

Publicatie Heaveschermen

Status, kwaliteitsboring en beheer van deze publicatie

Status van deze versie

Rondom het ontwerpen van heaveschermen zijn in 2022 en 2023 veel vragen aan De Innovatieversneller gesteld. De vragen zijn met een publicatie heaveschermen in samenhang beantwoord. De publicatie gaat in op generieke technische aspecten die van belang zijn voor het ontwerp, uitvoering en het beheer van heaveschermen. De publicatie biedt hulpmiddelen voor het maken van een ontwerp van een heavescherm en geeft aan hoe daarbij kan worden omgegaan met onzekerheden. De publicatie is besproken met het Adviesteam Dijkontwerp en wordt aan ENW voorgelegd. Gegeven de vele vragen uit projecten over het dimensioneren is de publicatie, vooruitlopend op de schriftelijke reactie van het Adviesteam Dijkontwerp en de reactie van ENW (verwacht in eerste helft van 2024), op de DIV WIKI gepubliceerd. De Innovatieversneller wil leren van de eerste toepassingen van de publicatie en vraagt projecten bij toepassing contact op te nemen met De Innovatieversneller. De eerste toepassingen helpen om de onduidelijkheden in de publicatie Heaveschermen te verbeteren.

Kwaliteitsboring

De kwaliteitsboring van deze publicatie kent twee lagen:

1. Door DIV wordt consistentiechecks uitgevoerd zodat het document intern consistent is en past binnen de structuur van DIV-publicaties en daarmee ook aansluit op de structuur van het beoordelings- en OntwerpInstrumentarium.
Door DIV wordt over de publicatie aan het Adviesteam Dijkontwerp en ENW advies gevraagd over de toepassing van de overstromingskansbenadering in de publicaties (zie oo onder 'status' hierboven).
2. Tenslotte worden de publicaties en OBOR's - na verwerking van adviezen van community Techniek en Adviesteam Dijkontwerp – voorgelegd aan het ENW. Het advies van het ENW wordt gepubliceerd op de WIKI.

Beheer

Vragen rondom toepassen van deze publicatie kunnen via de WIKI van De Innovatieversneller worden gesteld. De antwoorden en andere ontwikkelingen rondom deze publicatie zijn hier eveneens op te vinden. Wanneer er veel vragen met antwoorden zijn of de lijst met errata groot wordt, zal door De Innovatieversneller een nieuwe versie van de publicatie worden opgesteld. Dit is een continu proces waarin de projectorganisatie van DIV Piping:

- Vragen, antwoorden en errata bijhoudt
- Beoordeelt of er aanleiding is om een nieuwe versie van een publicatie op te stellen en de wijzigingen doorvoert. De kwaliteit borgen we zoals hieronder beschreven.
- Nieuwe versies op de WIKI publiceert en daarover met gebruikers communiceert via onder andere Het Innovatiecafé en LinkedIn.
- In gesprek de BOI-organisatie beoordeelt of kennis in de publicaties rijp is om in het BOI opgenomen te worden.

COLOFON

Titel	Publicatie Heaveschermen
Opdrachtgever	HWBP-De Innovatieversneller Piping
Auteur(s)	Albert Wiggers (Royal HaskoningDHV) Laura van der Doef (Antea Group) Rens Servais (Heijmans) Laura Halbmeijer (Witteveen+Bos) Renske Nollen (DIJK53)
Foto omslag	
Kenmerk	
Inhoudelijke kwaliteitsborging	Vera van Beek (Deltares) en Wim Kanning (Deltares)
Datum	
Status	V0.31 (versie wordt voorgelegd aan ENW-Techniek)

Inhoudsopgave

1 Inleiding	9
1.1 Algemeen	9
1.2 Aanleiding	9
1.3 Doel	9
1.4 Doelgroep	10
1.5 Bestaande en nieuwe technieken	10
1.6 Relatie met andere leidraden en documentatie	10
1.7 Toepassingsgebied en afbakening	11
1.8 Leeswijzer: korte en uitgebreide route	11
2 Samenhang met veiligheidsraamwerk DIV en onderliggende OBOR's	12
2.1 Inleiding	12
2.2 Aansluiting op overstromingskansseis	13
2.2.1 Eis op verschillende niveaus	13
2.2.2 Lengte-effect afhankelijk van faalpaden en scenario's	14
3 Basisprincipes van een heavescherm en faalpaden	15
3.1 Inleiding	15
3.2 Werkende principe heavescherm	15
3.3 Faalpaden bij een intact heavescherm	15
3.3.1 Faalpad onderloopsheid	17
3.3.2 Faalpad achterloopsheid	19
3.3.3 Faalpad voorloopsheid	20
3.3.4 Faalpaden anders dan piping	20
3.4 Faalpaden bij een defect aan het scherm of aansluiting (bedreigingen)	20
4 Modellen en criteria	22
4.1 Overzicht	22
4.2 Hydraulische grondbreuk (knoop faalpad onderloopsheid)	23
4.2.1 Modellen voor vrije uitstroom	23
4.2.2 Modellen voor geconcentreerde uitstroom	26
4.2.3 Criteria	27
4.3 Voortschrijdende verticale fluïdisatie (knoop faalpad onderloopsheid)	29
4.4 Interne erosie van korrel uit vaste matrix (knoop faalpad onderloopsheid)	31
4.5 Opbarsten en fluïdisatie bij wel (knoop diverse faalpaden piping)	32
4.5.1 Model	32
4.5.2 Criterium	32
4.6 Terugschrijdende erosie (knoop diverse faalpaden piping)	33

4.6.1	Diverse faalpaden	33
4.6.2	Model en criterium	33
4.6.3	Terugschrijdende erosie als knoop bij onderloopsheid	33
4.6.4	Terugschrijdende erosie bij voorloopsheid	34
4.6.5	Terugschrijdende erosie bij achterloopsheid	34
4.7	<i>Modellen en criteria gericht op totale faalpad onderloopsheid</i>	34
	Chugaev	34
4.8	<i>Modellen en criteria gericht op totale faalpad achterloopsheid</i>	35
5	Ontwerpen van heavescherm	36
5.1	<i>Waterveiligheidsontwerp en andere ontwerpaspecten</i>	36
5.2	<i>Systeembeschrijving</i>	36
5.2.1	Fysieke decompositie	36
5.2.2	Functionele decompositie	36
5.3	<i>Geometrisch ontwerp waterveiligheid</i>	37
5.4	<i>Startpunt geometrisch ontwerp</i>	38
5.4.1	Positie van het scherm	39
5.4.2	Diepte scherm	40
5.5	<i>Schematiseren van ondergrond en pijpstelsel en bepalen van scenario's</i>	40
5.5.1	Van fysisch proces naar model	40
5.5.2	Geohydrologische randvoorwaarden en parameters	41
5.5.3	Parameters en randvoorwaarden pijpstelsel	41
5.6	<i>Toetsen aan criteria piping</i>	45
5.7	<i>Evaluatie resultaten en eventuele bijstelling positie of diepte van scherm</i>	45
6	Faalkansbijdrage overige bedreigingen waterveiligheid	47
6.1	<i>Inleiding</i>	47
6.2	<i>Werkwijze FMECA</i>	48
6.3	<i>Voorbeeld opstellen FMECA</i>	48
6.4	<i>Voorbeelden van uitwerkingen van bedreigingen (met FMECA)</i>	49
6.4.1	Scherm niet op ontwerpdiepte door harde ondergrond of obstakels (gebeurtenis 1)	49
6.4.2	Geotechnische instabiliteit dijk a.g.v. pipingproces (gebeurtenissen 2 en 3)	49
6.4.3	Slechte aansluiting op cohesieve laag (gebeurtenis 4)	51
7	Beheersmaatregelen ontwerp, uitvoering en beheer	53
7.1	<i>Algemeen</i>	53
7.2	<i>Voorbeelden preventieve beheersmaatregelen</i>	53
7.2.1	Tijdens uitvoering	53
7.2.2	Lange termijn (beheersfase)	54
7.3	<i>Voorbeelden reactieve maatregelen</i>	54
7.3.1	Monitoren tijdens hoogwater	54
7.4	<i>Kwaliteitsborging en vastlegging</i>	54
7.4.1	Verificatieplan	54



7.4.2	Werkvoorbereidin en uitvoeringsprotocollen.....	54
7.4.3	Beheerplan	54
8	Slotwoord.....	55
	Referenties (hoofdtekst):.....	56
	Bijlage A:Nadere toelichting veiligheidsformat voor heaveschermen	
	Bijlage B:Nadere toelichting fysische processen	
	Bijlage C:Nadere toelichting achtergronden methoden en richtlijnen	
	Bijlage D:Voorbeeld schematisering en gevoeligheidsanalyse	



Voorwoord

PM

1 Inleiding

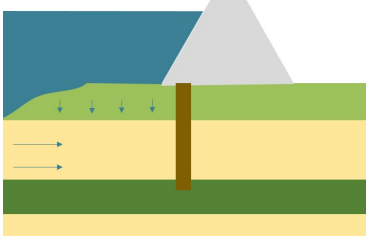
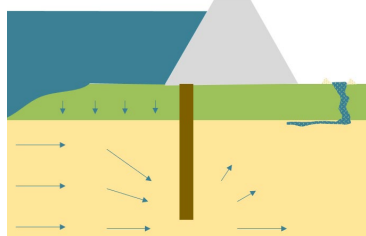
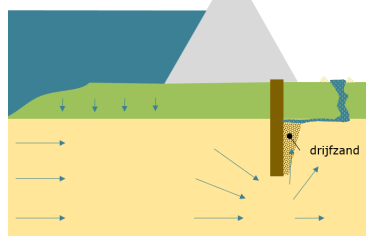
1.1 Algemeen

Voor u ligt een publicatie die ingaat op generieke technische aspecten die van belang zijn voor het ontwerp, uitvoering en het beheer van heaveschermen, één van de maatregelen tegen piping. De publicatie biedt hulpmiddelen voor het maken van een ontwerp van een heavescherm en geeft aan hoe daarbij kan worden omgegaan met onzekerheden.

Het heavescherm is een gesloten, verticale, anti-pipingmaatregel. Het scherm voorkomt doorgaande erosie door de richting van de kwelstroom in de watervoerende laag onder de waterkering te veranderen: de pipinggevoelige horizontale stroming dwars op de dijk wordt door het scherm in een neerwaartse of zijwaartse richting gedwongen. Hierdoor neemt de weerstand tegen piping toe. In hoofdstuk 2 wordt nader ingegaan op het werkend principe van een heavescherm.

Naast de toepassing als heavescherm zijn er andere manieren waarmee een gesloten verticaal scherm piping kan tegengaan. Tabel 1-1 geeft een overzicht van verschillende manieren waarop gesloten verticale schermen piping kunnen tegengaan. Deze publicatie gaat alleen in op heaveschermen.

Tabel 1-1 Verschillende typen verticale gesloten schermen als anti-pipingmaatregel

Type	Afsluitend scherm	Belastingremmend of kwelwegverlengend scherm	Heavescherm
Werking	Scherm sluit de pipinggevoelige watervoerende laag af.	Scherm remt de kwelstroom naar de erosiepijpen en daarmee het pipingproces. Erosiepijpen bereiken het scherm niet.	Relatief lange schermen onder een kunstwerk of dijk, locatie in dwarsprofiel minder relevant.
Voorbeeld	Scherm dat een tussenzandlaag afsluit.	Relatief lange schermen onder een kunstwerk of dijk, locatie in dwarsprofiel minder relevant.	Schermen onder een dijk of een kunstwerk, vaak aan benedenstroomse zijde.
			

1.2 Aanleiding

De aanleiding voor de publicatie Heaveschermen is tweeledig.

1. Er is behoefte aan een breed gedragen en uniforme ontwerpaanpak voor heaveschermen die aansluit bij recente inzichten over piping. De laatste jaren is steeds duidelijker geworden dat beheerders en ontwerpers behoefte hebben aan meer uniformiteit in de aanpak voor het ontwerp van heaveschermen. Het ontwerpinstrumentarium en onderliggende technische leidraden voor het ontwerp van heaveschermen zijn nog niet meegegroeid met de kennisontwikkeling rond piping die de laatste jaren via onder meer de POV Piping en het Kennis voor Keringen programma heeft plaatsgevonden. Zo zijn er voor piping in het algemeen veel nieuwe inzichten ontstaan op het gebied van fysische processen, schematiseren, rekenmodellen, en over het omgaan met onzekerheden welke nog niet zijn geland in de instrumenten voor heaveschermen.
2. Voor heaveschermen die met innovatieve technieken worden gerealiseerd is er behoefte aan een aanpak waarmee de betrouwbaarheid (voor waterveiligheid) kan worden getoetst.

1.3 Doel

Dit document beschrijft een aanpak om heaveschermen bij groene dijken te kunnen ontwerpen. Dit document geeft aan:

- hoe met bestaande kennisleemtes kan worden omgegaan en biedt daarmee een handelingsperspectief vooruitlopend op de kennisontwikkeling die vanaf 2024 via het Onderzoek Heaveschermen, uitgevoerd als onderdeel van de Kennis- en Innovatie Agenda (KIA), zal worden opgedaan. Het document biedt projecten lopende dit onderzoek een houvast en beperkt het discussie over fundamentele kwesties. Voorliggend document zal worden bijgewerkt wanneer inzichten uit het KIA onderzoek daartoe aanleiding geven. De hier beschreven aanpak is in eerste instantie gericht op het ontwerpen van de dimensies van heaveschermen;
- hoe kan worden getoetst op faalpaden die samenhangen met defecten aan de constructie zelf. Dit laatste is met name van belang bij het toetsen van de heaveschermen die bestaan uit alternatieve materialen, anders dan stalen damwandschermen. De aanpak sluit aan op de principes die in hoofdlijnen zijn uitgewerkt in de Handreiking veiligheid innovatieve maatregelen [1]. In deze publicaties wordt in het algemeen aangegeven hoe dit raamwerk kan worden toegepast op heaveschermen. De stap naar het formuleren van beheersmaatregelen en toetsen en aanpassen van product- en installatiespecificaties is niet opgenomen in deze publicatie omdat deze sterk afhankelijk zijn van de toe te passen techniek. Een dergelijke uitwerking kan verwacht worden in een Ontwerp, Beoordelings- en Onderhoudsrichtlijn (OBOR) per specifieke techniek.

1.4 Doelgroep

Deze publicatie is bedoeld voor dijkwerkers die bezig zijn of gaan met het ontwikkelen, ontwerpen, uitvoeren, beoordelen of beheren van heaveschermen in dijken. Ook kan deze publicatie nuttig zijn voor dijkwerkers die bezig zijn in een verkenning of een planuitwerkingsfase van een dijkversterking en kennis willen nemen van de werking, de eigenschappen en status van kennisontwikkeling op het gebied van het heaveschermen als anti-pipingmaatregel. Van deze dijkwerkers wordt verondersteld dat ze bekend zijn met de voorschriften, de (deel)faalmechanismen van piping en met de modellen die voor deze faalmechanismen van toepassing zijn. Tevens wordt ervan uitgegaan dat de relevante informatie rond piping zoals opgenomen in de documenten van het WBI2017 en het OI2014v4, bekend is.

1.5 Bestaande en nieuwe technieken

Het HWBP, marktpartijen en kennisinstellingen zijn al enige tijd bezig met het ontwikkelen van nieuwe methoden en materialen voor het realiseren van heaveschermen. Deze ontwikkelingen hebben nog niet de status van volwaardige dijkversterkingstechniek. Dit document kan worden toegepast bij het opzetten van een OBOR (Ontwerp-, Beoordelings-, en Onderhoudsrichtlijn) voor een innovatieve techniek waarmee een heavescherm kan worden gerealiseerd. Sterker nog: het is sterk aan te bevelen om deze publicatie te gebruiken bij het opzetten van een OBOR.

Bij het schrijven van deze publicatie zijn volgende technieken gangbaar of in ontwikkeling voor de toepassing als heavescherm in een dijkversterking:

- Stalen damwanden (conventioneel)
- Cement/bentoniet wanden (conventioneel)
- Kunststof schermen (innovatief)
- MIP/Soilmix, gefreesd (innovatief)
- MIP/deep mixing met roterende mixing tool (innovatief)

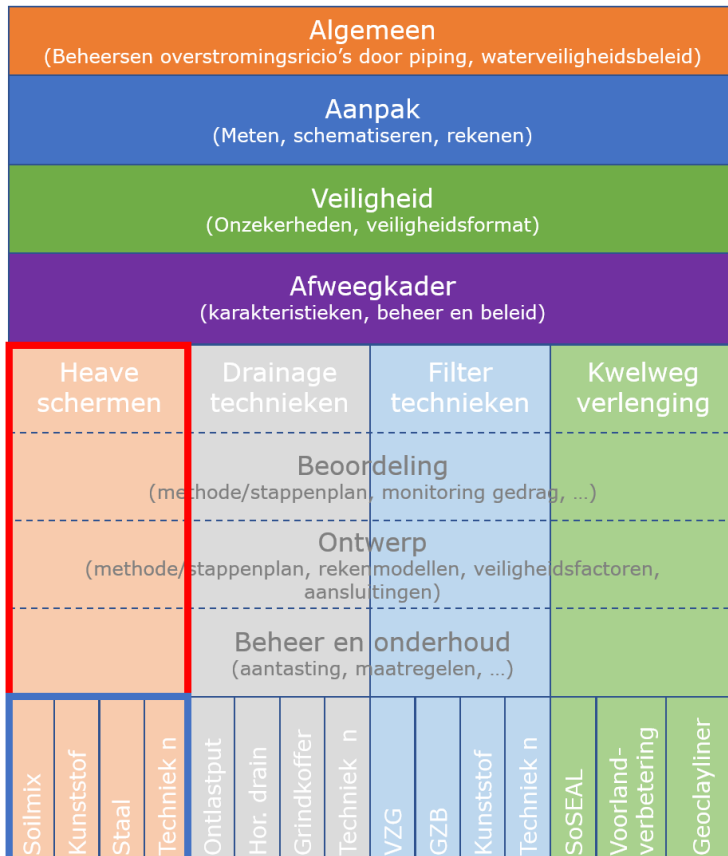
De waterdoorlatendheid van de gerealiseerde wanden met deze technieken verschilt onderling, maar bij geen van deze technieken berust het primaire doel op filterwerking.

Voor innovatieve technieken is het wenselijk om een OBOR op te stellen.

1.6 Relatie met andere leidraden en documentatie

DIV stimuleert en versnelt de toepassing en doorwerking van slimme en innovatieve oplossingen in het hoogwaterbeschermingsprogramma (HWBP). Om de relevante ontwikkelingen rondom piping te ontsluiten worden er in de komende jaren acht publicaties geschreven onder regie van De Innovatieversneller piping (DIV Piping) en in samenwerking met projecten, kennisinstellingen en ontwikkelaars van innovatieve technieken. Figuur 1-1 presenteert de structuur van deze publicaties. Deze publicaties bieden hulpmiddelen om te komen tot een verstandige keuze voor het inzetten van innovatieve technieken en geven handvatten voor het ontwerpen, uitvoeren en beheren van innovatieve pipingmaatregelen. Voorliggende publicatie heaveschermen is rood omkaderd in Figuur 1-1. In deze publicatie ligt de nadruk op ontwerpen. Deze publicatie sluit nauw aan op de bovenliggende Veiligheidsraamwerk Innovatieve Pipingmaatregelen [1], in groen, waarmee de aansluiting op het BOI geborgd is. De onderliggende publicaties, blauw omkaderd,

betreffen de Ontwerp en Beoordelings- en Onderhoudsrichtlijnen (OBOR's) per techniek. Op het moment van schrijven van voorliggende hoofdpublicatie heaveschermen wordt voor kunststof heaveschermen een Ontwerp-, Beoordelings-, en Onderhoudsrichtlijn (OBOR) opgesteld. De publicaties zijn momenteel levende documenten, die bij voldoende rijpheid voor toepassing worden verstrekt aan de dijkwerkers. Door toepassing zullen de publicaties samen met de innovatieve technieken meegroeien.



Figuur 1-1 Structuur publicaties DIV Piping

In deze publicatie wordt regelmatig verwezen naar recente ontwikkelingen, zoals de rapportage Gebiedsspecifieke faalpaden voor piping, Kennis voor Keringen onderzoeken en diverse expert-sessies die de afgelopen jaren hebben plaatsgevonden al dan niet in samenwerking met De Innovatieversneller.

1.7 Toepassingsgebied en afbakening

In deze publicatie ligt de nadruk op het ontwerpen van heaveschermen voor pipinggevoelige groene dijken. Vrijwel alle beschikbare ontwerpleidraden voor heaveschermen zijn opgesteld voor waterkerende kunstwerken op een zandondergrond en voor bouwputten. In voorliggende publicatie zal daarom relatief veel aandacht worden besteed aan de verschillen tussen het toepassen van heaveschermen onder dijken met deklaag en het toepassen bij kunstwerken op zand.

1.8 Leeswijzer: korte en uitgebreide route

Voorliggend rapport kan op twee manieren worden gelezen en gebruikt:

- **Korte route:** Starten bij hoofdstuk 5. Deze route is aan te bevelen voor ontwerpers die opzoek zijn naar een handelingsperspectief voor het maken van een ontwerp en daarbij gebruik willen maken van de door DIV aanbevolen ontwerpkeuzen en rekenregels.
- **Uitgebreide route:** Opbouw van het rapport volgen zoals is toegelicht in *Tabel 2.1* van hoofdstuk 2. Via deze route wordt inzicht verkregen in de fysische processen en de toestandkoming en achtergronden bij de aanbevolen ontwerpkeuzen en rekenregels.

2 Samenhang met veiligheidsraamwerk DIV en onderliggende OBOR's

2.1 Inleiding

De Publicatie Heaveschermen sluit zowel aan op het bovenliggende Veiligheidsraamwerk innovatieve pipingmaatregelen [1] als op de onderliggende Ontwerp, Beoordelings- en Onderhoudsrichtlijnen (OBOR's). Hieronder is kort beschreven wat de samenhang en de verschillen tussen de documenten zijn:

- In het Veiligheidsraamwerk [1] is generiek en procesmatig beschreven hoe kan worden aangetoond dat een pipingmaatregel voldoet aan de maximaal toelaatbare overstromingskans voor het mechanisme piping. Hierbij wordt gebruik gemaakt van de FMECA aanpak.
- In de Publicatie Heaveschermen wordt de generieke ontwerpaanpak beschreven om te komen tot een eerste ontwerp (met behulp van het veiligheidsraamwerk). Hierbij ligt de focus op aspecten als het bepalen van de positie en de afmetingen van het heavescherm. Het faalpad onderloopsheid is doorgaans het belangrijkste voor het ontwerp qua kosten bij heaveschermen, en hierover is nog weinig beschreven in de vigerende handreikingen. In de publicatie wordt daarom de meeste aandacht besteed aan dit faalpad. Daarnaast wordt een voorbeeld gegeven voor de uitwerking van een FMECA, en het kwantitatief en kwalitatief beschouwen van bedreigingen daarin.
- In de verschillende OBOR's is per techniek beschreven hoe tot een veilig totaalontwerp gekomen kan worden met behulp van de FMECA aanpak. De focus ligt hierbij op de techniek specifieke aspecten in zowel het ontwerp, de uitvoering als het beheer. Daarnaast worden beheersmaatregelen gegeven voor bedreigingen die niet binnen het ontwerp oplosbaar zijn.

Het Veiligheidsraamwerk bestaat uit zes stappen:

1. Het verhaal van de innovatie;
2. Systeemeisen (relatie met overstromingskans);
3. Systeem beschrijving;
4. FMECA aanpak: hierin wordt op basis van de systeembeschrijving gestructureerd bepaald hoe de kering met een heavescherm kan falen en welke maatregelen hiervoor te treffen zijn. Zo blijft er een beperkt aantal gebeurtenissen over die niet direct uitgesloten kunnen worden op basis van een maatregel, die in faalpaden analyses verder worden uitgewerkt;
5. Faalkansanalyse: hierin wordt kwantitatief uitgewerkt hoe de veiligheid van de belangrijkste faalpaden worden onderbouwd;
6. Verificatie: hierin worden in samenhang alle maatregelen beschouwd die nodig zijn voor het onderbouwen van de veiligheid.

Tabel 2.1 is toegelicht waar de verschillende stappen van het veiligheidsraamwerk terugkomen in de Publicatie Heaveschermen en/of de onderliggende OBOR's.

Tabel 2.1 Aansluiting van het Veiligheidsraamwerk op de Publicatie Heaveschermen en de onderliggende OBOR's.

Stap in het veiligheidsraamwerk	Uitwerking in	Beschrijving
1. Het verhaal van de innovatie	OBOR	Totstandkoming van de innovatie
2. Systeemeisen	Publicatie Heaveschermen hfs 2	Relatie met de overstromingskans (ontwerpinstrumentaria)
	Publicatie Heaveschermen hfs 4	Modellen en criteria
3. Systeembeschrijving	Publicatie Heaveschermen hfs 5	Generieke ontwerpaanpak
4. FMECA aanpak	Publicatie Heaveschermen hfs 3	Werkend principe en mogelijke faalpaden
	Publicatie Heaveschermen hfs 6	Voorbeeld uitwerking FMECA
	OBOR	Uitwerking techniek specifieke FMECA
5. Faalkansanalyse	Publicatie Heaveschermen hfs 6	Voorbeeld kwantitatief/kwalitatief beschouwen van bedreigingen
	OBOR	Uitwerking techniek specifieke bedreigingen, kwantitatief/kwalitatief beschouwd
6. Verificatie	Publicatie Heaveschermen hfs 7	Voorbeelden verificatie van beheersmaatregelen generiek voor heaveschermen
	OBOR	Concretisering van beheersmaatregelen in ontwerp, verificatie en beheer

2.2 Aansluiting op overstromingskansen

2.2.1 Eis op verschillende niveaus

De veiligheidsnorm die aan primaire waterkeringen wordt gesteld, is uitgedrukt in een jaarlijkse overstromingskans per dijktraject ($P_{eis,traject}$). In [1] is aangegeven dat er verschillende manieren zijn om te onderbouwen dat aan deze overstromingskansen kan worden voldaan:

- Alle kansen van alle mechanismen en onderdelen van het traject combineren, en verifiëren op basis van de overstromingskansnorm. Zie verder Hoofdstuk 6 voor aanwijzingen hiervoor;
- Alle kansen voor piping voor alle onderdelen van het traject combineren en spiegelen aan de overstromingskansen op trajectniveau (faalkansbegroting nodig);
- Faalkans voor piping op doorsnedeniveau spiegelen aan de overstromingskansen voor piping op doorsnedeniveau (faalkansbegroting + lengte-effectfactor nodig).

Het opdelen van de faalkans tot een eis op doorsnedeniveau (benadering C) is conservatief. Voor **groene dijken** wordt de doorsnede-eis ($P_{eis,dsn}$) als volgt bepaald als functie van de trajecteis ($P_{eis,traject}$):

$$P_{eis,dsn} = \omega \cdot \frac{P_{eis,traject}}{N} \quad (2-1)$$

Bij benadering B wordt de eis naar trajectniveau gebracht maar wordt nog wel onderverdeeld naar faalmechanisme:

$$P_{eis,piping} = \omega \cdot P_{eis,traject} \quad (2-2)$$

En in benadering A wordt rechtstreeks getoetst aan een overstromingskansen op trajectniveau.

In bovenstaande formules zijn:

$P_{eis,traject}$	Jaarlijkse overstromingskansen op trajectniveau [1/jaar]
$P_{eis,piping}$	Jaarlijkse faalkansen op trajectniveau voor piping [1/jaar]
$P_{eis,dsn}$	Jaarlijkse faalkansen op doorsnedeniveau voor piping [1/jaar]
ω	Faalkansruimtefactor voor piping [-]
N	Lengte-effectfactor voor beschouwde faalpad [-]

In [1] is een algemene uitleg gegeven van deze begrippen.

Bij het toepassen van bovenstaande op andere een pipingmaatregel moet men zich bewust zijn dat de parameter N , en mogelijk ook de parameter ω , kan afwijken van de waarde die volgt bij toepassing van defaults die in de vigerende instrumentaria worden genoemd voor piping bij groene dijken. In volgende paragraaf volgt een korte toelichting.

De benadering B of zelfs een benadering A kan eenvoudiger zijn indien verschillende faalpaden met verschillende lengte-effecten moeten worden vergeleken. Dit is bijvoorbeeld vaak het geval bij het vergelijken van faalkansbijdragen van verschillende scenario's uit de FMECA. Dit is nader in hoofdstuk 6 beschreven. In dit geval wordt het lengte-effect per scenario niet in de eis verwerkt maar in de kans van optreden.

2.2.2 Lengte-effect afhankelijk van faalpaden en scenario's

In hoofdstuk 3 van deze publicatie is aangegeven dat er bij heaveschermen andere faalpaden en scenario's kunnen worden onderscheiden dan in het geval van een piping bij een groene dijk. Voor het bepalen van de faalkansbijdrage van de verschillende scenario's aan de totale faalkans is de aanpak van een FMECA, waarin faalkansbijdragen per scenario en per faalpad worden geordend, behulpzaam. Dit wordt in hoofdstuk 0 verder toegelicht. Per scenario kan het lengte-effect verschillen. De lengte-effectfactor N wordt volgens de vigerende beoordelings- en ontwerpinstrumentaria bepaald met onderstaande formule:

$$N = \max\left(1, 1 + \frac{a-L}{b}\right) \quad (2-3)$$

Hierin is:

- a Percentage van de lengte van het traject dat aan de overstromingskans bijdraagt [-]
Defaultwaarden op basis van [2]: 0,5 voor benedenrivierengebied, 0,9 voor bovenrivierengebied.
- b Equivalent onafhankelijke lengte [m]
Default is 300 meter voor groene dijken.

Zie [1] voor een algemene uitleg van deze begrippen. De defaults zijn veilige beginwaarden **voor groene dijken**.

Voor pipingmaatregelen moeten de lengte-effecten passend zijn bij het ruimtelijk schaalniveau van de faalkansanalyse. Het lengte-effect is namelijk afhankelijk van het scenario en bijbehorende faalpad dat wordt beschouwd. Het lengte-effect voor het faalpad onderloopsheid uitgaande van een gesloten scherm is bijvoorbeeld anders dan voor het faalpad doorloopsheid dat wordt veroorzaakt door het scenario van een ernstig uit het slot gelopen scherm. Voor onderloopsheid zal het lengte-effect, en dan in het bijzonder de factor b , worden bepaald door de correlatielengtes die samenhangen met de ruimtelijke variatie van bodemparameters. In geval van doorloopsheid van bijvoorbeeld een kunststof damwandscherm, zal het lengte-effect ook sterk afhankelijk zijn van het uit het slot lopen van planken. In dat geval zal deze factor afhangen van van het aantal planken, de wijze van installatie en bodemkenmerken die gekoppeld zijn aan de kans op het uit het slot lopen.

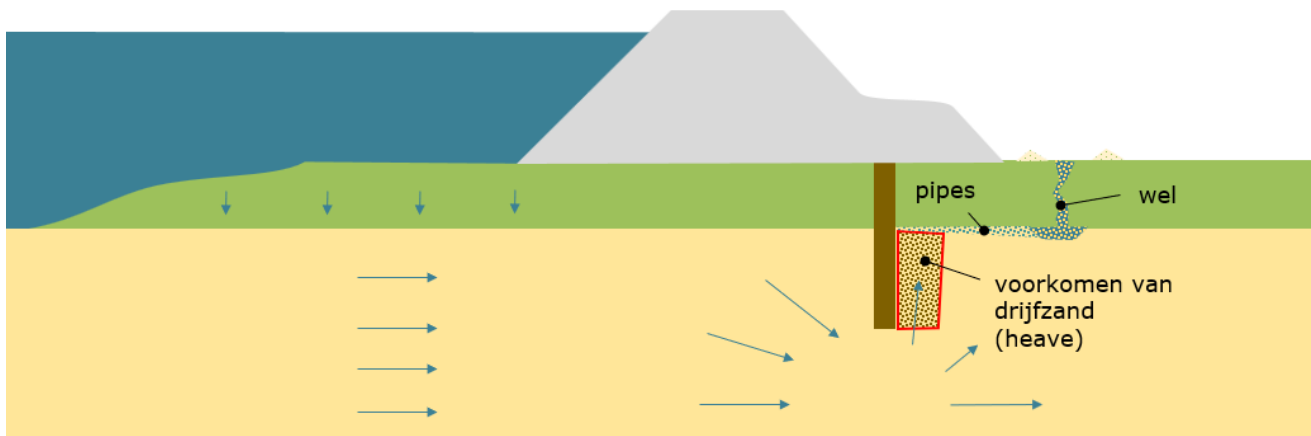
3 Basisprincipes van een heavescherm en faalpaden

3.1 Inleiding

In dit hoofdstuk worden met name de faalpaden beschreven die leiden tot piping. Voorlopig ligt de focus van deze publicatie op het faalpad onderloopsheid. In een later stadium kunnen ook andere faalpaden worden toegevoegd, zoals achterloopsheid, bovenloopsheid en voorloopsheid.

3.2 Werkende principe heavescherm

Een heavescherm voorkomt dat het proces van terugschrijdende erosie zich doorzet onder de dijk door, zoals dat mogelijk is bij een groene dijk zonder heavescherm. Het scherm zorgt er namelijk voor dat de kwelstroom ter plaatse van het scherm van richting verandert: bij het scherm gaat de stroming ofwel onder het scherm door ofwel zijwaarts langs het scherm. Bij sterke opwaartse stroming achter het scherm kan drijfzand ontstaan wanneer de kwelstroom en waterdruk dermate sterk is dat dit de korrelspanning reduceert naar nul. Wanneer er door opwaartse stroming in een grotere zone achter een scherm drijfzand optreedt wordt deze grond instabiel. Wanneer drijfzand ontstaat over de volledige hoogte van het scherm kan een erosiepijp het scherm passeren en zal de totale weerstand tegen piping enkel nog afhangen van de weerstand tegen piping van het deel bovenstroomse deel van het scherm tussen het scherm en het buitenwater.



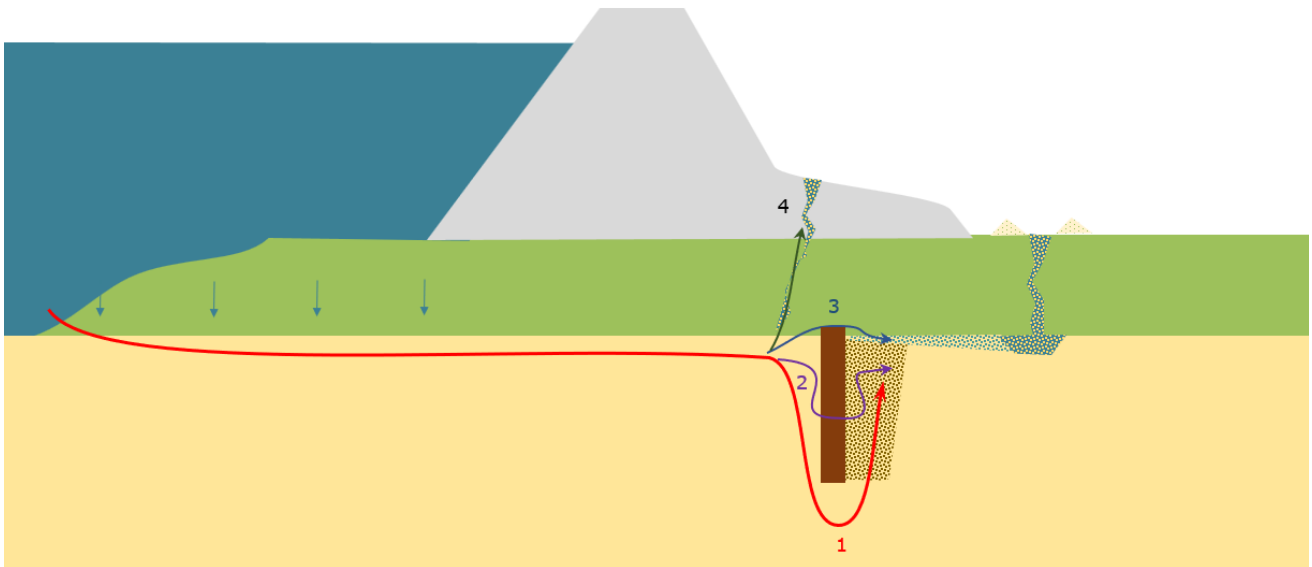
Figuur 3-1 Werkend principe van een heavescherm

Zoals de naam al aangeeft berust de werking van het heavescherm op het tegengaan van een toestand van *hydraulic heave* over de hoogte van het scherm aan de benedenstroomse zijde. In deze toepassing zal het heavescherm echter niet voorkomen dat andere initiële processen kunnen plaatsvinden, zoals het optreden van zandmeevoerende wellen; het begin van pijpgroei tussen de wel en het scherm; of lokale fluïdisatie direct onder de deklaag. Het scherm functioneert als anti-pipingmaatregel zolang deze initiële processen zich niet doorzetten tot erosiepijpen die het scherm passeren.

3.3 Faalpaden bij een intact heavescherm

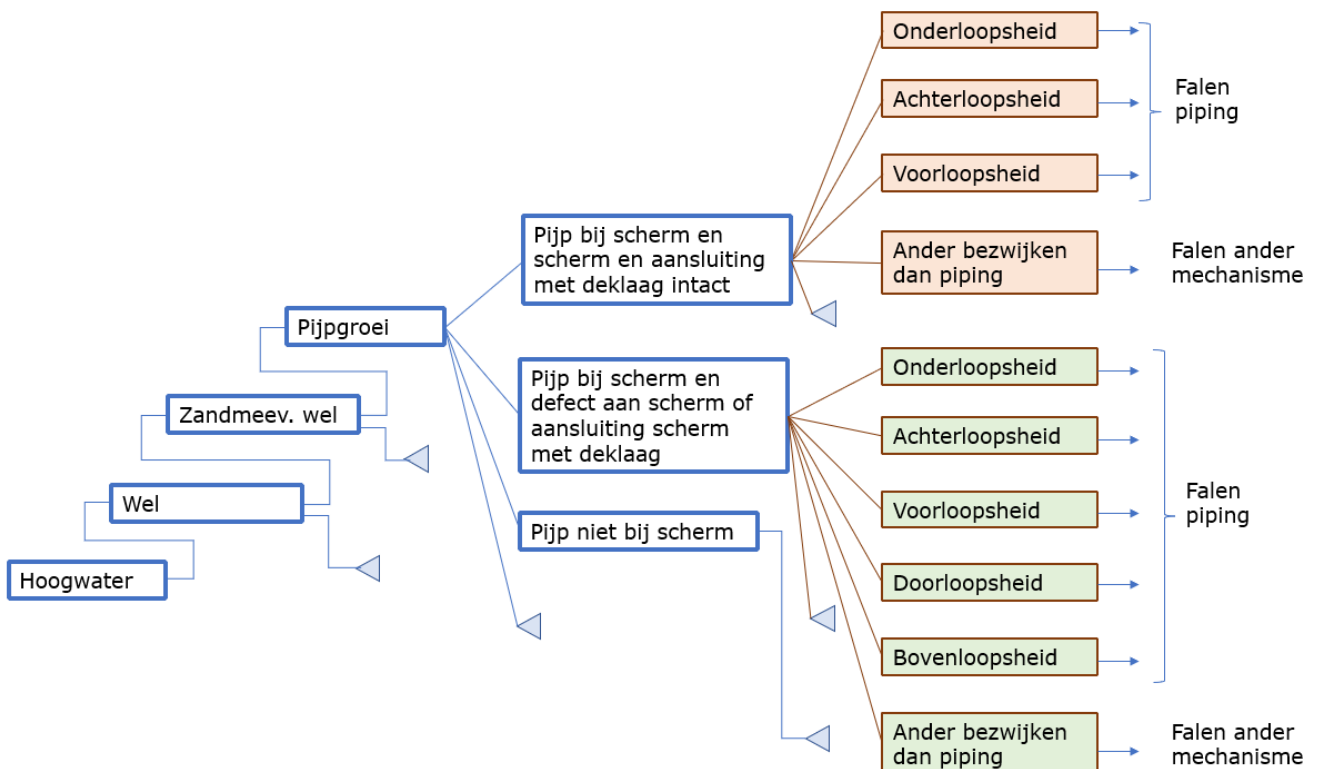
Hieronder is een opsomming gegeven van verschillende faalpaden resulterend in piping bij een intact scherm (Figuur 3-2):

1. Onderloopsheid (OLH): het optreden van piping via horizontale en verticale kwelwegen onderlangs het scherm.
2. Achterloopsheid (ALH): het optreden van piping via horizontale kwelwegen in lengterichting van het scherm. De erosiepijp bereikt het uiteinde van het scherm en groeit vervolgens horizontaal verder richting het buitenwater.
3. Voorloopsheid (VLH): het optreden van piping via een zandmeevoerende wel op aan de bovenstroomse zijde van het scherm.



Figuur 3-2 Verschillende faalpaden voor piping bij een intact scherm: 1. Onderloopsheid; 2. Achterloopsheid; 3. Bovenloopsheid, 4. Voorloopsheid

In Figuur 3-3 zijn bovenstaande faalpaden en de faalpaden die kunnen optreden indien er defecten zijn aan het systeem gepresenteerd. Met defecten aan het systeem wordt bedoeld: het niet goed functioneren van het scherm zelf of het niet functioneren van de aansluiting van het scherm op de cohesieve afsluitende laag aan de bovenkant van het scherm. De faalpaden die verband houden met defecten aan het systeem zijn toegelicht in paragraaf 3.4.



Figuur 3-3 Gebeurtenisboom heavescherm met diverse faalpaden leidend tot pijping bij intact scherm en bij defecten aan scherm of aansluiting

De geometrie van het scherm dient dusdanig te zijn de totale kans op alle genoemde faalpaden voldoende klein is. Een ontwerp van een heavescherm omvat:

- de positie van het scherm in het dwarsprofiel van de dijk;
- de diepte van het scherm;
- de situering van het scherm binnen het dijkvak;
- de aansluiting van de kop van het scherm op de cohesieve lagen;
- de constructieve sterke en geotechnische stabiliteit van het scherm;
- ontwerpaspecten die zijn gerelateerd aan installatiemethode.

In hoofdstuk 5 wordt nader ingegaan op het geometrisch ontwerp van het heavescherm volgend uit een integrale beschouwing van alle faalpaden zoals in dit hoofdstuk beschreven.

Onderstaande beschrijving van faalpaden en knopen is gebaseerd op beschikbare onderzoeken. Opgemerkt moet worden dat er slechts beperkt onderzoek is uitgevoerd voor een situatie van heaveschermen onder een dijk met een deklaag. Onderzoek naar het functioneren van heaveschermen onder een dijk met een deklaag wordt de komende jaren uitgevoerd binnen het Onderzoek Heaveschermen, dat een onderdeel is van de HWBP Kennis- en Innovatie Agenda (KIA). Dit document zal op termijn worden bijgewerkt wanneer inzichten uit het KIA onderzoek daartoe aanleiding geven.

3.3.1 Faalpad onderloopsheid

Hieronder volgt een korte toelichting op de verschillende knopen uit het faalpad onderloopsheid voor de situatie van een intact scherm en een scherm dat zich onder de binnenberm van een dijk met deklaag bevindt. Indien er (vrijwel) geen deklaag aanwezig is, wordt de beschrijving van het faalpad wat eenvoudiger. Er is dan sprake van vrije uitstroming zonder sterke concentratie van kwelstroming bij een wel. In dit geval is het faalpad eenvoudiger en kunnen de eerste knopen worden overgeslagen. Deze laatste situatie wordt vaak in de technische leidraden over piping bij kunstwerken beschreven. Voorliggende publicatie focust op de situatie van heaveschermen bij dijken met een deklaag.

Initiële processen:

1. Toename buitenwaterstand en stijghoogte onder deklaag
2. Opbarsten en geconcentreerde verticale stroming in wel
3. Fluidisatie van zand en optreden van zandmeevoerende wel
4. Horizontaal zandtransport en pijpvorming vanaf wel tot aan scherm
5. Ontwikkelen van pijpvormingsproces tussen wel en scherm

Processen leidend tot verticale erosie achter het scherm:

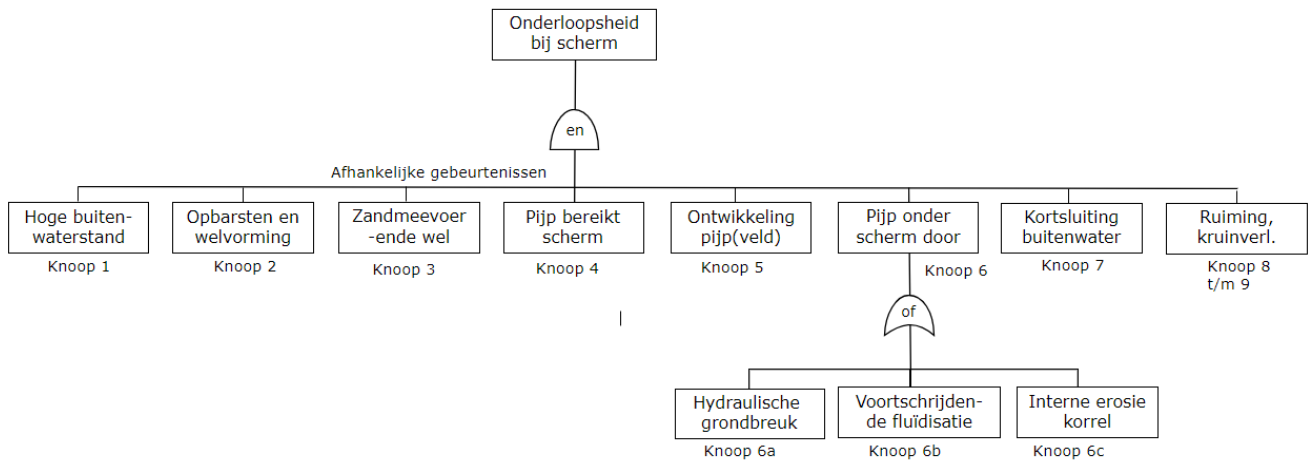
6. Doorgaande verticale erosie achter scherm
Het ontstaan van een verticaal erosiekanaal achter het scherm zou via verschillende processen kunnen ontstaan:
 - a. *Hydraulische grondbreuk (drijfzandvorming van groot oppervlak in één keer)*
 - b. *Lokale voortschrijdende fluidisatie (drijfzandvorming van vanuit pijp naar de teen van het scherm)*
 - c. *Verticaal transport van individuele korrels (het korrel voor korrel losraken uit vaste korrelmatrix door aanstroming)*

Vervolgprocessen nadat erosiepijp scherm is gepasseerd:

7. Hydraulische kortsluiting erosiepijp buitendijks
8. Ruiming van de erosiepijp
9. Kruinverlaging, overslag/overlopen dijk, erosie talud, verdere kruinverlaging
10. Overstroming

In bijlage B is een gedetailleerde fenomenologische beschrijving geven van de verschillende stadia in het proces van piping via het faalpad onderloopsheid bij heaveschermen. In deze bijlage zijn verwijzingen opgenomen naar relevante (internationale) literatuur.

De knopen uit het faalpad onderloopsheid bij een dijk met deklaag en een scherm zijn in Figuur 3-4 in de structuur van een foutenboom gezet.



Figuur 3-4 Foutenboom onderloopsheid bij dijk met deklaag en heavescherm

Hieronder is een korte toelichting gegeven op de knoop 6. Het ontwerp van het heavescherm richt zich namelijk op mogelijke gebeurtenissen rond deze knoop.

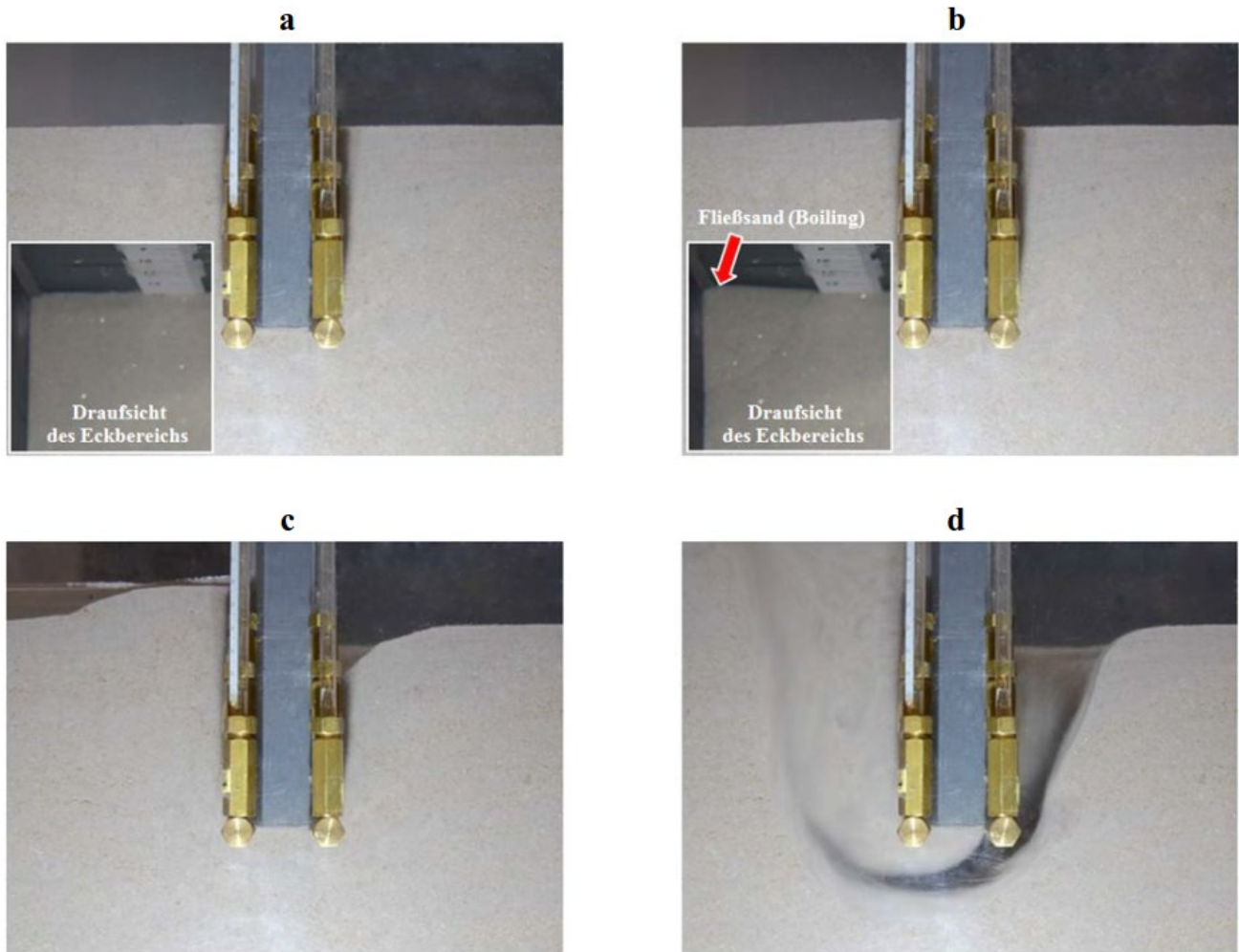
Knoop 6a: Hydraulische grondbreuk

Uit onderzoeken voor de situatie met vrije uitstroom blijkt dat pijpvorming onder het scherm door vrij plotseling kan optreden wanneer het zand achter de wand aan de benedenstroomse zijde van het scherm over de volledige hoogte van het scherm is gefluïdiseerd. Dit verschijnsel wordt hydraulische grondbreuk genoemd. In Engelstalige literatuur wordt dit verschijnsel aangeduid met *hydraulic heave* en in Duitstalige literatuur met *Hydraulischer Grundbruch*.

Hydraulische grondbreuk

Hydraulische grondbreuk is het ontstaan van drijfzand in een grotere zone door verticale opwaartse grondwaterstroming. In dit geval wordt de korrelspanning in het zand in een grotere zone gelijk aan nul en gaat grond over van een vaste pakking naar een gefluïdeerd zand-watermengsel. Veel geotechnische relaties tussen parameters voor zand in vaste pakking, zoals de relatie tussen gradiënt en doorlatendheid volgens Darcy, zijn niet meer van toepassing. Bij hydraulische grondbreuk treedt expansie op van het zand-watermengsel en als gevolg hiervan wil de grond omhoog bewegen (heave) en veranderen de eigenschappen van de grond drastisch: de dichtheid neemt af en de grond wordt veel doorlatender. Dit verschijnsel is het eerst in 1919 door Karl Terzaghi met experimenteel onderzoek aangetoond. In hoofdstuk 4 en in bijlage B wordt nader ingegaan op dit mechanisme en de modellen en grenstoestanden die voor de toetsing op hydraulische grondbreuk kunnen worden gebruikt.

Hydraulische grondbreuk gaat gepaard met interne instabiliteit en het omhoog komen van grond achter het scherm en uiteindelijk met doorgaande verticale erosie. Figuur 3-5 met foto's van verschillende fasen van hydraulische grondbreuk in een kleine schaalproef met een heavescherm illustreert dit fenomeen.



Figuur 3-5 Waargenomen stadia van heave bij experimenteel onderzoek met fijn en matig fijn zand [3]

Knoop 6b: Verticale voortschrijdende fluidisatie

De hydraulische grondbreuk beschrijft het proces waarbij een groot volume aan de benedenstroomse zijde van het scherm vrij abrupt in drijfzand verandert. Er is ook een lokaal proces denkbaar waarbij drijfzandvorming zich geleidelijk vanaf de bovenzijde van het scherm (bijvoorbeeld vanuit een pijp onder de deklaag) naar de onderzijde van het scherm ontwikkelt. Dit lokale proces is in deze publicatie aangeduid met "verticale voortschrijdende fluidisatie". Dit proces is niet aangetroffen in proeven maar is ook moeilijk waar te nemen omdat bij de uitgevoerde proeven vaak niet naar de processen in de ondergrond is gekeken: het zicht is beperkt tot wat je door een persplex plaat kunt zien. Met name in situaties waarin de weerstand ten aanzien van hydraulische grondbreuk relatief groot is, zou het proces van lokale voortschrijdende fluidisatie maatgevend kunnen worden boven hydraulische grondbreuk. In het KIA Onderzoek Heaveschermen, dat vanaf 2024 zal worden uitgevoerd, wordt ook specifiek onderzoek gedaan naar het mogelijke optreden van verticale voortschrijdende fluidisatie.

Knoop 6c: Erosie op korrelniveau

Dit fenomeen richt zich op korrelniveau en hoeft niet vooraf gegaan te worden aan drijfzandvorming. Het gaat hier om het losraken van korrels uit de vaste korrelmatrix door sterke aanstroming. Faalpaden bij een defect aan het scherm of aansluiting (bedreigingen)

3.3.2 Faalpad achterloopsheid

Wanneer het scherm in lengterichting van de dijk niet ver genoeg is doorgezet kan er piping optreden in lengterichting van het scherm. De erosiepijpen worden als het ware omgeleid langs het scherm. Uiteindelijk ontstaat er een doorgaande erosiepijp. In hoofdlijn is de beschrijving van de vervolprocessen

tot aan falen van de waterkering vergelijkbaar met piping onder een groene dijk zonder scherm. Echter, door de sterke kromming van stroombanen aan de uiteinden van het scherm zal het erosieproces, zeer waarschijnlijk, wel anders verlopen dan bij vrije erosiepijpvorming zonder scherm. In het ontwerp van een heavescherm is de beschouwing van achterloopsheid een belangrijk onderdeel. Zeker bij kunstwerken en een gefragmenteerde pipingopgave (kleine stukjes los van elkaar) kan het aandeel achterloopsheidschermen een aanzienlijk deel van de opgave zijn.

3.3.3 *Faalpad voorloopsheid*

Wanneer er onvoldoende dekking aan de bovenstroomse zijde van het scherm aanwezig is, kan er een zandmeevoerende wel ontstaan aan de bovenstroomse zijde van het scherm. De vervolprocessen tot aan falen van de waterkering zijn vergelijkbaar met piping onder een groene dijk.

3.3.4 *Faalpaden anders dan piping*

In Figuur 3-3 is aangegeven dat er door erosiepijpvorming en lokale fluidisatie achter het scherm, ook andere faalmechanismen dan piping kunnen optreden. Deze categorie faalpaden wordt normaliter bij groene dijken zonder verticale pipingmaatregel niet relevant geacht. Bij het treffen van een verticale pipingmaatregel kan bij een ernstig kwelweglengtetekort veel water naar het de erosiepijp toestromen waardoor het pijpstelsel zich verder kan verbreden en verdiepen in vergelijking met een situatie waarbij er voldoende horizontale kwelweglengte aanwezig is. In een situatie met een relatief korte horizontale kwelweglengte is het niet uit te sluiten dat het erosiepijstelsel zich dermate ontwikkelt (in diepte en breedte) dat ook andere faalmechanismen dan piping kunnen worden getriggerd. Te denken valt aan:

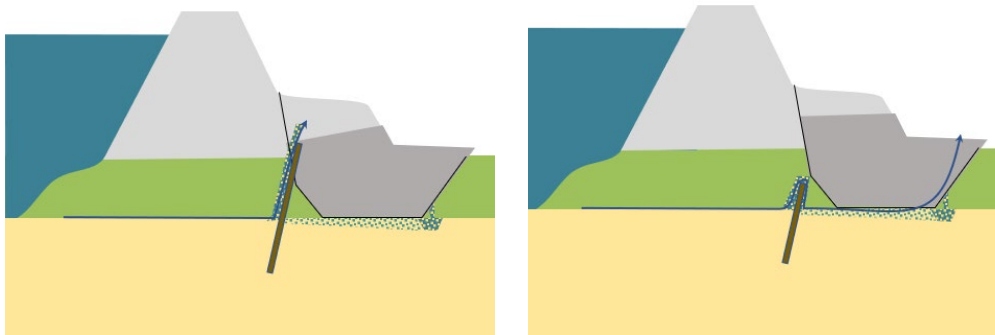
- het optreden van afschuivingen achter het scherm doordat de sterkte op het grensvlak tussen deklaag en zandondergrond afneemt door pijpvorming en fluidisatie. Deze afschuivingen zorgen direct of indirect voor een kruinverlaging kunnen uiteindelijk overstroming tot gevolg hebben. Figuur 3-6 geeft een illustratie van een glijvlak dat kan ontstaan door verlies aan sterkte in de zone waar pijpvorming optreedt;
- het optreden van scheuren en gaten door het verzakken van delen van de dijk wanneer de cohesieve grond de door erosie veroorzaakte holten in de onderliggende zandlaag niet meer kunnen dragen. Scheuren en gaten in de dijk kunnen de bekleding aantasten en daarmee de weerstand tegen oppervlakte-erosie door golfoverslag beperken en daardoor invloed hebben op de overstromingskans.

3.4 **Faalpaden bij een defect aan het scherm of aansluiting (bedreigingen)**

Vergelijkbare faalpaden als hiervoor beschreven kunnen ontstaan als gevolg van defecten aan het scherm zelf of defecten die ontstaan doordat het scherm te veel beweegt of zelfs instabiel wordt bij een maatgevende belasting. Deze categorie faalpaden en de impact op het ontwerp- of beheersmaatregelen zijn beschreven in hoofdstuk 6 aan de hand van de FMECA (Failure Mode Effect & Criticality Analysis). In de OBOR's per techniek zal een meer specifieke beschrijving worden gegeven.

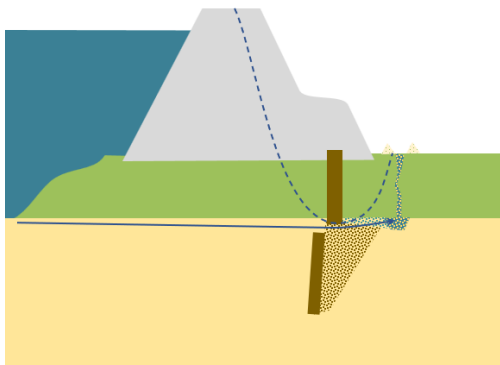
Hieronder enkele voorbeelden:

- **Bovenloopsheid (BLH):** Het scherm is niet diep genoeg ingebed in de cohesieve deklaag en er treedt een kwelweg en pijpvorming op via de kop van het scherm. De beschrijving van de vervolprocessen tot aan falen van de waterkering zijn vergelijkbaar met piping onder een groene dijk zonder een scherm. Het verschil met piping zonder scherm is dat bij bovenloopsheid de kwelstroming geremd zal worden door het scherm en het zandtransport plaatsvindt via de beperkte ruimte/spleet tussen de kop van het heavescherm en de cohesieve deklaag. Deze effecten zullen het verloop van het pipingproces afremmen.
- Er ontstaat geotechnische instabiliteit van het scherm doordat het heavescherm deformeert of instabiel wordt als gevolg van het ontstaan van drijfzand achter het scherm (Figuur 3-6). Dit kan resulteren in de faalpaden **voorloopsheid** en/of **bovenloopsheid**.



Figuur 3-6 Voorloopsheid en bovenloopsheid door geotechnische instabiliteit scherm

- Er treedt **doorloopsheid (DLH)** (Figuur 3-7) op omdat het scherm niet dicht is. Dit is alleen mogelijk wanneer terugschrijdende erosie zich doorzet via de opening in het scherm. De terugschrijdende erosie gaat aan de voorzijde van het scherm door totdat er een doorgaande erosiepijp is ontstaan met een intredepunt aan de waterzijde en een uittredepunt aan de landzijde. De vervolgprocessen tot aan falen van de waterkering zijn vergelijkbaar met piping onder een groene dijk met uitzondering van het zandtransport dat via een gat in het heavescherm gaat. Dit kan het terugschrijdende erosieproces en het ruimingsproces beïnvloeden. Openingen waardoor doorloopsheid kan optreden kunnen ontstaan door:
 - constructief falen van het scherm als gevolg van te hoge spanningen of het niet kunnen volgen van deformaties in het scherm waardoor het scherm scheurt of breekt;
 - het uit het slot lopen tijdens installatie van het scherm;
 - het materiaal zelf dat onvoldoende waterdicht of erosiebestendig is.



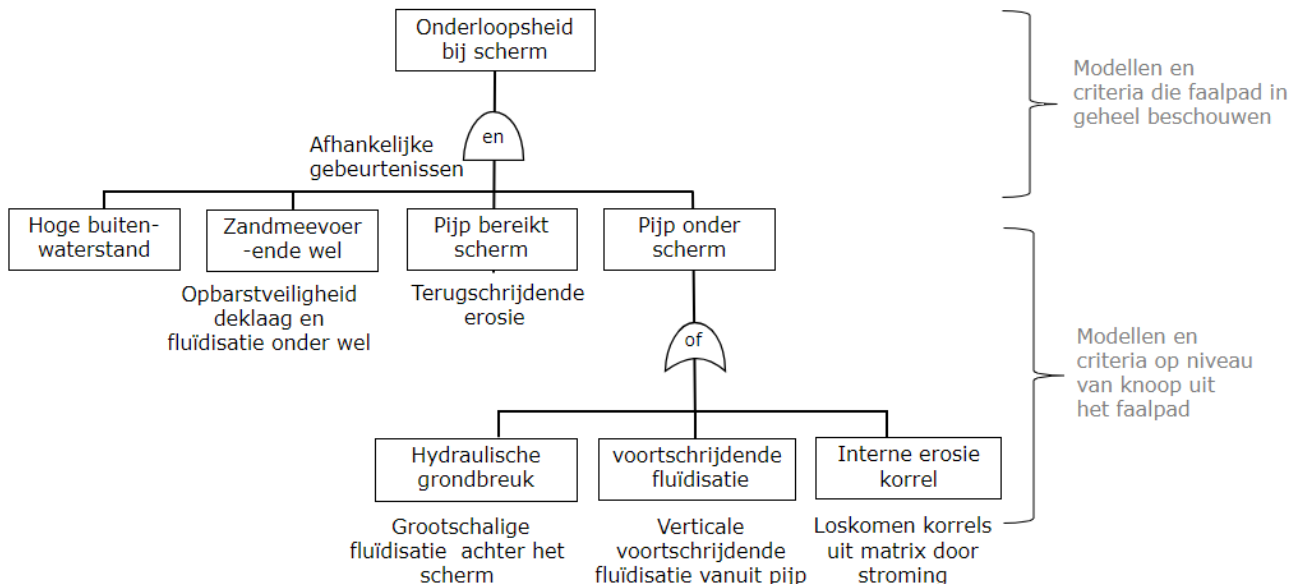
Figuur 3-7 Doorloopsheid door constructief falen van het scherm

4 Modellen en criteria

4.1 Overzicht

Heaveschermen worden in Nederland en in het buitenland al lange tijd toegepast als pipingmaatregel bij waterkerende kunstwerken, zoals sluizen en stuwen. De ontwerpregels, dat wil zeggen modellen en criteria voor het toetsen op doorgaande interne erosie door piping bij schermen, kunnen onderverdeeld worden in twee categorieën (in lijn met ILH [4]):

- Modellen en criteria die zich richten op het voorkomen van één van de knopen uit het faalpad onderloopsheid, zoals het optreden van een zandmeevoerende wel, horizontale terugschrijdende erosie naar het scherm of erosie onder het scherm door.
- Modellen en criteria die zich richten op het totale faalpad en daarbij een rechtstreeks verband leggen tussen de benodigde kwelweglengte en het te keren verval over de waterkering. Dit kunnen empirische ontwerpregels zijn die zijn opgesteld vanuit de casuïstiek van werkelijk opgetreden situaties van falen en niet-falen als gevolg van onderloopsheid of criteria die zijn opgesteld vanuit de fysica en die het bereiken van evenwicht in het erosiekanaalgroeiproces beschrijven. In Nederland is de empirische ontwerpregel van Lane jarenlang in gebruik geweest voor de beschrijving van het gehele faalpad onderloopsheid en het faalpad achterloopsheid. Deze regel wordt nog gebruikt voor kunstwerken waar de kwelweg zowel uit verticale als horizontale delen bestaat. De methode wordt beschouwd als praktisch in gebruik maar ook (zeer) conservatief wanneer de formule met de aanbevolen toepassingsvoorwaarden wordt gebruikt. De formule wordt daarom voor onderloopsheid vaak vervangen door een toets op knooppniveau. Voor situaties met zowel horizontale als verticale kwelwegen is geen fysisch model beschikbaar dat het totale faalpad onderloopsheid beschrijft.



Figuur 4-1 Foutenboom onderloopsheid met meest relevante faalpaden voor ontwerp (ingekorte versie)

In bijlage C is een overzicht gegeven van de verschillende aanpakken in ontwerprichtlijnen voor onderloopsheid. Alle richtlijnen overziend wordt het volgende geconstateerd:

- De meeste richtlijnen bieden zowel ruimte voor een toets op het lokale knooppniveau een als globale toets op faalpadniveau. Vaak wordt een toets op knooppniveau gezien als een verfijning van de globale toets.
- Vrijwel alle richtlijnen hebben een criterium voor hydraulische groundbreuk. De wijze waarop de toets wordt uitgevoerd verschilt.

- In Nederland wordt bij situaties met vrije uitstroom op hydraulische grondbreuk gecontroleerd door de gemiddelde gradiënt achter het scherm tijdens hoogwatersituatie te toetsen aan een maximaal toelaatbare gradiënt van 0,5.
- Voor hydraulische grondbreuk beschrijft geen van de richtlijnen de specifieke situatie van een dijk op een deklaag met een heavescherm en geconcentreerde uitstroom via een wel of via een pijpstelsel.
- Als globale toets voor onderloopsheid is de regel van Lane in de meeste ontwerpseudraden vermeld als mogelijke ontwerpregel. Duitse literatuur verwijst naar methode van Chugaev.

In onderstaande paragrafen worden de modellen en criteria beschreven die kunnen worden gebruikt voor het toetsen op onderloopsheid, achterloopsheid en voorloopsheid bij dijken.

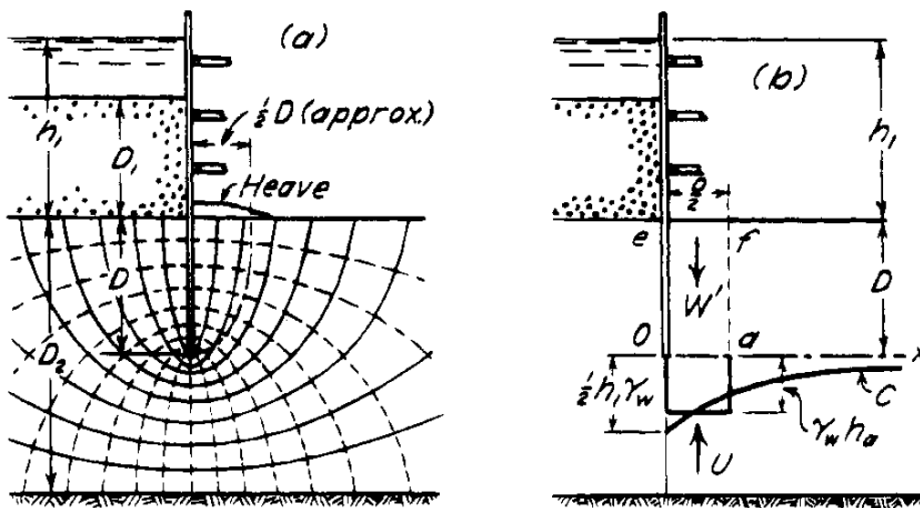
4.2 Hydraulische grondbreuk (knoop faalpad onderloopsheid)

4.2.1 Modellen voor vrije uitstroom

Er zijn verschillende modellen voorhanden waarmee kan worden getoetst op het mechanische hydraulische grondbreuk. In de internationale literatuur kan hiervoor gezocht worden op *hydraulic heave* of *hydraulischer Grundbruch*. Alle in de literatuur aangetroffen modellen zijn opgesteld voor een situatie van vrije uitstroom, al dan niet met gewichtsfiler op uitstroomzijde.

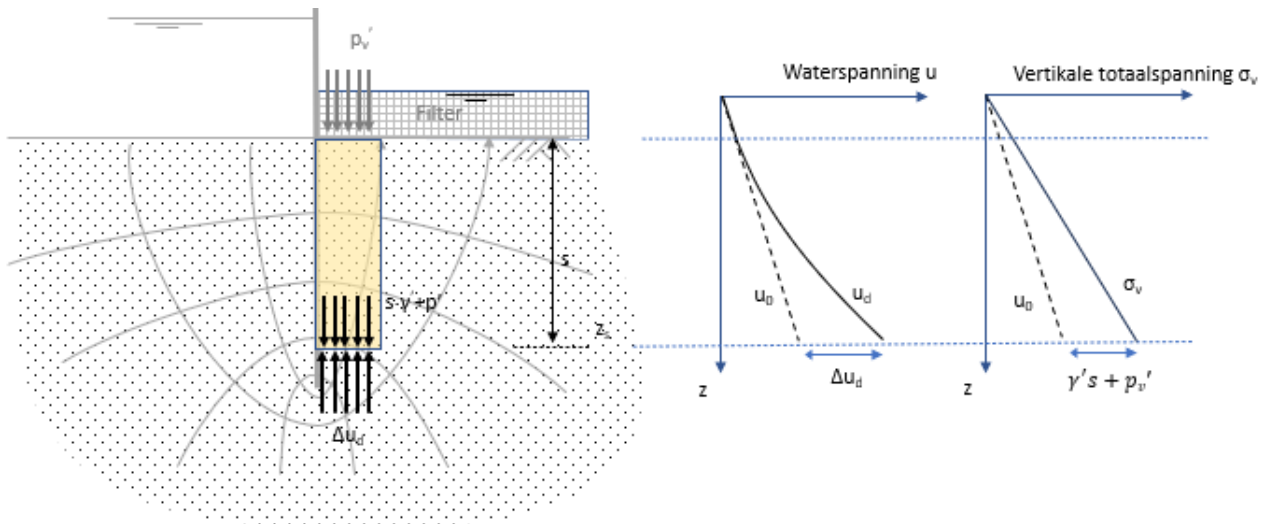
Methode van Terzaghi (Verticaal Evenwicht Methode)

De methode van Terzaghi is afgeleid uit vroeg experimenteel onderzoek naar hydraulische grondbreuk bij een vrije uitstroom (Figuur 4-2). Deze methode gaat uit van verticaal krachtenevenwicht rond een prismavormige moot grond. Deze methode wordt daarom al lange tijd overal ter wereld toegepast. De methode is ook in verschillende ontwerpseudlijnen opgenomen.



Figuur 4-2 Model hydraulische grondbreuk volgens Terzaghi [5]

Terzaghi beschouwde het verticaal krachtenevenwicht rond een prismavormige moot grond aan de benedenstroomse zijde van de wand. Het is ook mogelijk om de formulering te beschrijven in spanningen zoals in de (conceptversie) van de Eurocode 7 is gedaan [6]. In Figuur 4-3 is een voorbeeld gegeven van een evenwichtsbeschouwing in de vorm van spanningen.



Figuur 4-3 Model hydraulische grondbreuk voor situatie met filter uitgedrukt in spanningen

Er is sprake van een hydraulische grondbreuk wanneer de korrelspanning binnen een watervoerende laag op enige diepte gelijk wordt aan nul. In dat geval kan het bovenliggende zandpakket in zijn geheel onstabiel worden en is er sprake van een grondbreuk. Dit mechanisme vertoont veel gelijkenis met opdrukken van een cohesieve deklaag. Echter bij opdrukken is de korrelspanning direct onder de deklaag nul, maar in de deklaag zelf is de effectieve spanning vrijwel altijd groter dan nul. Voor hydraulische grondbreuk en opdrijven geldt dat de verticale totaalspanning (σ_v) gelijk is aan de waterdruk (u_d) op een bepaald niveau. Bij hydraulische grondbreuk ligt dit niveau binnen de watervoerende laag (in Figuur 4-3 het niveau z_s) en voor opdrijven net onder de cohesieve deklaag, in formulevorm:

$$u_d = \sigma_v \quad (4-1)$$

In deze evenwichtsvergelijking staat aan de linkerkant de belasting en aan de rechter kant de sterkte. Het is aan te bevelen om de hydrostatische waterdruk noch aan de sterkte – noch aan de belastingkant – mee te nemen. De hydrostatische waterdruk draagt namelijk in gelijke mate bij aan zowel de sterktekant als aan de belastingkant. In dat geval wordt de formule:

$$u_d - u_0 = \sigma_v - u_0 \quad (4-2)$$

Deze evenwichtsvergelijking wordt gebruikt voor de deelmechanismen opbarsten en hydraulische grondbreuk en kan voor hydraulische grondbreuk (zonder deklaag) verder worden uitgewerkt in:

$$\Delta u_d = s \cdot \gamma' \quad (4-3)$$

Deze formule kan bij uniforme verticale grondwaterstroming, zoals in een cylinderproef, worden vereenvoudigd tot:

$$i = \frac{\gamma'}{\gamma_w} \quad (4-4)$$

In deze specifieke situatie is er sprake van hydraulische grondbreuk wanneer de werkelijke gradiënt gelijk is aan de zogenaamde kritieke hydraulische gradiënt. In vele publicaties is deze kritieke hydraulische gradiënt (in Engelstalige literatuur: *critical hydraulic gradient*) beschreven, zie intermezzo.

In bovenstaande formules zijn:

- σ_v Verticale totaalspanning onderzijde van beschouwde prisma [kPa]
- u_d Waterdruk aan onderzijde van prisma bij aanwezigheid van stroming [kPa]
- u_0 Waterdruk aan onderzijde van prisma bij afwezigheid van stroming en freatische waterstand achter scherm (hydrostatisch waterdrukverloop) [kPa]

Δu_d	Verskil tussen waterdruk bij grondwaterstroming en hydrostatische druk aan onderzijde van prisma ($\Delta u_d = u_d - u_0$) [kPa]
γ'	Effectief gewicht van grond in de beschouwd prisma [kN/m^3]
γ_w	Effectief gewicht van grond in de beschouwd prisma [kN/m^3]
i	Gradiënt van grondwaterstroming [-]
s	Inbeddingsdiepte van scherm in watervoerende zandlaag [m]
p'_v	Effectief gewicht van filter bovenop zandlaag [kPa]

Kritieke hydraulische gradiënt

De grondwaterstromingsgradiënt waarbij zand overgaat van een vast korrel skelet naar drijfzand wordt in de internationale literatuur de 'critical hydraulic gradient' genoemd. Deze kritieke gradiënt kan met cilinderproeven eenvoudig worden gemeten en de relatie en basis kengetallen van grond kan in verschillende vormen worden gepresenteerd:

$$i_c = \frac{\gamma'}{\gamma_w} \quad (4-5)$$

of

$$i_c = (1 - n)(G_s - 1) \quad (4-6)$$

of

$$i_c = \frac{G_s - 1}{1 + e} \quad (4-7)$$

of

$$i_c = \frac{(1 - n)(\gamma_k - \gamma_w)}{\gamma_w} \quad (4-8)$$

In bovenstaande formules zijn:

i_c	Verticale stromingsgradiënt waarbij drijfzandconditie ontstaat [-]
γ'	Ondergedompelde volumegewicht grond [kN/m^3]
γ_s	Totaal volumegewicht grond [kN/m^3]
γ_w	Volumegewicht water [kN/m^3]
γ_k	Volumegewicht gewicht korrel [kN/m^3]
G_s	Specifiek gewicht korrel [-]
n	Porositeit [-]
e	Poriëngetal (void ratio) [-]

Gemiddelde gradiënten methode (onderloopsheid knooppniveau)

Door Baumgart en Davidenkoff [7] is voorgesteld om de evenwichtsbeschouwing rond een prisma te beschouwen met een boven- en ondervlak die aanzienlijk smallere afmetingen heeft dan in de beschouwing van Terzaghi. Deze methode is in bijlage C kort toegelicht.

Voor de situatie van vrije uitstroom achter een wand is volgens deze benadering sprake van hydraulische grondbreuk wanneer de gemiddelde gradiënt achter het scherm gelijk is aan de kritieke hydraulische gradiënt:

$$i_{gem} = \frac{h_s}{s} = i_c \quad (4-9)$$

Waarin:

i_{gem}	Gemiddelde verticale gradiënt achter het scherm over een hoogte s [-]
h_s	Stijghoogteverschil over diepte s [m]

- s Diepte waar bij gradiënt over diepte z achter het scherm het grootst is [m]. Bij vrije uitstroom is dit vrijwel gelijk aan de inbeddingsdiepte s van het scherm.

De resultaten van een toets op hydraulische grondbreuk volgens de Terzaghi methode en volgens Baumgart-Davidenkoff zullen bij een vrije uitstroom niet veel verschillen. In de Nederlandse ontwerprichtlijnen, zoals de WOWK, OI2014v4 en het Sluizenboek wordt uitgegaan van een criterium dat is gericht op de gemiddelde gradiënt achter de wand en in feite is dat gelijk aan de methode Baumgart-Davidenkoff. In geraadpleegde literatuur wordt verschillende keren aangegeven dat de methode waarbij uitsluitend wordt gekeken naar de lokale uitstroomgradiënt aan maaiveld (methode volgens Harza) niet altijd veilig genoeg is bij een situatie van vrije uitstroom, dat wil zeggen voor een situatie zonder een deklaag.

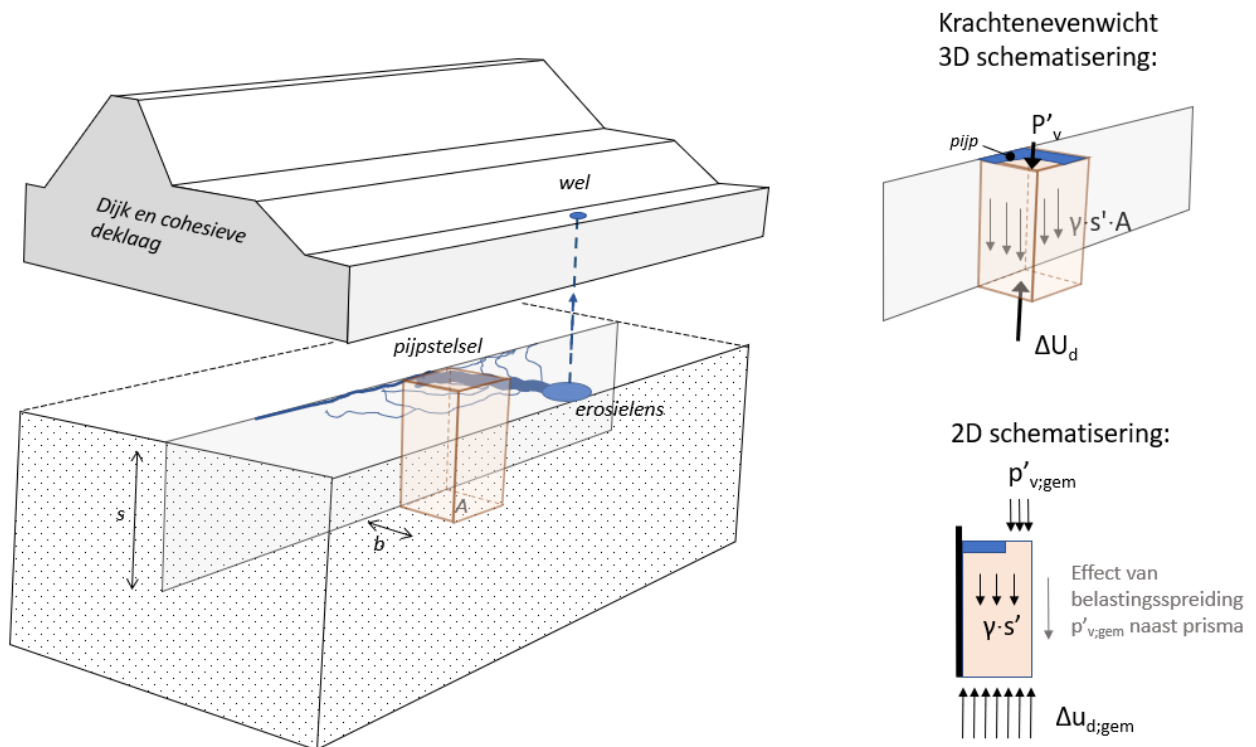
4.2.2 Modellen voor geconcentreerde uitstroom

Voor geconcentreerde uitstroom, zoals uitstroom naar een pijpstelsel en een wel onder een deklaag, kan ook het principe van verticaal evenwicht rond een prisma worden beschouwd. Het gewicht van de deklaag werkt daarbij vergelijkbaar aan het gewicht van het filter. Het verschil met een filter is dat:

- het filter niet zorgt voor een geconcentreerde uitstroom;
- het filter de effectieve bovenbelasting gelijkmatig verdeelt over het bovenvlak van de prisma.

In geval van een deklaag met een pijpstelsel kan de drukverdeling in breedte en diepte afwijken van de situatie met een filter. Bij een breed of dichtvertakt pijpstelsel is het effect van het gewicht van de deklaag op de totaalspanning (σ_v) direct onder de pijp minder groot dan bij een filter omdat er direct onder de holte geen druk van de deklaag wordt gevoeld. Echter met de diepte zal het effect van het gewicht van de deklaag op totaalspanning (σ_v) toenemen.

Figuur 4-4 illustreert hoe de methode van het verticaal evenwicht kan worden toegepast op de situatie van een zandlaag die door een deklaag en dijk wordt afgedekt. De methode is in de basis gelijk aan de methode van Terzaghi. Het bovenvlak van het te beschouwen prisma ligt op het niveau onderkant deklaag. Hier is een pijpstelsel aanwezig. Op het contactvlak tussen deklaag en zandlaag drukt het effectieve gewicht van de deklaag. De evenwichtsbeschouwing kan zowel in krachten als in spanningen worden uitgedrukt.



Figuur 4-4 Krachtenevenwicht denkbeeldig prisma in 3D, situatie met pijpstelsel onder een deklaag

Voor bovenstaande situatie kunnen evenwichtsvergelijkingen worden opgesteld voor een situatie van hydraulische grondbreuk op een diepte s onder de deklaag. De vergelijkingen zijn vergelijkbaar met de vergelijkingen (4-2) en (4-3), echter worden de drukken die werken op het grondvlak en het bovenzvlak van de te beschouwen prisma gemiddeld over de oppervlakte A van het grondvlak danwel het bovenzvlak. Hydraulische grondbreuk kan optreden wanneer:

$$u_{d,gem} - u_{0,gem} = \sigma_{v,gem} - u_{0,gem} \quad (4-10)$$

Dit kan verder uitgewerkt worden naar:

$$\Delta u_{d,gem} = s \cdot \gamma' + p'_{v,gem} \quad (4-11)$$

In bovenstaande formules zijn:

i_{gem}	Gemiddelde verticale gradiënt achter het scherm over een hoogte s [-]
$\Delta u_{d,gem}$	Verskil tussen waterdruk bij grondwaterstroming en hydrostatische druk gemiddeld over het grondvlak van het beschouwde prisma (op niveau z_s) [kPa]
γ'	Effectief gewicht van grond in de beschouwd prisma [kN/m ³]
s	Inbeddingsdiepte van scherm in watervoerende zandlaag [m]
$p'_{v,gem}$	Effectieve spanning van de deklaag bovenop zandlaag gemiddeld over het bovenzvlak van het beschouwde prisma (op het niveau onderkant deklaag) vermeerderd met belastingspreiding van bovenbelasting naast het te beschouwen prisma [kPa]

In bijlage D is het verticaal evenwicht in 2D beschouwd voor verschillende pijpbreedtes. Hieruit is afgeleid dat de weerstand tegen hydraulische grondbreuk afneemt naarmate de breedte van de pijp toeneemt. Vertaald naar de 3D situatie betekent dit dat de weerstand tegen hydraulische kortsluiting achter het scherm het kleinst is daar waar het meeste erosie heeft plaatsgevonden. Figuur 4-4 geeft deze locatie weer voor het beschouwde pijpstelsel.

4.2.3 Criteria

Voor de beschouwing van verticaal evenwicht voor het deelmechanisme hydraulische grondbreuk is nog geen set aan partiële factoren afgeleid zoals voor opbarsten van een cohesieve deklaag (paragraaf 4.5.2). De reden hiervan is dat het momenteel onduidelijk is welk aandeel de model- en schematiseringsonzekerheden hebben in de totale onzekerheid. Een probabilistische analyse om hierin inzicht te krijgen, is nog niet uitgevoerd vanwege het ontbreken van fundamenteel onderzoek naar dit mechanisme, met name voor de situatie van hydraulische grondbreuk bij situaties met een deklaag. Differentiëren in partiële factoren is daarom voor het mechanisme hydraulische grondbreuk vooralsnog een stap te ver. Daarom wordt voorlopig teruggevallen op een gelumpte overall veiligheidsfactor:

$$SF \geq 2,0 \quad (4-12)$$

Deze overall veiligheidsfactor kan worden toegepast in samenhang met de aanbevolen wijze van schematiseren en parameterkeuze zoals beschreven in hoofdstuk 5. Hierbij wordt uitgegaan van een realistische inschatting van de ruimtelijke variabiliteit van de porositeit (variatiecoëfficiënt van 0,1).

Een vergelijkbare veiligheidsfactor wordt in meerdere ontwerprijlijnen gevonden, zie bijlage C. Ook zit een vergelijkbare factor impliciet verwerkt in de maximaal toelaatbare gradiënt van 0,5 uit het huidige beoordelings- en ontwerpinstrumentarium WBI en OI. In een probabilistische gevoeligheidsanalyse [8] is deze factor voor een situatie met vrije uitstroom geverifieerd. Een citaat uit deze studie is hieronder in een tekstblok uitgelicht.

Uit de probabilistische gevoeligheidsanalyse heave [8]:

Bij beschouwing [...] blijkt dat in bijna alle case situaties de veiligheidsfactor in het genoemde fitgebied tussen 1,2 en 1,6 liggen. Uitzondering is de situatie met grote variatiecoëfficiënt voor de porositeit. Dit uniforme beeld is opvallend, maar ook verklaarbaar. Immers, geometrische en anderszins variërende configuraties van zandlaag en schermen, lek en zettingspleet, etc. worden vertaald naar een uniforme maat, namelijk de weerstand, terwijl verder in alle configuraties gerekend is met nagenoeg dezelfde stochastische karakterisering van parameteronzekerheden.

Een belangrijke conclusie is dat met de gekozen (realistische) karakterisering van parameteronzekerheden in het gebied met voor de ontwerp- en toetspraktijk relevante β -waarden¹ corresponderende veiligheidsfactor maximaal zo rond 1,6 ligt. Deze factor kunnen we vergelijken met de veiligheidsfactor op het kritieke verhang die in de huidige praktijk gebruikelijk is (1,7 à 2,4, [...]). Bij de vergelijking moeten we overigens in gedachte houden dat bij grote onzekerheid van de porositeit [Red.: Met grote onzekerheid werd gerefereerd naar een variatiecoëfficiënt van 0,3] de gevonden veiligheidsfactor in de buurt van 2,0 à 2,4 ligt.

Belangrijk is dus met welke mate van nauwkeurigheid de in situ porositeit geschat kan worden. De veiligheid die verborgen zit in het huidige praktijkcriterium zou een groot onzekerheidsgebied moeten afdekken, immers de porositeit speelt in dat criterium geen expliciete rol meer (maar is natuurlijk nog wel van eminent belang voor de fysica van het mechanisme). Zou nu blijken dat de in situ porositeit veel nauwkeuriger geschat kan worden dan door de grote variatiecoëfficiënt van 0,3 wordt gereflecteerd, dan zit daar dus ruimte voor aanscherping van de ontwerp/toetsregel, in ruil voor nauwkeurige bepaling van de in situ porositeit.

Criterium Gemiddelde Gradiënten Methode

Ten tijde van de studie [8] werd de veiligheid bepaald op basis van gradiënten voor een situatie met vrije uitstroom.

$$SF_{GGM} = \frac{i_c}{i_{gem}} \quad (4-13)$$

Criterium Verticaal Evenwicht Methode

Meer generiek kan de overall veiligheidsfactor worden geschreven met de volgende formule waarmee een bredere toepassing mogelijk is:

$$SF = \frac{\sigma_v - u_0}{u_d - u_0} \quad (4-14)$$

Voor een situatie met vrije uitstroom hebben beide formules een gelijke uitkomst. Formule 4-9 geeft aan dat onzekerheid in u_0 niet relevant is bij het bepalen van de veiligheid. Met de parameters uit Figuur 4-4 en met de belasting en sterkte termen uit vergelijking (4-5) en Figuur 4-4 kan de veiligheidsfactor verder worden uitgewerkt voor situatie met deklaag.

Uitgaande van evenwichtsbeschouwing op basis van krachten volgt dan:

$$SF_{VEM} = \frac{s \cdot \gamma' \cdot A + P'_v}{\Delta U_d} \quad (4-15)$$

Uitgaande van evenwichtsbeschouwing op basis van gemiddelde spanningen op boven- en grondvlak volgt:

$$SF_{VEM} = \frac{s \cdot \gamma' + p'_{v,gem}}{\Delta u_{d,gem}} \quad (4-16)$$

In bovenstaande formules zijn:

SF_{VEM}	Overall veiligheidsfactor voor verticaal evenwicht rond denkbeeldig prisma [-]
ΔU_d	Verskil tussen waterdruk bij grondwaterstroming en hydrostatische druk uitgedrukt in een kracht op het grondvlak van het beschouwde prisma (op niveau z_s) [kN]
$\Delta u_{d,gem}$	Verskil tussen waterdruk bij grondwaterstroming en hydrostatische druk gemiddeld over het grondvlak van het beschouwde prisma (op niveau z_s) [kPa]
γ'	Effectief gewicht van grond in de beschouwd prisma [kN/m ³]
s	Inbeddingsdiepte van scherm in watervoerende zandlaag [m]

¹ Red.: ten tijde van de studie [8] was dit een gebied met β waarden variërend van 4,3 tot 4,8 en bij de krommes voor MHW-overschrijdingskansen van 1/1250 tot 1/10000 per jaar

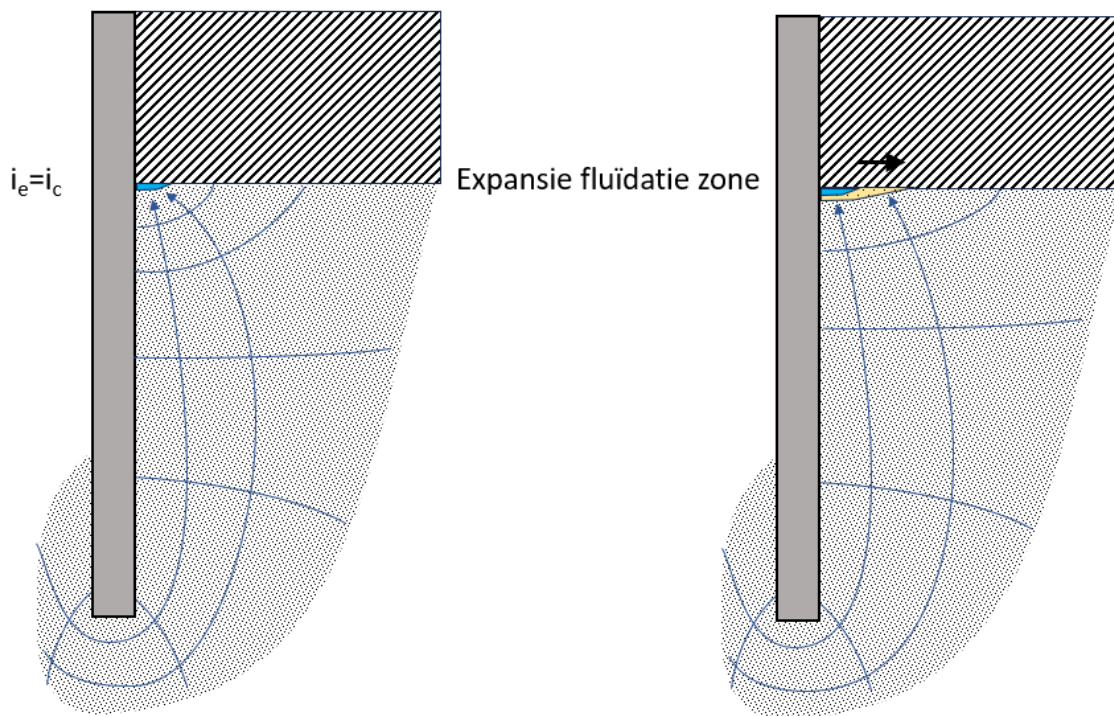
P'_v	Effectief gewicht van de deklaag bovenop zandlaag uitgedrukt in een kracht op het bovenzvlak van het beschouwde prisma (op het niveau onderkant deklaag) [kN]
$p'_{v, \text{gem}}$	Effectief gewicht van de deklaag bovenop zandlaag gemiddeld over het bovenzvlak van het beschouwde prisma (op het niveau onderkant deklaag) [kPa]
A	Oppervlakte van bovenzvlak of grondvlak van de beschouwde prisma [m ²]

Het toepassen van bovenstaande methode op de situatie van een zandlaag met een deklaag is nieuw. Met deze toepassing is nog geen ontwerpervaring opgedaan. Daarom voert DIV samen met een aantal projecten case studies uit om inzicht te verkrijgen in de consequenties en om uitkomsten te kunnen vergelijken met de situatie van vrije uitstroom waar veel ervaring mee is. De laatste jaren is de gemiddelde gradiëntenmethode ook op situaties met een deklaag toegepast waarbij uitsluitend rekening werd gehouden met het lokale negatieve effect van geconcentreerde stroming naar een pijpstelsel en het gewicht van de deklaag in zijn geheel werd verwaarloosd. Het gevolg is dat de veiligheidsfactor afneemt naarmate de deklaag dikte of het gewicht van de dijk toeneemt. Dit is een contra intuïtieve trend. Daarom wordt geadviseerd om de gradiëntenmethode te vervangen door de methode die in deze paragraaf is beschreven.

In het KIA Onderzoek Heaveschermen dat vanaf 2024 wordt uitgevoerd, zal bovenstaande methode voor het bepalen van de veiligheidsfactor ten aanzien van hydraulische grondbreuk worden geëvalueerd voor evenwichtssituaties. Wanneer daartoe aanleiding is zal deze publicatie naar aanleiding van de resultaten van het onderzoek worden aangepast. Tot die tijd kan bovenstaande gedachtengoed worden toegepast voor het bepalen van de veiligheid ten aanzien van hydraulische grondbreuk bij een situatie met een scherm onder een deklaag.

4.3 Voortschrijdende verticale fluïdisatie (knoop faalpad onderloopsheid)

Bij lokaal sterk geconcentreerde stroming naar een erosiepijp of erosielens kan lokale fluïdisatie optreden wanneer de waterdruk u_d gelijk wordt aan de totaalspanning σ_v . Direct onder het gat geldt in dat geval dat de gradiënt van de grondwaterstroming gelijk is aan de kritische gradiënt i_c . Dit is schematisch in figuur Figuur 4-3 geïllustreerd. Uit grondwaterstromingsberekeningen blijkt dat de horizontale gradiënt eerder een kritieke waarde voor horizontale instabiliteit bereikt dan dat de verticale stromingsgradiënt de kritische gradiënt voor drijfzandvorming bereikt. Daarom is het waarschijnlijker dat de fluïdatiezone zich horizontaal sneller uitbreidt dan verticaal. Het is echter niet uit te sluiten dat de fluïdisatie zone zich ook in verticale richting voortschrijdt.

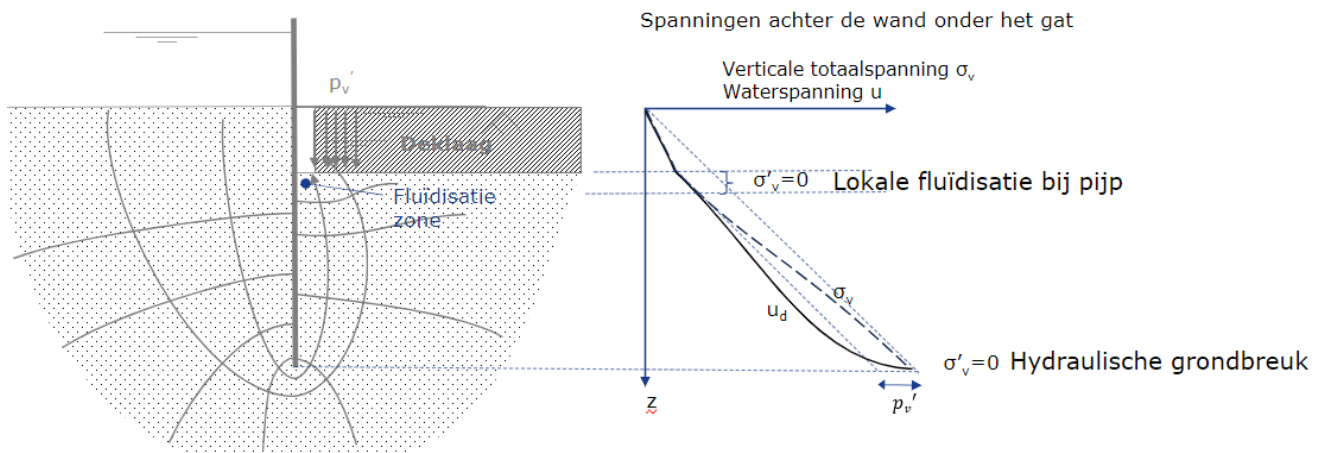


Figuur 4-5 Lokale fluidisatie bij pijp of wel achter wand door geconcentreerde stroming

Er is geen gevalideerd model beschikbaar waarmee het ruimtelijk uitbreiden van de fluidisatiezone in horizontale en verticale richting wordt beschreven. Dit is een complex proces omdat:

- met de groei van de fluidisatiezone ook de doorlatendheidseigenschappen van de grond in de fluidisatiezone drastisch veranderen. De doorlatendheid van drijfzand is namelijk vele malen groter dan die van zand in vaste pakking. Door dit effect zal de drainagecapaciteit rond de pijp of de erosielens aanzienlijk toenemen wat de lokale gradiënt van de stroming zal verlagen en remmend zal werken op het verticaal uitbreiden van de fluidisatiezone;
- de totaal spanning bij toemeemende diepte onder de holte steeds minder wordt beïnvloed door de aanwezigheid van deze holte (erosiepijp of -lens) en steeds meer de spanning zal aannemen van de situatie zonder holte waarbij het deklaaggewicht vrijwel volledig doorwerkt.

Figuur 4-6 illustreert bovengenoemde twee effecten voor een situatie van een smalle pijp onder een dikke deklaag. De figuur laat zien dat de korrelspanning direct onder een holte gelijk is aan nul maar met de diepte toeneemt om uit eindelijk bij grotere diepte weer af te nemen door het effect van waterdruktoename als gevolg van radiale stroming rond de teen van het scherm. Wanneer de korrelspanning op grotere diepte gelijk wordt aan nul dan is er sprake van hydraulische grondbreuk.



Figuur 4-6 Mogelijk verloop van waterdrukken en totaalspanningen onder een smal gat achter een wand bij geconcentreerde stroming

In proeven is niet waargenomen dat het proces van fluidisatie zich doorzet onder het scherm voordat hydraulische grondbreuk optreedt. Vanuit het model geredeneerd neemt de weerstand tegen hydraulische grondbreuk af bij een in breedte toenemend uitstroomoppervlak en zal progressieve fluidisatie juist eerder optreden bij een smal uitstroomoppervlak. Echter het is niet bekend of er gericht experimenteel onderzoek naar het fenomeen verticaal voortschrijdende fluidisatie is uitgevoerd. In het nog uit te voeren KIA Onderzoek Heaveschermen zal specifiek naar dit effect worden gekeken. In afwachting van resultaten van dit onderzoek wordt daarom aanbevolen om voor het mechanisme van verticale voortschrijdende fluidisatie uit te gaan van een minimale inbeddingsdiepte van 3 meter in de zandlaag onder de deklaag. Deze 3 meter wordt door experts gezien als een ruime maat om enige lokale voortschrijdende fluidisatie rond erosiepijpen en erosielenzen toe te staan zonder dat hierdoor onderloopsheid optreedt.

In formulevorm, voor verticale voorstschrijdende fluidisatie geldt:

$$s \geq 3m \quad (4-17)$$

Waarin:

s Inbeddingsdiepte van scherm in watervoerende zandlaag [m]

Het is de verwachting dat het criterium voor hydraulische grondbreuk maatgevend wordt bij bredere pijpstelsels. Bij smalle pijpstelsel zou voortschrijdende fluidisatie maatgevend kunnen worden.

4.4 Interne erosie van korrel uit vaste matrix (knoop faalpad onderloopsheid)

Experimenteel onderzoek in het laboratorium (kleine en mediumschaalproeven) laten zien dat onderloopsheid direct volgt op hydraulische grondbreuk. Voor grondsoorten die afwijken van gewone zanden uit het rivierengebied is het mogelijk dat korrels kunnen loskomen uit een vast korrelskelet voordat de grond achter het scherm in zijn geheel in een drijfzandconditie is geraakt. In dat geval zou er verticale erosie van individuele korrels kunnen plaatsvinden voordat hydraulische grondbreuk plaatsvindt. Voor Nederlandse afzettingen in het rivierengebied wordt aangenomen dat deze vorm van progressieve interne erosie niet zal optreden voordat hydraulische grondbreuk optreedt. Voor een bijzondere ondergrond zou het wel mogelijk kunnen zijn dat interne erosie over grotere dieptes plaatsvindt, gedacht kan worden aan:

- Zeer fijn en tegelijkertijd erg doorlatend zand. Dit zand kan al worden losgemaakt uit het korrelskelet voordat de grond in een drijfzand situatie raakt.
- Ondergronden die gevoelig zijn voor andere vormen van interne erosie dan terugschrijdende erosie. Te denken valt aan:
 - Suffosion: inzakken van het korrelskelet door uitspoelen van fijnere delen waardoor grotere korrels contactdruk verliezen;
 - Concentrated Leak Erosion: geconcentreerde erosie langs een gat;

- Contact Erosion: erosie van fijne zanden op het contactvlak met grof materiaal (zoals grind of puin).

Over het algemeen zullen dergelijke gronden niet in het Nederlandse boven- en benedenrivierengebied en in het getijdegebied voorkomen. Voor het zuidelijke deel van het Limburgse Maasdal (Grensmaas) is de situatie mogelijk anders. Er zijn voor dit gebied overigens nog geen richtlijnen in Nederland beschikbaar. Daarom wordt verwezen naar experts en de meest recente inzichten die binnen Kennis voor Keringen wordt opgedaan. Het International Levee Handbook [4] en ICOL Bulletin 164 [9] geven een overzicht van deze vormen van interne erosie en internationaal gebruikte criteria.

4.5 Opbarsten en fluïdisatie bij wel (knoop diverse faalpaden piping)

4.5.1 Model

Het bepalen van de kans op initiërende processen van piping, zoals het ontstaan van een zandmeevoerende wel of het opbarsten van een deklaag, is zinvol wanneer verwacht wordt dat de kans op deze initiërende mechanismen kleiner is dan de faalkans voor piping op doorsnedeniveau.

De kans op opbarsten is maatgevend (kleiner) ten opzichte van de kans op heave in het opbarstkanaal, zeker in geval van een heavescherm waarbij het effect van schoonspoelen sterker zal optreden dan bij een dijk zonder scherm. Voor het bepalen van de stijghoogte in de situatie met een scherm kan gebruik worden gemaakt van een numeriek grondwaterstromingsmodel en van de expertise van een geohydroloog.

Het bepalen van de kans op opbarsten van de deklaag in het achterland zal normaliter al hebben plaatsgevonden in de fase waar de scope van de pipingopgave wordt vastgesteld. In die fase zal gebleken zijn dat kans op opbarsten van de deklaag in het achterland groter is dan de doorsnede-eis voor piping; was dat namelijk niet het geval dan zou er geen pipingmaatregel nodig zijn op de betreffende locatie.

In de volgende situaties is het zinvol om alsnog of opnieuw de kans op opbarsten van een deklaag te bepalen voor het ontwerp van een heavescherm:

- Voorloopsheid: De controle op opbarsten is essentieel bij het controleren van de voorloopsheid. Het gewicht van de deklaag of afsluitende kleilaag aan de bovenstroomse zijde zal in belangrijke mate de kans op opbarsten bepalen. Bij het bepalen van de stijghoogte in de watervoerende laag aan de bovenstroomse zijde van het scherm moet rekening worden gehouden met het opstuwende effect van het scherm en eventuele stoorlagen in de ondergrond of anisotropie die dit effect kunnen versterken.
- Onderloopsheid - toets achteraf: Met name in een situatie waarbij een dikkere deklaag ongunstig is voor het ontwerp van het heavescherm zal de ontwerper bij de keuze van het representatieve rekenprofiel mogelijk gefocust zijn geweest op locaties met een dikkere deklaag. Het is verstandig om een controle uit te voeren om te bepalen of de faalkans ten aanzien van opbarsten op de locatie niet maatgevend is voor de kans op piping.

4.5.2 Criterium

In het WBI2017 zijn kalibratieformules gegeven om op basis van een veiligheidsfactor tegen opbarsten en heave in een opbarstkanaal een faalkans te berekenen. Voor de beschouwing van verticaal evenwicht voor het deelmechanisme opbarsten van de deklaag zijn partiële factoren opgenomen in de beoordelings- en ontwerpinstrumentaria:

- γ_{up} : veiligheidsfactor voor het deelmechanisme opbarsten, deze is afhankelijk van de gestelde betrouwbaarheidseis en is afgeleid vanuit probabilistische analyses
- $\gamma_{b,u}$: schematiseringsfactor voor de onzekerheid over de ondergrondopbouw en de water(over)spanningen bij het deelfaalmechanisme opbarsten

In situaties waarbij het op te drukken pakket niet volledig verzadigd is verondersteld verdient het aanbeveling om gebruik te maken van formule (4-14) waarbij als criterium kan worden uitgegaan van een SF gelijk aan het product van bovengenoemd partiële factoren γ_{up} en $\gamma_{b,u}$.

4.6 Terugschrijdende erosie (knoop diverse faalpaden piping)

4.6.1 Diverse faalpaden

Terugschrijdende erosie komt in alle faalpaden voor:

- onderloopsheid: voor de beschouwing van onderloopsheid is dit met name het erosieproces tussen de wel en het scherm (knoop 5, uit hoofdstuk 3);
- voorloopsheid gaat het om het erosieproces tussen scherm en het buitenwater;
- achterloopsheid. Hier gaat het om terugschrijdende erosie die in tegengestelde richting plaatsvindt van de maatgevende achterloopse kwelweg.

4.6.2 Model en criterium

Met de formules van Sellmeijer kan worden bepaald welk verval over de kering gekeerd kan worden voordat dat een pijp onder de dijk is doorgesloten. Voor achtergronden wordt verwezen naar het [10] en achtergrond documentatie bij D-Geo Flow.

De analytische rekenregel van Sellmeijer, een curve-fit van numerieke berekeningen, gaat uit van een geïdealiseerde bodemopbouw met één homogeen watervoerend pakket met isotrope doorlatendheid zonder de aanwezigheid van een verticaal scherm. Voor de rekenregel van Sellmeijer is een veiligheidsraamwerk beschikbaar waarmee de kans op terugschrijdende erosie onder de dijk zonder scherm door kan worden bepaald. Op basis van probabilistische berekeningen is een eenvoudige kalibratieformule bepaald waarmee een faalkans kan worden bepaald op basis van een berekende veiligheidsfactor. Deze aanpak en de kalibratieformule is opgenomen in de vigerende ontwerp- en beoordelingsinstrumentaria ([11] en [12]). Het onverkort toepassen van de analytische regel op knopen uit het faalpad onder- achter- of voorloopsheid geeft geen reëel van de faalkans. Een dergelijke berekening kan wel worden gebruikt om een bovengrens af te schatten. In enkele gevallen volstaat dit ook.

Het programma D-Geo Flow, dat is gebaseerd op een Eindige Elementen Methode, koppelt het erosiemodel van Sellmeijer aan een numeriek grondwaterstromingsmodel. Met het grondwaterstromingsmodel kan met een gelaagde grondopbouw en anisotrope doorlatendheid worden gerekend. Het numerieke model berekent de pijpgroei bij toenemend verval. De pijp is een randvoorwaarde voor het grondwaterstromingsmodel. Voor het bepalen van het maximale verval dient het pad aangegeven te worden waarlangs de pijp zich moet kunnen ontwikkelen. Hiervoor wordt de horizontale afstand tussen de erosielens onder de wel en het intredepunt voor piping genomen.

4.6.3 Terugschrijdende erosie als knoop bij onderloopsheid

Het is niet mogelijk om met D-Geo Flow een pijp te berekenen die zich onder het scherm door ontwikkelt. Daarom kan alleen worden bepaald wat een het maximaal te keren verval is voor de ontwikkeling van de pipe tot het scherm. Omdat D-Geo Flow kan rekenen met meerdere lagen en ook een scherm gesimuleerd kan worden via een ondoorlatende zone, is het wel mogelijk om met dit numerieke programma een uitspraak te doen over de mate van pijpgroei tussen de wel en het scherm. Dergelijke berekeningen zijn echter slechts beperkt gevalideerd met experimenteel onderzoek. Ten tijde van het schrijven van deze publicatie is er voor SoSeal experimenteel onderzoek naar pijpgroei tussen een wel en een scherm uitgevoerd. Dit kan op termijn bijdragen aan verdere modelvorming rond deze knoop uit het faalpad van piping bij heaveschermen. Verdere ontwikkelingen rond de aanpak voor het toetsen van pijpgroei tot aan het scherm zullen worden opgenomen in de DIV publicatie kwelwegverlengende technieken en de OBOR Soseal (beide nog in ontwikkeling en nog niet beschikbaar).

Toepassingsgebied

- *Het toepassingsgebied van de Sellmeijer formule staat beschreven in [10] en [12].*
- *Een berekening van de knoop "terugschrijdende erosie tot aan scherm" met D-Geo Flow waarin erosiepijp tot aan het scherm wordt gemodelleerd is vooralsnog indicatief en minder geschikt voor een ontwerpbepalende knoop.*

Het kan zinvol zijn om naast de ontwerpberekeningen van het heavescherm die zijn gedicht op onderloopsheid, ook altijd een check te doen op voorgaande initiërende knopen. Dit om te voorkomen

dat ontwerpbepalende uitgangspunten voor onderloopsheid dusdanig zijn dat een voorgaande knoop bij die uitgangspunten niet had kunnen optreden. Denk hierbij bijvoorbeeld aan de situatie van een dikke deklaag die voor onderloopsheid bepalend zou kunnen zijn terwijl de knoop "opbarsten en zandmeevoerende wel" bij deze deklaagdikte niet zou kunnen optreden.

4.6.4 *Terugschrijdende erosie bij voorloopsheid*

Het is verstandig om voorloopsheid uit te sluiten door te voldoen aan het opbarstcriterium. In geval van het beschouwen van defecten, zie hoofdstuk 6, kan een controle op terugschrijdende erosie bij het beschouwen van het faalpad voorloopsheid nuttig zijn. In dit geval is een analytische benadering vaak niet erg representatief omdat de onderliggende grondwater schematisering sterk afwijkt van de situatie bij voorloopsheid. In dat geval is een verificatie met een numerieke berekening aan te bevelen.

4.6.5 *Terugschrijdende erosie bij achterloopsheid*

Zie paragraaf 4.8.

4.7 Modellen en criteria gericht op totale faalpad onderloopsheid

Er zijn verschillende globale criteria beschikbaar voor het dimensioneren van schermen bij kunstwerken, dammen, sluizen en overlaten. Deze criteria zijn gebaseerd op inventarisaties van door piping gefaalde en niet gefaalde keringen. Aan de hand van geometrische kenmerken en beperkte kenmerken van de ondergrond zijn empirische regels afgeleid waarmee direct het voor piping veilig te keren verval kan worden bepaald. Internationaal zijn er tenminste twee veel gebruikte empirische rekenregels die het faalpad onderloopsheid in zijn geheel beschouwen:

- Empirische rekenregel van Lane
- Fragmentenmethode en criteria volgens Chugaev

Lane

In 1935 stelde Lane voor de American Society of Civil Engineers een eenvoudig criterium op voor onderloopsheid onder dammen [13]. De regel was gebaseerd op een inventarisatie van bijna driehonderd dammen en keringen over de hele wereld. De regel van Lane was een verdere aanscherping van de regel van Bligh die tot die tijd in de Verenigde Staten werd toegepast. Lane constateerde dat de verticale kwelweglengte veel sterker bijdroeg aan de weerstand tegen onderloopsheid dan de horizontale kwelweglengte. Sinds de toepassing van de methode van Lane is het aantal faalgevallen door onderloopsheid onder dammen en waterkerende constructies drastisch afgenomen.

De regel van Lane en de aanbevolen toepassingscriteria zijn in bijlage C nader beschreven. De regel van Lane wordt in Nederland met name toegepast bij waterkerende kunstwerken met kwelwegen die uit horizontale en verticale delen bestaan en waarvoor grondwaterstromingsanalyses minder eenvoudig zijn uit te voeren. Voor ontwerp van onderloopsheidschermen bij dijken is de methode minder gangbaar en de ontworpen schermenlengtes zullen vaak aanzienlijk groter zijn dan wanneer wordt getoetst op de verschillende deelmechanismen van onderloopsheid, zie eerdere paragrafen in deze publicatie. Wanneer toch wordt overwogen om de methode van Lane toe te passen voor het bepalen van de lengte van een onderloopsheidsscherm wordt geadviseerd om de toepassingscriteria zoals opgenomen in bijlage C van deze publicatie in acht te nemen.

Chugaev

Na de Tweede Wereldoorlog werd in Duitsland de Chugaev-methode veel gebruikt. Chugaev heeft 175 praktijkgevallen van dammen en bouwputten bekeken en daaruit vergelijkbaar met Lane een empirische relatie afgeleid. Chugaev vond een vergelijkbare trend van een toenemende weerstand tegen piping bij toenemende korrelgrootte. Davidenkoff heeft enkele verbeteringen aanbracht in de methode. In [7] is de methode beschreven waarbij de principes van de fragmentenmethode zijn toegepast om hydraulische weerstandsfactoren af te leiden. De methode van Chugaev volgens Davidenkoff maakt dus gebruik van een gewogen grondwaterstromingsweerstand waardoor meer gegevens over het stroombeeld worden meegenomen dan bij Lane, zoals de diepte van de wand in relatie tot de diepte van het watervoerend pakket. De methode is daarmee geavanceerder. Omdat er in Nederland weinig ervaring is met deze methode en het onduidelijk is welke veiligheidsfactor daarbij dient te worden toegepast, wordt hier in deze publicatie niet verder op ingegaan. Voor de geïnteresseerde in deze methode wordt verwezen naar de

publicatie van Davidenkoff [7] en voor resultaten bij het toepassen van de methode op heaveschermen wordt verwezen naar [14].

4.8 Modellen en criteria gericht op totale faalpad achterloopsheid

Terugschrijdende erosie langs het scherm kan optreden in tegengestelde richting van de stroming. Het is voor het bepalen van de weerstand tegen achterloopsheid daarom van belang om alle mogelijke stroombanen te schetsen of via berekeningen te verkennen. Bij het vaststellen van de minimaal vereiste horizontale kwelweglengte van verschillende rekenregels beschikbaar:

- Empische rekenregel van Lane: voor het dimensioneren van achterloopsheid schermen wanneer de kwelweglengte uit een complex geheel van verticale en horizontale kwelwegen bestaat zoals bij kunstwerken, dammen, sluizen en overlagen. In deze gevallen wordt deze empirische rekenregel van Lane al geruime tijd toegepast. Het is van belang om de toepassingvoorwaarden voor bij deze methode in acht te nemen, zie bijlage C.
- Rekenregel van Sellmeijer: voor groene dijken waar de aanwezige horizontale kwelweglengte voor een deel door de voorlandweerstand wordt gevormd wordt aanbevolen om de lengte van het achterloopsheidscherm met de regel van Sellmeijer te bepalen. De grondwaterstromings schematisering waarop de analytische rekenregel van Sellmeijer is gebaseerd houdt geen rekening met de driedimensionale stroming en radiale stromingsweerstand aan de uiteinden van het scherm. Daarom zal de lengte van het achterloopsheidscherm met deze rekenregel enigzinds worden overschat. Optimalisatie is mogelijk maar vereist zowel inzicht in de grondwaterstroming als in de rekenregel van Sellmeijer.

5 Ontwerpen van heavescherm

5.1 Waterveiligheidsontwerp en andere ontwerpaspecten

In dit hoofdstuk staat het waterveiligheidsontwerp van het heavescherm centraal. Het ontwerp heeft vele raakvlakken met uitvoering en beheer. Naast de waterveiligheid zijn er andere aspecten die een belangrijke invloed kunnen hebben op het ontwerp, zoals de maakbaarheid, inpasbaarheid, beheerbaarheid, duurzaamheid en uitbreidbaarheid. Het is mogelijk dat aanvullende beheersmaatregelen nodig zijn om tot een maakbare, inpasbare, beheerbare, duurzame en uitbreidbare maatregel te komen. Het is van belang om tijdig inzicht te hebben in dergelijke beheersmaatregelen omdat deze ontwerpbepalend kunnen worden en ook omdat deze impact kunnen hebben op de waterveiligheid. Denk daarbij bijvoorbeeld aan een het voorwoelen van de grond om (kunststof) damwanden te installeren. Deze beheersmaatregel ten behoeve van de maakbaarheid kan impact hebben op waterveiligheid via het faalpad onderloopsheid. Dergelijke effecten op de waterveiligheid moeten al tijdens het ontwerp worden beoordeeld. Het is mogelijk dat deze effecten zelfs invloed hebben op de keuze voor een bepaalde oplossingsrichting of techniek en daarom is het van belang om bij het maken van deze keuze een beeld te hebben van risicobeheersing tijdens de uitvoerings- en beheersfase. In de OBOR's per techniek zal hier nader op in worden gegaan. In de DIV publicatie Afwegingskader piperingmaatregelen wordt op een meer algemeen niveau ingegaan op de zaken die een rol spelen bij het maken van een keuze tussen oplossingsrichtingen en technieken.

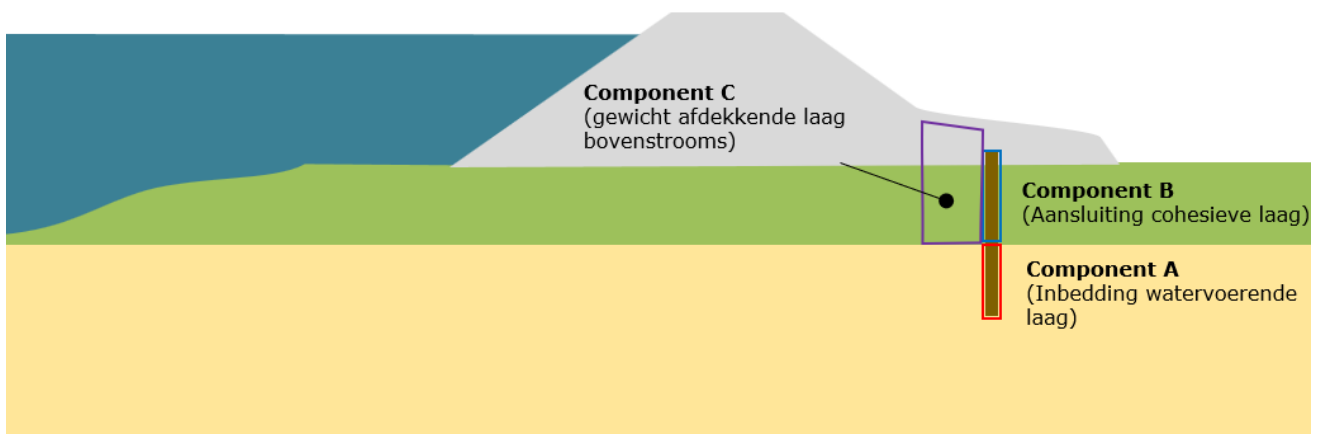
In dit hoofdstuk wordt een beschrijving gegeven van de keuzen en analyses die een ontwerper maakt om de afmetingen van een heavescherm te bepalen.

5.2 Systembeschrijving

5.2.1 Fysieke decompositie

In Figuur 5-1 is een voorbeeld gegeven van een heavescherm onder de binnenberm van een dijk. Het is een eenvoudig systeem dat opgedeeld kan worden in drie fysieke componenten:

- A. Het deel inbedding van het scherm in de watervoerende laag;
- B. De aansluiting op de cohesieve laag;
- C. Het gewicht van de deklaag/dijk aan de bovenstroomse zijde van het scherm.



Figuur 5-1 Situatieschets heavescherm met componenten A, B en C

5.2.2 Functionele decompositie

In Tabel 5-1 zijn de onderdelen van het waterveiligheidsontwerp van een heavescherm weergegeven. De tabel geeft de samenhang weer tussen de eigenschappen van de diverse componenten van het heavescherm en de waterveiligheidsfuncties. In de laatste kolom is een doorverwijzing opgenomen naar de

paragraaf in deze publicatie waar een toelichting is gegeven. Onderdelen waarbij wordt verwezen naar de OBOR's betreffen veelal techniek-specifieke aspecten die niet in voorliggende publicatie worden behandeld.

Tabel 5-1 Samenhang eigenschappen componenten en waterveiligheidsfuncties

Onderdelen waterveiligheids-ontwerp	Relevant voor faalpad	Functie	Toegelicht in
Inbeddingsdiepte in zand (comp. A)	Onderloopsheid	Scherm diep genoeg om onderloopsheid te voorkomen	Paragraaf 5.4
Positie in dwarsprofiel dijk (comp. A en C)	Voorloopsheid	Voldoende dekking om opbarsten of voorloopsheid te voorkomen	Paragraaf 5.4
	Geotechnische instabiliteit dijk of scherm	Positie en constructieve eigenschappen dusdanig dat lokale afschuiving tijdens pijpvormingsproces niet leidt tot instabiliteit dijk	Paragraaf 5.4 en 6.4.2
Afwerking en aansluiting bovenkant scherm op cohesieve laag (comp. B)	Bovenloopsheid	Goede zanddichte aansluiting op cohesieve laag zodat geen bovenloopsheid kan ontstaan, ook checken op mogelijke vervormingen van dijk	Paragraaf 6.4.3
Constructieve eigenschappen scherm (comp. A en C)	Geotechnische instabiliteit dijk of scherm	Scherm dient geotechnische instabiliteit dijk a.g.v. pijpvormingsproces te voorkomen	Paragraaf 5.4 en 6.4.2
	Doorloopsheid	Scherm dient zanddicht te zijn onder alle mogelijke belastingen	OBOR's
Achterloopsheidscherm (lengte in bovenaanzicht en situering)	Achterloopsheid	Scherm dient lang genoeg doorgezet te worden in lengterichting van dijk voorbij de pipinggevoelige strekking	Paragraaf 5.4

5.3 Geometrisch ontwerp waterveiligheid

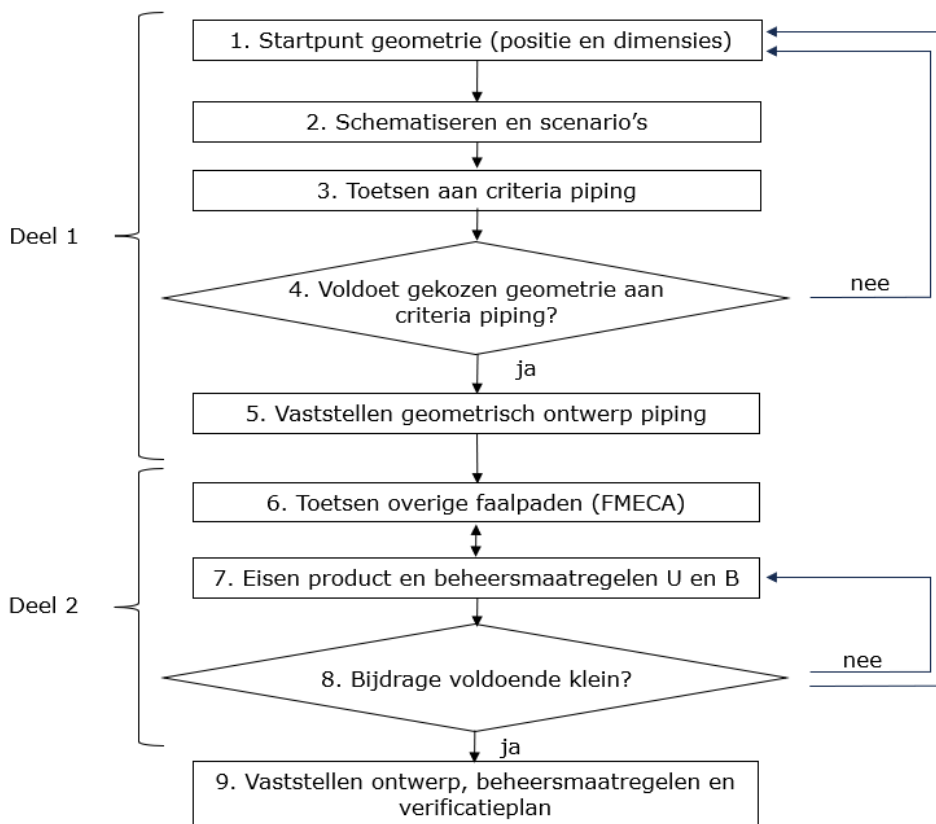
Het ontwerpproces om te komen tot een ontwerp van een heavescherm bestaat in hoofdlijn uit twee delen:

1. het opstellen van het geometrisch ontwerp;
2. een veiligheidsanalyse waarbij de betrouwbaarheid van het systeem wordt getoetst door het risico van mogelijke defecten aan het systeem te onderzoeken (FMECA-aanpak).

Zoals Figuur 5-2 aangeeft zijn er iteratieslagen mogelijk tussen het opstellen van het geometrisch ontwerp en de betrouwbaarheidsanalyse van het systeem.

Voor het eerste deel, het opstellen van een geometrisch ontwerp van een heavescherm, worden de faalpaden uit Tabel 5-1 beschouwd, met uitzondering van de geotechnische stabiliteit. Om te komen tot een geometrisch ontwerp dat voldoet aan de criteria die gesteld worden aan piping kunnen de volgende stappen worden doorlopen:

1. het bepalen van een startpunt ten aanzien van positie en diepte van het scherm;
2. het schematiseren van ondergrond en pijpstelsel en bepalen van scenario's;
3. de analyse van faalpaden piping per scenario;
4. de evaluatie van resultaten en eventuele bijstelling positie of diepte van scherm:
 - a. Indien ja, door naar stap 5;
 - b. Indien nee, bijstellen van positie of diepte van het scherm en opnieuw starten bij stap 1
5. Vaststellen van geometrisch ontwerp en inpassing van het ontwerp in dwars- en lengterichting van de dijk.



Figuur 5-2 Voorbeeld ontwerpproces heaveschermen volgens aanpak van het Veiligheidsraamwerk [1]

Het tweede deel (stap 6 t/m 8) bestaat voornamelijk uit het toetsen (en eventueel aanpassen) van het ontwerp aan de overige faalpaden die kunnen optreden, en die nog niet zijn meegenomen in deel 1. Voor deel 2 wordt de FMECA-aanpak (beschreven in hoofdstuk 2 en 6) gevolgd, waarmee alle bedreigingen voor het systeem worden beschouwd. Daarnaast is het ook belangrijk om stil te staan bij overige ontwerpaspecten anders dan waterveiligheid (zie paragraaf 5.1).

Voor iedere bedreiging moet de faalkansbijdrage worden beschouwd. Indien de bijdrage van een bedreiging een significant effect heeft moet het ontwerp worden aangepast of moeten er beheersmaatregelen worden getroffen. Indien een bedreiging leidt tot een ontwerpaanpassing dan moet opnieuw worden gestart bij stap 1, aangezien de aanpassing kan leiden tot nieuwe scenario's en/of bedreigingen. Indien de bedreiging leidt tot een beheersmaatregel moet getoetst worden of de faalkansbijdrage inclusief de beheersmaatregelen voldoende klein is. Zo niet, dan moeten aanvullende aanpassingen of beheersmaatregelen getroffen worden.

Aan het eind van het ontwerpproces (stap 9) wordt het totaalontwerp vastgesteld samen met de te treffen beheersmaatregelen en wordt een verificatieplan opgesteld.

In dit hoofdstuk ligt de nadruk op het geometrisch ontwerp in deel 1 met als startpunt onderloopsheid. In hoofdstuk 6 wordt ingegaan op het tweede deel door middel van verschillende voorbeelden. Voor een meer volledige uitwerking van deel 2 (met daarin de FMECA) wordt verwezen naar de techniek-specifieke OBOR's.


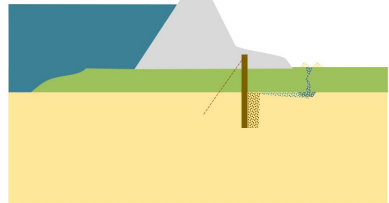
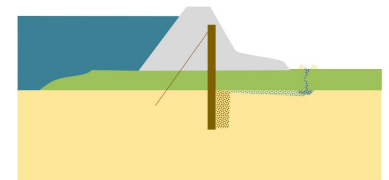
5.4 Startpunt geometrisch ontwerp

Het ontwerp van een heavescherm is een iteratief proces, zoals aangegeven in Figuur 5-2. De keuze van een goed startpunt helpt bij het efficiënt doorlopen van dit proces.

5.4.1 Positie van het scherm

Tabel 5-2 geeft voorbeelden van mogelijke posities van een heavescherm in een dijk. De voorkeurslocatie van het scherm zal sterk afhankelijk zijn van aspecten zoals maakbaarheid, inpasbaarheid, beheerbaarheid, duurzaamheid en uitbreidbaarheid, maar ook van de interactie met andere faalpaden die mogelijk kunnen worden getriggerd door het erosieproces dat kan optreden aan de benedenstroomse zijde van het scherm. De afweging die ten grondslag ligt aan de keuze voor een locatie is een belangrijke stap in het ontwerpproces en een vastlegging van argumenten is daarbij dus belangrijk. Hieronder zijn enkele voorbeelden gegeven.

Tabel 5-2 Verschillende posities van een scherm in het dwarsprofiel van een dijk

<p>Einde berm</p> 	<p>Deze positie kan vanuit waterveiligheid en beheerbaarheid een voorkeur hebben omdat in dit geval wordt vermeden dat er zich een pijpstelsel onder de berm zal vormen. De afstand tussen de potentiële wel en het scherm is in dit geval het kortst waardoor het pijpstelsel zich het minst kan ontwikkelen onder de dijk. De omvang van een mogelijke lokale afschuiving als gevolg van erosiepijps of lokale fluïdisatie achter het scherm is beperkt ten opzichte van de andere hieronder beschreven posities. Wel kan een lokale instabiliteit aan de benedenstroomse zijde van het scherm eisen stellen aan de constructieve eigenschappen van het scherm wanneer het scherm na een lokale afschuiving tijdelijk een kerende functie krijgt. Voor waterveiligheid is het van belang dat er een indicatieve check wordt uitgevoerd op voorloopsheid. Een eenvoudige analyse van de opbarstveiligheid aan de bovenstroomse zijde van het scherm voldoet hierbij, zie paragraaf 4.5. Vanuit inpasbaarheid zou deze locatie mogelijk niet de voorkeur kunnen hebben, denk bijvoorbeeld aan een kortere afstand tot bebouwing in het achterland en hinder voor de omgeving tijdens de uitvoering.</p>
<p>Overgang talud naar berm</p> 	<p>Deze positie kan vanuit beheer een voorkeur hebben wanneer niet de gehele dijk in eigendom van het waterschap is. Het zou in een dergelijk geval de voorkeur kunnen hebben om het scherm binnen de beheersstrook te plaatsen. Voor het toetsen van het ontwerp aan de waterveiligheidseisen moet rekening worden gehouden met het effect van het ontwikkelen van een pijpstelsel onder de dijk. Wanneer een lokale afschuiving als gevolg van de vorming van een uitgebreid pijpstelsel en lokale fluïdisatie een geotechnische instabiliteit van de waterkering kan veroorzaken krijgt het scherm ook een constructief waterkerende functie. In hoofdstuk 6 wordt nader ingegaan op de interactie met het faalpad geotechnische instabiliteit. Wanneer het scherm de waterveiligheidsfuncties 'verhogen stabiliteit' en 'verhogen weerstand tegen piping' combineert, dient in het ontwerp van het stabiliteitsscherm rekening gehouden te worden met het ontstaan van een pijpstelsel.</p>
<p>Kruin dijk</p> 	<p>Deze positie kan vanuit het combineren van waterveiligheidsfuncties een voorkeur hebben. Denk hierbij aan het combineren van de functie 'verhogen van de stabiliteit' en 'verhogen weerstand tegen piping'. In situaties waar het stabiliteitsscherm ter plaatse van de kruin is gesitueerd zal in het ontwerp meestal zijn uitgegaan van het ontstaan van een afschuiving van het onversterkte binnentalud of de binnenberm. Het stabiliteitsscherm zal in dat geval ontworpen worden op een restprofiel aan de benedenstroomse zijde van het scherm. Hiermee is ook incasservermogen aanwezig voor het ontstaan van een pijpstelsel.</p>

5.4.2 Diepte scherm

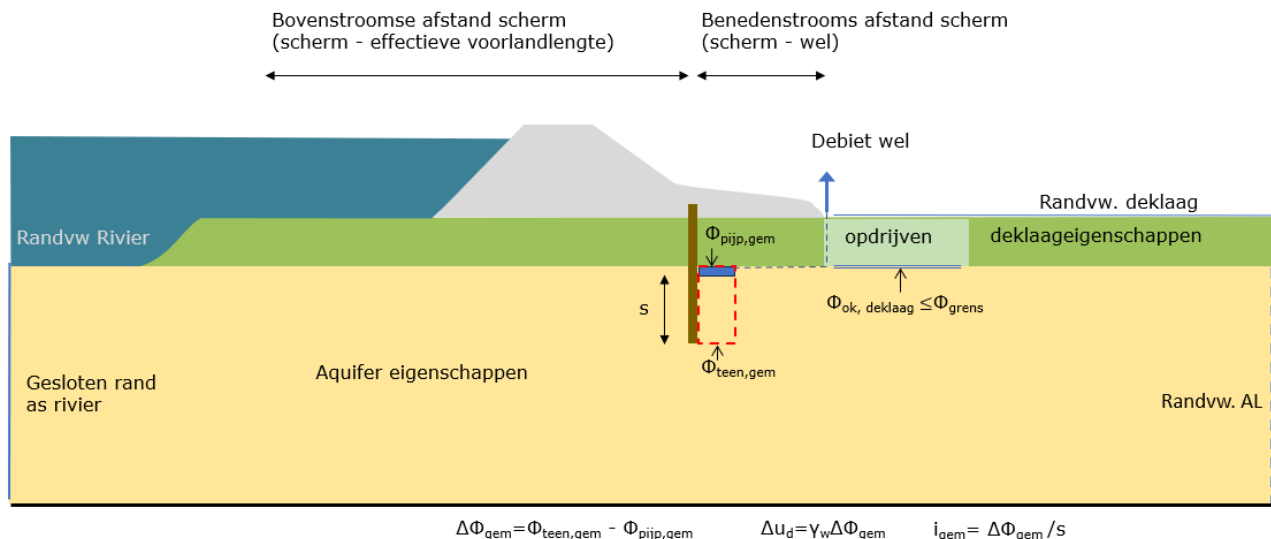
Voor onderlooptheid biedt het criterium van een minimale inbeddingsdiepte van 3 meter houvast. In paragraaf 4.3 is een nadere toelichting gegeven op het criterium voor minimale inbeddingsdiepte om piping door verticale voortschrijdende fluidisatie te voorkomen. Het is vanzelfsprekend om een andere, diepere, inbeddingsdiepte als startpunt te kiezen wanneer er ervaring is dat deze diepte onvoldoende zou zijn bij vergelijkbare situaties, bijvoorbeeld wanneer het iteratieve ontwerpproces al eerder is doorlopen voor een vergelijkbare situatie.

5.5 Schematiseren van ondergrond en pijpstelsel en bepalen van scenario's

5.5.1 Van fysisch proces naar model

Het is onvermijdelijk om enkele sterke vereenvoudigingen aan te brengen om de fysische processen (hoofdstuk 3 en bijlage B) te kunnen vertalen naar een model waarmee op hydraulische grondbreuk kan worden getoetst (paragraaf 4.2). Dit proces van vereenvoudigen van werkelijke situatie naar model wordt schematiseren genoemd.

Afhankelijk van de toe te passen methode om hydraulische grondbreuk te toetsen wordt ofwel een waterdrukverschil (Δu_d , voor de verticaal evenwicht methode) ofwel een gemiddelde gradiënt achter het scherm (i_{gem} , voor de gemiddelde gradienten methode) bepaald bij een opgelegd hoogwater. In paragraaf 4.2 zijn deze verschillende methoden voor het toetsen van hydraulische grondbreuk toegelicht. Met een grondwaterstromingsmodel kan het stijghoogteverloop achter het scherm worden bepaald waarmee Δu_d en i_{gem} kunnen worden bepaald. Figuur 5-3 geeft een schetsmatig voorbeeld van randvoorwaarden die kunnen worden toegepast om Δu_d of i_{gem} te bepalen met een tweedimensionaal grondwaterstromingsmodel. Er zijn ook andere meer of minder geavanceerde grondwaterstromingsmodellen toepasbaar, variërend van analytische berekeningen, zoals met de analytische 'blanket formules' [15] of de fragmentenmethode [10] en [16] of quasi-driedimensionale regionale modellen. In het voorbeeld bij dit handelingsperspectief wordt uitgegaan van een tweedimensionale EEM grondwaterstromingsmodel omdat dit model zich het best leent voor het schematiseren van lokale randvoorwaarden, zoals een pijpstelsel onder een deklaag.



Figuur 5-3 Voorbeeld tweedimensionaal grondwaterstromingsmodel met relevante randvoorwaarden

Bij het opstellen van verschillende scenario's is het belangrijk dat de randvoorwaarden in het geohydrologisch systeem en de geohydrologische parameters (5.5.2) en de randvoorwaarden in de pijp (5.5.2) een logisch geheel vormen. Deze bepalen samen de uitgangspunten voor het grondwaterstromingsmodel waarmee de grondwaterdrukken kunnen worden bepaald om de toets op hydraulische grondbreuk uit te voeren.

5.5.2 *Geohydrologische randvoorwaarden en parameters*

De technische leidraden voor piping bij de beoordelings- en ontwerpinstrumentaria, zoals [17] geven een overzicht van geohydrologische randvoorwaarden en parameters die van belang zijn voor een pipinganalyse in het algemeen. Voor het toetsen op hydraulische grondbreuk zijn deze eigenschappen eveneens van belang. Geohydrologische randvoorwaarden en parameters die een significant effect hebben op hydraulische grondbreuk zijn:

- (effectieve) voorlandlengte en dijkzate;
- meerlaagsheid watervoerend pakket (met name minder doorlatend op meer doorlatend);
- anisotropie;
- doorlatendheid watervoerende lagen;
- dikte watervoerend pakket;
- grenspotential in achterland (deklaagdikte);
- slootsysteem met randvoorwaarden in achterland.

Deze randvoorwaarden zullen in het projectgebied variëren. Deze gebiedsvarianties worden voor een deel meegenomen bij het vertalen van gebiedsniveau naar een doorsnede.

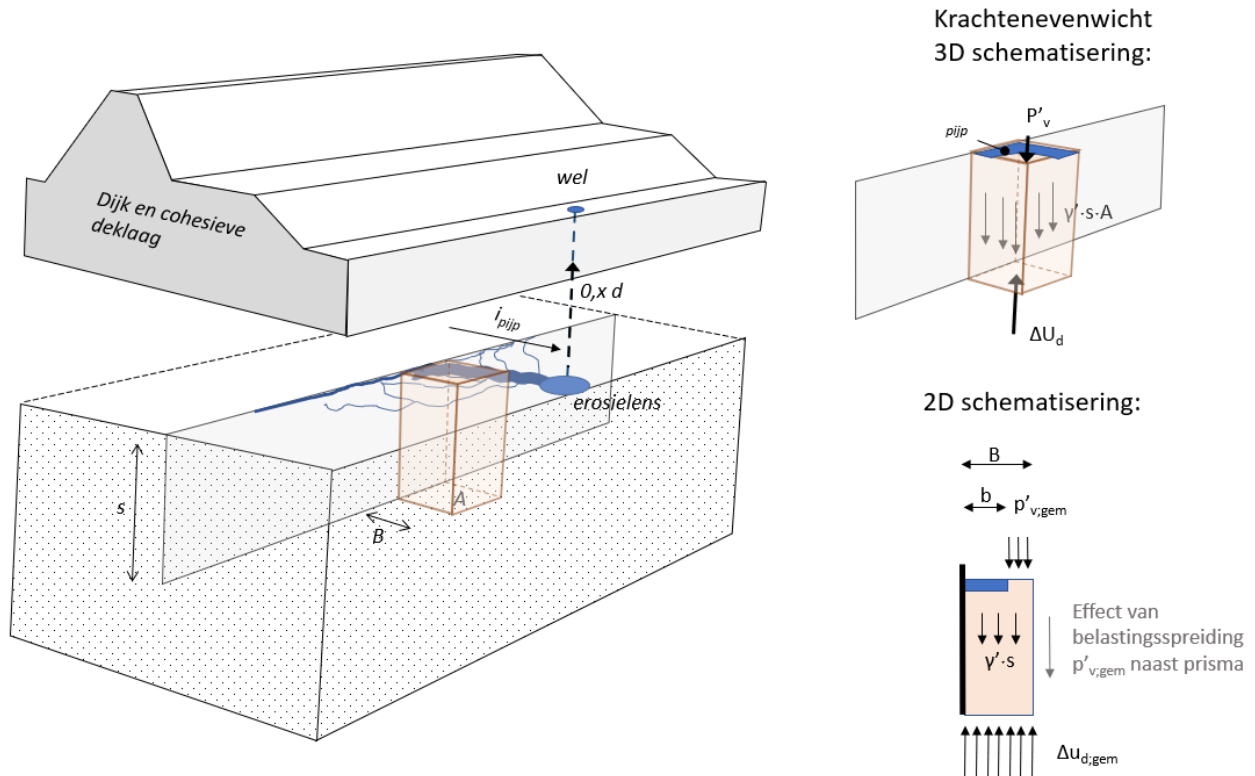
Restonzekerheden in geohydrologische randvoorwaarden, voor zover relevant voor het effect op het ontwerp, kunnen via scenario's inzichtelijk worden gemaakt. Een gevoeligheidsanalyse zal uitwijzen welke randvoorwaarden ontwerpbepalend kunnen worden. Stapeling van schematiseringonzekerheden kan worden voorkomen door het ontwerp afzonderlijk voor enkele bepalende scenario's te toetsen.

5.5.3 *Parameters en randvoorwaarden pijpstelsel*

Schematiseringsscenario's die gerelateerd zijn aan het stelsel van erosiepijp(en) en wel(len) zijn toestandsafhankelijk: ze veranderen gedurende hoogwater en gedurende de stadia van het pipingproces. Voor het bepalen van de faalkans voor de gebeurtenis hydraulische grondbreuk is het van belang om te kijken naar de vorming van het pijpstelsel tussen de wel en het scherm, dus de toestand die direct voorafgaat aan de gebeurtenis hydraulische grondbreuk. Momenteel is er nog veel onzekerheid over de processen die zich afspelen bij piping rond een heavescherm. Voor de korte termijn bieden we ontwerpers een handelingsperspectief waarin we aangegeven welke modellen kunnen worden toegepast en hoe met de verschillende onzekerheden rond de pipevormingsprocessen op een pragmatische wijze kan worden omgegaan. Dit handelingsperspectief beoogt een zo realistisch mogelijke ontwerp op basis van huidige kennis, rekening houdend met bestaande onzekerheden. De hieronder beschreven aanpak zal worden geëvalueerd op basis van de resultaten van het KIA Onderzoek Heaveschermen dat in 2024 zal starten. Indien daartoe aanleiding bestaat zal het handelingsperspectief naar aanleiding van dit onderzoek worden aangepast. Verwacht wordt dat op termijn een aanscherping in uitgangspunten mogelijk is op basis van de onderzoeksresultaten.

Momenteel is er een aantal kennisleemten die van grote invloed kan zijn op de veiligheid ten aanzien van piping bij een heavescherm. In figuur is de Verticaal evenwicht Methode rond een denkbeeldig prisma samengevat. Voor een nadere toelichting zie paragraaf 4.2.2. Bij het toepassen van deze methode moeten keuzen worden gemaakt ten aanzien van de volgende parameters:

1. De breedte van de maatgevende erosiepijp/pijpveld (b);
2. De breedte (en vorm) van het te beschouwen prisma voor verticaal evenwicht (B);
3. Spanningsspreiding van bovenbelasting vanuit het gewicht van de deklaag en de dijk aan weerszijden van de pijp;
4. Drukval over de deklaag ter plaatse van de wel ($0, x d$);
5. Gradiënt van stromend water in de pijp tussen het scherm en de wel;
6. De vraag of voortschrijdende verticale fluidatie ook maatgevend kan worden boven verticaal evenwicht wanneer de scherm lengte s minimaal gelijk is aan 3 meter;
7. Ruimtelijke variatie in porositeit van het zand;
8. Anisotropie;
9. Randvoorwaarden in het achterland en de invloed hiervan op optredende gradiënten.



Figuur 5-4 De Vertikale Evenwicht Methode voor de analyse van hydraulische grondbreuk in de situatie van een scherm onder een deklaag.

In Tabel 5-3 is een aanbeveling gedaan voor een schematiserings- en parameterkeuze. Per parameter is beschreven of dit conservatieve of optimistische keuzes betreft. De aanbeveling geldt wanneer alle onzekerheden in samenhang worden beschouwd.

Kenmerkend voor heaveschermen is dat deze maatregelen worden toegepast bij een tekort aan kwelweglengte. Te denken valt bijvoorbeeld aan een schaaldijk. In deze gevallen is het debiet naar het pijpstelsel relatief groot in vergelijking met de situatie van groene dijk met voldoende kwelweglengte vanwege een grote voorlandweerstand of kleine zandlaagdikte. Het heavescherm is niet ontworpen als debietremmende maatregel en remt het debiet dus ook nauwelijks. De grootte van de genoemde onzekere effecten is moeilijk te voorspellen en varieert tijdens het erosieproces. Het is onduidelijk hoe groot de effecten zijn in het stadium voordat onderloopsheid optreedt. Daarom is, lopende het KIA Onderzoek Heaveschermen, aanbevolen om terughoudend te zijn bij het meenemen van gunstig werkende effecten, zoals uit Tabel 5-3 kan worden geconcludeerd.

Tabel 5-3 Aanbeveling omgaan met kennisleemten rond parameters gekoppeld aan pijpstelsel

Kennis-onzekerheid	Effect op parameter	Aanbeveling	Mate van conservatisme
Breedte erosiepijp	b	<p>Uitgaan van pijpbreedte: $b = 0,5 s$ $b = \text{pijpbreedte (m)}$ $s = \text{inbeddingslengte zand (m)}$</p> <p>Uit gevoeligheidsanalyses is gebleken dat bij een smalle pijp het gunstige effect van bovenbelasting dominant wordt boven het</p>	Groot: de verwachting is dat de pijp niet groter kan worden dan 0,5 s. Gevoeligheidsanalyses in 2D wijzen uit dat een brede pijp ongunstiger werkt dan een smalle pijp. Dit is goed verklaarbaar en zal ook bij een 3D schematisering gelden.

Kennis-onzekerheid	Effect op parameter	Aanbeveling	Mate van conservatisme
		ongunstige effect van geconcentreerde stroming. Voorgesteld is om daarom uit te gaan van een relatief brede pijp of pijpstelsel. Dit effect is naar verwachting nog groter bij een 3D model dan bij een 2D model.	
Breedte prisma evenwichtsbeschouwing	B	Vaste maat, de helft van de inbeddingsdiepte: $B = 0,5 s$ B = breedte prisma evenwichtsbeschouwing (m) s = inbeddingslengte zand (m)	Onbekend: de aanname van de helft van de inbeddingsdiepte is een realistische verwachting conform Terzaghi. Opmerking: het model van Terzaghi was zonder het effect van geconcentreerde uitstroom.
Effect bovenbelasting door spannings-spreiding	p'_{gem}	De bijdrage van p'_{gem} is afhankelijk van de breedte van de erosiepijp. Het effect van de bovenbelasting op de korreldruk in de zandlaag neemt af bij een toenemende pijpbreedte. Bij een pijpbreedte gelijk aan de te beschouwen prisma ($B = b = 0,5 s$) resteert nog het effect van bovenbelasting dat vanuit belastingspreiding door naastliggende grond aan de grond binnen het prima wordt overgedragen. Aanbevolen wordt om voor dit effect een maximum van 25% van de gemiddelde effectieve bovenbelasting naast het prisma mee te nemen. Ook wordt aanbevolen om voorzichtig te zijn met het meenemen van het gewicht van het dijklichaam, met name bij schermen die onder de kruin staan. Aanbevolen wordt om een ondergrens voor p'_{gem} vast te stellen (een waarde die zeker aanwezig zal zijn). Wanneer nadere aanscherping wordt gezocht kan DIV hierover via een wikkivraag meedenken. Nadere toelichting zie aanbeveling 'effect bovenbelasting deklaag' ¹ .	Groot: deze aanname wordt bij een minimale scherm diepte van 3m gezien als een behoudende keuze.
Drukval over deklaag '0,x d'	$\Delta_{d,gem}$	Geadviseerd wordt om zeer terughoudend te zijn met dit uitgangspunt en in principe geen drukval over de deklaag mee te nemen. Nadere toelichting zie aanbeveling 'drukval over deklaag' ² .	Groot: er wordt geen drukval meegenomen.
Gradiënt in de pijp (i_{pijp})	$\Delta u_{d,gem}$	Geadviseerd wordt om een behoudend uitgangspunt te kiezen door een gradiënt mee te nemen. Op basis van modelberekeningen (D-Geo Flow) kan worden verkend welke gradiënt zich zou kunnen instellen. Naar verwachting is het effect beperkt (niet veel groter dan 1 centimeter per meter).	Groot: er wordt geen gradiënt meegenomen of deze wordt onderbouwd.
Progressieve verticale fluïdatie maatgevend kan wanneer scherm lengte minimaal gelijk is aan 3 meter	s_{min}	Geadviseerd wordt om de inbeddingslengte van het heavescherm niet kleiner te kiezen dan 3 meter tenzij kan worden aangetoond dat progressieve verticale fluïdatie bij kleinere scherm lengtes niet kan optreden (bijvoorbeeld in geval van ontbreken van geconcentreerde uitstroom).	Onbekend: er wordt een ondergrens voor de inbeddingsdiepte aangenomen die wordt gezien als conservatieve keuze op basis van expert judgement. Opmerking: gerichte proeven ontbreken voornamelijk om dit statement verder te onderbouwen.
Effectief volumegewicht	γ'	Wanneer de variatiecoëfficiënt van het effectief volumegewicht orde grootte $V=0,1$	Groot: onderbouwd met probabilistische

Kennis-onzekerheid	Effect op parameter	Aanbeveling	Mate van conservatisme
van het zand (gerelateerd aan porositeit)		bedraagt, hetgeen is te verwachten bij meeste zandafzettingen, wordt aanbevolen om uit te gaan van een verwachtingswaarde van deze parameter. In andere gevallen wordt geadviseerd om nader naar de afzetting te kijken.	gevoeligheidsanalyse heaveschermen. Opmerking: deze probabilistische analyses zijn gedaan zonder het effect van geconcentreerde uitstroom mee te nemen.
Anisotropie	a	Geadviseerd wordt om uit te gaan van een verwachtingswaarde die hoort bij het gebied. Een eventueel ongunstige uitwerking op hydraulische grondbreuk of progressieve fluïdisatie wordt voor een deel gecompenseerd door een gunstige uitwerking op de knoop pijpgroei naar scherm. Het netto effect is niet dominant ten op zichte van enkele andere van bovengenoemde effecten. Daarom wordt aanbevolen om voor de anisotropie uit te gaan van een geschatte verwachtingswaarde die het best past bij de afzetting.	Onbekend: anisotropie heeft op meerdere knopen een verschillende uitwerking variërend van gunstig tot ongunstig.
Geohydrologische randvoorwaarden achterland	$\Delta U_{d,gem}$	Geadviseerd wordt om de geohydrologische randvoorwaarden in het achterland op een vergelijkbare wijze te schematiseren als bij een pipinganalyse voor een groene dijk. Voor het effect van de deklaag wordt een scenarioaanpak voorgesteld omdat dit effect verschillend kan uitwerken ten opzichte van een groene dijk. Ook in dat geval blijft het van belang om meerdere knopen in de veiligheidsanalyse mee te nemen.	Groot: er wordt aangesloten op gebruikelijke uitgangspunten van een pipinganalyse bij een groene dijk en bij grote variaties in het gebied worden er meerdere geohydrologische scenario's beschouwd (met name gerelateerd aan de deklaagdikte).

¹ Aanbeveling 'effect bovenbelasting deklaag'

Het meenemen van het gewicht van de deklaag is een parameter die het ontwerp sterk kan bepalen. Hier wordt via het KIA Onderzoek Heaveschermen de komende jaren onderzoek naar verricht. Hangende dit onderzoek is het voorstel om twee verificaties te doen:

- situatie inclusief het meenemen van een deel van het gewicht van deklaag (25%, uitgaande van fluïdiseren prisma met $B = 0,5 s$);
- situatie zonder het gewicht van de deklaag.

De keuze hangt dan vooral af van de impact op het ontwerp en in hoeverre het wenselijk is om nu al extra veilig te gaan zitten (bijvoorbeeld bij beperkte meerkosten of doordat de impact beperkt wordt door minimale inbedding van 3 meter), of dat het wenselijker is de uitkomsten van het onderzoek af te wachten. Hoe groter de impact van deze keuze, hoe meer reden om de resultaten van het onderzoek af te wachten. Vooral bij dikke deklagen of bij een groot gewicht vanuit het dijklichaam is er naar verwachting veel verschil tussen beide aanpakken.

² Aanbeveling 'drukval over deklaag'

De keuze voor omgang met de drukval over de deklaag moet altijd in het totaal van onzekerheden worden gezien en in het licht van de te verwachten kennisontwikkeling.

Zoals in Tabel 5-3 blijkt wordt aanbevolen om voorzichtig om te gaan met deze drukval en bij voorkeur geen drukval mee te nemen. In het KIA Onderzoek Heaveschermen zal specifiek naar dit effect worden gekeken en dat zal op termijn mogelijk ruimte geven voor aanscherping. De volgende argumenten liggen ten grondslag aan de aanbeveling om geen drukval mee te nemen:

- er is momenteel fysisch weinig basis voor het meenemen van significante drukval in de wel bij grote debieten, zie onderstaande uitleg;

- omdat er met de huidige keuze voor omgang met onzekerheden al een balans is tussen conservatief omgaan met onzekerheden en vooruitlopen op onderzoek;
- omdat de huidige set van keuzen naar verwachting ook al leidt tot een afnemende inbedding met toenemende deklaagdikte conform intuïtie door het meewegen van het effect van bovenbelasting.

Uitleg bij debietafhankelijkheid van drukvak in wel en pijpstelsel:

bij toename van het debiet in de wel neemt de concentratie van de water-zandsuspensie in de wel af. Dit leidt tot een lage drukval. Uit veldproeven is gebleken dat deze drukval zelfs kan afnemen tot bijna 0. Bij toename van het debiet in de erosiepijp treedt verdere verdieping op van de pijp. Pijpafmetingen passen zich aan aan het debiet dat moet worden afgevoerd. Dat betekent dat de gradiënt in de pijp afneemt naarmate het toestromend debiet toeneemt. Uit metingen en verkennende 3D berekeningen met D-Geo Flow blijkt dat de gradiënt in de pijp orde van grootte van 1 centimeter per meter is, hoewel sterk afhankelijk van locatie-specifieke kenmerken, zoals schaal. Indien aangetoond kan worden dat het debiet in de pipe beperkt is, kan drukval meegenomen worden.

5.6 Toetsen aan criteria piping

Hieronder is een korte samenvatting geven van de modellen en criteria waarmee het geometrisch ontwerp kan worden getoetst. In hoofdstuk 4 is een uitgebreide toelichting gegeven op de aanbevolen methoden en criteria. Ook voor de symbolen wordt verwezen naar de genoemde paragrafen.

Tabel 5-4 Aanbevolen rekenregels en criteria voor het geometrisch ontwerp van een heavscherm onder een groene dijk

Faalpad – knoop	Aanbevolen methode	Rekenregel	Criterium	Toelichting
Onderloopsheid - Hydraulische kortsluiting	Verticale Evenwichts Methode (VEM) voor alle situaties	$SF_{VEM} = \frac{s \cdot \gamma' + p'_{v,gem}}{\Delta u_{d,gem}}$	$SF_{VEM} \geq 2,0$	Paragraaf 4.2.3
	Gemiddelde Gradiënten Methode (GGM) voor situaties waar deklaag beperkte invloed heeft	$SF_{GGM} = \frac{i_c}{i_{gem}}$	$SF_{GGM} \geq 2,0$	Paragraaf 4.2.3
Onderloopsheid - Voortschrijdende fluïdisatie	Vuistregel ondergrens	n.v.t.	$s \geq 3m$	Paragraaf 4.3
Voorloopsheid – opbarsten	Verticaal evenwicht bovenstreams scherm	$SF_{opb} = \frac{\sigma_v - u_{freat}}{u_{ok\ deklaag} - u_{freat}}$	$SF_{opb} \geq \gamma_{up} \cdot \gamma_{b,u}$	Paragraaf 4.5
Achterloopsheid – terugschrijdende erosie	Sellmeijer ¹⁾	$\Delta H_{c,p} =$ $L \cdot F_{resistance} \cdot F_{scale} \cdot F_{geometry}$	$\Delta H \leq \Delta H_{c,p} / (\gamma_{pip} \gamma_{b,p})$	WBI, OI, Onderzoeksrapport Zandmeevoerende Wellen of Technische leidraden piping bij BOI

Opmerking 1): De empirische rekenregel van Lane wordt bij groene dijken niet aanbevolen

5.7 Evaluatie resultaten en eventuele bijstelling positie of diepte van scherm

Voor een goed uitlegbaar ontwerp kunnen de volgende vragen worden gesteld:

- *In hoeverre is het ontwerp bepaald door kennisonzekerheden?*
Dit wordt vooral bepaald door de gevoeligheden in parameters zoals beschreven in paragraaf 5.5.



- *In hoeverre wordt het ontwerp bepaald door de positie van het scherm in het dwarsprofiel?*
In de eerste stap zijn de voor en nadelen beschreven van verschillende locaties van het scherm in het dwarsprofiel. In hoeverre wordt de lengte van het scherm bepaald door de gekozen positie? Weegt dit op tegen de impact op andere aspecten zoals uitvoerbaarheid, inpasbaarheid etc. Bij het doorlopen van de FMECA in de volgende stap worden de specifieke risico's getoetst die niet in de vorige stappen zijn afgedekt via de rekenregels en ontwerpuitgangspunten.
- *Past het ontwerp bij de gebiedskenmerken?*
Het is belangrijk inzicht te krijgen in de gevoeligheid van de scherm lengte voor variaties in parameters die in het gebied sterk kunnen variëren, denk daarbij bijvoorbeeld aan de dikte van de deklaag of het lengte van het voorland.
- *Leidt het ontwerp tot een consistent beeld van de faalkans?*
Bij het opstellen van een scenariobeschrijving is het van belang dat de randvoorwaarden in de pijp en in het geohydrologisch systeem een logisch geheel vormen. Voorkom bij het vereenvoudigen een onlogische combinatie van randvoorwaarden die intrinsiek inconsistent zijn.

6 Faalkansbijdrage overige bedreigingen waterveiligheid

6.1 Inleiding

In dit hoofdstuk wordt beschreven hoe de faalkansbijdrage van overige relevante bedreigingen, die niet met het geometrisch ontwerp (hoofdstuk 5), zijn afgedekt. Voor deze analyse is het veiligheidsraamwerk gebruikt dat is beschreven in het Veiligheidsraamwerk innovatieve pipingmaatregelen [1]. In dit raamwerk wordt de werkwijze van het uitvoeren van een Failure Mode, Effect and Criticality Analysis (FMECA) beschreven. Deze werkwijze helpt voor het verkrijgen van overzicht van relevante bedreigingen en dwingt de ontwerper om oorzaak en gevolg op een evenwichtige wijze te beschouwen en om uiteindelijk de relevantie van de bedreiging te bepalen. Mocht het effect van de bedreigingen dusdanig zijn dat de vereiste faalkans niet kan worden aangetoond, dan zijn er verschillende keuzen om tot een voldoende waterveilig ontwerp te komen:

- het aanpassen van het ontwerp;
- een beheersmaatregel tijdens de uitvoering of in de beheersfase;
- een andere type pipingmaatregel.

Wanneer de bijdrage van een bedreiging een significant effect heeft op de faalkans moet het ontwerp worden aangepast en/of zijn beheersmaatregelen in uitvoering of beheer noodzakelijk. Uiteindelijk zal het ontwerp met beheersmaatregelen dusdanig moeten zijn dat voldoende kan worden onderbouwd dat de totale faalkans ten aanzien van piping voldoende klein is. Het Veiligheidsraamwerk innovatieve pipingmaatregelen [1] geeft handreikingen voor het uitvoeren van een faalkansanalyse. Het zal niet nodig zijn om voor alle mogelijke potentiële bedreigingen een kwantitatieve faalkansanalyse uit te voeren. Vaak is het al voldoende om kwalitatief aan te geven waarom de kansbijdrage van een bepaalde bedreiging gering is ten opzichte van andere meer relevante bedreigingen. Alleen voor de bedreigingen waarvan de bijdrage aan de faalkans significant is, zal een kwantitatieve uitwerking noodzakelijk zijn om een toetsing op de vereiste faalkans uit te voeren. Bedreigingen waarvan kwalitatief, via onderlinge weging, kan worden aangetoond dat de faalkansbijdrage verwaarloosbaar is hoeven dus niet kwantitatief uitgewerkt te worden.

Aanbevolen wordt om de FMECA bij aanvang van het ontwerp al op te stellen. Lopende het ontwerp kan de FMECA daarbij ook gezien worden als onderdeel van een risicodossier. In de werkvoorbereiding en tijdens realisatie wordt het risicodossier geactualiseerd en aangepast. De via de FMECA afgeleide beheersmaatregelen zullen in de werkvoorbereiding verder worden geconcretiseerd in verificatieplannen en procedures.

In deze publicatie wordt met een voorbeeld aangegeven hoe kan worden omgegaan met het toetsen op potentiële bedreigingen, zowel op kwantitatieve als kwalitatieve wijze. Het voorbeeld betreft een heavescherm dat bestaat uit een stalen damwandscherm geplaatst onder de binnenberm van een dijk, zie Figuur 5-1. Het voorbeeld is bedoeld om uitleg te geven over het toepassen van een FMECA. Het voorbeeld is niet dus uitputtend. Voor een volledige uitwerking van een FMECA wordt verwezen naar de onderliggende OBOR's. Hierin wordt per techniek specifiek ingegaan op potentiële bedreigingen die te maken hebben met bijvoorbeeld het materiaal en de uitvoeringsmethode.

Momenteel zijn er in deze publicatie nog geen voorbeelden opgenomen van een kwantitatieve uitwerking die is gebaseerd op een probabilistische analyse. De reden hiervan is dat:

- In veel gevallen is het niet mogelijk om realistische faalkansen te bepalen. Echter door middel van een kwalitatieve beschouwing of door middel van het bepalen van boven- en ondergrenzen van de faalkans is het goed mogelijk om de noodzaak van een beheersmaatregel aan te tonen.
- Het maken van een schatting van het optreden van een bedreiging nog lastig is omdat beperkte casuïstiek van de bedreigingen beschikbaar is.
- Het niet voor alle faalpaden bij heaveschermen mogelijk is om de kans op piping gegeven de bedreiging te bepalen. Dit geldt bijvoorbeeld voor het faalpad onderloopsheid voor de situatie met een deklaag. Probabilistische analyses zijn voor dit faalpad momenteel nog van beperkte waarde omdat onduidelijk is hoe groot de model- en schematiseringsonzekerheid is, met name in geval van een situatie met geconcentreerde stroming naar een pijpveld onder een deklaag.

6.2 Werkwijze FMECA

Deze werkwijze voor het opstellen en invullen van de FMECA bestaat uit de volgende stappen:

1. Inventariseren van de mogelijke bedreigingen (Failure Modes);
2. Definiëren van het faalpad voor iedere bedreiging (Effects)
3. Bepalen van de kans op het optreden van de bedreigingen, en de kans op falen gegeven de bedreiging (kwalitatief of kwantitatief);
4. Bepalen welke bedreigingen (op basis van de kansinschatting) een significante bijdrage leveren aan de faalkans ten opzichte van het ontwerp dat volgens de ontwerpregels is opgesteld (Criticalities);
5. Vaststellen van de ontwerpaanpassingen² of beheersmaatregelen voorafgaand aan of tijdens de uitvoerings- en beheerfase, die ervoor zorgen dat de faalkansbijdrage van de bedreiging voldoende klein is en de bijdrage de faalkans niet meer domineert;
6. Verificatie van de totale veiligheid van het ontwerp.

Deze laatste stap geeft een overzicht van de doorlopen stappen, en de daaruit volgende veiligheidsbeoordeling. Concreet wordt de volledig ingevulde FMECA nog eens nagelopen, en worden de resultaten van de faalpadenanalyse samengevat. Op basis hiervan wordt een reflectie gegeven op het resultaat. De volgende vragen kunnen centraal worden gesteld (deze lijst kan worden aangevuld of gewijzigd naar inzicht van de gebruiker):

- Is de faalkans ordegrrootte aannemelijk?
- Wat zijn kritische punten in het ontwerp?
- Wat blijft er nog over aan kritische punten?
- Wat hebben we geleerd?
- Zijn er analogieën? Hoe doen die het? Zijn verschillen begrijpelijk?
- Evalueren of de veiligheid met maatregel beter wordt dan zonder maatregel.

6.3 Voorbeeld opstellen FMECA

Tabel 6-1 presenteert een voorbeeld van een FMECA voor een ontwerp van een heavescherm. De in de FMECA genoemde bedreigingen zijn van algemene aard en niet specifiek gericht op een bepaalde uitvoeringstechniek of materiaal. Voor een voorbeeld van een meer uitgebreide FMECA wordt verwezen naar de techniekspecifieke OBOR, zoals de OBOR Kunststof Heaveschermen. De voorbeelden in Tabel 6-1 zijn per paragraaf toegelicht, een verwijzing naar de paragraafnummers is opgenomen in de tabel.

Tabel 6-1 Voorbeeld Failure Mode Effect and Criticality Analysis (FMECA)

Nr	Gebeurtenis (S)	Effect Faal- pad (F)	Kans		Relevantie	Maatregel	Ref.
			Kans effect gegeven S P(F S)	Kans gebeurtenis P(S)			
1	Scherm niet op ontwerpdiepte door harde ondergrond of obstakels	OLH *	Afh.v. bereikte schermdiepte	Afh.v. ondergrond; materiaal en uitvoering	Groot wanneer buiten ervaring, harde grondslag	Uitvoeringsm.; planktype; praktijkpr.; grondonderz.	Par. 6.4.1
2	Geotechnische instab. dijk a.g.v. pijpstelsel en lokale fluidisatie	VLH, DLH of BLH *	Afh.v. mate waarin lokale instabiliteit (a.g.v. effect pijp/ fluidisatie) kan leiden tot instab. dijk	Afh.v. kans lokale afschuiving a.g.v. effect pijp/ fluidisatie	Voldoende klein indien in ontwerp getoetst	Expliciet in ontwerp toetsen	Par. 6.4.2
3	Geotechnische instab. dijk a.g.v. pijpstelsel en lokale fluidisatie	STBI of GEKB *	Afh.v. mate waarin lokale instabiliteit macrostabiliteit kan triggeren	Afh.v. kans lokale afschuiving a.g.v. effect pijp/ fluidisatie	Voldoende klein indien in ontwerp getoetst	Expliciet in ontwerp toetsen	Par. 6.4.2

² Zoals beschreven in hoofdstuk 5 geldt dat bij ontwerpaanpassingen het ontwerpproces opnieuw vanaf stap 1 in Figuur 5-2 dient te worden doorlopen

4	Slechte aansluiting door slechte aanvulling heisleuf	BLH *	Afhankelijk van kritieke verval bij uittredepunt voorloopsheid	Voldoende klein indien contact met cohesieve laag voldoende	Voldoende klein indien expliciet getoetst afgestemd met uitvoeringsmethode	Expliciet toetsen in ontwerp, voldoende grondonderzoek, etv. uitvoeringsmethode aanpassen	Par. 6.4.3
---	--	-------	--	---	--	---	------------

Afkortingen:

OLH: Onderloopsheid

VLH: Voorloopsheid

BLH: Bovenloopsheid

STBI: Geotechnische instabiliteit

GEKB: Grasbekleding kruin en binnentalud

6.4 Voorbeelden van uitwerkingen van bedreigingen (met FMECA)

6.4.1 Scherm niet op ontwerpdiepte door harde ondergrond of obstakels (gebeurtenis 1)

Toelichting van gebeurtenis

Wanneer onvoldoende is geanticipeerd op het voorkomen van harde ondergrond of obstakels kan het zijn dat schermen, zoals stalen of kunststof damwanden, tijdens de uitvoering niet op diepte komen. Wanneer de schermen eenmaal zijn geplaatst zijn vaak ingrijpende herstelmaatregelen nodig om toch voldoende scherm lengte te garanderen zoals het aanbrengen van grout onder de punt van de wand. Dergelijke maatregelen hebben een grote impact op de uitvoering en zijn bovendien ingewikkelder voor wat betreft de controleerbaarheid. Het toepassen van preventieve maatregelen heeft daarom sterk de voorkeur.

Faalkansanalyse

Aangenomen mag worden dat het faalpad onderloopsheid de faalkans voor piping domineert. Het halen van de diepte van het scherm die volgt uit de ontwerpberekeningen, zal direct invloed hebben op de faalkans door piping. Daarom is het uitvoeren van een kwantitatieve faalkansanalyse voor deze bedreiging minder zinvol. Het is gebruikelijk om de kans op deze bedreiging in te schatten op basis van ervaring en ondergrondgegevens zoals sonderingen. Voor richtlijnen ten aanzien van installeerbaarheid van stalen damwanden wordt verwezen naar het CUR Handboek damwanden (CUR 166). Het is belangrijk om dit risico voortijdig in te schatten.

Beheersmaatregelen

Mocht er na raadplegen van ervaringskennis en ondergrondgegevens twijfel bestaan over de installeerbaarheid dan kunnen preventieve beheersmaatregelen worden getroffen zoals het aanpassen van het planktype rekening houdend met ondergrondkenmerken, het uitvoeren van gericht grondonderzoek (indien de beschikbare gegevens voor het inschatten van de kans op deze gebeurtenis onvoldoende zijn) en eventueel het uitvoeren van praktijkproeven wanneer er alsnog twijfel bestaat over de installeerbaarheid. Ook kan gedacht worden aan het voorbereiden van de grond. In dat laatste geval dient er in het ontwerp al te worden anticipeerd op een lokaal lagere pakkingsdichtheid van de grond door het aanpassen van het effectieve volumegewicht γ' .

6.4.2 Geotechnische instabiliteit dijk a.g.v. pipingproces (gebeurtenissen 2 en 3)

Toelichting van bedreiging volgens gebeurtenis 2

Bij het toepassen van een verticale pipingmaatregel, zoals een heavescherm, wordt pijpvorming en verdieping achter het scherm niet beheerst. Door de aanwezigheid van een relatief groot pijpstelsel kan de wrijvingsoverdracht tussen deklaag en onderliggende zandlaag lokaal sterk reduceren. Hierdoor zou lokale geotechnische instabiliteit kunnen optreden. Een instabiliteit zou vervolgens effect kunnen hebben op piping wanneer er door de afschuiving een defect aan het scherm ontstaat waardoor het niet meer goed functioneert.

Toelichting van bedreiging volgens gebeurtenis 3

Een lokale afschuiving, die is getriggerd door het pijpstelsel, kan leiden tot een overstromingsrisico via andere faalpaden dan piping. Te denken valt aan vervolgfascuivingen die kunnen leiden tot een overstrooming of een vervolgemechanisme zoals erosie van het binnentalud bij een situatie van significante overslag (GEKB) of macroinstabiliteit van het binnentalud (STBI). Dergelijke gevolgen zijn vooralsnog niet in deze publicatie uitgewerkt en zouden in de andere ontwerpssporen geverifieerd moeten worden indien er twijfel is of dit wel in voldoende mate is afgedekt via het ontwerp. Momenteel is het ontwerpen op afwijkingen via een FMECA nog niet gebruikelijk bij andere sporen, zoals macrostabiliteit of bekleding. Een aanpak via schematiseringsscenario's is wel gebruikelijk bij andere sporen.

Faalkansanalyse

Het nut en de noodzaak voor het uitvoeren van verkennende bekereningen waarmee inzicht kan worden verkregen in de kans van optreden van een lokale instabiliteit of het gevolg daarvan op de waterveiligheid is sterk afhankelijk van de situatie. Zo speelt de positie van het scherm in het dwarsprofiel een belangrijke rol, zie ook de tekst over "positie van het scherm" in paragraaf 5.3. Een ander belangrijke invloedsfactor is de constructieve eigenschap van het beoogde materiaal en de capaciteit van het scherm om zonder defecten grond te kunnen keren na een lokale afschuiving aan de benedenstroomse zijde. Het bepalen van de kans van optreden $P(S)$ en de conditionele faalkans $P(F|S)$ zal in eerste instantie vooral beschouwend zijn. Uit deze beschouwing kan volgen dat verwacht kan worden dat deze bedreiging een te grote bijdrage aan de faalkans geeft en dat het daarom noodzakelijk is om dit risico expliciet in het (constructieve) ontwerp op te nemen. Met name voor materialen die relatief aanzienlijk zwakker zijn dan een stalen damwandscherm kan verwacht worden dat een expliciete toets op sterkte en stabiliteit een beplangrijk onderdeel wordt van het ontwerp en dat de positie in het dwarsprofiel daarbij een grote invloed heeft.

Scenariokans $P(S)$:

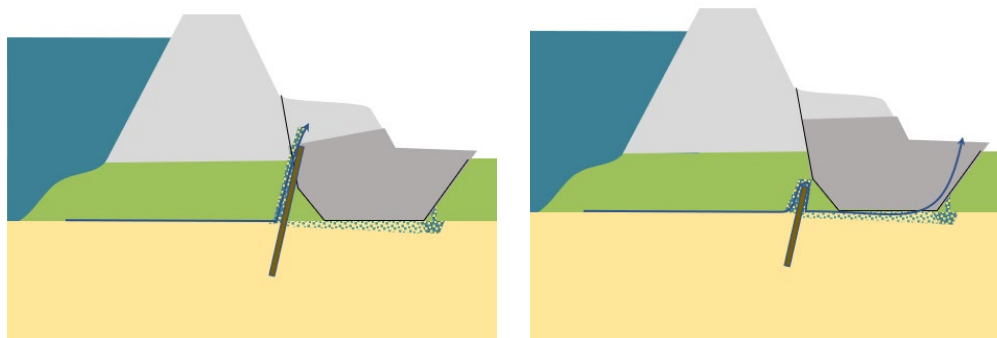
Niet in alle gevallen is het nuttig of noodzakelijk om een scenario kans te schatten op basis van een berekening. Mocht dat wel wenselijk zijn dan kan door middel van een stabiliteitsanalyse worden gekeken naar het effect van gereduceerde sterkte op het grensvlak van deklaag en onderliggende zandlaag. Op basis hiervan kan een schatting van de scenariokans $P(S)$ worden gemaakt. Opgemerkt moet worden dat voor het uitvoeren van dergelijke berekeningen een schematiseringsstappen nodig zijn en daarbij een aanzienlijke schematiseringsonzekerheid wordt geïntroduceerd. De uitkomsten van deze berekening hebben dan ook een indicatief karakter en de scenariokans $P(S)$ zal hierdoor niet meer dan een grove schatting zijn.

Conditionele kans $P(F|S)$ gebeurtenis 2 (piping):

Er is sprake van piping gegeven het optreden van als gevolg van lokale instabiliteit wanneer het volledige faalpad kan optreden. Het betreft in dit geval het faalpad bovenloopsheid, doorloopsheid of voorloopsheid. De invloed van piping door slechte aansluiting tussen scherm en deklaag kan nog niet nauwkeurig worden berekend, evenmin kan doorloopsheid goed worden berekend. Hiervoor is meer inzicht nodig in: 3D-effecten; de invloed van de gatgrootte in relatie tot de pipedimensies; het vervolg van het faalpad. Vooralsnog wordt voorgesteld om deze kans te benaderen door het uitvoeren van een piping analyse alsof er geen scherm aanwezig zou zijn. Dit is een bovengrens (conservatieve) benadering. Om deze bovengrens van de faalkans te bepalen kan een pipinganalyse worden uitgevoerd volgens de methode van Sellmeijer (al dan niet met D-Geo Flow) zonder daarbij het effect van het scherm mee te nemen.

Conditionele kans $P(F|S)$ gebeurtenis 3 (macrostabiliteit):

Wanneer het scherm de waterveiligheidsfuncties 'verhogen stabiliteit' en 'verhogen weerstand tegen piping' combineert, dan dient in het ontwerp van het stabiliteitsscherm rekening gehouden te worden met het ontstaan van een pijpstelsel of lokale fluidisatie onder de deklaag. In vigerende technische leidraden zoals de Publicatie Langsconstructies (PPL) en het Handboek Damwandconstructies (CUR 166) wordt niet ingegaan op deze interactie tussen faalpaden. Daarom is het zaak om dit aspect, indien relevant, tijdens in schematiseringsuitgangspunten te verwerken en is interactie tussen pipingexpert en constructief ontwerper noodzakelijk.



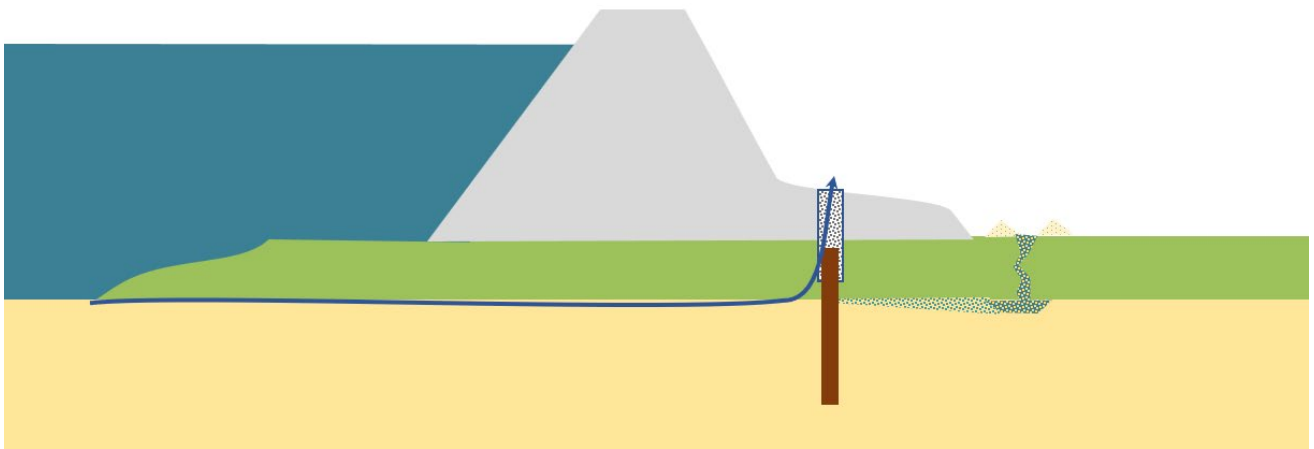
Figuur 6-1 Voorloopsheid en bovenloopsheid door geotechnische instabiliteit scherm als gevolg van een pijpstelsel achter het scherm

6.4.3 Slechte aansluiting op cohesieve laag (gebeurtenis 4)

Toelichting van bedreiging

Door een slechte aansluiting tussen scherm en deklaag zou voorloopsheid kunnen ontstaan. Deze slechte aansluiting kan bijvoorbeeld het gevolg zijn van:

- een onjuiste inschatting van dikte deklaag door onvoldoende grondonderzoek
- het niet goed vullen van een heisleuf
- het niet afdichten van een spleet tussen plank en cohesieve laag die door een geleideplank bij het aanbrengen van kunststof heaveschermen is ontstaan, zie OBOR Kunststof Heaveschermen



Figuur 6-2 Voorloopsheid door slechte aansluiting op cohesieve deklaag

Faalpad piping

Hieronder volgt een korte beschrijving van de verschillende knopen uit het faalpad voorloopsheid door falen van de aansluiting van het scherm op de deklaag veroorzaakt door uitvoering.

Initiële processen:

1. Toename buitenwaterstand en stijghoogte onder deklaag
2. Opbarsten en geconcentreerde verticale stroming in wel
3. Fluidisatie van zand en optreden van zandmeevoerende wel
4. Horizontaal zandtransport en pijpvorming vanaf wel totaan scherm
5. Ontwikkelen van pijpvormingsproces tussen wel en scherm

Processen leidend tot een defect in de aansluiting tussen scherm en cohesieve laag tijdens uitvoering:

6. Ontstaan van openingen en spleten tussen deklaag en scherm

Vervolgprocessen nadat openingen zijn ontstaan:

7. Terugschrijdende erosie via gat in aansluiting

8. Hydraulische kortsluiting erosiepijp buitendijks
9. Ruiming van de erosiepijp
10. Kruinverlaging, overslag/overlopen dijk, erosie talud, verdere kruinverlaging
11. Overstroming

Kwantificering

De analyse zou zich kunnen richten op enerzijds de scenario kans van het optreden van het defect P(S) en anderzijds de vervolggebeurtenissen tot en met falen door piping P(F|S) waarbij knoop 7 wordt beschouwd. Deze twee gebeurtenissen kunnen als onafhankelijk worden beschouwd waardoor de kansbijdrage kan worden bepaald door: $P(S) \cdot P(F|S)$.

Scenariokans P(S):

Het is lastig om deze kans in te schatten. Een pragmatische aanpak kan zijn door terug te rekenen bij welke kans P(S) dit faalpad significant kan bijdragen aan de faalkans voor piping en op deze wijze een toelaatbare kans te bepalen. Hiermee kan een link worden gelegd naar beheersmaatregelen waarmee voldoende zekerheid kan worden gegeven over de aansluiting tussen scherm en deklaag. Met deze aanpak moet gezien worden als eerste aanbeveling, er zal voor concrete ontwerpvragestukken nog meer ervaring moeten worden opgedaan met het kwantificeren van faalkansbijdragen zodat daarmee een concrete en praktische aanbeveling voor vervolg kan worden gedaan.

Conditionele kans P(F|S):

Er is sprake van piping gegeven het optreden van het hierboven beschreven defect wanneer het volledige faalpad kan optreden. Het betreft in dit geval het faalpad voorloopsheid. De invloed van piping door slechte aansluiting tussen scherm en deklaag kan nog niet nauwkeurig worden berekend. Hiervoor is meer inzicht nodig in: 3D-effecten; de invloed van de gatgrootte in relatie tot de pipedimensies; het vervolg van het faalpad. Vooralsnog wordt voorgesteld om deze kans te benaderen door het uitvoeren van een piping analyse alsof er geen scherm aanwezig zou zijn. Dit is een conservatieve benadering. Om deze kans te bepalen kan een pipinganalyse worden uitgevoerd volgens de methode van Sellmeijer (al dan niet met D-Geo Flow) zonder daarbij het effect van het scherm mee te nemen.

7 Beheersmaatregelen ontwerp, uitvoering en beheer

7.1 Algemeen

Beheersmaatregelen kunnen om verschillende redenen worden toegepast. Zo zijn er beheersmaatregelen die gericht zijn op:

1. maakbaarheid. Hierbij kan gedacht worden aan maatregelen die getroffen worden om de kwaliteit en efficiëntie van de uitvoering te verhogen, zoals maatregelen om planken op de gewenste diepte te kunnen aanbrengen zonder dat daarbij schade optreedt;
2. veiligheid. Hierbij gaat het om veiligheid tijdens de realisatiefase. Zoals veiligheid voor het uitvoerend personeel en veiligheid van omwonenden of verkeersdeelnemers nabij het werk;
3. omgevingshinder. Het gaat daarbij bijvoorbeeld om het verminderen van trillingen of het voorkomen van schade aan panden of percelen;
4. onderhoudbaarheid. Hierbij kan gedacht worden aan maatregelen die inspectie en onderhoud in de toekomst vergemakkelijken, maar ook aan beheersmaatregelen die gericht zijn op aanpasbaarheid of eventueel vervangbaarheid;
5. waterveiligheid. Hier gaat het om maatregelen die mogelijke defecten aan de pipingmaatregel, die gedurende de bouw of in de beheersfase kunnen ontstaan, dusdanig beheersen dat hiermee kan worden aangetoond dat aan de waterveiligheidseis wordt voldaan. Dit type maatregelen komt voort uit de FMECA.

Voor een integraal ontwerp is het van belang dat er al in een vroeg stadium inzicht is in mogelijke beheersmaatregelen. Tijdens het ontwerp beperkt zich dit dus niet tot enkel het thema waterveiligheid. Beheersmaatregelen gericht op maakbaarheid kunnen bijvoorbeeld zorgen voor een effect op waterveiligheid. Denk hierbij aan een beheersmaatregel die gericht is op het op de vereiste diepte brengen van een scherm in harde grond, zoals bijvoorbeeld het voorwoelen van de grond. Deze maatregel kan effect hebben op de waterveiligheid en zal dus tijdens het ontwerp moeten worden geïnventariseerd en daarbij, indien relevant, opgenomen worden in de FMECA.

Dit hoofdstuk bevat een aantal generieke beheersmaatregelen die bij uitvoering en beheer van heaveschermen belangrijk zijn. Er is daarbij een onderscheid gemaakt in preventieve maatregelen en reactieve maatregelen. De lijst is niet uitputtend, voor meer specifieke beheersmaatregelen wordt verwezen naar de OBOR('s) omdat veel maatregelen die gericht zijn op maakbaarheid afhankelijk zijn van de toegepaste techniek. Zo zijn beheersmaatregelen voor het aanbrengen van stalen damwanden anders dan voor kunststofdamwanden.

7.2 Voorbeelden preventieve beheersmaatregelen

7.2.1 Tijdens uitvoering

Enkele voorbeelden van risico's en beheersmaatregelen tijdens de uitvoering zijn hieronder gegeven.

- Is het scherm lokaal niet op diepte? De ingebrachte lengte van het scherm controleren. In feite is dit onderdeel van zorgvuldig naleven van het uitvoeringsprotocol. Mocht er na afloop om wat voor reden dan ook twijfel over de lengte bestaan dan zijn er, vaak kostbare, detectiemethoden mogelijk om de lengte van het aangebrachte scherm vast te stellen, zo kan gedacht worden aan magnetometersonderingen voor stalen damwanden of het graven van proefsleuven in geval van relatief ondiepe schermen.
- Slotverklikkers: tijdens de installatie van heaveschermen bestaat het risico dat heaveschermen uit het slot lopen en er dus geen dichte verbinding meer aanwezig is tussen de planken. Tijdens de uitvoering kan dit risico worden beheerd door het zorgvuldig uitvoeren van de installatie en door het toepassen van slotverklikkers op iedere plank.
- Voorboren: een ander risico dat tijdens de uitvoering kan optreden is het niet op diepte krijgen van het heavescherm door obstakels in de ondergrond. Tijdens de uitvoering kan op dit risico worden geanticipeerd door voor te boren. Voorboren kan echter leiden tot nieuwe risico's, zoals een verminderde pakking van het zand rondom het scherm. Het is dus belangrijk om tijdens het ontwerp al na te denken over de uitvoeringsmethode en eventuele beheersmaatregelen hierin mee te nemen.

7.2.2 *Lange termijn (beheersfase)*

- Monitoring ten behoeve van degradatie van het materiaal. Bijvoorbeeld na 10 jaar een stuk scherm verwijderen en beproeven in laboratorium op stijfheid en sterkte.
- Het effect van veranderingen in de omgeving op het scherm in beeld brengen. Bijvoorbeeld vervorming door toekomstige ophogingen in beeld brengen.

7.3 **Voorbeelden reactieve maatregelen**

7.3.1 *Monitoren tijdens hoogwater*

Een heavescherm verandert de richting van de kwelstroom en verhoogt zo de weerstand tegen piping. Het scherm voorkomt volledige fluïdisatie (drijfzand) achter het scherm. Het voorkomt niet het ontstaan van een uittredepunt, zandmeevoerende wel of terugschrijdende erosie aan de landzijde van het scherm. Het optreden van deze mechanismen tijdens hoogwater is dan ook geen een indicatie voor het falen van het heavescherm. Indien zandmeevoerende wellen ontstaan tussen het heavescherm en de dijk in, dan is dit wel een indicatie voor falen.

Tijdens een hoogwatersituatie is het voor de beheerder belangrijk om het gedrag van de grond rondom het heavescherm in de gaten te houden en te toetsen of dit gedrag verklaarbaar is. Indien het gedrag niet (goed) verklaarbaar is, kan dit een indicatie zijn voor het falen van het heavescherm.

7.4 **Kwaliteitsborging en vastlegging**

7.4.1 *Verificatieplan*

Dit plan omvat productspecificaties, bovenliggende functionele eisen en de wijze van controle om aan te tonen dat het opgeleverde werk aan de functionele eisen. Ook non-conformance procedures dienen opgenomen te zijn in het verificatieplan.

7.4.2 *Werkvoorbereiding en uitvoeringsprotocollen*

Dit omvat onder andere werkwijze, beschrijving aan te brengen product, werktekeningen, veiligheidsvoorschriften en alle beheersmaatregelen die tijdens de uitvoering getroffen moeten worden.

7.4.3 *Beheerplan*

Om het gedrag van het heavescherm in de gaten te houden moet een beheerplan worden opgesteld waarin handvatten voor beheer en onderhoud zijn vastgelegd. Bij het schrijven van het beheerplan is het belangrijk om de geïnventariseerde risico's op te nemen, samen met de beheersmaatregelen die zijn voorzien tijdens uitvoering en beheer.

Gedacht kan worden aan zaken als:

- Feitelijke informatie van aangebrachte constructie, zoals gegevens vanuit het opleverdossier (onder andere keuringsrapporten, revisietekeningen, fotorapportage en verslag van de uitvoering)
- Reguliere inspectie en monitoring
- Toelichting wat het te verwachten gedrag van het heavescherm zal zijn tijdens hoogwater en feedback na hoogwater inspecties. Leren door beheer
- Koppeling met hoogwater actie-/calamiteitenplan

8 Slotwoord

In het recente verleden is gebleken dat het bestaande ontwerpinstrumentarium en onderliggende technische leidraden onvoldoende houvast boden voor het ontwerp van heaveschermen onder een dijk met een deklaag. Het gebrek aan een specifieke leidraad heeft geresulteerd in het ontwikkelen van uiteenlopende aanpakken en heeft daarmee tot veel discussie geleid. Deze publicatie doet een aanbeveling voor ontwerpregels en uitgangspunten en beoogt daarmee houvast te bieden bij het ontwerp.

Gebruikers van deze publicatie moeten zich ervan bewust zijn dat de publicatie nog niet uitvoerig in de ontwerppraktijk is getoetst. De publicatie moet gezien worden als een groeidocument. De aanbevelingen die in deze publicatie zijn gedaan zullen de komende jaren worden geëvalueerd, daarbij wordt gebruik gemaakt van feedback van dijkwerkers en van nieuwe kennis die beschikbaar zal komen vanuit het KIA Onderzoek Heaveschermen dat in 2024 van start gaat.

Referenties (hoofdtypekst):

- [1] DIV Piping, „Veiligheidsraamwerk innovatieve pipingmaatregelen,” 2023.
- [2] Rijkswaterstaat, Beoordelings- en Ontwerpinstrumentarium (BOI) voor primaire waterkeringen.
- [3] S. Koltuk, „Untersuchungen zum hydraulischen Grundbruch in Baugruben in nichtbindigen Böden - Dissertation,” 2016.
- [4] CIRIA C731, „The International Levee Handbook,” 2013.
- [5] K. Terzaghi, R. Peck en G. Mesri, Soil Mechanics in Engineering Practice, 1996 (3rd edition).
- [6] CEN, „Concept Eurocode 7: Geotechnisch ontwerp - Deel 1: algemene regels. NEN-EN 1997-1,” CEN, 11-2022 (concept).
- [7] R. Davidenkoff, Unterläufigkeit von Stauwerken, Düsseldorf: Werner-Verlag, 1970.
- [8] E. Calle en J. Sellmeijer, „Probabilistische gevoeligheidsanalyse heave, fase 5 Eindrapportage,” 1998.
- [9] ICOLD, Internal erosion of existing dams, levees and dikes and their foundations - Bulletin 164, 2017.
- [10] Deltares, „Onderzoeksrapport Zandmeevoerende Wellen,” 2012.
- [11] RWS-WVL, „OI2014v4 Handreiking Ontwerpen met Overstromingskansen – Veiligheidsfactoren en belastingen bij nieuwe overstromingskansnormen,” 2014.
- [12] RWS-WVL, „Regeling veiligheid primaire waterkeringen 2017, Bijlage III Sterkte en veiligheid,” 2017.
- [13] Lane en ACSE, „Security from under-seepage masonry dams on earth foundations,” 1935.
- [14] M. Achmus en B. Mansour, „Untersuchungen zum Nachweis gegen Erosionsgrundbruch an Stauwerken,” Hannover, 2006.
- [15] TAW, „Technisch Rapport Waterspanningen bij Dijken,” 2004.
- [16] RWS-Bouwdienst, „Ontwerp van Schutsluizen deel 1 en 2,” Utrecht, 2000.
- [17] Ministerie van Infrastructuur en Waterstaat, „Schematiseringshandleiding Piping,” 2021.
- [18] W. Kanning en S. Rikkert, „Veiligheidsraamwerk innovatieve pipingmaatregelen - DIV Piping,” 2023.



Bijlage A: Nadere toelichting veiligheidsformat voor heaveschermen



Bijlage B: Nadere toelichting fysieke processen



Bijlage C: Nadere toelichting achtergronden methoden en richtlijnen



Bijlage D: Voorbeeld schematisering en gevoeligheidsanalyse

BIJLAGE A: VOORBEELD FAALKANS “HYDRAULISCHE GRONDBREUK”

Waarschuwing vooraf: Onderstaande is niet bedoeld voor ontwerp

Momenteel is slechts beperkte informatie uit experimenteel onderzoek naar hydraulische grondbreuk beschikbaar dat toepasbaar is op de situatie heaveschermen bij dijken met een pijpstelsel onder een deklaag. Het ontwerpen op basis van een probabilistische aanpak wordt om deze reden nog niet aanbevolen. Onderstaande beschouwing is uitsluitend als mogelijk raamwerk voor het uitvoeren van eenvoudige verkenningen. Vanaf 2014 zal er een KIA onderzoek (Onderzoek Heaveschermen) worden uitgevoerd om de hypothesen te toetsen met experimenteel onderzoek. Naar verwachting zal er uit dit onderzoek op termijn informatie beschikbaar komen voor het uitvoeren van analyse met een sterkere voorspelkracht. Daarna is een stap mogelijk naar probabilistische ontwerpberekeningen.

Bepalen kans op hydraulische grondbreuk

Voor hydraulische grondbreuk geldt dat de verticale totaalspanning (σ_v) gelijk is aan de waterdruk (u_d) op een bepaald niveau, in formulevorm (voor nadere uitwerking zie hoofdstuk):

$$u_d = \sigma_v$$

De faalkans kan bepaald worden door de fragility curve te combineren met de waterstandsstatistiek. Per scenario S_i kan de kans op falen door heave worden bepaald door:

$$P(F|S_i) = \int P(F|h) \cdot f_h(h) dh$$

De wijze waarop $P(F|h)$ wordt bepaald is bij bovengenoemde evenwichtsvergelijking:

$$P(F|h) = P(\sigma_v < u_d)$$

Waarbij:

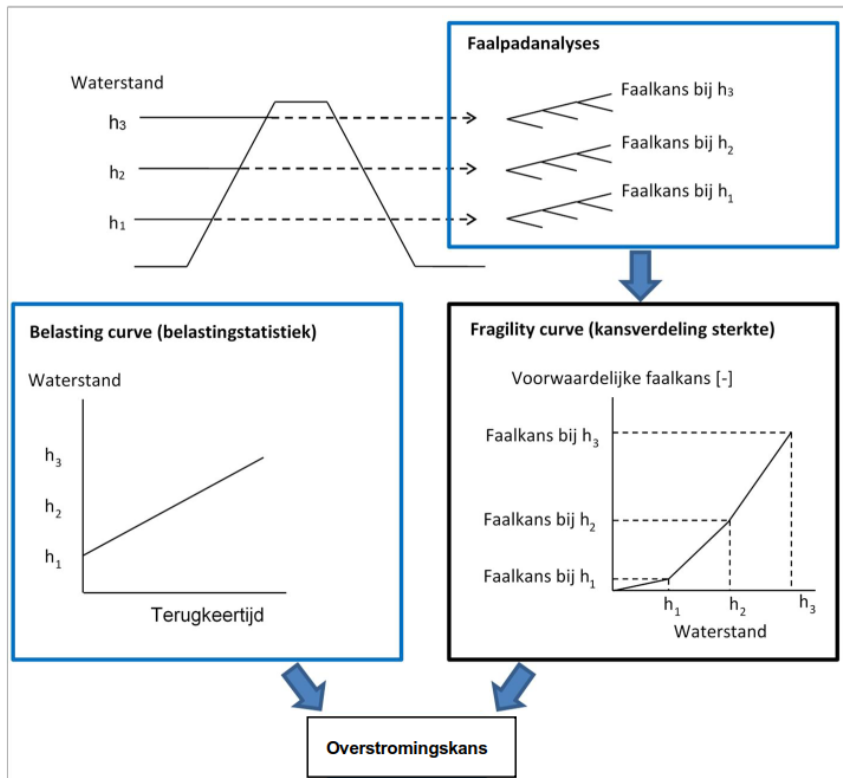
σ_v : verticale totaalspanning onderzijde van beschouwde prisma

u_d : waterdruk aan onderzijde van prisma bij aanwezigheid van stroming

Met een Fragility curve kan op een eenvoudige wijze een faalkans worden geschat. Met een FORM kan een nettere berekening worden gemaakt waarbij voor σ_v een verdelingsfunctie $f_R(\sigma_v)$ moet worden vastgesteld. Vooralsnog is een eenvoudige werkwijze op basis van een fragility curve afdoende gezien de status van deze richtlijn en in afwachting van validatie door proeven.

De kansverdeling van de lokale buitenwaterstand wordt doorgaans bepaald op basis van statistiek van hoogwater, afvoer en/of wind. Het heeft de voorkeur om de kansverdeling van de buitenwaterstand te baseren op een geïntegreerd statistisch belastingmodel zoals de Hydra-modules, Hydra-NL of Hydra-Ring (ontwikkeld voor WBI). Voor de praktische uitwerking kan de kansverdeling ook worden benaderd met een extreme waarde verdeling, bv. Gumbel.

Deze werkwijze van het werken met een fragility curve is bijvoorbeeld beschreven in [1]. Zie hieronder een illustratie.



Figuur 4.1 Schematische weergave van methode 1: afleiden van de overstromings door het construeren van een fragility curve

Figuur B-1: Kans bepalen door middel van fragility curve. Bron: [1]

Bepalen kans op piping van alle scenario's samen

De kans op falen door piping per doorsnede wordt bepaald door:

$$P_{f,dsn} = \sum_{i=1}^n P(S_i) \cdot P(F_p|S_i) < P_{eis,dsn}$$

Waarbij:

$P_{f,dsn}$	Faalkans piping per doorsnede	[per jaar]
$P(S_i)$	Kans van voorkomen van een scenario i	[-]
$P(F_p S_i)$	Faalkans piping gegeven scenario i, zie hieronder	[per jaar]
$P_{eis,dsn}$	Faalkanseis per doorsnede afgeleid van kans op trajectniveau, afleiding zie vigerend instrumentarium	[per jaar]

Kans op piping bepalen rekening houdend met alle knopen uit het faalpad (F_1, F_2, F_i) gegeven een scenario E_i in formulevorm:

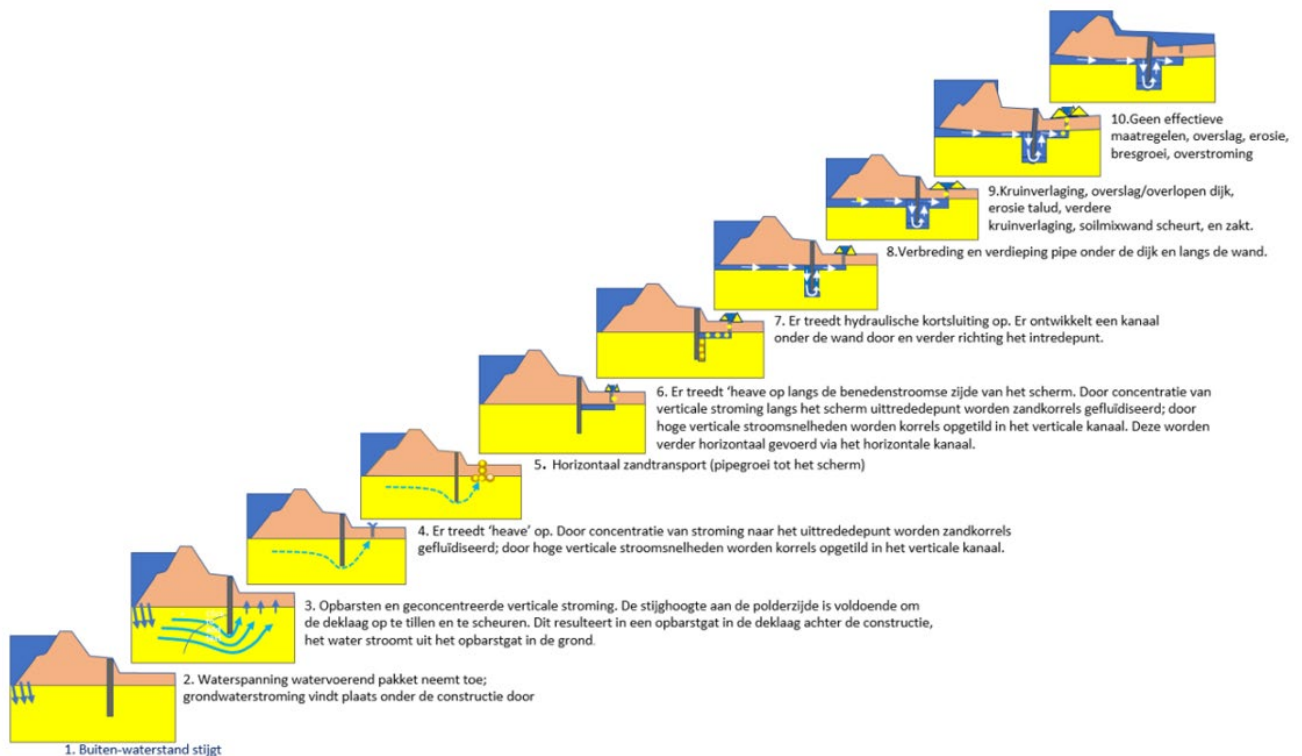
$$P(F|S_i) = \min(P(F_1|S_i); P(F_2|S_i); P(F_i|S_i))$$

Referenties bij bijlage A:

- [1] Deltares, Faalpaden – Conceptuele analyse van het gebruik van de faalpaden-methodiek voor het bepalen van overstromingskansen in Nederland, 2020.

BIJLAGE B: NADERE BESCHRIJVING FYSISCHE PROCESSEN FAALPAD ONDERLOOPSHEID

Voor de fenomenologische beschrijving van backward erosion piping in het algemeen wordt verwezen naar Nederlandse en internationale literatuur. Bronnen zoals [1], [2], [3] geven een goed en vrij gedetailleerde beschrijving ondersteund met foto's. Hieronder is een beschrijving gegeven van de verschillende stadia in het proces van piping voor de situatie dat er een heavescherm onder de dijk is toegepast. In onderstaande beschrijving is uitgegaan van een heavescherm dat is geplaatst onder de binnenberm van een dijk en waarbij er een cohesieve deklaag aanwezig is. Voor andere situaties kan het faalpad afwijken van onderstaande, bijvoorbeeld bij een verdiepte constructie of een situatie zonder deklaag. Onderstaande faalpad is in deze publicatie verder uitgewerkt.



Figuur B-1 Faalpad onderloopsheid voor dijk met heavescherm en deklaag [4]

Bovenstaande is een beschrijving van onderloopsheid in een situatie met een deklaag. In die situatie moeten er meerdere initiërende gebeurtenissen plaatsvinden zoals welvorming en erosiepijpvorming voordat het proces van heave en verticale erosie ter plaatse van het scherm kan optreden. Indien er (vrijwel) geen deklaag aanwezig is, wordt de beschrijving van het faalpad wat eenvoudiger. Er is dan sprake van vrije uitstroming zonder sterke concentratie van kwelstroming bij een wel. In dit geval is het faalpad eenvoudiger en kunnen de knopen 2 t/m 5 worden overgeslagen. Deze laatste situatie wordt vaak in de technische leidraden over piping bij kunstwerken beschreven. Voorliggende publicatie focust op de situatie van heaveschermen bij dijken met een deklaag.

Hieronder volgt een nadere uitleg over de fysische processen met verwijzing naar relevante onderzoeken.

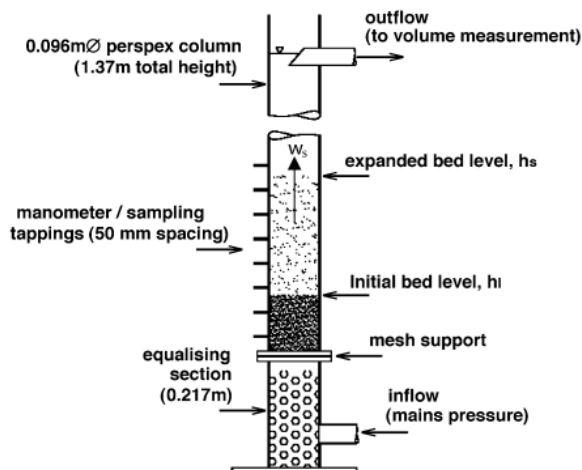
Knoop 1, 2 en 3: Toename buitenwaterstand en stijghoogte onder deklaag, opbarsten en geconcentreerde verticale stroming

Door toename van de stijghoogte onder de deklaag wordt de deklaag aan de polderzijde opgetild en kan de deklaag scheuren. Via scheuren of (bestaande) lokale gaten kan welvorming optreden. Er ontstaat geconcentreerde kwelstroming via de wel richting het maaiveld of naar de bodem van een sloot.

Knoop 4: Fluïdisatie van zand en optreden van zandmeevoerende wel

Bij sterke grondwaterstroming in het watervoerende pakket in de richting van de wel, kan lokaal door de sterke stromingsgradiënt drijfzand ontstaan: de korrelspanning is lokaal gelijk aan nul. Juist onder de wel is de stromingsgradiënt het grootst. Bij sterke gradiënten is dit de plek waar het eerst drijfzand ontstaat: het zand gaat van een vaste pakking over in een zand-water suspensie. Bij toenemende stroming zal de suspensie verdunnen en zal de suspensie de scheur of het gat van de wel gaan vullen. Uiteindelijk zal de suspensie aan de oppervlakte komen. Er is dan sprake van een zandmeevoerende wel. Garai [5] geeft aan dat zeer fijn zand met relatief hoge doorlatendheid zelfs al uit de vaste pakking kan loskomen voordat het zand in suspensie is. Zand met dergelijke eigenschappen komt echter nauwelijks voor in het watervoerend pakket in Nederland. Daarom kan er voor Nederlandse toepassingen worden gesteld dat zand pas verticaal kan eroderen als het in suspensie is, ofwel nadat drijfzand is ontstaan.

In cylinderproeven is o.a. door Baldock [6] gekeken naar het gedrag van een zand-water suspensie wanneer deze verticaal van onder wordt aangestroomd. Hierbij wordt gestart met zand in een vaste pakking op de bodem van de cylinder. Wanneer de gradiënt in het zand de kritieke gradiënt bereikt dan raakt het zand in een drijfzandconditie. In paragraaf 0 wordt nader ingegaan op deze kritieke gradiënt. Bij toenemende stroomsnelheid expandeert de suspensie waarbij de dichtheid afneemt. Baldock vond een relatie tussen stroomsnelheid en de hoogte van de zand-water suspensie in de cylinder, Figuur B-1. Hoe hoger de stroomsnelheid (w_s), hoe hoger de suspensie in de kolom (h_s) en des te lager de dichtheid van de suspensie.

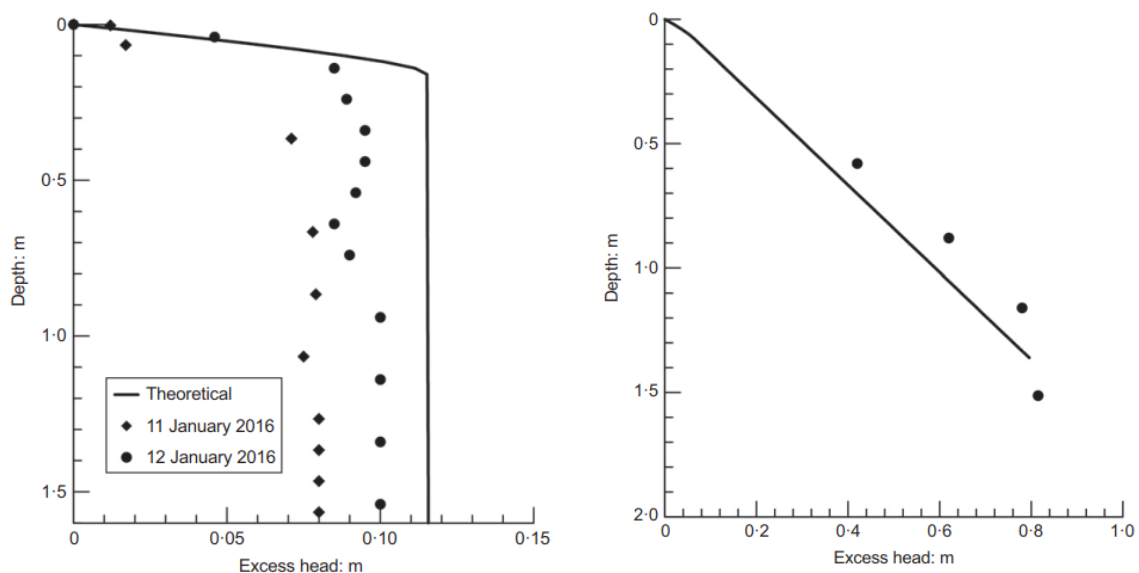


Figuur B-1 Fluïdisatie en sedimentatie kolomproef [6]

Recent hebben Robbins e.a. [7] dit principe van expanderende suspensie bij toenemende aanstroomsnelheid toegepast op het proces in een zandmeevoerende wel. Op basis van vergelijkingen uit de stromingsleer is het drukhoogteverlies in het opbarstkanaal bepaald. Deze berekende drukhoogte is vergeleken met de gemeten drukhoogteverliezen bij twee zandmeevoerende wellen in de praktijk: een wel bij IJzendoorn, langs de Waal in de Neder-Betuwe,

met relatief grof zand en een wel met fijn zand langs de Mississippi bij Mayersville. Voor beide situaties bleek het drukhoogteverlies goed te verklaren met de theorie, zie Figuur B-2. Het drukhoogteverlies bij IJzendoorn bedroeg ca. 0.6 keer de dikte van de deklaag en bij Mayersville was dit bijna 0. Opgemerkt moet worden dat de dikte van de deklaag in beide gevallen beperkt was (ca. 1,5m). De onderzoekers concluderen dat de grootte van het drukhoogteverlies afhankelijk is van de korrel diameter, de afmetingen van de wel (de diameter van het gat in de deklaag in dit geval) en de stroomsnelheid in de wel. Het drukhoogteverlies neemt af bij: afname van korrel diameter, afname van de diameter van het gat en de toename van het debiet. Dit onderzoek geeft vooral een beeld van belangrijke invloedsfactoren die het drukverloop de wel kunnen bepalen. De absolute waarde van de gemeten drukken zelf kan niet één op één worden toegepast op andere situaties. Momenteel zijn er nog onvoldoende praktijkwaarnemingen zoals [7] beschikbaar om generieke vuistregels af te leiden waarbij parameters zoals het debiet in de wel en een korrelverdelingsparameter van het zand onder de wel als input worden gebruikt. De drukval in de wel kan gedurende de verschillende stadia van piping veranderen als gevolg van de veranderende water en zandtoevoer naar de wel. Zelfs afwisselend schoonspoelen en verzanden in de wel is mogelijk. Het is raadzaam meerder scenario's te onderzoeken en niet a priori een uitgangspunt voor de drukval te kiezen.

Het recente onderzoek van Robbins lijkt een verklaring te geven voor enkele afwijkende waarnemingen tijdens een inventarisatie van wellen langs de Lower Mississippi River door Mansur in 1956 in opdracht van het US Army Corps of Engineers. In dit onderzoek is voor iedere wel de gradiënt over de deklaag bepaald via metingen in de nabijheid van een wel (niet in de wel). De gradiënten zijn vergeleken met waarnemingen, zoals kweldebiet en of de wel al dan niet zandmeevoerend was. De inventarisatie liet over het algemeen een beeld zien waarbij zandmeevoerende wellen en wellen met een sterk kweldebiet optraden bij hogere gradiënten (vaak boven de 0,5) terwijl wellen met lagere kweldebieten optraden bij aanzienlijk lagere gradiënten. Maar er werden ook enkele zandmeevoerende wellen aangetroffen met aanzienlijk lagere gradiënten (0,15 en 0,23). Dit laatste zou verklaard kunnen worden met het effect dat door Robbins is beschreven. Bij grotere debieten kan het drukverlies over de wel dus sterk afnemen.



Figuur B-2 Links: Vergelijk van veldmetingen met berekende drukhoogteverloop in de wel voor de zandmeevoerende wel bij Mayersville (Mississippi, VS); Rechts: Vergelijk van veldmetingen met berekende drukhoogteverloop zandmeevoerende wel bij IJzendoorn (Neder-Betuwe) uit onderzoek [7]

Knoop 5: Horizontaal zandtransport en pijpvorming tot het scherm

Het ontstaan van een zandmeevoerende wel gaat gepaard met het ontstaan van een erosiezone in het zandpakket recht onder de wel. Experimenteel onderzoek in een proefopstelling met een wel als een gat in een doorzichtige plaat, heeft laten zien dat er onder de wel eerst een cirkelvormige en vrij platte erosielen ontstaat. Deze erosielen groeit met name horizontaal, waarbij de diameter toeneemt. Op een gegeven moment gaat het erosieproces van de expanderende lens over in pijpvorming waarbij er een horizontale erosiepijp “ontspringt” vanuit de erosielen en daarna groeit tegen de richting van de grondwaterstroming.

Erosiepijpen groeien in de richting waar zandtransport het makkelijkst op gang komt en dit is in de meeste gevallen in het horizontale vlak. Het proces van erosie naar de pijp toe wordt ook wel “zandhonger” genoemd. Korrels worden makkelijker horizontaal verplaatst dan vertikaal omdat het voor horizontale erosie voldoende is om de korrels aan het rollen te brengen terwijl het voor een verticale erosie nodig is om de korrels tegen de zwaartekracht in omhoog te duwen. Uit vergelijking van diverse waarnemingen (experimenteel onderzoek en praktijkproeven) blijkt dat het proces van pijpvorming grillig is en geen vast patroon kent. Er zijn voorbeelden van experimenteel onderzoek waarbij de erosiepijp zich op één plek vastlegt en zich steeds verder verdiept en er voorbeelden van een vertakt en vlechtend erosiepijpentelsel, waarbij er uiteindelijk een netwerk van erosiepijpen ontstaat vanuit meerdere dichtbij elkaar liggende wellen. Dit is o.a. waargenomen in de mediumschaal proeven uitgevoerd door Silvis zonder scherm (Figuur B-3)

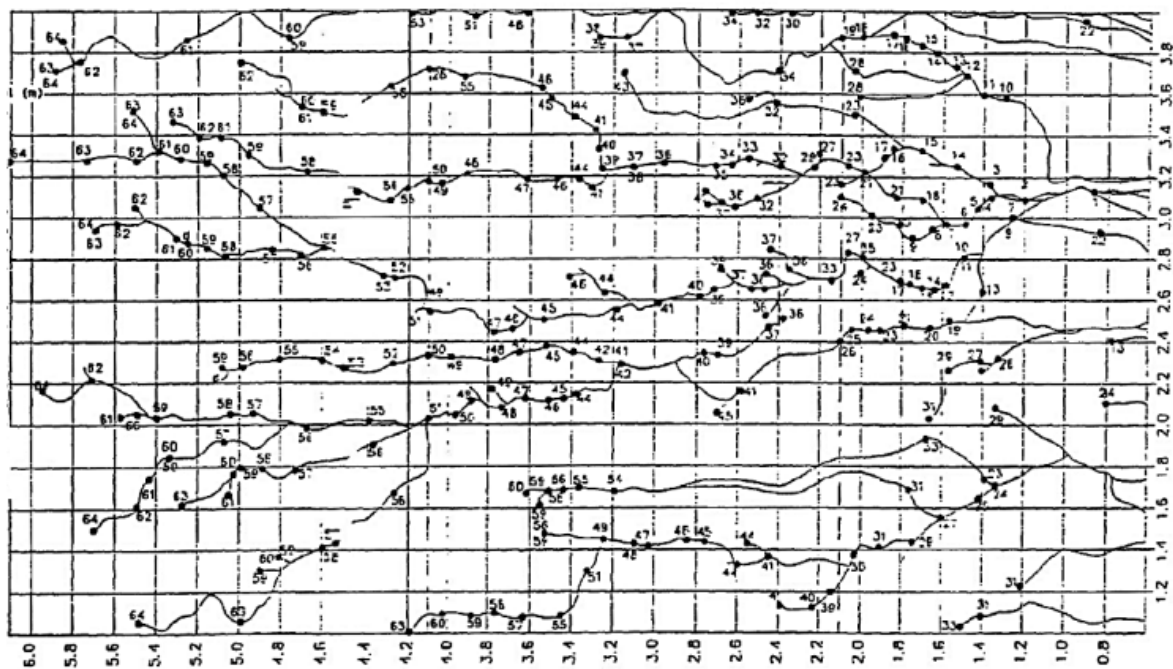
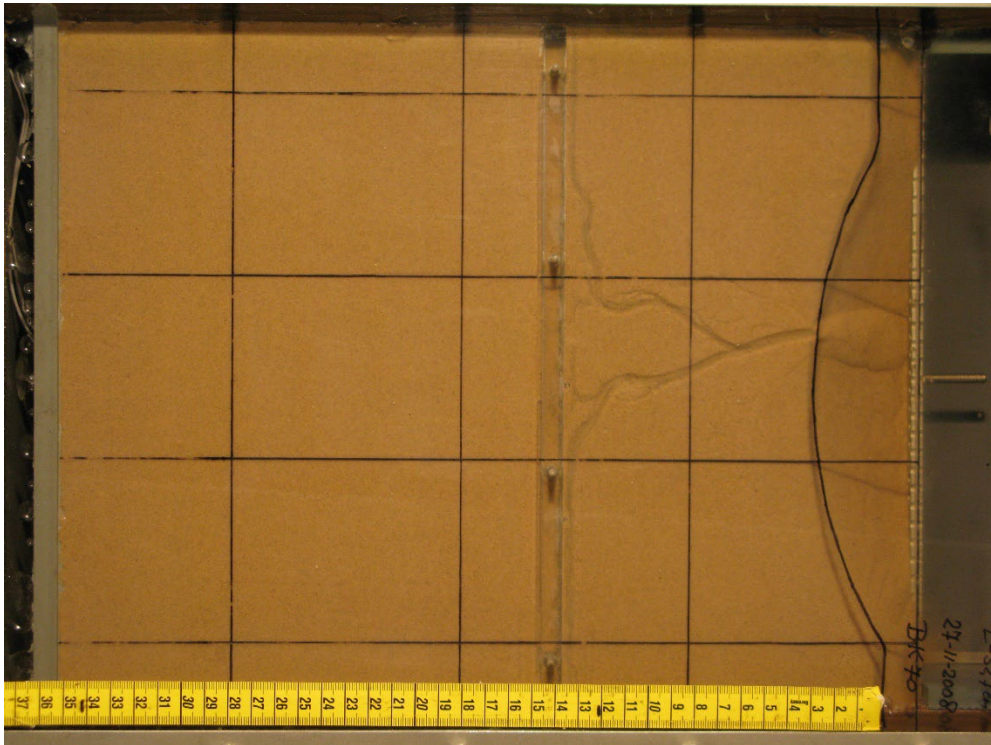


Figure 1-2 Top view of the aquifer for a full scale (length = 6m & width = 4m) piping experiment showing the arbitrary behavior of pipe growth. The pipes develop from the right side (downstream end) towards the left side (upstream side of dike). The numbers along the pipes indicate time of passing in minutes (Silvis, 1991)

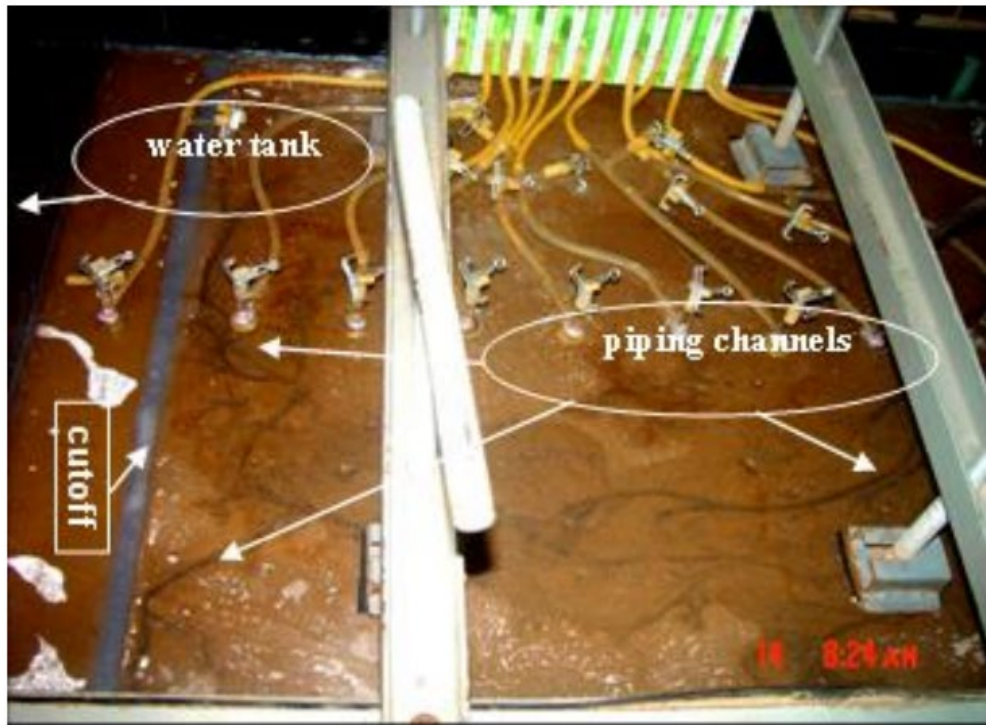
Figuur B-3 Sterk vertakt pijpstelsel bij een grote schaal experiment zonder scherm (Silvis, 1991)

Bovenstaande heeft betrekking op onderzoek dat is uitgevoerd zonder verticale blokkade, zoals een heavescherm. Een scherm zal het stroombeeld veranderen en dat zal ook invloed hebben op de

pijpvorming. Er zijn verschillende proeven uitgevoerd voor de situatie met een scherm en ook daar zijn verschillende pijpstelsels geobserveerd. In de kleine schaalproeven met een scherm, die zijn uitgevoerd als onderdeel van het onderzoek naar SoSEAL, is een vertakt pijpstelsel vanuit een enkele wel waargenomen. In het laatste geval ging het om proeven in een 10cm smalle bak. In onderzoek dat is uitgevoerd door Van den Ham is een T-vormig pijpstelsel waargenomen: De enkele erosiepijp groeide achter het scherm in lengterichting van het scherm verder (Figuur B-4). Vergelijkbare waarnemingen zijn beschreven door Ding e.a. [8] (Figuur B-8 en B-9).



Figuur B-4 T-vormig pijpstelsel bij een filterscherm in een kleine schaalproef door Van den Ham (Foto Deltares)



Figuur D-5 Pijpgroei loodrecht op stroomrichting achter het heavescherm in medium schaalproef Ding e.a. [8]

De vorm en omvang van het pijpstelsel heeft invloed op het drukverloop in de erosiepijpen. Bij toenemende stroomsnelheid in de erosiepijp zullen meer korrels uit de bodem en de wanden van de erosiepijp worden geërodeerd. Door het verdiepen en verbreden van de erosiepijp neemt de hydraulische weerstand af en daardoor neemt ook de gradiënt in de erosiepijp verder af. In onderzoeken bij de IJkdijk, de Deltagoot, en in medium-scale testen, zijn metingen verricht die een beeld geven van het drukverloop in de erosiepijp als functie van het specifiek debiet in de erosiepijp [9]. Deze metingen zijn vergeleken met modelberekeningen uitgaande van laminaire en turbulente stroming. De berekeningen zijn uitgevoerd voor zowel 3D erosiepijpen van verschillende afmetingen als voor een 2D gemodelleerde erosie“blanket”. Uit de berekeningen blijkt dat de gradiënten in de erosiepijp in een 3D situatie lager zijn dan in de 2D situatie. Dit komt omdat de stroming bij een 2D situatie meer verspreid kan worden, waardoor de 2D erosiepijp relatief ondiep blijft. De gemeten gradiënten liggen over het algemeen lager dan de berekende waarden voor een 2D erosiepijp uitgaande van de situatie waarbij erosiepijpgroei evenwicht heeft bereikt. De berekende gradiënten voor diverse 3D erosiepijp configuraties zijn over het algemeen aanzienlijk lager dan de gemeten waarden. Wanneer de gradiënt in de erosiepijp een belangrijk uitgangspunt is voor het ontwerp, bijvoorbeeld bij een grote afstand tussen wel en scherm, dan kunnen de bevindingen uit deze studie worden gebruikt om een gradiënt te schatten.

Knoop 6a. Hydraulische grondbreuk achter de wand

Hydraulische grondbreuk of hydraulic heave wordt vaak beschouwd door de gemiddelde gradiënt over de hoogte van het scherm te vergelijken met de kritische hydraulische gradient (verder genoemd critical hydraulic gradient). In vele publicaties is de critical hydraulic gradient i_c beschreven, zie intermezzo. De kritieke gradiënt heeft een eenvoudige relatie met de porositeit of met de relatieve dichtheid. Deze theoretische kritieke gradiënt wordt daarom ook wel als een state parameter beschouwd.

Kritieke gradiënt

De grondwaterstromingsgradiënt waarbij zand overgaat van een vast korrelskelet naar drijfzand wordt in de internationale literatuur de 'critical hydraulic gradient' genoemd. Deze kritieke gradiënt kan met cilinderproeven eenvoudig worden gemeten en de relatie en basis kengetallen van grond kan in verschillende vormen worden gepresenteerd:

$$i_c = \frac{\gamma'}{\gamma_w} \quad (B-1)$$

of

$$i_c = (1 - n)(G_s - 1) \quad (B-2)$$

of

$$i_c = \frac{G_s - 1}{1 + e} \quad (B-3)$$

of

$$i_c = \frac{(1 - n)(\gamma_k - \gamma_w)}{\gamma_w} \quad (B-4)$$

Gebruikte parameters in bovenstaande vergelijkingen:

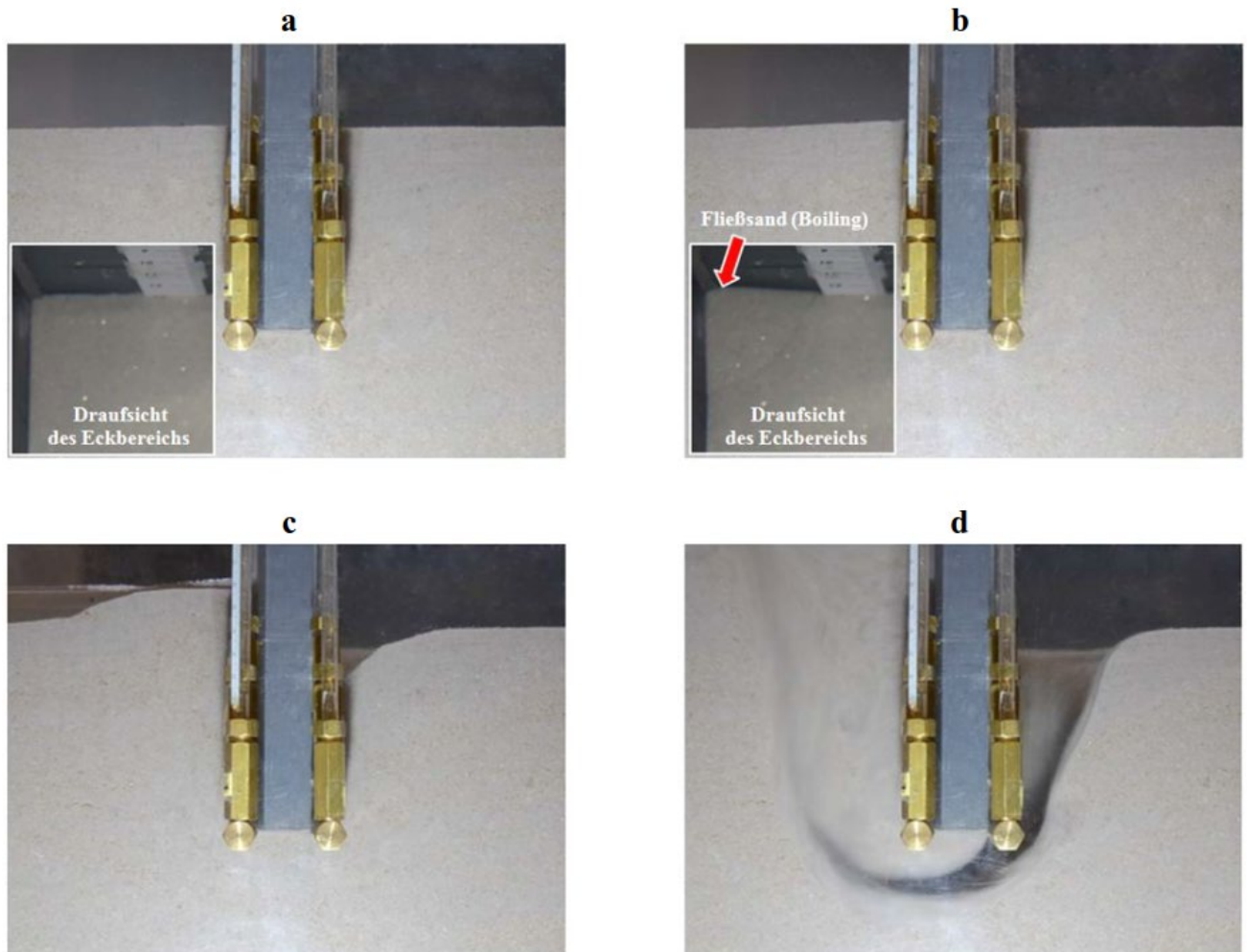
i_c	verticale stromingsgradiënt waarbij juist drijfzandconditie ontstaat	[-]
γ'	ondergedompelde volumegewicht grond	[kN/m ³]
γ_s	totaal volumegewicht grond	[kN/m ³]
γ_w	volumegewicht water	[kN/m ³]
γ_k	volumegewicht gewicht korrel	[kN/m ³]
G_s	specifiek gewicht korrel	[-]
n	porositeit	[-]
e	Poriëngetal (void ratio)	[-]

Bovenstaande relatie komt vrij exact overeen met de resultaten van cilinderproeven maar hoe werkt het op grotere schaal waarbij de gradiënt over de hoogte niet per definitie constant is en er slechts gedeeltelijke fluidisatie plaatsvindt?

Heave in experimenten met vrije uitstroom

Er is in het verleden en ook vrij recent kleine-schaal en medium-schaal experimenteel onderzoek gedaan naar het bezwijken als gevolg van onderloopsheid bij een gesteunde wand. In diverse literatuur is hierover gerapporteerd, o.a. in het proefschrift van Koltuk [10], onderzoek van Ding et al. [8], Tanaka et al. [11] en Achmus & Mansour [12]. Vrijwel al deze onderzoeken hebben met name betrekking op hydraulische heave zoals deze kan optreden bij bouwputten en waterkerende kunstwerken

op een zandondergrond en zijn uitgevoerd voor situatie met een vrije uitstroming aan de benedenstrooms zijde van het scherm. Alleen het onderzoek van Ding et al. is ook uitgevoerd met een geconcentreerde uitstroom waarmee het effect van een wel in een deklaag is gesimuleerd. Verder hebben Ding et al. en Achmus & Mansour proeven gedaan met schermen onder een waterkerende constructie met een horizontale vloer. Hierbij heeft Ding et al. ook gevarieerd met de locatie van het scherm. In deze onderzoeken zijn destijds gangbare ontwerpregels voor heave gevalideerd.



Figuur B-6 Waargenomen stadia van heave bij experimenteel onderzoek met fijn en matig fijn zand [10]

Uit onderzoeken voor de situatie met vrije uitstroom blijkt dat onderloopsheid vrij plotseling kan optreden wanneer het zand achter de wand aan de benedenstroomse zijde van het scherm over de volledige hoogte van het scherm is gefluidiseerd. In de onderzoeken [8] en [10] wordt beschreven dat eerst een erosietrog aan de bovenstroomse zijde van het scherm wordt waargenomen die gepaard gaat met sterke toename van zandtransport en dat hydraulische heave optreedt bij verder verhogen van het verval. Bij hydraulische heave komt het zand aan de benedenstroomse zijde omhoog. Deze situatie gaat gepaard met doorgaande erosie en collapse. De gradiënt waarbij plotseling grootschalig zandtransport van de instabiele grond aan weerszijden van het scherm optreedt, wordt in dat geval goed benaderd door een eenvoudige beschouwing van het verticaal krachtenevenwicht rond een

denkbeeldige rechthoekige moot grond achter het scherm. Deze benadering is als eerste door Terzaghi afgeleid op basis van onderzoek en waarnemingen in de periode van 1919 tot 1922 [13].

Achmus & Mansour [12] hebben experimenten uitgevoerd waarbij de kritieke uittredegradiënt benedenstrooms van het scherm is bepaald bij verschillende dichtheden en meerdere lagen. De uittredegradiënt waarbij hydraulic heave achter het scherm optrad was afhankelijk van de dichtheid en de dikte van het watervoerende zandpakket en varieerde van 0,5 à 0,7 bij los zand en 0,6 à 0,9 bij vast zand, zie *Figuur B-7*.

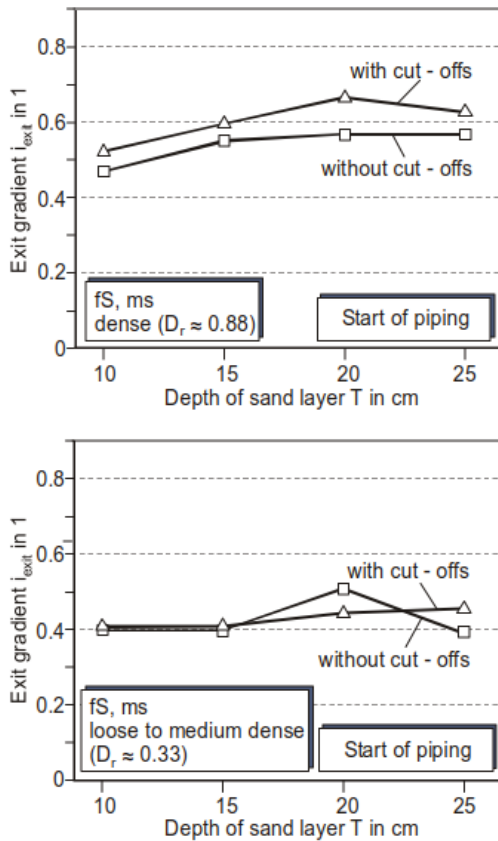


Figure 9. Exit gradients at the start of piping determined for dense sand (top) and for loose to medium dense sand (bottom)

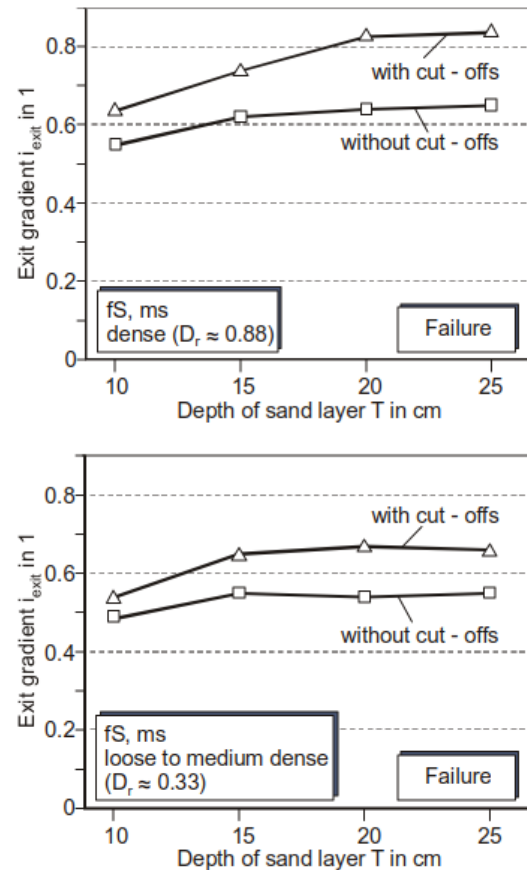
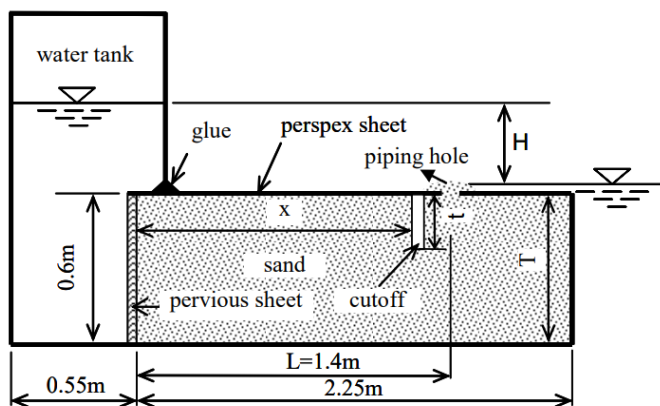


Figure 10. Exit gradients at ultimate failure determined for dense sand (top) and for loose to medium dense sand (bottom)

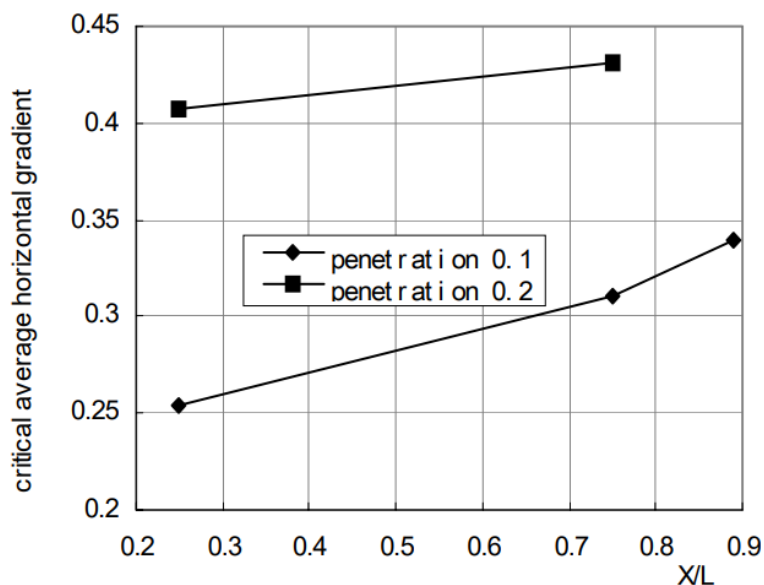
Figuur B-7 Gradiënt bij begin van piping (links) en bij falen (rechts) bij verschillende dichtheden, experimenteel onderzoek Achmus en Mansour [12]. De experimenten zijn uitgevoerd met en zonder scherm (cut-off). Zowel in de situatie met als zonder scherm was er nog een constructie met enige breedte aanwezig. Het zand aan de benedenstroomse zijde is bewust beschadigd met een naald. Dit is een mogelijke oorzaak voor de lage waarde van de gradiënt. De exit gradiënt betreft hier een gemiddelde gradiënt over de vertikaal aan de uitstroom zijde, het is dus geen lokale exit gradiënt.

Heave bij geconcentreerde uitstroom (beschikbaar onderzoek)

Aangenomen wordt dat er in de situatie van een scherm onder een deklaag iets vergelijkbaars kan optreden als is waargenomen bij de onderloopsheidproeven zonder deklaag. Ding e.a. [8] heeft medium schaal onderzoek uitgevoerd naar hydraulische heave waarbij de situatie van een deklaag en dijk is gesimuleerd door een perspex plaat met een gat aan de benedenstroomse zijde van het heavescherm. De beschrijving van de proces van hydraulische heave en de processen die daaraan voorafgaan komen goed overeen met de beschrijvingen van hydraulische heave bij wanden met vrije uitstroom. In Ding is geen vergelijking gemaakt tussen de situatie bij vrije uitstroom en geconcentreerde uitstroom. In het onderzoek is gevarieerd met de diepte en positie van het scherm. Een scherm nabij het uitstroompunt bleek aanmerkelijk effectiever, zie Figuur B-9.



Figuur B-8 Opstelling medium schaal testen voor situatie met geconcentreerde uitstroom. Onderzoek Ding e.a. [8]

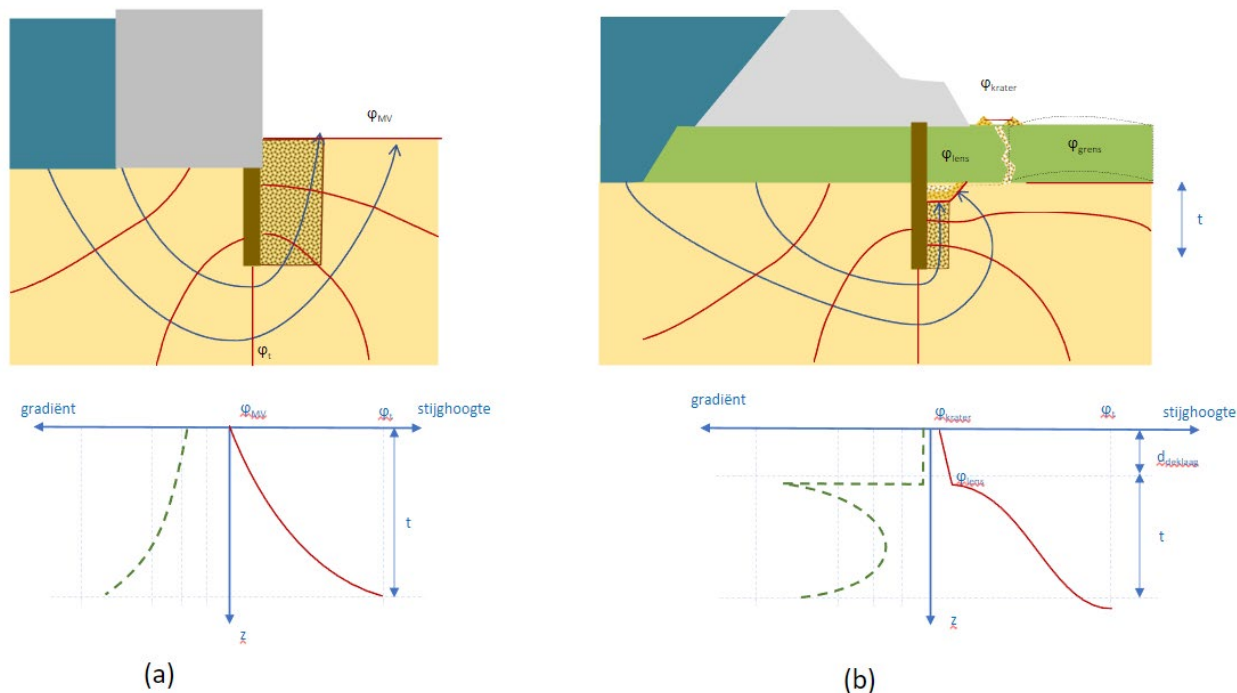


Figuur B-9 Effect van de positie van het scherm, kleine waarde van X/L betekent dat scherm ver van de wel af zit. De penetratie ratio is het verhoudingsgetal tussen de diepte van het scherm en de diepte van de watervoerende laag. Onderzoek Ding e.a. [8]

Heave bij geconcentreerde uitstroom (op basis van beschouwing)

Er zijn een aantal belangrijke verschillen tussen de situatie met vrije uitstroom en de situatie met geconcentreerde uitstroom naar een open ruimte onder een deklaag zoals een erosielens of erosiepijp, zie Figuur B-10:

- Bij de situatie van geconcentreerde uitstroom (figuur b) is er bij toenemend verval sprake van een lokaal hoge gradiënt ter plaatse van de uitstroomopening. Deze hoge lokale gradiënt zal zorgen voor initiatie van lokale heave of erosie waardoor er een erosielens of gefluidiseerde zone kan ontstaan rond de uitstroomopening. Bij een vrije uitstroom (figuur a) is de gradiënt gelijkmatiger verdeeld over de hoogte van het scherm, met uitzondering van het onderste deel van het scherm waar de gradiënt hoger is vanwege de radiale stroming rond de teen.
- Het al dan niet aanwezig zijn van een deklaag heeft een sterk effect op de weerstand tegen hydraulische heave. Bij een vrije uitstroom (figuur a) is geen deklaag aanwezig en zal er bij een toenemend verval op een gegeven moment een situatie ontstaan waarbij de korrelspanning over de gehele hoogte van het scherm naar nul nadert en er een groot volume aan grond achter het scherm in een drijfzandconditie raakt. Dit is in vele experimenten aangetroffen. Terzaghi heeft uit zijn experimenten en waarnemingen van hydraulische heave geconcludeerd dat de breedte van deze "heave zone" (de zone waarover het zand omhoog kwam achter de wand) ongeveer gelijk is aan de helft van de diepte waarover heave optrad [13]. In de situatie van geconcentreerde uitstroom met een deklaag (figuur b) zorgt de deklaag voor een extra weerstand tegen heave. In de beginsituatie zal een groot deel van het volume aan de grond achter de wand als gevolg van het gewicht van de deklaag een hogere korrelspanning bezitten en daarmee is de weerstand tegen hydraulische heave groter dan bij vrije uitstroom zonder deklaag. Alleen direct onder de pijp is de korrelspanning nul. Met toenemende diepte onder de pijp zal het effect van de korrelspanning de omgeving van de pipe groter worden. Dit zal zorgen voor toenemende weerstand tegen fluidisatie.
- Een ander verschil dat ontstaat door de aanwezigheid van een deklaag (figuur b) is de stroming van water door de erosiepijp of het pijpstelsel onder de deklaag. De druk in de erosiepijp is lastig te voorspellen als gevolg van een groot aantal factoren die de invloed hebben op de processen zoals beschreven in de knopen t/m 5. Hierdoor is deze randvoorwaarde in de tijd en gedurende de verschillende stadia van het begin van piping niet constant. Dit zal vertragend kunnen werken op het proces van hydraulische heave. Deze processen moeten in tijd en ruimte worden beschouwd.



Figuur B-10 Vergelijk van het stroombeeld voor de situatie met vrije uitstroom zonder deklaag (a) met de situatie van geconcentreerde uitstroom naar een erosie lens onder de deklaag die in verbinding staat met een wel (b)

Bovenstaande beschouwing over het proces bij geconcentreerde uitstroom is gebaseerd op een grondmechanische beschouwing en beperkt beschikbaar experimenteel onderzoek. DIV heeft een onderzoeksvoorstel ingediend om de hypothesen te toetsen met experimenteel onderzoek.

Knoop 6b. Lokale voortschrijdende fluïdisatie

Bovenstaande heeft steeds betrekking op hydraulische grondbreuk (hydraulic heave) van een groot volume grond dat opeens in drijfzand conditie raakt. In theorie is ook een lokaal voortschrijdend proces van fluïdisatie van boven naar beneden denkbaar. Dit proces is niet aangetroffen in proeven maar is ook moeilijk waar te nemen omdat bij proeven vaak niet in de ondergrond gekeken kan worden: het zicht is beperkt tot wat je door een perspex plaat kunt zien. Er zijn gedocumenteerde proeven waar wel naar bewegingen in de ondergrond is gekeken, Koltuk [10]. In deze proeven, die betrekking hadden op vrije uitstroming, is waargenomen dat de vervormingen van onder naar boven migreerden. Bij proeven met geconcentreerde uitstroming is waargenomen dat het zandtransport door de wel en het pijpstelsel toeneemt voordat hydraulische heave optreedt. De trog aan de bovenstroomse zijde van het scherm ontstaat ook al voordat de “blowout” (op eens bezwijken door hydraulische grondbreuk) optreedt. Mogelijk duidt dit op het begin van onderloopsheid voor het stadium van bezwijken. Uit proefdocumentatie bleek dat het stadium van trogvorming en bezwijken echter vrij dicht achter elkaar plaatsvinden. Daarom wordt in deze publicatie geen onderscheid gemaakt tussen deze verschijnselen.

Knoop 6c. Erosie van individuele korrels zonder fluïdisatie of grondbreuk

Lokale interne erosie bij een heavescherm is in Nederlandse gronden minder waarschijnlijk.

Knoop 7 t/m 10. Vervolgprocessen

Knoop 7: Er treedt hydraulische kortsluiting op: Er ontwikkelt een kanaal onder de wand door en verder richting het intredepunt. In veel gevallen kan ook bezwijken optreden van het binnenbeloop van de dijk als gevolg van het ontstaan van drijfzand. In dat geval vervolgt het faalpad direct met knoop 9 en knoop 10.

Knoop 8: Ruiming van de erosiepijp onder en langs de wand. Stroomsnelheid in de erosiepijp neemt toe. Het ruimingsproces ontwikkelt zich in de richting van de stroming: er erodeert steeds meer grond waardoor de erosiepijp wordt verbreed en verdiept. Vanwege de hogere gemiddelde gradiënt over de waterkering dan bij een groene dijk zal dit proces naar verwachting sneller optreden dan bij een groene dijk.

Knoop 9. Kruinverlaging, overslag/overlopen dijk, erosie talud, verdere kruinverlaging. Door verbreding van de erosiepijp zakt de kruin, dit leidt tot overslag/overlopen wat weer leidt tot erosie en verdere kruinverlaging en/of instabiliteit van de dijk/bekleding/constructieve dijkonderdelen.

Knoop 10. Geen effectieve maatregelen, overslag, erosie, bresgroei, overstroming. De snelheid van de stroming over de kruin en onder de wand is te hoog om effectieve maatregelen in te zetten. De bres groeit en de polder stroomt onder.

Referenties bij bijlage B

- [1] Deltares, „Onderzoeksrapportage Zandmeevoerende Wellen, 1202123-003,” 2012.
- [2] Deltares, „Het pipingproces in stripvorm,” 2013.
- [3] V. Van Beek, A. Bezuijen en H. Sellmeijer, „Backward erosion piping (chapter 3),” in *Erosion in Geomechanics Applied to Dams and Levees*, 2013.
- [4] Deltares, „Soilmix als heavescherm dijkversterking GoWa - Fase 1 Voorbereidingsfase Bureaustudie,” 2022a.
- [5] J. Garai, „Hydraulic failure by heave and piping,” 2016.
- [6] T. Baldock en e. al, „Settling velocity of sediments at high concentrations,” *Coastal Engineering*, 2003.
- [7] B. A. Robbins en e. al, „Field measurements of sand boil hydraulics,” 2019.
- [8] L. Y. Q. S. D. Ding, „Experimental studies on the seepage control effects of suspended cutoffs in dike foundation,” in *4th International Symposium on Flood Defence*, Toronto, Canada, 2008.
- [9] V. Van Beek, „Coarse and barrier - Pipe gradient analysis,” 2022.
- [10] S. Koltuk, „Untersuchungen zum hydraulischen Grundbruch in Baugruben in nichtbindigen Böden - Dissertation,” 2016.
- [11] T. Tanaka en A. Verruijt, „Seepage failure of sand behind sheet piles - the mechanism and practical approach to analyze,” in *Soils and foundations*, Japanese Geotechnical Society, 1999, pp. 27-35.
- [12] M. Achmus en B. Mansour, „Untersuchungen zum Nachweis gegen Erosionsgrundbruch an Stauwerken,” Hannover, 2006.
- [13] K. Terzaghi, R. Peck en G. Mesri, *Soil Mechanics in Engineering Practice*, 1996 (3rd edition).
- [14] Lane en ACSE, „Security from under-seepage masonry dams on earth foundations,” 1935.
- [15] RWS Bouwdienst, *Ontwerpen van schutsluizen*, Rijkswaterstaat, 2000.
- [16] C. C731, *The International Levee Handbook*, London, 2013.
- [17] Mansur, „Investigation of underseepage and its control - Lower Mississippi River Levees, Technical Memorandum No. 3-424,” Waterways Experimental Station, Vicksburg, Mississippi, 1959.
- [18] J. Pol, „Time-dependent development of backward erosion piping - dissertatie,” TU Delft, 2022.

BIJLAGE C: OVERZICHT VAN MODELLEN EN CRITERIA

C.1 Overzicht ontwerp praktijk onderloopsheid

In onderstaande tabel is een overzicht gegeven van de nationale en internationale praktijk voor het ontwerpen op het mechanisme onderloopsheid. In de tabel is aangegeven of het lokale of globale toetsregels betreft. Met lokale toetsregels richten zich op een bepaalde knoop uit het faalpad onderloopsheid terwijl globale toetsregels het gehele faalpad beschrijven.

Richtlijn	Toetsregels	Toelichting en veiligheidsraamwerk	Toepassingsgebied
NL Kunstwerken: WOWK2018, Onderzoeksrapport Zandmeevoerende Wellen	Globaal: Lane, Sellmeijer *	Lane: zie ASCE [1] Sellmeijer: ingebed in veiligheidsraamwerk WBI2017 en OI2014	Heeft beperkingen (locatie scherm en horizontaal deel kwelweg)
	Lokaal: Hydraulic heave criterium: gradiënt bij WBN $i < i_{toel}$	Toelaatbare gradiënt $i_{toel} = 0,5$. Deze waarde wordt gezien als veilige waarde met verborgen veiligheid ten opzichte van de kritieke gradiënt voor drijfzand in een cylinder proef (ic). Het criterium $i_{toel} = 0,5$ komt bij vrije uitstroom overeen met een overall $SF=i_c/i_{toel} = 1,7$ à $2,4$ ***	Constructie/kunstwerk met brede uitstroming
Ontwerp van schutsluizen Bouwdienst RWS [2]	Globaal: Lane, Sellmeijer*	Zie NL Kunstwerken en WOWK2018	Zie NL Kunstwerken en WOWK2018
	Lokaal: Hydraulic heave criterium: gradiënt bij WBN $< i_{toel}$	Zie NL Kunstwerken en WOWK2018 M.u.v. nuancering: Toelaatbare gradiënt $i_{toel} = 0,5$ bij homogene zandgrond $i_{toel} = 0,3$ bij inhomogeniteiten	Zie NL Kunstwerken en WOWK2018
Eurocode 7 (Concept sept. 2022)	Lokaal: Hydraulic heave criterium o.b.v. effectief korrelgewicht	Criterium hydraulische heave inclusief bovenbelasting bij situatie met filter in veiligheidsformat van EC7	Constructie/kunstwerk met brede uitstroming, al dan niet met filter
	en/of gradiënt $i < i_{c,d}$	Voor ontwerpwaarde van kritieke gradiënt $i_{c,d}$ wordt verwezen naar paragraaf Interne Erosie uit [3]	

International Levee Handbook (2013) [3]	Lokaal: Hydraulic heave criterium o.b.v. effectief korrelgewicht en opdrijf criterium	ILH is overkoepeld over nationale richtlijnen, geen specifiek veiligheidsformat	Dijken en kunstwerk met brede vrije uitstroom
	Globaal: Lane, Sellmeijer*, Hoffmans*, Schmertmann*	Zie Lane [1]	Kunstwerken en Dijken met deklaag
USACE, Mansur (1956) [4]	Lokaal/globaal: Controle op gradiënt. Pipingtoets is gericht voorkomen van sand boils (initiërend proces).	Gebaseerd op waarnemingen en reactief (Observational method design) Sand boils: Criterium $i_{optr} \leq 0,5$ (Normveiligheid: 1:100 p.j.)	Dijken met deklaag (blanket)
ASCE, Lane (1935) [1]	Globaal: Lane	Empirie: Praktijk cases falen en niet-falen Omgerekend: $i_{c,d}=0.14$ à 0.2 voor div. zanden	Dammen van metselwerk of beton (H = 2 à 12m, soms veel hoger) al dan niet met vrije uitstroom
DWA-M-501 pakket (Duitsland)	Globaal: Chugaev**	Partiële factoren bovenop kritieke gradiënt: $i_{c,d}=0.12$ à 0.33 afhankelijk van grondsoort	Primair gericht op dijken met deklaag. Mogelijk ook voor dijken met scherm (met Davidenkoff).

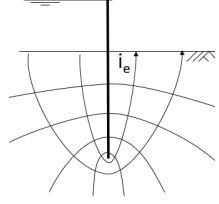
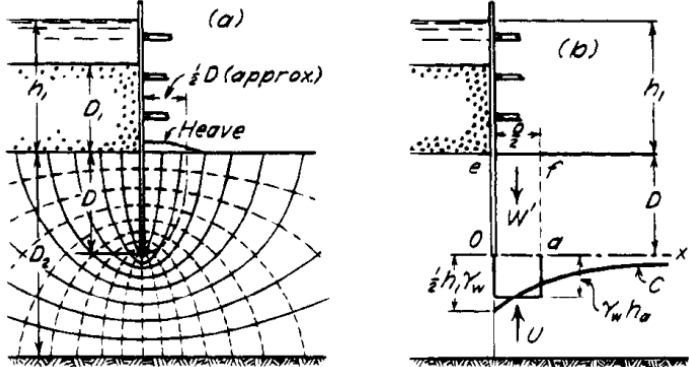
*) Niet toepasbaar op interne erosie langs verticale kwelwegen, wel op horizontale kwelweg tussen wel en scherm

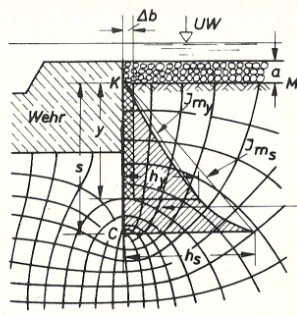
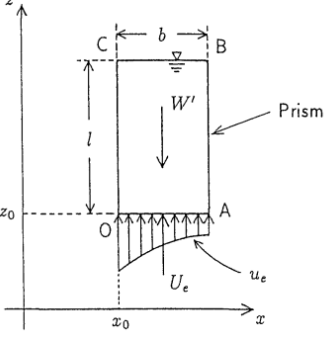
**) Chugaev in combinatie met fragmenten methode (Davidenkoff) ook toepasbaar op situatie met verticale kwelweg

***) Door Calle en Sellmeijer is een probabilistische analyse uitgevoerd gericht op heaveschermen bij kunstwerken. Het ging daarbij om situaties met een vrije uitstroom. Deze analyse heeft aangetoond dat de destijds gangbare overall veiligheidsfactor van 2 voldoende veilig was in de onderzochte situaties en bij de destijds gangbare vereiste betrouwbaarheidsindices voor piping bij dijken in het boven- en benedenrivierengebied.

C.2 Overzicht rekenmodellen hydraulische grondbreuk

De toets op hydraulic heave kan op verschillende wijzen worden uitgevoerd. Hieronder een korte beschrijving van verschillende methoden.

Methode	Principe	Criterium
Harza (1935)	Uittrede gradiënt aan maaiveld (i_e) achter een scherm moet kleiner zijn dan kritieke gradiënt (i_c).	$SF_{Harza} = \frac{i_c}{i_e} \quad (C-1)$ <p>Waarin: i_c: (theoretische) kritieke gradiënt, zie formules 4-1 t/m 4-3.</p> 
Terzaghi & Peck (1948) Invalid source specified.	Verticaal krachtenevenwicht rond een denkbeeldig rechthoekig blok benedenstrooms van het scherm. De hoogte van het blok is gelijk aan de schermhoogte en een breedte is gelijk aan de helft van de hoogte. Voor een filter	<p>Zonder filter aan benedenstroomse zijde:</p> $SF_{Terzaghi} = \frac{W'}{U} = \frac{D\gamma'}{h_a\gamma_w} \quad (C-2)$ <p>Met ballast door filter:</p> $SF_{Terzaghi,filter} = \frac{W'+P'}{U} = \frac{D\gamma'+P'}{h_a\gamma_w} \quad (C-3)$ <p>Waarin: W': effectieve gewicht van denkbeeldig blok zand P': effectieve gewicht van filter bovenop blok U: Resulterende kracht verticale waterdruk a.g.v. opwaartse stroming (dus opwaartse waterkracht minus hydrostatisch kracht)</p> 

<p>Baumgart – Davidenkoff (1970) Invalid source specified.</p> <p>(Hieronder “gemiddelde gradiëntenmethode” genoemd)</p>	<p>Verticaal drukevenwicht langs de verticale stroomlijn direct achter het scherm, of een blokje ter hoogte van het scherm met zeer kleine breedte (Δb)</p>	$SF_{BD} = \frac{i_c}{\frac{h_s}{s}} = \frac{i_c}{i_{gem}} \quad (C-4)$ <p>Waarin: <i>i_c</i>: Theoretische kritieke gradiënt <i>s</i>: diepte waar bij gradiënt over diepte z achter het scherm het grootst is. Bij vrije uitstroom is dit vrijwel gelijk aan de inbeddingsdiepte <i>s</i> van het scherm. <i>h_s</i>: waterdrukverschil over diepte <i>s</i> <i>i_{gem}</i>: gemiddelde gradiënt over hoogte scherm <i>s</i> (tussen uitstroompunt en onderkant)</p>	
<p>Tanaka – Verruijt (1999) Invalid source specified.</p>	<p>Verticaal krachtevenwicht rond een denkbeeldig rechthoekig blok benedenstrooms van het scherm zoals bij Terzaghi maar dan zonder vaste hoogte-breedte verhouding</p>	$SF_{TV} = \frac{W'}{U_e} \quad (C-5)$ <p>Waarin: <i>W'</i>: effectieve gewicht van denkbeeldig blok <i>U_e</i>: Resulterende kracht verticale waterdruk a.g.v. opwaartse stroming (dus opwaartse waterkracht minus hydrostatische kracht)</p>	

	<p>Idem, maar dan met wrijvingskracht aan zijkanten van blok</p>	$SF_{TV,wrijving} = \frac{W' + F_R + F_L}{U_e}$ <p>(C-6)</p> <p>Waarin: <i>W'</i>: effectieve gewicht van denkbeeldig blok <i>F_L</i>: Wrijvingskracht tussen wand en blok <i>F_R</i>: Wrijvingskracht tussen omliggende grond (resterende passieve wig) en blok <i>U_e</i>: Resulterende kracht verticale waterdruk a.g.v. opwaartse stroming (dus opwaartse waterkracht minus hydrostatische kracht)</p>	
<p>Evenwicht-beschouwing (analoog Eurocode - concept 2022)</p>	<p>Beschouwing evenwicht neerwaartse effectieve spanning (σ'_v) en resulterende opwaartse waterdruk (Δu_d) op het niveau van de</p>		

	<p>teen van het scherm (z_s)</p>	<p>Eurocode (Concept 2022) [5] met partiële veiligheidsfactoren:</p> $\Delta u_d \leq \gamma_{HYD} (\gamma_{rep} - \gamma_{w,rep}) s + \gamma_{pv} p'_{v,rep} \quad (C-7)$ <p><i>Waarin:</i> Δu_d is the design excess groundwater pressure = $u_d - u_0$; u_d is the design groundwater pressure in the presence of flow; u_0 is the groundwater pressure in the absence of flow (hydrostatic); $\gamma_{w,rep}$ is the representative weight density of the groundwater; s is the vertical distance of the point in the ground below the ground surface (not including any overlying fill); γ_{rep} is the representative weight density of the ground; $p'_{v,rep}$ is the representative value of any effective overburden pressure at the ground surface; γ_{HYD} is a partial factor for hydraulic heave; γ_{pv} is a partial factor on the effective overburden pressure.</p>	<p>Met één overall veiligheidsfactor:</p> $SF_{VEM} = \frac{\sigma_v - u_0}{u_d - u_0} = \frac{s \cdot \gamma' + p'_v}{\Delta u_d} \quad (C-8)$ <p><i>Waarin:</i> σ_v: totaal gewicht onderzijde van beschouwde prisma u_d: waterdruk aan onderzijde van prisma bij aanwezigheid van stroming u_0: waterdruk aan onderzijde van prisma bij afwezigheid van stroming en freatische waterstand achter scherm (hydrostatisch waterdrukverloop) Δu_d: verschil tussen waterdruk bij grondwaterstroming en hystatische waterdruk aan onderzijde van prisma ($\Delta u = u_d - u_0$) γ': effectief gewicht van grond s: inbeddingsdiepte van scherm in watervoerende zandlaag p'_v: effectief gewicht van filter bovenop zandlaag</p>
--	---	--	--

C.3 Achtergronden bij de methode van Lane

In 1935 stelde Lane voor de American Society of Civil Engineers een eenvoudig criterium op voor onderloopsheid onder dammen. De regel was gebaseerd op een inventarisatie van bijna driehonderd dammen en keringen over de hele wereld. De regel van Lane was een verder aanscherping van de regel van Bligh die tot die tijd in de Verenigde Staten werd toegepast. Lane constateerde dat de verticale kwelweglengte veel sterker bijdroeg aan de weerstand tegen onderloopsheid dan de horizontale kwelweglengte. Sinds de toepassing van de methode van Lane is het aantal faalgevallen door onderloopsheid onder dammen en waterkerende constructies drastisch afgenomen.

De inventarisatie van Lane had betrekking op dammen en waterkerende constructies. Het waren gemetselde constructies, waarbij er naast een horizontale kwelweg ook een aanzienlijk vertikale kwelweg aanwezig was. Een deel van de onderzochte cases betrof bezwijkgevallen die aan onderloopsheid kunnen worden toegeschreven. In zijn publicatie is per case een beschrijving gegeven van de ondergrond, de vertikale en horizontale kwelweglengte en of de dam al dan niet was bezweken door onderloopsheid. De vertikale kwelweg was gedefinieerd als een kwelweg steiler dan 1:1 en een horizontale kwelweg als een kwelweg flauwer dan 1:1. De meeste van de geïnventariseerde dammen zijn niet bezweken. In zijn publicatie beschrijft Lane van enkele cases ook het faalgedrag. Soms wordt dit beschreven als “piping along the line of creep” en in andere gevallen komt het beschreven faalgedrag eerder overeen met hydraulische heave en in sommige gevallen gaat het om opbarsten van een deklaag (“blow out through an impervious layer”).

Lane kwam tot het volgende criterium:

$$\Delta H \leq \Delta H_c = \frac{\left(\frac{1}{3}L_h + L_v\right)}{C_{w,creep}} \quad (-10)$$

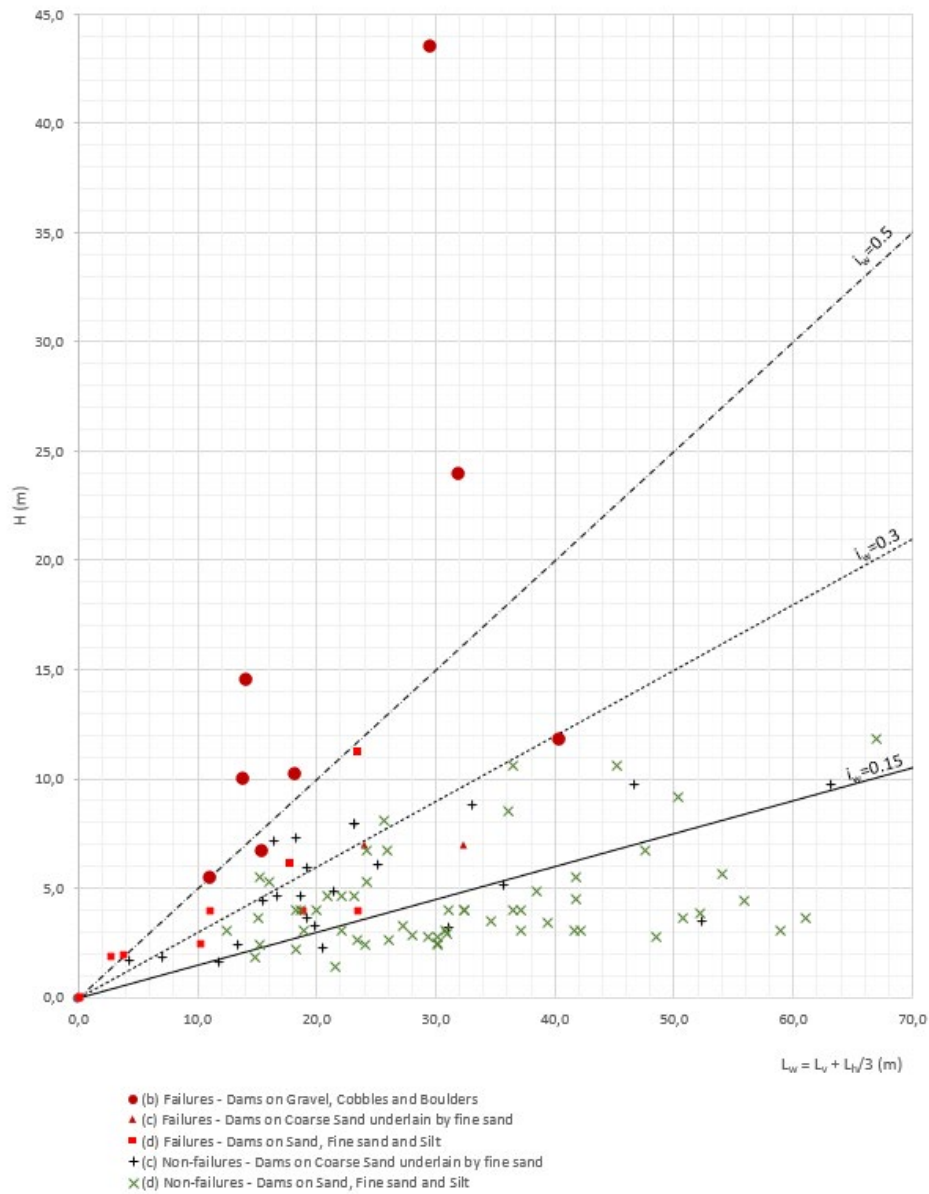
Gebruikte parameters in de vergelijking:

L_h	horizontale kwelweglengte (waar line of creep flauwer dan 1:1 loopt)	[m]
L_v	verticale kwelweglengte (waar line of creep steiler dan 1:1 loopt). Bij een verticale kwelweg langs een in zand ingebed scherm is het deel van L_v in het zand gelijk aan twee keer de inbeddingslengte van het scherm in het zand	[m]
$C_{w,creep}$	gewogen creep-factor, een weerstandsfactor die afhankelijk is van het materiaal waardoor piping kan optredende	[-]

De materiaalafhankelijke weerstandsfactor $C_{w,creep}$ is gebaseerd op een bovengrens. Het is niet gebruikelijk om bij het toepassen van de regel van Lane een additionele veiligheidsfactor toe te passen. Tabel 5.1 toont de door Lane aangegeven waarden voor verschillende typen materiaal in de grondlaag.

toont een grafiek met alle onderzochte cases van Lane met een zandige, siltige en grindige ondergrond. In de grafiek is het gekeerde verval uitgezet tegen de gewogen kwelweglengte uitgezet en is de ratio $i_w=1/C_{w,creep}$ voor enkele gevallen aangegeven.

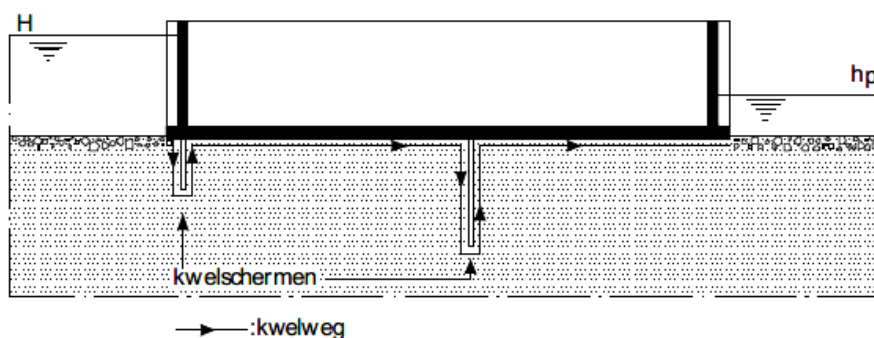
Dataset levees (Lane, 1935) inclusive failures due to piping
 Water retaining height levee (H) vs. Weighted seepage length ($L_w=L_v+L_h/3$)
 rough estimation of vertical gwf gradient: $i_w=H/L_w$



Figuur -1: Gewogen kwelweglengte versus verval over de kering Lane (1935). Ieder punt is een onderzochte casus (rode dichtepunten zijn faalgevallen)

Tabel -1 Creep-factoren voor de regels van Lane

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



Figuur -2 Kwellänge bei wasserkerender Konstruktion mit Kwellöchern [6]

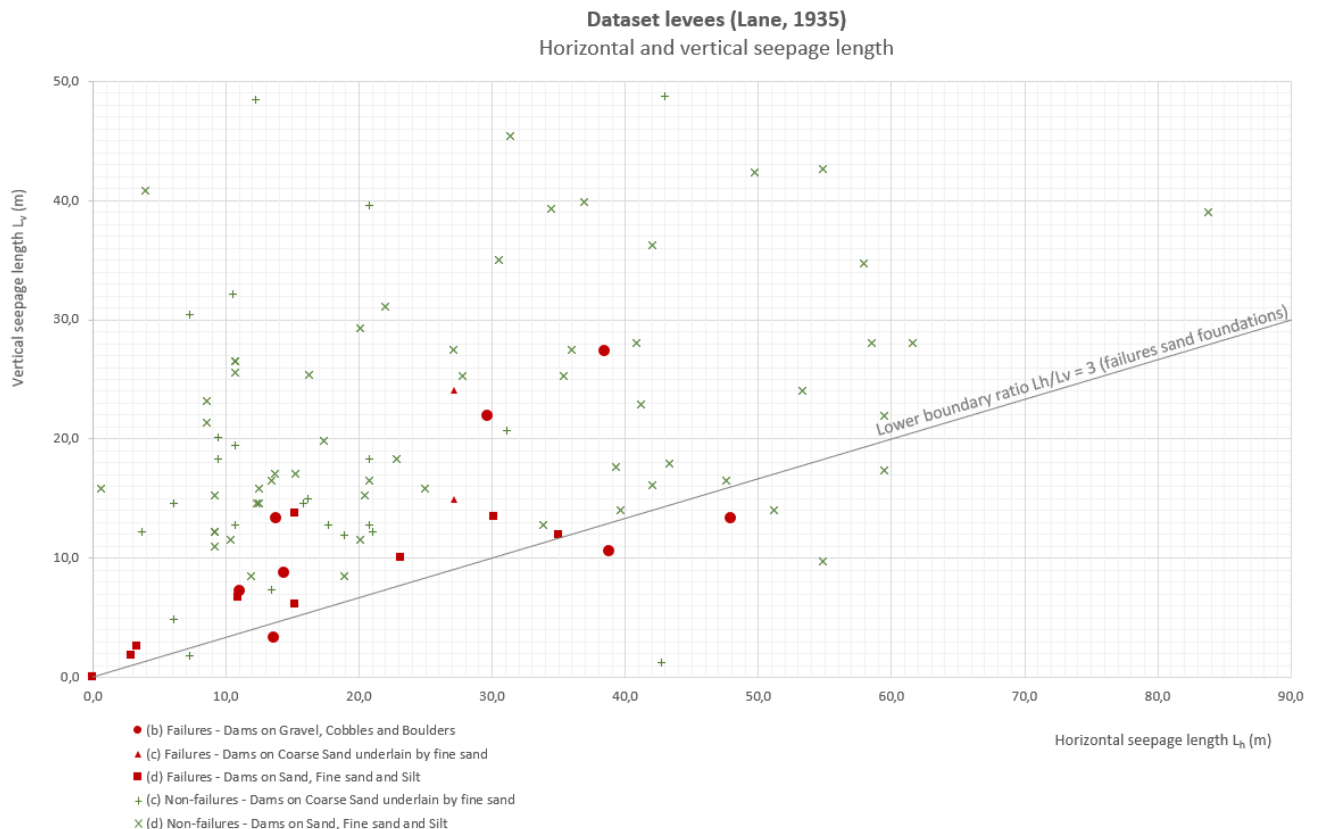
Vor der Anwendung des globalen Kriteriums von Lane sind nur direkt messbare Dimensionen der Wasserkerung und der Bodeneigenschaften erforderlich. Es ist keine Grundwasserstromungsanalyse erforderlich. Die Regel von Lane kann als obere Grenze für die Dimensionierung von Hebeschermen angesehen werden. Die Regel kann für Situationen mit einer freien und einer konzentrierten Ausströmung über einen Wellen in einer Deckschicht angewendet werden. Ein Teil der untersuchten Fälle betraf auch sogenannte "blow out" Situationen. Es wird betont, dass die Regel auch Anwendungsbedingungen hat. Diese sind hier unten angegeben.

Anwendungsbedingungen aus der Publikation von Lane:

- Die horizontale Kwellängelänge darf nur in der Berechnung berücksichtigt werden, wenn kein Raum zwischen der Unterseite der Konstruktion/Damm und dem Untergrund entsteht. Es kann einen Raum geben, wenn eine Konstruktion auf Pfählen und Setzungen im Untergrund ist. Der Teil der horizontalen Kwellängelänge unter einer Konstruktion auf Pfählen sollte der Null gleichgesetzt werden;
- Wenn der Abstand zwischen der Unterseite von zwei Kwellöcherschirmen kleiner ist als die Hälfte der gewogenen Kwellängelänge zwischen den beiden Punkten, dann ist der Fluss durch den Boden unter der Konstruktion maßgebend und nicht die Kwellänge entlang der Konstruktion. Um die gewogene Kwellängelänge zu bestimmen, muss die kürzeste Distanz ("short path") verdoppelt werden. Wenn eine gewogene Kwellänge einen "short path" enthält, muss $C_{w,\text{creep}}$ nach Lane reduziert werden mit einem Faktor von 1,25.
- In Situationen mit mehreren Kwellöcherschirmen, bei denen das Schirm bei dem Austrittspunkt relativ kurz ist im Vergleich zu den anderen Schirmen, ist eine Beurteilung der hydraulischen Hebung des unteren Schirms anzuordnen oder dieses Schirm nicht in der Methode von Lane zu betrachten.

Aanbevolen aanvullende toepassingsvoorwaarden voor toepassing bij dijken:

- Wanneer de verhouding tussen horizontale kwelweglengte en verticale kwelweglengte (L_h/L_v) vergelijkbaar of lager dan de L_h/L_v verhouding van de door Lane onderzochte faalgevallen. In zijn de horizontale en verticale kwelweglengtes van de onderzochte cases met een zandige ondergrond in één grafiek weergegeven. Uit de figuur blijkt dat de ratio tussen horizontale en verticale kwelweglengte (L_h/L_v) niet groter was dan 3 voor de gefaalde dammen met een zandige ondergrond. Het criterium van Lane is dus niet afgeleid voor dammen met een hoger aandeel horizontale kwelweglengte. In gevallen waarbij de verhouding L_h/L_v groter is dan 3 wordt in ieder geval geadviseerd om ook andere analyses toe te passen om de veiligheid ten aanzien van onderloopsheid te toetsen.
- Voor de afstand tussen de tussen zandmeevoerende wel en het scherm dient rekening te worden gehouden met pijpvorming. In dat geval wordt geadviseerd om geen horizontale kwelweg tussen wel en scherm mee te nemen bij het toepassen van de regel van Lane.
- Een scherm aan de benedenstrooms zijde van de dijk, bijvoorbeeld onder de binnenberm, is effectiever dan een scherm aan de bovenstroomse zijde van de dijk. Kwelschermen aan de bovenstroomse zijde van de dijk vergroten alleen de stromingsweerstand en voor een effectieve werking zijn vaak lange kwelschermen nodig, soms zelfs scherm die de watervoerende zandlaag afsluiten. Daarnaast zorgt de pijpvorming tot aan het bovenstroomse scherm voor grotere gradiënt over het scherm en is er alsnog onder de dijk een erosiepijp aanwezig. Deze pijp zal bij toenemende debieten in diepte kunnen groeien en zich eventueel verder vertakken. Deze effecten worden niet in het criterium van Lane meegenomen en zijn een essentieel onderdeel van een ontwerp. Het is daarom voor bovenstrooms gepositioneerde schermen af te raden om de regel van Lane te gebruiken.



Figuur -3: Combinaties van verticale en horizontale kwelweglengten uit onderzochte praktijksituaties door Lane (1935). Ieder punt is een onderzochte casus (rode dichtepunten zijn faalgevallen)

Referenties bij bijlage C:

- [1] Lane en ACSE, „Security from under-seepage masonry dams on earth foundations,” 1935.
- [2] RWS Bouwdienst, Ontwerpen van schutsluizen, Rijkswaterstaat, 2000.
- [3] C. C731, The International Levee Handbook, London, 2013.
- [4] Mansur, „Investigation of underseepage and its control - Lower Mississippi River Levees, Technical Memorandum No. 3-424,” Waterways Experimental Station, Vicksburg, Mississippi, 1959.
- [5] CEN, „Concept Eurocode 7: Geotechnisch ontwerp - Deel 1: algemene regels. NEN-EN 1997-1,” CEN, 11-2022 (concept).
- [6] Deltares, „Onderzoeksrapportage Zandmeevoerende Wellen, 1202123-003,” 2012.

BIJLAGE D: VOORBEELD SCHEMATISEREN EN GEVOELIGHEIDSANALYSE

D.1 Inleiding

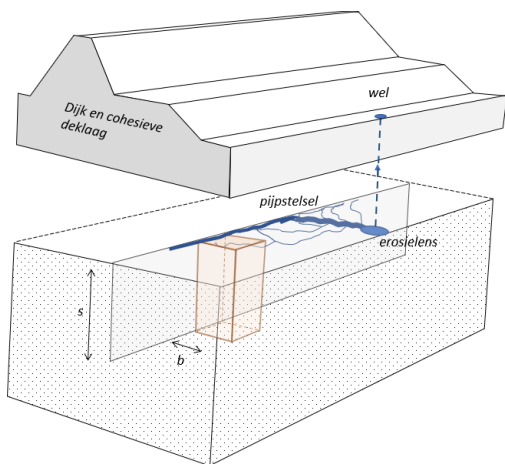
Binnen het ontwikkelspoor “Ontwikkelstappen rekenmethodieken heave” heeft het project dijkversterkingsproject Wijk bij Duurstede – Amerongen (WAM), onderdeel van Sterke Lekdijk, in samenwerking met De Innovatie versneller piping (DIV|Piping) gevoeligheidsberekeningen uitgevoerd voor een denkbeeldige case die past bij de gebiedskenmerken van deze projectlocatie. Het doel van de analyses is om inzicht te krijgen in het effect van schematiserings- en modelkeuzen op de het ontwerp.

D.2 Modellen en criteria

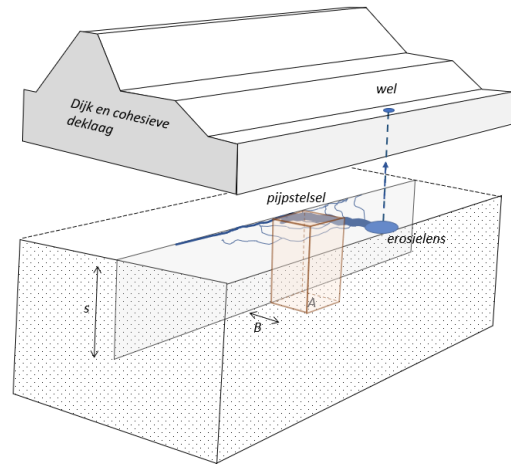
Voor het bepalen van vereiste veiligheid ten aanzien van hydraulische grondbreuk zijn twee verschillende modellen beschouwd:

- de gemiddelde gradiëntenmethode (GGM)
- de verticale evenwichtsmethode (VEM)

Beide methoden zijn beschreven in hoofdstuk 4 van deze publicatie. De figuren D-1 en D-2 geven twee voorbeelden van mogelijke prismavormige moten grond waarvan het verticaal evenwicht kan worden beschouwd bij toepassing van de methode VEM.

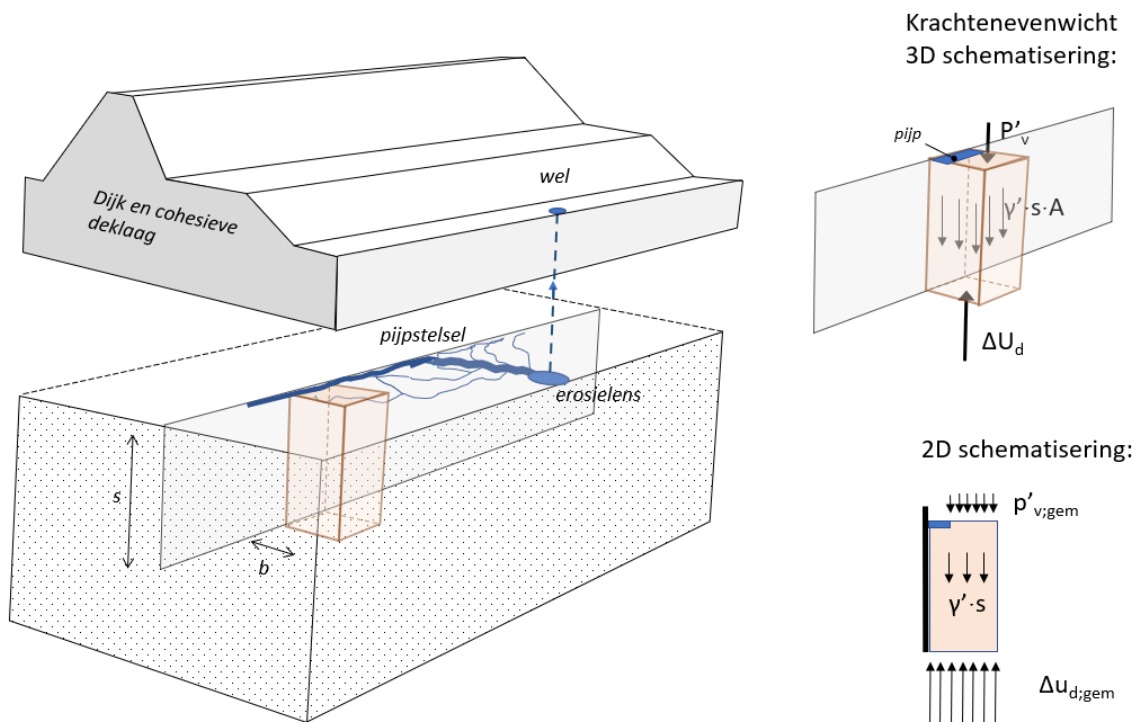


Figuur D-1: Prisma ter plaatse van langspijp achter de wand

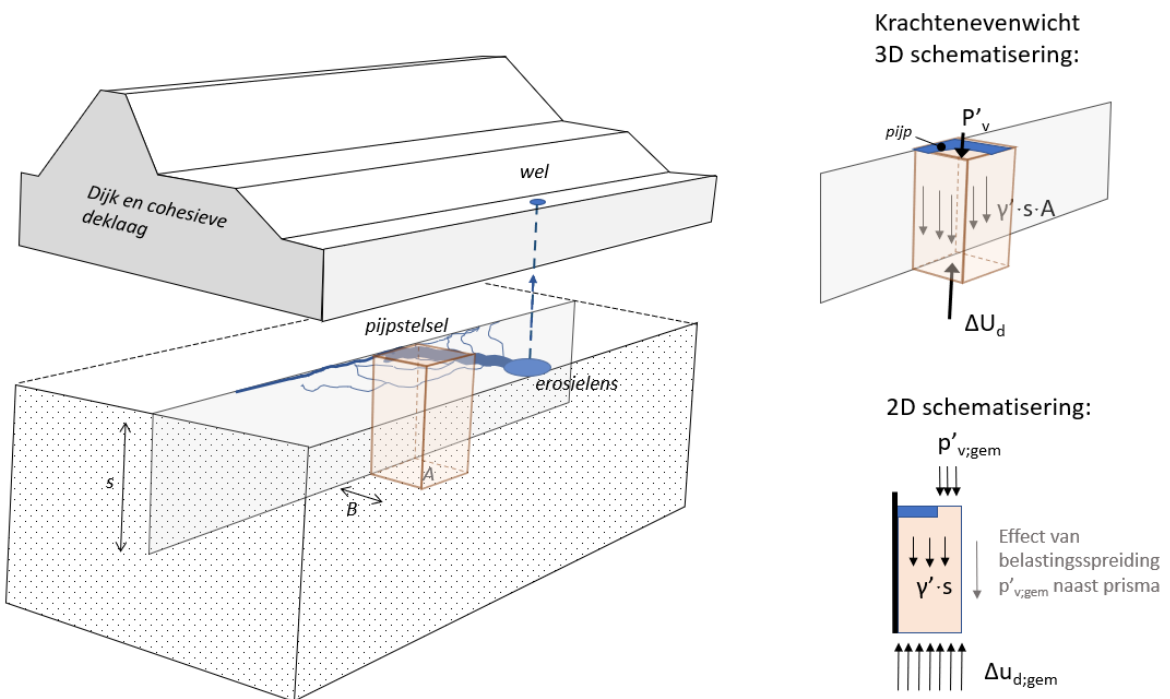


Figuur D-2: Prisma ter plaatse van meest brede deel van pijpselsle achter de wand

In de figuren D-3 en D-4 is een vertaling gemaakt van de 3D situatie naar een 2D doorsnede waarvoor tweedimensionale grondwaterstromingsberekeningen kan worden uitgevoerd. Figuur D-3 hoort bij het prisma zoals is weergegeven in Figuur D-1 en Figuur D-4 hoort bij het prisma zoals is weergegeven in Figuur D-2.



Figuur D-3: Prisma ter plaatse van langspijp achter de wand



Figuur D-4: Prisma ter plaatse van breedste deel van pijpselsle achter de wand

De verticale evenwichtsmethode beschouwt de effectieve spanning op het grondvlak van de prisma op het niveau gelijk aan onderkant heavescherm. Op basis van beide methodes kan een Safety Factor (SF) voor heave afgeleid worden. Beide methodes zijn hieronder kort uitgewerkt. Voor een uitgebreide beschrijving van de modellen en criteria wordt verwezen naar hoofdstuk 4 van de hoofdtekst van deze publicatie.

Gemiddelde Gradiënten Methode:

Opmerking vooraf: Hieronder is de gemiddelde gradiënten methode toegepast op de gemiddelde gradient binnen een prisma met de breedte $b=0,5$ s. Opgemerkt wordt dat de gemiddelde gradienten methode vaak wordt toegepast over een veel smaller prima dan hier is weergegeven (Baumgart- Davidenkoff methode). Dit leidt tot een wat hogere gradiënt i_{gem} dan hier is weergegeven.

$$SF_{GM} = \frac{i_c}{i_{gem}}$$

Met:

$$i_{gem} = \frac{\Delta\varphi_{gem}}{S}$$

$$\Delta\varphi_{gem} = \varphi_{ok\ scherm;gem} - \varphi_{ok\ deklaag;gem}$$

Waarbij:

- i_c : kritieke hydraulische gradiënt. $i_c = \frac{\gamma_{zand} - \gamma_{water}}{\gamma_{water}} = 1,0$ wanneer $\gamma_{water} = 10 \text{ kN/m}^3$ en $\gamma_{zand} = 20 \text{ kN/m}^3$
- $\Delta\varphi_{gem}$: Gemiddelde optredend verhang over hoogte van het scherm binnen het prisma
- s = inbeddingsdiepte van het scherm in het zand

Verticale evenwichtsmethode:

$$SF_{VEM} = \frac{p'_{gem} + \gamma'_{zand} \times s}{\Delta u_d}$$

Met:

$$p_{gem}' = p_{gem} - p_{water}$$

$$\Delta u_d = \Delta\varphi_{gem} \gamma_{water}$$

$$\Delta\varphi_{gem} = \varphi_{ok\ scherm;gem} - \varphi_{ok\ deklaag;gem}$$

Waarbij:

- p_{gem}' : effectieve bovenbelasting op bovenzvlak van prisma [kPa]
- p_{gem} : totaal spanning door bovenbelasting op bovenzvlak van prisma [kPa]
- p_{water} : gemiddelde waterdruk op bovenzvlak van prisma [kPa]
- s : inbeddingsdiepte van het scherm in het zand [m]
- Δu_d : Gemiddelde resulterende opwaartse waterdruk over de hoogte van het prisma [kPa]
- $\varphi_{ok\ scherm;gem}$: gemiddelde stijghoogte ter plaatse van het grondvlak van het prisma [m t.o.v. NAP]
- $\varphi_{ok\ deklaag;gem}$: gemiddelde stijghoogte ter plaatse van het bovenzvlak van het prisma [m t.o.v. NAP]

D.3 Geometrie dijk en positie scherm

In de case is uitgegaan van een dijkgeometrie zoals is aangegeven in Figuur D-5. Er is ook een analyse uitgevoerd voor een situatie zonder berm en deklaag, zoals weergegeven in Figuur D-6. Voor de case is uitgegaan van een situatie zonder watergang in het achterland.

De locatie van het scherm in het dwarsprofiel (x-positie) is bepaald op basis van overwegingen vanuit het beheer.

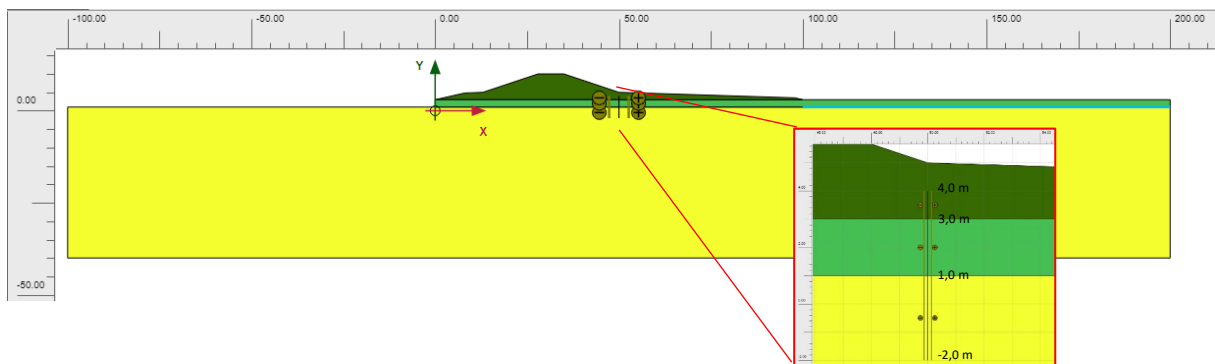
Als startpunt van de analyse is uitgegaan van 3,0 m inbeddingsdiepte van het scherm in de zandlaag. Bij deze inbeddingsdiepte is de veiligheidsfactor SF afgeleid.

De berm is geschematiseerd met een lengte van 50 m vanaf de binnenteen van de kering en is kenmerkend voor het beschouwde gebied. De berm heeft ter plaatse van het heavescherm een hoogte van 2,0 m.

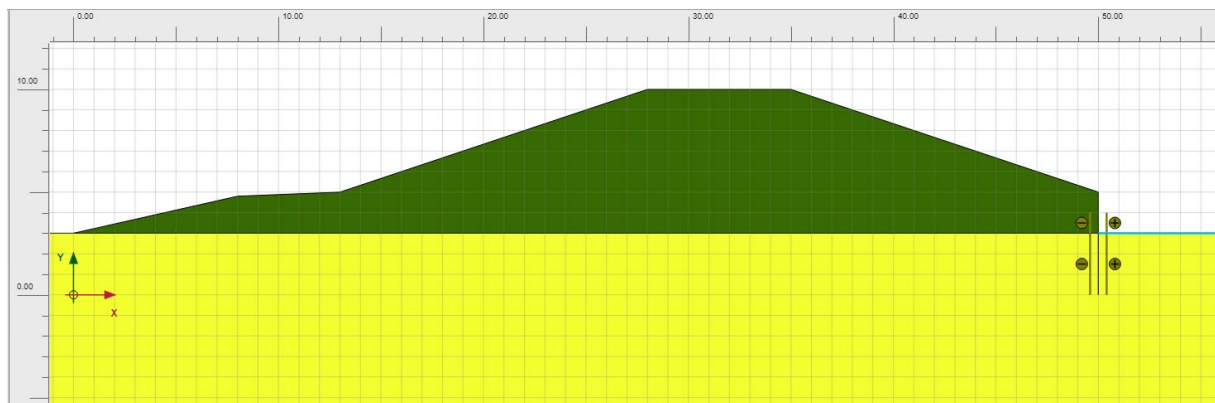
D.4 Geohydrologische randvoorwaarden en parameters

Tijdens het uitwerken van de case zijn onderstaande geohydrologische randvoorwaarden aangehouden:

- Voorlandweerstand is behoudend geschematiseerd door geen deklaag op het voorland mee te nemen ter plaatse van het 100 brede voorland, zie Figuur D-5.
- De grenspotential is in het gehele achterland geschematiseerd als drain. Deze begint vanaf de binnenteen en heeft daarmee een vaste positie (behalve bij de schematisering zonder berm, dan begint deze direct bij het scherm). Zie Figuur D-5 en Figuur D-6. Het voordeel van een drain is dat deze niet kan gaan voeden.
- De stijghoogte in de erosiepijp (ϕ_{pijp}) is standaard gelijkgesteld aan het maaiveldniveau in het achterland. Er is daarbij dus geen drukval of slurryweerstand meegenomen in het pijpstelsel (0,0d). Voor anisotropie zand $a=5$ zijn tevens berekeningen gemaakt met een slurryweerstand in het opbarstkanaal van 0,3d (dus $\phi_{\text{pijp}} = \text{mv-niveau} + 0,3d$ i.p.v. $\phi_{\text{pijp}} = \text{mv-niveau}$).



Figuur D-5 Gehanteerde geometrie met deklaag en berm



Figuur D-6 Gehanteerde geometrie zonder deklaag en berm

In de gevoeligheidsanalyse is gevarieerd met de dikte van de deklaag: de deklaagdiktes die zijn toegepast zijn 0 m zonder berm, 0 m met berm, 2 m, 4 m en 6 m. Boven een deklaagdikte van 6,0 m wordt verwacht dat de kans op het optreden van een zandmeevoerende wel dermate klein is dat geen aanvullende pipingmaatregelen nodig zijn.

De volgende geohydrologische parameters zijn aangehouden:

- horizontale en verticale doorlatendheid van de deklaag en de dijk: 0,005 m/d

- horizontale doorlatendheid van het zand: 50 m/d
- anisotropie van het zand: er is gevarieerd tussen $a = 1, 5$ en $a=10$. Waarbij $a=k_{hor}/k_{vert}$
- Meerlaagsheid in het zand is niet beschouwd

De volgende geotechnische parameters zijn aangehouden:

- volumegewicht van de zandlaag: $\gamma_{sat;zand} = 20 \text{ kN/m}^3$
- volumegewicht van de deklaag: $\gamma_{sat;deklaag} = 15 \text{ kN/m}^3$
- volumegewicht van het bermmateriaal: $\gamma_{sat;zand} = 17 \text{ kN/m}^3$

D.5 Parameters en randvoorwaarden pijpstelsel

Gebaseerd op de schetsen in Figuur D-3 en D-4 zijn er drie fysische processen afgeleid ten aanzien van de schematisering van het pijpstelsel. Deze verschillende schematiseringen staan hieronder opgesomd en zijn gevisualiseerd in Tabel D-1.

- T-pijp: één enkele smalle langspijp. Deze situatie komt het best overeen met Figuur D-3.
- (langs)pijpveld: meerdere smalle langspipes verdeeld over de breedte van de heave gevoelige zone.
- Megapijp: één enkele zeer brede langspijp, met een breedte gelijk aan de heave gevoelige zone. Deze situatie komt het best overeen met Figuur D-4.

Deze verschillende schematiseringen resulteren in verschillende $\Delta\phi_{gem}$. De $\Delta\phi_{gem}$ wordt bepaald met een grondwaterstromingsberekening in PLAXIS. Voor de breedte van het prisma is standaard uitgegaan van 1,5 m (conform Terzaghi, $s / 2 = 1,5 \text{ m}$, en $s = 3,0 \text{ m}$, zoals in deze case wordt gehanteerd) om de $\Delta\phi_{gem}$ te bepalen. Alleen bij de T-pijp is aanvullend ook uitgegaan van een relatief zeer smal prisma, in dit geval met een breedte van 0,25 m waarmee meer wordt aangesloten op de methode Baumgart-Davidenkoff.

Met de verschillende pijpschematisaties en randvoorwaarden zijn verschillende scenario's doorgerekend waarin is gevarieerd in deklaagdikte en anisotropie.

	Schematiseringen	schematiseringsonzekerheid	
T-pijp (1)	<p>$B = 0,25 \text{ m}$</p> <p>$\phi_{ok.deklaag;gem}$</p> <p>ϕ_{pijp}</p> <p>$\phi_{Grenspot.}$</p> <p>$s = 3 \text{ m}$</p> <p>$k_{hor}/k_{vert} = 1, 5 \text{ of } 10$</p> <p>$\phi_{ok.scherm;gem}$</p> <p>$b = 0,25 \text{ m}$</p>	<p><u>GM-T-smal</u></p> <p>Nihil (meest conservatieve scenario)</p>	
	<p>$B = 0,25 \text{ m}$</p> <p>$\phi_{ok.deklaag;gem}$</p> <p>ϕ_{pijp}</p> <p>$\phi_{Grenspot.}$</p> <p>$s = 3 \text{ m}$</p> <p>$k_{hor}/k_{vert} = 1, 5 \text{ of } 10$</p> <p>$\phi_{ok.scherm;gem}$</p> <p>$b = s/2 = 1,5 \text{ m}$</p>	<p><u>GM-T</u></p> <p>- Breedte van prisma (waarover uitmiddeling plaatsvindt)</p>	<p><u>VEM-T</u></p> <p>- Breedte van prisma waarover evenwicht wordt beschouwd</p> <p>- Gunstige effect van de bovenbelasting</p>
(Langs)pijpveld (2)	<p>$B = s/2 = 1,5 \text{ m}$</p> <p>$\phi_{ok.deklaag;gem}$</p> <p>ϕ_{pijp} (3 x 0,25m)</p> <p>$\phi_{Grenspot.}$</p> <p>$s = 3 \text{ m}$</p> <p>$k_{hor}/k_{vert} = 1, 5 \text{ of } 10$</p> <p>$\phi_{ok.scherm;gem}$</p> <p>$b = s/2 = 1,5 \text{ m}$</p>	<p><u>GM-veld</u></p> <p>- Breedte van prisma (waarover uitmiddeling plaatsvindt)</p> <p>- Gunstige ontlastwerking (langs)pijpveld</p>	<p><u>VEM-veld</u></p> <p>- Breedte van prisma waarover evenwicht wordt beschouwd</p> <p>- Mogelijk gunstige ontlastwerking (langs)pijpveld</p> <p>- Gunstige effect van de bovenbelasting</p>
Megapijp (3)	<p>$B = s/2 = 1,5 \text{ m}$</p> <p>$\phi_{ok.deklaag;gem}$</p> <p>ϕ_{pijp}</p> <p>$\phi_{Grenspot.}$</p> <p>$s = 3 \text{ m}$</p> <p>$k_{hor}/k_{vert} = 1, 5 \text{ of } 10$</p> <p>$\phi_{ok.scherm;gem}$</p> <p>$b = s/2 = 1,5 \text{ m}$</p>	<p><u>GM-mega</u></p> <p>- Breedte prisma waarover uitmiddeling plaatsvindt</p> <p>- Gunstige ontlastwerking megapijp</p>	<p><u>VEM-mega</u></p> <p>- Breedte van prisma waarover evenwicht wordt beschouwd</p> <p>- Mogelijk gunstige ontlastwerking (langs)pijpveld</p> <p>- Gunstige effect van de bovenbelasting (25% meegenomen)</p>

Tabel D-1 uitwerking scenario's case WAM

D.6 Uitkomsten gevoeligheidsanalyse

D.6.1 Overzicht en uitleg bij uitgerekende scenario's

Voor diverse parameters is de gevoeligheid van de veiligheidsfactor (SF) volgens twee modellen bepaald:

- de Verticaal Evenwichts Methode (VEM)
- de Gemiddelde Gradiënten Methode (GM)

De gevoeligheden van SF voor de volgende parameters is onderzocht:

- Deklaagdikte
- Pijpstelsel schematisaties
- Pakkingsdichtheid
- Anisotropie

In alle gepresenteerde figuren is met de deklaagdikte gevarieerd en in alle figuren zijn de resultaten bij berekening met zowel de methode VEM als de methode GM gepresenteerd. Voor de overige parameters is het volgende als referentiewaarde genomen:

- Pijpstelsel: brede pijp met breedte gelijk aan de helft van de inbeddingsdiepte ($0,5 \times 3\text{m} = 1,5\text{m}$)
- Pakkingsdichtheid overeenkomend met $\gamma_{\text{sat,zand}} = 20 \text{ kN/m}^3$ (verwachtingswaarde)
- Anisotropie factor $a=5$ (verwachtingswaarde)

In de figuren met resultaten is steeds rechtsboven in de figuur een leeswijzer afgebeeld die de verbanden van de lijnen en symbolen weergeeft. In de legenda zijn de codes weergegeven voor iedere berekening. Deze code is opgebouwd aan de hand van de volgende structuur: Rekenmethode – pijp schematisatie – evt. smalle heave zone - Anisotropie. Verder zijn op de x-as twee nulpunten geplot. Het verschil tussen de nulpunten is dat bij het eerste nulpunt, zonder berm is gerekend. Bij het tweede nulpunt is wel gerekend met een berm.

In de onderstaande paragrafen wordt nader ingegaan op de invloed van de deklaagdikte, de 0,3d-regel, de schematisatie en anisotropie. Daarin wordt ook nader ingegaan op de verschillen tussen de VEM en GM.

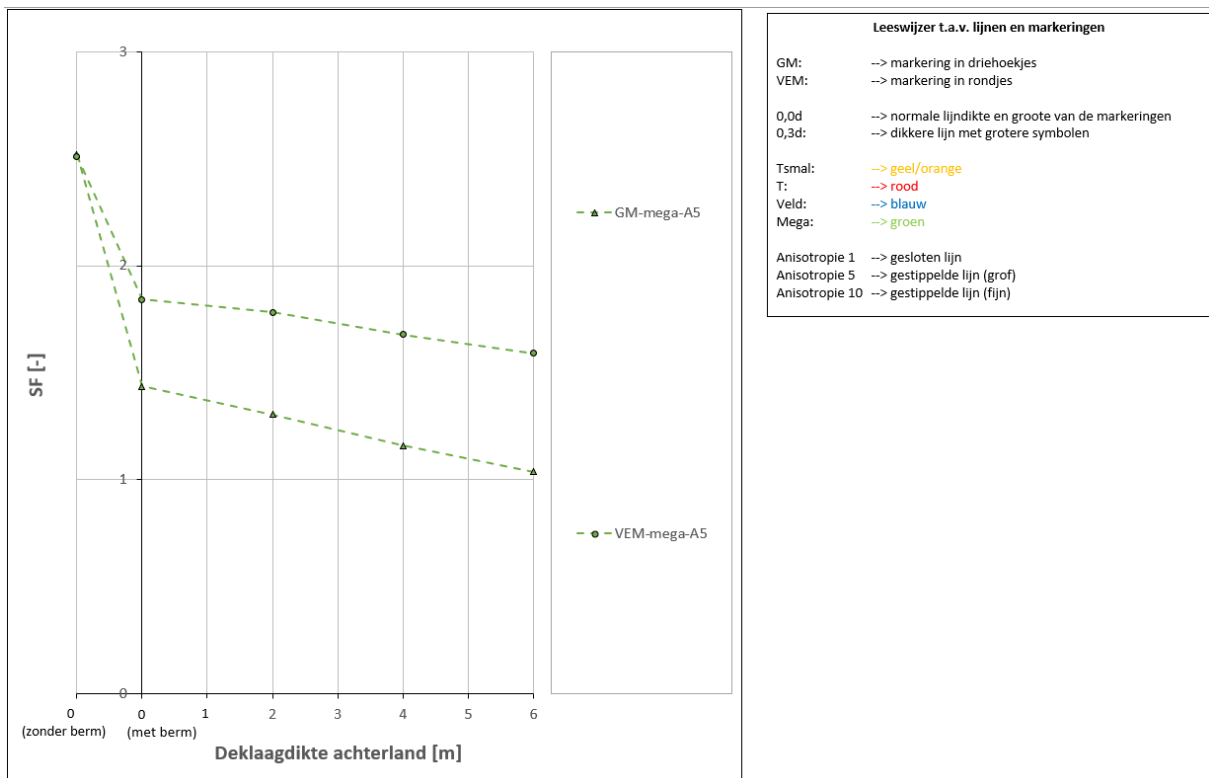
Naast de hier gepresenteerde resultaten is een gevoeligheidsanalyse van het mesh in Plaxis uitgevoerd waarbij is gekeken of een fijner mesh zorgt voor andere resultaten. Uit deze niet gepresenteerde analyse is gebleken dat het verschil minimaal is.

D.6.2 Invloed deklaagdikte

In Figuur D-8 zijn alle resultaten van alle scenario's weergegeven waarbij niet is gerekend met de 0,3d-regel. In Figuur D-4 is te zien dat bij de GM een dikkere deklaag resulteert in een lagere SF. Dit is het geval bij alle schematisaties en bij alle anisotropieën. Dit wordt afgebeeld in Figuur D-8 door alle dunne lijnen met driehoeksymbolen. Hieruit blijkt dat een dikkere deklaag zorgt voor een vrijwel lineaire afname in de SF voor alle scenario's. Deze lineaire afname is voor alle scenario's vrijwel gelijk. Deze afname van de SF is grotendeels te verklaren door een hoger grenspotentiaal bij een dikkere deklaag. Bij een hoger grenspotentiaal is de stijghoogte bij o.k.-scherm groter worden, waardoor het verval over het scherm groter wordt. Dit resulteert in een lagere SF naarmate de deklaag dikker wordt.

In Figuur D-8 zijn ook alle resultaten van de scenario's weergegeven waarbij is gerekend met de VEM (ronde symbolen). Er is duidelijk te zien dat bij de VEM een dikkere deklaag juist resulteert in een iets hogere SF. Dit is vooral te verklaren door de effectieve belasting van de deklaag die wordt meegenomen in de VEM. Naarmate de deklaag dikker wordt, neemt deze effectieve belasting toe. Omdat er ook een hoger grenspotentiaal wordt meegenomen, is de stijging van de SF minimaal. De effectieve belasting wordt niet meegenomen bij de GM, waardoor bij toenemende deklaagdikte er een groter verschil ontstaat tussen de GM en VEM.

De scenario's waar geen berm is gemodelleerd, resulteren in dezelfde SF bij de GM en VEM. Bij de GM neemt de SF toe als er geen berm meer is. Dit komt voornamelijk doordat de binnendijkse randvoorwaarde (water op maaiveldniveau) is opgeschoven. Dit heeft een ontlastende werking voor de potentiaal aan de onderzijde van het scherm. Bij de VEM-methode neemt de SF juist af als er geen berm is, als gevolg van het ontbreken van een effectieve bovenbelasting op de zandlaag, hetgeen harder doorwerkt dan de verschuiving van de binnendijkse randvoorwaarde (water op maaiveldniveau).



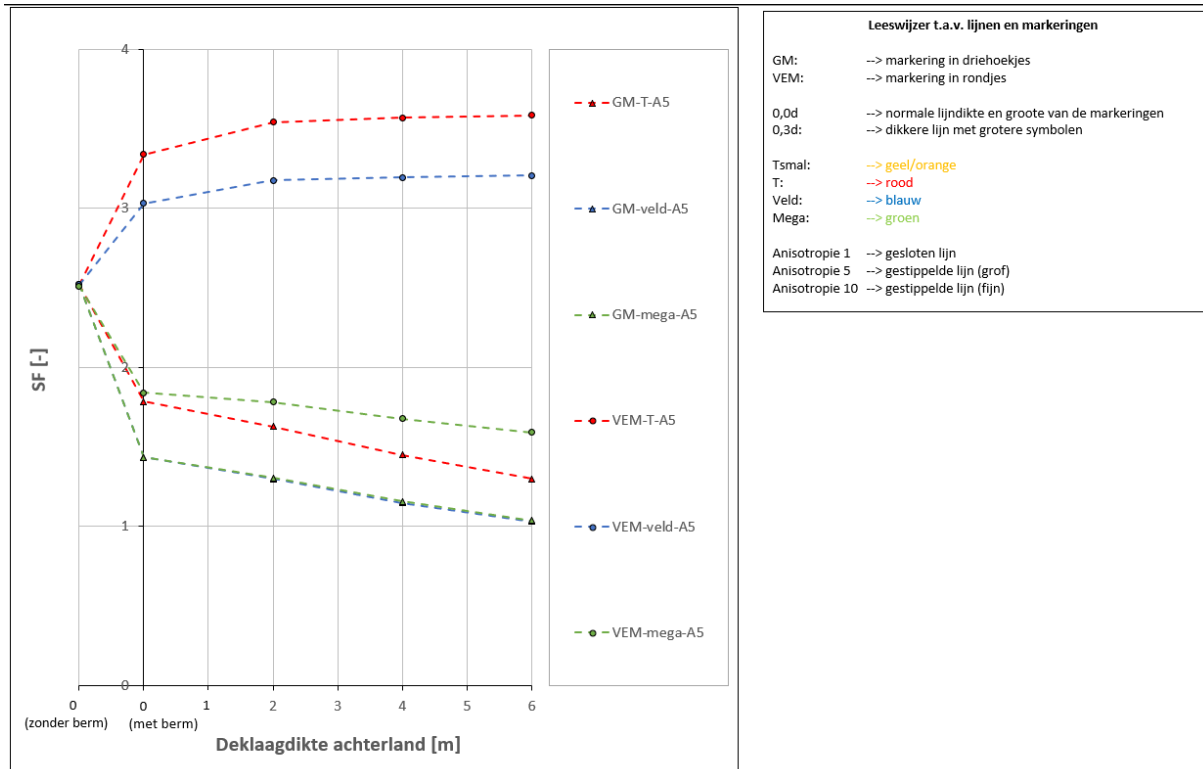
Figuur D-8 Invloed van de deklaagdikte

D.6.3 Invloed breedte pijp

De verschillende fysische processen resulteren in verschillende pijp schematisaties en breedtes van de heave zone. Deze hebben invloed op grondwaterstroming en daarmee op de SF. Bij de GM is te zien dat bij alle anisotropieën de T-pijp i.c.m. een 1,5m breed prisma, resulteert in de hoogste SF. De T pijp met een smalle heave zone resulteert daarentegen in de laagste SF. De megapijp en het pijpveld liggen hier tussenin en verschillen minimaal ten opzichte van elkaar. Dit is te zien in Figuur D-9 door de verschillende kleuren lijnen met elkaar te vergelijken, die ronde symbolen hebben. Verder valt op dat bij een anisotropie van 1 de verschillen tussen de verschillende pijpgroei scenario's het

grootste zijn en bij anisotropie 5 en 10 de verschillen kleiner zijn. Dit is te zien in Figuur D-9 door de verschillen tussen de lijnen met dezelfde contour en verschillende kleur met elkaar te vergelijken.

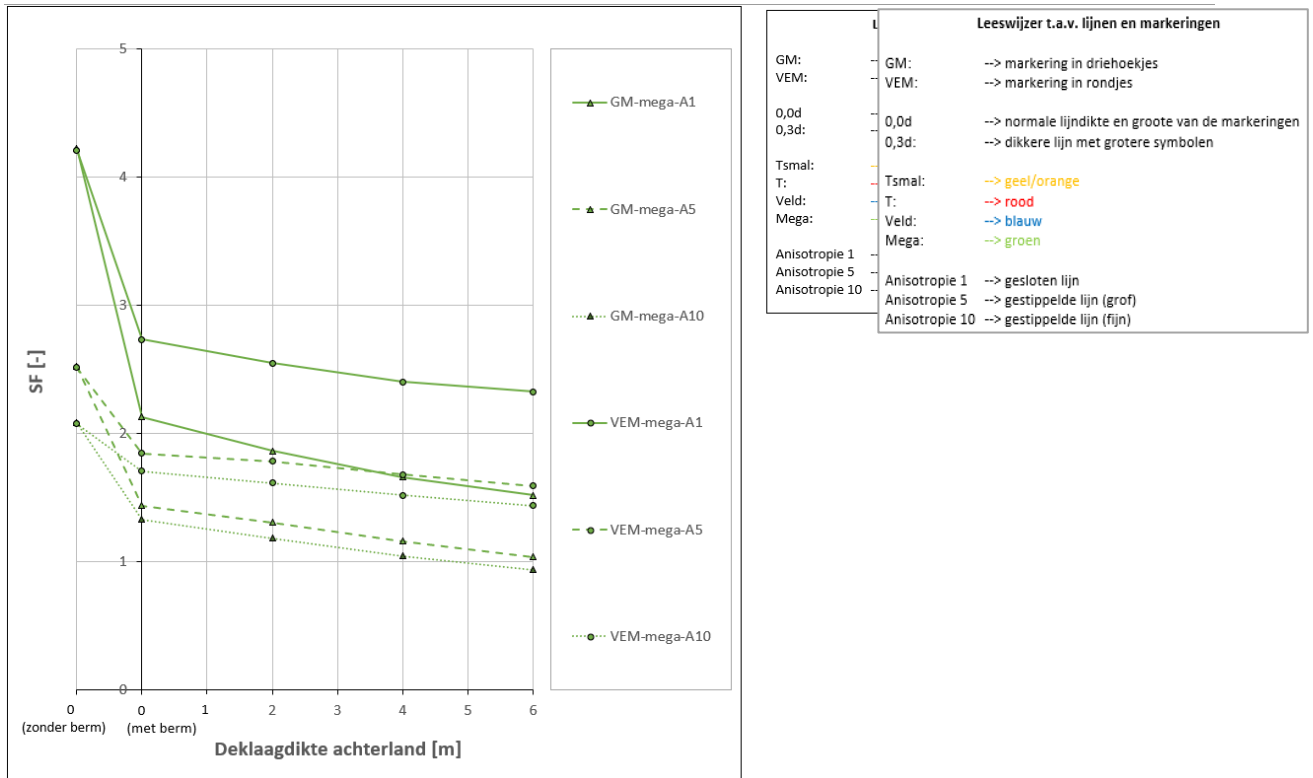
Bij de VEM zijn alleen de T-pijp en het (langs)pijpveld doorgerekend. Hier is voor gekozen omdat de T-pijp i.c.m. de smalle heave zone en de mega pijp resulteren in dezelfde SF bij de verschillende rekenmethodes. De smalle heavezone is daarnaast niet realistisch i.c.m. de VEM. In Figuur D-9 is te zien dat ook bij de VEM methode de T-pijp bij alle anisotropieën het gunstigste is en een hogere SF wordt berekend dan bij het (langs)pijpveld.



Figuur D-9 Invloed pijpstelsel schematisering, "mega" refereerd naar pijpbreedte gelijk aan 0,5 x inbeddingsdiepte (=1,5m)

D.6.4 Anisotropie

In Figuur D-10 is te zien dat bij beide modellen de invloed van anisotropie ongunstig is. Dit betekent dat bij een hogere anisotropie een lagere SF wordt berekend bij zowel de GM als VEM. Deze ongunstige invloed is te verklaren doordat bij een hoge anisotropie de verticale doorlatendheid lager is, waardoor de stijghoogte aan de onderzijde van het scherm hoger wordt. Wat daarin opvalt is dat het verschil in SF tussen a=1 en a=5 aanzienlijk groter is dan tussen a=5 en a=10.

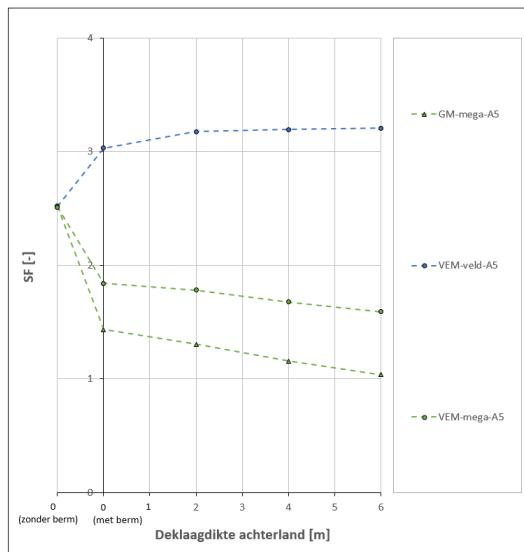


Figuur D-10 Invloed anisotropie

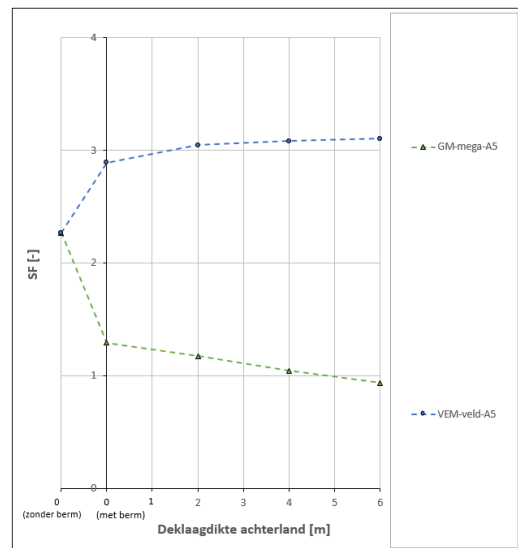
D.6.2.5 Invloed pakkingsdichtheid zand

In de tot nu toe gepresenteerde resultaten is uitgegaan van een verzadigd volumegewicht van 20 kN/m³ voor het zand.

In de figuren D-11 en D-12 zijn respectievelijk de berekeningsresultaten voor $\gamma_{\text{verzadigd}} = 20 \text{ kN/m}^3$ en $i_c = 1,0$ (basis berekeningen) én $\gamma_{\text{verzadigd}} = 19 \text{ kN/m}^3$ en $i_c = 0,9$ weergegeven. De SF's zijn voor alle berekeningsmethodes en schematiseringen zijn iets lager ($\Delta SF = -0,1$ a $-0,3$) bij de losse pakking.



Figuur D-11: Resultaten bij $\gamma_{\text{verzadigd}} = 20 \text{ kN/m}^3$ en $i_c = 1,0$



Figuur D-12: Resultaten bij $\gamma_{\text{verzadigd}} = 19 \text{ kN/m}^3$ en $i_c = 0,9$ (let wel: scenario VEM-mega-A5 ontbreekt hier)

D.6.6 Overall conclusie

Het belangrijkste resultaat van de GM- en VEM-berekeningen is dat de VEM in vrijwel alle scenario's resulteert in een hogere SF, behalve wanneer er geen deklaag en berm aanwezig zijn (oftewel geen bovenbelasting), dan zijn de SF-waarden gelijk aan elkaar. Dit is te zien door in gepresenteerde figuren de lijnen met dezelfde kleur en contour, maar met andere symbolen, te vergelijken. Verder is te zien dat naarmate de deklaag dikker wordt, het verschil tussen de GM en VEM groter wordt. Dit komt doordat de VEM-methode bij een dikkere deklaag een grotere effectieve belasting op de zandlaag meeneemt, wat gunstiger is. In de GM-methode wordt dit aspect niet opgenomen.

Referenties bij bijlage D:

- [1] Grondmechanica, Arnold Verruijt, Technische Universiteit Delft, 2001
- [2] NEN-EN9997-1 Geotechnisch ontwerp van constructies – Deel 1 algemene regels, april 2012