, omdat direct naast de constructie mogelijk een doorgaande pijp kan ontstaan. Merk 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.



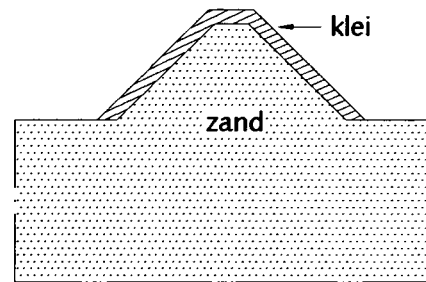
Bovenaanzicht



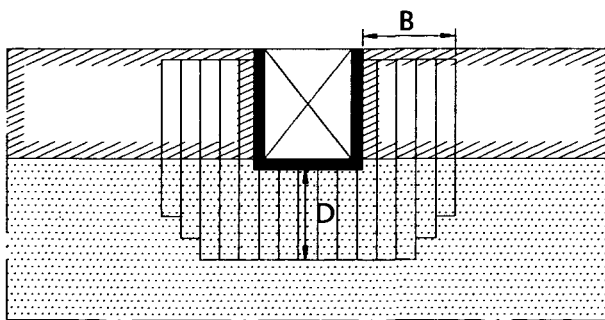
Doorsnede



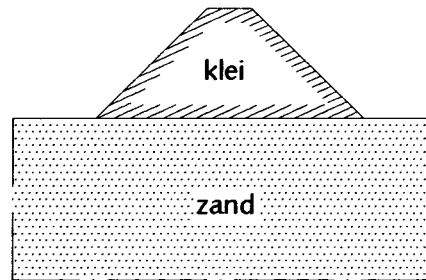
(a) Doorsnede in lengterichting van dijk



Dijklichaam



(b) Doorsnede in lengterichting van dijk



Dijklichaam

Figuur 3.8. Kunstwerk op doorlatende ondergrond
 a) doorlatend dijklichaam
 b) ondoorlatend dijklichaam

3.7 Van belang zijnde parameters

3.7.1 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 binnendijks. Deze laatste is veelal gerelateerd aan het polderpeil.

De stijghoogte in de zandlaag ter plaatse van een potentiële opbarstlocatie kan onder andere berekend worden met behulp van het computerprogramma WATEX (zie hoofdstuk 4). De geohydrologische parameters voor een WATEX-analyse kunnen geschat worden op basis van schattingen van de doorlatendheid en de dikte van afdekkende lagen buiten- en binnendijks en van de zandlaag. Ook kunnen waterspanningsresponsmetingen (bijvoorbeeld 13-uurs metingen) worden gebruikt om de geohydrologische parameters te schatten, c.q. om schattingen van deze parameters aan te scherpen.

3.7.2 Pipingmechanisme

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

Het maatgevende verval is 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, indien een vrije waterspiegel aanwezig, of het maaiveldniveau (inclusief te verwachten bodemdaling). De te verwachten zeespiegelrijzing en bodemdaling waarmee gerekend moet worden zijn afhankelijk van de aangehouden planperiode voor ontwerpen of van de wettelijke periode van 5 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 uitreepunt 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 uitreepunt 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.

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 klassieke empirische rekenregels (Bligh, Lane zie hoofdstuk 4) is alleen een kwalitatieve indicatie van de materiaalsamenstelling nodig: zand, grind, siltgehalte en grove indicaties van de mediane korreldiameter.

Bij gebruik van de geavanceerde rekenmethode (Sellmeijer, zie hoofdstuk 4) zijn expliciete schattingen nodig van:

- de doorlatendheid van de zandlaag
- de korrelverdeling
- 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.

3.7.3 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.

3.7.4 Mechanisme achterloopsheid; 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.

4 Rekenmodellen en rekenregels

Voor de veiligheidscontrole ten aanzien van opbarsten, piping en heave zijn verschillende rekenmodellen en rekenregels beschikbaar. In dit hoofdstuk zullen die worden beschreven. Naar de mate van geavanceerdheid kunnen we onderscheiden:

- **eenvoudige (empirische) rekenregels.** Dit zijn de klassieke rekenregels die vaak al vele tientallen jaren in gebruik zijn. Algemeen kenmerk is dat ze eenvoudig van opzet zijn en dat weinig parameters nodig zijn, maar ook dat ze betrekkelijk conservatief zijn. Ze 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.
- **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 ontwerpgrontheden zijn, in de gewenste richting bij te stellen. Dit leidt tot scherpere toetsingen en, afhankelijk van de situatie, uitgekierde ontwerpen.

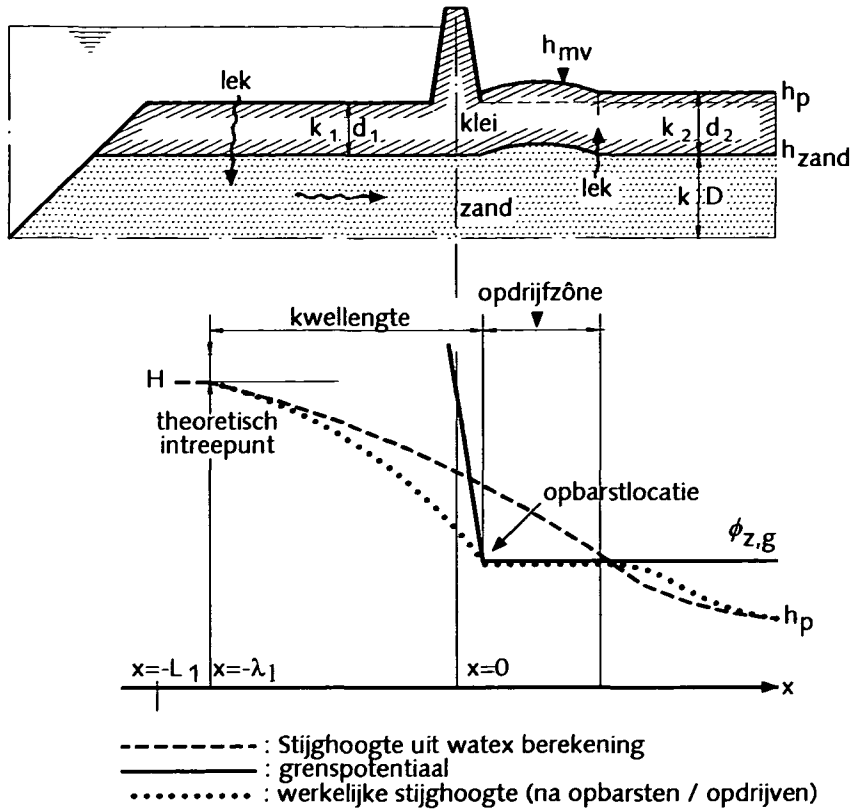
Achtereenvolgens zullen de rekenmodellen en -regels voor opbarsten, piping en heave beschreven worden. Vervolgens wordt ingegaan op de invloeden van voorland en van de tijdsafhankelijkheid van de buitenwaterstand. Dit hoofdstuk wordt afgesloten met een overzicht van de in Nederland meest gebruikte computerprogramma's op dit gebied.

4.1 Opbarsten

4.1.1 Evenwichtsbeschouwing

In figuur 4.1 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 4.1 (a) Configuratie dijk met voorland en ondergrond
 (b) Stijghoogte in zandlaag, grenspotentiaal, opbarstlocatie en oprijfzone

4.1.2 Berekening grenspotentiaal of grensstijghoogte

De grenspotentiaal wordt als volgt berekend. Op het vlak $h=h_{zand}$, de bovenkant van de zandlaag in figuur 4.1, 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:

$$(\phi_{z,g} - h_{zand}) \gamma_w = (h_{mv} - h_p) \gamma_{dr} + (h_p - h_{zand}) \gamma_{nat} \quad 1$$

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

$$(\phi_{z,g} - h_{zand}) \gamma_w = (h_p - h_{mv}) \gamma_w + (h_{mv} - h_{zand}) \gamma_{nat} \quad 2$$

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

In deze formules is:

- $\phi_{z,g}$ de grensstijghoogte of grenspotentiaal [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]
- γ_w het volumegewicht van water [kN/m³]
- γ_{dr} het droge volumegewicht [kN/m³] en
- γ_{nat} het natte volumegewicht van de afdekkende grondlaag [kN/m³].

Merk op dat formule 1 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 grenspotentiaal:

$$\phi_{z,g} = h_p + d \frac{\gamma_{nat} - \gamma_w}{\gamma_w} \quad 3$$

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.

4.1.3 Optredende potentiaal

De potentiaal in de zandlaag is afhankelijk van de buitenwaterstand, H , en de geo-hydrologische configuratie en eigenschappen van de ondergrond (zie figuur 4.1). 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 potentiaal in de zandlaag kan o.a. worden berekend met het door de TAW ontwikkelde 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 ϕ_z in de zandlaag (zie Appendix I).

In het programma WATEX wordt dit stelsel differentiaalvergelijkingen opgelost. Resultaat is een plaatsafhankelijke stijghoogte in de zandlaag, zoals met een streeplijn aangegeven in figuur 4.1b. 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 spreidingslengten:

$$\lambda_1 = \sqrt{\frac{k_z D d_1}{k_1}} \quad \text{en} \quad \lambda_2 = \sqrt{\frac{k_z D d_2}{k_2}} \quad 4$$

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 afdeklag 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 par. 4.1.4), 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 tijdsafhankelij-

ke 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.

4.1.4 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 veiligheidscoëfficiënt toegepast. Het opbarstcriterium luidt daarmee:

Indien voor elke x in figuur 4.1:

$$(\phi_z - h_p) \leq \frac{1}{\gamma} (\phi_{z,g} - h_p) \quad 5$$

met veiligheidsfactor γ , dan is de veiligheid tegen opbarsten voldoende verzekerd.

Voor de berekening van ϕ_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 Appendix II.

De aan te houden waarde van de veiligheidsfactor γ 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. Als indicaties voor de toe te passen veiligheidsfactor geven we:

- 1 Bij een veiligheidstoetsing (zie ook par. 5.2.3)**
Wanneer de optredende potentiaal ϕ_z bij maatgevende buitenwaterstand uitsluitend berekend wordt met behulp van een geohydrologisch model (zie Appendix I), kunnen onzekerheden bij de parameterkeuze een belangrijke rol spelen. Aanbevolen wordt om in dat geval een veiligheidsfactor $\gamma = 1.20$ te hanteren.
In situaties waarin de onzekerheden over de optredende potentiaal betrekkelijk gering zijn, kan volstaan worden met een veiligheidsfactor $\gamma = 1.10$, conform de geotechnische norm NEN 6740. Zo'n situatie kan zich bijvoorbeeld voordoen wanneer de optredende potentiaal mede aan de hand van betrouwbare waterspanningsresponsmetingen wordt bepaald.
- 2 Bij het ontwerpen van pipingberm ter voorkoming van opbarsten (zie ook par 5.4.4)**
De benodigde berm lengte wordt bepaald door de benodigde kwelweglengte volgens Bligh of 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. Daarom kan voor het dimensioneren van de dikte van de berm volstaan worden met een veiligheidsfactor $\gamma = 1.10$, conform NEN 6740.

In de Handreiking Constructief Ontwerpen [TAW 1994²] wordt zelfs een veiligheidsfactor $\gamma = 1.05$ genoemd; aangeraden wordt echter om zich er hierbij van te vergewissen dat de onzekerheid van de geschatte optredende potentiaal klein is of dat conservatieve schattingen worden gebruikt.

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 4.1 is die opbarstlocatie aangegeven.

4.2 Rekenregels voor pipingcontrole

4.2.1 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 par. 4.1) dan wordt als uittreepunt de opbarstlocatie gekozen. Het intreepunt is soms moeilijker vast te stellen. Bij schaar dijken 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 4.4 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.

4.2.2 Empirische rekenregel van Bligh

De empirische rekenregels van Bligh en van Lane (zie par. 4.3.3) zijn in beginsel bedoeld voor zowel controle op piping (horizontale erosie) als controle op heave (verticaal uitreeverhang). In deze regels wordt geen onderscheid gemaakt tussen deze twee verschillende mechanismen; bij de geavanceerder rekenregels is dat wel het geval (zie de paragrafen 4.2.4 en 4.3).

Door Bligh [Bligh 1910] is een aantal gevallen van bezwijken van kleine stuwdammen door piping geïnventariseerd en geanalyseerd. Op basis van deze inventarisatie is door hem de volgende empirische rekenregel afgeleid:

$$\Delta H \leq \Delta H_c = \frac{L}{C_{creep}} \quad 6$$

Hierin is:

- ΔH het verval over de waterkering ($= H - h_p$)
- ΔH_c het maximaal toelaatbare verval
- L de minimale kwelweglengte
- C_{creep} creepfactor

De creep-factor, is afhankelijk van een kwalitatieve karakterisering van het materiaal in de grondlaag die op piping onderzocht wordt. In tabel 4.1 zijn de door Bligh aangegeven indicaties van deze factor gegeven.

De kwelweglengte is in beginsel de lengte van de door Bligh zo genoemde 'line of creep'. Dit is de doorgaande lijn van intreepunt tot uittreepunt (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. Door Lane (zie volgende paragraaf) 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 kwelwanden bij dijken was niet gebruikelijk), daarmee werd dus impliciet de kritiek van Lane onderschreven. Een uitzondering werd gemaakt voor het verticale deel van de kwelweg in het opbarstkanaal, hier wordt later in deze paragraaf op teruggekomen.

Het verval ΔH 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 etc. (zie paragraaf 3.7.2). Indien ter plaatse van het uittreepunt of de opbarstlocatie geen vrije waterstand heerst kan gerekend worden met het maaiveldniveau, rekening houdend met eventuele maaiveld daling (zie paragraaf 3.7.2).

De laatste jaren is het gebruikelijk om bij rivierdijken in het westen van Nederland bij de berekening van het verval rekening te houden met weerstand in het opbarstkanaal vanaf de zandlaag tot maaiveld of slootbodem. In laboratoriumproeven is het potentiaalverval gemeten over een kolom zand (in een ronde pijp), die door verticale grondwaterstroming in fluidisatie 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 gefluidiseerde 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 *piping*mechanisme 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:

$$(\Delta H - 0.3d) \leq \Delta H_c = \frac{L}{C_{creep}} \quad 7$$

Hierin is d de verticale afstand tussen de bovenkant van de zandlaag en het maaiveld of de slootbodem.

Bij toepassen van de regel van Bligh dient geen veiligheidsfactor in rekening te worden gebracht; de benodigde veiligheid is al verdisconteerd in de rekenregel zelf.

Tabel 4.1: Creep-factoren voor de regels van Bligh en Lane

Grondsoort	Mediane korrel-diameter [$\mu\text{ m}$] ¹⁾	C_{creep} (Bligh)	$C_{w,\text{creep}}$ (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

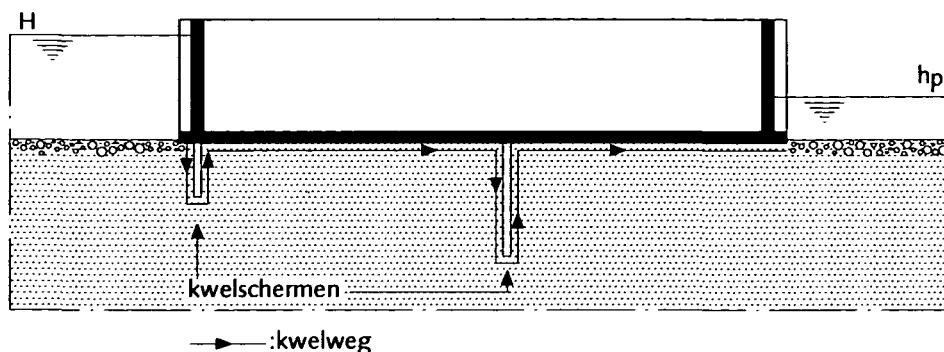
1) indicaties conform NEN 5104 (September 1989)
 Eventueel kan tussen de klassemiddens van de mediane korreldiameters worden geïnterpoleerd

4.2.3 Empirische rekenregel van Lane

Onder andere bij kunstwerken worden ter verlenging van de kwelweg een of meer verticale onderloopschermen toegepast (zie figuur 4.2). 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:

$$\Delta H \leq \Delta H_c = \frac{(\frac{1}{3}L_h + L_v)}{C_{w,\text{creep}}} \quad 8$$

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 4.2 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 $C_{w,\text{creep}}$ wordt de gewogen creep-factor genoemd; in tabel 4.1 zijn de door Lane aangegeven waarden voor verschillende typen materiaal in de grondlaag weergegeven.



Figuur 4.2 Kwelweg bij waterkerend kunstwerk met kwelschermen

Merk op dat in de regel van Lane niet, zoals bij de regel van Bligh, de verticale kwelweg door een opbarstkanaal nog eens expliciet in rekening wordt gebracht; deze wordt immers al 'meegerekend' bij de verticale kwelwegdelen.

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 wordt tegenwoordig het gebruik van verticale kwelschermen overwogen. Kwelschermen aan de benedenstroomse zijde van de dijk zijn in het algemeen het meest effectief, omdat een heavesituatie wordt gecreëerd. Om gefluidiseerd zand verticaal uit te laten stromen is een relatief groot deel van het totale verval over de waterkering nodig. Daardoor 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 lange kwelschermen noodzakelijk.

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 gerekend worden op goede aansluiting; 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] 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. De auteurs van dit Technisch Rapport zijn overigens van mening dat een rechtvaardiging van deze verfijning van de rekenregel niet aan de onderbouwing en filosofie van de methode van Lane, zoals neergelegd in diens oorspronkelijke publicatie, te onttelen is.

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 paragraaf 4.3). Aan de hand van een (beperkt) aantal vergelijkende berekeningen is die veronderstelling getoetst [Calle 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.

4.2.4 Rekenmodel van Sellmeijer

Door Sellmeijer [Sellmeijer 1989] is in het kader van TAW onderzoek een mathematisch rekenmodel voor pipingcontrole ontwikkeld, op basis van waarnemingen van het verschijnsel, zoals beschreven in hoofdstuk 2. Uitgangspunt voor het mathematische model is de configuratie die in figuur 4.3 is geschetst. Het wiskundige model bestaat uit een koppeling van:

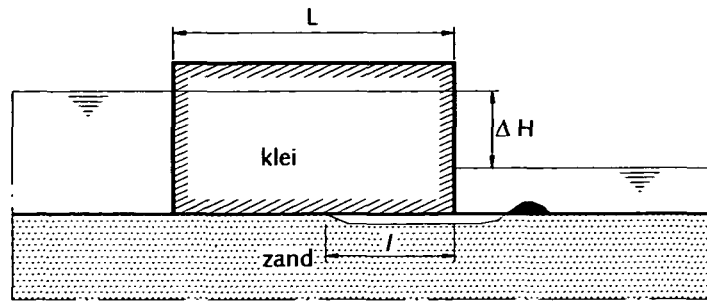
- 1 De potentiaalvergelijking voor de beschrijving van grondwaterstroming in de zandlaag. Randvoorwaarden zijn:
 - de potentiaal $\phi = H$ aan de bovenkant van de zandlaag aan de bovenstroomse zijde van de constructie
 - een ondoorlatende rand ter plaatse van de onderkant van de constructie
 - de potentiaal $\phi = h_p$ 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 aanstroom- en sleepkrachten door de stroming in de spleet op de zandkorrels en de rolweerstand van deze korrels.

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 van de 'pipe' en de lengte van de constructie, de doorlatendheid van het zand, de sleepkrachtcoëfficiënt en de diameter en de rolweerstand van de zandkorrels. Het blijkt dat in de configuratie die geschetst is in figuur 4.3 bij een verhouding $l/L \approx 0.5$ het verval waarbij net evenwicht gevonden wordt het grootst is. Dit maximale verval wordt het kritieke verval genoemd.

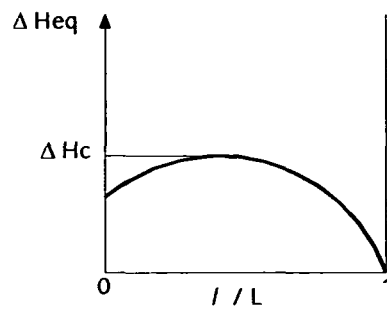
De interpretatie van deze uitkomst is als volgt. Bij een verval over de constructie dat kleiner is dan het kritieke verval zal door erosie een spleet ontstaan, die net zolang doorgroeit tot de met dit verval corresponderende spleetlengte is bereikt. De stromingsgradiënten zijn dan zodanig afgezwakt dat de zandkorrels op de rand van de spleet weerstand kunnen bieden aan de aanstroomkrachten. Dit is weergegeven in figuur 4.4. 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.

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 het Waterloopkundig Laboratorium is deze formule gevalideerd [Silvis 1991].

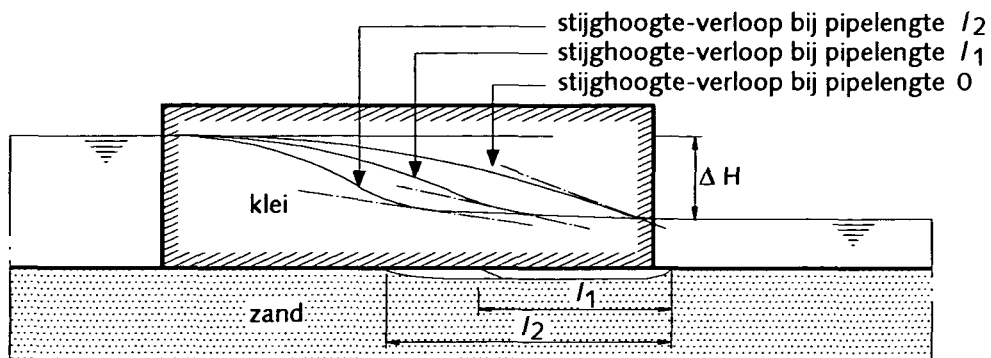


(a)



(b)

Figuur 4.3 (a) Basisconfiguratie rekenmodel van Sellmeijer [Sellmeijer 1989]
 (b) Evenwichtsverval ΔH_{eq} als functie van l/L , kritiek verval ΔH_c



Figuur 4.4 Afzwakken stromingsgradiënten bij ontstaan van pipe

In een vervolgonderzoek [Sellmeijer e.a. 1989] is een soortgelijke rekenexercitie uitgevoerd voor de ondergrondconfiguratie die in figuur 4.5 is weergegeven. Daarvoor zijn de volgende benaderende formules afgeleid:

$$\Delta H_c = \alpha c \frac{\gamma_p}{\gamma_w} \tan(\theta) (0.68 - 0.10 \ln(c)) L \quad 9$$

waarin:

$$\alpha = \left(\frac{D}{L}\right)^{\left(\frac{0.28}{\left(\frac{D}{L}\right)^{2.8} - 1}\right)} \quad 10$$

en:

$$c = \eta d_{70} \left(\frac{l}{\kappa L}\right)^{\frac{1}{3}} \quad 11$$

In deze formules is:

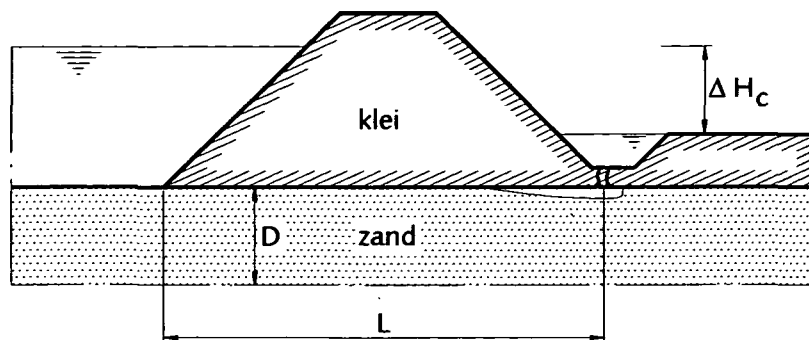
- ΔH_c het kritieke verval over de waterkering
- γ_w het volumegewicht van water [kN/m³]
- γ_p het (schijnbaar) volumegewicht van zandkorrels onder water [= 17 kN/m³]
- θ de rolweerstandshoek van de zandkorrels [°]
- η de sleepkrachtfactor (coëfficiënt van White) [-]
- κ de intrinsieke doorlatendheid van de zandlaag [m²]
- d_{70} 70-percentielwaarde van de korrelverdeling [m]
- D de dikte van de zandlaag
- L de lengte van de kwelweg (horizontaal gemeten) [m]

In [TAW 1994] is een praktisch rekenrecept op basis van deze formule ontwikkeld voor ontwerp en toetsing, met name ten aanzien van de wijze waarop onzekerheden in de parameterkeuzen kunnen worden verdisconteerd. In tabel 4.2 is de aanbevolen keuze van de parameters samengevat.

$$\kappa = \frac{\nu}{g} k = 1.35 \cdot 10^{-7} k \quad 12$$

De intrinsieke doorlatendheid κ [m²] kan worden afgeleid uit schattingen van de doorlatendheid [m/s] van de zandlaag. De relatie is:

waarin ν de kinematische viscositeit is ($\approx 1.33 \cdot 10^{-6}$ m²/s voor grondwater van 10° Celsius) en g de versnelling van de zwaartekracht (≈ 9.81 m/s²). 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 Appendix II). Denkbaar is ook dat schattingen van de doorlatendheid worden verkregen aan de hand van in situ proeven (pompproef, falling head-proeven, monopoolmetingen, etc.). 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.



Figuur 4.5 Basisconfiguratie rekenmodel Sellmeijer [Sellmeijer e.a. 1989]

Tabel 4.2: Parameterkeuze bij ontwerp/toetsing bij gebruik van de formule van Sellmeijer

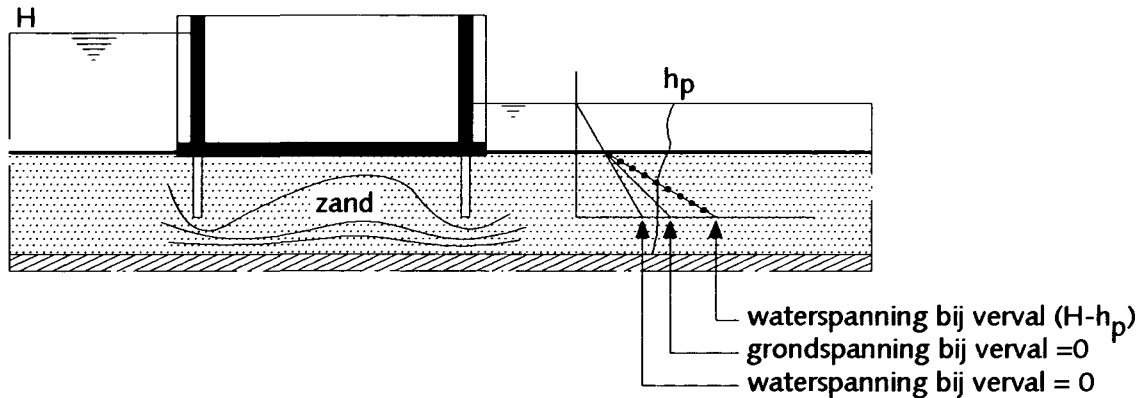
Representatieve parameterkeuze in formule van Sellmeijer			
Parameter	omschrijving	type repr. waarde ¹⁾	Opmerking/ default Vc ²⁾
Aanwezig verval: ΔH	maatgevend verval	MHW – slootpeil, of MHW – maaiveld [m]	
Berekening kritiek verval δ			
L	kwelweglengte	l.r.w. [m]	Vc=0.10 ³⁾
D	dikte zandlaag	h.r.w. [m]	Vc=0.10
θ	rolweerstandshoek	nom: 41° ³⁾	
η	sleeprachtfactor	nom: 0.25 ³⁾	
γ_p	vol.gew. korrels o.w.	nom: 17 kN/m ³	
γ_w	vol.gew. water	nom: 10 kN/m ³	
κ	intrinsieke doorlatendh.	h.r.w. [m ²]	zie tekst
d_{70}	70 percentiel ϕ -zand	l.r.w. [m]	0.25
Pipingcriterium:			
$(\Delta H - 0.3 d) \leq \frac{l}{\gamma} \Delta H_c$			
met: veiligheidsfactor $\gamma = 1.20$ en $d =$ lengte opbarstkanaal [m]			
Representatieve of karakteristieke waarden (zie ook Appendix II):			
$h.r.w. \approx \mu (1 + t_{N-1}^{0.95} Vc)$ $l.r.w. \approx \mu (1 - t_{N-1}^{0.95} Vc)$			
μ = gemiddelde waarde uit steekproef, of 'best guess' Vc = variatiecoëfficiënt uit steekproef of default variatiecoëfficiënt uit deze tabel $t_{N-1}^{0.95}$ = Student t-factor (indien geen steekproef beschikbaar: 1.65)			
Noten:			
1) : l.r.w. = lage representatieve waarde (95 % ondergrens) h.r.w. = hoge representatieve waarde (95 % bovengrens) nom. = nominale (voorgeschreven) rekenwaarde			
2) : Default variatiecoëfficiënt te gebruiken indien geen steekproef voorhanden			
3) : nominale waarden zijn mede bepaald aan de hand van Validatieproef in Deltagoot			

4.3 Rekenmodellen voor het mechanisme Heave

4.3.1 Heavecriterium

Bij verticale grondwaterstroming in zandige grond achter een kwelscherm aan de binnenzijde van een waterkering stelt zich een verticaal verhang (stromingsgradient) in waardoor de effectieve spanningen in de grond afnemen. Bij een sterke gradient kunnen overal langs de verticaal de effectieve spanningen tot nul reduceren; de grond bevindt zich dan in 'gefluidiseerde' toestand (drijfzandsituatie).

In figuur 4.6 is een configuratie aangegeven waarin dit mechanisme, dat heave wordt genoemd, denkbaar is. De berekening van het verhang waarbij heave optreedt is analoog aan de berekening van de grenspotential bij afdekkende grondlagen ten behoeve van de controle op opbarsten (par.4.1.2).



Figuur 4.6 Heave situatie

Om voldoende veiligheid tegen heave te waarborgen dient het maximaal optredende verhang kleiner te zijn dan het verhang waarbij heave optreedt, het kritieke verhang i_c , is:

$$i_c = \frac{\phi_o - h_p}{d} = \frac{\gamma'}{\gamma_w} = \frac{(1-n)(\gamma_k - \gamma_w)}{\gamma_w} \quad 13$$

Hierin is:

- γ' het ondergedompeld volumegewicht van de grond [kN/m³]
- γ_w het volumegewicht van het (grond)water [kN/m³]
- ϕ_o de stijghoogte ter plaatse van de onderkant van de verticale wand [m t.o.v. referentie]
- h_p het polderpeil (vrije waterspiegel of maaiveld) [m t.o.v. referentie]
- n de poriënfractie [-] in de zandlaag en
- γ_k het volumegewicht van het korrelmateriaal [= 27 kN/m³]

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

$$\gamma' = \frac{1}{d} \sum_i d_i \gamma'_i \quad 14$$

Het kritieke verhang in zand varieert, afhankelijk van de porositeit tussen 0.85 en 1.15. Als regel wordt een veilige toelaatbare waarde aangehouden: $i_{toel} = 0.5$. Het Heavecriterium luidt dus:

$$i_{opt} = \left(\frac{\phi_0 - h_p}{d} \right)_{opt} \leq i_{toel} \quad 15$$

waarin i_{opt} het optredend verhang is.

4.3.2 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:

- een 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 (Fragmenten-methode). Deze methodiek is in TAW kader ontwikkeld, specifiek voor heavecontroles bij dijken of waterkerende kunstwerken met verticale kwelschermen.

Als eenvoudige rekenregel voor controle op het heave-mechanisme wordt in de praktijk vanouds de regel van Lane gehanteerd. In een aantal TAW Leidraden wordt deze regel aanbevolen als eerste ruwe toets; de achterliggende gedachte daarbij is dat deze regel onder alle omstandigheden voldoende veilig is. Hoewel voor die gedachte nooit een wetenschappelijke onderbouwing is gegeven, komen uit de praktijk geen directe aanwijzingen waaruit het tegendeel zou blijken. Met bovengenoemde rekentechnieken is een wetenschappelijk beter onderbouwd instrument voor heave-controle beschikbaar gekomen dat naar de mening van de samenstellers van dit rapport de voorkeur geniet.

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.

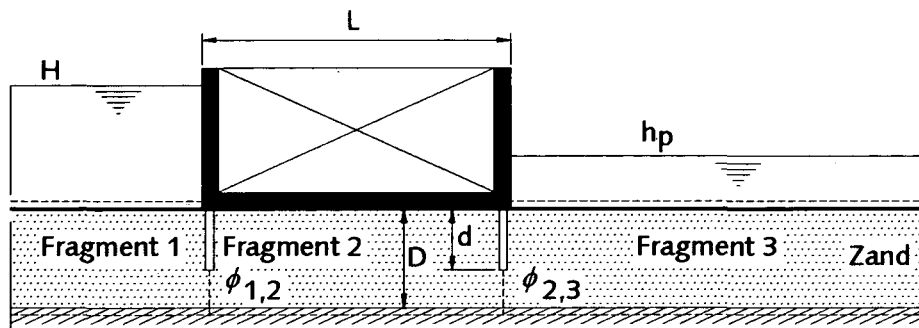
In de navolgende paragraaf wordt het principe van de fragmentenmethode besproken.

4.3.3 De fragmentenmethode

In opdracht van de TAW 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 4.7. 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 kwelchermen 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 kwelchermen. 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 $\phi_{2,3}$.

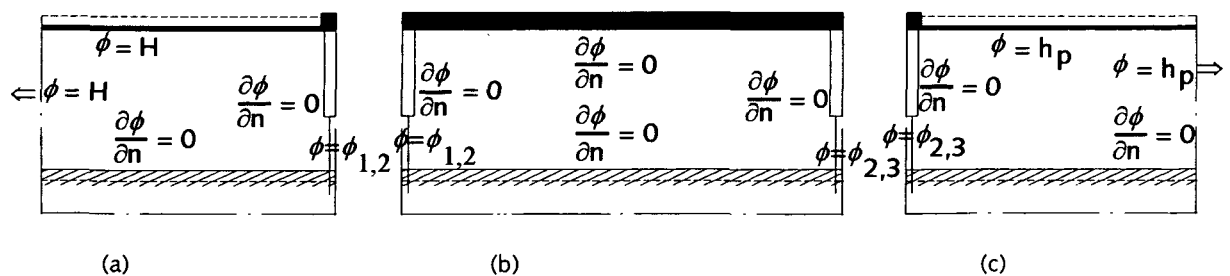


Figuur 4.7 Opdelen in fragmenten

Vervolgens kunnen de fragmenten afzonderlijk worden beschouwd. In figuur 4.8(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:

$$W_1 = \frac{k_1(H - \phi_{1,2})}{Q} \quad 16$$

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 4.8 (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 4.8 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:

$$\frac{-k_1(\phi_{1,2} - H)}{W_1} = \frac{-k_2(\phi_{2,3} - \phi_{1,2})}{W_2}$$

17

$$\frac{-k_2(\phi_{2,3} - \phi_{1,2})}{W_2} = \frac{-k_3(h_p - \phi_{2,3})}{W_3}$$

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 (zie ook Appendix I).

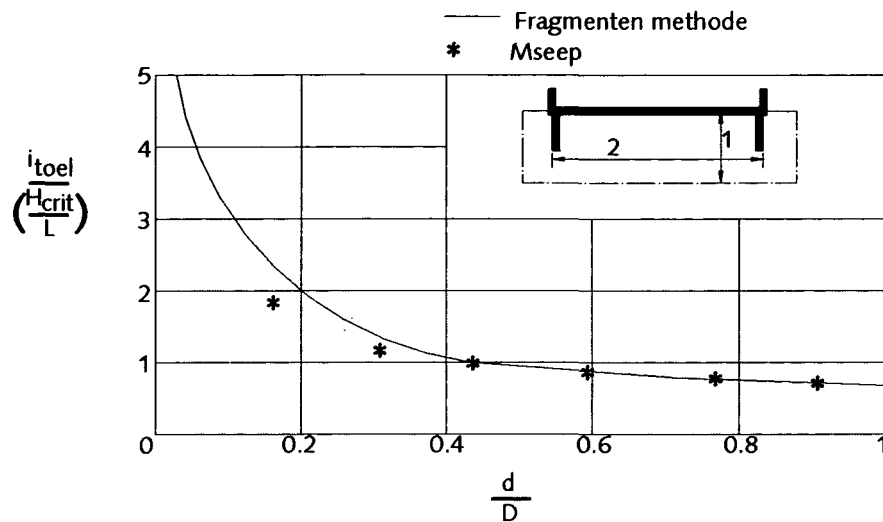
Voor het mechanisme heave is het optredende verticale verhang over het kwelscherm in het staartfragment van belang. In figuur 4.7 is dit:

$$i_{opt} = \frac{\phi_{2,3} - h_p}{d}$$

18

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 (zie paragraaf 4.6 en Appendix III). 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 4.9 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 scherm lengte (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 4.9 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 verschalen. 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 Appendix I en [GD 1998].

4.4 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.

4.4.1 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 intreepunt voor de grondwaterstroming in de zandlaag, ten opzichte van een situatie zonder voorland, over een lengte van:

$$L'_v = \lambda_1 th\left(\frac{L_v}{\lambda_1}\right) \quad 19$$

in de richting van het buitenwater wordt verplaatst. In deze formule is L_v de breedte van het voorland, λ_1 de spreidingslengte (zie paragraaf 4.1.3) en $th()$ de hyperbolische tangensfunctie:

$$th(x) = \frac{e^x - e^{-x}}{e^x + e^{-x}} \quad 20$$

Voor kleine waarden van L_v/λ_1 , bijvoorbeeld kleiner dan 0.5 geldt dat $L'_v \approx L_v$. Voor grote waarden van L_v/λ_1 , bijvoorbeeld groter dan 2, is $L'_v \approx \lambda_1$.

4.4.2 Invloed voorland op het mechanisme Piping

Net als bij opbarsten is het effect van voorland dat het theoretische intreepunt, 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 regels van Bligh of Lane, als bij de regel van Sellmeijer mag de toename van de kwelweg in rekening worden gebracht.

4.4.3 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 (Appendix I).

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.

4.5 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.

4.5.1 Effecten tijdsafhankelijke buitenwaterstand op opbarsten

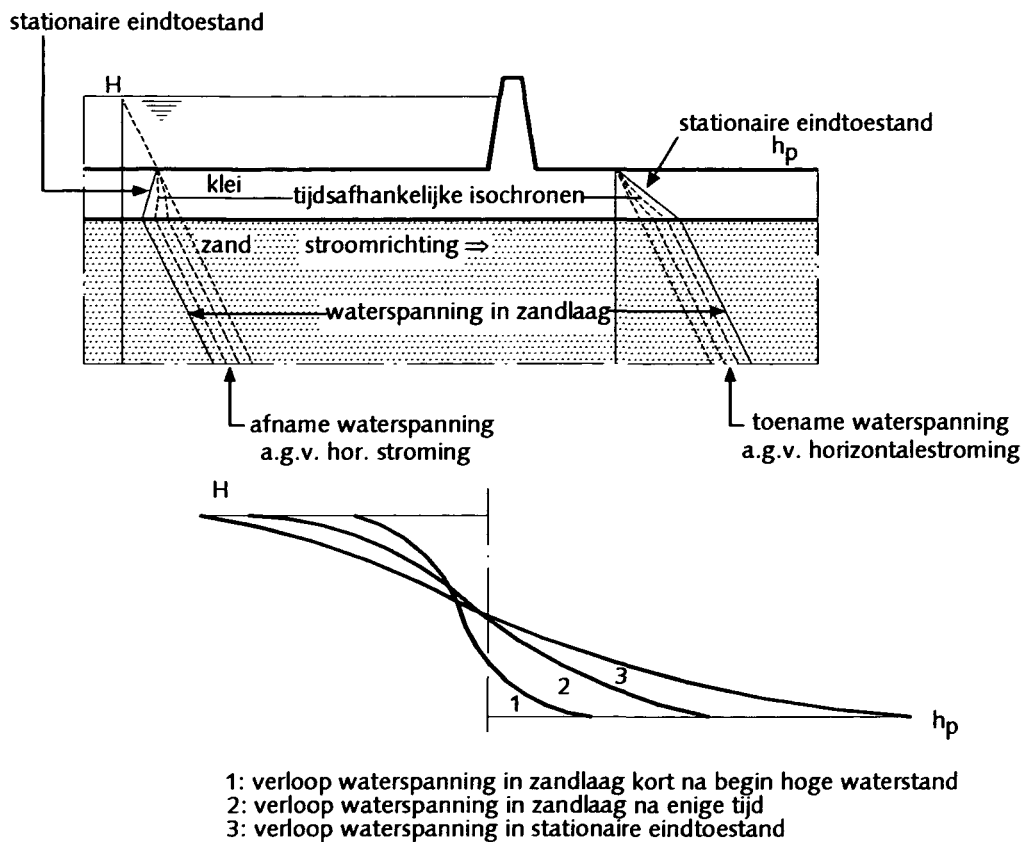
Tijdsafhankelijkheid heeft invloed op de wijze waarop de grondwaterspanningen zich in het geohydrologische systeem onder de waterkering ontwikkelen. In Appendix I zijn differentiaalvergelijkingen gegeven voor berekening van de stationaire stijghoogten in de zandlaag. Kenmerkend voor de stationaire situatie 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 (zwellen) 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 4.10 zijn de waterspanningen langs een verticaal in het voorland en langs een verticaal in het achterland voor de niet stationaire toestand schematisch weergegeven. In het voorland heerst in de afdeklaag een wateroverspanning ten opzichte van de stationaire eindtoestand. Daardoor is de waterspanningsgradiënt onder in de afdeklaag groter dan in de stationaire situatie. 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 λ_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 λ_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 4.10). 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 4.10 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):

$$t_h = \frac{d^2}{c_v} \quad 21$$

waarin d de dikte is van de afdekkende laag en c_v 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 $c_v = 5 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$, dan is de hydrodynamische periode $2 \cdot 10^5 \text{ s} \approx 2.5$ 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:

$$c_v = \frac{k}{\gamma_w m_v} \quad 22$$

waarin k de doorlatendheid is [m/s] en m_v de samendrukbaarheidscoëfficiënt [m^2/kN] voor ééndimensionale samendrukking.

Zouden in bovengenoemd voorbeeld de laagdikten 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 getij-werking 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 blok golf of sinusvormige periodieke golven.

4.5.2 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 verkregen worden aan de hand van 13-uursmetingen van de waterspanningsrespons.

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 getij-amplitude in rekening te brengen bij de berekening van het aanwezige verval over de waterkering. Aanbevolen wordt om hierbij deskundigen te raadplegen.

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 getij-fluctuaties, 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. Ook hierbij is het aan te bevelen deskundigen te raadplegen.

4.6 Beschikbare Computersoftware

Voor het uitvoeren van berekeningen ten behoeve van opbarst-, piping- en heavecontroles zijn diverse computerprogramma's beschikbaar. In tabel 4.3 is een overzicht gegeven. Het gaat om in het kader van TAW-onderzoek ontwikkelde speciaal voor opbarst-, piping- of heave-analyse bedoelde programma's en de meest bekende algemene (multi-purpose) waarmee (onderdelen) van die analyses kunnen worden uitgevoerd.

Tabel 4.3: Overzicht algemeen computersoftware t.b.v. Opbarst-, Piping- en Heavecontroles

Naam	specifiek (S)/ multi purpose (MP)	Probleemtype			Type programma	Opmerking
		opbarsten	piping ²⁾	Heave		
WATEX	S	x ³⁾	B, L, S	x ³⁾	PC-DOS	Det. ¹⁾ , Analytisch Prob., Analytisch PC-DOS ⁵⁾ PC-DOS ⁵⁾ MS-Windows Det., EEM DOS, Quatro MS-Windows Det., Fragmenten Det., EEM
MPIPING	S		S		PC-DOS	
MSEEP	MP	x ⁴⁾		x ⁴⁾	PC-DOS ⁵⁾	
SEEP/W	MP	x ⁴⁾		x ⁴⁾	MS-Windows	
Heave	S			x ⁴⁾	DOS, Quatro	
PLAXIS	MP	x ⁴⁾		x ⁴⁾	MS-Windows	

Noot 1: Det. = deterministisch, Prob. = Probabilistisch
 2: B = Bligh, L = Lane, S = Sellmeijer
 3: Alleen grenspotential en kritiek verhang, te toetsen actuele potentiaal moet worden opgegeven
 4: Alleen berekening actuele potentiaal, toetsing aan grenspotential via WATEX
 5: In nabije toekomst ook MS-WINDOWS versie

Per programma is in appendix III een korte inhoudelijke beschrijving gegeven. Met nadruk wordt erop gewezen dat programmatuur sterk onderhevig kan zijn aan nieuwe ontwikkelingen; een overzicht is gebaseerd op de, voor zover bekend, huidige stand van zaken.

5 Toetsing en maatregelen

5.1 Algemeen

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. Hiertoe worden in eerste instantie eenvoudige rekenregels gehanteerd, waarvoor weinig gegevens betreffende de waterkering nodig zijn. Voldoet de waterkering niet volgens de eenvoudige regels, dan worden meer geavanceerde rekenregels toegepast, waarvoor in het algemeen meer gegevens nodig zijn. Wordt dan nog niet voldaan aan de eisen, dan bestaat in sommige gevallen de mogelijkheid om meer complexe methoden toe te passen.

Het dimensioneren van maatregelen 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 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.

Leeswijzer

In dit hoofdstuk wordt 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.

Mogelijke maatregelen ter voorkoming van piping of heave en de dimensionering daarvan worden behandeld. In aparte paragrafen wordt ingegaan op specifieke aspecten bij het toetsen en het ontwerp van kunstwerken. Eveneens wordt apart aandacht besteed aan de invloed van bomen en leidingen in of nabij een waterkering. Bij de toets 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.

Stapsgewijs toetsen

Het toetsen verloopt in verschillende stappen. Zodra kan worden aangetoond dat er geen gevaar voor piping of heave is, is de toetsing beëindigd. In de stroomschema's 1 t/m 4 zijn overzichten van de verschillende stappen weergegeven. In de schema's wordt verwezen naar de relevante paragraafnummers in dit hoofdstuk. Een schema hoeft niet altijd in de weergegeven volgorde gevolgd te worden. Soms is het nuttig om een aantal stappen min of meer iteratief te herhalen, waarbij de gegevens steeds nauwkeuriger worden bepaald. In andere gevallen zullen juist weer stappen overgeslagen kunnen worden, bijvoorbeeld omdat al relatief veel gegevens beschikbaar zijn.

5.2 Toetsing bij dijken

5.2.1 Geometrie en waterstanden

De volgende gegevens betreffende de geometrie en waterstanden zijn nodig 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

Uittreepunt

Het maatgevende uittreepunt ligt in het algemeen bij de binnenteeën, 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 uittreepunten de toets uitgevoerd te worden.

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. Bij een door een kade omgeven waterpartij, bijvoorbeeld een wiel, kan bij twijfel aan de betrouwbaarheid van de kade overwogen worden uit te gaan van de binnenwaterstand, die zou ontstaan na kadebreuk.

In de schema's 1, 2 en 3 is een overzicht gegeven van de verschillende stappen die bij een toets gevolgd worden. In de schema's zijn verwijzingen naar de paragrafen opgenomen.

5.2.2 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.

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 3 zijn mogelijk pipinggevoelige grondprofielen besproken. Indien geen pipinggevoelig profiel aanwezig is, dan is verder onderzoek 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. 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 3 is dit meer in detail besproken. In dat geval wordt getoetst op heave met de methode van Lane of met de heaveregels. Als er geen sprake is van heave dan wordt getoetst met de methode van Bligh of Sellmeijer.

Intreepunt

Het intreepunt 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 intreepunt bij de buitenteeën 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 intrepunt zijn de volgende gegevens van belang:

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

Het intrepunt zal in het algemeen binnen de keurzone gekozen worden, omdat het beheer dan eenvoudiger te realiseren is.

Dikte en doorlatendheid van kleilaag

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 onderzoek naar de kleilaag te doen.

Het intrepunt 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 intrepunt dicht bij de dijk te worden gekozen. Hiertoe wordt de spreidingslengte berekend, volgens paragraaf 4.1.3.

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 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 intrepunt op een bepaalde locatie kan tevens op basis van peilbuiswaarnemingen worden vastgesteld. Hiertoe worden de peilbuiswaarnemingen met WATEX of 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.

Als het intrepunt bekend is, kan eventueel eerst de toets volgens de methode Bligh (paragraaf 4.2.2), worden uitgevoerd voordat verder grondonderzoek wordt gedaan.

Dikte, korrel diameter en doorlatendheid watervoerende zandlaag

De dikte en doorlatendheid van de watervoerende zandlaag kan in eerste instantie worden verkregen uit de literatuur, zoals de Grondwaterverkenning van NITG - TNO of uit informatie van andere instanties. Hierbij wordt de grootste dikte en doorlatendheid aangehouden in het geval 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.

De korrel diameter van het zand in de zandlaag wordt in eerste instantie geschat voor de toepassing van de methode van Bligh. Aanbevolen wordt om zandmonsters te verzamelen en te bewaren indien boringen

door de kleilagen in de zandlaag worden gedaan. In een later stadium kunnen korrelverdelingen van de zandmonsters worden bepaald voor de toepassing van de methode van Sellmeijer.

Dikte en soortelijk gewicht kleilaag binnendijks

De dikte van de klei- of veenlaag binnendijks wordt middels onderzoek vastgesteld. Voor de intensiteit van het onderzoek gelden grotendeels dezelfde overwegingen en aanwijzingen als degene die bij het bepalen van de kleilaag buitendijks zijn gegeven. In de berekening wordt de minimaal aanwezige dikte gebruikt, die voorkomt in het traject waar de berekening representatief voor wordt verondersteld. Het soortelijk 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.

5.2.3 Welvorming en opbarsten kleilaag

Piping zal alleen optreden als binnendijks wellen aanwezig zijn. Indien binnendijks 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.

In die gevallen zal kwelweglengtecontrole met behulp van de rekenregels van Bligh of Lane moeten plaatsvinden

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 binnendijks 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 Bligh of 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.

Ontgravingen

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

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.

Potentiaal in zandlaag

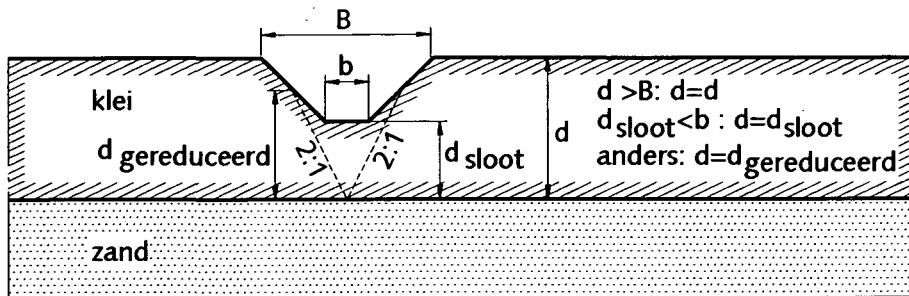
De potentiaal in de zandlaag kan worden berekend met de analytische formules uit de Leidraad voor het Ontwerpen van Rivierdijken deel I. Daarnaast kunnen ook diverse computerprogramma's worden gebruikt, zoals WATEX of numerieke grondwaterstromingsmodellen. Ter controle ingevoerde parameters kunnen peilbuiswaarnemingen 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.

Opbarsten

Opbarsten van de kleilaag binnendijks wordt berekend zoals in paragraaf 4.1.4 is beschreven.

Indien een sloot voorkomt binnen de opdrijfzone of binnen de kritieke kwelweglengte, dan wordt de laagdikte van de klei/veenlaag gereduceerd. De breedte van opdrijfzone kan gelijk aan tweemaal de laagdikte worden aangenomen. De volgende reductie van de laagdikte wordt aangehouden:

1. $d > B$, met B : de breedte van sloot op maaiveldniveau: geen reductie
2. $d_{\text{sloot}} < b$, met d_{sloot} de dikte van de laag onder de slootbodem en b de breedte van de slootbodem: $d = d_{\text{sloot}}$
3. overigens: $d = d_{\text{gereduceerd}}$, waarbij de gereduceerde laagdikte met een spreiding van 2:1 wordt bepaald, volgens figuur 5.1.



Figuur 5.1 In rekening te brengen kleilaagdikte bij een sloot

In alle gevallen kan het gewicht van het water boven de slootbodem ook in rekening worden gebracht.

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, rekening houdend met de veiligheidsfactor volgens paragraaf 4.1.4, 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, bijvoorbeeld door controle van de kwelweglengte met de regels van Bligh, Lane of Sellmeijer, of door controle van verticale verhangen bij het uittreepunt (heave).

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 binnendijks welvorming 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. In het andere geval kan alsnog de controle op opbarsten worden uitgevoerd.

5.2.4 Methode van Bligh

De methode van Bligh is een eenvoudige toets op piping, waarin de aanwezige kwelweglengte wordt getoetst aan de kritieke kwelweglengte volgens Bligh. De aanwezige kwelweglengte is uit het onderzoek verkregen. Indien het uittreepunt niet eenduidig is vast te stellen, dan wordt de toets voor meerdere kwelwegen gedaan, ieder met het bijbehorende verval.

De creep factor van Bligh wordt bepaald aan de hand van de geschatte korrel diameter van het zand in de watervoerende zandlaag. Als geen gegevens van het zand bekend zijn, dan wordt voor de creep factor de waarde 18 aangehouden. Dit is de bovengrens van de creep factor. Met deze waarde kan snel een toets op piping worden gedaan, als uitsluitend globaal het in- en uittreepunt bekend zijn.

De methode van Bligh en de waarden die voor C_{creep} worden aangegeven, kennen niet een uitgebreide probabilistische onderbouwing. Aangenomen mag worden dat het een veilige benadering is. 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 kan dan verder gaan met de geavanceerder rekenregel volgens Sellmeijer. In het algemeen leidt dit tot een gunstiger (kortere) benodigde kwelweglengte, hoewel dit niet noodzakelijk altijd het geval is. Met name indien de verhouding D/L (dikte van de watervoerende zandlaag en de kwelweglengte) groot is kan dit het geval zijn.

5.2.5 Methode van Sellmeijer

Met de methode van Sellmeijer wordt de kritieke kwelweglengte nauwkeuriger berekend. De methode van Sellmeijer levert bijna altijd een lagere kritieke kwelweglengte op, indien de dikte van de watervoerende zandlaag relatief gering is. In het algemeen kan worden gesteld dat het zinvol is de methode van Sellmeijer toe te passen indien de dikte van de zandlaag kleiner is dan de kwelweglengte. Overigens verdient het aanbeveling de methode van Sellmeijer altijd toe te passen, als de ervoor benodigde informatie voorhanden is.

De volgende aanvullende informatie is nodig:

- korrelverdeling van de zandlaag
- doorlatendheid van de zandlaag.

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.

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 binnendijks, 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 waarden 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.

Doorlatendheid

De doorlatendheid is voor het berekenen van de potentiaal (paragraaf 5.2.3) 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 Appendix II.

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.

Kritiek verval en kritieke kwelweglengte

Het kritieke verval wordt berekend met de formule van Sellmeijer, zie paragraaf 4.3.2.

Voor de diverse invoerparameters moeten karakteristieke waarden gebruikt worden (Tabel 4.2).

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.

Als minimale benodigde kwelweglengte in een zandlaag wordt $L_{\min} = 10 \cdot \Delta H$ aangehouden, ook als met de formule van Sellmeijer een kleinere waarde wordt gevonden [TAW 1994].

Het kan voorkomen dat met de methode van Sellmeijer een grotere benodigde kwelweglengte wordt gevonden dan de maximale benodigde kwelweglengte, $18 \cdot \Delta H$, conform de regel van Bligh. Hoewel het voor de hand zou liggen om aan te nemen dat de methode van Sellmeijer in zo'n situatie maatgevend is, vanwege de betere onderbouwing, wordt in de huidige adviespraktijk toch voor Bligh gekozen. De voorlopige TAW-B richtlijn [TAW 1994] staat dit ook uitdrukkelijk toe.

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 5.2.9 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.

5.2.6 Heave

Controle op heave houdt een controle op het verticale verhang bij de uitstroom in, zie paragraaf 4.3. In Appendix I (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 Appendix I 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 5.2.7).

5.2.7 Methode van Lane

Aanbevolen wordt om deze methode voor pipingcontrole uitsluitend toe te passen indien de methoden van Bligh of van Sellmeijer niet toepasbaar zijn, 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 5.2.6. 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 creep factor van Lane bekend zijn. Deze is afhankelijk van de materiaaltyping in de watervoerende laag; een schatting van de grofheid van het zand is voldoende. Evenals de methode van Bligh is 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.

5.2.8 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 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 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.

5.2.9 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.

Instationariteit

De hoogwatergolf in het getijdegebied, en in iets mindere mate in het overgangsgebied, duurt relatief kort. Binnen een hoogwaterperiode zullen de waterspanningen binnendijs 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. 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.

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.

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.

5.3 Toetsing bij kunstwerken

In Schema 4 *Kunstwerken* is een overzicht gegeven van de verschillende stappen die bij een toetsing gevolgd worden. In het schema zijn verwijzingen naar de paragrafen opgenomen.

5.3.1 Onder-/achterloopsheid en piping

Met onderloopsheid wordt in feite hetzelfde bedoeld als piping. Achterloopsheid is eveneens hetzelfde als piping, maar dan optredend naast het kunstwerk. De beoordeling verloopt in principe hetzelfde. Een verschil tussen dijken en kunstwerken is dat bij kunstwerken de kwelweg, inclusief het in- en uitteerpunt, vrij vast ligt. Bij kunstwerken zijn vaak kwelschermen geplaatst, ter vergroting van de verticale - of horizontale kwelweg.

5.3.2 Constructie

Voor het bepalen van de kwelweg zijn gegevens over de constructie nodig. Van belang zijn:

- de afmetingen
- locatie, conditie en afmetingen van kwelschermen
- de aanwezigheid van funderingspalen.

De meest aangewezen bron is de constructie tekening. Als geen tekeningen beschikbaar zijn, dan kunnen de afmetingen van de constructie meestal worden opgemeten. Informatie over kwelschermen of fundering is minder eenvoudig te verkrijgen. Eventuele kwelschermen kunnen worden aangetoond middels ontgravingen of door het analyseren van peilbuiswaarnemingen. Dit is tevens aan te raden indien twijfel bestaat over de staat waarin de kwelschermen, of de aansluiting van de schermen aan de constructie, zich bevinden. Er kan twijfel ontstaan indien:

- de kwelschermen periodieke of permanent boven de grondwaterstand uitkomen
- kwel is geconstateerd tijdens hoogwater of andere belastingsomstandigheden
- een corrosief milieu aanwezig is bij stalen schermen; de aanwezigheid van zout water of veen veroorzaken relatief veel corrosie (in de Handreiking Constructief Ontwerpen [TAW 1994²] zijn enkele richtlijnen hierover opgenomen)
- negatieve kleef langs de schermen kan zijn opgetreden
- de verwachte levensduur van de schermen is verstreken
- de mogelijkheid bestaat dat corrosie door elektrische spanning is opgetreden.

Ontgravingen hebben het voordeel dat vrij snel en vrij nauwkeurig inzicht kan worden verkregen in de hoedanigheid van kwelschermen. Een groot nadeel is echter dat de dijk aansluitend aan het kunstwerk deels ontgraven moet worden, waardoor de waterkering verzwakt. Dit kan in de meeste gevallen niet zonder tijdelijke, compenserende maatregelen. Bij ontgravingen in zandlagen beneden de grondwaterstand zal bovendien veelal een bemaling moeten worden toegepast. Een ontgraving voor de controle van kwelschermen is een vrij ingrijpende gebeurtenis, zeker voor schermen onder een kunstwerk waarvan de vloer ver beneden de gemiddelde waterstand ligt. Dit middel zal alleen gehanteerd worden als er geen verdere opties zijn.

Het plaatsen van peilbuizen zal in eerste instantie vlak naast het kunstwerk worden uitgevoerd, zodat het boren van gaten door de vloer kan worden vermeden. Een nadeel van de beoordeling op basis van peilbuiswaarnemingen is dat gewacht moet worden tot een hoog water optreedt. Uit de peilbuiswaarnemingen kan vervolgens mogelijk de aanwezigheid van kwelschermen worden afgeleid, het aantal en de afmetingen is echter niet nauwkeurig te bepalen.

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 [GD 1998], zie ook Appendix I.

5.3.3 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.

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.

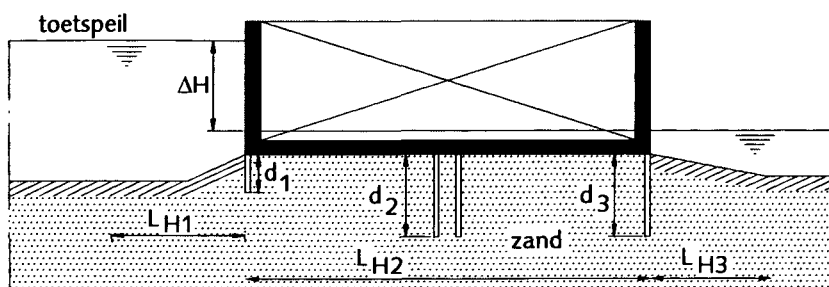
5.3.4 Kwelweg

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

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

- tussen schermen of constructieonderdelen kan een kortgesloten kwelweg ontstaan (figuur 5.2)
- 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 Appendix I).
- 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 bovenstreams of een zanddichte vloer benedenstreams 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 5.2 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.

5.3.5 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 Bligh of 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 Bligh, Sellmeijer of de heave regels niet van toepassing zijn.

5.3.6 Bligh en Sellmeijer

Bij een uitsluitend horizontale kwelweg kunnen de methoden Bligh en Sellmeijer worden toegepast zoals in de paragrafen 5.2.4 en 5.2.5 is beschreven.

Indien het kunstwerk op palen is gefundeerd, mag de horizontale kwelweg niet in rekening worden gebracht. De methoden van Bligh en Sellmeijer zijn dan niet van toepassing.

5.3.7 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 ontwerpsituaties winst te behalen valt door toepassing van de regel van Sellmeijer of met de heave regel.

5.3.8 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 hoofdstuk 4 en Appendix I) beschikbaar. In appendix I zijn enkele grafieken opgenomen, die berekend zijn met behulp van dit programma. Aan de hand hiervan kan voor enkele standaardgeometrieën 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 doorsnedevlak 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 zettingspleet of anderszins ruimte tussen de onderkant van de kering en de zandlaag, dan is reductie van de weerstandsfactoren bij de fragmentenanalyse nodig (zie Appendix I).

5.3.9 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.

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 intrepunt of van de horizontale kwelengte is aangenomen dat vloeren van sluisen, 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 kwelweglengte 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.

Hoogwater

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 nader onderzoek uit te voeren. Ook als de hoeveelheid kwel toeneemt in vergelijking met eerdere hoogwaters wordt aangeraden nader onderzoek uit te voeren.

5.3.10 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 uittreeverhang zijn gebaseerd.

5.4 Maatregelen

5.4.1 Algemeen

De dimensionering van maatregelen verloopt volgens dezelfde methoden en rekenregels als die in paragraaf 5.2 bij de toetsing 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 getijde gebied is het ook nuttig 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.

Er zijn principieel verschillende maatregelen mogelijk. De verschillen worden voornamelijk veroorzaakt doordat op verschillende aspecten van het faalmechanisme wordt ingegrepen. De diverse principe mogelijkheden zijn:

- verlengen van de kwelweg, horizontaal of verticaal
- voorkomen van het opbarsten van de kleilaag binnen de kritieke kwelweglengte
- verkleinen van het verval
- 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 de figuren 5.3 t/m 5.5 zijn de maatregelen schematisch weergegeven.

In de daarop volgende paragraaf wordt ingegaan op specifieke aspecten bij kunstwerken.

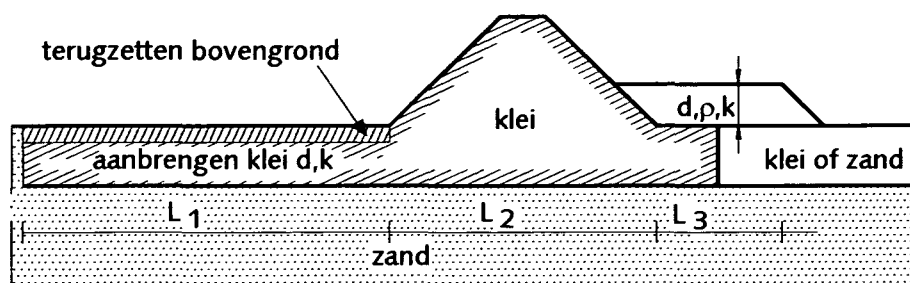
In de laatste paragraaf wordt een kwalitatieve vergelijking van de kosten van de verschillende maatregelen weergegeven.

5.4.2 Verlengen van de horizontale kwelweglengte

Verlengen van de horizontale kwelweglengte buitendijks houdt in dat het intreepunt verder van de dijk wordt afgelegd, figuur 5.3. 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 5.3 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 4.4.

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.

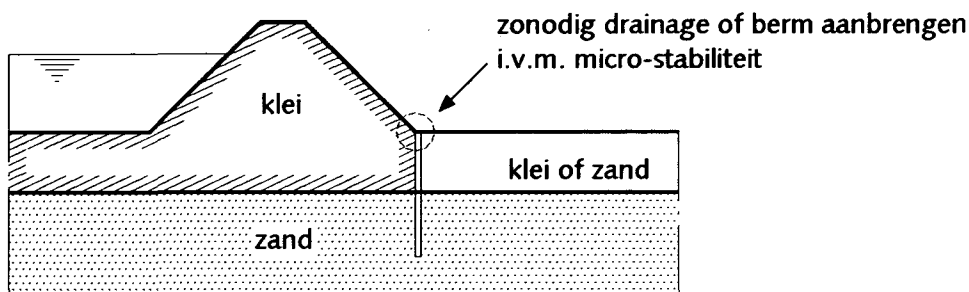
Verlengen van de kwelweg binnendijks is eveneens mogelijk. Dit houdt in dat een pipingberm wordt aangelegd. In paragraaf 5.4.4 en 5.4.5 wordt hier op ingegaan.

5.4.3 Verlengen van de verticale kwelweg

Bij het verlengen van de verticale kwelweg wordt onderscheidt gemaakt tussen verlenging nabij de uitstroomopening enerzijds en verlengen onder de dijk of buitendijks anderzijds.

Verlenging van de verticale kwelweg bij de uitstroom (figuur 5.4), door middel van het aanbrengen van een kwelscherm, is het meest effectief (zie opmerking 1, paragraaf 4.2.3). 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 5.4 Kwelscherm bij dijken

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. De 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.

5.4.4 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 5.3. De breedte van de berm wordt bepaald aan de hand van de kritieke kwelweglengte. Het gewicht van de berm dient zodanig te zijn dat een opbarstfactor van 1,10, overeenkomstig paragraaf 4.1.4, wordt gerealiseerd. De hoogte van de berm en het soortelijk gewicht van het bermmateriaal worden hierop gebaseerd. Buiten het gewicht hoeven verder geen eisen aan het bermmateriaal te worden te 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 5.6 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.

5.4.5 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 heaveregels 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 5.4.4. 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 grondwaterstromingsgradiënt in de berm (bij ontwerpomstandigheden) niet mag toenemen.

5.4.6 Verkleinen van het verval

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. 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.

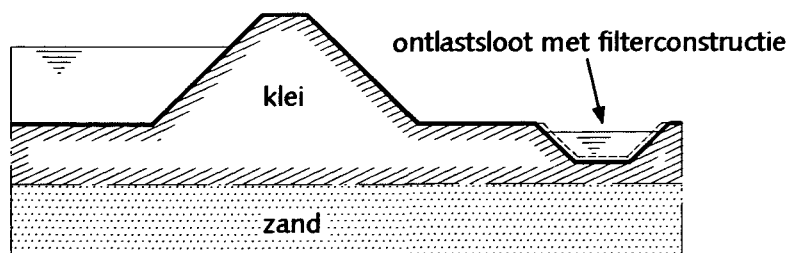
Door het terrein binnendijks te inunderen wordt hetzelfde effect bereikt. In de praktijk is dit alleen toepasbaar indien kwelkades of andere voorzieningen aanwezig zijn. Deze kwelkades maken onderdeel uit van de primaire waterkering en zullen daarom op alle faalmechanismen getoetst moeten zijn. Ook hier 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.

5.4.7 Uitspoelen van zand voorkomen

Piping kan worden voorkomen door te voorkomen dat zand uitspoelt. Dit kan worden bereikt door een filter aan te brengen bij het uittreepunt, figuur 5.6. Het filter kan bestaan uit een granulair filter, opgebouwd volgens de filterregels of uit een verzawaard filterdoek. Voor een goede werking van deze methode zijn drie aspecten van groot belang:

- het filter dient zanddicht te zijn
- het uittreepunt moet bekend zijn
- het filter moet meer waterdoorlatend zijn dan de ondergrond.



Figuur 5.5 Ontlastingsloot met filterconstructie

Zanddichtheid

Een voldoende zanddichtheid wordt verkregen door toepassing van de filterregels. De aansluitingen van het filter op de omgeving dienen voldoende aandacht te krijgen.

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.

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. Een filter zal in het algemeen langzaam dichtslibben met organisch of anorganisch materiaal, of door organische activiteiten in het filter. 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.

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.

5.4.8 Maatregelen bij kunstwerken

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.

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.

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 4.2.3). 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.

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.

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.

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.

5.5 Kostenindicatie

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.

Tabel 5.1: Indicatie van kosten van pipingmaatregelen bij dijken

	aanlegkoste indicatief gulden/m'	aanleg kosten ¹ relatief	onderhouds- /beheers/ afschrijvings- kosten ²	beperkingen in gebruik grond ³
ingraving van klei in voorland	500 ⁴	+	0	-
ingraving van klei in voorland bij bemaling	550 ⁴	+	0	-
pipingberm	300 ⁴	0/+	0	--
verticaal kwelscherm binnendijks	500 ⁵	+	+	0
verticaal kwelscherm buitendijks	1500 ⁶	++	+	0
filterconstructie	200 ⁷	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 m², 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 m²/m'

Toelichting:
 De kosten zijn per strekkende meter dijk, uitgaande van:

- een kwellengte 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 kwellengte 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 kwellengte dient te zijn; dit kan echter zeer variëren,
- kwelschermen: bentoniet, dik 0,5 m; een stalen damwand is circa 30% duurder,
- bij de filterconstructie is aangenomen dat het gaat om een sloot, met een oppervlak van bodem en taluds gelijk aan 4 m²/m', waarin een geotextiel met een bestorting met een laagdikte van 0,2 m wordt aangebracht,
- kosten excl. BTW en voorbereiding, prijspeil april 1998, uitgaande van redelijk omvangrijke projecten.

5.6 De invloed van bomen en boomwortels

5.6.1 Algemeen

Over de invloed van bomen 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 Technisch Rapport 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.

5.6.2 Voorland

Zeedijken

Bomen in het voorland zullen bij zeedijken niet voorkomen. Gezien de grote kans op ontworteling, zijn bomen hier overigens ook niet toegestaan.

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 bovenrivierengebied worden gevolgd.

Dijken bovenrivierengebied

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.

5.6.3 Achterland

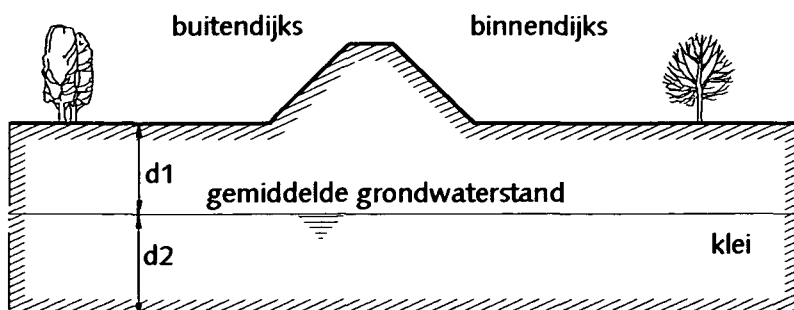
Beoordeling bij dijken in het benedenrivierengebied en zeedijken

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.

Beoordeling bij rivierdijken

1. Indien de kleilaag tot meer dan een meter beneden de grondwaterstand aanwezig is, zijn bomen in het achterland toelaatbaar (figuur 5.6). 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 5.6: Dikte kleilaag bij bomen: indien $d_2 > 1\text{m}$, dan zijn bomen toegestaan

5.6.4 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.

5.6.5 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.

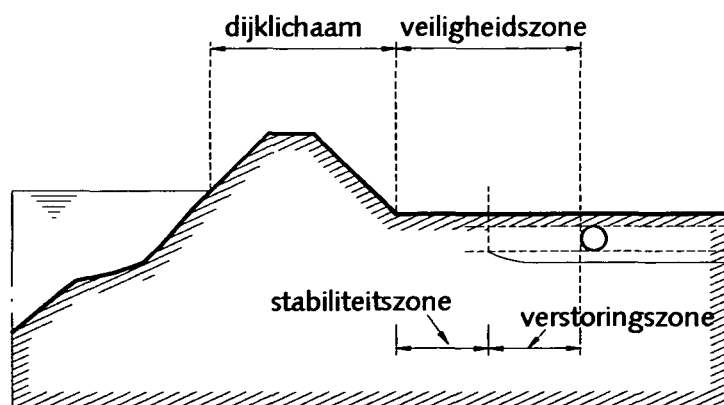
5.7 Piping bij pijpleidingen en doorpersingen

5.7.1 Algemeen

Leidingen 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 5.7). De veiligheidszone is opgebouwd uit de verstoringzone (de afstand tot de leiding waarbinnen ontgroningen en verstoringen ten gevolge van lekkage, breuk of explosie kunnen optreden) en de stabiliteitzone (de breedte van de langs de waterkering gelegen terreinstrook die in verband met de stabiliteit van de waterkering ongestoord moet blijven).

Voor de berekening van verstoringzone en de stabiliteitzone wordt verwezen naar NEN 3651, hoofdstuk 4. Indien de leiding binnen de veiligheidszone ligt, dienen aanvullende eisen te worden gesteld in verband met de veiligheid van de waterkering.



Figuur 5.7: Zonering van de waterkering

5.7.2 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 5.7).

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 onderbouw 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 normen NEN 3650, 3651 en 3652 en de Nederlandse Praktijkrichtlijn NPR 3659 of volgens de door de Provincie Zuid-Holland opgestelde Pijpleidingcode (die in het algemeen iets strenger is).
- de stabiliteit van de waterkering is gewaarborgd. Controle van het mechanisme piping maakt hier onderdeel van uit. 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.

Afhankelijk van de ligging van de leidingen dienen eisen te worden gesteld met betrekking tot graafwerkzaamheden in verband met onderhoud of reparatie van leidingen.

5.7.3 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 normen [NEN 3650/ 3651/ 3652] en de Nederlandse Praktijkrichtlijn [NPR 3659] of de Pijpleidingcode. 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 hoofdstuk 7 van de Leidraad Waterkerende Kunstwerken en Bijzondere Constructies (Basisrapport) [TAW 1997]. Dit betreft aanvullende voorzieningen, met name t.a.v. afsluitmiddelen.

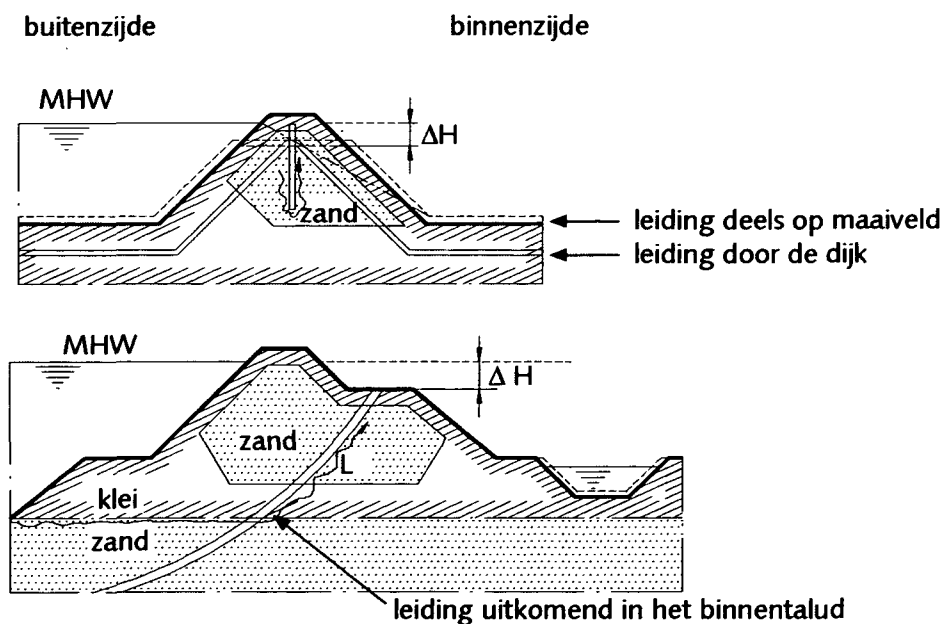
Daarnaast mogen mechanische invloeden (krachten, verplaatsingen) buiten de zogenaamde invloedszone geen effect hebben op de leiding binnen de veiligheidszone. De sterkteberekening van de leiding geldt derhalve een bredere zone (zie [NEN 3651] art. 4.3).

Voor de beoordeling van leidingkruisingen is het van belang om onderscheid te maken in de ligging van de leidingkruising ten opzichte van de waterkering.

Leidingkruisingen met een verhoogde ligging ter plaatse van de waterkering

Dit zijn vooral de conventionele leidingkruisingen die zijn aangelegd in open ontgravingen of met behulp van doorpersingen. Binnen dit hoofdtype worden onderscheiden (zie figuur 5.8):

- 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.
- horizontaal gestuurde boring, uittredend in het binnentalud van de waterkering. 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, zo'n oplossing wordt toegestaan. Een en ander uiteraard ter beoordeling van de dijkbeheerder.



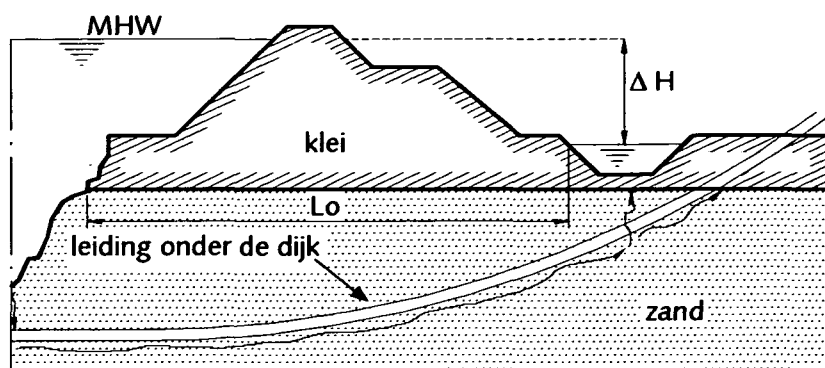
Figuur 5.8: In de praktijk voorkomende leidingkruisingen (De niet afgedekte leiding en de in het binnentalud uitkomende geboorde leiding zijn in beginsel niet acceptabel)

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 kwelscherm 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. 5.3).

Diepgelegen leidingkruisingen

Dit betreft meestal horizontaal gestuurde boringen (zie figuur 5.9). 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 5.9: 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.

5.7.4 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 ontgroningen 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.

5.8 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.

Ontgravingen en erosie

Door ontgravingen of erosie buitendijks kan de kwallengte 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.

Bebouwing

Bebouwing op zich heeft geen invloed op piping, voorzover de bebouwing inclusief fundering buiten het ontwerpprofiel 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 ontgroningzone 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.

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.

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.

Beheer

In de richtlijnen voor bomen, paragraaf 5.6, 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.

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.

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.

6 Schadecatalogus en noodmaatregelen

6.1 Inleiding

In de schadecatalogus (Appendix IV) 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 Technisch Rapport 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.

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.

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 6.1, 6.2, 6.3 en 6.4 wordt hiernaar verwezen. De nummers corresponderen met de foto's in de schadecatalogus. De codes S, K, D corresponderen met principeschetsen voor Schutsluis, Kokersluis 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.

6.2 Schadebeelden bij dijken

6.2.1 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 6.1 zijn deze schadebeelden in algemene bewoordingen genoemd. Bij de opname van schadebeelden zal dit nader moeten worden gespecificeerd.

Tabel 6.1 Schadebeelden, mogelijk duidend op de conditie-afname van een dijkvak

code	schadebeeld	schadecatalogus
1.1	afkalving voorland	1.1a ; 1.1b
1.2	graverijen (dier): - dassenburchten; - konijnenholen; - molshopen en -gangen; - muskusratten; - etc.	1.2a ; 1.2b 1.2c
1.3	graafwerkzaamheden (mens): - sloten, waterpartijen; - aanbermingen; - leidingen / leidingkruisingen; - objecten (woningen, windmolens); - kleiwinning; - etc.	1.3a 1.3b 1.3c
1.4	bomen: - verzwakte boom; - kuil door ontwortelde boom; - etc.	1.4a; 1.4b

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 vooralsnog kan worden volstaan met gerichte inspecties om de schade-ontwikkeling te volgen, of dat maatregelen moeten worden getroffen om de schade te herstellen vóór de komende hoogwaterperiode.

6.2.2 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 6.2. 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.

Tabel 6.2 Schadebeelden, mogelijk duidend op welvorming en/of piping bij een dijkvak (fase, urgentie en maatregelen indien schade geconstateerd bij hoogwater)

code	schadebeeld	fase	urgentie	maatregel	schadecatalogus
2.1	hoge vochtigheid grond binnentalud	A	i	-	2.1
2.2	hoge vochtigheid achterland	A	i	-	2.2
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	a	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	b	2.7
2.8	water spuit naar boven	B	ii	b	2.8
2.9	vertroebeling slootwater	B	ii	a	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	b	2.11
2.12	zand in slootwater	C	iii	c	2.12a; 2.12b
2.13	zandmeevoerende wel op maaiveld; kratervorming	C	iii	c	
2.14	zandmeevoerende wel in sloot; krater boven slootpeil	D	iii	d, e	
2.15	verzakken binnentalud / achterland (niet door graverijen)	D	iii	d, e	2.15a; 2.15b

Onder de codering met betrekking tot fase, urgentie en maatregelen wordt het volgende verstaan:

Fase van welvorming en/of piping:

- A kwel binnendijs;
- B welvorming (geconcentreerde kwel) binnendijs;
- 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.

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

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.

6.3 Schadebeelden bij kunstwerken

6.3.1 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 6.3 zijn deze schadebeelden in algemene bewoordingen genoemd. Bij de opname van schadebeelden zal dit nader moeten worden gespecificeerd.

Tabel 6.3 Schadebeelden, mogelijk duidend op de conditie-afname van een kunstwerk

code	schadebeeld	schadecatalogus
3.1	afkalving voorland	
3.2	graverijen naast het kunstwerk (dier): <ul style="list-style-type: none">- dassenburchten;- konijnenholen;- molshopen en -gangen;- muskusratten;- etc.	
3.3	graafwerkzaamheden naast het kunstwerk (mens): <ul style="list-style-type: none">- 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

Evenals bij dijken (par. 6.2.1) 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 schade-ontwikkeling te volgen, of dat maatregelen moeten worden getroffen om de schade te herstellen vóór de komende hoogwaterperiode.

6.3.2 Piping/welvorming bij hoogwater

In tabel 6.4 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.

Tabel 6.4 Schadebeelden, mogelijk duidend op welvorming en/of piping bij een kunstwerk

code	schadebeeld	schadecatalogus
4.1- 4.15	schadebeelden 2.1 t/m 2.15 uit tabel 6.2 – 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	

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 6.2. 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 6.2. 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).

6.4 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 gecostateerd? 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.

7 Rekenvoorbeelden

7.1 Rivierdijk I

7.1.1 Beschrijving

Voor deze case is uitgegaan van een 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 strang 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 7.1.1 weergegeven.

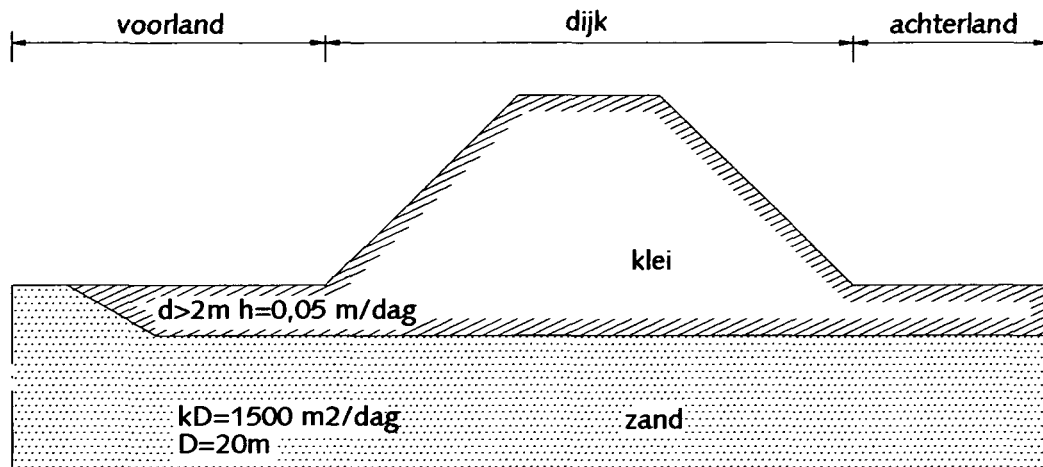
Tabel 7.1.1 Breedte dijk en voorland

hmp	breedte dijk [m]	breedte voorla [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

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 7.1.1 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 7.1.1 is een schematische doorsnede gegeven.



Figuur 7.1.1 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

- Meetgevend hoogwater (MHW) : NAP + 14,6 m

Grondeigenschappen

klei binnendijks:

- soortelijk gewicht : 17,5 kN/m³
- doorlatendheid (geschat) : 0,05 m/dag

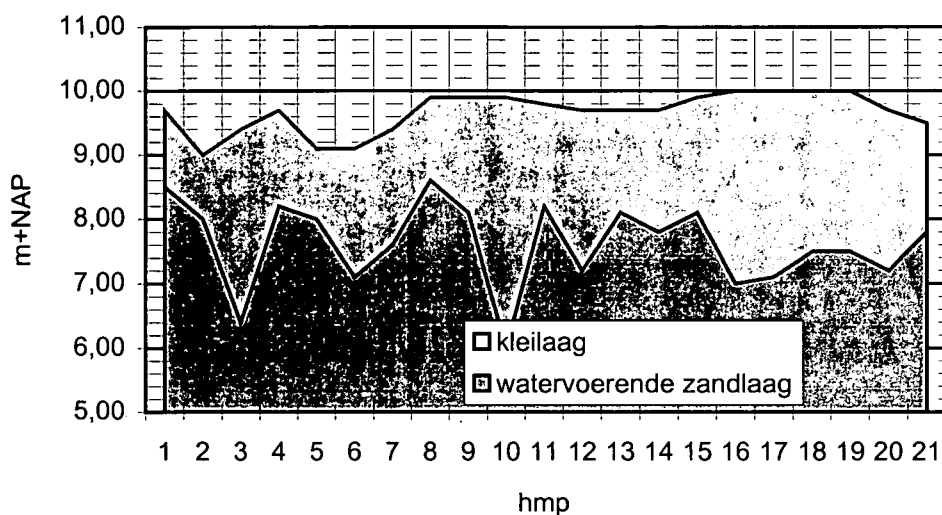
Zand:

- $kD = 1500 \text{ m}^2/\text{dag}$
- korrelgrootte volgens onderstaande tabel

Tabel 7.1.2 Korrelgrootten zandmonsters

monster	d10 mm	d60 mm	d70 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

Lengteprofiel binnendijks



Figuur 7.1.2 Lengteprofiel binnendijks

7.1.2 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. Er wordt als eerste een globale beoordeling met de methode van Bligh uitgevoerd.

Eerste beoordeling volgens de methode van Bligh

Aangenomen wordt dat de binnendijkse kleilaag opbarst en dat een opbarstkanaal nabij de binnenteeen van de dijk kan ontstaan. De intreelengte wordt berekend met behulp van de spreidingslengte, volgens formule 4 en 19. De spreidingslengte λ is in dit geval 245 m. In rekening te brengen intreelengte is in onderstaande tabel weergegeven, afhankelijk van de aanwezige voorlandbreedte.

Tabel 7.1.3 Theoretische intreelengte

Aanwezige voorlandbreedte [m]	Theoretische intreelengte [m]
40	39.6
30	29.8
20	20
10	10

De aanwezige kwelengte kan hiermee worden vastgesteld op de som van de theoretische intreelengte en de breedte van de dijk.

De creep factor voor de methode van Bligh is in dit geval voor het middel fijne tot middel grove zand met d_{50} circa 0,3 mm, gelijk genomen aan 15, volgens tabel 4.1.

De waterstand binnendijks kan zonder belemmeringen stijgen tot het maaiveld. Het verval ΔH wordt daardoor gelijk aan het verschil tussen het MHW en het binnendijkse maaiveld niveau.

Voor de dikte van de kleilaag binnendijks, d , kan niet zondermeer de dikte worden genomen die in een bepaald dwarsprofiel aanwezig is. Bij een zeer gedetailleerde bepaling zouden ook kwelwegen in beschouwing genomen kunnen worden die niet loodrecht onder de dijk door gaan. In dit geval wordt een veilige benadering gekozen, waarbij de minimale kleidikte die op dit traject voorkomt, wordt toegepast.

In onderstaande tabel zijn de resultaten weergegeven. De benodigde kwelweglengte, berekend met de regel van Bligh (hoofdstuk 4, formule 7) is cursief weergegeven indien deze groter is dan de aanwezige.

Tabel 7.1.4 Aanwezige en vereiste kwelweglengten volgens Bligh

hmp	aanwezig v [m]	aanwezige kwelwegen [m]	benodigde kwelwegleng [m]
1	4,9	31	68,6
2	5,6	70	79,1
3	5,2	70	73,1
4	4,9	60	68,6
5	5,5	60	77,6
6	5,5	70	77,6
7	5,2	70	73,1
8	4,7	70	65,6
9	4,7	40	65,6
10	4,7	70	65,6
11	4,8	70	67,1
12	4,9	70	68,6
13	4,9	70	68,6
14	4,9	31	68,6
15	4,7	36	65,6
16	4,6	36	64,1
17	4,6	36	64,1
18	4,6	31	64,1
19	4,6	31	64,1
20	4,9	60	68,6

Het blijkt dat de aanwezige kwelweglengte tussen hmp 7 en 8 en tussen hmp 10 en 13 voldoende is. In de rest van het traject is de aanwezige kwelweglengte echter kleiner dan de vereiste, volgens de methode van Bligh. Er wordt daarom een meer gedetailleerde beoordeling uitgevoerd.

Beoordeling met de methode van Sellmeijer

Belangrijke parameters in de formule van Sellmeijer zijn de doorlatendheid en de korreldiameter. 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 is de k_D waarde gelijk aan $1500 \text{ m}^2/\text{dag}$, overeenkomend met een doorlatendheid van $8,7 \cdot 10^{-4}$. 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 korreldiameter d_{70} is volgens berekening (conform Appendix II, formule A.II.2) gelijk aan 0,34 mm.

Met deze gegevens kan de formule van Sellmeijer, formule 9, worden toegepast. Directe toepassing van de formule levert een kritieke kerende hoogte, bij een gegeven kwelweglengte. 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 berekening is tevens rekening gehouden met de lengte van het opbarstkanaal en de veiligheidsfactor van 1,2, volgens tabel 4.2.

Berekend wordt dat de verhouding kwelweglengte/verval circa 13,7 is. Dit betekent derhalve enige winst ten opzichte van de methode van Bligh.

In onderstaande tabel is de benodigde kwelweglengten voor beide methoden weergegeven. Waar de aanwezige kwelweglengte kleiner is dan de benodigde, is deze cursief weergegeven.

Tabel 7.1.5 Aanwezige en vereiste kwelweglengten

hmp	aanwezig [m]	aanwezige kwelweglen [m]	benodigde kwelweglen Bligh [m]	benodigde kwelweglen Sellmeijer [m]
1	4,9	31	68,6	62,6
2	5,6	70	79,1	72,7
3	5,2	70	73,1	66,9
4	4,9	60	68,6	62,6
5	5,5	60	77,6	71,2
6	5,5	70	77,6	71,2
7	5,2	70	73,1	66,9
8	4,7	70	65,6	59,7
9	4,7	40	65,6	59,7
10	4,7	70	65,6	59,7
11	4,8	70	67,1	61,2
12	4,9	70	68,6	62,6
13	4,9	70	68,6	62,6
14	4,9	31	68,6	62,6
15	4,7	36	65,6	59,7
16	4,6	36	64,1	58,3
17	4,6	36	64,1	58,3
18	4,6	31	64,1	58,3
19	4,6	31	64,1	58,3
20	4,9	60	68,6	62,6

Geconcludeerd kan worden dat in het grootste deel van het traject ook met de methode van Sellmeijer niet wordt voldaan aan de eis ten aanzien van piping.

7.1.3 Ontwerp van maatregelen

Nu uit de toetsing is gebleken dat de situatie niet voldoet, worden maatregelen ontworpen. De ontwerpuitgangspunten zijn hierbij:

- de maatgevende hoogwaterstand (MHW) = NAP + 14,6 m
- een levensduur van 50 jaar.

Een eventuele verhoging van het MHW door zeespiegelrijzing 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. Er wordt hier uitgegaan van de verlenging van de horizontale kwelweg middels een voorlandverbetering of een pipingberm. Voor het traject waar een verbreding van de waterkering niet mogelijk is, wordt een alternatieve oplossing uitgewerkt.

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. 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 grenspotential binnendijs van de pipingberm, bij de daar aanwezige kleilaagdikte
- berekening van het potentialverloop tussen het intrepunt en het aangenomen uittreepunt
- berekening van de vereiste bermhoogte, zodanig dat bij de optredende potential 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 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 toekomstig 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 onderstaande tabel 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.

Tabel 7.1.6 Afmetingen pipingberm

hmp	bermbreedte [m]	bermhoogte binnentee [m+NAP]	bermhoogte eindberm [m+NAP]
1	32	11,5	10,3
2	4	9,8	9,5
4	3	10,5	10,3
5	12	10,2	9,6
6	2	10,0	9,8
9	20	11,3	10,5
14	32	11,5	10,3
15	24	11,4	10,5
16	23	11,4	10,8
17	23	11,4	10,8
18	28	11,5	10,7
19	28	11,5	10,7
20	3	10,6	10,4

¹ Bermbreedte gemeten vanaf de huidige binnentee tot eind berm, afgerond op hele me

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 dijkttraject 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.

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, volgens tabel 4. 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.

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 4, formule 10). 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 kan $L_v \geq 19,1$ 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. De geometrie en grondopbouw blijft 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.

7.1.5 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 zijn de belangrijkste samengevat, inclusief mogelijke oorzaken.

Tabel 7.1.7 Schadebeelden na verbetering

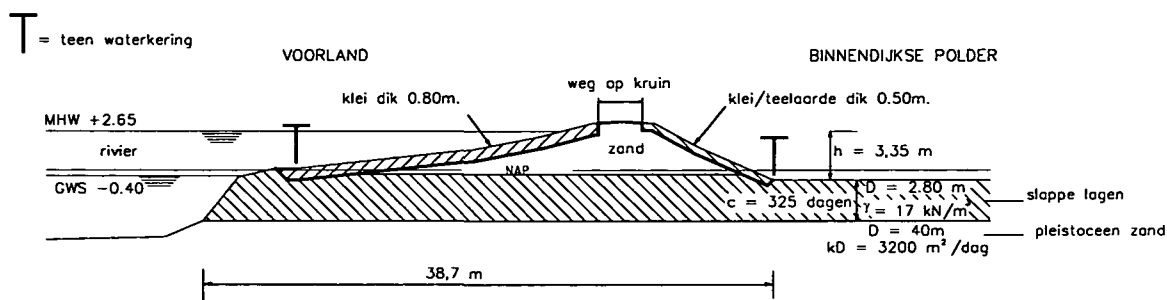
waarneming	mogelijke oorzaak	invloed op pipinggevoeligheid	maatregel
maaiveld binnendijs nat	kwel	geen	geen
welvorming binnendijs van de pipingberm (niet zandmeevoerend)	door de aanleg van de pipingberm kan een opbarstkanaal ontstaan op een locatie waar dat voorheen niet ontstond	geen	geen
welvorming binnendijs van de pipingberm/binnente en, licht zandmeevoerend	zie 'welvorming, niet zandmeevoerend'	geen	geen ¹
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
¹ 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, als de wel binnen een afstand van $18 \cdot \Delta H$ vanaf de buitenteen ligt.			

7.2 Rivierdijk II

7.2.1 Algemeen/geometrie

Beschouwd wordt een primaire waterkering in het bovenrivierengebied. 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 7.2.1. Aan de rivierzijde van de dijk is nauwelijks voorland aanwezig. Aan de binnenzijde van de dijk is geen teensloot aanwezig.

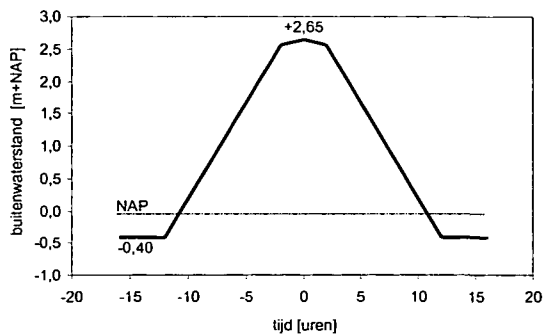


Figuur 7.2.1 Dwarsdoorsnede Rivierdijk II met ondergrondopbouw

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 7.2.2 weergegeven.

Het binnendijks maaiveld ligt op NAP -0,70 m.



Figuur 7.2.2 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 kruinhogte. 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 7.2.1 zijn de als teen beschouwde locaties in het dwarsprofiel aangegeven met het symbool 'T'.

7.2.2 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 7.1.1.

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 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 (c) 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 5 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 7.2.1 de waarden d_{10} , d_{50} , d_{60} en d_{70} (in mm) gegeven.

Tabel 7.2.1 Resultaten zeefanalyses

monster nr.	d10 [mm]	d50 [mm]	d60 [mm]	d70 [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

7.2.3 Uitwerking

Beoordeling volgens methode Bligh (zie schema *Piping bij Dijken* en paragraaf 5.2.4):

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 7.2.1 volgt derhalve een aanwezige horizontale kwelengte van 38,7 m.

De Creep factor van het pipinggevoelige zand voor de methode van Bligh kan in dit geval uit de zeefanalyses van de gegeven 10 monsters worden afgeleid. De karakteristieke schatting van de gemiddelde waarde van d_{50} wordt berekend met behulp van de formule: $d_{50, kar} = d_{50, gem} - t * s * 1/\sqrt{N}$ (zie Appendix II), waarin het steekproefgemiddelde $d_{50, gem} = 0,171$ mm en $N = 10$, de hierbij behorende Student-t-factor $t_{(\alpha=0,05)} = 1,81$ en de steekproefstandaardafwijking $s = 0,022$ mm. Daaruit volgt dat $d_{50, kar} \approx 0,158$ mm. Met behulp van ruwe interpolatie in tabel 4.1 vinden we een Creep factor voor de methode van Bligh: $C_{creep} = 17$.

Gezien de afwezigheid van binnendijs gelegen sloten kan de waterstand zonder belemmeringen stijgen tot het maaiveldniveau. Het verval h is derhalve gelijk aan het verschil tussen MHW en het maaiveldniveau.

De benodigde kwelweglengte L_b bedraagt: $L_b \geq C_w (\Delta H - 0,3 d)$ (zie formule 7, paragraaf 4.2.2). Met $\Delta H = 3,35$ m en $D = 2,80$ m levert dit $L_b \geq 42,7$ m

De aanwezige kwelengte van 38,7 m is kleiner dan de benodigde waardoor een meer gedetailleerde beoordeling wordt uitgevoerd. Er is 4 m tekort aan kwelweglengte.

Controle opdrijven/opbarsten (zie schema *Piping bij Dijken* en paragraaf 5.2.3):

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 (σ_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 (σ_{gr}).

Zonder het uitvoeren van grondwaterstromingsberekeningen kan dit op eenvoudige wijze met een bovengrensbepaling worden vastgesteld waarbij ter bepaling van de maximale waterspanning een stijghoogte tot MHW wordt aangenomen.

Hieruit volgt

$$\sigma_w = (2,65 \text{ m} + 3,5 \text{ m}) * 9,81 \text{ kN/m}^3 = 60,3 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{gr} = 2,8 \text{ m} * 17 \text{ kN/m}^3 = 47,6 \text{ kN/m}^2$$

Dus $\sigma_w > \sigma_{gr}$ waardoor opbarsten nog niet is uit te sluiten en derhalve een meer gedetailleerde beoordeling volgt.

Opgemerkt wordt dat bij de aanwezigheid van een sloot in de binnenteen de grondspanning op het grensvlak door spannings spreiding in de ondergrond wellicht met behulp van spreidingsformules kan worden opgewaardeerd.

Beoordeling volgens methode Sellmeijer (zie schema *Piping bij Dijken* en paragraaf 5.2.5):

Gezien de forse dikte van het watervoerende pakket wordt niet verwacht dat met behulp van methode Sellmeyer tot een gunstiger resultaat wordt gekomen. Voor de duidelijkheid zijn de berekeningen volgens methode Sellmeyer navolgend echter wel behandeld.

De maatgevende hoogwaterstand dient te worden getoetst aan het volgende criterium (zie paragraaf 4.2.3):

$$\Delta H_c \geq \gamma(\Delta H - 0,3 d)$$

waarin:

$\Delta H = \text{MHW} - \text{p.p.}$

$\text{MHW} = \text{NAP} + 2,65 \text{ m}$

$\text{p.p.} = \text{polderpeil (in dit geval maaiveldhoogte)} = \text{NAP} - 0,70 \text{ m}$

$\gamma = \text{veiligheidsfactor } 1,2$

$d = \text{lengte verticale kwelweg} = 2,8 \text{ m}$

$\Delta H_c = \text{representatieve waarde van het voor doorgaande piping kritieke verval}$

Hieruit volgt $\Delta H_c \geq 3,18 \text{ m}$

Het kritieke verval wordt bepaald met de formules van Sellmeyer. 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:

$L = \text{aanwezige horizontale kwelweglengte} = 38,7 \text{ m}$

$D = \text{Dikte zandlaag waarin piping kan optreden} = 40 \text{ m}$

$\rho_w = \text{dichtheid water} = 10^3 \text{ kg/m}^3$

$\rho_p = \text{dichtheid zandkorrels onder water} = 1,65 \cdot 10^3 \text{ kg/m}^3$

$\theta = \text{rolweerstandhoek} = 41^\circ$

$\eta = \text{sleefactor} = 0,25$

$\nu = \text{kinematische viscositeit} = 1,33 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$

$g = \text{versnelling van de zwaartekracht} = 9,81 \text{ m/s}^2$

De doorlatendheid (k) van het zandpakket en de daaruit af te leiden intrinsieke doorlatendheid (κ) 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 m . Hieruit volgt een Darcy doorlatendheidscoëfficiënt van $k = 3200 \text{ m}^2/\text{dag} / 40 \text{ m} = 80 \text{ m}/\text{dag} = 9 \cdot 10^{-4} \text{ m}/\text{sec}$. 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 Appendix II, formule A.II.4). We vinden: $d_{70, \text{kar}} = 0,198 \text{ mm}$

Met behulp van het computerprogramma Watex model Sellmeyer is de pipingberekening volgens methode Sellmeyer uitgevoerd. Bij een aanwezige kwelweglengte van $L = 38,7 \text{ m}$ wordt een ΔH_c berekend van $1,84 \text{ m}$. Dit voldoet niet aan de eis $\Delta H_c \geq 3,18 \text{ m}$, waardoor, zoals al vermoed werd, piping niet kan worden uitgesloten op basis van de regel van Sellmeijer.

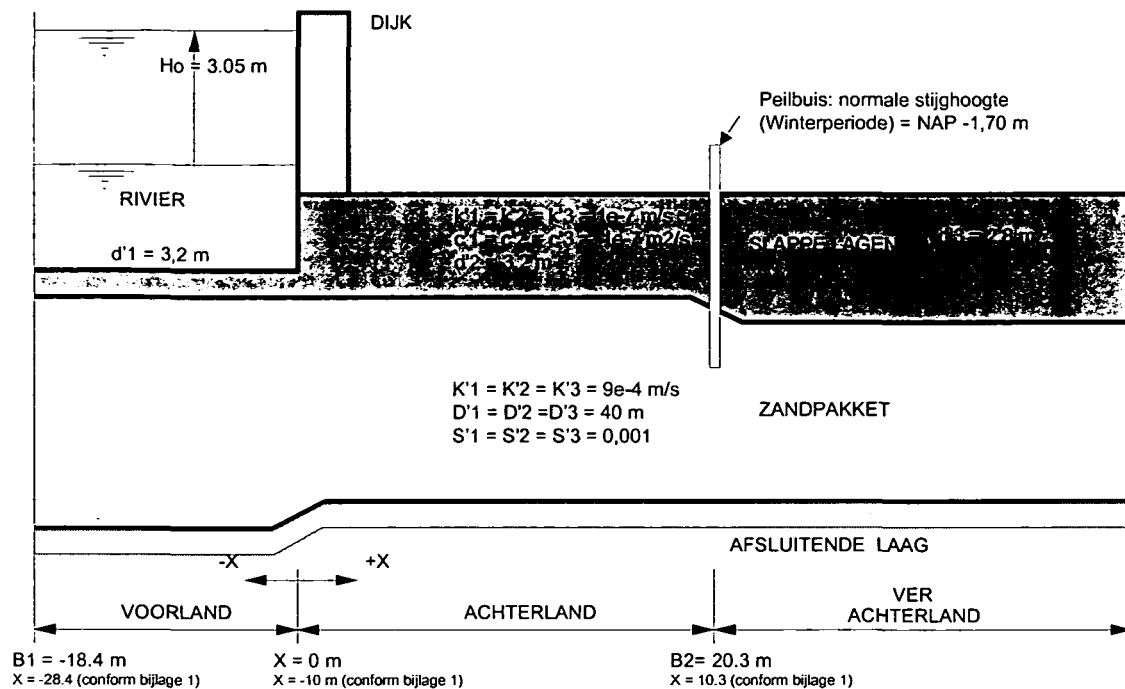
Beoordeling opdrijven/opbarsten o.b.v. stationaire grondwaterstroming (zie paragraaf 5.2.3):

In eerder stadium was reeds aangegeven dat in dit geval kan piping pas kan ontstaan als het pakket slappe lagen opbarst onder maatgevende omstandigheden. Het gevaar voor opbarsten is reëel indien de waterspanning (σ_w) op het grensvlak tussen het pakket slappe lagen en het pleistocene zand (ter plaatse van de binnentoe van de dijk) groter is dan de grondspanning (σ_{gr}).

Door het uitvoeren van grondwaterstromingsberekeningen kan de maximale potentiaal in het zand worden bepaald waaruit de waterspanning kan worden afgeleid.

Uitgangspunten:

Met behulp van het computerprogramma Watex, model 3-sectie kan een stationaire grondwaterstromingsberekening worden uitgevoerd. In figuur 7.2.3 is de modelschematisatie van het dwarsprofiel weergegeven.



Figuur 7.2.3 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. De oprijfveiligheid $U_{(x)}$ wordt gedefinieerd door de verhouding tussen het gewicht van het afdekkende slappe lagenpakket en de opwaartse waterdruk van de potentiaal in de onderliggende zandlaag. Als criterium wordt gesteld:

$$U_{(x)} \geq 1,20 \text{ (veiligheidsfactor van 1,20)}$$

Uit de berekening volgt: $U_{(x)} = (17 \text{ kN/m}^3 * 2,8 \text{ m}) / ((1,24 \text{ m} + 3,5 \text{ m}) * 9,81 \text{ kN/m}^3) = 1,02$

Geconcludeerd wordt derhalve dat niet aan het criterium wordt voldaan. De berekende stationaire potentiaal in het zand is dermate hoog dat de veiligheid tegen opdrijven/opbarsten onvoldoende is. Hierdoor is piping nog steeds niet uit te sluiten.

Beoordeling opdrijven/opbarsten o.b.v. tijdsafhankelijk grondwaterstroming (zie paragraaf 5.2.9):

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.

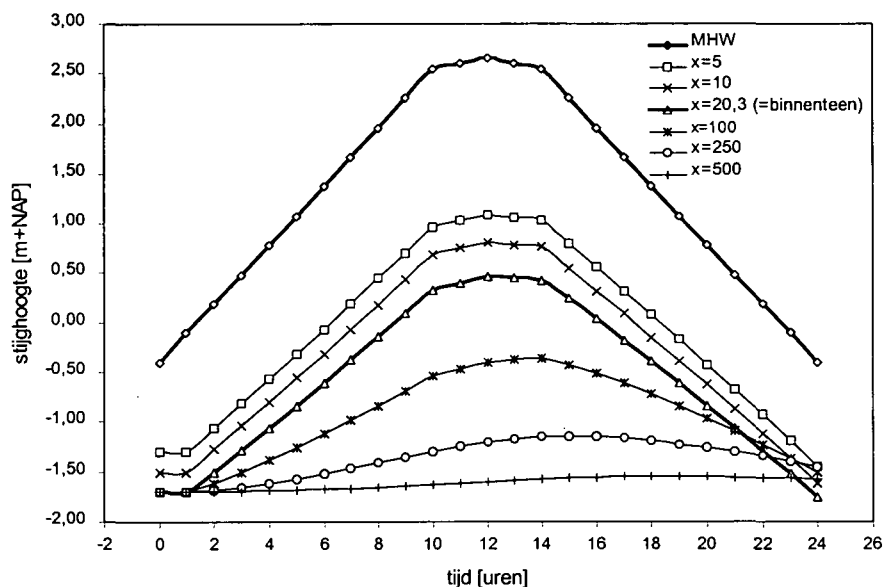
Met behulp van het computerprogramma Watex, model 3-sectie kan eveneens een tijdsafhankelijke grondwaterstromings-berekening worden uitgevoerd. Als randvoorwaarde wordt het verloop van de buitenwaterstand in de tijd tijdens MHW (zie figuur 1) in het programma opgegeven.

In het model wordt op een X-coördinaat van 20,3 m bij genoemde tijdsafhankelijke hydraulische belasting H_o van 3,05 m en 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 7.2.4 zijn de berekende stijghoogten met het verloop in de tijd voor verschillende x-coördinaten weergegeven.

De veiligheid tegen opdrijven $U_{(x)}$ is derhalve:

$$U_{(x)} = (17 \text{ kN/m}^3 * 2,8 \text{ m}) / ((0,46\text{m} + 3,5\text{m}) * 9,81 \text{ kN/m}^3) = 1,22$$

Geconcludeerd wordt derhalve dat aan het criterium wordt voldaan. De veiligheid tegen opdrijven/opbarsten is voldoende waardoor piping kan worden uitgesloten.



Figuur 7.2.4 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 geïkt. 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 onderhavige case kan worden gesteld dat na uitvoerige calibratie van diverse sets peilbuismetingen de weergegeven parameters zijn gevonden.
- In de case is gesteld dat de stijghoogte van het grondwater in het pleistocene zand onder normale omstandigheden in een winterperiode circa NAP -1,70 m is ter plaatse van de binnenteen van de dijk. Hierbij de opmerking dat dit door grondwater-onttrekking ten behoeve van drinkwaterwinning in de buurt zo laag wordt gehouden en dat ervan kan worden uitgegaan dat de grondwateronttrekking de komende 5 jaar (toetsingsperiode) is gegarandeerd waardoor de gegeven stijghoogte gehandhaafd blijft.
Indien na het uitvoeren van de tijdsafhankelijke grondwaterstromings-berekeningen tot de slotsom was gekomen dat piping niet kon worden uitgesloten zou als oplossing een pipingberm kunnen worden aangedragen. Voor dimensionering van deze verbetering wordt in dit geval aanbevolen de invloed van de onttrekking op de stijghoogte in het watervoerende pakket te onderzoeken.

7.3 Keersluis

7.3.1 Geometrie, kwelschermen, fundering, waterstanden

(Zie schema kunstwerken, par. 5.3.2)

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 afsluit-middelen 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

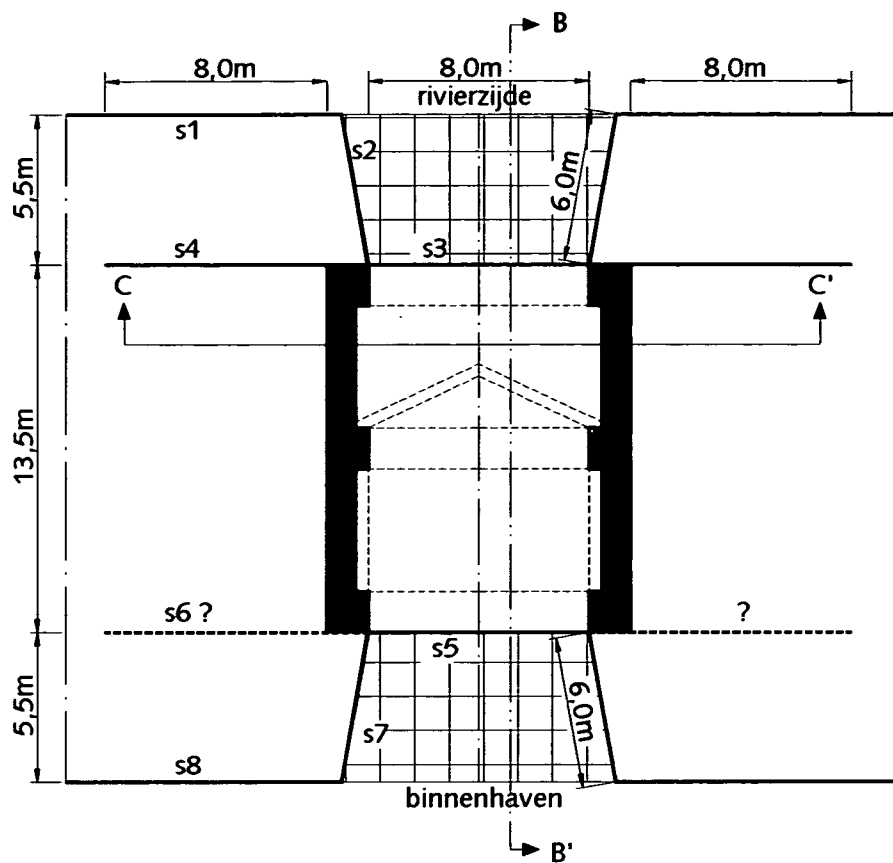
In het archief zijn bestekstekeningen gevonden, waaruit het volgende valt op te maken:

- de keersluis betreft een gewapend betonnen bak;
- fundering op staal;
- geen voegconstructies;
- diverse schermen aan in- en uitstroomzijde: zie tabel 1;
- 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 buitentalud naast de keersluis is een kleibekleding aanwezig.
- Het is niet bekend met welke grondsoort destijds direct naast de keersluis is aangevuld. Vooralsnog wordt aangenomen dat dit met zand is gebeurd.

In figuren 7.3.1, 2 en 3 zijn de hoofdafmetingen van de keersluis gegeven, met daarin de in tabel 7.3.1 genoemde schermen.



Figuur 7.3.3 Bovenaanzicht (doorsnede A-A' in figuur 7.3.1)

Tabel 7.3.1: Damwandschermen (stalen profiel)

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	oeververdediging rivierzijde
S2: een schermwand aan weerszijden van de instroomopening	-7,5 m	van +2,0 m tot +3,5 m	6 m	aansluitend op S3 en S4
S3: scherm onder de betonvloer, aan instroomzijde	-10,5 m	-3,5 m (onderkant vloer)	hele sluisbreedte	aansluitend op S2 en S4
S4: scherm onder de buitenfrontmuur	-10,5 m	tot onderkant frontmuur	8 m (hele frontmuur)	aansluitend op S2 en S3
S5: scherm onder de betonvloer, aan uitstroomzijde	-10,5 m	-3,5 m (onderkant vloer)	hele sluisbreedte	aansluitend op S7
S6: scherm onder de binnenfrontmuur	?	?	?	niet bekend is of dit scherm aanwezig is
S7: een schermwand aan weerszijden van de uitstroomopening	-7,5 m	van +2,0 tot +3,5 m	6 m	aansluitend op S5
S8: scherm bij de teen van het naastliggende binnentalud	-7,5 m	+2,0 m	grote breedte	oeververdediging binnenhaven

7.3.2 Grondonderzoek

(zie schema kunstwerken, par. 5.3.3)

In eerste instantie wordt uitgegaan van reeds beschikbare gegevens van de ondergrond en de opbouw van de waterkering naast de keersluis.

7.3.3 Bepaal maatgevende kwelwegen

(zie schema kunstwerken, par. 5.3.4)

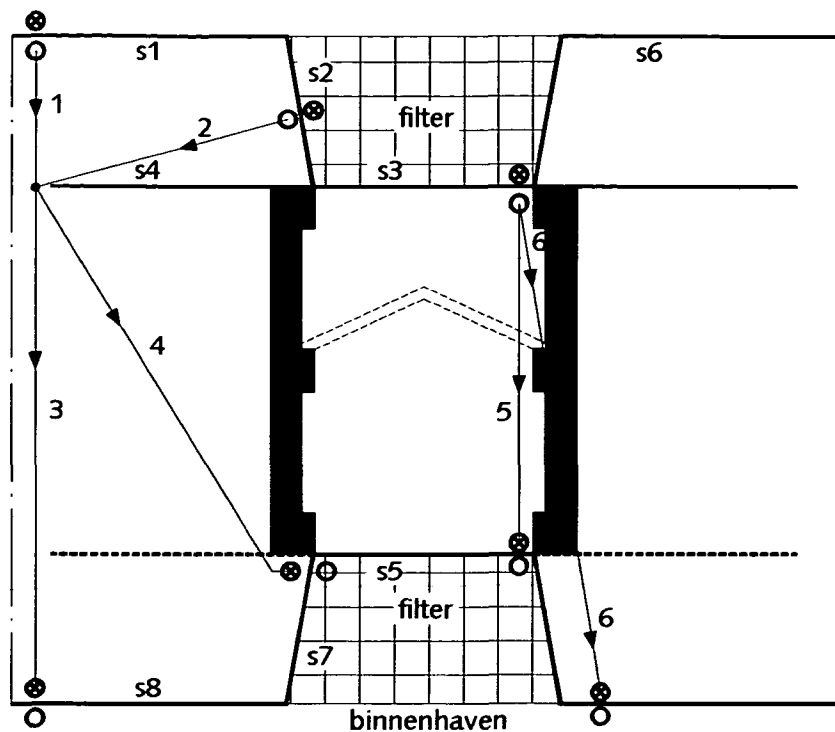
Bij de eerste beoordeling van het ontwerp worden de volgende uitgangspunten gehanteerd:

- 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 7.3.4 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 onderlooptheid.

- 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.



- ⊙ verticale kwelweg naar beneden
- verticale kwelweg naar boven

Figuur 7.3.4: Bovenaanzicht met mogelijk maatgevende kwelwegen

7.3.4 Toetsing m.b.v. Lane

(zie schema kunstwerken, par. 5.3.3)

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 7.3.2 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 ΔH_{cr} gepresenteerd.

Tabel 7.3.2: Mogelijke kwelwegen; beoordeling volgens Lane

kwelweg	kwelweglengte (m)			ΔH_{cr} (m)	Opmerking
	verticaal	horizontaal	totaal		
1+3	$5 + 4 + 4 + 5 = 18$	$5,5 + 13,5 + 5,5 =$	26,2	(3,7)	evt. controleren op heave
2+3	$4 + 4 + 4 + 5 = 17$	$8 + 13,5 + 5,5 = 2$	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	

Uit tabel 7.3.2 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 7.3.5.

7.3.5 Heave

(zie schema kunstwerken, par. 5.3.8)

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 appendix I (figuur A.1.2 (a)) is een eenvoudige heave toetsing voorgesteld.

De basisgegevens zijn:

- lengte benedenstreams geplaatst scherm: $d_{s8} = 4$ m
- lengte bovenstreams 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 bovenstreams geplaatste scherm ($d_{s1} = 0$) en bij gelijke horizontale en verticale doorlatendheid wordt gevonden: $\Delta H_{cr}/L = 0,25$. Ofwel:

$$\text{kritiek verval kwelweg 1+3: } \Delta H_{cr} = 6,1 \text{ m.}$$

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 buitentelud aanwezig is).

7.3.6 Evaluatie waarnemingen

(zie schema kunstwerken, par. 5.3.9)

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 7.3.3 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 par. 7.3.4 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.

Tabel 7.3.3: Effect van mogelijke gebreken (kwelwegafname t.o.v. kwelweg 2+3 met $L = 26,0$ m; kritiek verval volgens Lane bij $c_{w,creep} = 7$)

gebrek/faalmode	kwelwegafname	kritiek verval	plaats evt. zandmeevoerende wel
m0. kwelweg 1+3 of 2+3: geen gebreken ('perfecte conditie')	n.v.t.	3,7 m (1)	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 (3)	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 (3)	als bij m0.
m5. scheur in betonconstr., voor de keermiddelen	$2 \times 7 + (13,5/2)/3 = 16,25$ m (kwelweg 6)	1,9 m (3)	als bij m0.
m6. scheur in betonconstr., achter de keermiddelen	$(13,5/2)/3 + 2 \times 7 = 16,25$ m (kwelweg 5)	2,5 m (3)	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 (3)	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 (3)	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 (2)	bij aansluiting, bovenzijde van S8

(1) Maatgevend in situatie zonder gebreken (zie tabel 7.3.2)
(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.

Uit tabel 7.3.3 komen de gebreken m1, m3 en m7 - op voorhand niet uit te sluiten - relevante gebreken naar voren. De keersluis kan daarom nog niet als voldoende veilig m.b.t. piping of heave worden beoordeeld.

7.3.7 Nader onderzoek (schema kunstwerken, par. 5.3.10)

Toegespijst 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 is relatief eenvoudig door inspectie 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.

-
- m7. De aansluiting van de filterconstructie aan uitstroomzijde is niet in orde. Dit is goed mogelijk, gezien de mogelijke zanduitspoeling bij het hoogst gemeten verval. Dit kan met behulp van inspectie nader worden vastgesteld. De oorzaak van een dergelijke schade is overigens niet eenvoudig vast te stellen; dit zou bijvoorbeeld de eerder genoemde gebrekkige aansluiting van het achterloopsheidscherm kunnen zijn.

Indien uit dit nader onderzoek zou blijken dat de genoemde gebreken niet aan de orde zijn, kan de keersluis worden beoordeeld als voldoende veilig met betrekking tot piping en heave.

Referenties

[Van den Akker 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.

[Bligh 1910]

W.G. Bligh. Dams Barrages and Weirs on Porous Foundations. Engineering News, 1910

[Calle 1996]

E.O.F. Calle. Characteristic Values of Geotechnical Parameters. Syllabus PAO-seminar Soft Soil Engineering, Noordwijkerhout, juni 1996

[Calle 1998]

E.O.F. Calle. Vergelijking Rekenregel van Lane en Heave-analyse o.b.v. Fragmentenmethode. Memo dd 10-12-98 aan RWS DWW (G. Hoffmans)

[CUR 1997]

Diverse auteurs. Kansen in de Civiele Techniek. CUR-handboek C190, Centrum voor Uitvoering en Regelgeving in de Civiele Techniek, Gouda

[DWW 1996]

Dijkbeoordeling bij hoogwater; waarnemingen, beoordelingen en maatregelen. Rijkswaterstaat Dienst Weg- en Waterbouwkunde, rapport W-DWW-096-124, 20 december 1996.

[GD 1998]

Diverse auteurs. Probabilistische Gevoeligheidsstudie Heave. Eindrapportage. Grondmechanica Delft rapporten 370250/4,25,43,51, en nog te verschijnen afsluitend rapport

[Harza 1935]

L.F. Harza. Uplift and Seepage under Dams on Sand. Proc. ASCE, paper 1920

[Hsu 1981]

S.J.C. Hsu. Aspects of Piping Resistance to Seepage in Clayey Soils. Proc. 10th ICSMFE, Stockholm 1981, Vol 1

[Lane 1935]

E.W. Lane. Security from Under-Seepage Masonry Dams on Earth Foundations. Proc. ASCE, paper 1919

[NEN 3651]

Aanvullende eisen voor stalen leidingen in kruisingen met belangrijke waterstaatswerken. NNI, 2e druk, augustus 1996.

[NEN 3652]

Aanvullende eisen voor niet-stalen leidingen in kruisingen met belangrijke waterstaatswerken. NNI, 1e druk, maart 1998.

[NPR 3659]

Ondergrondse pijpleidingen - grondslagen voor de sterkteberekening. NNI, oktober 1996.

[V.d. Paverd 1994]

M. van de Paverd. Kwelschermen onder Rivierdijken. Afstudeerrapport TU-Delft (CT) 1994

[Pavlovsky 1956]

N.N. Pavlovski. Collected Works. Akad. Nauk USSR

[Den Rooijen 1992]

H. den Rooijen. Literatuuronderzoek doorlatendheid- korrelkarakteristieken. Grondmechanica Delft Rapport CO-317710/7

[PZH 1997]

H.J. Schelfhout & J. Beijersbergen. Dimensionering van Kunstwerken zonder beweegbare Keermiddelen. Notitie Provincie Zuid-Holland, Afd. Milieu en Water

[Sellmeijer 1981]

J.B. Sellmeijer. Piping due to Flow towards Ditches and Holes. Proc. Euromech 143, Delft, pp 69-72

[Sellmeijer 1989]

J.B. Sellmeijer. On the Mechanism of Piping under impervious Structures. Ph-D thesis TU-Delft

[Sellmeijer e.a. 1989]

J.B. Sellmeijer, E.O.F. Calle & J.W. Sip. 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]

J.B. Sellmeijer. Heaving bij Kunstwerken. Grondmechanica Delft Rapport CO356020/7

[Sellmeijer 1996]

J.B. Sellmeijer. Integratie Ontwerpregels Piping en Heaving. Grondmechanica Delft Rapport CO-362570/6

[Sellmeijer 1997]

J.B. Sellmeijer. Probabilistische Gevoeligheidsanalyse Heaving Ontwerpregels. Fase 2 (Ontwikkeling speciale Fragmenten). Grondmechanica Delft rapport CO370250/25

[Silvis 1991]

F. Silvis. Verificatie Piping Model; Proeven in de Deltagoot. Evaluatierapport. Rapport Grondmechanica Delft CO317710/7

[Spierenburg 1998]

S.E.J. Spierenburg. Probabilistische gevoeligheidsanalyse Heaving Ontwerpregels. Fase 4 Probabilistische analyses. Grondmechanica Delft rapport CO370250/27

[TAW 1987]

Div. auteurs. Leidraad voor het ontwerpen van Rivierdijken , deel 1 (Bovenrivieren). Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen

[TAW 1989]

Div. auteurs. Leidraad voor het ontwerpen van Rivierdijken , deel 2 (overgangsgebied en Benedenrivieren). Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen

[TAW 1994]

E.O.F. Calle & J.B. Weijers. Technisch Rapport Piping Rivierdijken. Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen (TAW-B richtlijn)

[TAW 1994²]

Diverse auteurs. Handreiking Constructief Ontwerpen. Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen

[TAW 1996]

Diverse auteurs. Leidraad Toetsen op Veiligheid. Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen

[TAW 1997]

Diverse auteurs. Leidraad Waterkerende Kunstwerken en bijzondere Constructies. Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen (ook: Basisrapport behorende bij...) (Groene versie)

APPENDICES

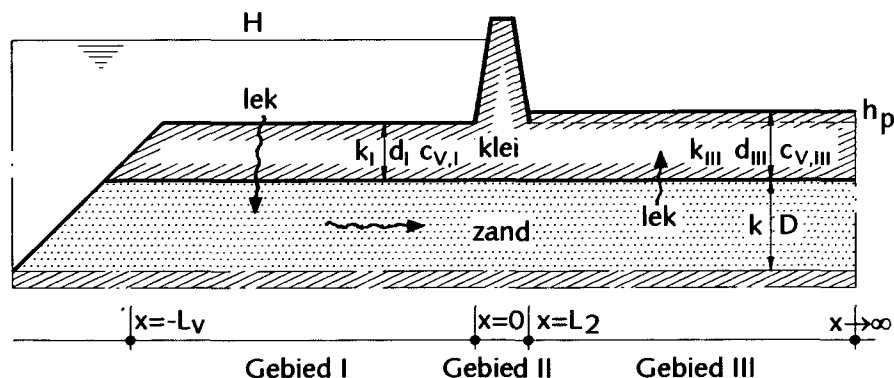
- I Rekenmodellen voor Grondwaterstroming**
- II Bepaling Parameters**
- III Software**
- IV Schadecatalogus**

Appendix I: Rekenmodellen voor Grondwater-stroming

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 (par. 4.1.2) Voor heavecontrole gaat het om het verticale verhang van de grondwaterstroming aan de binnenzijde van de kering. Dit wordt getoetst aan het toelaatbare verhang (par. 4.3.1). 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.

Basis-geohydrologische model (stationaire grondwaterstroming):

Voor berekening van de optredende stijghoogte is de ondergrondconfiguratie waarvan uitgegaan wordt aangegeven in figuur A.1.1. Uitgangspunt is dat er geen kwelschermen zijn.



Figuur A.1.1: 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 $\phi_2(x)$. 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 $-(\phi_2(x)-H)/d_i$, waarin H de buitenwaterstand is en d_i de dikte van de afdekkende laag in het voorland. De lek door het voorland is $k_i(\phi_2(x)-H)/d_i$, waarin k_i de doorlatendheid is van de afdekkende laag. Behoud van massa leidt tot de volgende differentiaalvergelijking voor de stijghoogte ϕ_2 in de zandlaag, in een stationaire toestand:

$$\frac{d^2(\phi_z - H)}{dx^2} - \frac{1}{\lambda_I^2}(\phi_z - H) = 0 \quad (\text{A.1.1})$$

waarbij $-L_v \leq x \leq 0$ is en λ_I de spreidingslengte voor het voorland:

$$\lambda_I = \sqrt{\frac{k_z D d_I}{k_I}} \quad (\text{A.1.2})$$

waarin k_I en d_I 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 λ_{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 ($-L_v \leq x \leq 0$):

$$\phi_z = H - (H - h_p) \frac{\lambda_I}{L} \frac{\text{sh}\left(\frac{L_v + x}{\lambda_I}\right)}{\text{ch}\left(\frac{L_v}{\lambda_I}\right)} \quad (\text{A.1.6})$$

- in gebied II ($0 \leq x \leq L_2$):

$$\phi_z = H - (H - h_p) \left(\frac{\lambda_I \text{th}\left(\frac{L_v}{\lambda_I}\right) + x}{L} \right) \quad (\text{A.1.7})$$

- en in gebied III ($L_2 \leq x < \infty$):

$$\phi_z = h_p + (H - h_p) \frac{\lambda_{III}}{L} e^{-\frac{L_2 - x}{\lambda_{III}}} \quad (\text{A.1.8})$$

Hierin is:

$$L = \lambda_I \text{th}\left(\frac{L_v}{\lambda_I}\right) + L_2 + \lambda_{III} \quad (\text{A.1.9})$$

In bovenstaande vergelijkingen zijn $\text{sh}()$, $\text{ch}()$, en $\text{th}()$ respectievelijk de hyperbolische sinus-, cosinus en tangentfuncties.

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 $x < -\lambda_I \text{th}(L_v / \lambda_I)$ is de stijghoogte ongeveer gelijk aan H . In de berekening van de aanwezige kwelweglengte (par. 4.4.1) wordt deze maat dan ook aangehouden om de invloed van het voorland te berekenen.

Basis-geohydrologische model (instationaire grondwaterstroming):

In geval tijdsafhankelijkheid een rol speelt, bij kort durende of cyclische buitenwaterstanden, speelt bij de verticale stroming door de deklagen in voor- en achterland consolidatie (voorland) en zwel (achterland) een rol. Omdat hierdoor de gradiënten van de stijghoogten onderin de deklagen, (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 vervalst van buitenwaterstand (H) tot polderpeil (h_p).

De beschrijvende vergelijkingen zijn een gekoppeld stelsel van consolidatie vergelijkingen in de deklagen en de Dupuit-stromingsvergelijking in de zandlaag. De vergelijking voor verticale stroming door de deklaag in de gebieden I en III (zie figuur A.1.1) 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 vervalst 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.1.10)...(A.1.13) worden opgelost met behulp van Laplace-transformaties.

- De buitenwaterstand is een periodieke functie:

$$H(t) = H_o \cos(\omega t) + H_s \quad (\text{A.1.14})$$

In dit geval bestaat de (steady state) oplossing uit superpositie van de stationaire oplossing bij de randvoorwaarden $\phi(-L_o)=H_s$ 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:

$$\phi_z(x,t) = h_p + H_o \cos(\omega t) - H_o \frac{\lambda_{\omega,I}}{\lambda_{\omega,I} + \lambda_{\omega,III}} e^{0.924 \frac{x}{\lambda_{\omega,I}}} \cos\left(\omega t + 0.383 \frac{x}{\lambda_{\omega,I}}\right) \quad (\text{A.1.15})$$

en in gebied III:

$$\phi_z(x,t) = h_p + H_o \frac{\lambda_{\omega,III}}{\lambda_{\omega,I} + \lambda_{\omega,III}} e^{(-0.924 \frac{x}{\lambda_{\omega,III}})} \cos\left(\omega t - 0.383 \frac{x}{\lambda_{\omega,III}}\right) \quad (\text{A.1.16})$$

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, λ_I en λ_{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 ω .

$$\lambda_{\omega,I} = \lambda_I \sqrt[4]{\frac{1}{\omega t_{h,I}}} \quad \text{en} \quad \lambda_{\omega,III} = \lambda_{III} \sqrt[4]{\frac{1}{\omega t_{h,III}}} \quad (\text{A.1.17})$$

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 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 4.10 in de hoofdttekst).

Fragmentenmethode

In hoofdstuk 4, paragraaf 4.3.3 zijn fragmenten besproken die gebruikt kunnen worden voor het modelleren van het heave-probleem bij kunstwerken of dijken zonder deklaag in voor en achterland. Die fragmenten zijn:

- het kopfragment (figuur 4.8a)
- het tussenfragment (figuur 4.8b)
- het staartfragment (figuur 4.8c)

In beginsel zijn configuraties te modelleren door schakeling van één kopfragment, een of meer tussenfragmenten en één staartfragment. De oplossingsmethodiek, zoals besproken in paragraaf 4.3.3 is geïmplementeerd in het spreadsheet-programma HEAVE (zie appendix III); 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.1.2). 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.1.2.b) is ontleend aan de Leidraad Toetsen op Veiligheid [TAW 1996]. De wijze van gebruik van de grafieken ligt voor de hand. Verderop in deze appendix 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 recent onderzoek voor de TAW zijn nog verschillende andere fragmenttypen ontwikkeld, namelijk:

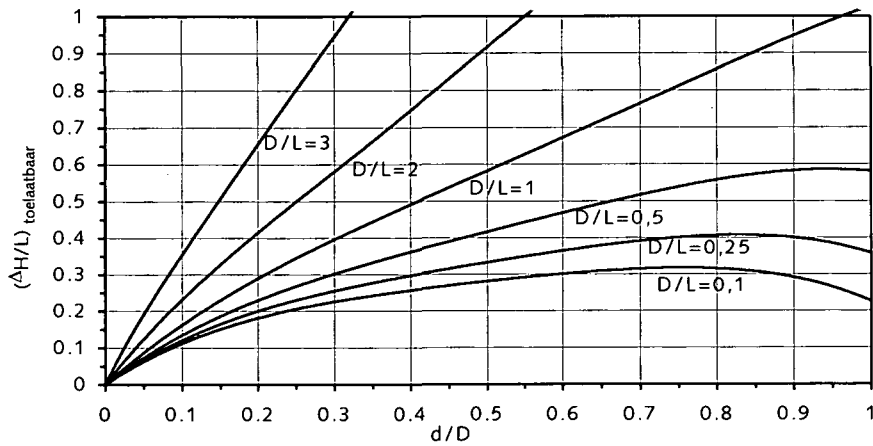
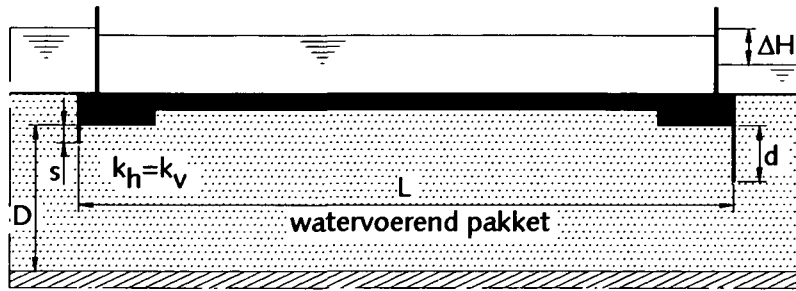
- het 'Zettingsfragment', waarmee het effect van vrije ruimte tussen de onderkant van een kunstwerk en de zandlaag (een 'zettingsspleet') op het mechanisme heave kan worden onderzocht.
- 'Lekfragmenten', waarmee de invloed van lek door de sloten van de kwelschermen, of geconcentreerde lek door een (corrosie-)gat 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.:

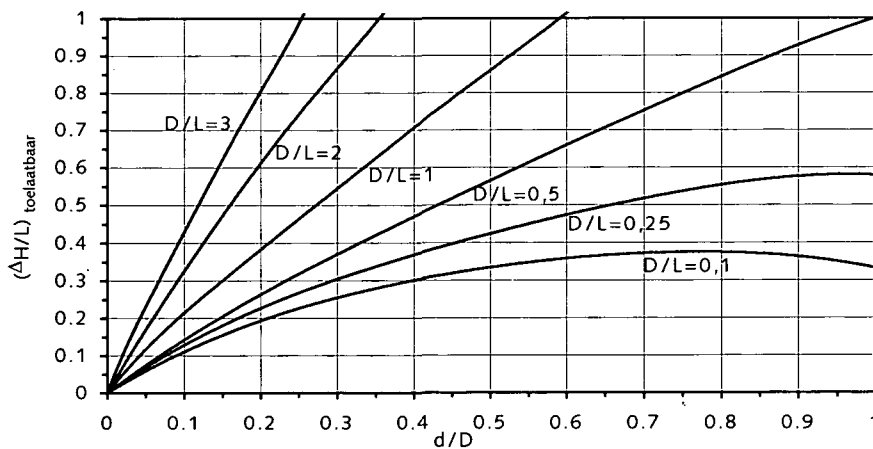
- een probabilistische gevoeligheidsstudie van de invloed van zettingsspleten en lek door de kwelschermen op het mechanisme heave [GD 1998]
- integratie van piping- en heave-regels [Sellmeijer 1996].

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. Aan het eind van deze appendix 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.1.2 Eenvoudige heave controles (bij isotrope doorlatendheid van zandlaag)

Fragmentenanalyse aan de hand van tabellen

In onderstaande tabellen zijn weerstandsfactoren gegeven voor kop- tussen- en staartfragment voor een configuratie zoals in figuur A.1.2 (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.1.1 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 A.1.2 ... A.1.7 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:

$$\left(\frac{\Delta H}{L}\right)_{toel} = \frac{d}{L} \left(\frac{W_{kop} / k_{kop} + W_{tussen} / k_{tussen} + W_{staart} / k_{staart}}{W_{staart} / k_{staart}} \right) i_{toel} \quad (\text{A.1.18})$$

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.

Tabel A.1.1 Weerstandsfactoren van kop- en staartfragment

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.1.2 Weerstandsfactoren tussenfragment voor $D/L = 0.10$ (Tabel is symmetrisch!)

W_{tussen}	s/D=.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9
d/D=.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.1.3 Weerstandsfactoren tussenfragment voor $D/L = 0.25$ (Tabel is symmetrisch!)

W_{tussen} $d/D=1$	$s/D=1$	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9
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.1.4 Weerstandsfactoren tussenfragment voor $D/L = 0.50$ (Tabel is symmetrisch!)

W_{tussen} $d/D=1$	$s/D=1$	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9
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.1.5 Weerstandsfactoren tussenfragment voor $D/L = 1.0$ (Tabel is symmetrisch!)

W_{tussen} $d/D=1$	$s/D=1$	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9
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.1.6 Weerstandsfactoren tussenfragment voor $D/L = 2.0$ (Tabel is symmetrisch!)

W_{tussen} $d/D=1$	$s/D=1$	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9
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.I.7 Weerstandsfactoren tussenfragment voor $D/L = 4.0$ (Tabel is symmetrisch!)

W_{tussen}	$s/D=1$	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9
$d/D=1$	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

Rekenvoorbeeld: Stel dat de dikte D van de zandlaag 20m is, de lengte L van de waterkering 20m 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.I.1 : $W_{kop} = 1.0$ en $W_{staart} = 1.0$. In tabel A.I.5 vinden we $W_{tussen} = 1.41$. Met formule (A.I.18) 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.I.2 (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 .

Voorbeeld: Stel D/L is 1.5, s/D is 0.3 en d/D is 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 $W_{tussen} = 0.736$. Dit verminderen we met $L/D = 0.5$, zodat resteert: 0.236. In de tabel voor $D/L = 1$ vinden we $W_{tussen} = 1.28$; dit verminderen we met $L/D = 1$, zodat resteert 0.28. We interpoleren lineair tussen 0.236 en 0.28: resultaat is 0.0.26. Hierbij tellen we op de actuele waarde van L/D , deze is 0.667, zodat we de benadering $W_{tussen} = 0.667+0.26 = 0.93$ vinden.

Probabilistische Gevoeligheidsanalyse Heave [GD 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 appendix en in de spreadsheetberekening kan deze invloed niet worden verdisconteerd. In de handmatige berekeningen aan de hand van de in deze appendix 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 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.

Appendix II: 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).

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 en de gedetailleerde toetsing.

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. 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 ontwerpberoeeningen 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 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.

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.

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 kwelshielden 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.

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 lokale voor de te ontwerpen of te toetsen waterkering ongunstige lokale 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 lokale afwijkingen lokale ontwerp-aanpassingen 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.

Grondeigenschappen:

In onderstaande tabel A.II.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, of op basis van grondonderzoek in soortgelijke

afzettingen. De grondeigenschappen die nodig zijn voor berekeningen met geschematiseerde geo-hydrologische modellen (zie appendix I), 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.

Geo-hydrologische kentallen:

Geohydrologische kentallen zijn de parametercombinaties die in het geo-hydrologische model (Appendix I) 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 A.II.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. Dit is een proces van 'trial and error', robuuste computermodellen voor deze zogenaamde 'inverse parameterbepaling' zijn (nog) niet beschikbaar.

Grondeigenschap	Speelt een rol bij:					Bepaling met behulp van:
	Opbarsten (S) (I)		Heave (fragm.)	Piping: Bligh/Lane Sellm.		
Deklaag/-lagen Voorland: - volumegewicht - vert. doorlatendheid - samendrukkingscoëfficiënt - dikte - breedte	x x x x x	x x x x x				monsterweging (lab) doorlatendh. proef (lab) samendr. proef (lab) sondering/boring beheerszone
Deklaag/-lagen Achterland: - volumegewicht - vert. doorlatendheid - zwelcoëfficiënt - dikte - locatie uittreepunt	x x x x x	x x x x x				monsterweging (lab) doorl. proef (lab) samendr. proef (lab) sondering/boring uit opbarstanalyse
Watervoerende zandlaag/-lagen: - doorlatendheid: * horizontaal * verticaal - dikte - coëff. elastische berging - korrelverdeling - fijne fracties	x x x x x x	x x x x x x	x x x			zie noot 1 zie noot 2 boring, sondering pompproef (instat.) zeefanalyse afslibben
<p>Noot 1: Hor doorlatendheid uit pompproef, falling/constant head test, monopool/dipoolsonde, of afleiden uit zee + fijne fractie</p> <p>Noot 2: Verticale doorlatendheid te schatten a.d.h. van informatie over stoorlaagjes/lensjes uit continuboring</p> <p>(S) = stationair, (I) = instationair, Sell = volgens regel van Sellmeijer</p>						

Tabel A.II.1: Grondeigenschappen en bepalingmethoden

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 kans 0.05 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 behoeft te zijn voor het laaggemiddelde op een locatie; bij het vaststellen van karakteristieke parameterschattingen dient hiermee rekening te worden gehouden.

Zoals genoemd in paragraaf 2.2 van de hoofdttekst 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 Piping-analyse 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:

$$P_{kar} = p_{gem} \pm t_{N-1}^{0.95} s_p \quad (\text{A.II.1})$$

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 rekenkundig 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	4	6	8	10	15	20	25	∞
$t_{N-1}^{0.95}$	6.314	2.920	2.132	1.943	1.860	1.812	1.753	1.725	1.708	1.645

De formule voor karakteristieke schatting van de laaggemiddelde waarde van p (uitgaande van een lokaal waarnemingsbestand) luidt:

$$P_{gem, kar} = P_{gem} \pm t_{N-1}^{0.95} \frac{S_p}{\sqrt{N}} \quad (\text{A.II.2})$$

Indien de spreiding in de waarnemingsreeks groot is kan formule (A.I.1) 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:

$$P_{kar} = \exp((\log p)_{gem} \pm t_{N-1}^{0.95} s_{\log p}) \quad (\text{A.II.3})$$

Hierin zijn $(\log p)_{gem}$ en $s_{\log p}$ het rekenkundig 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.II.2) blijven gebruiken. Echter, bij kleine aantallen waarnemingen kan dit toch problemen opleveren. In dat geval kan de volgende formule gebruikt worden:

$$P_{kar} = \exp((\log p)_{gem} \pm t_{N-1}^{0.95} \frac{s_{\log p}}{\sqrt{N}}) \quad (\text{A.II.4})$$

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.II.1) of (A.II.3) 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:

$$P_{gem, kar} = P_{gem} \pm t_{N-1}^{0.95} s_p \sqrt{\Gamma^2 + \frac{1}{N}} \quad (\text{A.II.5})$$

met $\Gamma^2 = 0.25$ (zie [TAW 1989]).

Schatting van de doorlatendheid op basis van korrelverdelingsanalyses:

Bij gebruik van de pipingregel van Sellmeijer moet de intrinsieke doorlatendheid [m^2] van de watervoerende zandlaag geschat worden. In de hoofdtekst is aangegeven dat deze geschat kan worden aan de hand van schattingen van de doorlatendheidscoëfficiënt [m^2/s]. Schattingen van de doorlatendheid kunnen worden verkregen aan de hand van, bij voorkeur, metingen in het terrein, zoals pompproeven, 'falling head'-proeven, etcetera. **Indien zulke metingen niet** beschikbaar zijn, kunnen schattingen van de doorlatendheid berekend worden op basis van de korrelverdeling van het zand in de watervoerende laag.

Voor het laatste 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 procent van het totaalgewicht van het, zonodig afgeslibde, zandmonster)

- een schatting van de uniformiteitcoëfficiënt: $U = d_{60}/d_{10}$
- 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]:

$$k = (c_o - 1.83 \cdot 10^3 \ln(U)) d_{10}^2 \quad (\text{A.II.6})$$

Hierin is c_o afhankelijk van de pakking van het zand:

- losse pakking: $c_o = 1.5 \cdot 10^4$
- natuurlijke pakking: $c_o = 1.2 \cdot 10^4$
- vaste pakking: $c_o = 1.0 \cdot 10^4$

De pakking is afhankelijk van porositeit en de uniformiteitcoëfficiënt. 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 uniformiteitcoëfficiënt van $U=10$ zijn de poriëngehaltes die de overgang tussen vaste, normale en losse pakking aangeven 26 % en 33 %.
- Bij nog grotere uniformiteitcoëfficiënt, $U = 40$, zijn die poriëngehaltes 24 % en 32 %.

De berekende waarde van de doorlatendheidscoëfficiënt kan, indien nodig, worden gecorrigeerd voor het percentage fijne deeltjes, gebruik makend van de grafiek van Van den Akker [Van den Akker 1972] (zie ook: [TAW 1994²]).

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 siltlenzen 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.II.6, 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 appendix 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 waarde bepaling 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:

$$d_{10, kar} = \alpha' \frac{d_{70, kar}}{U_{kar}} \quad (\text{A.II.7})$$

waarin $\alpha' = 0.9$ een correctiefactor is omdat U gebaseerd is op d_{60} .

Appendix III: Software

In paragraaf 4.6 is een overzicht gegeven van de momenteel beschikbare software in het kader van opbarst-, piping en heavecontroles. In deze appendix wordt een korte inhoudelijke omschrijving van de verschillende computerprogramma's gegeven. Met nadruk wordt gewezen op de in het algemeen snelle ontwikkeling van computermodellen, zodat de informatie aan veroudering onderhevig is.

WATEX:

Dit programma is ontwikkeld in het kader van TAW-onderzoek, specifiek voor opdrijf-, opbarst- en pipinganalyses. Daarnaast beschikt het programma over mogelijkheden om, gegeven een geohydrologische schematisatie van de ondergrond stijghoogten in watervoerende bodemlagen die gevoed worden vanuit zee of rivier te berekenen. Het programma kan ook gebruikt worden om, aan de hand van metingen van de potentiaalrespons in watervoerende grondlagen op variaties van zee- of rivierwaterstand (o.a. 13-uurs getijmetingen) geohydrologische parameters van de ondergrond te bepalen.

Het programma beschikt over de volgende menu-items:

- Drie-sectiemodel: Berekening van stijghoogtes in een watervoerende grondlaag als functie van de buitenwaterstand (zowel stationair als tijdsafhankelijk), waarbij de ondergrond is geschematiseerd als met klei- en/of veenpakket afgedekte zandlaag. Hierbij worden in de dwarsdoorsnede drie secties onderscheiden, namelijk de sectie onder het voorland, de sectie direct achter de dijk en de sectie ver weg van de dijk. Aannames voor de berekening zijn horizontale grondwaterstroming in de zandlagen en verticale stroming (en consolidatie) in de afdekkende klei/veenlagen.
- Tweelaag-model: Berekening van de stijghoogten in twee watervoerende zandlagen, gescheiden door een klei- of veenlaag. Ook hierbij wordt horizontale grondwaterstroming in de zandlagen verondersteld en verticale stroming in de klei- of veenlaag.
- Piping (methode Bligh): Pipingcontrole volgens de rekenregel van Bligh.
- Piping en heave (methode Lane): Piping- of heavecontrole volgens de rekenregel van Lane.
- Piping (methode Sellmeijer): Pipingcontrole volgens de regel van Sellmeijer.
- Verwerken/interpretatie 13-uursmetingen: dit menu-item is nog niet uitgewerkt/geïmplementeerd.

MPIPING:

Dit programma is ontwikkeld in het kader van TAW-onderzoek. Met het programma kan een probabilistische piping-analyse worden uitgevoerd, gebaseerd op de 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 rivierstanden 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 en Weijers 1994].

SPREADSHEET voor HEAVE-Controle:

In het kader van de ontwikkeling van de fragmentenmethode is een spreadsheetprogramma ontwikkeld, waarmee de koppeling van fragmenten, zoals besproken in hoofdstuk 4, paragraaf 4.3.3, op gebruiksvriendelijke wijze kan worden uitgevoerd en het voor heavecontrole benodigde verticale verhang kan worden berekend. Het programma is een QUATRO4 spreadsheet dat op een PC (onder DOS) draait. Door de gebruiker kan een configuratie worden opgegeven bestaande uit:

- één voorlandfragment
- één of meerdere tussenfragmenten
- één eindfragment

Door de gebruiker op te geven probleemvariabelen zijn:

- afmetingen van de fragmenten (zie standaardformaten in bijlage XX)
- inbeddingdiepten van de kwelschermen (= lengte van kwelscherm/ dikte van het watervoerende zandpakket)
- 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 en SEEP/W:

Beide zijn multi purpose programma's voor numerieke grondwaterstromingsanalyse, gebaseerd op een Eindige Elementen Methode.

MSEEP is van Nederlandse makelij (onderdeel van de M-Serie programmatuur) en draait op een PC onder DOS, hoewel een onder Windows (97 of NT) draaiende versie in voorbereiding is. Het programma is geschikt voor het simuleren van 2-dimensionale stationaire en tijdsafhankelijke stroming in volledig verzadigde grond.

Het programma SEEP/W is van Canadese makelij, draait op een PC onder Windows. Het is geschikt voor simulatie van 2-dimensionale stationaire en tijdsafhankelijke stroming in volledig of gedeeltelijk verzadigde grond.

In relatie tot de problematiek van zandmeevoerende wellen zijn de volgende toepassingsmogelijkheden van beide programma's relevant:

- 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 stijghoogte patroon in een watervoerende zandlaag onder een dijk of kunstwerk met kwelschermen t.b.v. het bepalen van het verticale verhang i.v.m. heave controle.

Ten opzichte van WATEX biedt de numerieke aanpak met MSEEP of 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 binnendijks
- aanwezigheid van kwelschermen
- niet isotrope doorlatendheid.

Nadeel van een aanpak met MSEEP of WSEEP ten opzichte van berekeningen met WATEX of de spreadsheet programma's t.b.v. heavecontrole 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 programmegebruikers, aanzienlijk.

PLAXIS:

Dit is een multi purpose programma voor het uitvoeren van stabiliteits- en vervormingsberekeningen van grondlichamen. Het programma bevat ook modules voor het uitvoeren van grondwaterstromingsanalyses en consolidatieberekeningen. In relatie tot de problematiek van zandmeevoerende wellen zijn alleen deze laatste twee mogelijkheden van belang. Voor grondwaterstromingsanalyses geldt hetzelfde als besproken bij de programma's MSEEP en WSEEP. Consolidatie (samendrukking zowel als zwel) is van toepassing bij problemen waarbij de tijdsafhankelijke stijghoogteverdeling in de zandlaag (bij opbarstproblemen) van belang is (zie hoofdstuk 4, paragraaf 4.5).

Het programma PLAXIS draait op een (krachtige) PC onder Windows (eerdere versies onder DOS). Hoewel op zich gebruiksvriendelijk, vergt toepassing van het programma aanzienlijke gebruikservaring. Toepassingen voor opbarst- of heavecontroles zijn in beginsel mogelijk, maar vanwege de intensieve invoerpreparatie en interpretatie van rekenresultaten alleen aan te bevelen voor onderzoeksdoeleinden.

Appendix IV: 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 6 wordt verwezen.

Voor de schadebeelden bij dijken zijn foto's gebruikt, waarbij de nummering overeenkomt met de code van het schadebeeld uit hoofdstuk 6. 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 6.) De drie tekeningen (kokersluis, keersluis en dijkcoupure) tonen de diverse schadebeelden bij kunstwerken. De nummering in de tekeningen verwijst naar de bijbehorende tabellen, die de codering van hoofdstuk 6 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 kwel? Van belang bij de beoordeling is de actuele weersgesteldheid en buitenwaterstand. [RWS/DWW 165/18a]



1.2 b: Droge wellen op de Hondsbroekse Plei (IJsselkop). Mogelijke aanleiding: mollandengangen. Van belang is de aan de inspectie voorafgaande hoogwaterstand. [RWS-DWW 133/4]



1.2c: Gangenstelsel muskusratten 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 gevorderd 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]



2.2: 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]



2.3a: Lokaal omhoog komen en verdrassing van het achterland achter de havendijk te Woudrichem, ter plaatse van een kopsloot. [RWS-DWW 128/1]



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]



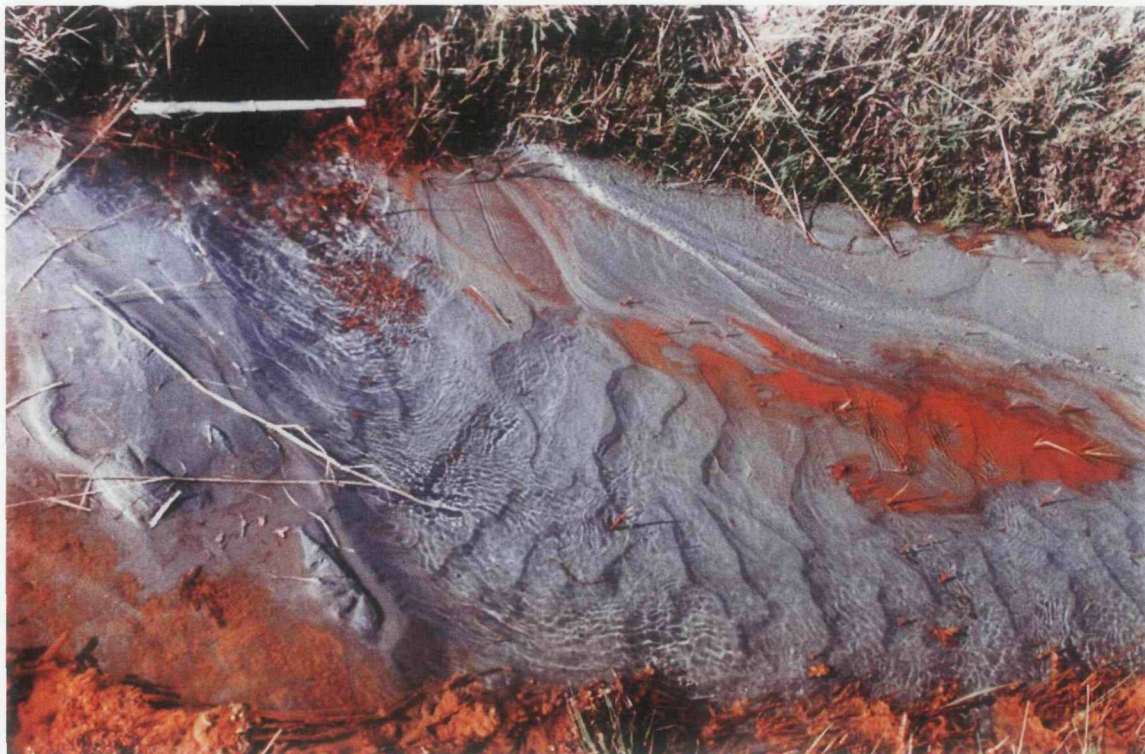
2.7: Wel uit de slootkant langs de teen van de Waalbandijk (hmp 348); er wordt nog geen zand meegevoerd. [RWS-DWW 132/9a]



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]



2.10: Zandmeevoerende wel in de sloot aan de teen van de Maasdijk te Lage Zwaluwe, in combinatie met een verzakt binnentalud. [RWS-DWW 128/23]



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]



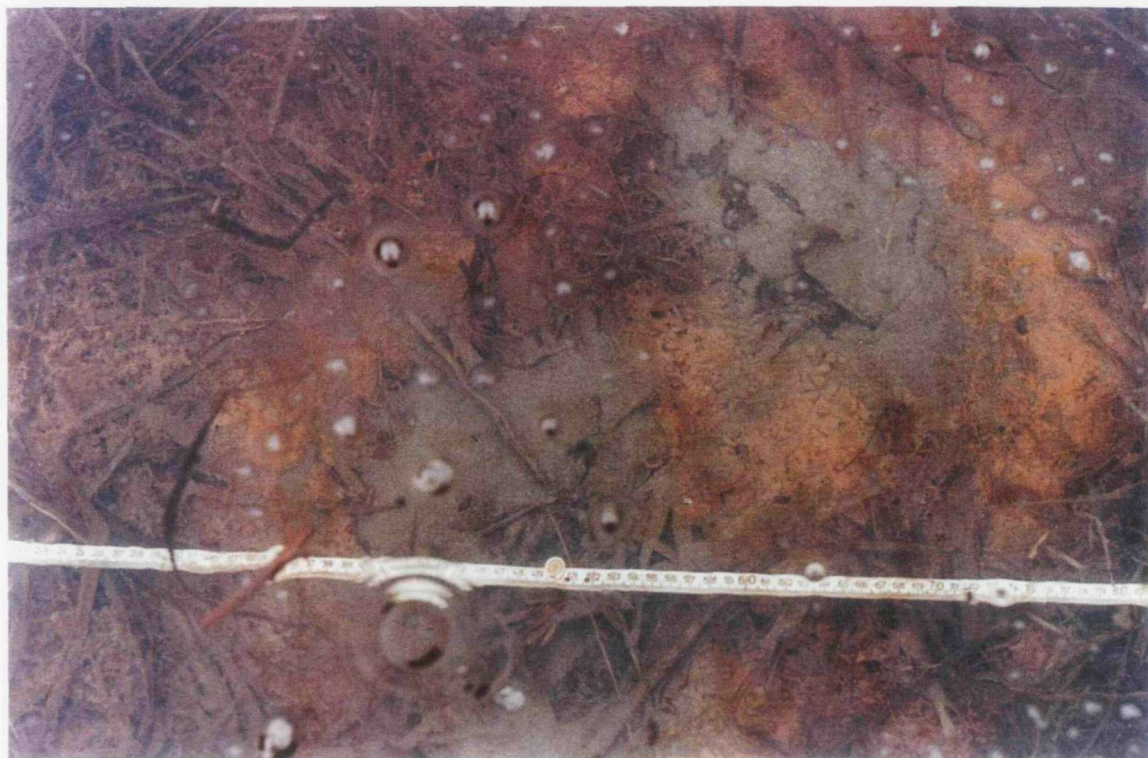
2.12a: Verkleuring van het slootwater door zandmeevoerende wel in kwelsloot nabij Waardenburg [RWS-DWW 125/16]



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 slootwater; beginnende zandmeevoerende wel ter plaatse van de bodem van een kwelsloot [RWS-DWW 127/12]



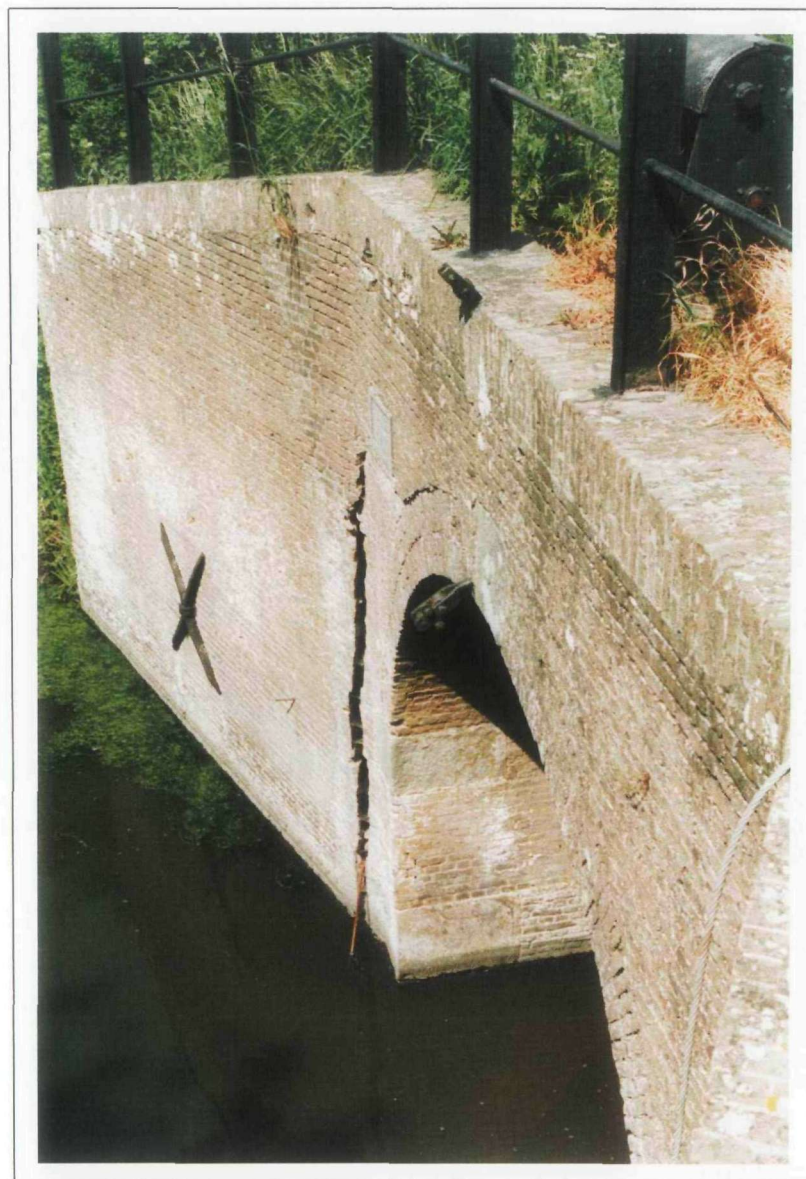
2.13a: Het ontstaan van een wel op het maaiveld. Water borrelt op en zand wordt meegevoerd. RWS-[DWW 159/14]



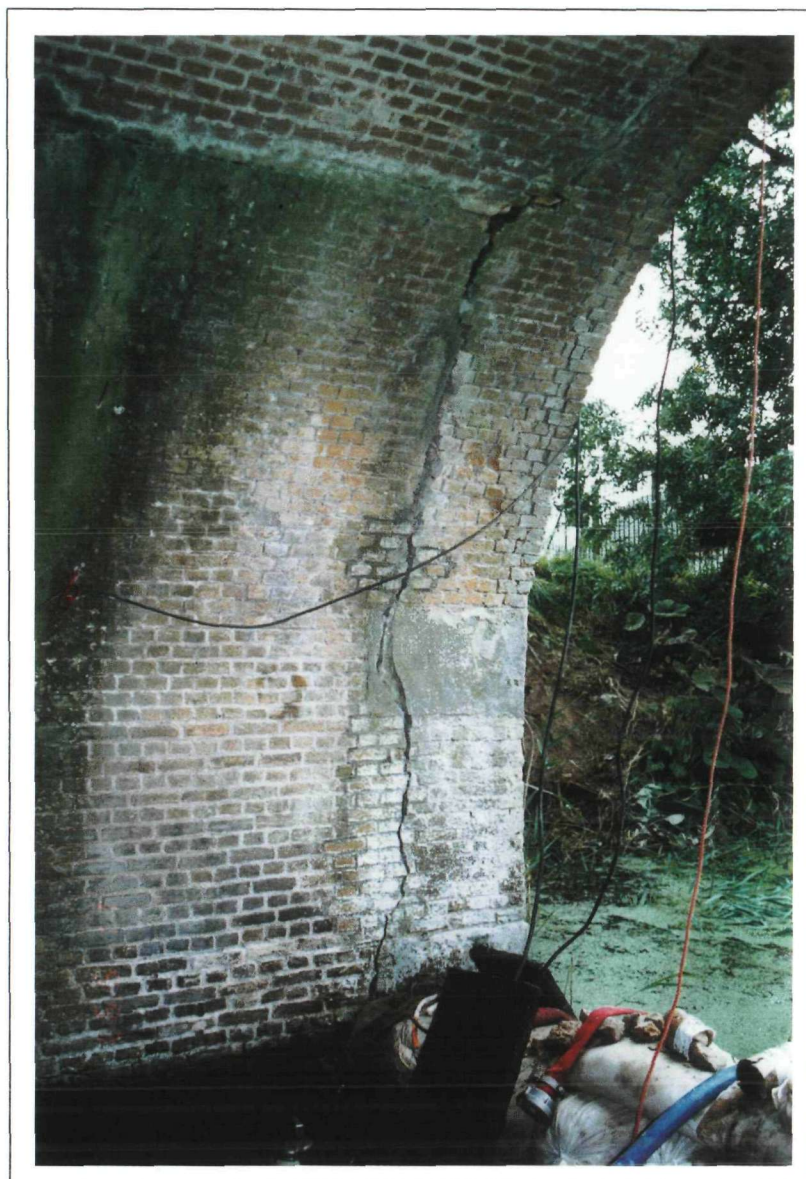
2.13b: Kleine zandmeevoerende wel op maaiveld, langs de IJsseldijk nabij Wilp. [RWS-DWW 197/15a]



2.13c: Zandmeevoerende wellen op het maaiveld achter de dijk, mogelijk door mollengangen. [RWS-DWW 130/11]



3.6a: Scheur bij aansluiting koker en frontmuur in een inlaatsluis, aan de binnenzijde. Dit kan aanleiding zijn voor achterloopsheid. [Grontmij Bovensluis 1.15]



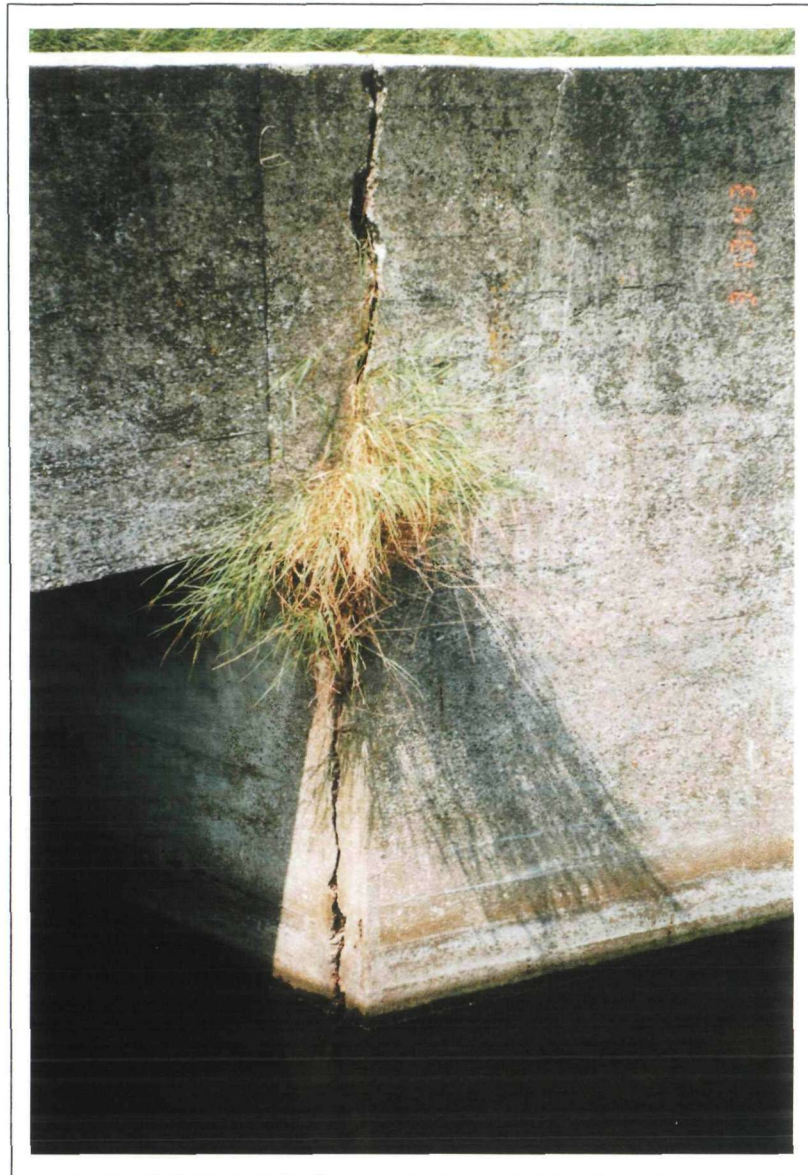
3.6b: Scheur in gemetselde kokerwand van een inlaatsluis, bij de uitstroomopening.
De sluis is in verband met inspectie drooggezet. [Grontmij Bovensluis]



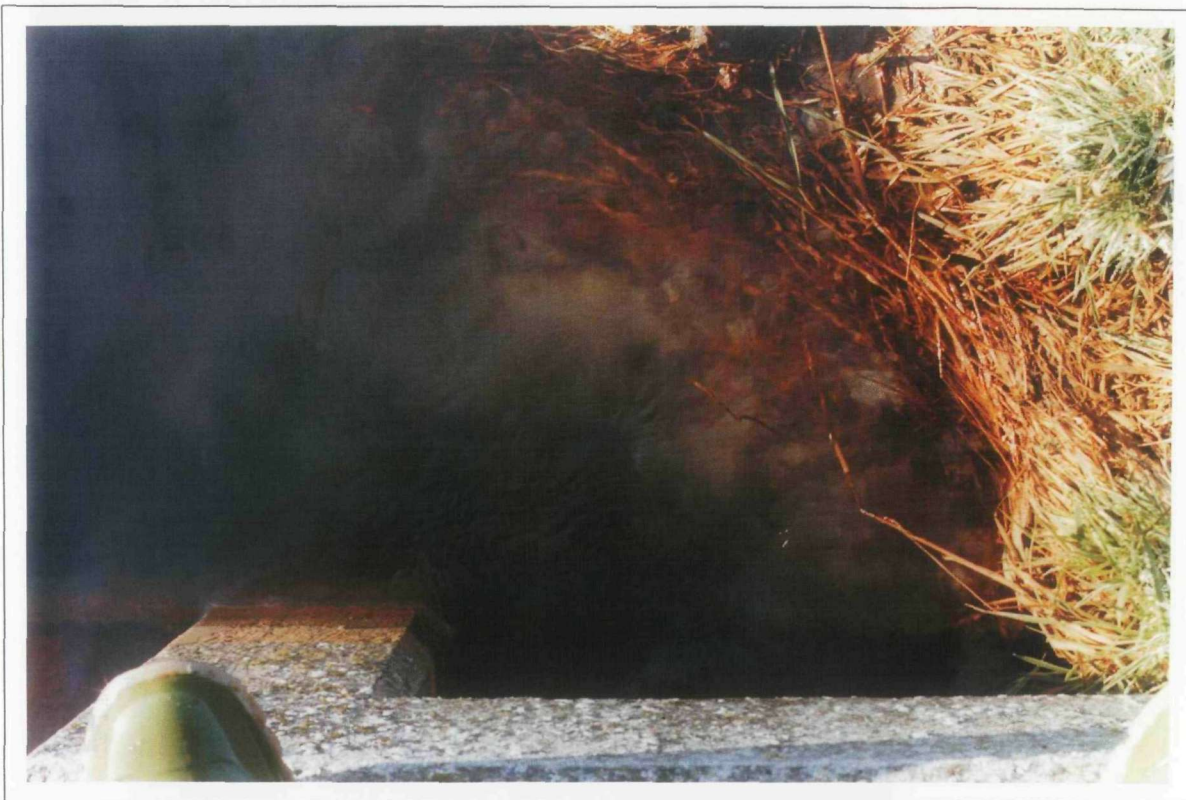
3.6c: Weggerotte houten vloerconstructie, inlaat Westbeer. De inlaat is in verband met inspectie drooggezet. Ondergrond bestaat uit klei, zodat dit geen gevolgen behoeft te hebben met betrekking tot piping. [Grontmij].



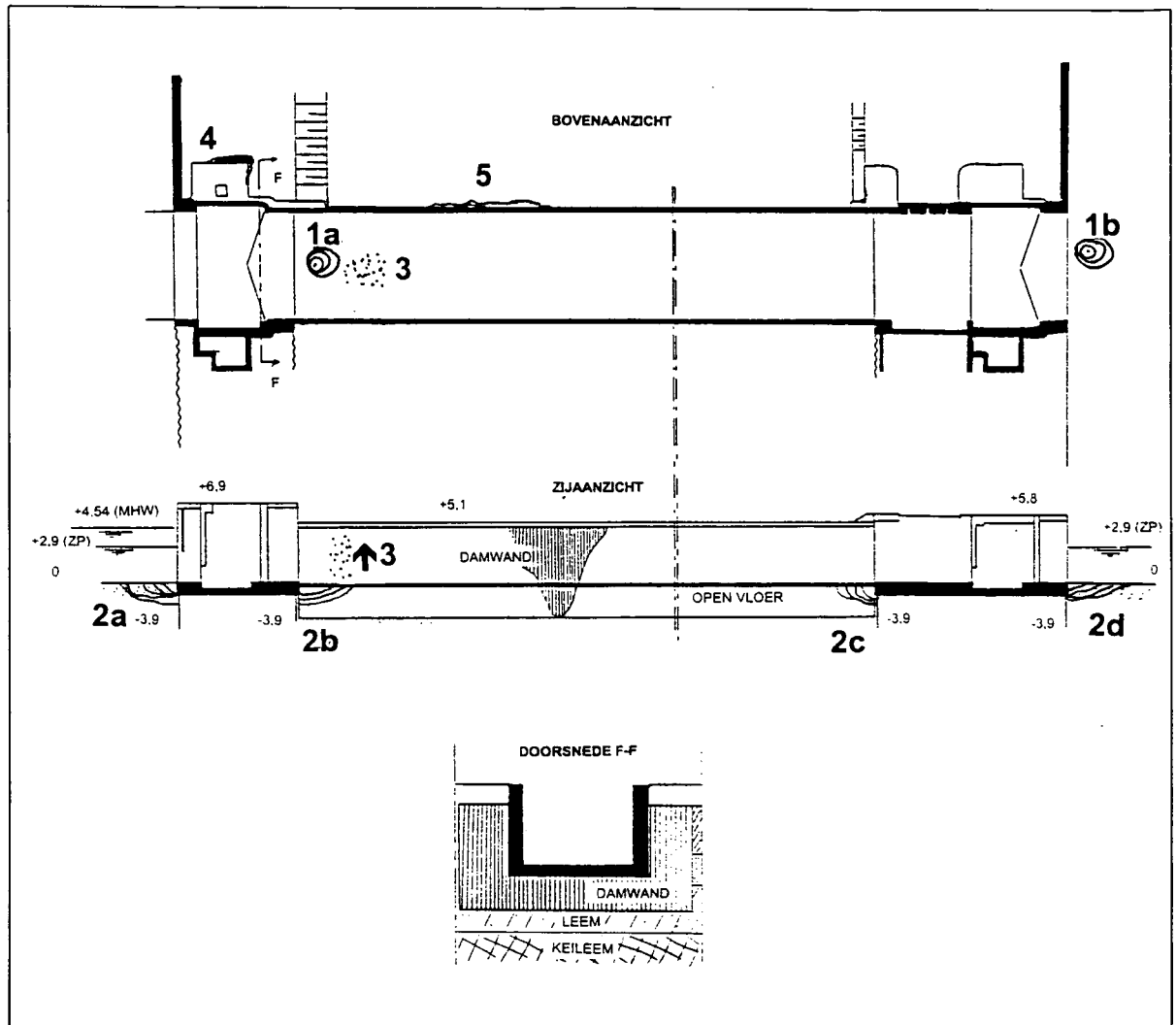
3.6d: Begroeiing uit vleugelwanden ter plaatse van instroomopening van een keersluis. Aan de waterdichtheid van de vleugelwanden kan worden getwijfeld. De ernst hiervan hangt af van de functie die de vleugelwanden moet vervullen t.a.v. piping. [Fugro].



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. Voor de schadebeelden wordt verwezen naar tabel IV.1a/c en IV.1b

Tabel IV.1a/c Schadebeelden Schutsluis; normale inspectie / hoogwater inspectie

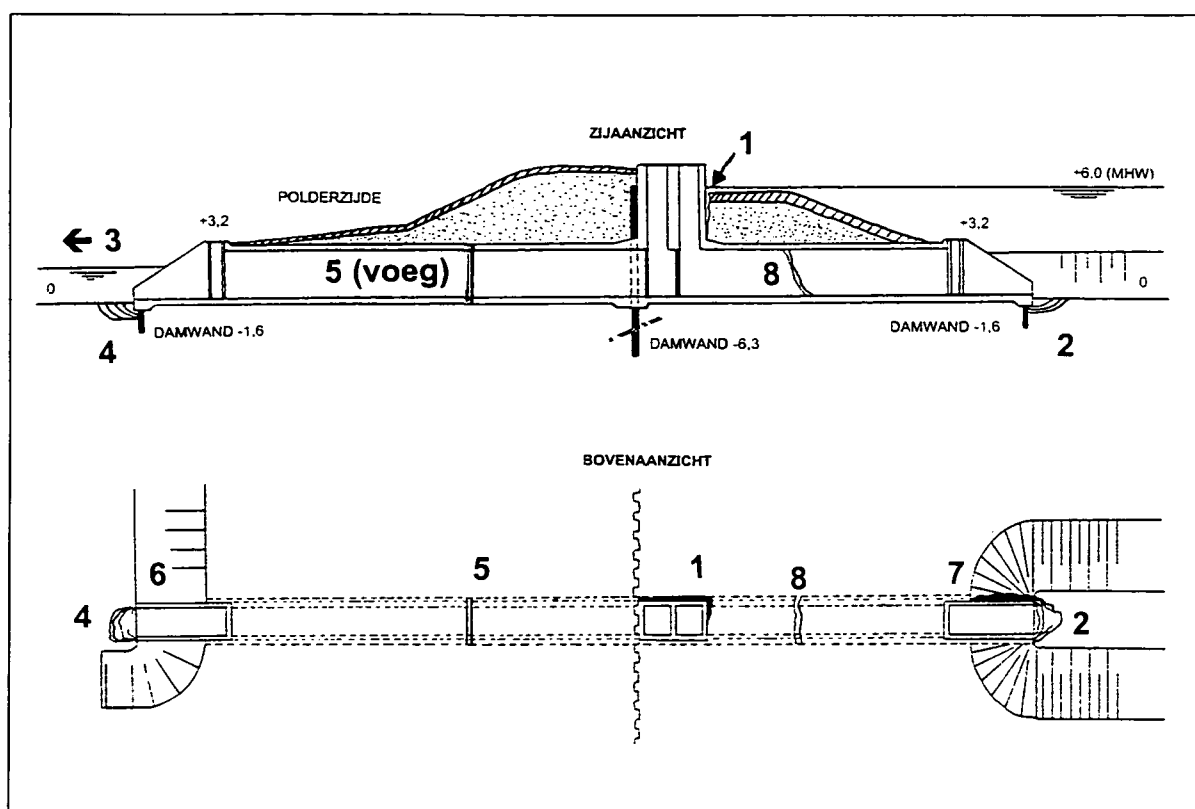
verwijzing tekening IV.1	Omschrijving	mogelijke actie	code
1a	kolkend water achter buitenkolk	controleer afsluitmiddel op lekkage, indien geen lekkage is oorzaak welvorming: inspectie bodembescherming (filter)	3.4
1b	kolkend water achter binnenkolk	controleer afsluitmiddel op lekkage, indien geen lekkage 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

In verband met de open sluisvloer kan een bijzondere inspectie, waarbij de kolk droogstaat niet plaatsvinden.

Tabel IV.1b

Schadebeelden Schutsluis; bijzondere inspectie (duiker)

verwijzing tekening IV.1	Omschrijving	mogelijke actie	code
2a	ontgraving	t.g.v. scheepsbeweging: nieuwe bestorting	
2b	ontgraving	t.g.v. scheepsbeweging / piping (falend filter): herstel filterconstructie	3.5
2b	ontgraving	t.g.v. scheepsbeweging: nieuwe bestorting	
2c	ontgraving	t.g.v. scheepsbeweging / piping (falend filter): herstel filterconstructie	3.5



Tekening IV.2: Kokersluis. Voor de schadebeelden wordt verwezen naar tabel IV.2a t/m IV.2c

Tabel IV.2a

Schadebeelden Kokersluis; normale inspectie

verwijzing tekening IV.2	omschrijving	mogelijke actie	code
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.2b

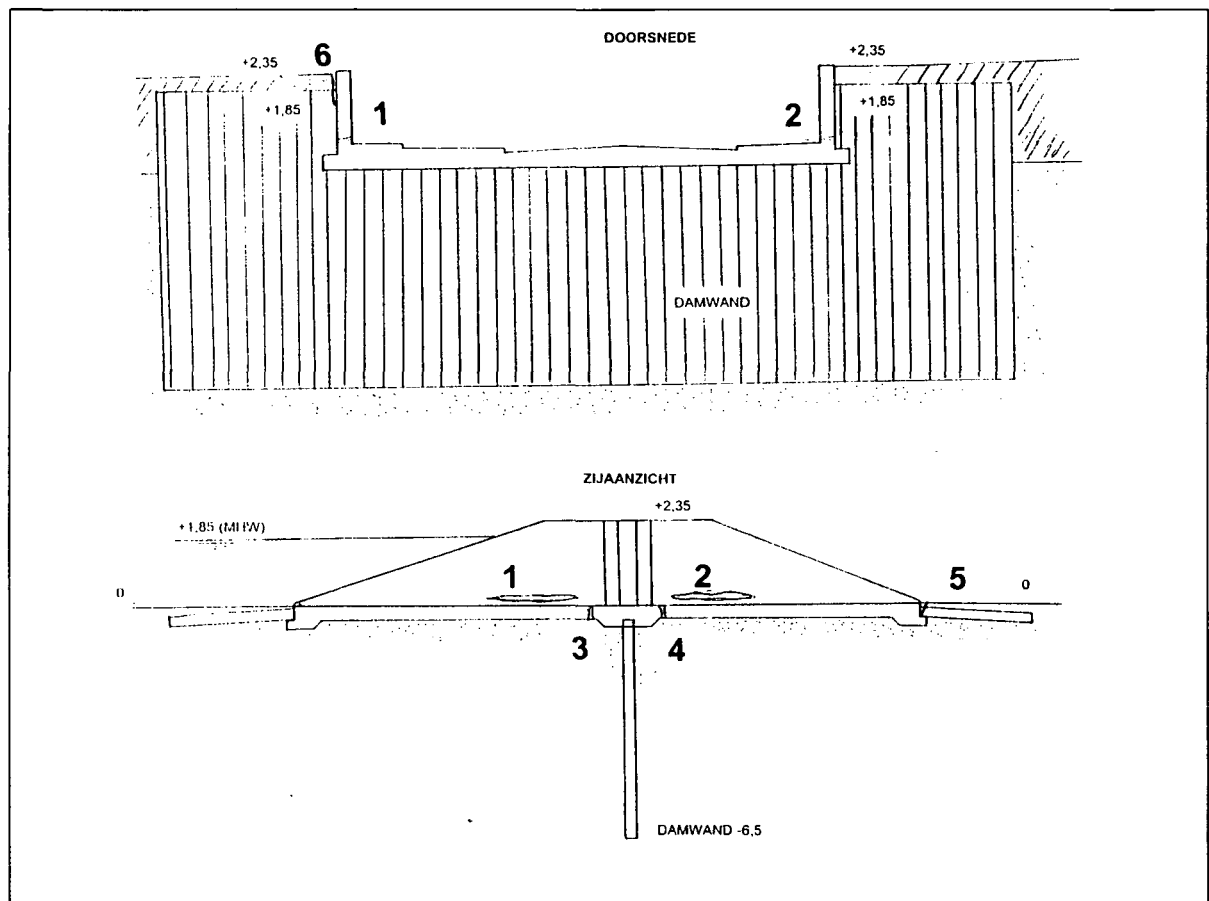
Schadebeelden Kokersluis; bijzondere inspectie (droog zetten / duiker)

verwijzing tekening IV.2	omschrijving	mogelijke actie	code
2	ontgraving	repareer filter inlaat	3.5
3	stroming ondanks droogstaande kokersluis	controleer filterconstructie in-/uitlaat op schade	4.4
4	ontgraving	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.2c

Schadebeelden Kokersluis; hoog waterinspectie

verwijzing tekening IV.2	omschrijving	mogelijke actie	Code
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



Tekening IV.3: Dijkcoupure. Voor de schadebeelden wordt verwezen naar tabel IV.3a/b en IV.3c

Tabel IV.3a/b

Schadebeelden Dijkcoupure; normale inspectie / bijzondere inspectie

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.3c

Schadebeelden Dijkcoupure; hoog waterinspectie

verwijzing tekening IV.3	omschrijving	mogelijke actie	Code
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

Gebruikte symbolen

C_{creep}	Creep-factor in rekenregel van Bligh
$C_{w,creep}$	Gewogen creep-factor in rekenregel van Lane
c_v	Consolidatie- of zwelcoëfficiënt [m^2/s]
D	Dikte van watervoerende zandlaag [m]
d	Inbeddingslengte van kwelscherm [m]
d_1, d_I	Dikte van klei/veen deklaag in voorland [m]
d_2, d_{III}	Dikte van klei/veen deklaag in achterland [m]
$d_{10}, d_{50}, d_{60}, d_{70}$	10-, 50- 60- en 70-percentielwaarden van korreldiameters [m]
g	Versnelling van de zwaartekracht [m/s^2]
H	Buitenwaterstand [m t.o.v. referentiepeil]
h_p	Polderpeil (vrije waterspiegel) of poldermaaiveldpeil [m t.o.v.ref.peil]
h_{zand}	Hoogte bovenkant watervoerende zandlaag [m t.o.v. ref.peil]
l_c, l_{toel}	Kritiek/toelaatbaar verhang i.v.m. heave
k_z	Horizontale doorlatendheidscoëfficiënt voor zandlaag [m/s]
k_1, k_I	Verticale doorlatendheidscoëfficiënt voor deklaag in voorland [m/s]
k_2, k_{III}	Verticale doorlatendheidscoëfficiënt voor deklaag achterland [m/s]
L	Kwelweglengte; ook fragmentlengte [m]
L_h	Horizontale kwelweglengte [m]
L_v	Lengte afdeklaag in voorland; ook verticale kwelweglengte [m]
l	Pipe-lengte (rekenmodel Sellmeijer) [m]
m_v	Samendrukbaarheidscoëfficiënt [m^2/kN]
p	Poriëfractie zand
t_h	Hydrodynamische periode [s]
U	Uniformiteitscoëfficiënt (korrelverdeling)
W	Weerstandsfactor (fragmenten)
x, z	Plaatsvariabelen horizontaal, verticaal [m]
α	Hulpvariabele in rekenregel van Sellmeijer ook: Correctiefactor bij korrelverdeling
γ	Veiligheidsfactor
$\gamma_{z,s}$	Nat volumegewicht zand [kN/m^3]
γ_w	Volumegewicht water [kN/m^3]
γ_k	Volumegewicht (zand)korrelmateriaal [kN/m^3]
γ'	Schijnbaar volumegewicht ondergedompeld zand [kN/m^3]
ΔH	Verval over waterkering [m]
ΔH_c	Kritiek verval over waterkering [m]
η	Sleepkrachtfactor (regel van Sellmeijer)
κ	Intrinsieke doorlatendheid [m^2]
ρ_p	massadichtheid korrelmateriaal zand [1700 kg/m^3]
ρ_w	Massadichtheid water [1000 kg/m^3]
ν	Kinematische viscositeit water [$1.33 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2/s$]
ϕ	Stijghoogte; grondwaterpotentialiaal [m t.o.v. ref. peil]
$\phi_{z,g}$	Grenspotentialiaal (i.v.m. opdrijven/opbarsten)
θ	Rolweerstandshoek [°]
λ_1, λ_I	Spreadingslengte onder deklaag in voorland [m]
λ_2, λ_{III}	Spreadingslengte onder deklaag in achterland [m]
Functies etc.:	
$sh()$	Sinus hyperbolicus
$ch()$	Cosinus hyperbolicus
$th()$	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)

Index

- achterland 11, 12, 24, 29, 44, 45, 46, 69, 70, 71, 79, 1, 2, 4, 5, 6, 1
- achterloops..... 81
- achterloopsheid 5, 8, 9, 10, 13, 20, 21, 22, 25, 55, 58, 59, 61, 66, 81
- beheer..... 5, 6, 8, 9, 49, 51, 68, 74, 75, 76, 88
- Bligh 7, 25, 30, 31, 32, 33, 34, 44, 48, 50, 51, 53, 54, 55, 56, 60, 85, 86, 87, 94, 107, 4, 1
- consolidatie..... 45, 46, 47, 1, 4, 1
- creep factor..... 31, 34
- doorlatendheid 11, 19, 24, 25, 29, 35, 37, 41, 43, 44, 45, 46, 50, 51, 54, 55, 70, 84, 86, 89, 91, 93, 95, 103, 107, 1, 2, 6, 7, 8, 4, 5, 7, 1, 2, 1
- erosie 5, 15, 16, 17, 19, 20, 31, 35, 59, 62, 63, 66, 75, 79, 89
- faalkans..... 12, 13, 14
- fluïdisatie..... 11, 14, 32
- fragmentenmethode..... 35, 40, 42, 59, 60, 1
- grenspotentiaal..... 27, 28, 29, 30, 39, 48, 65, 88
- grondbreuk..... 5, 7, 11, 27
- grondonderzoek 10, 12, 27, 51, 53, 56, 59, 76, 84, 93, 1, 2, 5, 6
- heave 5, 7, 8, 9, 11, 14, 19, 20, 24, 27, 31, 35, 39, 42, 44, 45, 47, 49, 50, 55, 58, 59, 60, 61, 62, 64, 67, 69, 85, 90, 102, 103, 105, 106, 6, 7, 8, 10, 1, 2, 1, 2, 1
- intreepunt 11, 17, 24, 31, 44, 50, 51, 61, 62, 88, 105
- intrinsiek doorlatendheid..... 37, 95, 7
- karakteristieke waarde..... 12, 13, 38, 54, 55, 5, 7
- korrelverdeling..... 25, 37, 54, 93, 4, 7, 1
- kritiek verhang..... 48
- kritiek verval..... 34, 36, 38, 55, 103, 105
- kunstwerk 5, 10, 11, 13, 20, 21, 22, 24, 25, 34, 40, 42, 58, 59, 60, 61, 66, 67, 77, 80, 81, 103, 1, 6, 2
- kwelscherm 5, 7, 19, 21, 35, 39, 40, 42, 47, 59, 60, 63, 66, 68, 74, 89, 90, 91, 6, 10, 1
- kwelweganalyse..... 8, 61, 102
- kwelweglengte 7, 11, 12, 24, 30, 31, 34, 38, 44, 53, 54, 55, 56, 60, 61, 62, 63, 64, 65, 66, 67, 68, 69, 70, 75, 86, 87, 88, 89, 94, 95, 101, 102, 103, 104, 3, 5, 1
- Lane 7, 25, 31, 33, 34, 35, 40, 44, 48, 50, 55, 56, 59, 60, 61, 74, 89, 102, 103, 105, 107, 4, 1
- leidingen 8, 9, 49, 72, 73, 74, 75, 76, 78, 80, 107
- leidingkruising..... 73, 74
- line of creep..... 7, 31, 33
- onderloopsheid 11, 15, 19, 20, 58, 59, 60, 66, 101
- ontwerpen 5, 7, 8, 9, 10, 13, 14, 19, 24, 27, 47, 49, 50, 55, 58, 69, 108, 1, 2
- opbarsten 8, 11, 14, 15, 16, 17, 18, 21, 27, 30, 39, 44, 45, 48, 50, 52, 53, 56, 57, 61, 62, 63, 64, 65, 66, 67, 70, 71, 75, 80, 85, 88, 94, 95, 96, 97, 1
- opbarstlocatie..... 24, 28, 30, 31, 32, 44
- opdrijven..... 11, 15, 27, 30, 72, 94, 95, 96, 97, 1
- parameterbepaling..... 3
- piping 5, 7, 8, 9, 10, 11, 12, 13, 14, 15, 16, 17, 18, 19, 20, 21, 22, 27, 30, 31, 35, 44, 45, 47, 48, 49, 50, 52, 53, 54, 55, 56, 58, 59, 60, 61, 63, 64, 65, 66, 67, 69, 70, 71, 72, 73, 74, 75, 76, 77, 78, 79, 80, 81, 82, 83, 87, 89, 90, 91, 92, 94, 95, 96, 97, 102, 103, 104, 105, 106, 108, 6, 10, 1
- potentiaal/stijghoogte 11, 24, 27, 29, 30, 32, 35, 39, 40, 41, 44, 45, 48, 50, 52, 54, 63, 66, 75, 88, 90, 93, 94, 95, 96, 97, 1, 2, 3, 4, 5, 2
- probabilistische analyse..... 13, 14
- rekenmodellen. 5, 8, 12, 19, 27, 44, 45, 47, 49, 1
- rekenregels 5, 7, 8, 12, 14, 25, 27, 31, 49, 57, 62, 5
- representatieve waarde..... 37, 38, 54, 95, 5
- rivierdijk..... 84
- schadebeelden..... 8, 9, 10, 77, 78, 80, 81, 90, 1
- schadecatalogus..... 8, 9, 77, 78, 79, 80, 81, 1
- Sellmeijer 5, 7, 25, 30, 32, 35, 36, 37, 38, 40, 44, 48, 50, 52, 54, 55, 60, 62, 63, 86, 87, 90, 95, 108, 6, 4, 5, 7, 1
- software..... 8, 1
- terugschrijdende erosie..... 16, 19
- tijdsafhankelijkheid..... 27, 45, 46, 47, 4
- toetsen 5, 8, 9, 10, 14, 24, 48, 49, 51, 52, 55, 59, 61, 6, 1, 2
- uitreepunt 11, 15, 17, 18, 19, 24, 30, 31, 32, 34, 35, 47, 50, 53, 57, 58, 65, 66, 67, 74, 88, 94, 101, 6, 10, 11
- veiligheidsfactor..... 19, 30, 32, 38, 53, 87, 95, 96
- veiligheidsfilosofie..... 8, 13, 14
- voorland 24, 27, 28, 29, 31, 44, 45, 46, 50, 51, 55, 68, 69, 70, 71, 74, 75, 77, 78, 80, 83, 89, 90, 92, 1, 2, 3, 4, 6, 1
- zandmeevoerende wels 5, 9, 10, 13, 18, 19, 50, 56, 61, 69, 79, 82, 91, 104, 2, 3
- zettingsspleet..... 61, 6, 10
- zwell..... 45, 4, 3

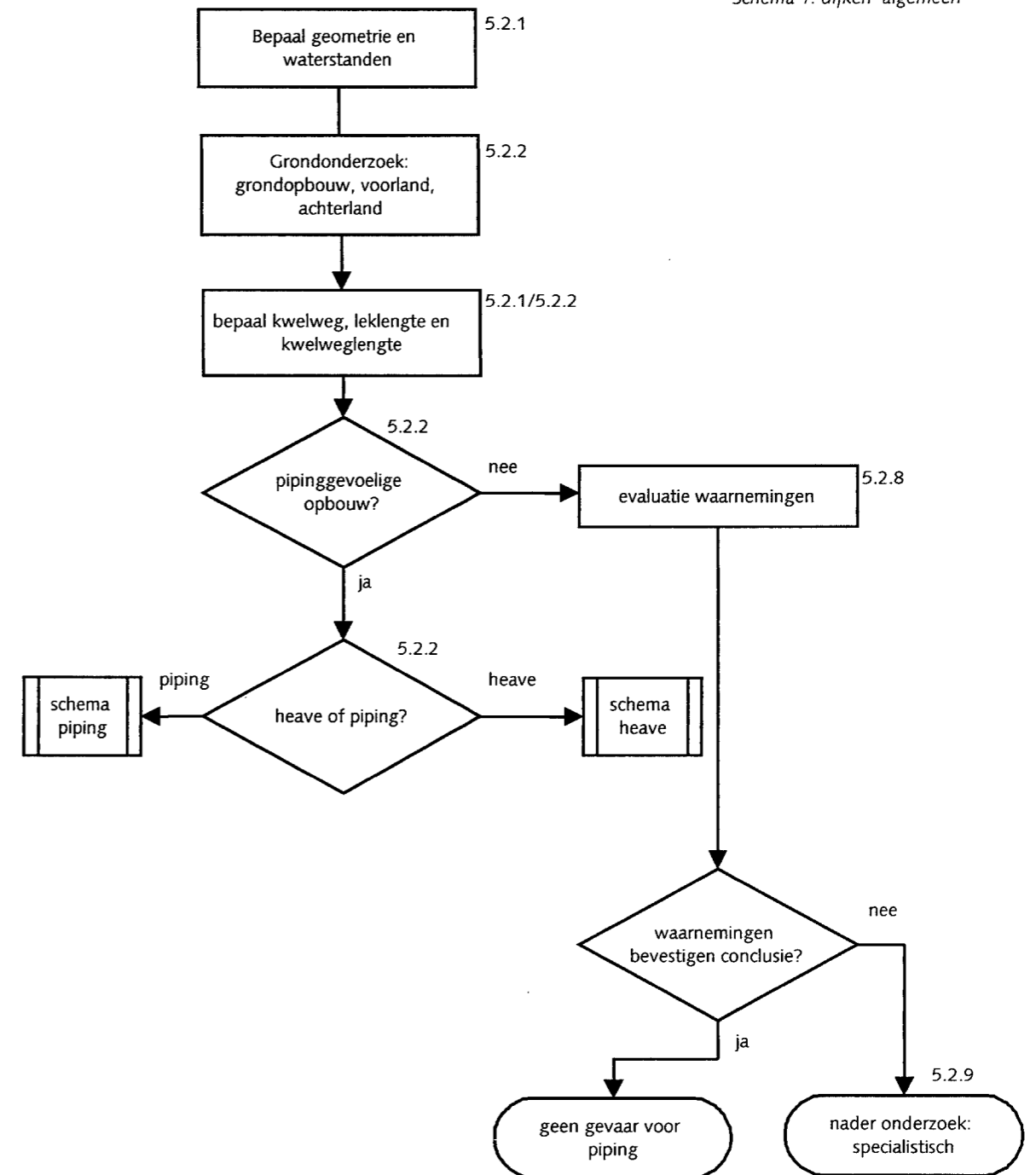
Vrijwaring

Deze groene versie van het Technische Rapport Zandmeevoerende Wellen is met de grootste zorgvuldigheid opgesteld en vastgesteld door de TAW. Naar de mening van de TAW is dit Technisch Rapport in de praktijk direct toepasbaar. Deze versie is 'groen' genoemd om gebruikers in de gelegenheid te stellen en aan te moedigen commentaar te geven, met name op de praktische bruikbaarheid.

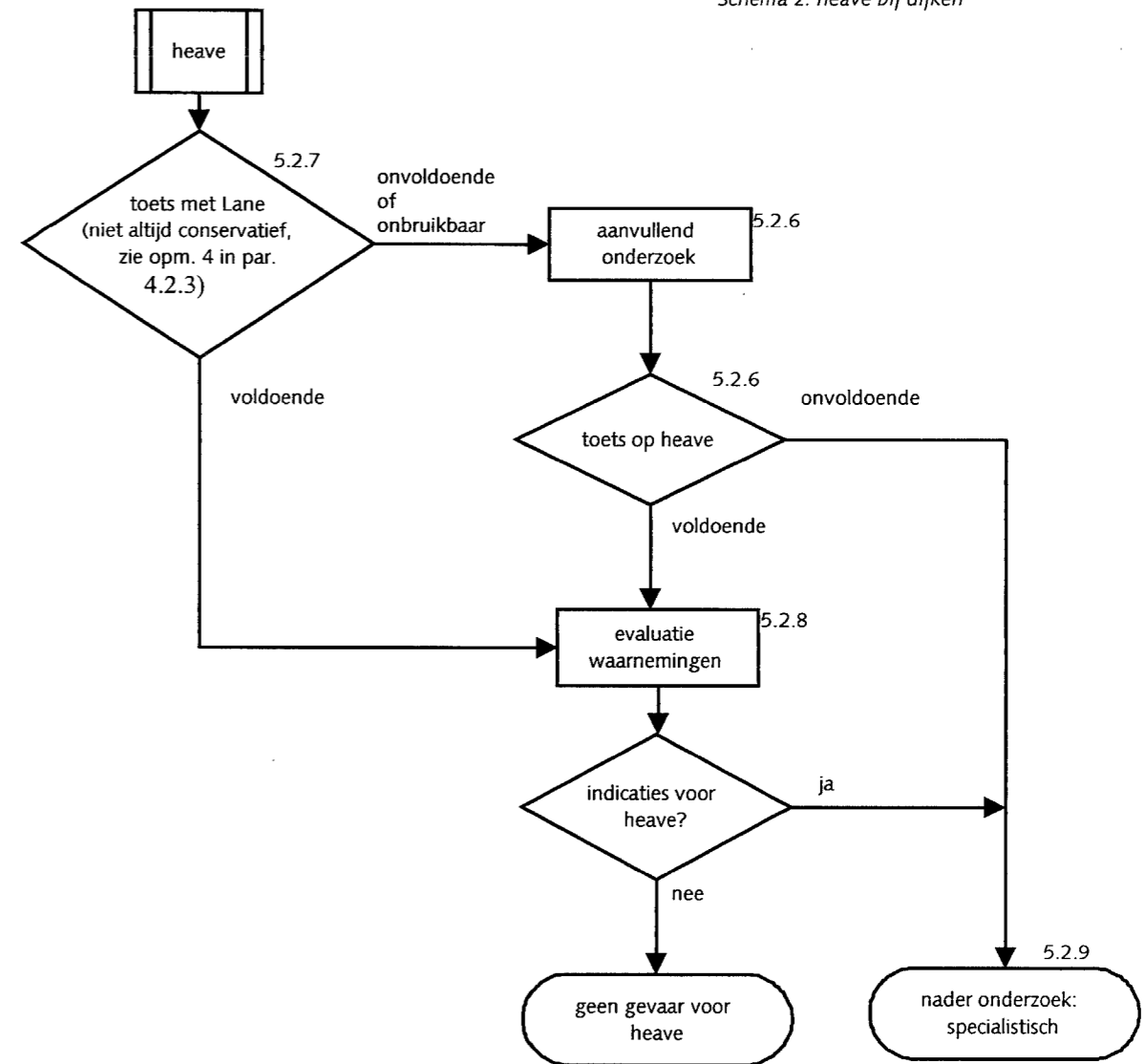
Opmerkingen en reacties van gebruikers worden door het werkorgaan van de TAW (de Dienst Weg- en Waterbouwkunde van de Rijkswaterstaat, tel. 015-2518436) verzameld. Op basis van de verzamelde op- of aanmerkingen zal een definitieve versie van het Technisch Rapport worden opgesteld en vervalt het predikaat 'groen'.

Schema's t.b.v . Toetsing

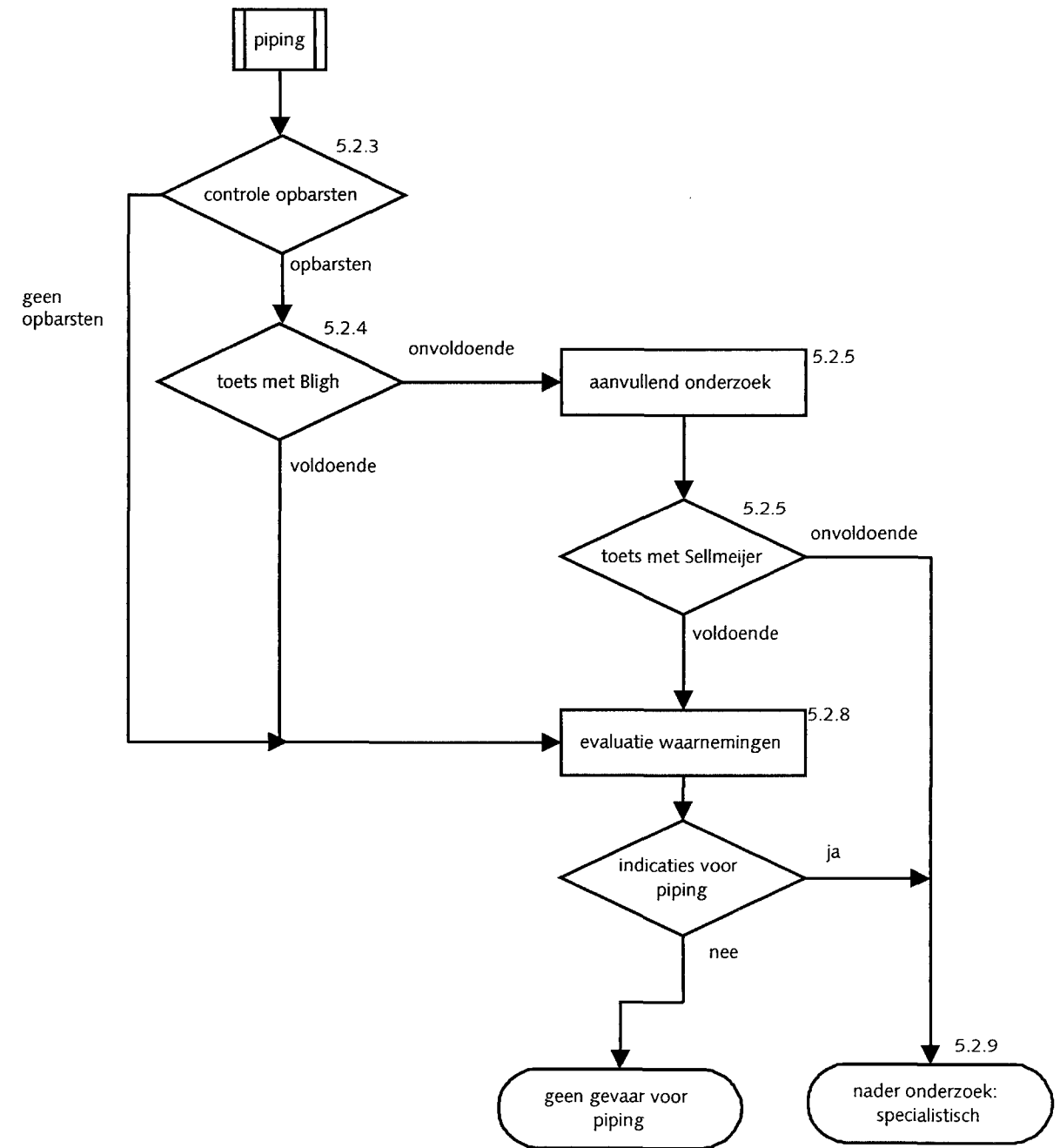
Schema 1: dijken algemeen



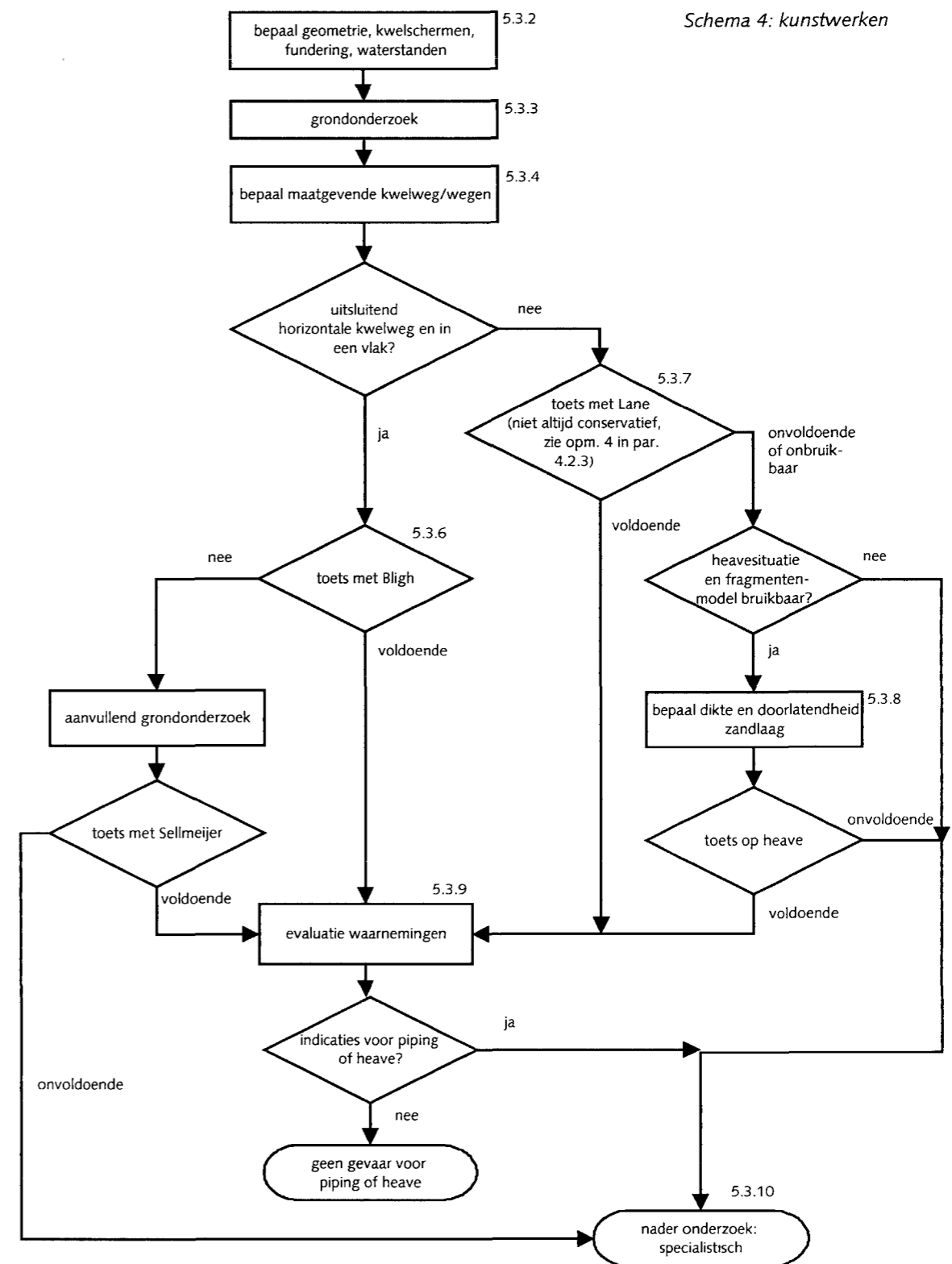
Schema 2: heave bij dijken




Schema 3: piping bij dijken



Schema 4: kunstwerken





De Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen (TAW) werd door de Minister van Verkeer en Waterstaat ingesteld.

De commissie adviseert de Minister omtrent alle technisch-wetenschappelijke aspecten die van belang kunnen zijn voor een doelmatige constructie en het onderhoud van waterkeringen, dan wel voor de veiligheid van door waterkeringen beschermde gebieden.

Met vragen omtrent het werk van de TAW kan men zich wenden tot het werkorgaan van de commissie, ondergebracht bij de Dienst Weg- en Waterbouwkunde (DWW) van de Rijkswaterstaat.

Postbus 5044

2600 GA Delft

Tel. (015) 2518 436

Fax (015) 2518 555