



Rijkswaterstaat  
*Ministerie van Infrastructuur en Milieu*

## **Achtergrondrapport Ontwerpinstrumentarium 2014**

Behorende bij Handreiking Ontwerpen met Overstromingskansen (OI2014v4)

Datum	December 2016
Status	Definitief



## Colofon

Uitgegeven door	Rijkswaterstaat Water, Verkeer en Leefomgeving
Informatie	<a href="http://www.helpdeskwater.nl">www.helpdeskwater.nl</a>
Telefoon	0800 - 65 92 837
Uitgevoerd door	RWS WVL en Kennisplatform Risicobenadering <sup>1</sup>
Datum	December 2016
Status	Definitief
Versienummer	1

---

<sup>1</sup> op onderdelen is kennis aangeleverd door Deltares



# Inhoud

Inleiding—8

## **1 Kader—11**

- 1.1 Eisen—11
- 1.2 Uitgangspunten—11
- 1.3 Relevante verschillen tussen beoordelen en ontwerpen—11
- 1.4 Aanpak voor het opstellen van semi-probabilistische ontwerpvoorschriften—12
  - 1.4.1 Semi-probabilistisch ontwerpen versus probabilistisch ontwerpen—12
  - 1.4.2 Aanpak op hoofdlijnen—13
  - 1.4.3 Stap 1: Van overstromingskansnorm naar faalkanseis op doorsnedeniveau—14
  - 1.4.4 Stap 2: Het vaststellen van de vorm van het semi-probabilistisch ontwerpvoorschrift—16
  - 1.4.5 Stap 3: Het vaststellen van de waarden van de partiële veiligheidsfactoren—17
  - 1.4.6 Stap 4: Plaatsing van de resultaten in perspectief: wat is de betekenis voor de praktijk—18

## **2 Bepaling benodigde kruinhoogte: erosiebestendigheid kruin en binnentalud—19**

- 2.1 Van overstromingskansnorm naar faalkanseis per doorsnede—19
- 2.2 Vaststellen vorm semi-probabilistisch ontwerpvoorschrift—21
- 2.3 Vaststellen van rekenwaarden voor het kritieke overslagdebiet—22
  - 2.3.1 Veilige waarden—22
  - 2.3.2 Aanpak op hoofdlijnen voor de bepaling van de rekenwaarde van het kritiek overslagdebiet—24
  - 2.3.3 De beschouwde kansdichtheidfuncties van het kritieke overslagdebiet—25
  - 2.3.4 Resultaten probabilistische berekeningen—29
  - 2.3.5 Consequenties van nader onderzoek naar gehanteerde faalkansverdelingen—37
- 2.4 Consequenties van de ontwerpregel voor golfoverslag—38
  - 2.4.1 Consequenties op hoofdlijnen—38

## **3 Opbarsten, Heave en Piping—40**

- 3.1 Van overstromingskansnorm naar faalkanseis per doorsnede—40
- 3.2 Vorm semi-probabilistisch ontwerpvoorschrift—43
- 3.3 Veiligheidsfactoren—44
  - 3.3.1 Schematiseren—44
  - 3.3.2 Omgang met deelfaalmechanismen en scenario's—45
  - 3.3.3 Veiligheidsfactor piping—45
  - 3.3.4 Veiligheidsfactor opbarsten—45
  - 3.3.5 Veiligheidsfactor voor heave—46
- 3.4 Betekenis van wijzigingen voor opbarsten, heave & piping—47

## **4 Macroinstabiliteit Binnenwaarts—48**

- 4.1 Van overstromingskansnorm naar faalkanseis per doorsnede—48
- 4.2 Vaststellen vorm semi-probabilistisch ontwerpvoorschrift—49
- 4.3 Materiaalmodel—50
  - 4.3.1 Beschikbare methodes—51
  - 4.3.2 Wanneer welke methode toepassen—52
  - 4.3.3 Beschikbare software—54

- 4.4 Veiligheidsfactoren—54
- 4.4.1 Modelonzekerheid—54
- 4.4.2 Schematiseringsonzekerheid—55
- 4.4.3 Materiaalonzekerheid—56
- 4.4.4 Schadefactor—56

## **5 Bekledingen—59**

- 5.1 Asfaltbekledingen—59
- 5.2 Steenzettingen—60
- 5.3 Niveau overgang steenbekleding - gras—61
- 5.3.1 Aanleiding en achtergrond bij nieuwe procedure—61
- 5.3.2 Ontwikkelde procedure—63
- 5.3.3 Toelichting op de stappen uit de procedure—64

## **6 Kunstwerken—66**

- 6.1 Algemene uitgangspunten—66
- 6.2 Overloop en golfoverslag—66
- 6.3 Betrouwbaarheid sluiting—68
- 6.4 Onder- en achterloopsheid—69
- 6.5 Sterkte en stabiliteit—70

## **7 Langsconstructies—71**

## **8 Zettingsvloeiing—74**

- 8.1 Maatregelen die de kans op een zettingsvloeiing verkleinen—74
- 8.2 Maatregelen die de gevolgen van een zettingsvloeiing verkleinen—75
- 8.3 Overige aspecten—75

## **BIJLAGEN—76**

- Bijlage A: Literatuur—76
- Bijlage B: Achtergronden bij het gebruik van WBI-SOS bij ontwerpen—79
- Bijlage C: Maatregelen gericht op het voorkomen van zettingsvloeiing—85
- Bijlage D: Schematisering freatisch vlak bij golfoverslag—93



## Inleiding

In het Deltaprogramma 2015 is voorgesteld om over te stappen van de overschrijdingskansbenadering naar de overstromingskansbenadering. De introductie van de overstromingskansbenadering werkt door in de eisen die aan de waterkeringen worden gesteld en de manier van beoordelen en ontwerpen. Het wetsvoorstel ter wijziging van de Waterwet waarin de nieuwe overstromingskansnormen worden vastgelegd is aangenomen door de Tweede en Eerste Kamer<sup>2</sup> en zal in 2017 in werking treden.

Vorkomen moet worden dat versterkingen die voor 2017 worden ontworpen en uitgevoerd, vroegtijdig worden afgekeurd. Middels deze Handreiking wordt het mogelijk gemaakt om - vooruitlopend op de wettelijke verankering – al te ontwerpen op basis van de nieuwe overstromingskansnormen.

Ontwikkelingen in onder andere het WBI2017 hebben ervoor gezorgd dat er de afgelopen jaren steeds nieuwe kennis beschikbaar is gekomen. In opeenvolgende versies is dit OI hiermee aangescherpt. De kennisontwikkeling blijft de komende jaren doorgaan (POV's, ervaringen WBI2017). Dit kan van invloed zijn op het beoordelen en ontwerpen. Zodra relevante kennis beschikbaar en toepasbaar is voor ontwerpen, zal dit in het OI verwerkt worden. Uiteindelijk komen zowel de overstromingskansbenadering als de nieuw ontwikkelde kennis samen in het OI2018.

### **Beschrijving ontwerpinstrumentarium 2014**

Het ontwerpinstrumentarium 2014 (OI2014) is een handreiking waarin wordt aangegeven hoe met vigerende<sup>3</sup> leidraden, handreikingen en technische rapporten kan worden ontworpen volgens de overstromingskansbenadering. Meer specifiek geeft het OI2014v4 aanwijzingen om de nieuwe normen uit de Waterwet te vertalen naar veiligheidsfactoren ten behoeve van het ontwerp van de waterkerende functie van de waterkering. Voor de belangrijkste faalmechanismen geeft het OI2014v4 aan hoe met vigerende leidraden, handreikingen en technische rapporten kan worden geverifieerd of een ontwerp voldoet aan de eisen uit de Waterwet. Dit betekent dat de waterkering of het waterkerende kunstwerk zodanig wordt ontworpen worden dat de kans op een overstroming met substantiële schade of slachtoffers kleiner is dan de maximaal toelaatbare overstromingskans.

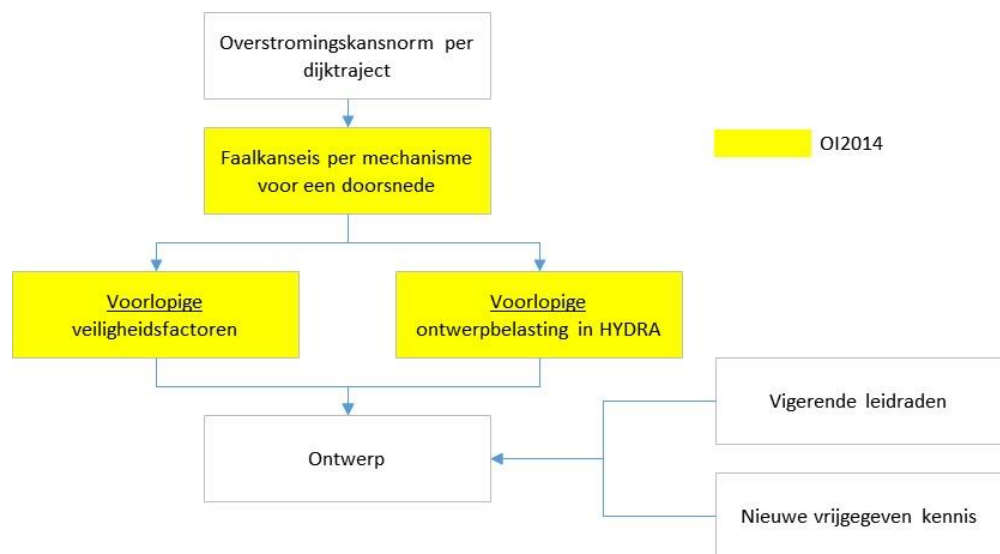
Er is voor gekozen om zoveel mogelijk aan te sluiten bij het huidige instrumentarium, zie Figuur 1 voor de onderdelen die vanuit de functie waterkeren tot ontwerpen moeten leiden. Uiteraard is dit niet alle input voor het ontwerp van de waterkering, hier is alleen de functie waterkeren beschouwd.

---

<sup>2</sup> Kamerstuk 34436

<sup>3</sup> Wanneer in deze handreiking over vigerend wordt gesproken, wordt bedoeld op de leidraden, handreikingen en technische rapporten die primair zijn ontwikkeld in het kader van het beoordelen en ontwerpen van waterkeringen op basis van de overschrijdingskansbenadering.





**Figuur 1. Opbouw ontwerpinstrumentarium 2014**

Vanuit de overstromingskansnorm per dijktraject wordt een faalkanseis per doorsnede en faalmechanisme afgeleid. Bij deze faalkanseis worden rekenwaarden van hydraulische belastingen en veiligheidsfactoren afgeleid, beide zijn onderdeel van het ontwerpinstrumentarium 2014. Met de veiligheidsfactoren en de rekenwaarden van de hydraulische belastingen kan met de huidige leidraden en technische rapporten vanuit de functie waterkeren een waterkering worden ontworpen.

Bij het ontwikkelen van het ontwerpinstrumentarium 2014 zijn pragmatische keuzes gemaakt. Daarbij is er nadrukkelijk naar gestreefd om afkeuren in de toetsronde die volgt direct na aanleg of versterking te voorkomen – liever een iets te zwaar ontwerp dan een vroegtijdig afgekeurd ontwerp.

### Doelstelling

Doelstelling van dit rapport is het bieden van de achtergronden bij de derde versie van het Ontwerpinstrumentarium 2014: *Handreiking ontwerpen met overstromingskansen* [RWS, 2015] (OI2014v3) waarmee waterkeringen volgens de overstromingskansbenadering en nieuwe normen per dijktraject kunnen worden ontworpen.

Dit rapport beschrijft de achtergronden bij de werkwijze in de *Handreiking ontwerpen met overstromingskansen* voor de dimensionering van waterkeringen ten aanzien van de aspecten *overloop en golfoverslag, opbarsten en piping* en *macrostabiliteit binnenwaarts*. Deze aspecten zijn veelal dominant voor de dimensies van een waterkering. Ook de dimensionering van bekledingen, langsconstructies, zettingsvloeiing en regels voor het ontwerp van waterkerende kunstwerken komen in dit rapport aan bod.

Dit achtergrondrapport is een update van het reeds bestaande achtergrondrapport behorende bij de 3<sup>e</sup> versie van de *Handreiking ontwerpen met overstromingskansen* (OI2014v3).

De belangrijkste wijzigingen ten opzichte van de vorige versie zijn:

- Actualisatie van het gehele document op de ontwikkelingen in het Deltaprogramma en het wetstraject, leidend tot de voorgestelde normgetallen zoals opgenomen in het wetsontwerp.
- Aanpassing van teksten aan de *Handreiking OI2014 versie 4* die december 2016 gepubliceerd wordt.
- Voor zettingsvloeiing en omgang met het WBI-SOS zijn nieuwe hoofdstukken met achtergrondinformatie toegevoegd.

### **Leeswijzer**

De rapportage is als volgt opgebouwd. Na deze inleiding wordt in hoofdstuk 1 het kader beschreven waarmee het veiligheidsformat voor de verschillende mechanismen is afgeleid. In hoofdstuk 2 wordt de bepaling van de benodigde kruinhoogte behandeld. In hoofdstuk 3 komen vervolgens opbarsten en piping aan de orde en in hoofdstuk 4 (binnenwaartse) macrostabiliteit. Hoofdstuk 5 gaat kort in op de omgang met bekledingen bij ontwerp en hoofdstuk 6 op de omgang met faalmechanismen bij kunstwerken. In hoofdstuk 7 worden achtergronden gegeven omtrent langsconstructies, waarna in hoofdstuk 8 het onderwerp zettingsvloeiing wordt behandeld. Bijlage B gaat in op achtergronden bij het gebruik van het WBI-SOS bij ontwerpen en bijlage C ten slotte bevat concrete maatregelen om zettingsvloeiing tegen te gaan.

## 1 Kader

De eisen, uitgangspunten en aanpak bij de ontwikkeling van het ontwerpinstrumentarium 2014 zijn op veel punten gelijk aan de aanpak en uitgangspunten bij de ontwikkeling van semi-probabilistische toetsvoorschriften in het WBI2017. Dit is nodig omdat toets- en ontwerpvoorschriften onderling consistent moeten zijn. Een ontwerp mag immers niet direct kunnen worden afgekeurd. Omdat in WBI2017-rapporten al uitgebreider op de achtergronden van veel uitgangspunten wordt ingegaan, wordt in dit hoofdstuk vaak alleen de hoofdlijn weergegeven. Alleen als dat voor het begrip nodig is, wordt een uitgebreidere toelichting gegeven.

### 1.1 Eisen

Aan het ontwerpinstrumentarium 2014 zijn vooraf de volgende eisen gesteld:

1. Bij het opstellen van het ontwerpinstrumentarium dient te worden uitgegaan van een referentieperiode van 1 jaar, zoals dat bij de huidige ontwerpregels het geval is (m.u.v. de Leidraad Kunstwerken 2003, waarin een referentieperiode van 10 jaar werd gehanteerd). Een referentieperiode van 1 jaar wordt ook in het WBI2017 voor de eenvoudige en gedetailleerde toetsing gehanteerd.
2. Het ontwerpinstrumentarium is semi-probabilistisch van aard, d.w.z. dat er zal worden ontworpen op basis van rekenwaarden (representatieve waarden en veiligheidsfactoren).
3. Elke semi-probabilistische ontwerpregel moet afhankelijk zijn van een faalkanseis. Faalkanseisen zijn afhankelijk van (i) de normhoogte, (ii) de maximale faalkansbijdrage van het beschouwde faalmechanisme en (iii) het lengte-effect..

### 1.2 Uitgangspunten

Voor het ontwerpinstrumentarium 2014 gelden de volgende uitgangspunten:

1. Het ontwerpinstrumentarium 2014 betreft uitsluitend de waterkerende functie. Voor ontwerpaspecten die betrekking hebben op overige functies wordt verwezen naar de vigerende leidraden en technische rapporten
2. De maximaal toelaatbare faalkansen waaraan moet worden voldaan zijn gedefinieerd als faalkanseisen op doorsnedeniveau. Deze faalkanseisen zijn afgeleid van de overstromingskansnorm die geldt voor het desbetreffende dijktraject.
3. Bij de ontwikkeling van het ontwerpinstrumentarium is uitgegaan van modellen die het faalgedrag van waterkeringen beschrijven. Voor een beschrijving van deze modellen wordt verwezen naar de vigerende leidraden en technische rapporten.

### 1.3 Relevante verschillen tussen beoordelen en ontwerpen

Voor het opstellen van het OI2014 is slechts zeer beperkt zelfstandig onderzoek uitgevoerd. Er is hoofdzakelijk gebruik gemaakt van bestaande kennis en aangesloten op de tussenstand van het WBI2017. Beoordelen en ontwerpen zijn echter verschillende activiteiten. De volgende verschillen tussen beoordelen en ontwerpen zijn relevant voor het opstellen van ontwerpregels op basis van toetsvoorschriften:

1. Bij het ontwerp spelen meer functies een rol dan de waterkerende functie, zoals ontsluiting, wonen, recreatie en landschappelijke inpassing. Ook spelen bij het ontwerp meer grenstoestanden een rol dan bij een toetsing op waterveiligheid.

2. Bij het ontwerp zijn de sterkte-eigenschappen van de waterkering binnen zekere grenzen te kiezen, bij de toetsing zijn deze een gegeven.
3. Bij het ontwerp van een waterkering zijn de vaste kosten van de versterking een gegeven. Alleen de variabele kosten zijn dan nog relevant. Het zal daarom efficiënt zijn om bij het ontwerpen te zorgen dat een kering geruime tijd aan de eisen zal voldoen. Dit vormt de economische grondslag van het adagium 'scherp beoordelen, robuust ontwerpen'. Dit is van belang omdat er bij de ontwikkeling van een voorlopig ontwerpinstrumentarium een groot beroep op engineering judgment moet worden gedaan. Er is hierdoor sprake van relatief grote onzekerheid over de mate waarin een ontwerpregel veilig/te onveilig is. Voor het opstellen van ontwerpregels zal het vaak efficiënt zijn om in het licht van deze onzekerheid veilig te kiezen. Omdat het vermoeden bestaat dat de voorgestelde ontwerpregels nog enigszins conservatief zijn, is voorsnog bewust afgezien van robuustheidstoelagen om de kans op vroegtijdige afkeuring te beperken.
4. Naast de waterveiligheidsnormen zijn eisen aan de constructieve veiligheid vastgelegd in normbladen/Eurocodes vanuit het bouwbesluit. De eisen in de Eurocodes voor de beoordeling van bestaande constructies (toetsing) zijn minder streng dan die voor het ontwerp van nieuwe constructies. Hoewel interferentie met het bouwbesluit voor de beoordeling van bestaande constructies (toetsing) onwaarschijnlijk is, is dit mogelijk wel bij het ontwerp het geval. Bij het ontwerp van kunstwerken zal dus rekening gehouden moeten worden met de eisen uit de NEN-EN1990.
5. Bij het ontwerp zal de schematiseringonzekerheid doorgaans kleiner zijn dan bij de toetsing. Voorafgaand aan een ontwerp wordt er uitgebreid grondonderzoek verricht. Ook worden de eigenschappen van een constructie gekozen door de ontwerper. Dit betekent dat de schematiseringonzekerheid bij een ontwerp relatief klein zal zijn. Voor de toetsing kan de schematiseringonzekerheid echter groot zijn: er zijn dikwijls relatief weinig gegevens over de ondergrond van dijkstrekkingen en de sterkte-eigenschappen van oudere kunstwerken.
6. Bij het ontwerp van waterkeringen zijn de verwachte veranderingen in de belastingen en de sterkte gedurende de planperiode van belang. Bij de toetsing van waterkeringen is dit niet het geval: men toetst (min of meer) de actuele situatie.

## 1.4 Aanpak voor het opstellen van semi-probabilistische ontwerpvoorschriften

### 1.4.1 *Semi-probabilistisch ontwerpen versus probabilistisch ontwerpen*

Bij probabilistisch ontwerpen worden waterkeringen zodanig ontworpen dat de kans dat de (onzekere) belasting  $S$  groter is dan de (onzekere) sterkte  $R$  kleiner is dan een bepaalde faalkans ( $P_T$ ):

$$P(R < S) < P_T \quad (1.1)$$

Een faalkansberekening kan per faalmechanisme en doorsnede worden uitgevoerd. Maar de faalkansen per doorsnede kunnen ook worden gecombineerd tot een faalkans op trajectniveau. En de faalkansen per faalmechanisme kunnen worden gecombineerd tot de kans dat het door een van de beschouwde faalmechanismen mis gaat. Een probabilistisch ontwerp kan met de eisen op elk niveau worden uitgevoerd. Daarbij geldt dat een meer algemeen niveau een 'vrijer' en dus een efficiënter ontwerp zal opleveren (minder beperkingen).

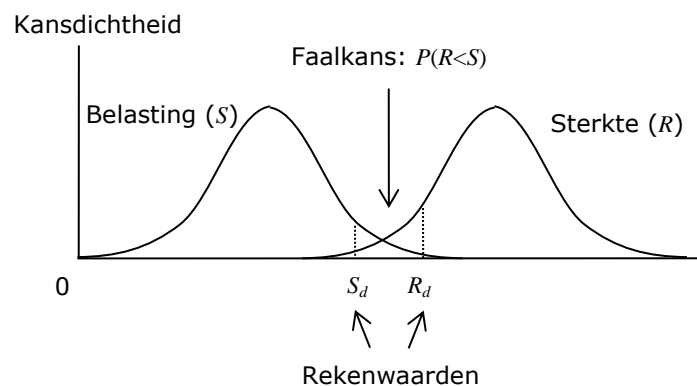
Bij semi-probabilistisch ontwerpen wordt zodanig ontworpen dat de zg. rekenwaarde van de belasting ( $S_d$ ) kleiner is dan de rekenwaarde van de sterkte ( $R_d$ ):  $S_d < R_d$ . Een rekenwaarde ( $S_d, R_d$ ) is een combinatie van een representatieve waarde en een veiligheidsfactor. Een representatieve waarde is een nominale waarde of een karakteristieke waarde met een bepaalde kans van overschrijding (sterkteparameter) of overschrijding (belastingparameter). Standaard zijn dit 5% of 95%-fractielen, maar in de waterbouwkunde wordt voor de belastingen uitgegaan van karakteristieke waarden met relatief kleine overschrijdingskansen, zoals 1/1.250 of 1/10.000 per jaar. Omdat de representatieve waarden gegeven zijn in de vigerende leidraden en technische rapporten, komt het opstellen van een semi-probabilistisch voorschrift in de praktijk neer op het vaststellen van veiligheidsfactoren.

Rekenwaarden moeten zodanig worden gekozen dat bij het voldoen aan het semi-probabilistisch ontwerpvoorschrift wordt voldaan aan een bepaalde faalkanseis:

$$P(R < S) < P_T \text{ als } S_d < R_d \quad (1.2)$$

Semi-probabilistische beoordelingen worden per faalmechanisme en doorsnede uitgevoerd. Voor het opstellen van semi-probabilistische ontwerpregels zijn zodoende faalkanseisen op doorsnedeniveau per faalmechanisme nodig.

De relatie tussen een probabilistische en semi-probabilistische beoordeling (op doorsnedeniveau, voor één faalmechanisme) is schematisch weergegeven in Figuur 2. Beide beoordelingen berusten op dezelfde grenstoestandfunctie (hetzelfde faalmechanismemodel) en dezelfde onzekere parameters. Het enige wezenlijke verschil is de wijze waarop met deze onzekerheden wordt omgegaan bij de beoordeling van de betrouwbaarheid van een waterkering.

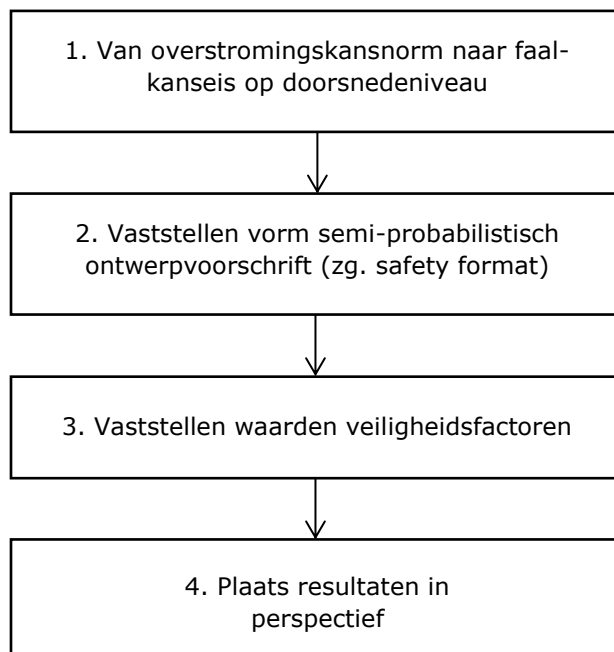


**Figuur 2. De kansverdelingen van belasting ( $S$ ) en sterkte ( $R$ ) en hun rekenwaarden ( $S_d$  en  $R_d$ ).**

#### 1.4.2

##### *Aanpak op hoofdlijnen*

Bij het opstellen van semi-probabilistische ontwerpvoorschriften is aangesloten op de aanpak die in het project WBI2017 wordt gevolgd. De belangrijkste onderdelen van deze aanpak zijn weergegeven in Figuur 3. Voor een uitgebreidere beschrijving van de opzet van het kalibratieproces in het WBI2017 wordt verwezen naar WBI2017-rapporten over dit onderwerp.



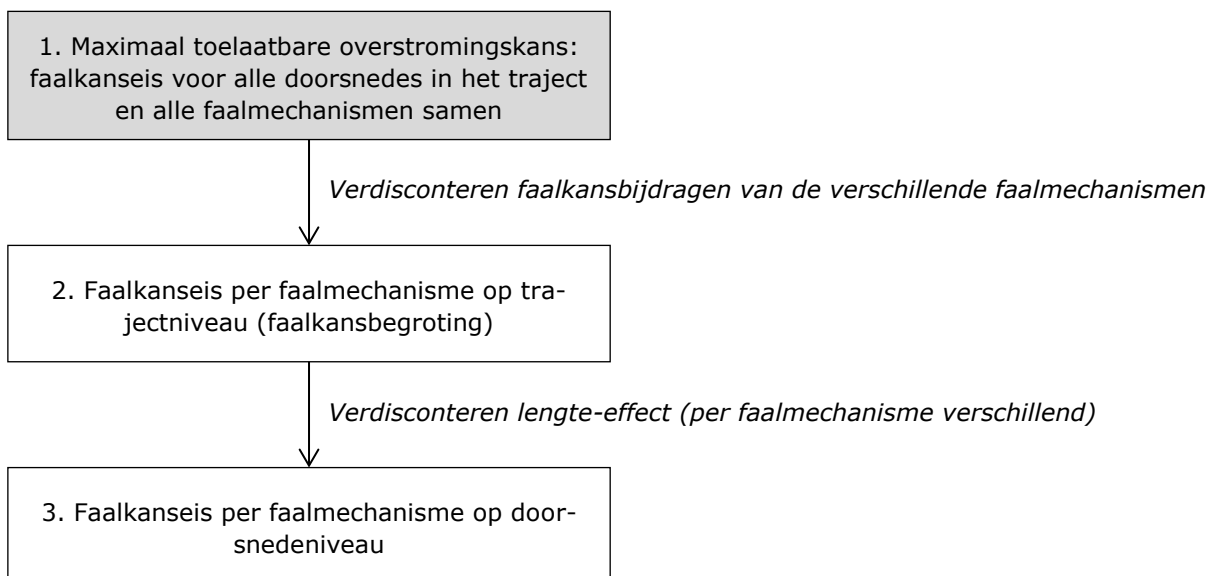
**Figuur 3. De belangrijkste stappen bij het afleiden van partiële factoren.**

Deze vier stappen worden hierna in het algemeen besproken en in de volgende drie hoofdstukken per faalmechanisme afgelopen, waarbij bepaald zal worden in hoeverre dit aanleiding geeft tot bijstelling van de huidige voorschriften. Deze dienen dus als vertrekpunt.

#### 1.4.3

##### *Stap 1: Van overstromingskansnorm naar faalkanseis op doorsnedeniveau*

In Figuur 4 is aangegeven hoe faalkanseisen per faalmechanisme kunnen worden afgeleid van maximaal toelaatbare faalkansen (die als ondergrenzen zijn opgenomen in de wet).



**Figuur 4. Relaties tussen overstromingskansnormen en faalkanseisen per faalmechanisme op doorsnedeniveau.**

In het WBI2017 is op basis van de resultaten van VNK en een consultatie van experts van ingenieursbureaus, kennisinstituten (TNO, Deltares, TUDelft) en Rijkswaterstaat een faalkansbegroting afgeleid [Jongejan, 2013a]. Deze faalkansbegroting, samengevat in tabel 1, is voor het ontwerpinstrumentarium 2014 gebruikt om de faalkanseisen per faalmechanisme op doorsnede-niveau af te leiden.

**Tabel 1: Faalkansbegroting – maximaal toelaatbare faalkansen als percentages van de overstromingskansnorm.**

Type waterkering	Faalmechanisme	Type traject	
		Zandige kust	Overig (dijken)
Dijk	Overloop en golfoverslag <sup>a,b</sup>	0%	24% <sup>c</sup>
	Opbarsten en piping	0%	24% <sup>c</sup>
	Macrostabiliteit binnenwaarts	0%	4%
	Beschadiging bekleding en erosie	0%	10%
Kunstwerk	Niet sluiten	0%	4%
	Piping	0%	2%
	Constructief falen	0%	2%
Duin	Duinafslag	70%	0% / 10% <sup>d</sup>
Overig		30%	30% / 20%
<b>Totaal</b>		<b>100%</b>	<b>100%</b>

<sup>a</sup> Het faalmechanisme verweking is niet meegewogen bij de bepaling van de toelaatbare faalkansbijdrage van overloop en golfoverslag.

<sup>b</sup> Overloop/overslag bij kunstwerken is samengevoegd met overloop/overslag bij dijken vanwege de zeer sterke ruimtelijke correlaties tussen deze faalmechanismen bij kunstwerken en dijkvakken met dezelfde oriëntatie.

<sup>c</sup> Door afronding is dit in de oorspronkelijke tabel in [Jongejan, 2013a] 25%. De invloed hiervan is niet significant.

<sup>d</sup> Voor trajecten die voor een gedeelte uit duinen bestaan, zal duinafslag vaak een relatief kleine faalkansbijdrage leveren. In dergelijke gevallen is voorgesteld om 10% van de post 'overig' toe te wijzen aan duinafslag. Dit voorkomt dat er voor dergelijke situaties een geheel nieuwe faalkansbegroting moet worden gehanteerd.

Een slecht passende faalkansbegroting kan alleen leiden tot enigszins oneconomische ontwerpen, maar niet tot trajecten die wél aan de ontwerpregels voldoen maar níet aan de maximaal toelaatbare faalkans op trajectniveau (voor alle faalmechanismen samen). Het werken met een faalkansbegroting in plaats van een "vrije faalkansverdeling" leidt dus per definitie tot enig conservatisme in toetsing en ontwerp, ongeacht de keuze van de percentages van tabel 1.

Benadrukt wordt dat de uiteindelijke veiligheidsfactoren vrij ongevoelig zijn voor veranderingen van de percentages in tabel 1. Zo correspondeert een aanscherping van een faalkanseis van  $10^{-5}$  per jaar met een factor twee (bij verdubbeling van het faalkansbudget) met een verandering in termen van betrouwbaarheidsindices met een factor 1,03. De verandering in ontwerppuntwaarden en dus rekenwaarden blijft bij dit soort veranderingen dan ook zeer beperkt. Ook wanneer voor de categorie 'overig' niet 30% maar 10% zou worden aangehouden, dan zouden de overige percentages in tabel 1 bij een proportionele herverdeling een factor 1,28 groter worden. In termen van betrouwbaarheidsindices, ontwerppuntwaarden en veiligheidsfactoren is een dergelijke verandering niet relevant. Pas bij relatief grote afwijkingen

van een percentage uit de default-faalkansbegroting (bijv. factor 5-10) zal sprake zijn van een merkbare invloed op de aan te houden veiligheidsfactoren.

Het is zondermeer toegestaan om van deze default-faalkansbegroting af te wijken om onnodig knellende eisen voor bepaalde faalmechanismen te voorkomen. Per project is het aan de beheerder om een passende faalkansbegroting vast te stellen. Als in een bepaald traject bijvoorbeeld piping op fenomenologische gronden vrijwel geheel kan worden uitgesloten, dan kan bijvoorbeeld de faalkansbijdrage voor piping worden verlaagd van 24% tot 4%, zodat de bijdrage van bijvoorbeeld betrouwbaarheid sluiting kan worden verhoogd van 4% tot 24%. Een dergelijke verandering (factor 6) kan wellicht besparingen opleveren bij de versterking van kunstwerken.

#### 1.4.4

*Stap 2: Het vaststellen van de vorm van het semi-probabilistisch ontwerpvoorschrift*  
De vorm van het semi-probabilistische toetsvoorschrift (safety format) heeft betrekking op:

1. De definitie van de representatieve waarde per stochastische variabele (bijvoorbeeld 5% of 95%-fractiel)
2. De toe te passen veiligheidsfactoren

##### *Stap 2.1: De definitie van representatieve waarden*

De representatieve waarden die momenteel worden gehanteerd in vigerende leidraden en technische rapporten, zijn in het ontwerpinstrumentarium 2014 overgenomen. De enige uitzonderingen zijn:

1. Wanneer de representatieve waarden niet duidelijk waren gedefinieerd is een eigen definitie gegeven. Daarbij is aangesloten op de definities die in het project WBI2017 zijn opgesteld.
2. Voor het ontwerppeil is uitgegaan van een waterstand met een overschrijdingskans die gelijk is aan de getalswaarde van de overstromingskansnorm (ofwel: de faalkanseis voor alle mechanismen en vakken in het traject samen). Hierbij moet het volgende worden bedacht:
  - a) Binnen de oude overschrijdingskansbenadering had de overschrijdingskans een andere lading dan binnen de overstromingskansbenadering. De overschrijdingskans was gerelateerd aan een belastingniveau dat veilig gekeerd moet kunnen worden. In de overstromingskansbenadering legt de overschrijdingskans slechts de representatieve waarde van de belasting vast die samen met andere rekenwaarden moet waarborgen dat aan een faalkanseis wordt voldaan. Het gaat dan niet meer (alleen) om de conditionele faalkans bij het toetspeil.
  - b) Representatieve waarden en partiële veiligheidsfactoren zijn in zekere zin communicerende vaten: het effect van minder ongunstige representatieve waarden kan worden gecompenseerd door grotere partiële veiligheidsfactoren en vice versa. Dit betekent dat een representatieve waarde op zichzelf nog weinig zegt over de strengheid van een semi-probabilistische toetsvoorschrift.
  - c) Door het voorstel voor de definitie van de ontwerpbelasting te volgen beweegt de representatieve waarde van de buitenwaterstand mee met de normhoogte. Als er bijvoorbeeld voor zou worden gekozen om bij elk traject de representatieve belasting een overschrijdingskans van 1/300 per jaar te laten bezitten, dan zouden de veiligheidsfactoren voor trajecten met normen van 1/300 en 1/30.000 per jaar sterk uiteen komen te liggen. De aansluiting tussen probabilistische en de semi-probabilistische beoordelingen zou hierbij ook onnauwkeuriger worden, met conservatisme als gevolg.



- d) In theorie is het optimale ontwerppeil voor elk faalmechanisme verschillend. Dat komt niet alleen doordat de faalkanseis voor elk faalmechanisme anders is, maar ook (en vooral) doordat het relatieve belang van de onzekerheid ten aanzien van de belasting voor elk faalmechanisme anders is. Het is echter zeer onpraktisch en foutgevoelig om voor elk faalmechanisme een andere ontwerpwaterstand te hanteren. Daarom is hier niet voor gekozen.
- e) Het handhaven van de huidige overschrijdingskansen uit de Waterwet is geen optie. Het zou tot een volstrekt chaotisch ontwerpinstrumentarium leiden als de huidige overschrijdingskansen gehandhaafd zouden blijven bij de nieuwe overstromingskansnormen.

*Stap 2.2: De toe te passen veiligheidsfactoren*

Door voor elke stochastische variabele een partiële factor te introduceren, kan men een semi-probabilistisch voorschrift zo goed mogelijk laten aansluiten op de uitkomsten van faalkansberekeningen. In de praktijk zal dat echter lang niet altijd handig zijn. De huidige toets- en ontwerpregels bevatten dikwijls veiligheidsfactoren die als een 'bulkparameter' worden toegepast op een sterkte-term. Het gebruik van slechts een beperkt aantal veiligheidsfactoren vergemakkelijkt de uitvoering van een semi-probabilistische beoordeling en verkleint de kans op fouten. Maar het reduceren van het aantal veiligheidsfactoren kan wel leiden tot enig conservatisme in de semi-probabilistische beoordeling.

In het algemeen komen de volgende typen veiligheidsfactoren voor in de huidige toets- en ontwerpregels:

1. Modelfactor
2. Materiaalfactoren
3. Schematiseringfactor
4. Faalkanseis-afhankelijke veiligheidsfactor (soort stelparameter die het effect van normhoogte en de trajectlengte/het lengte-effect tot uitdrukking brengt, zie de 'schadefactor'). Deze term wordt in het vervolg gerefereerd als "beta-afhankelijke veiligheidsfactor".

Bij de ontwikkeling van het ontwerpinstrumentarium is de volgende lijn gehanteerd:

1. In elke ontwerpregel komt ten minste één beta-afhankelijke veiligheidsfactor voor (zie ook §1.1 eis 3). De ontwerpregel voor golfoverslag is hierop een uitzondering: hier zal alleen een (beta-onafhankelijke) rekenwaarde voor het kritieke debiet worden voorgeschreven.
2. Er worden veiligheidsfactoren toegevoegd als in het project WBI2017 is gebleken dat dit verstandig is om het conservatisme in het semi-probabilistische voorschrift te reduceren.

1.4.5

*Stap 3: Het vaststellen van de waarden van de partiële veiligheidsfactoren*

Voor het vaststellen van veiligheidsfactoren zijn de volgende gegevens nodig:

1. Een betrouwbaarheidseis
2. Een grenstoestandsfunctie
3. Kansverdelingen van de stochastische variabelen
4. Representatieve waarden van de stochastische variabelen
5. Invloedscoëfficiënten

Aangezien de onderdelen 1 t/m 4 al zijn gegeven danwel gekozen, draait de vaststelling van veiligheidsfactoren in de praktijk om het fixeren/aanwijzen van representatief geachte invloedscoëfficiënten. Hiertoe bestaan op hoofdlijnen de volgende mogelijkheden:

1. Het gebruik van ISO-gestandaardiseerde invloedscoëfficiënten
2. Het uitvoeren van een groot aantal probabilistische analyses

Opgemerkt wordt dat de huidige veiligheidsfactoren in toets- en ontwerpregels lang niet altijd een duidelijke probabilistische onderbouwing kennen en dikwijls op verschillende uitgangspunten berusten. Dit is ook de reden waarom de huidige veiligheidsfactoren in het WBI2017 opnieuw worden bepaald.

Aangezien de ISO-gestandaardiseerde invloedscoëfficiënten breed toepasbaar moeten zijn, leidt hun gebruik doorgaans tot relatief conservatieve semi-probabilistische voorschriften. In het WBI2017 is daarom een meer geavanceerde kalibratieprocedure ontwikkeld, die berust op de uitvoering van een groot aantal probabilistische analyses. De uitkomsten van de kalibratiestudies uit het WBI2017 zijn overgenomen in deze versie 4 het OI2014.

De waarden van de veiligheidsfactoren worden als volgt gedefinieerd:

1. Modelfactor: Vaste waarde, afgeleid bij één betrouwbaarheidsindex
2. Materiaalfactoren: Vaste waarde, afgeleid bij één betrouwbaarheidsindex
3. Schematiseringfactor: Volgt uit schematiseringtheorie en is afhankelijk van de schematiseringonzekerheid
4. Beta-afhankelijke factor: Afhankelijk van normhoogte en trajectlengte/het lengte-effect

Concreet is de volgende werkwijze gehanteerd voor het vaststellen van de veiligheidsfactoren in het ontwerpinstrumentarium 2014:

1. Leg per veiligheidsfactor de resultaten/inzichten van de kalibratiestudie uit WBI2017 langs de (achtergronden van de) huidige veiligheidsfactoren.
2. Stel vast of bijstelling van de huidige veiligheidsfactoren nodig/wenselijk is.
3. Bekijk of het te verwachten is dat lopend onderzoek op termijn gaat leiden tot zwaardere eisen aan de sterkte van de waterkeringen, bijvoorbeeld door een ongunstiger materiaalmodel. Als dat zo is, kan dat reden zijn om af te zien van een verlaging van de veiligheidsfactoren die op basis van beide voorgaande gerechtvaardigd lijkt.

#### 1.4.6 *Stap 4: Plaatsing van de resultaten in perspectief: wat is de betekenis voor de praktijk*

Bij wijzigingen van veiligheidsfactoren is het van belang om na te gaan wat het zou betekenen voor de praktijk. Gelet op de beschikbare middelen voor de ontwikkeling van het OI2014 is dit voornamelijk echter slechts vrij oppervlakkig gedaan. Het is dan ook zeer wenselijk dat de ervaringen vanuit projecten worden gebruikt om consequenties beter in beeld te brengen en te besluiten of aanscherping van de veiligheidsfactoren gewenst is. Het OI2014 moet dan ook niet worden gezien als een afgerond ontwerpinstrumentarium maar als een tussenstap in een ontwikkeling. Een kritische blik van gebruikers is van groot belang om het OI door te kunnen ontwikkelen tot een volwaardig ontwerpinstrumentarium.

## 2 Bepaling benodigde kruinhoogte: erosiebestendigheid kruin en binnentalud

Het binnentalud van een dijk faalt als een bepaald kritiek overslagdebiet wordt overschreden. Dit kritieke debiet wordt in hoofdzaak bepaald door de helling van het binnentalud, de kwaliteit van de grasmat en de kwaliteit van de onderliggende kleilaag. Hierbij gaat het niet om het debiet dat leidt tot het begin van schade aan de bekleding, maar het debiet waarbij falen optreedt. In een betrouwbaarheidsanalyse wordt het kritieke debiet vergeleken met het optredende debiet, wat in hoofdzaak wordt bepaald door de hydraulische randvoorwaarden, de buitentaludhelling en de toegepaste waakhoogte (het verschil tussen de ontwerpwaterstand en de kruinhoogte).

Omdat de beschikbare tijd en het budget voor het opstellen van het OI2014 zeer beperkt waren, is alleen met direct beschikbare instrumenten en gegevens gewerkt. Er was onvoldoende budget om instrumenten te ontwikkelen om zaken eleganter uit te werken en te presenteren. Ook is een groot beroep gedaan op expert judgment. Daarom zijn in het kader van versie 4 van het OI2014 de beschikbare data nader geanalyseerd. Dit heeft geleid tot bijstellingen van de toepassingsvoorwaarden bij de kritieke overslagdebieten uit versie 3 van het OI2014.

De kritieke overslagdebieten uit tabel 5 van het OI2014 v4 hadden nog groter gekozen hadden kunnen worden. Om het aantal toepassingsvoorwaarden beperkt te houden is hier echter nu niet voor gekozen. Er is dus sprake van conservatieve waarden.

Gelet op de bovengenoemde beperkingen is het van belang dat het gebruik van de OI2014-ontwerpregel voor overslag zorgvuldig wordt gemonitord en dat de ervaringen met deze regel worden geëvalueerd. Dit kan aanleiding geven tot bijstelling van de OI2014-ontwerpregel.

### 2.1 Van overstromingskansnorm naar faalkanseis per doorsnede

Volgens de huidige sterktemodellering faalt het binnentalud als een bepaald kritiek debiet wordt overschreden. Welk overslagdebiet kritiek is, is afhankelijk van de helling van het binnentalud, de kwaliteit van de grasmat en de kwaliteit van de onderliggende kleilaag. De grenstoestandfunctie luidt als volgt:

$$Z = Y - X \quad (2.1)$$

waarin  $X$  het onzekere optredende overslagdebiet is en  $Y$  het (onzekere) kritieke debiet is (beide in  $\text{m}^3/\text{s}$  per  $\text{m}$ ). Dit kritieke debiet is het overslagdebiet dat leidt tot het falen van het binnentalud. Het is dus niet het overslagdebiet dat leidt tot de start van schade aan de bekleding, zie ook Figuur 5 in §2.3.1.

In het WBI2017 is een nieuwe sterktemodellering uitgewerkt, de cumulatieve overbelastingbenadering. Daarbij wordt verder gegaan dan een modellering die alleen op debieten is gebaseerd. De optredende stroomsnelheden per overslaande golf worden vergeleken met kritieke stroomsnelheden. Ook het aantal overslaande golven speelt een rol. Vooralsnog is de benodigde software waarmee probabilistische berekeningen gemaakt kunnen worden met de cumulatieve overbelastingbenadering nog niet beschikbaar voor ontwerpen.

Daarom is bij het opstellen van de ontwerpregel voor golfoverslag uitgegaan van de huidige sterktemodellering op basis van kritieke overslagdebieten. Uiteraard zijn de inzichten die zijn opgedaan met de cumulatieve overbelastingbenadering wel meegenomen bij het formuleren van de bij het ontwerp aan te houden kritieke overslagdebieten.

Een probabilistische modellering vormt de basis voor de semi-probabilistische uitwerking. Uitgaande van een modellering op basis van (kritieke) debieten geldt voor de faalkans van een doorsnede  $i$ :

$$P_{f,i} = P(Z_i < 0) = P(X_i > Y_i) \quad (2.2)$$

Voor de kans op falen door golfoverslag in een traject bestaande uit  $n$  vakken waarbij elk vak wordt gerepresenteerd met doorsneden geldt ( $i=1..n$ ):

$$P_f = P(Z_1 < 0 \cup Z_2 < 0 \cup \dots \cup Z_n < 0) \quad (2.3)$$

Ofwel: de kans dat een traject door golfoverslag faalt, is de kans dat ten minste één van de doorsneden in het traject door golfoverslag faalt. Deze faalkans van het traject dient kleiner te zijn dan een faalkanseis  $P_{eis}$ . Deze faalkanseis op trajectniveau kan als volgt worden afgeleid van de maximaal toelaatbare overstromingskans:

$$P_{eis} = P_{max} \cdot \omega \quad (2.4)$$

waarin  $P_{max}$  de maximaal toelaatbare overstromingskans van het beschouwde dijktraject is en  $\omega$  de faalkansruimtefactor voor overloop en golfoverslag is ( $\omega=0,24$ ; zie tabel 1 in §1.4.3).

Doorsneden moeten dus zodanig worden ontworpen dat wordt voldaan aan de volgende voorwaarde:

$$P(Z_1 < 0 \cup Z_2 < 0 \cup \dots \cup Z_n < 0) < P_{eis} \quad (2.5)$$

Bij het ontwerp worden doorsneden normaal gesproken afzonderlijk beoordeeld. Een eis voor een individuele doorsnede kan als volgt worden weergegeven:

$$P(Z_i < 0) = P(X_i > Y_i) < P_{eis,i} = \frac{P_{eis}}{N} \quad (2.6)$$

waarin  $N$  een maat voor het lengte-effect is (hierna verder uitgewerkt).

Verwacht wordt dat de onzekerheid ten aanzien van het kritieke overslagdebiet op een bepaalde locatie vooral bestaat uit kennisonzekerheid over de sterkte in een bepaald traject en in veel mindere mate verband houdt met de ruimtelijke variabiliteit van de sterkte binnen een traject. Deze kennisonzekerheid is sterk ruimtelijk gecorreleerd. Dit betekent dat er sprake is van een sterke ruimtelijke correlatie en dus van een klein lengte-effect, zeker binnen de trajecten die veel kleiner zijn dan de huidige dijkkringen.

Objecten op het talud, rand- en knik-in-talud-effecten of beschadigingen kunnen de sterkte aanzienlijk beïnvloeden. Dit soort verstoringen zouden kunnen worden meegenomen bij de bepaling van het lengte-effect: de kans op het waarnemen van bij-

voorbeeld een fragmentarische zode neemt toe naarmate een groter traject wordt beschouwd. Dat is hier echter niet gedaan. Bij dit optimistische uitgangspunt zij opgemerkt dat deze onzekerheid op basis van waarnemingen ook vrijwel geheel is weg te nemen; de bijdrage hiervan aan het lengte-effect verdwijnt dan. Het hier genoemde lengte-effect wordt vooral bepaald door variaties in de oriëntatie van het traject ('het waait niet tegelijk uit het noorden en het zuiden').

Gelet op het bovenstaande zal de faalkanseis op doorsnedeniveau vermoedelijk hooguit een factor 3 strenger zijn dan de faalkanseis op trajectniveau ( $N=1$  tot 3 in vergelijking 2.6).

In bijlage A van de Handreiking OI2014 versie 4 is voor elk traject een  $N$ -waarde gegeven. Bij het vaststellen van de  $N$ -waarde per traject is gebruik gemaakt van diverse bestaande studies:

1. Studies van HKV en Alkyon waarin alleen de onzekerheid in de belastingen is beschouwd (maar de onzekerheden ten aanzien van de sterkte zijn ook relatief onbelangrijk).
2. Berekeningen uitgevoerd met de Hydra's – ook hierin kon alleen de onzekerheid over de natuurlijke variabiliteit van de belasting worden meegenomen.
3. Resultaten van VNK2, een TOI/WBI2017-studie voor golfoverslag en de achtergrondrapporten bij het advies 'Van overschrijdingskans naar overstromingskans'

## 2.2 Vaststellen vorm semi-probabilistisch ontwerpvoorschrift

Bij het ontwerp wordt gekeken naar de kans op overschrijding van een bepaalde rekenwaarde van het kritieke overslagdebiet:

$$P(X_i > Y_{d,i}) < P_{eis,i} = \frac{P_{max} \cdot \omega}{N} \quad (2.7)$$

waarin  $Y_{d,i}$  de voorgeschreven rekenwaarde van het kritieke debiet bij doorsnede  $i$  is. Deze rekenwaarde dient dusdanig te worden vastgesteld dat wordt voldaan aan de voorwaarde in vergelijking (2.6) als wordt voldaan aan de voorwaarde in vergelijking (2.7). Er worden dus geen rekenwaarden voor de belasting en de sterkte met elkaar vergeleken, maar er wordt een kans op overschrijding van een rekenwaarde van een bepaalde sterkte berekend.

Ter illustratie:

Stel de maximaal toelaatbare overstromingskans is 1/1.000 per jaar en de faalruimtefactor voor golfoverslag is 24%. De maximaal toelaatbare faalkans voor golfoverslag op trajectniveau is dan  $0,24 \times 1/1.000 \approx 1/4.000$  per jaar. Stel de lengte-effectfactor is gelijk aan 2 ( $N=2$ ), dan is de faalkanseis op doorsnedeniveau gelijk aan  $1/4.000 : 2 = 1/8.000$  per jaar.

Als men de vereiste kerende hoogte van een doorsnede volledig probabilistisch zou bepalen, dan zou de kans dat het onzekere overslagdebiet groter is dan het onzekere kritieke debiet kleiner moeten zijn dan 1/8.000 per jaar. Een dergelijke ontwerp-berekening is in de praktijk helaas nog niet mogelijk, omdat in de huidige Hydra-modellen niet kan worden gerekend met een onzeker (stochastisch) kritiek overslagdebiet.

Als men de vereiste kerende hoogte zou bepalen volgens de voorgestelde ontwerp-regel, dan zal men men moeten zorgen dat de kans dat het onzekere overslagdebiet groter is dan een rekenwaarde van het kritieke debiet (bijv. 10 l/s/m) kleiner is dan

1/8.000 per jaar. De rekenwaarde van het kritieke debiet is zodanig gekalibreerd, dat de uitkomst van deze ontwerpprocedure vrijwel gelijk is aan de volledig probabilistische ontwerpprocedure.

## 2.3 Vaststellen van rekenwaarden voor het kritieke overslagdebiet

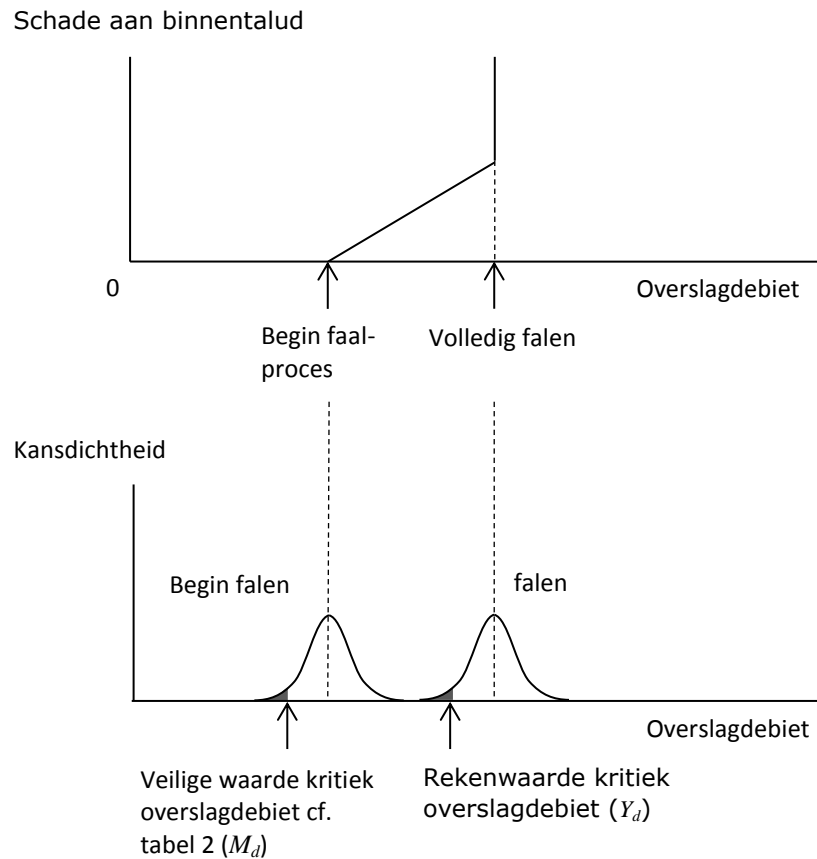
### 2.3.1 *Veilige waarden*

In tabel 2 is een overzicht gegeven van 'veilige waarden' die in de huidige technische rapporten worden genoemd. De term 'veilige waarden' is hier bewust gekozen, aangezien het hier niet gaat over rekenwaarden zoals dat bij een semi-probabilistisch voorschrift gebruikelijk is: het gaat over waarden waarbij schade aan de bekleding onwaarschijnlijk is en falen praktisch is uitgesloten.

**Tabel 2: Veilige waarden van het kritieke debiet**

Kritiek debiet (l/s/m)	Aanvullende eisen aan het binnentalud [van der Meer et al., 2012]
0,1	Geen
1	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Gesloten zode of open zode op kleilaagdikte van minimaal 0,4m</li> <li>• Controle op afschuiven van de bekleding verplicht</li> </ul>
5	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Gesloten zode</li> <li>• Significante golfhoogte kleiner dan 3m</li> <li>• Keilaagdikte groter dan 0,4m of taludhelling flauwer dan 1:4</li> <li>• Grootte van objecten (of beschadigingen) kleiner dan 0,15m</li> <li>• Controle op afschuiven bekleding en binnentalud verplicht</li> </ul>

De relatie tussen de veilige waarden uit tabel 2 en het optreden van schade aan het binnentalud is schematisch weergegeven in Figuur 5. De veilige waarden uit tabel 2 lijken betrekking te hebben op een andere grenstoestand (begin van schade/start faalproces) dan de grenstoestand die bij een ontwerp op basis van faalkanseisen beschouwd zou moeten worden (volledige schade/falen). Een rekenwaarde die hoort bij de eerste grenstoestand is een zeer veilige waarde voor de tweede grenstoestand.



**Figuur 5. Schematische weergave van de relatie tussen de rekenwaarde van het kritieke overslagdebiet en de veilige waarden uit Tabel 2. De kans op falen bij overschrijding van de veilige waarden is praktisch nul.**

Wanneer de in tabel 2 genoemde waarden gebruikt zouden worden als rekenwaarden, dan zou dit tot bovenmatig conservatieve ontwerpen leiden. Dit kan op de volgende manieren worden geadresseerd:

1. Het definiëren van rekenwaarden die horen bij het falen van het binnentalud. De vorm van het ontwerpvoorschrift is dan (zie ook vergelijking 2.7):

$$P(X_i > Y_{d,i}) < P_{eis,i} \quad (2.8)$$

2. Het gebruik van de huidige waarden (Tabel 2) met een factor die compenseert voor het feit dat de kans op overschrijding van de veilige waarde veel kleiner is dan de faalkans:

$$P(X > M_{d,i}) < \lambda \cdot P_{eis,i} \quad (2.9)$$

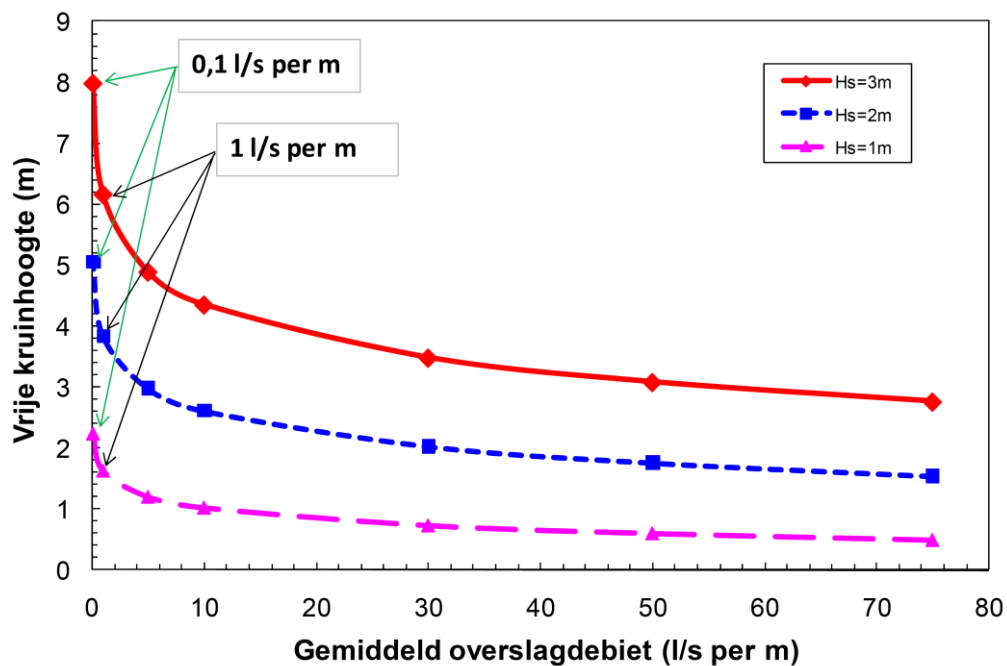
waarin  $\lambda$  een constante is ( $\lambda > 1$ ) en  $M_{d,i}$  een zeer veilige waarde van het kritieke debiet is, conform tabel 2.  $M_{d,i}$  kan worden opgevat als een rekenwaarde die hoort bij een vervangende grenstoestand, nl. het begin van schade:  $Z = X - M$ , waarin  $M$  het (onzekere) overslagdebiet is waarbij de eerste schade optreedt.

De tweede optie, d.w.z. het kiezen van een vervangende grenstoestand (begin falen) en het aanpassen van de doelveiligheid is in strijd met de basisbeginselen van

de betrouwbaarheidsanalyse en is bijvoorbeeld in de staal- en betonwereld al in de zeventiger jaren verlaten. Op inhoudelijke gronden verdient de tweede optie dan ook niet de voorkeur. Daarom is hier alleen de eerste optie nader uitgewerkt.

### 2.3.2 Aanpak op hoofdlijnen voor de bepaling van de rekenwaarde van het kritiek overslagdebiet

Voor een groot aantal locaties zijn met PC-Ring faalkansberekeningen gemaakt. De berekeningen zijn voor uiteenlopende locaties gemaakt omdat de relatie tussen het overslagdebiet en de benodigde kruinhoogte sterk verschillend is bij bijvoorbeeld zee- en rivierdijken, vanwege verschillen in golfhoogtes. Dit is in Figuur 6 geïllustreerd. Een overzicht van de beschouwde locaties is gegeven in Figuur 7.



**Figuur 6. Schematische weergave van de relatie tussen het overslagdebiet en de vrije kruinhoogte (of: tussen het maximaal toelaatbare overslagdebiet en de benodigde kruinhoogte) [van der Meer et al., 2012, p.31].**

Er is gebruik gemaakt van een steekproef van dijkvakken uit de in december 2013 beschikbare VNK2-databases (op elke 10 vakken is gemiddeld 1 vak geselecteerd). Er zijn dus alleen schematisaties van werkelijke dijken beschouwd. De geselecteerde dijkvakken zijn één voor één nagelopen om zeker te zijn dat er geen sprake is van bijzondere situaties, zoals hoge gronden, verholten waterkeringen in stedelijk gebied of dijken met voorliggende havendammen. Locaties met faalkansen kleiner dan  $10^{-6}$  per jaar bij kritieke debieten van 1 l/s per m of groter dan  $10^{-2}$  per jaar zijn buiten beschouwing gelaten. De berekeningen zijn steekproefsgewijs gecontroleerd (controle ontwerpwaarden en convergentie via de txt-uitvoer van PC-Ring). Gelet op de beperkte tijd voor een groot aantal probabilistische analyses zijn bij rekentechnische problemen geen pogingen ondernomen om deze op te lossen (bijv. door de toepassing van DS of door de toepassing van een andere startwaarde bij FORM-berekeningen): foutieve berekeningen zijn simpelweg uit de dataset verwijderd.





**Figuur 7. Overzicht beschouwde locaties.**

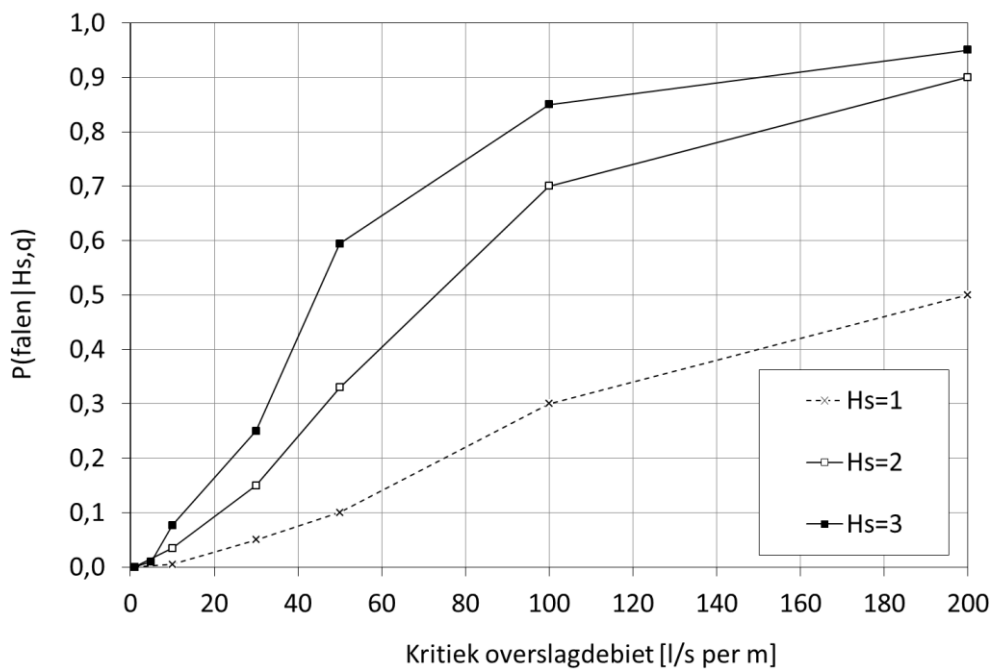
Voor alle locaties zijn berekeningen gemaakt van de kans op overschrijding van deterministische en stochastische kritieke debieten. Deze berekeningen verschaffen ten eerste inzicht in de relatie tussen een kritiek debiet en de kans op overschrijding daarvan (en in het verlengde daarvan: de benodigde kruinhoogte). Daarnaast geven deze berekeningen een basis voor het vaststellen van rekenwaarden. Idealiter is de overschrijdingskans van de rekenwaarde van het kritieke debiet namelijk gelijk aan de faalkans, voor het geval de dijkdoorsnede net aan de faalkanseis voldoet (zie ook §2.1):

$$P(X_i > Y_{d,i}) = P(X_i > Y_i) = P_{eis,i} \quad (2.10)$$

### 2.3.3

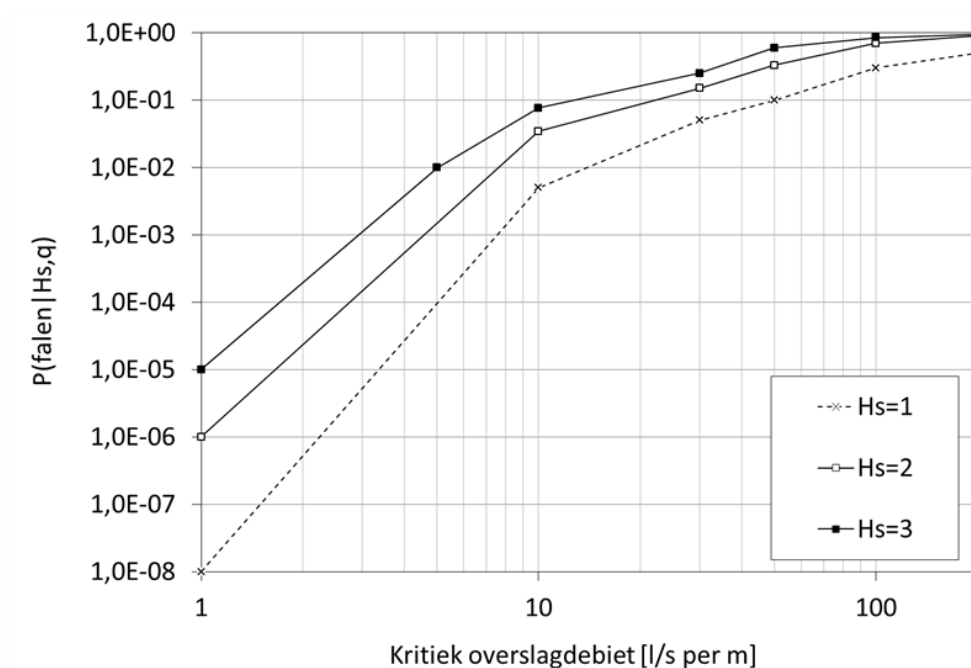
#### *De beschouwde kansdichtheidfuncties van het kritieke overslagdebiet*

Uit de cumulatieve overbelastingbenadering volgt dat het kritieke debiet afhankelijk zou moeten zijn van de golfhoogte. Op basis van inzichten die zijn opgedaan tijdens de overslagproeven en enkele verkennende berekeningen met de cumulatieve overbelastingbenadering zijn schattingen gemaakt van de conditionele faalkansen van taluds met een gesloten zode, als functie van het overslagdebiet, voor verschillende significante golfhoogtes (Figuur 8 en Figuur 9). Benadrukt wordt dat het gaat over grove, voorlopige schattingen door experts. Vanwege de beschikbare tijd en budget voor het opstellen van het ontwerpinstrumentarium 2014 behoorde een uitgebreide, onderbouwende studie niet tot de mogelijkheden.



**Figuur 8. De conditionele faalkans bij een bepaald overslagdebiet bij een gesloten zode, voor verschillende significante golfhoogtes ( $H_s$ ). De grafieken berusten in hoge mate op expert judgment.**

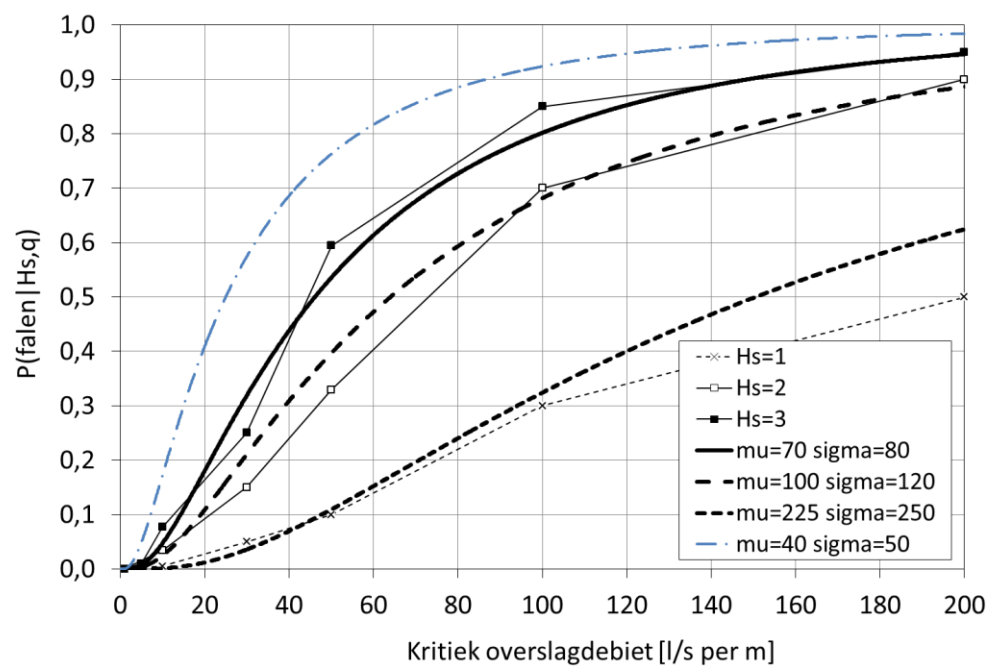
De voorgaande figuur is in Figuur 9 op een logaritmische schaal weergegeven. Dit geeft een beter beeld van de conditionele faalkans bij de kleinere overslagdebieten.



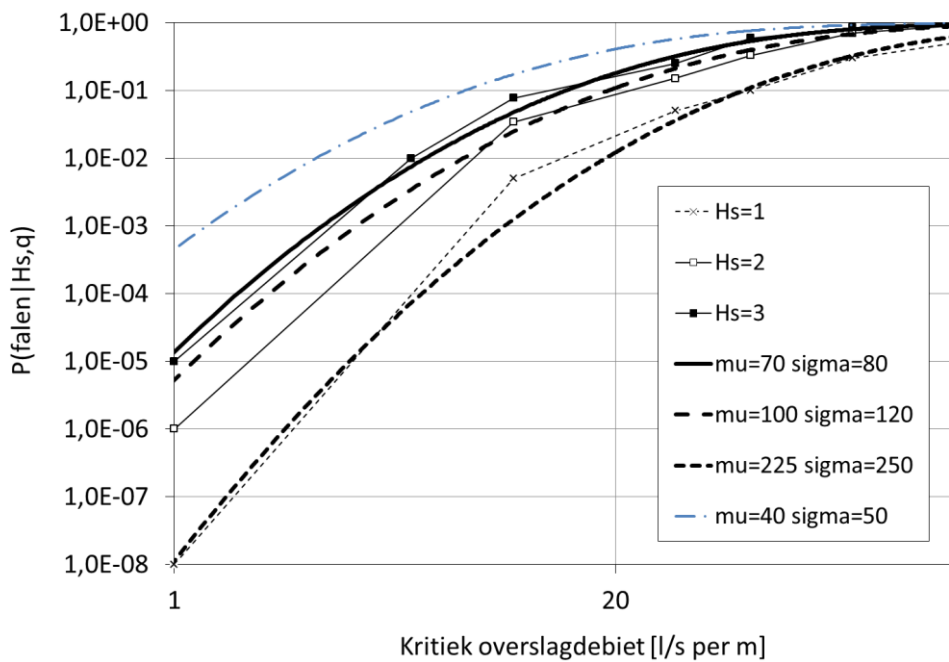
**Figuur 9. De conditionele faalkans bij een bepaald overslagdebiet bij een gesloten zode, voor verschillende significante golfhoogtes ( $H_s$ ), uitgaande van een logaritmische schaal.**

Op de lijnen die in Figuur 8 en Figuur 9 zijn weergegeven zijn lognormale verdelingen gefit ter benadering. Deze lognormale verdelingen zijn weergegeven in Figuur 10 en Figuur 11. In deze figuren komt ook een extra lognormale verdeling voor: deze heeft betrekking op een open zode (zie ook tabel 3, bij  $H_s=3\text{m}$ ). De gemiddelden ( $\mu$ ) en de standaardafwijkingen ( $\sigma$ ) van de getoonde lognormale verdelingen zijn als volgt:

- $H_s=1\text{m}$  en gesloten zode:  $\mu=225$  l/s per m,  $\sigma=250$  l/s per m
- $H_s=2\text{m}$  en gesloten zode:  $\mu=100$  l/s per m,  $\sigma=120$  l/s per m
- $H_s=3\text{m}$  en gesloten zode:  $\mu=70$  l/s per m,  $\sigma=80$  l/s per m
- $H_s=3\text{m}$  bij open zode:  $\mu=40$  l/s per m,  $\sigma=50$  l/s per m



**Figuur 10. Gefitte lognormale verdelingen van het kritieke overslagdebiet.**



**Figuur 11. Gefitte lognormale verdelingen van het kritieke overslagdebiet, op logaritmische schaal.**

Een overzicht van de kansverdeling van het kritieke debiet per situatie is opgenomen in tabel 3.

**Tabel 3: Overzicht gedefinieerde kansverdelingen kritiek overslagdebiet.**

Aanvullende eisen aan het binnentalud (zie ook tabel 2)	Parameters lognormale kansverdeling kritiek overslagdebiet
Geen	Geen kansverdeling opgesteld. Bij deze situatie is geen overslag toegestaan bij fragmentarische zode. De rekenwaarde vervult alleen de functie van praktisch afkapcriterium.
<ul style="list-style-type: none"> <li>• Gesloten zode of open zode op kleilaagdikte van minimaal 0,4m</li> <li>• Controle op afschuiven bekleding en binnentalud verplicht</li> </ul>	<p><b>Hs=3m:</b>  <math>\mu=40</math> l/s per m, <math>\sigma=50</math> l/s per m</p> <p><b>Hs=2m:</b>  <math>\mu=70</math> l/s per m, <math>\sigma=80</math> l/s per m</p> <p><b>Hs=1m:</b>  <math>\mu=100</math> l/s per m, <math>\sigma=120</math> l/s per m</p> <p>(alle kansverdelingen zijn één categorie opgeschoven t.o.v. de volgende situatie)</p>
<ul style="list-style-type: none"> <li>• Gesloten zode</li> <li>• Significante golfhoogte kleiner dan 3m</li> <li>• Keilaagdikte groter dan 0,4m of taldhelling flauwer dan 1:4</li> <li>• Grootte van objecten (of beschadigingen) kleiner dan 0,15m</li> <li>• Controle op afschuiven bekleding en binnentalud verplicht</li> </ul>	<p><b>Hs=3m:</b>  <math>\mu=70</math> l/s per m, <math>\sigma=80</math> l/s per m</p> <p><b>Hs=2m:</b>  <math>\mu=100</math> l/s per m, <math>\sigma=120</math> l/s per m</p> <p><b>Hs=1m:</b>  <math>\mu=225</math> l/s per m, <math>\sigma=250</math> l/s per m</p>

#### 2.3.4 *Resultaten probabilistische berekeningen*

Met de kansverdelingen van het kritieke overslagdebiet uit tabel 3 zijn met PC-Ring versie 5.3.4 faalkansberekeningen gemaakt. In PC-Ring kan de relatie tussen de golfhoogte en de kansverdeling van het kritieke overslagdebiet niet worden meegenomen. Alle kansverdelingen zijn daarom voor alle situaties doorgerekend, ongeacht de werkelijke voorkomende golfhoogte. Vervolgens is in de uitvoerbestanden van PC-Ring steeds de significante golfhoogte in het ontwerppunt opgezocht, horend bij de maatgevende windrichting.

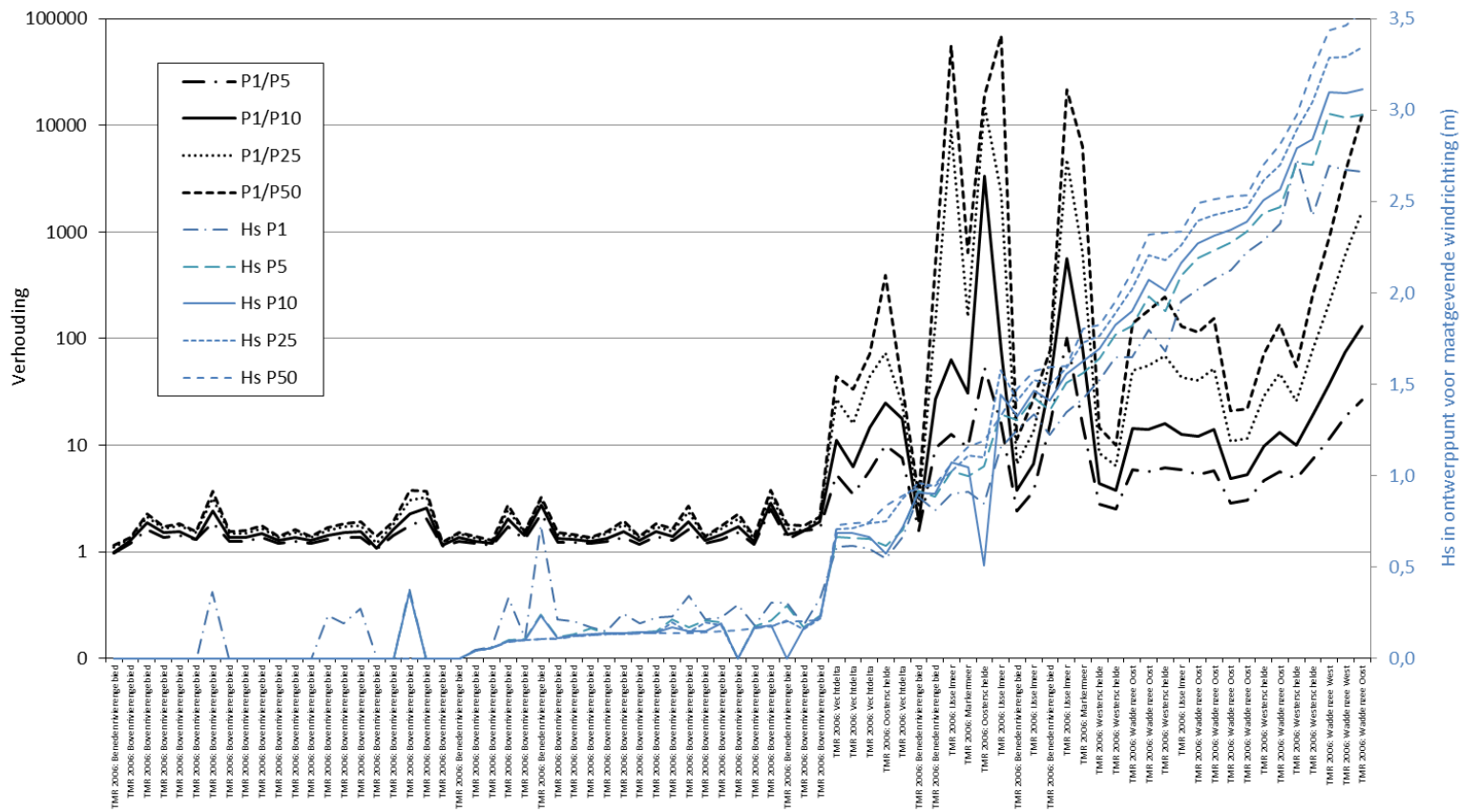
##### *Berekeningen met een deterministisch kritiek overslagdebiet*

Om inzicht te krijgen in de invloed van het kritieke overslagdebiet op de berekende faalkansen zijn eerst berekeningen uitgevoerd met (deterministische) kritieke overslagdebieten van 1, 5, 10, 25 en 50 l/s per m. Figuur 12 toont de verhoudingen tussen de kansen op overschrijding van kritieke debieten van 5, 10, 25 en 50 l/s per m en de kans op overschrijding van een overslagdebiet van 1 l/s per m. De deling door de kans op overschrijding van 1 l/s per m is uitgevoerd om de verhoudingen tussen de overschrijdingskansen beter inzichtelijk te maken.

In Figuur 12 zijn ook de significante golfhoogtes in het ontwerppunt voor de maatgevende windrichting weergegeven (rechter as, dunne blauwe lijnen). De berekeningsresultaten zijn gesorteerd op de ontwerppuntwaarde van de significante golfhoogte bij een kritiek overslagdebiet van 50 l/s per m.

Uit Figuur 12 valt het volgende op te maken:

1. De faalkans is bij een groter kritiek overslagdebiet (uiteraard) kleiner dan bij een kleiner kritiek overslagdebiet.
2. Bij relatief kleine significante golfhoogtes ( $H_s < 0,5\text{m}$ ) is de faalkans vrijwel onafhankelijk van het kritieke debiet. Dit is het geval op veel locaties in het bovenriviereengebied en op enkele beschutte/gunstig georiënteerde locaties waarvoor vooral de stormopzet van belang is.
3. Bij significante golfhoogtes groter dan 0,5m kan de faalkans sterk (>factor 10) worden beïnvloed door het kritieke overslagdebiet.



**Figuur 12. Berekende kansen op overschrijding van bepaalde deterministische overslaggebieden (linker as) en de significante golfhoogte horend bij een bepaalde berekening (rechter as). 'Px/P1' betekent: de berekende faalkans bij een deterministisch kritiek overslaggebied x, gedeeld door de kans op overschrijding van 1 l/s per m. 'Hs Px' betekent: de significante golfhoogte in het ontwerp punt voor de maatgevende windrichting bij een kritiek overslaggebied van x l/s per m.**

### *Berekeningen met een stochastisch kritiek overslagdebiet*

Met alle kansverdelingen van het kritieke overslagdebiet uit tabel 3 zijn faalkansen berekend. Bij deze faalberekeningen is ook steeds de significante golfhoogte in het ontwerp punt bepaald, voor de maatgevende windrichting. De resultaten van de faalkansberekeningen zijn weergegeven in Figuur 13, Figuur 14, Figuur 15 en Figuur 16. De interesse gaat steeds uit naar het gebied waarin de ontwerp puntwaarde van de significante golfhoogte grofweg overeen komt met de significante golfhoogte waarvoor de kansverdeling van het kritieke debiet is afgeleid (zie ook tabel 3).

Net zoals in Figuur 12 zijn de berekende kansen steeds gedeeld door de kans op overschrijding van een deterministisch kritiek overslagdebiet van 1 l/s per m.

Uit Figuur 13, Figuur 14, Figuur 15 en Figuur 16 blijkt het volgende:

1. Voor elke kansverdeling van het kritieke overslagdebiet en voor elke significante golfhoogte ligt de berekende faalkans tussen de kansen op overschrijding van deterministische overslagdebieten van 10 en ca. 50 l/s per m.
2. Bij een significante golfhoogte groter dan 2m en een lognormaal verdeeld kritiek overslagdebiet met  $\mu=40$  l/s per m en  $\sigma=50$  l/s per m (Figuur 13) ligt de berekende faalkans het dichtst bij de kans op overschrijding van 10 l/s per m.
3. Hoe gunstiger de kansverdeling van het kritieke debiet en/of hoe kleiner de significante golfhoogte, des te dichter de berekende faalkans nadert tot de kans op overschrijding van een debiet van 50 l/s per m.
4. Voor significante golfhoogtes kleiner dan 0,5m maakt het voor de berekende faalkans niet of nauwelijks uit met welke kansverdeling van het kritieke debiet wordt gerekend.

Het bovenstaande betekent dat bij het ontwerp in alle gevallen uitgegaan zou kunnen worden van een rekenwaarde van het kritieke overslagdebiet  $>10$  l/s/m, bij zowel een open als een gesloten zode, ongeacht de significante golfhoogte (tot  $H_s=3m$ ). Volgens de uitgevoerde berekeningen zou bij een gesloten zode en/of significante golfhoogtes kleiner dan 2m uitgegaan kunnen worden van rekenwaarden van het kritieke overslagdebiet van 25 l/s per m of zelfs nog hogere debieten, vooral bij kleinere significante golfhoogtes. Tentatieve waarden zijn gegeven in Tabel 4.

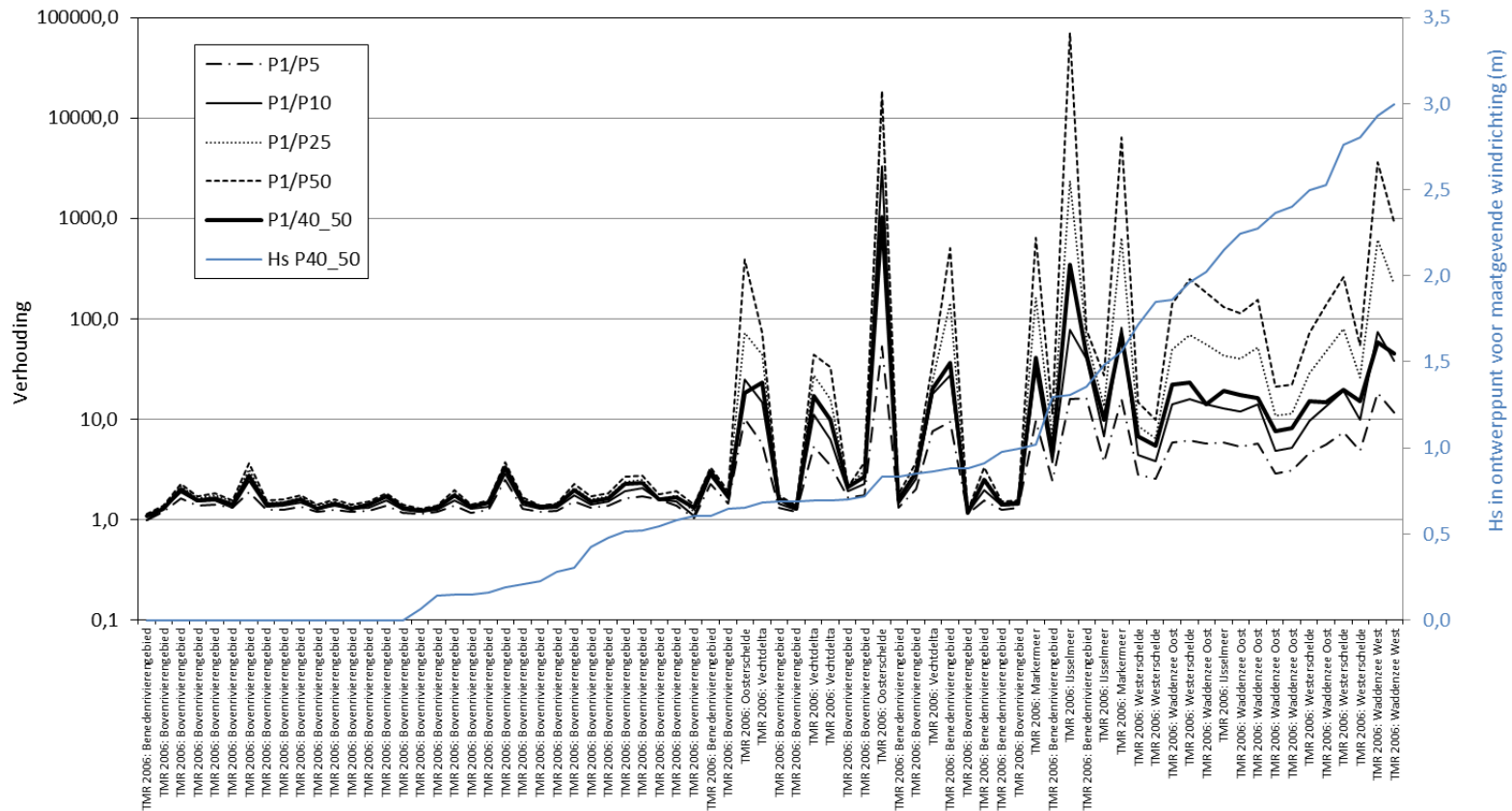
**Tabel 4. Nog net voldoende veilige waarden van het kritiek overslagdebiet, puur volgens de uitgevoerde probabilistische berekeningen. Getalswaarden van kritieke debieten (incl. gemiddelden en standaardafwijkingen) in liter per seconde per meter.**

Eisen aan het binnentalud	$H_s = 0-1m$	$H_s = 1-2m$	$H_s = 2-3m$
<ul style="list-style-type: none"><li>• Gesloten zode of open zode op kleilaagdikte van minimaal 0,4m</li></ul>	25* ( $\mu=100$ , $\sigma=120$ )	20* ( $\mu=70$ , $\sigma=80$ )	10* ( $\mu=40$ , $\sigma=50$ )
<ul style="list-style-type: none"><li>• Gesloten zode</li><li>• Keilaagdikte groter dan 0,4m of taludhelling flauwer dan 1:4</li><li>• Grootte van objecten (of beschadigingen) kleiner dan 0,15m</li></ul>	50* ( $\mu=225$ , $\sigma=250$ )	25* ( $\mu=100$ , $\sigma=120$ )	15* ( $\mu=70$ , $\sigma=80$ )

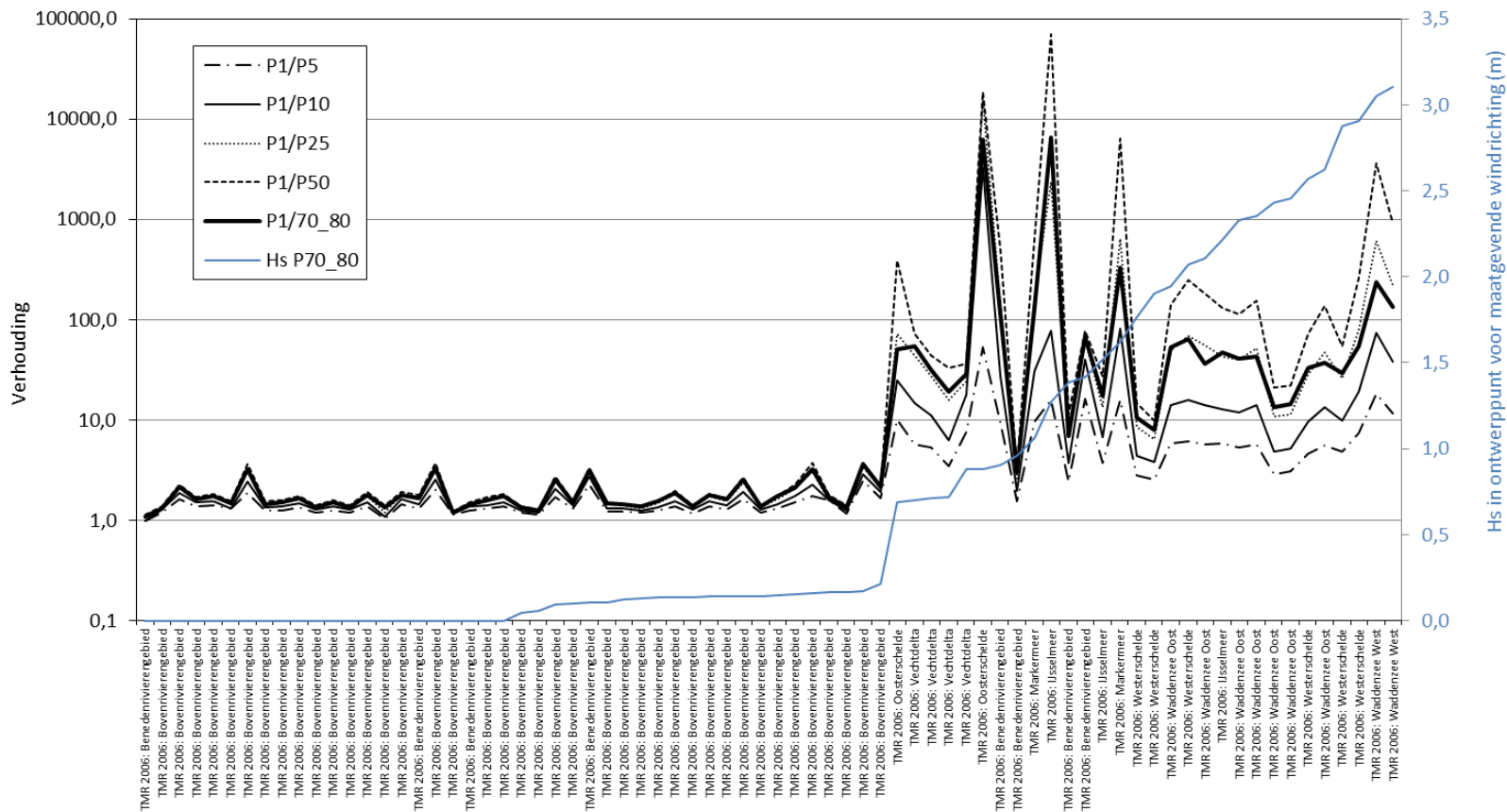
\* *Het moet ook zeker zijn dat het komberegend vermogen niet wordt overschreden (vgl. met de beoordeling van de kerende hoogte van kunstwerken en de drempeelhoogtes van coupures).*

De kritieke debieten in Tabel 4 zijn relatief hoog. Het gebruik van dergelijk grote kritieke debieten bij het ontwerp wordt onverstandig geacht, gelet op de zwakke onderbouwing van de gehanteerde kansverdelingen van het kritieke debiet en het voorkomen van een grote kans op vroegtijdige afkeuring door kennisontwikkeling en veranderingen in de planperiode. Voorgesteld wordt om in alle gevallen met een gesloten zode (tot  $H_s=3\text{m}$ ) uit te gaan van een kritiek overslagdebet van 10 l/s per m en bij een open zode bij  $H_s=3\text{m}$  uit te gaan van 5 l/s per m. Bij het gebruik van deze rekenwaarden moet uiteraard zijn voldaan aan de aanvullende voorwaarden ten aanzien van o.a. de stabiliteit van het binnentalud bij een dergelijk overslagdebet (zie tabel 3).

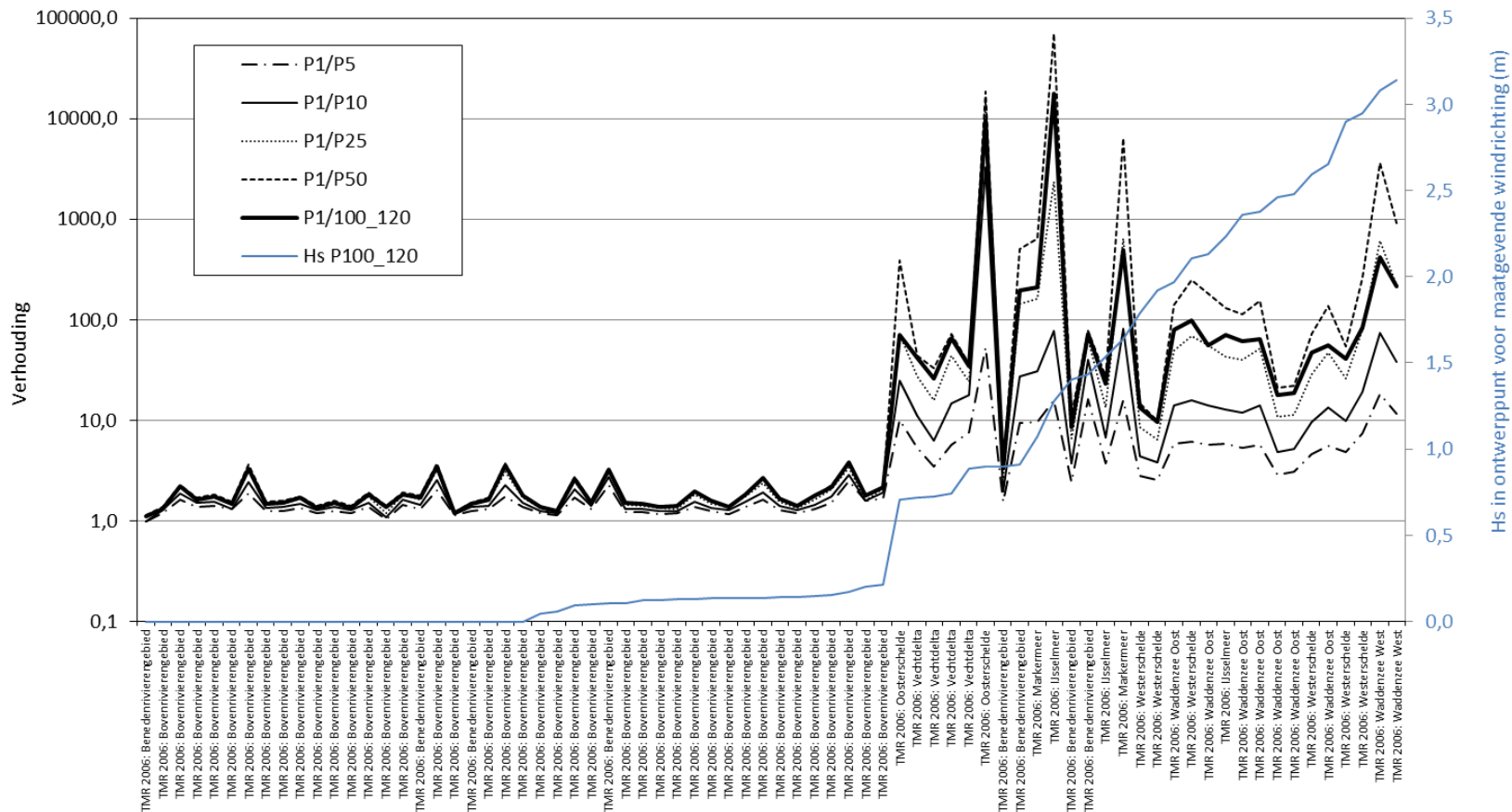




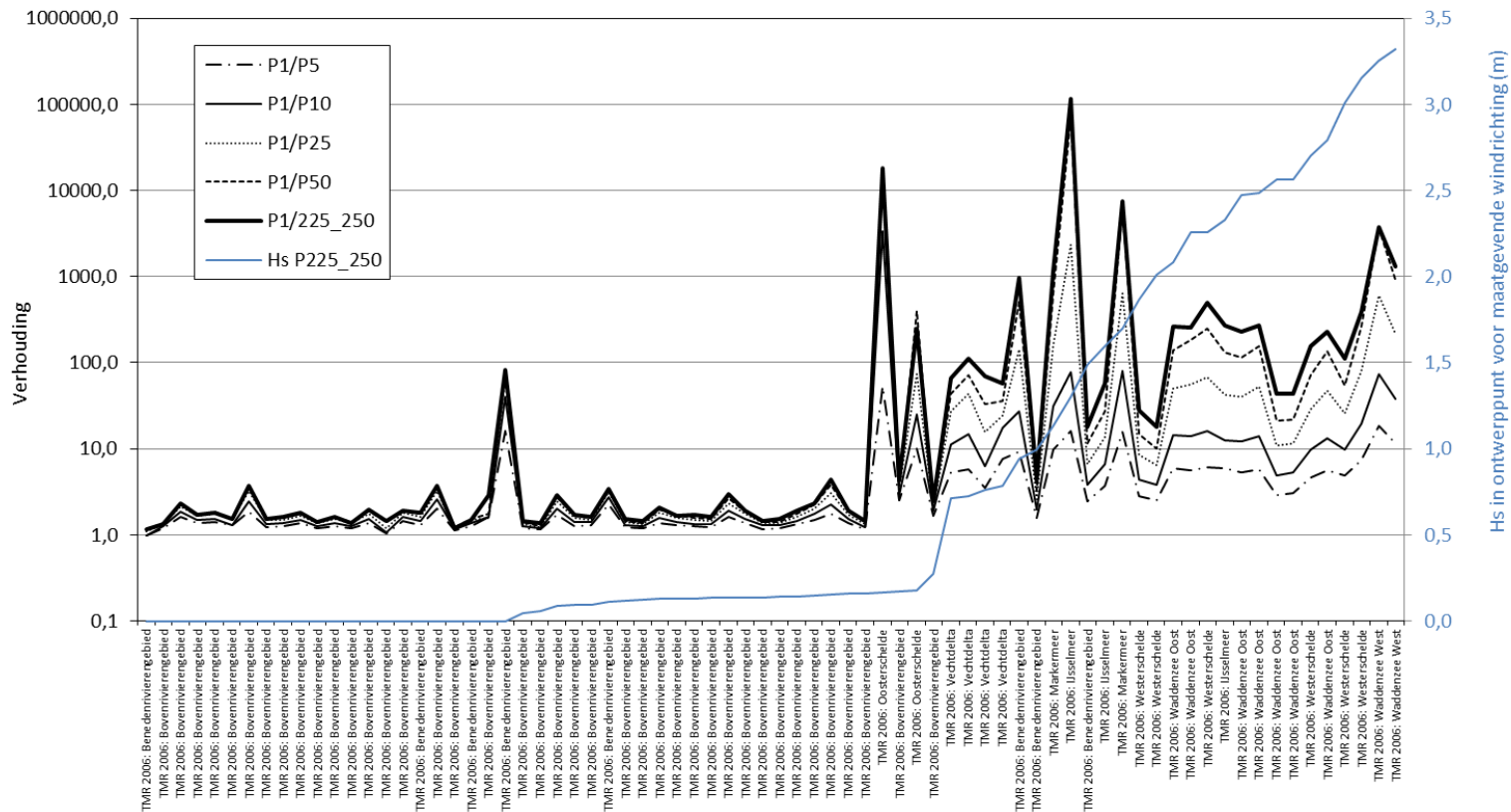
**Figuur 13. Berekende faalkansen bij een lognormaal verdeeld kritiek overslagdebiet met  $\mu=40$  l/s per m en  $\sigma=50$  l/s per m gedeeld door de kans op overschrijding van 1 l/s per m (linker as) en de significante golfhoogte horend bij de berekening met een lognormaal verdeeld kritiek overslagdebiet met  $\mu=40$  l/s per m en  $\sigma=50$  l/s per m (rechter as).**



**Figuur 14. Berekende faalkansen bij een lognormaal verdeeld kritiek overslagdebiet met  $\mu=70$  l/s per m en  $\sigma=80$  l/s per m gedeeld door de kans op overschrijding van 1 l/s per m (linker as) en de significante golfhoogte horend bij de berekening met een lognormaal verdeeld kritiek overslagdebiet met  $\mu=70$  l/s per m en  $\sigma=80$  l/s per m (rechter as).**



**Figuur 15. Berekende faalkansen bij een lognormaal verdeeld kritiek overslagdebiet met  $\mu=100$  l/s per m en  $\sigma=120$  l/s per m gedeeld door de kans op overschrijding van 1 l/s per m (linker as) en de significante golfhoogte horend bij de berekening met een lognormaal verdeeld kritiek overslagdebiet met  $\mu=100$  l/s per m en  $\sigma=120$  l/s per m (rechter as)**



**Figuur 16. Berekende faalkansen bij een lognormaal verdeeld kritiek overslagdebiet met  $\mu=225$  l/s per m en  $\sigma=250$  l/s per m gedeeld door de kans op overschrijding van 1 l/s per m (linker as) en de significante golfhoogte horend bij de berekening met een lognormaal verdeeld kritiek overslagdebiet met  $\mu=225$  l/s per m en  $\sigma=250$  l/s per m (rechter as)..**

### 2.3.5

#### Consequenties van nader onderzoek naar gehanteerde faalkansverdelingen

In het kader van versie 4 van het OI is een project uitgevoerd om de kansverdelingen die voor de eerste versie van het OI2014 zijn vastgesteld (zie tabel 4) te onderbouwen. Hierbij is gebruik gemaakt van de state of the art kennis vanuit het grootschalig onderzoek hiernaar binnen WBI 2017. Dit onderzoek heeft geleid tot enige bijstelling van de kansverdelingen van kritieke overslagdebieten [Deltares, 2016].

Met de nieuwe kansverdelingen zijn nog geen faalkansberekeningen uitgevoerd. Wel zijn de oude en nieuwe kansverdelingen met elkaar vergeleken. Dit heeft geleid tot enige aanscherping in de toepassingsvoorwaarden bij de eerder afgeleide rekenwaarden van kritieke overslagdebieten. Het resultaat is weergegeven in tabel 5.

**Tabel 5: Overzicht rekenwaarden voor het kritieke overslagdebiet**

$q_c$ (l/s/m)	Waarde in TR [van der Meer et al., 2012] <sup>e</sup>	Toepassingsvoorwaarden voor grasbekleding op kruin en binnentalud (aan alle voorwaarden moet voldaan worden)
0,1	0,1 l/s/m	<ul style="list-style-type: none"> <li>geen eisen</li> </ul>
1	-	<ul style="list-style-type: none"> <li>gesloten of open zode<sup>a</sup> op klei<sup>b</sup></li> <li>voldoende stabiliteit<sup>c</sup></li> </ul> <p>Bij 1 l/s/m zijn er geen eisen aan objecten en overgangen op kruin en binnentalud.</p>
5	1 l/s/m	<ul style="list-style-type: none"> <li>Toepasbaar in twee mogelijke gevallen: <ul style="list-style-type: none"> <li>gesloten zode<sup>a</sup> op klei<sup>b</sup> en <math>H_{m0} &lt; 4 \text{ m}^d</math> <b>of</b></li> <li>open zode<sup>a</sup> op klei<sup>b</sup> en <math>H_{m0} &lt; 2 \text{ m}</math></li> </ul> </li> <li>taludhelling flauwer dan 1:2,3</li> <li>voldoende stabiliteit<sup>c</sup></li> </ul> <p>Bij 5 l/s/m zijn er geen eisen aan objecten en overgangen op de kruin. Indien op het talud objecten groter dan <math>0,15 \times 0,15 \text{ m}^2</math> en/of overgangen aanwezig zijn, dan dient hier in het ontwerp rekening mee te worden gehouden.</p>
10	5 l/s/m	<ul style="list-style-type: none"> <li>gesloten zode<sup>a</sup> op klei<sup>b</sup></li> <li>taludhelling flauwer dan 1:2,3</li> <li><math>H_{m0} &lt; 4 \text{ m}^d</math></li> <li>voldoende stabiliteit<sup>c</sup></li> </ul> <p>Bij 10 l/s/m zijn er geen eisen aan objecten en overgangen op de kruin, behalve in het bovenrivierengebied. Indien op het talud objecten groter dan <math>0,15 \times 0,15 \text{ m}^2</math> en/of overgangen aanwezig zijn, dan dient hier in het ontwerp rekening mee te worden gehouden. Voor het bovenrivierengebied geldt dit voor talud én kruin.</p>
<p><sup>a</sup> Een gesloten zode is een op het oog gesloten grasmat, zonder grote (<math>0,15 \text{ m} \times 0,15 \text{ m}</math>) open plekken<sup>4</sup>.</p>		

<sup>4</sup> Een nadere beschrijving van de termen 'gesloten zode' en 'open zode' is te vinden op pagina 76 van *Handreiking Toetsen Grasbekledingen op Dijken t.b.v. het opstellen van het beheerdersoordeel (BO) in de verlengde derde toetsronde* d.d. 25-10-2012

<b>q<sub>c</sub> (l/s/m)</b>	<b>Waarde in TR [van der Meer et al., 2012]<sup>e</sup></b>	<b>Toepassingsvoorwaarden voor grasbekleding op kruin en binnentalud (aan alle voorwaarden moet voldaan worden)</b>
<p><sup>b</sup> Minimale gegarandeerde kleidikte van 0,4 m, geen eisen aan kleikwaliteit.</p> <p><sup>c</sup> Controle van de geotechnische stabiliteit van de bekleding op het binnentalud en de binnewaartse macrostabiliteit. Dit kan leiden tot aanvullende eisen ten aanzien van kleilaagdikte, kleikwaliteit, het aanbrengen drainage, aanpassing van de taludhelling etc.</p> <p><sup>d</sup> Bij <math>H_{m0} &gt; 4</math> m dient advies over de lokaal te hanteren kritieke overslagdebieten ingewonnen te worden bij de Helpdesk Water (<a href="http://www.helpdeskwater.nl">www.helpdeskwater.nl</a>).</p> <p><sup>e</sup> Bij de kritieke debieten volgens [van der Meer et al., 2012] horen iets andere toepassingsvoorwaarden, deze matchen echter niet helemaal met de nieuwe toepassingsvoorwaarden zoals ontwikkeld in het WBI2017</p> <p>De randvoorwaarden die aan de golfhoogte <math>H_{m0}</math> worden gesteld (bijvoorbeeld <math>H_{m0} &lt; 2</math>m of <math>H_{m0} &lt; 4</math>m) kunnen worden afgelezen uit het illustratiepunt van de Hydra-berekening. Hierbij kan <math>H_s</math> gelijk worden gesteld aan <math>H_{m0}</math>.</p>		

Opgemerkt wordt dat de toepassingsvoorwaarden uit tabel 5 zijn ontleend aan het WBI2017 en dus zijn gericht op de beoordeling van waterkeringen. Bij het ontwerp wordt aanbevolen vanuit de substraatfunctie voor het gras en vooral het voorkomen of in de hand houden van graafgangen van konijnen, ratten, muizen en mollen tot in de zandkern een grotere dikte te hanteren: 0,8 m. Ook vanwege de stabiliteit van de bekleding bij golfoverslag kan het nodig zijn om een dikkere laag aan te leggen. Hiervoor wordt verwezen naar de vigerende leidraden.

## 2.4 Consequenties van de ontwerpregel voor golfoverslag

### 2.4.1 Consequenties op hoofdlijnen

Als de hier aangegeven rekenwaarden voor het kritieke debiet worden gehanteerd bij het ontwerp, dan zal dit in vergelijking met de vigerende ontwerpnormen in de praktijk betekenen dat de benodigde kruinhoogte lager zal worden in situaties waarin de golfcondities belangrijk zijn en dat deze hoger zal worden in situaties waarin de golfcondities nauwelijks van belang zijn (bij maximaal toelaatbare overstromingskansen die getalsmatig gelijk zijn aan de huidige normen). Dit kan als volgt worden verklaard:

1. De faalkansbegroting en het lengte-effect zorgen ervoor dat er op doorsnedeniveau strengere eisen worden gesteld aan de kans op overschrijding van een bepaald debiet.
2. Het verschil tussen falen en overbelasten/het begin van schade heeft een grotere invloed op de benodigde kruinhoogte naarmate de golven zwaarder zijn (zie ook Figuur 6).

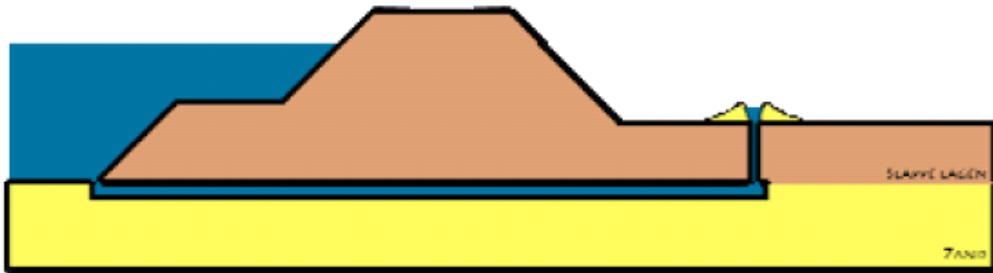
Het tweede (gunstige) effect zal bij zee- en meerdijken vaak zwaarder wegen dan het eerste (ongunstige) effect. Bij deze keringen zal de benodigde kruinhoogte dus doorgaans lager worden bij getalsmatig gelijke normen. Bij rivierdijken met korte strijklengtes zal vaak het tegenovergestelde gelden: hier weegt de verzwarende van de faalkanseis doorgaans zwaarder dan het gunstige effect van een groter toelaatbaar overslagdebet.

Overigens zal het effect van de strengere faalkanseis op de benodigde dijkhoogte van rivierdijken worden gedempt door het aftoppen van de afvoerverdeling. Met 'aftoppen' wordt bedoeld dat hogere afvoeren vanaf een bepaald niveau praktisch

zijn uitgesloten door het overlopen van waterkeringen buiten Nederland. In het wetsvoorstel met nieuwe normen zijn in het rivierengebied maximaal toelaatbare overstromingskansen van 1/10.000 per jaar opgenomen (signaalwaarden 1/30.000 per jaar). Bij dusdanig strenge normen is het meenemen van aftoppen zeker van invloed op de benodigde kruinhoogtes in het rivierengebied. Dat het verschil in vereiste kruinhoogte niet gelijk aan nul is, komt door de hogere windsnelheid waarmee in het ontwerp rekening moet worden gehouden bij strengere normen. De windsnelheid wordt immers niet beïnvloed door aftopping.

### 3 Opbarsten, Heave en Piping

Het faalmechanisme opbarsten, heave en piping betreft een driedelig faalmechanisme: eerst moet (indien aanwezig) een binnendijkse deklaag opbarsten, waarna een heave-situatie op moet treden en er vervolgens door erosie van zand een doorgaande pipe ontstaat onder de dijk, resulterend in falen (zie Figuur 17).



**Figuur 17 Piping bij een binnendijkse deklaag [Förster et al., 2012]**

In dit hoofdstuk wordt het format van Figuur 3 gevolgd, met per stap een paragraaf. In paragraaf 3.1 wordt zodoende ingegaan op de vertaling van de algemene overstromingskansnorm naar een faalkanseis per doorsnede, in paragraaf 3.2 wordt de vorm van het ontwerpvoorschrift vastgesteld en in paragraaf 3.3 worden de rekenwaarden vastgelegd. Tot slot wordt in paragraaf 3.4 ingegaan op de consequenties van deze ontwerpregel voor de praktijk.

#### 3.1 Van overstromingskansnorm naar faalkanseis per doorsnede

Van een ontwerp wordt de weerstand tegen opbarsten, heave en piping doorgaans bepaald door respectievelijk een opbarstmodel, een heavemodel en het **aangepaste** rekenmodel van Sellmeijer [Förster et al., 2012, p.66], gegeven door:

$$\frac{\Delta H_c}{\gamma_n \cdot \gamma_b} > (\Delta H - 0,3d)$$

met:

$$\Delta H_c = L \cdot F_{resistance} \cdot F_{scale} \cdot F_{geometry}$$

$$F_1 = F_{resistance} = \frac{\gamma'_p}{\gamma_w} \{ \eta \tan(\theta) \}$$

$$F_2 = F_{scale} = \frac{d_{70m}}{\sqrt[3]{kL}} \left( \frac{d_{70}}{d_{70m}} \right)^{0,4}$$

$$F_3 = F_{geometry} = \begin{matrix} MSeep \\ \text{standaarddijk} \end{matrix} F(G) = 0,91 \cdot \left( \frac{D}{L} \right)^{\frac{0,28}{\left( \frac{D}{L} \right)^{2,8} + 0,04}} \quad (3.1)$$

waarin:

$\Delta H_c$  kritieke verval over de waterkering [m]

$\gamma_n$  van de vereiste betrouwbaarheidsindex afhankelijke veiligheidsfactor [-]

$\gamma_b$  schematiseringsfactor [-]



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

Volgens de huidige sterktemodellering treedt falen door opbarsten, heave en piping op wanneer de totale sterkte ( $R$ ) kleiner is dan de belasting ( $S$ ). De grenstoestand-functie luidt als volgt:

$$Z = R - S \quad (3.2)$$

Een probabilistische modellering vormt de basis voor de semi-probabilistische uitwerking. Voor de faalkans van een doorsnede geldt:

$$P_{f,i} = P(Z_i < 0) = P(R_i < S_i) \quad (3.3)$$

De kans op opbarsten, heave en piping is de faalkans van een parallelsysteem, daar falen wordt bepaald door het optreden van opbarsten EN heave EN piping:

$$P_f = P(Z_{opbarsten} < 0 \cap Z_{heave} < 0 \cap Z_{piping} < 0) \quad (3.4)$$

De faalkanseis geldt voor het parallelsysteem opbarsten – heave - piping. Een doorsnede voldoet aan de eis indien minimaal 1 van de drie mechanismen voldoet aan de eis.

Voor de kans op falen door opbarsten, heave en piping in een traject bestaande uit  $n$  doorsneden (een doorsnede is daarbij representatief voor een vak) geldt ( $i=1..n$ ):

$$P_f = P(Z_1 < 0 \cup Z_2 < 0 \cup \dots \cup Z_n < 0) \quad (3.5)$$

Hierin wordt  $Z_i$  in het algemeen bepaald door opbarsten, heave en piping. De kans dat binnen een traject opbarsten en piping optreedt, is de kans dat ten minste in één van de doorsneden in het traject opbarsten, heave en piping optreedt. Deze faalkans van het traject dient kleiner te zijn dan een faalkanseis  $P_{eis}$ . Deze faalkanseis kan als volgt worden afgeleid van de maximaal toelaatbare overstromingskans voor het dijktraject  $P_{max}$ :

$$P_{eis} = P_{max} \cdot \omega \quad (3.6)$$

waarin  $P_{max}$  de maximaal toelaatbare overstromingskans voor het dijktraject is en  $\omega$  de faalkansruimtefactor voor opbarsten, heave en piping is ( $\omega=0,24$ ; zie tabel 1 in §1.4.3).

Doorsneden moeten dus zodanig worden ontworpen dat wordt voldaan aan de volgende voorwaarde:

$$P(Z_1 < 0 \cup Z_2 < 0 \cup \dots \cup Z_n < 0) < P_{eis} \quad (3.7)$$

Bij het ontwerp worden doorsneden normaal gesproken afzonderlijk beoordeeld. Een eis voor een individuele doorsnede kan als volgt worden weergegeven:

$$P(Z_i < 0) < P_{eis,i} \quad (3.8)$$

waarin  $P_{eis,i}$  de faalkanseis op doorsnedeniveau is. Deze doorsnede-eis moet zodanig worden geformuleerd dat aan de eis op trajectniveau wordt voldaan als elke doorsnede aan de doorsnede-eis voldoet. De relatie tussen de faalkansen op doorsnede- en trajectniveau kan als volgt worden beschreven:

$$P_{eis,i} = \frac{P_{max} \cdot \omega}{N} \quad \text{en} \quad N = 1 + \frac{a \cdot L_{traject}}{b} \quad (3.9)$$

waarin het lengte-effect wordt bepaald door de lengte van het traject ( $L_{traject}$ ), het gedeelte van het traject dat gevoelig is voor opbarsten en/of piping ( $a$ ) en de lengte van onafhankelijke equivalente vakken ( $b$ ). Deze karakterisering van het lengte-effect is gelijk aan de beschrijving in het Technisch Rapport Waterkerende Grondconstructies [TAW, 2001].

De factor  $a$  (bijdrage pipinggevoeligheid) is voor het deelfaalmecanisme piping niet eenduidig te bepalen aangezien deze sterk regioafhankelijk is en bovendien afhangt van de definitie van pipinggevoeligheid. Op basis van studies gedaan in het kader van het WBI2011 [Lopez de la Cruz et al, 2010] wordt als conservatieve waarde aanbevolen om een factor van 0,9 aan te houden voor het bovenrivierengebied en een factor 0,4 voor het benedenrivierengebied, zeedijken en meerdijken.

Voor de factor  $b$  zijn vanuit WBI2011 schattingen voorhanden in de orde 300 m – 400 m [Lopez de la Cruz et al, 2010]. In de kalibratie van piping die in het WBI 2017 is uitgevoerd, is een waarde van 350 m gehanteerd. In het OI2014 versie 4 is een waarde van 300 m gehanteerd.

De 'lengte-effect' factor  $(1 + a \cdot L_{traject}/b)$  is in het kader van Leidraad Ontwerpen Rivierdijken (LOR) deel 2 [TAW, 1989] geschat op 1/50 voor de Alblasserwaard (70 km dijk lengte). De keuze van de waardes voor  $a$  (0,4) en  $b$  (300 m) resulteert in een 'lengte-effect' factor voor de Alblasserwaard van ongeveer 1/90. Dit lijkt redelijk in lijn met de schatting in [TAW, 1989] en het toegenomen besef van de importantie van het lengte-effect en onderbouwt in zoverre de keuzes van  $a$  en  $b$ .

Voor de deelfaalmecanismen opbarsten en heave geldt dezelfde eis op doorsnedeniveau als voor het deelfaalmecanisme piping. Er wordt voor het parallelsysteem opbarsten-heave-piping immers maar één eis aan een doorsnede gesteld, als functie van enkele dijkkringkarakteristieken. Aan deze doorsnede-eis kan worden voldaan door of piping of heave of opbarsten. Dus de doorsnede eis aan opbarsten en heave kan in beginsel gelijk worden gesteld aan de eis aan piping. Dit kan worden vertaald in simpelweg  $P_{eis,opbarsten} = P_{eis,heave} = P_{eis,piping}$  of door dezelfde waarden voor  $\omega$ ,  $a$  en  $b$  te kiezen; dit komt op hetzelfde neer.

### 3.2

#### Vorm semi-probabilistisch ontwerpvoorschrift

De weerstand tegen opbarsten, heave en piping van een ontwerp kan worden bepaald met een analytisch en/of een eindige elementen model. Bij een semi-probabilistische toepassing worden de modellen gevoed met rekenwaarden. Een rekenwaarde is daarbij een karakteristieke waarde (een waarde met een bepaalde kans van over- of onderschrijding), eventueel na combinatie met een partiële factor.

Voor de huidige semi-probabilistische voorschriften worden in [TAW, 2001] de volgende algemene formules gehanteerd:

$$\text{Belasting: } S_d = \gamma_S S_k \quad (3.10)$$

waarin:

$S_d$  Rekenwaarde van belasting  $S$

$S_k$  Karakteristieke waarde van belasting  $S$

$\gamma_S$  Overall veiligheidsfactor voor de belasting

De belasting wordt in dit hoofdstuk verder niet behandeld.

$$\text{Sterkte: } R_d = \frac{R_k}{\gamma_R} \quad \text{met voor het deelfaalmecanisme piping } \gamma_{R,p} = \gamma_{pip} \gamma_{b,p} \quad (3.11)$$

$$\text{en voor het deelfaalmecanisme opbarsten } \gamma_{R,u} = \gamma_{up} \gamma_{b,u} \quad (3.12)$$

$$\text{en voor het deelfaalmecanisme heave } \gamma_{R,h} = \gamma_{he} \gamma_{b,h} \quad (3.13)$$

waarin:

$R_d$  Rekenwaarde van sterkte  $R$

$R_k$  Karakteristieke waarde van sterkte  $R$

$\gamma_{R,p}$  Overall veiligheidsfactor voor de sterkte, deelfaalmecanisme piping

$\gamma_{R,u}$  Overall veiligheidsfactor voor de sterkte, deelfaalmecanisme opbarsten

$\gamma_{R,h}$  Overall veiligheidsfactor voor de sterkte, deelfaalmecanisme heave

$\gamma_b$  Partiële factor voor de onzekerheid over de ondergrondopbouw en de water(over)spanningen (schematiseringfactor)

$\gamma_{pip}$  Veiligheidsfactor voor het deelfaalmecanisme piping, deze is voor het OI2014 afhankelijk van de gestelde betrouwbaarheidseis

$\gamma_{up}$  Veiligheidsfactor voor het deelfaalmecanisme opbarsten, deze is voor het OI2014 niet afhankelijk van de gestelde betrouwbaarheidseis .

$\gamma_{he}$  Veiligheidsfactor voor het deelfaalmecanisme heave, deze is voor het OI2014 afhankelijk van de gestelde betrouwbaarheidseis

Voor het deelfaalmecanisme piping is formule (3.2) uitgewerkt tot:

$$(\Delta H - 0,3d) \leq \frac{H_c}{\gamma_{Rp}} \quad (3.14)$$

waarin  $\Delta H$  het waterstandsverschil over de kering is bij maatgevende omstandigheden,  $d$  is de deklaagdikte,  $H_c$  is het kritische waterstandsverschil volgens de methode Sellmeijer op basis van karakteristieke invoerparameters.

Voor het deelfaalmecanisme opbarsten is formule (3.2) uitgewerkt tot:

$$\Delta\phi \leq \frac{\Delta\phi_{c,u}}{\gamma_{up} \gamma_{b,u}} \quad (3.15)$$

waarin  $\Delta\phi$  het stijghoogteverschil over de deklaag is bij maatgevende omstandigheden en  $\Delta\phi_{c,u}$  het kritieke stijghoogteverschil over de deklaag volgens de formule 3.16 op basis van karakteristieke invoerparameters:

$$\Delta\phi_{c,u} = \frac{D_{deklaag}(\gamma_{sat} - \gamma_{water})}{\gamma_{water}} \quad (3.16)$$

Hierin is  $D_{deklaag}$  de laagdikte van de cohesieve deklaag,  $\gamma_{sat}$  het verzadigd volumiek gewicht van de cohesieve deklaag en  $\gamma_{water}$  het volumiek gewicht van water.

Voor het deelfaalmechanisme heave is formule (3.2) uitgewerkt tot:

$$i = \frac{(h - h_{exit})r_{exit}}{D_{deklaag}} \leq \frac{i_{c,h}}{\gamma_{he} \gamma_{b,h}} \quad (3.17)$$

waarin  $i$  de heavegradient over de deklaag is bij maatgevende omstandigheden en  $i_{c,h}$  de kritieke heavegradient over de deklaag,  $h$  het niveau van de buitenwaterstand met een kans van voorkomen gelijk aan de maximaal toelaatbare overstromingskans  $P_{max}$ ,  $h_{exit}$  het freatisch niveau of de hoogte van het maaiveld bij het uittredepunt,  $D_{deklaag}$  de laagdikte van de cohesieve deklaag en  $r_{exit}$  de demping- of responsfactor bij het uittredepunt.

Opgemerkt wordt dat in de huidige praktijk de veiligheidsfactor voor de sterkte ook de modelonzekerheid en parameteronzekerheid afdekt. Dit principe is vastgehouden in het ontwerpinstrumentarium 2014, met die toevoeging dat de veiligheidsfactor voor piping, opbarsten en heave beta-afhankelijk is gemaakt.

De karakteristieke waarden betreffen 5% en 95% waarden voor de sterkteparameters en gemiddelde waarden (karakteristieke schattingen van het gemiddelde) voor volumieke gewichten. Voor opbarsten betekent dit dat met een 5% onderschrijdingskans van de deklaagdikte gerekend dient te worden. Deze aanpak is dezelfde als in de vigerende leidraden en WBI2011 [Förster et al., 2012] en wordt verder niet uitgewerkt. Voor de bepaling van de waarden van bovenstaande parameters wordt verwezen naar de schematiseringshandleiding die in het kader van het WBI2017 zijn opgesteld [WBI-SHP, 2015].

### 3.3 Veiligheidsfactoren

#### 3.3.1 Schematiseren

Voor het WBI-2017 is een globale stochastische ondergrondschematisatie (WBI-SOS) ontwikkeld voor alle primaire waterkeringen, behalve de kustduinen (zie ook bijlage B). Het WBI-SOS omvat echter niet alle parameters die van belang zijn bij de schematisatie van opbarsten. Daarnaast kan het verdisconteren van alle schematiseringonzekerheden middels scenario's met het WBI-SOS als basis het ontwerpproces bijzonder ingewikkeld en tijdrovend maken. Daarom wordt voor ontwerpen vaak de voorkeur gegeven aan het werken met een schematiseringsfactor boven het schematiseren van alle mogelijke scenario's.

Voor de bepaling van de schematiseringfactor zijn er in principe geen wijzingen ten opzichte van de vigerende methodiek uit het *Technisch Rapport Grondmechanisch Schematiseren* (TRGS) [ENW, 2011]. De waarden van de schematiseringsfactoren voor piping, opbarsten en heave wijzigen echter wel als gevolg van de aangepaste beta-afhankelijke veiligheidsfactoren.

Let op: op enkele plaatsen in het TRGS wordt nog aangegeven dat een ondergrens van 1,10 gehanteerd moet worden voor de schematiseringsfactor. In datzelfde rapport is ook aangegeven dat hiervoor eigenlijk geen theoretische basis bestaat. Voor de ondergrens van de schematiseringsfactor mag 1,0 worden aangehouden.

### 3.3.2 *Omgang met deelfaalmechanismen en scenario's*

Ten behoeve van ontwerpen wordt gemakshalve voorgesteld om de verschillende deelfaalmechanismen piping, opbarsten en heave afzonderlijk te beschouwen. Dit betekent dat in principe per deelfaalmechanisme de kans op het optreden van het deelfaalmechanisme wordt vermenigvuldigd met de kans op het scenario, waarna de som van deze kansen wordt vergeleken met de faalkanseis op doorsnedeniveau. Dit gebeurt voor ieder deelfaalmechanisme afzonderlijk, waarna wordt beoordeeld of tenminste één van de deelfaalmechanismen aan de faalkanseis voldoet.

In het WBI2017 wordt een andere werkwijze gevolgd, waarbij eerst per scenario wordt gekeken wat de kans is op zowel piping, opbarsten als heave. Daarna worden de kansen per scenario gecombineerd met de scenariokansen tot één faalkans. Deze laatste procedure maakt een iets scherpere beoordeling mogelijk, als bijvoorbeeld bij het ene scenario wel piping optreedt maar opbarsten niet en een scenario waar dit andersom is. Een ontwerpverificatie per deelfaalmechanisme is eenvoudiger en minder bewerkelijk, maar kan dus in sommige situaties wat conservatiever zijn. Desgewenst kan ook de WBI-methode gevolgd worden.

### 3.3.3 *Veiligheidsfactor piping*

De veiligheidsfactor piping dekt zowel modelonzekerheid als parameteronzekerheid af en is afhankelijk van de geëiste betrouwbaarheid (beta-afhankelijk). Hierin wordt de betrouwbaarheid weergegeven met de betrouwbaarheidsindex welke volgt uit de faalkanseis op doorsnedeniveau. De geëiste betrouwbaarheidsindex ( $\beta_{eis,i}$ ) voor een doorsnede  $i$  volgt uit de faalkanseis per doorsnede volgens:

$$\beta_{eis,i} = \Phi^{-1}(P_{eis,i}) \quad (3.18)$$

Hierin is  $\Phi^{-1}$  de inverse van de standaardnormale verdeling.

De benodigde veiligheidsfactor  $\gamma_{pip}$  is overgenomen uit [WBI-SAP, 2016] en wordt middels formule 3.19 bepaald:

$$\gamma_{pip} = 1,04 \cdot e^{(0,37\beta_{eis,dsn} - 0,43\beta_{max})} \quad (3.19)$$

waarin

$\gamma_{pip}$	Veiligheidsfactor voor het deelfaalmechanisme piping (-)
$\beta_{eis,dsn}$	Geëiste betrouwbaarheidsindex voor een doorsnede (-)
$\beta_{max}$	Betrouwbaarheidsindex behorend bij de maximaal toelaatbare overstroomingskans $P_{max}$ (-): $\beta_{max} = -\Phi^{-1}(P_{max})$

De modelonzekerheid wordt in de huidige praktijk afgedekt met een beta-onafhankelijke modelfactor van 1,2 voor het analytische model. In bovenstaande beta-afhankelijk sterktefactor wordt zowel de model- als parameteronzekerheid afgedekt. De modelfactor van 1,2 is zodoende komen te vervallen.

### 3.3.4 *Veiligheidsfactor opbarsten*

De geëiste betrouwbaarheidsindex ( $\beta_{eis,dsn}$ ) voor een doorsnede volgt uit formule 3.18. De faalkanseis op doorsnedeniveau is dezelfde als voor piping en opbarsten en volgt uit formule 3.9.

De benodigde veiligheidsfactor  $\gamma_{up}$  is overgenomen uit [WBI-III, 2016] en wordt middels formule 3.20 bepaald:

$$\gamma_{up} = 0,48 \cdot e^{(0,46\beta_{eis,dsn} - 0,27\beta_{max})} \quad (3.20)$$

waarin

$\gamma_{up}$	Veiligheidsfactor voor het deelfaalmecanisme opbarsten (-)
$\beta_{eis,dsn}$	Geëiste betrouwbaarheidsindex voor een doorsnede (-)
$\beta_{max}$	Betrouwbaarheidsindex behorend bij de maximaal toelaatbare overstromingskans $P_{max}$ (-): $\beta_{max} = -\Phi(P_{max})$

Deze veiligheidsfactor dient gecombineerd te worden met een schematiseringsfactor.

### 3.3.5 *Veiligheidsfactor voor heave*

De geëiste betrouwbaarheidsindex ( $\beta_{eis,dsn}$ ) voor een doorsnede volgt uit formule 3.18. De faalkanseis op doorsnedeniveau is dezelfde als voor piping en opbarsten en volgt uit formule 3.9.

De benodigde veiligheidsfactor  $\gamma_{he}$  is overgenomen uit [WBI-SAP, 2016] en wordt middels formule 3.21 bepaald:

$$\gamma_{he} = 0,37 \cdot e^{(0,48\beta_{eis,dsn} - 0,30\beta_{max})} \quad (3.21)$$

waarin

$\gamma_{he}$	Veiligheidsfactor voor het deelfaalmecanisme heave (-)
$\beta_{eis,dsn}$	Geëiste betrouwbaarheidsindex voor een doorsnede (-)
$\beta_{max}$	Betrouwbaarheidsindex behorend bij de maximaal toelaatbare overstromingskans $P_{max}$ (-): $\beta_{max} = -\Phi(P_{max})$

#### *Kritieke heave gradient*

In afwijking van het Technisch rapport Zandmeevoerende wellen [TAW, 1999] en het Onderzoeksrapport Zandmeevoerende wellen [Deltares, 2012] bedraagt de rekenwaarde voor het kritieke verhang over de deklaag ter plaatse van het opbarstpunt voor heave 0,3. Het meenemen van heave is met name interessant voor zeer lichte deklaagen (karakteristieke waarde  $g_{sat} < 13 \text{ kN/m}^3$ ) zoals ze in het westen van het land voorkomen. Dan is het kritieke opbarstverhang namelijk lager dan het kritieke heaveverhang, waardoor heave eerder optreedt dan opbarsten.

Indien gebruik wordt gemaakt van kwelschermen om piping tegen te gaan dan kan de 'bekende' waarde van 0,5 worden gehanteerd voor het kritieke verhang. Het verschil tussen kwelscherm en deklaag is dat er bij een kwelscherm altijd een verticaal pad moet ontstaan door het aanwezige zand. Dit vergt fluïdisatie van het zandpakket benedenstrooms van het kwelscherm, waarvoor de benodigde gradiënt circa 1 is. Dit resulteert met een veiligheidsfactor van 2 in een kritiek verhang van 0,5. Bij een deklaag wordt de ontstane scheur gevuld met een vloeibaar zand-water mengsel: het is in beginsel vrijwel nooit volledig gevuld met gepakt zand. Hierdoor kan de watersnelheid door de deklaag dermate groot worden dat het gat min of meer wordt schoongespoeld, hetgeen resulteert in een kleiner kritiek verhang van 0,3.

Met name bij een relatief groot kwelwegtekort is het aan te bevelen om in te zetten maatregelen die het optreden van piping uitsluiten. Ook kunnen beheermaatregelen in combinatie met fysieke maatregelen wellicht een doelmatige oplossing bieden.

### 3.4 Betekenis van wijzigingen voor opbarsten, heave & piping

De wijzigingen in het ontwerpinstrumentarium 2014 ten opzichte van [Förster et al., 2012] betreffen (bij een overstromingskans-ontwerpnorm die getalsmatig gelijk is aan de huidige norm):

1. Het hanteren van een faalkansruimtefactor van 0,24 in plaats van 0,1. Dit scheelt een factor 2,4 op de faalkanseis.
2. Het expliciet in rekening brengen van het lengte-effect waarbij het lengte-effect afhankelijk is van de trajectlengte.
3. Het toepassen van een Beta-afhankelijke veiligheidsfactor voor de deelfaalmechanismen opbarsten, piping en heave.

Verder wordt opgemerkt dat het aangepaste Sellmeijer-model in [Förster et al., 2012] in de meeste gevallen tot grotere benodigde kwelweglengtes zal leiden dan het Sellmeijer-model uit [TRZW, 1999] of benodigde kwelweglengtes bepaald met de methode Bligh.

Aanpassing van faalkansruimte en/of fractie van de lengte van het dijktraject dat gevoelig is voor piping leidt tot een wijziging van de faalkanseis per doorsnede en daarmee tot wijziging van de sterktefactor piping. Dit is weergegeven in de volgende tabel.

**Tabel 6: Relatie veiligheidsfactor deelfaalmechanisme piping, watersysteem en norm**

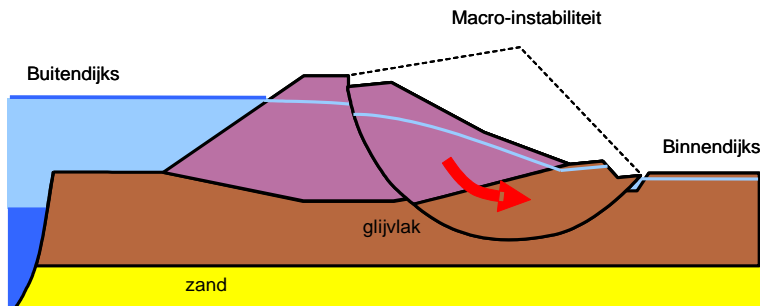
$P_{\max}$ [1/jaar]	Watersysteem	Trajectlengte [km]		
		5	25	50
1/100	bovenrivieren	1,36	1,58	1,68
	overig	1,26	1,47	1,56
1/1000	bovenrivieren	1,22	1,39	1,46
	overig	1,14	1,30	1,37
1/10000	bovenrivieren	1,12	1,26	1,33
	overig	1,06	1,19	1,25

De veiligheidsfactor uit het OI2014 vervangt de partiële weerstandsfactor  $\gamma_n$  uit [Förster et al., 2012]. Deze factor was afhankelijk van de norm en varieerde tussen 1,20 en 1,50. Met name in het bovenrivierengebied wordt de sterktefactor voor lange dijktrajecten met een soepele norm dus veel groter. Voor deze dijktrajecten zijn de consequenties van de aangepaste sterktefactor groot.

Ongeacht de precieze waarden van de veiligheidsfactoren is gebleken dat toepassing van de Sellmeijer-regel bij het ontwerp tot zeer grote vereiste kwelweglengtes kan leiden. Het kan hierdoor moeilijk zijn om met deze regel aannemelijk te maken dat afdoende kwelweglengte aanwezig is. Bij grote onzekerheid ten aanzien van de vereiste dimensies van grondoplossingen is het verstandig om alternatieve ontwerp oplossingen te beschouwen ter voorkoming van geconcentreerde zanduitstroming, zoals filterconstructies, geotextielen en damwanden.

## 4 Macroinstabiliteit Binnenwaarts

Een dijk kan falen door een dusdanige afschuiving dat het waterkerend vermogen verloren gaat (zie Figuur 18). Dit wordt het faalmechanisme macroinstabiliteit binnenwaarts genoemd. Afschuivingen die verband houden met andere grenstoestan- den worden hier niet beschouwd.



**Figuur 18. Binnenwaartse macroinstabiliteit [Zwanenburg et al., 2013].**

Omdat de ontwikkelingen rondom macrostabiliteit niet stil staan is via de Helpdesk Water de laatste informatie op te vragen. Een Q&A en een schematiseringshandleiding macrostabiliteit is te vinden via:

[http://www.helpdeskwater.nl/onderwerpen/waterveiligheid/primaire/beoordelen-\(wbi\)/beoordelingsproces/uitvoering/faalmechanismen/](http://www.helpdeskwater.nl/onderwerpen/waterveiligheid/primaire/beoordelen-(wbi)/beoordelingsproces/uitvoering/faalmechanismen/)

Hier is de meest recente relevante achtergrondinformatie met betrekking tot macrostabiliteit te vinden. In dit hoofdstuk worden daarom alleen de relatief onveranderlijke basisprincipes besproken.

### 4.1 Van overstromingskansnorm naar faalkanseis per doorsnede

Van een ontwerp wordt de binnenwaartse macrostabiliteit beoordeeld met een analytische stabiliteitsanalyse of een eindige-elementenmethode. Er zijn verschillende modellen beschikbaar om deze analyses uit te voeren.

Volgens de generieke benadering in veiligheidsanalyses treedt een instabiliteit op wanneer de sterkte ( $R$ ) kleiner is dan van de belasting ( $S$ ). De grenstoestandfunctie luidt als volgt:

$$Z = R - S \quad (4.1)$$

Een probabilistische modellering vormt de basis voor de semi-probabilistische uitwerking. Voor de faalkans van een doorsnede geldt:

$$P_{f,i} = P(Z_i < 0) = P(R_i < S_i) \quad (4.2)$$

Voor de kans op falen door macroinstabiliteit in een traject bestaande uit  $n$  vakken waarbij elk vak wordt gerepresenteerd met doorsneden geldt ( $i=1..n$ ):



$$P_f = P(Z_1 < 0 \cup Z_2 < 0 \cup \dots \cup Z_n < 0) \quad (4.3)$$

Ofwel: de kans dat binnen een traject falen door macroinstabiliteit optreedt, is de kans dat ten minste in één van de doorsneden in het traject dit faalmechanisme optreedt. Deze faalkans van het traject dient kleiner te zijn dan een faalkanseis  $P_{eis}$ . Deze faalkanseis kan als volgt worden afgeleid van de maximaal toelaatbare overstromingskans:

$$P_{eis} = P_{max} \cdot \omega \quad (4.4)$$

waarin  $P_{max}$  de maximaal toelaatbare overstromingskans is en  $\omega$  de faalkansruimtefactor voor macrostabiliteit ( $\omega=0,04$ ; zie tabel 1 in §1.4.3). In het Technisch Rapport Waterkerende Grondconstructies [TAW, 2001] wordt een faalkansfractie van 10% genoemd, maar dat had betrekking op de kans dat een waterkering beneden maatgevende omstandigheden bezwijkt door meerdere sterktemechanismen. Een faalkansruimtefactor van 0,04 in plaats van 0,10 leidt tot een enigszins strengere faalkanseis.

Doorsneden moeten dus zodanig worden ontworpen dat wordt voldaan aan de volgende voorwaarde:

$$P(Z_1 < 0 \cup Z_2 < 0 \cup \dots \cup Z_n < 0) < P_{eis} \quad (4.5)$$

Bij het ontwerp worden doorsneden normaal gesproken afzonderlijk beoordeeld. Een eis voor een individuele doorsnede kan als volgt worden weergegeven:

$$P(Z_i < 0) < P_{eis,i} \quad (4.6)$$

waarin  $P_{eis,i}$  de faalkanseis op doorsnedeniveau is. Deze doorsnede-eis moet zodanig worden geformuleerd dat aan de eis op trajectniveau wordt voldaan als elke doorsnede aan de doorsnede-eis voldoet. De relatie tussen de faalkanseisen op doorsnede- en trajectniveau kan als volgt worden beschreven:

$$P_{eis,i} = \frac{P_{max} \cdot \omega}{N} \quad \text{en} \quad N = 1 + \frac{a \cdot L_{traject}}{b} \quad (4.7)$$

waarin het lengte-effect wordt bepaald door de lengte van het trajecte ( $L_{traject}$ ), de fractie van het traject dat gevoelig is voor macrostabiliteit ( $a$ ) en de lengte van onafhankelijke equivalente vakken ( $b$ ). Deze karakterisering van het lengte-effect is gelijk aan de beschrijving in het Technisch Rapport Waterkerende Grondconstructies [TAW, 2001]. In het ontwerpinstrumentarium 2014 wordt conform [ENW, 2007]  $a = 0,033$  en  $b = 50\text{m}$  gehanteerd. Daarnaast wordt de werkelijke trajectlengte gehanteerd, in plaats van een vaste 'basis'-trajectlengte van 66 km, hetgeen nog teruggaat op [TAW, 1989]. Omdat de dijktrajecten over het algemeen korter zijn dan 66 km leidt dit tot een verlaging van de faalkanseis.

#### 4.2 Vaststellen vorm semi-probabilistisch ontwerpvoorschrift

De macrostabiliteit van een ontwerp kan worden geanalyseerd met verschillende analytische en eindige elementen modellen. Bij een semi-probabilistische toepassing worden de modellen gevoed met rekenwaarden. Een rekenwaarde is een karakteristieke waarde (een waarde met een bepaalde kans van over- of onderschrijding), eventueel na combinatie met een partiële factor.

Voor de huidige semi probabilistische voorschriften wordt in [TAW, 2001] de volgende algemene formules gehanteerd:

$$\text{Belasting: } S_d = \gamma_S S_k \quad (4.8)$$

waarin:

$S_d$  Rekenwaarde van belasting  $S$

$S_k$  Karakteristieke waarde van belasting  $S$

$\gamma_S$  Overall veiligheidsfactor voor de belasting

De belasting wordt in dit hoofdstuk verder niet behandeld.

$$\text{Sterkte: } R_d = \frac{R_k}{\gamma_R} \quad \text{met} \quad \gamma_R = \gamma_b \gamma_d \gamma_m \gamma_n \quad (4.9)$$

waarin:

$R_d$  Rekenwaarde van sterkte  $R$

$R_k$  Karakteristieke waarde van sterkte  $R$

$\gamma_R$  Veiligheidsfactor voor de sterkte

$\gamma_b$  Partiële factor voor de onzekerheid over de ondergrondopbouw en de water(over)spanningen (schematiseringfactor)

$\gamma_d$  Partiële factor voor de modelonzekerheid (modelfactor)

$\gamma_m$  Partiële factor voor de onzekerheid over de materiaaleigenschappen (materiaalfactor)

$\gamma_n$  Partiële factor die verband houdt met de normhoogte, het al dan niet falen door hoogwater en het lengte-effect (schadefactor)

Opgemerkt wordt dat in de huidige praktijk de materiaalfactor niet als een overall-factor wordt toegepast, zoals wordt gesuggereerd in (4.9) maar als factor op de materiaalparameters. De weergave van een overall stabiliteitsfactor  $\gamma_R = \gamma_b \gamma_d \gamma_m \gamma_n$  is dus niet geheel correct.

Voor het ontwerpinstrumentarium 2014 wordt voorgesteld aan te sluiten bij de huidige vorm van semi probabilistische ontwerpvoorschriften met karakteristieke waarden en veiligheidsfactoren. De karakteristieke waarden betreffen 5% en 95% waarden voor de sterkteparameters en gemiddelde waarden voor een dijkstrekking ter grootte van een potentieel glijvlak voor de volumieke gewichten.

### 4.3 Materiaalmodel

Binnen WBI2017 is besloten om voor macrostabiliteit-analyses over te stappen van het Mohr-Coulomb model naar het Critical State Soil Model (CSSM). Het CSSM model wordt vaak ook wel aangeduid als het ongedraineerd rekenen (voor klei en veen).

Het toepassen van het CSSM-materiaalmodel houdt in het kort het volgende in:

- De toepassing van het Critical State Soil Mechanics (CSSM) model voor het karakteriseren van het gedrag van grond (zowel zware klei, organische klei, veen en zand), in plaats van het Mohr-Coulomb model.
- Het maken van onderscheid tussen gedraineerd grondgedrag en ongedraineerd grondgedrag. Bij grondsoorten met een hoge doorlatendheid, zoals zand, kan drainage plaatsvinden tijdens afschuiven (taludinstabiliteit) en is sprake van gedraineerd grondgedrag. Bij grondsoorten met een lage doorlatendheid, zoals klei

en veen, vindt weinig of geen drainage plaats tijdens afschuiven en is sprake van ongedraineerd grondgedrag.

- Het in rekening brengen van de in situ toestand van de grond via de grensspanning. Daarbij wordt onderscheid gemaakt tussen normaal geconsolideerd grondgedrag en overgeconsolideerd grondgedrag. Dit is van belang voor de ongedraineerde schuifsterkte.
- Het rekenen met de bezwijksterkte van grond (ultimate state) in plaats van de sterkte bij een kleine vervorming in laboratoriumproeven.
- Het bepalen van de schuifsterkte van klei met ééntraps anisotroop geconsolideerde triaxiaalproeven en voor veen met direct simple shear proeven met constante hoogte. De ongedraineerde schuifsterkte en/of de grensspanning wordt in het veld bepaald met sonderingen.

#### 4.3.1

##### *Beschikbare methodes*

Er zijn twee methoden om de ongedraineerde schuifsterkte voor klei en veen te bepalen. Dit zijn de WBI-methode en de Dijken op Veen methode. Op beide methoden zal kort ingegaan worden.

##### WBI-methode

De ongedraineerde schuifsterkte wordt binnen de WBI-methode als volgt bepaald voor klei en veen:

$$s_u = \sigma'_{vi} \cdot S \cdot OCR^m$$

$$\text{met } OCR = \sigma'_{vy} / \sigma'_{vi} \quad (4.10)$$

Hierin zijn:

$s_u$	ongedraineerde schuifsterkte (overgeconsolideerd) (kN/m <sup>2</sup> )
$\sigma'_{vi}$	effectieve verticale spanning in het veld (kN/m <sup>2</sup> )
S	normaal geconsolideerde ongedraineerde schuifsterkteratio (volgt uit triaxiaalproeven of direct simple shear proeven) (-)
OCR	overconsolidatiegraad (-)
m	exponent voor de toename van de sterkte (-)
$\sigma'_{vy}$	grensspanning (volgt uit samendrukkingsproeven of sonderingen) (kN/m <sup>2</sup> )

De parameters S, m en  $\sigma'_{vy}$  zijn de invoerparameters in de WBI-software en D-Geo Stability op basis waarvan de  $s_u$  langs het schuifvlak wordt berekend, gegeven  $\sigma'_{vi}$ .

Er kan ook gebruik gemaakt worden van de parameter POP (Pre Overburden Pressure). Dit is een andere benadering om de in situ toestand van de grond aan te geven. De overconsolidatiegraad is als volgt gerelateerd aan de POP:

$$OCR = (\sigma'_{vi} + POP) / \sigma'_{vi} \quad (4.11)$$

In de beschikbare software kan gekozen worden of met de POP gewerkt gaat worden of met de grensspanning.

Voor zand wordt met de bekende gedraineerde parameter hoek van inwendige wrijving  $\phi'$  gerekend.

#### Dijken op Veen methode

Hiernaast is het ook mogelijk om met de methode  $S_u$ -measured te werken, ook wel de Dijken op Veen methode genoemd. Dit houdt in dat de ongedraineerde schuifsterkte die is bepaald uit het veld- en laboratoriumonderzoek voor de stabiliteitsanalyses aan de boven- en onderzijde van de grondlagen wordt opgelegd. Op basis van deze ingevoerde ongedraineerde schuifsterkte wordt in de stabiliteitsanalyse de ongedraineerde schuifsterkte langs het schuifvlak bepaald. De ongedraineerde schuifsterkte  $s_u$  wordt als volgt uit sonderingen afgeleid:

$$s_u = q_{\text{net}} / N_{\text{kt}} \quad (4.12)$$

Hierbij wordt een relatie ( $N_{\text{kt}}$ ) gelegd tussen de  $s_u$  uit uitgevoerde overgeconsolideerde triaxiaal/DSS proeven bij een aantal ijkvelden en de  $q_{\text{net}}$  uit de sonderingen. Op basis van de  $N_{\text{kt}}$  kan vervolgens uit elke sondering op een willekeurige locatie buiten de ijkvelden (voor zover daar dezelfde afzettingen in de ondergrond aanwezig zijn) de ongedraineerde schuifsterkte worden afgeleid.

Ook deze optie kan in de beschikbare software ingevoerd worden om uiteindelijk de stabiliteit te bepalen.

#### 4.3.2

##### *Wanneer welke methode toepassen*

De WBI methode is ontwikkeld voor het toetsen van waterkeringen, waarbij van grof naar fijn kan worden gewerkt. In de eerste fase van de gedetailleerde toetsing kan de ongedraineerde schuifsterkte worden berekend met default waarden van  $S$ ,  $m$  en  $POP$ . Stap voor stap kunnen vervolgens aanvullende gegevens worden verzameld en kan lokale informatie worden toegevoegd en kunnen de default waarden worden vervangen door lokale gegevens.

De WBI methode kan ook goed worden toegepast in combinatie met de WBI-SOS ondergrondscenario's, doordat op basis van de genoemde parameters voor elke situatie de ongedraineerde schuifsterkte kan worden berekend. Om dezelfde reden is het uitvoeren van gevoeligheidsberekeningen relatief eenvoudig.

De parameters  $S$  en  $m$  worden afgeleid uit triaxiaalproeven (klei) en direct simple shear proeven (veen) en samendrukkingsproeven of constant rate of strain proeven. Deze parameters kunnen regionaal worden ingewonnen en worden gekoppeld aan de WBI-SOS ondergrondeenheden. De grensspanning dient lokaal te worden bepaald met sonderingen of eventueel samendrukkingsproeven of constant rate of strain proeven.

Bij het toepassen van sonderingen kan in eerste instantie met een default waarde voor  $N_{\text{kt}}$  worden gewerkt. Desgewenst kan ook een specifieke  $N_{\text{kt}}$  worden afgeleid voor een project. Hiervoor wordt een correlatie tussen de sondeerweerstand en de ongedraineerde schuifsterkte uit triaxiaalproeven en direct simple shear proeven en de grensspanning uit samendrukkingsproeven of constant rate of strain proeven opgesteld. Wanneer al deze gegevens beschikbaar zijn, is het van belang de parameters zodanig op elkaar af te stemmen, dat een en ander volledig consistent is.

De Dijken op Veen methode gaat uit van een bekende opbouw van de ondergrond op basis van de uitgevoerde sonderingen en boringen. Op basis van sonderingen en triaxiaalproeven (klei) en direct simple shear proeven (veen) wordt een correlatie tussen de sondeerweerstand en de ongedraineerde schuifsterkte opgesteld. Met deze correlatie kan voor elke sondering binnen het project een profiel van de ongedraineerde schuifsterkte worden bepaald. De ongedraineerde schuifsterkte wordt

gekoppeld aan de aangetroffen grondlagen. Deze methode leent zich minder goed om van grof naar fijn te werken of om met ondergrondscenario's te werken. De bepaalde ongedraineerde schuifsterkte is alleen geldig onder dezelfde condities als waarvoor deze is bepaald. Uiteraard is het wel mogelijk om gegevens toe te voegen en daarmee de analyses aan te scherpen.

Beide methodes leiden in principe tot dezelfde verwachtingswaarde en variatiecoëfficiënt van de ongedraineerde schuifsterkte; er van uitgaande dat dezelfde gegevens beschikbaar zijn. Beide methodes zijn gebaseerd op dezelfde uitgangspunten en voor beide methodes worden dezelfde typen laboratoriumproeven en sonderingen uitgevoerd. Alleen ligt bij de WBI-methode voor wat betreft de laboratoriumproeven de nadruk meer op normaal geconsolideerde proeven en bij de Dijken op Veen methode op overgeconsolideerde proeven. Wanneer ten behoeve van de WBI-methode een lokale correlatie met de sondeerweerstand wordt opgesteld ( $N_{kt}$  bepaling) zijn hiervoor ook overgeconsolideerde laboratoriumproeven nodig.

Verschillen tussen de twee methodes kunnen ontstaan door de volgende factoren:

- De WBI methode gaat uit van drie parameters en de effectieve spanning op basis waarvan in het schuifvlakmodel de ongedraineerde schuifsterkte wordt berekend. Bij de Dijken op Veen methode wordt de ongedraineerde schuifsterkte rechtstreeks ingevoerd in het schuifvlakmodel. Doordat de WBI methode met drie parameters werkt waarvoor de karakteristieke waarde wordt toegepast en voor de Dijken op Veen methode alleen de karakteristieke waarde van de ongedraineerde schuifsterkte benodigd is, kunnen verschillen in de karakteristieke waarden en rekenwaarden van de ongedraineerde schuifsterkte ontstaan. Deze verschillen zullen vrijwel altijd klein zijn, blijkt uit een vergelijking in het kader van de kalibratie van partiële veiligheidsfactoren.
- De wijze waarop de ongedraineerde schuifsterkte wordt toegepast in een dwarsdoorsnede van een dijk is anders. Dat beide methodes tot dezelfde waarde van de ongedraineerde schuifsterkte leiden, geldt in eerste instantie voor de locaties van de sonderingen en boringen in het veld. In de WBI methode wordt de ongedraineerde schuifsterkte op ieder punt in het te berekenen dwarsprofiel automatisch aangepast aan het niveau van de effectieve verticale spanning, die verandert door de geometrie van de dijk, de ligging van grondlagen en de geschematiseerde waterspanningen. Bij de Dijken op Veen methode wordt de ongedraineerde schuifsterkte aan de boven- en onderzijde van alle grondlagen gedefinieerd. Dit is een vaste waarde die niet wordt beïnvloed door de geometrie van het dwarsprofiel of de ligging van grondlagen. Veranderingen in het dwarsprofiel moeten door de gebruiker worden verwerkt door andere waarden van de ongedraineerde schuifsterkte te definiëren.

Indien sprake is van een ophoging gedurende de dijkversterking, waarbij de nieuwe effectieve spanning hoger is dan de grensspanning voor de aanleg van de ophoging, moet de ongedraineerde schuifsterkte worden berekend op basis van de parameter  $S$ . De ondergrond komt door de ophoging in normaal geconsolideerde toestand, waardoor de oorspronkelijke ongedraineerde schuifsterkte niet meer van toepassing is. Naast de ophoging geldt nog wel de oorspronkelijke ongedraineerde schuifsterkte.

Het is om bovengenoemde reden wel aan te raden om bij beide methoden zowel normaal geconsolideerde als overgeconsolideerde proeven uit te voeren. Bij de Dijken op Veen methode kan dan alsnog de parameter  $S$  bepaald worden indien nodig. Daarnaast kan met verschillende soorten proeven de consistentie van de verschil-

lende parameters worden bepaald en kan uiteindelijk ook een vergelijking tussen beide methoden gemaakt worden.

#### 4.3.3 *Beschikbare software*

De beschikbare software voor ontwerpen (D-Geo Stability) is geschikt gemaakt om de stabiliteit te kunnen bepalen met de nieuwe parameters (methode  $s_u$ -calculated with yield stress). De achterliggende rekenwijze is vergelijkbaar met die in de WBI-software. Er is tevens een tool gebouwd en beschikbaar gesteld waarmee de ondergrondgegevens vanuit D-Soilmodel (waarin ook het WBI-SOS opgenomen is) ingelezen kunnen worden in D-Geo Stability. De Dijken op Veen-methode wordt ook door D-Geo Stability ondersteund (methode  $s_u$ -measured).

Per locatie kan de toepassing van het CSSM-materiaalmodel zowel een positief als een negatief verschil opleveren met de klassieke werkwijze. Het is daarom zeer aan te bevelen om, indien het ontwerp is gemaakt met het Mohr-Coulomb-model, de eventuele verschillen inzichtelijk te maken door het ontwerp te analyseren met het CSSM materiaalmodel. Bij grote afwijkingen wordt verzocht contact op te nemen met de Helpdesk Water en (bij HWBP-projecten) het HWBP.

## 4.4 **Veiligheidsfactoren**

### 4.4.1 *Modelonzekerheid*

De beoordeling van macrostabiliteit binnenwaarts kan worden uitgevoerd met verschillende modellen. De modellen Bishop en Uplift-Van kennen beperkingen ten aanzien van de vorm van het glijvlak. Het model van Spencer-Van der Meij en Eindige Elementen Methodes (EEM) hebben deze beperkingen niet en kennen een vrij glijvlak.

Bij een analyse van de macrostabiliteit van een binnentalud met het Mohr-Coulombmodel dient onderscheid te worden gemaakt tussen de volgende gevallen:

1. Opdrijven: de afdekkende klei- en veenlagen gaan drijven door de hoge potentiaal in de onderliggende, watervoerende zandlaag. Opdrijven treedt op bij relatief dikke pakketten slappe lagen, zoals aangegeven in het op dit punt vigerende Technisch Rapport Waterkerende Grondconstructies [TAW, 2001].
2. Opbarsten: de afdekkende klei- en veenlagen bezwijken door de hoge potentiaal in de onderliggende, watervoerende zandlaag en verliezen hun sterkte. Opbarsten treedt op bij relatief dunne pakketten slappe lagen, zoals aangegeven in het op dit punt vigerende Technisch Rapport Waterkerende Grondconstructies [TAW, 2001].
3. Geen opdrijven of opbarsten.

Voor elk van genoemde gevallen zijn voor een stabiliteitsanalyse meerdere modellen beschikbaar. Voor het ontwerpen is geen model voorgeschreven. Daarbij wordt wel opgemerkt dat binnen WBI2017 is voorgesteld om het Spencer-Van der Meij model als standaard te hanteren, waarbij het model Lift-Van als terugvaloptie wordt gehanteerd.

Voor de modelfactor wordt onderscheid gemaakt naar het materiaalmodel dat wordt toegepast. Dit betekent dat voor het Mohr-Coulomb-model andere modelfactoren worden toegepast dan voor het CSSM-model.

### Mohr-Coulomb

Voor het Mohr-Coulomb-model worden *niet* de huidige factoren zoals vermeld in het Technisch Rapport Grondmechanisch Schematiseren [Calle, 2011] gehanteerd, maar wordt uitgegaan van de op onderdelen iets strengere, maar ook meer gedifferentieerde waarden uit het concept-Technisch Rapport Macrostabieleit [Zwanenburg et al., 2013]. Deze zijn in de onderstaande tabel weergegeven. De nieuwe waarden zijn beter onderbouwd dan de waarden in [Calle, 2011]. Ook sluiten ze aan bij het Technisch Rapport Analyse Macrostabieleit met de Eindige Elementen Methode [Bakker et al., 2010]. In de tabel is hetgeen afwijkt van het Technisch Rapport Grondmechanisch Schematiseren [Calle, 2011] **vet** weergegeven.

**Tabel 7: Modelfactoren voor verschillende rekenmodellen voor macrostabieleit**

Opdrukken <sup>1</sup> ?	Rekenmodel	onzekerheden rekenmodel	3D-effect	totale factor $\gamma_d$
Nee	Bishop	1,10	0,90	1,00
	LiftVan, <b>Spencer-Van der Meij</b>	1,05		0,95
	EEM met Mohr-Coulomb	<b>1,10</b>		<b>1,00</b>
Ja	Bishop <sup>2</sup>	1,10	1,00	1,10
	LiftVan, <b>Spencer-Van der Meij</b>	1,05		1,05
	EEM met Mohr-Coulomb	<b>1,05</b>		<b>1,05</b>
	<b>Horizontaal evenwicht</b>	-		1,20

<sup>1</sup> Opdrijven en opbarsten (zie Technisch Rapport Waterkerende Grondconstructies, 2001).

<sup>2</sup> Tevens zogenaamde Bishop  $c=0$ ,  $\phi=0$  analyses.

#### CSSM

Bij toepassen van het CSSM materiaalmodel dient voorlopig uit te worden gegaan van de modelfactoren uit Tabel 9. Er wordt geen onderscheid gemaakt tussen wel of niet opdrukken.

**Tabel 8 Modelfactoren voor macrostabieleit CSSM [Van Duinen, 2014]**

Rekenmodel	Modelfactor $\gamma_d$
Bishop	1,11
LiftVan	1,06
Spencer-Van der Meij	1,07

#### 4.4.2

##### Schematiseringonzekerheid

In de huidige semi-probabilistische toets- en ontwerppraktijk wordt middels een schematiseringsfactor rekening gehouden met schematiseringonzekerheid. Deze aanpak past volledig binnen de filosofie van de overstromingskansbenadering. De schematiseringonzekerheid is immers een wezenlijk onderdeel van de totale onzekerheid ten aanzien van de betrouwbaarheid van een dijktaalud.

Voor de omgang met schematiseringstheorie wordt in het Technisch Rapport Grondmechanisch Schematiseren [Calle, 2011] een aanpak gegeven. Deze aanpak wordt in het ontwerpinstrumentarium 2014 ongewijzigd toegepast voor zowel het Mohr-Coulomb-model als het CSSM-model. Bij het CSSM-model wijzigen de waarden van de schematiseringsfactor echter wel als gevolg van de aangepaste schade-factor behorend bij dit materiaalmodel. Een aangepaste excel-rekenhulp wordt be-

schikbaar gesteld via de Helpdesk Water. De schematiseringsfactor kan ook wijzigen doordat schematiseringskeuzes bij het Mohr-Coulomb model een ander effect op de stabiliteitsfactor hebben dan bij het CSSM model.

Let op: op enkele plaatsen in het Technisch Rapport Grondmechanisch Schematiseren [Calle, 2011] wordt nog aangegeven dat een ondergrens van 1,10 gehanteerd moet worden voor de schematiseringsfactor. In datzelfde rapport is ook aangegeven dat hiervoor eigenlijk geen theoretische basis bestaat. Voor de ondergrens van de schematiseringsfactor mag 1,0 worden aangehouden.

#### 4.4.3

##### *Materiaalonzekerheid*

Bij de bepaling van de rekenwaarden voor de sterkteparameters dienen materiaal-factoren te worden toegepast.

##### Mohr-Coulomb

In VNK2 en kalibratiestudies van het WBI2017 is geconcludeerd dat de onzekerheden omtrent de materiaaleigenschappen bij stabiliteitsberekeningen met het Mohr-Coulomb-model minder belangrijk zijn dan in het verleden is aangenomen. De invloedscoëfficiënten voor de cohesie en de inwendige wrijving die in het verleden zijn aangehouden bij de afleiding van materiaal-factoren (resp. 0,632 en 0,816) zijn fors groter dan wat uit de probabilistische stabiliteitsanalyses is gebleken (tot ca. 0,25). Bij invloedscoëfficiënten kleiner dan circa 0,35 worden (ook bij de uitgangspunten die in het verleden zijn aangehouden bij de afleiding van materiaal-factoren) materiaal-factoren gelijk aan 1,0 gevonden.

Het bovenstaande suggereert dat de materiaal-factoren naar beneden mogen worden bijgesteld. Voor het Mohr-Coulomb-model is dat echter niet gedaan vanwege de overgang van gedraineerd naar ongedraineerd rekenen en de inzichten die met ongedraineerde stabiliteitsanalyses zijn opgedaan. Als de materiaal-factoren naar beneden worden bijgesteld is er een grote kans dat een ontwerp later, als wordt overgegaan op ongedraineerd rekenen, in de eerstvolgende toetsronde wordt afgekeurd. Bij toepassen van het Mohr-Coulomb model kan voorlopig worden uitgegaan van de materiaal-factoren uit tabel 5.3.1 van Addendum bij Technisch Rapport Waterkerende Grondconstructies [ENW, 2007]. Deze zijn opgenomen in bijlage C van het OI2014 versie 4.

##### CSSM

Bij toepassing van het CSSM materiaalmodel hebben alle materiaal-factoren de waarde 1,0 gekregen in het WBI2017. Dit geldt ook voor  $s_u$  bij de Dijken op Veen methode. De benodigde veiligheid is volledig tot uitdrukking gebracht in de beta-afhankelijke veiligheidsfactor (schadefactor) voor berekeningen met het CSSM-materiaalmodel.

#### 4.4.4

##### *Schadefactor*

De schadefactor is de factor waarmee de strengheid van het semi-probabilistische voorschrift wordt gerelateerd aan de normhoogte, de faalkansbegroting en de lengte van het traject.

##### Mohr-Coulomb

Op de schadefactor zou op basis van de resultaten uit de voorlopige kalibratiestudie uit WBI 2017 een kleine (gunstige) aanpassing gemaakt kunnen worden. Gelet op het voorlopige karakter van die studie en de beperkte invloed op de schadefactor, is besloten dit niet te doen in het ontwerpinstrumentarium 2014. Hier geldt eveneens het in de voorgaande paragraaf genoemde voorbehoud in verband met de overgang



naar ongedraineerd rekenen. Daarom zijn voor het Mohr-Coulomb-model de formules uit het Addendum op het Technisch Rapport Waterkerende Grondconstructies [TAW, 2007] overgenomen:

$$\gamma_n = 1 + 0,13(\beta_{eis,i} - 4,0) \quad \text{met} \quad \beta_{eis,i} = -\Phi^{-1}(P_{eis,i}) \quad (4.13)$$

waarin

- $\gamma_n$  Schadefactor voor het faalmechanisme macrostabiliteit (-)
- $\beta_{eis,i}$  Geëiste betrouwbaarheidsindex voor een doorsnede (-)
- $P_{eis,i}$  Faalkanseis per doorsnede voor macrostabiliteit (per jaar)

Let op: de ondergrens van 1,0 is niet overgenomen uit [TAW, 2007] omdat dit niet passend is bij de overstromingskansbenadering.

Aanpassing van faalkansruimte en lengte van het dijktraject leidt tot een wijziging van de schadefactor. Dit is weergegeven in onderstaande tabel.

**Tabel 9: Relatie schadefactor, faalkansruimtefactor en norm (vet = schadefactor volgens de vigerende aanpak) voor Mohr-Coulomb**

<b>P<sub>norm</sub></b> <b>[1/jaar]</b>	<b>Faalkans- ruimtefactor [-]</b>	<b>Trajectlengte [km]</b>			
		5	20	50	66
1/100	0,04	0,97	1,00	1,03	1,04
	0,10	0,94	0,97	1,00	<b>1,01</b>
1/1000	0,04	1,04	1,07	1,09	1,10
	0,10	1,01	1,04	1,07	<b>1,08</b>
1/10000	0,04	1,10	1,13	1,15	1,16
	0,10	1,08	1,11	1,13	<b>1,14</b>
1/100000	0,04	1,16	1,19	1,21	1,21
	0,10	1,14	1,16	1,18	<b>1,19</b>

De combinatie van het toepassen van een werkelijke trajectlengte in combinatie met een kleinere faalkansruimtefactor leidt – ten opzichte van de vroegere ontwerpvoorschriften – bij een kleine trajectlengte (tot ca 20 à 25 km) tot lagere schadefactoren en bij grotere trajectlengte tot een verhoging van de schadefactor met maximaal 0,02 (bij een trajectlengte van 50 km).

#### CSSM

Bij toepassen van het CSSM materiaalmodel dient voorlopig uit te worden gegaan van de schadefactor uit formule 4.14.

$$\gamma_n = 0,15\beta_{eis,dns} + 0,41 \quad \text{met} \quad \beta_{eis,dns} = -\Phi^{-1}(P_{eis,dns}) \quad (4.14)$$

waarin

- $\gamma_n$  Schadefactor voor het faalmechanisme macrostabiliteit (-)
- $\beta_{eis,dns}$  Geëiste betrouwbaarheidsindex voor een doorsnede (-)
- $P_{eis,dns}$  Faalkanseis per doorsnede voor macrostabiliteit (per jaar)

#### Schadefactor macrostabiliteit buitenwaarts

Het is gebruikelijk om voor zowel macrostabiliteit binnen- als buitenwaarts hetzelfde faalkansbudget te gebruiken [ENW, 2007]. De reden hiervoor is dat de mechanismen over het algemeen niet tegelijkertijd kritisch zijn en één van beide faalkansbijdragen dan verwaarloosbaar kan worden geacht.

Hoewel de voorgaande formules niet specifiek zijn afgeleid voor buitenwaartse macrostabiliteit wordt voorgesteld om de schadefactor ook voor dit faalmechanisme toe te passen (analoog aan de bestaande waterbouwkundige praktijk). Hierbij dient er wel op gelet te worden dat macrostabiliteitsverlies buitenwaarts optreedt bij een val van het buitenwater. Dit betekent dat de faalkanseis op doorsnedeniveau mag worden gedeeld door de kans op een overstroming gegeven macrostabiliteitsverlies buitenwaarts.

Bij het ontwerp wordt doorgaans een kans op een overstroming gegeven buitenwaarts macrostabiliteitsverlies van 0,1 (factor 10 op de schadefactor) aangehouden conform Addendum Technisch Rapport Waterkerende Grondconstructies [ENW, 2007]. Dit is tevens conform WBI. Deze conditionele kans op een overstroming kan eventueel nader worden bepaald als dit wezenlijke besparingen zou kunnen opleveren. Dit kan worden verkend door de gevoeligheid van het ontwerp voor deze conditionele kans te onderzoeken.

## 5 Bekledingen

In dit hoofdstuk wordt het effect beschreven van het hanteren van overstromingskansnormen op het dimensioneren van asfaltbekledingen en steenzettingen.

### 5.1 Asfaltbekledingen

Bij aanleg van een bekleding van waterbouwasfaltbeton moet gegarandeerd worden dat aan het einde van de ontwerp levensduur de asfaltbekleding voldoet bij de wettelijke beoordeling. Dit wordt gedaan door middel van een semi-probabilistische vermoeiingsberekening met het programma BM-Asfaltgolfklap waarin wordt nagegaan of de sterkte van de asfaltbekleding<sup>5</sup> tegen golfklappen afdoende is middels een toets aan het volgende criterium:

$$\log(\gamma_m \cdot M_{max}) < -\gamma_s \quad (5.1)$$

Waarin:

$\gamma_m$	Modelfactor voor het faalmechanisme asfaltbekleding golfklap (1,77) (-)
$M_{max}$	De hoogste berekende waarde voor de vermoeiingsschade in de bekleding ten gevolge van de golfklappen (-)
$\gamma_s$	Veiligheidsfactor voor het faalmechanisme asfaltbekleding golfklap (-)

De te hanteren veiligheidsfactor kan worden bepaald met onderstaande formule, afhankelijk van het watersysteem:

$$\gamma_s = 0,61(\beta_{eis,dsn} - 1,99) - 0,34 \beta_{max} \quad (\text{Hollandse kust, Westerschelde}) \quad (5.2a)$$

$$\gamma_s = 0,68(\beta_{eis,dsn} - 2,47) - 0,26 \beta_{max} \quad (\text{Waddenzee}) \quad (5.2b)$$

$$\gamma_s = 0,82(\beta_{eis,dsn} - 1,37) - 0,68 \beta_{max} \quad (\text{IJsselmeer, Markermeer}) \quad (5.2c)$$

met  $\beta_{eis,dsn} = -\Phi^{-1}(P_{eis,dsn})$  en  $\beta_{max} = -\Phi^{-1}(P_{max})$

$\beta_{eis,dsn}$	Geëiste betrouwbaarheidsindex voor een doorsnede (-)
$P_{eis,dsn}$	Faalkanseis per doorsnede voor asfaltbekleding golfklap (per jaar)
$\beta_{max}$	Betrouwbaarheidsindex behorend bij de maximaal toelaatbare faalkans van het dijktraject (-)
$P_{max}$	Maximaal toelaatbare overstromingskans van het dijktraject (per jaar)

Hierbij dient voor bepaling van de te gebruiken veiligheidsfactor te worden uitgegaan van een variatiecoëfficiënt van de buigtreksterkte van 0,35. Dit is een conservatieve aanname voor de ontwikkeling van de breuksterkteverdeling bij schade door vocht gedurende de levensduur voor kwalitatief goed asfalt. Bij de uitvoering moet veel aandacht zijn voor de kwaliteit van het asfalt (zoals minimalisering holle ruimte percentage), omdat dit zeer bepalend is voor de levensduur. Hiervoor wordt verwezen naar de *Handreiking Dijkbekledingen, deel 3 Asfaltbekledingen* [RWS-PBZ, 2015].

De faalkanseis per doorsnede  $P_{eis,dsn}$  voor falen van de asfaltbekleding door golfklap kan bepaald worden met behulp van formule 3.9 of 4.7. Hierbij kan worden uitgegaan van een faalkansruimtefactor  $\omega$  van 0,01 [WBI-I, 2015]. De lengte-effectfactor

<sup>5</sup> Bij ontwerp moet hierbij worden uitgegaan van de eigenschappen die in de uitvoering gerealiseerd gaan worden

N kan worden bepaald met behulp van formule 1.2, waarbij de parameter a de fractie van het dijktraject is waarover een asfaltbekleding aanwezig is en voor parameter b een waarde van 1000 m kan worden aangehouden.

De representatieve waarde van de buigtreksterkte kan worden voorspeld met het levensduurmodel voor asfaltbekledingen BM-Asfaltgolfklap. Toetsregels en levensduurmodel zijn beschreven in [WBI-I, 2016] en de Schematiseringshandleiding asfaltbekleding [WBI-I, 2015].

In geval van waterbouwasfaltbeton kan al snel worden volstaan met een minimale bekledingsdikte die is gebaseerd op andere criteria dan golfbelastingen (bijvoorbeeld de belasting door onderhoudsvoertuigen).

Bij een ontwerp moet rekening worden gehouden met de degradatie van asfalt en de onzekerheid daaromtrent op lange termijn (30 tot 50 jaar of nog langer). Als wordt gekeken naar de rekenmethode (BM-Asfaltgolfklap) dan lijkt het voor de hand te liggen om de veiligheid te zoeken in een wat grotere laagdikte, net als bij steenzettingen (zie §5.2). Maar de uitkomst van de rekenmethode is relatief ongevoelig voor de bekledingsdikte. De meest effectieve wijze om tot betere asfaltbekledingen te komen moet dus niet zozeer worden gezocht in een grotere asfaltlaagdikte, als wel in een optimale asfaltkwaliteit.

Het belangrijkste item voor de sterkte van de asfaltbekleding is in feite de aanlegkwaliteit. Een goed mengselontwerp en een goede kwaliteitsborging bij de uitvoering zijn hiervoor bepalend. Daarbij moet worden gelet op aspecten zoals:

1. de affiniteit tussen bitumen en steenslag;
2. de verwerkbaarheid van het asfaltmengsel;
3. de verdichting.

Kortom, veiliger asfaltbekledingen kunnen worden gerealiseerd door eenvoudigweg een grotere asfaltlaagdikte toe te passen, maar dat is niet erg kosteneffectief. Meer aandacht voor kwaliteitsborging bij mengselontwerp en uitvoering, zoals beschreven in de reeds genoemde rapporten verdient de voorkeur.

## 5.2 Steenzettingen

Voor het ontwerp van steenzettingen is de actuele stand van kennis vooral vastgelegd in het rekenmodel Steentoets2015. Dat kan zowel worden gehanteerd voor de toetsing als voor het ontwerp van steenbekledingen. De ontwerpmethodode voor steenzettingen is een semi-probabilistische:

1. De representatieve waarde van de blokdichtheid is de 5%-waarde (de tot nu toe in de praktijk gehanteerde rekenwaarden voor deze parameter liggen dicht bij 5%-waarden). Voor de overige sterkteparameters mag worden uitgegaan van gemiddelde waarden. Hiermee wordt voorkomen dat men bij het bepalen van de rekenwaarde voor bijvoorbeeld de spleetbreedte een ingewikkelde middelingsprocedure moet toepassen om eerst de juiste spreiding te bepalen;
2. Voor het ontwerp wordt geadviseerd om geen rekening te houden met de mogelijk aanwezige reststerkte van de onderlagen en het dijklichaam, tenzij er zwaarwegende economische redenen zijn om dat wel te doen.
3. De ontwerpbelasting moet worden berekend met de Q-variant, uitgaande van een overschrijdingskans die getalsmatig gelijk is aan de maximaal toelaatbare overstromingskans.

De kalibratie van veiligheidsfactoren voor steenzettingen binnen het WBI2017 heeft geleid tot veiligheidsfactoren van circa 0,9-1,1 voor beoordelingsdoeleinden. Bij het ontwerp kan een licht hogere veiligheidsfactor dan 1,1 worden overwogen om de kans op vroegtijdige afkeuring door bijvoorbeeld nieuwe inzichten, veranderingen in belastingmodellen of onvoorziene degradatie (bijv. verstopping) te verkleinen.

Voor steenzettingen is de sterkte van de zetting grofweg evenredig met  $\Delta D$ : het product van het relatieve soortelijk gewicht en de bekledingsdikte. Daarom kan extra veiligheid in geval van steenzettingen naar believen worden verkregen door zwaardere stenen toe te passen. Zuilen voor steenzettingen worden geleverd met standaard lengtes afgerond op 0,05 m en een  $p$  tussen 2300 kg/m<sup>2</sup> voor standaard beton en 2900 kg/m<sup>2</sup> voor het zwaarste beton. De maximale zuilhoogte is 0,5 m.

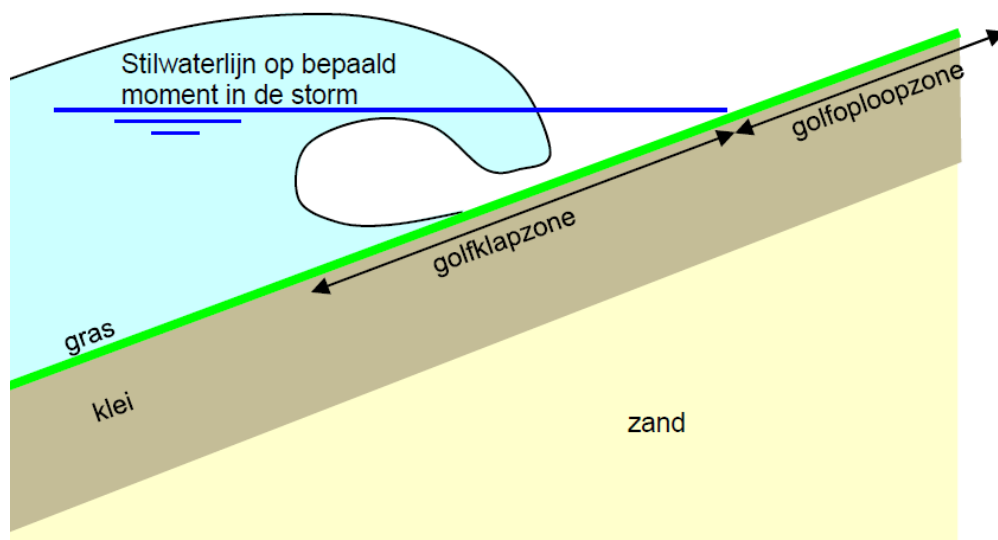
Een verschil tussen de veiligheidsfactor op de toplaagdikte voor beoordeling en ontwerp van 10% (1,1 versus 1,2) correspondeert met een 10% hogere  $\Delta D$ -waarde. Een 10% hogere  $\Delta D$ -waarde, bijvoorbeeld een 0,5 m hoge zuil i.p.v. een 0,45 m hoge zuil, leidt tot een meerprijs op de aanneemsom van slechts ca. 5% bij de reconstructie van een steenzetting.

### 5.3 Niveau overgang steenbekleding – gras

#### 5.3.1

##### *Aanleiding en achtergrond bij nieuwe procedure*

Bij het ontwerpen van een nieuwe bekleding op een dijk is het ook nodig om de benodigde hoogte van de overgang tussen de harde dijkbekleding en gras te bepalen. In versie 3 van het OI2014 was hiervoor een voorlopig voorstel opgenomen, ter vervanging van de oude aanpak waarin alleen werd gekeken naar de belastingen rond het ontwerppeil. De oude aanpak past niet bij de overstromingskansbenadering en moest daarom aangepast worden. De aanpak uit versie 3 van het OI2014v3 was echter zeer conservatief.



**Figuur 19. Golfklapzone en golfploopzone op een bepaald moment in de storm.**

In de afgelopen periode is een procedure ontwikkeld om het niveau van de overgang tussen harde en zachte bekledingen zuiver te kunnen bepalen. De methode is

beproefd voor de watersystemen Waddenzee (inclusief Eems-Dollard), Noordzeekust, Wester- en Oosterschelde en het merengebied. Projecten in de overige watersystemen (het bovenrivieren-, benedenrivieren- en overgangsgebied) kunnen contact opnemen met het Kennisplatform Risicobenadering voor advies omtrent de toe te passen methode.

De nieuwe methode houdt rekening met het feit dat er zeer hoge waterstanden kunnen optreden (met een kleine kans van voorkomen), maar ook lagere waterstanden. Er kan dan niet één golfklapzone en één golfoploopzone op het talud worden aangewezen (zie Figuur 18), die de basis was voor de oude methode. Er is slechts sprake van een bepaalde kans dat een strook gras in de golfklapzone of golfoploopzone ligt.

Daarom is er een semi-probabilistische methode ontwikkeld waarmee de benodigde hoogte relatief gemakkelijk kan worden bepaald. Daarnaast is er voor bijzondere gevallen een systematiek ontwikkeld voor volledig probabilistische berekeningen. De ontwikkelde procedure berust op de volgende overwegingen:

1. Een grasbekleding kan zowel bezwijken door inslaande golven (golfklap) als door olopende golven (golfoploop).
2. Golfklap:
  - a. Binnen een stormgebeurtenis treden de grootste golfklappen steeds op rond de stilwaterstand.
  - b. De kans op falen kan nooit groter zijn dan de kans op een belasting. Op waterstandsniveaus met een kleinere overschrijdingskans dan de faalkanseis op doorsnedeniveau ( $P_{eis,dsn}$ ), voldoet een grasbekleding dus zeker ten aanzien van het faalmechanisme golfklap.
  - c. Als een grasbekleding ten aanzien van golfklap voldoet op een niveau onder het waterstandsniveau met overschrijdingskans ( $P_{eis,dsn}$ ), dan voldoet het boven dat niveau ook ten aanzien van het faalmechanisme golfoploop. Tot dit niveau is golfklap namelijk maatgevend.
  - d. Om te beoordelen of de grasbekleding voldoet op niveaus onder het waterstandsniveau met overschrijdingskans ( $P_{eis,dsn}$ ) moet een semi-probabilistische berekening worden uitgevoerd. Daarbij moet op elk niveau worden gerekend met een golfbelasting die op dat niveau een overschrijdingskans bezit die getalsmatig gelijk is aan  $P_{eis,dsn}$ . Hierbij speelt de afhankelijkheid tussen waterstand en golven een belangrijke rol. Ter illustratie: als de waterstand en de golfhoogte onafhankelijk zijn, dan is de kans op een waterstand met een overschrijdingskans van 1/1.000 per jaar en een golfhoogte met een overschrijdingskans van 1/1.000 per jaar bijzonder klein. Als ze echter volledig gecorreleerd zijn, dan hoort bij een "1/1000-waterstand" ook een "1/1000-golfhoogte". Om dit soort afhankelijkheden in rekening te kunnen brengen is de Bekledingen module ontwikkeld in de Hydra-modellen.
3. Golfoploop:
  - a. Golfoploop kan tijdens een stormgebeurtenis belastingen op het gras geven op niveaus die hoger zijn dan de maximale stilwaterstand tijdens de storm. Boven een waterstandsniveau met een kleinere overschrijdingskans dan de faalkanseis op doorsnedeniveau (zie vorig punt t.a.v. golfklap) moet dus nog steeds worden beoordeeld of golfoploop van belang is.
  - b. Voor de beoordeling van de weerstand tegen golfoploop is een semi-probabilistische procedure ontwikkeld in het WBI2017. Daarin wordt

gerekend met een belasting met een overschrijdingskans die getalsmatig gelijk is aan de faalkanseis op doorsnedeniveau.

De bovenstaande elementen zijn te herkennen in de onderstaande procedure voor de beoordeling van het niveau vanaf waar een grasbekleding volstaat. De eerste stap bestaat uit het beoordelen of een grasbekleding al ergens onder het waterstands niveau met overschrijdingskans  $P_{eis,dsn}$  voldoet (zie ook 2c). Als dat niet zo is, dan wordt in de tweede stap (ook) naar golfloop gekeken. De eerste term binnen de maximum-operator in vergelijking (7.3) waarborgt dat de kans op falen door golfklap voldoende klein is (zie ook 2a), de tweede dat de kans op falen door golfloop voldoende klein is (zie ook 2b). De toevoeging  $z_{2\%}/10$  is geïntroduceerd om de effecten van (door)ontwikkeling van de toetsmethode van grasbekledingen te kunnen accommoderen.

### 5.3.2

#### *Ontwikkelde procedure*

Het niveau vanaf waar een grasbekleding volstaat kan bepaald worden conform de procedure uit [Klein Breteler, 2016]. Deze procedure luidt als volgt:

- Beoordeel met het rekenmodel BM Gras Buitentalud uit 2016 of het gras golfklappen kan weerstaan bij rekenwaarden van de golfbelasting bij een overschrijdingskans die getalsmatig gelijk is aan  $P_{eis,dsn}$  op een niveau met overschrijdingskans  $P_{eis,dsn}$  minus 1 cm (dus  $h_{P_{eis,dsn}} - 1$  cm). Deze rekenwaarden kunnen bepaald worden met de Bekledingen module van het Hydra-model. Als de grasbekleding op dit niveau voldoet en sprake is van een sterkte afhankelijkheid tussen waterstand en golfhoogte, dan kan gras op het gehele talud worden toegepast, met de kanttekening dat op lagere delen van het talud ook rekening moet worden gehouden met andersoortige belastingen (bijvoorbeeld scheepsgolven). Let op: in situaties waarin de golfhoogte en de buitenwaterstand niet sterk gecorreleerd zijn, kan het nodig zijn om ook lagere waterstanden dan die bij  $P_{eis,dsn}$  te beschouwen. De golfhoogte met bepaalde overschrijdingskans kan dan namelijk afnemen bij een hogere buitenwaterstand.
- Als gras niet op het hele talud kan worden toegepast, dan kan het minimale niveau van de overgang van de harde bekleding naar gras berekend worden met de volgende formule:

$$z_{overgang} = \max(h_{p_{eis,dsn}}; z_{oploop, P_{eis,dsn}}) + z_{2\%}/10 \quad (5.3)$$

Met:

$z_{overgang}$	Niveau vanaf waar gras kan worden toegepast op het buitentalud (m+NAP)
$P_{eis,dsn}$	Faalkanseis op doorsnedeniveau voor graserosie (per jaar)
$h_{P_{eis,dsn}}$	Waterstand met een overschrijdingskans die getalsmatig gelijk is aan $P_{eis,dsn}$ (m+NAP)
$z_{oploop, P_{eis,dsn}}$	Niveau vanaf waar het gras voldoet volgens de formules voor erosie door golfloop bij randvoorwaarden met overschrijdingskans $P_{eis,dsn}$ (m+NAP). Let op: soms neemt de golfhoogte met bepaalde overschrijdingskans af bij stijgende waterstand. In dat geval kan het nodig zijn om ook lagere waterstanden dan die bij $P_{eis,dsn}$ te beschouwen.
$z_{2\%}$	Golfplooppniveau ten opzichte van de waterlijn dat door 2% van de golven wordt overschreden bij waterstand en golfcondities met overschrijdingskans $P_{eis,dsn}$ (m)

Hierbij wordt  $z_{oploop, P_{eis,dsn}}$  bepaald met het grasoploop onderdeel uit de BM Gras Buitentalud uit het WBI-2017 [WBI-II, 2016]. Voor de parameter  $U_c$  (kritische stroom-

snelheid in de oploopzone) moet in dit model een waarde van 6,6 m/s (gesloten zode) worden gehanteerd. De waarde van  $Z_{2\%}$  wordt bepaald met de Hydra-modellen of met het programma PC-Overslag.

De faalkanseis op doorsnedeniveau voor graserosie  $P_{eis,dsn}$  wordt bepaald volgens:

$$P_{eis,dsn} = \frac{P_{max} \cdot \omega_B \cdot \lambda_1 \cdot \lambda_2}{N} \quad (5.4)$$

waarin

- $\omega_B$  Faalkansruimtefactor voor het faalmechanisme bekledingen (0,10) (-)
- $\lambda_1$  Deel faalkansruimte bekledingen bestemd voor grasbekledingen (0,5) (-)
- $\lambda_2$  Deel faalkansruimte grasbekledingen bestemd voor falen grasbekleding door graserosie (0,9) (-)
- $N$  Lengte-effectfactor voor faalmechanisme overslag en overloop (-)

De factoren  $\lambda_1$  en  $\lambda_2$  zijn overgenomen uit de standaardfaalkansbegroting zoals die in toetslaag 2 binnen het WBI wordt gehanteerd. Bij een N-waarde van 3 geldt dan  $P_{eis,dsn} = 0,015 P_{max}$ . De verschillende faalkansruimtefactoren voor bekledingen tellen overigens op tot een waarde die groter is dan 1 omdat het onwaarschijnlijk is dat elk faalmechanisme en elk bekledingstype gelijktijdig van belang is.

### 5.3.3 Toelichting op de stappen uit de procedure

#### Stap 1: overschrijdingskansen bepalen

Voor het bepalen van de noodzakelijke hoogte van de overgang van de harde dijk-bekleding naar gras moet eerst de norm opgezocht worden in de Waterwet. Op basis van de daar vermelde normen wordt  $P_{eis,dsn}$  berekend:

- maximaal toelaatbare faalkans voor het traject:  $P_{max} = 1/1000$  per jaar
- maximaal toelaatbare faalkans voor graserosie voor een specifieke locatie op de dijk (dijkdoorsnede):  $P_{eis,dsn} = P_{max} \times \omega_B \times \lambda_1 \times \lambda_2 / N$ , in dit voorbeeld:  $P_{eis,dsn} = (1/1000 \times 0,10 \times 0,5 \times 0,9) / 3 = 1/67.000$  per jaar.

#### Stap 2: bepaal hydraulische randvoorwaarden bij $P_{eis,dsn}$

De golfcondities worden berekend met de Hydra-software (met Bekledingen module voor grasbekledingen). In de uitvoer van illustratiepunten van de marginale statistiek van de waterstanden moet de waterstand  $h_{P_{eis,dsn}}$  worden afgelezen, de waterstand met overschrijdingskansen  $P_{eis,dsn}$ .

In Hydra-software worden de hydraulische randvoorwaarden gegeven voor diverse herhalingstijden (= 1/overschrijdingskansen), maar wellicht niet precies bij  $P_{eis,dsn}$ . Tussenvallende waarden kunnen berekend worden door lineair te interpoleren met  $\log(\text{herhalingstijd})$ :

$$x_T = \frac{(x_2 - x_1)}{\log(T_2) - \log(T_1)} (\log(T) - \log(T_1)) + x_1 \quad (5.5)$$

Met:

- $x_T$  Waarde bij herhalingstijd T, die niet vermeld staat in de uitvoer, maar die wel benodigd is
- $x_1$  Waarde bij herhalingstijd  $T_1$ , die wel vermeld staat in de uitvoer
- $x_2$  Waarde bij herhalingstijd  $T_2$ , die wel vermeld staat in de uitvoer



$T, T_1, T_2$  Herhalingstijd

Vervolgens worden de golfcondities opgezocht in de uitvoertabellen 'Illustratiepunt bekledingen' van de Hydra-software. Dit moet worden opgezocht bij een overschrijdingskans van  $P_{eis,dsn}$ . Als de juiste overschrijdingskans niet in de uitvoer vermeld staat, kan er geïnterpoleerd worden met bovenstaande formule.

De golfcondities staan in deze tabellen vermeld bij verschillende waterstanden. Het gaat om de  $H_{m0}$  en  $T_{m-1,0}$  (of  $T_p$ ) bij elk van deze waterstanden.

Stap 3: controle of gras voldoet ten aanzien van het golfklapmechanisme bij hydraulische randvoorwaarden bij  $P_{eis,dsn}$

Bereken of het gras in staat is de golfklappen te weerstaan bij een hydraulische belasting met overschrijdingskans  $P_{eis,dsn}$ . Gebruik hiervoor het nieuwe rekenmodel BM Gras Buitentalud dat in 2016 is ontwikkeld. Kies in dit programma als evaluatieniveau de waterstand met overschrijdingskans  $P_{eis,dsn}$ , minus 1 cm. Als het rekenmodel een veiligheidsfactor geeft die groter is dan 1, dan kan het gras deze belasting weerstaan en kan gras op het gehele talud worden toegepast. Bedenk dat onderaan het talud, waar frequente golfbelasting optreedt, het desondanks nodig kan zijn om toch een harde bekleding toe te passen.

Bij sommige locaties kan het zijn dat de golfhoogte groter is bij een grotere overschrijdingskans. In dat geval moet de overschrijdingskans gekozen worden met de grootste golfhoogte.

Als het gras deze belasting niet kan weerstaan, moet verder gegaan worden met stap 4.

Stap 4: berekening minimale hoogte van overgang van harde bekledingen naar gras

Bereken met de hydraulische randvoorwaarden met overschrijdingskans van  $P_{eis,dsn}$  het niveau vanaf waar het gras toegepast kan worden ten aanzien van het golfoploopmechanisme. Dit kan berekend worden met het nieuwe rekenmodel BM Gras Buitentalud dat in 2016 is ontwikkeld. Bereken met dit rekenmodel door 'trial-and-error' het laagste evaluatieniveau met een veiligheidsfactor groter dan 1. Dit niveau is  $Z_{oploop,P_{eis,dsn}}$  en wordt weergegeven ten opzichte van NAP. Voor deze berekeningen is ook de golfoploophoogte ( $Z_{2\%}$ ) nodig, die berekend wordt met bijvoorbeeld PC-Overslag.

Tenslotte volgt de minimaal benodigde hoogte van de overgang uit formule 5.4:

$$z_{overgang} = \max(h_{P_{eis,dsn}}; Z_{oploop,P_{eis,dsn}}) + Z_{2\%}/10 \quad (5.6)$$

Let op: in BM Gras Buitentalud moet voor de parameter  $U_c$  (kritische stroomsnelheid in de oploopzone) een waarde van 6,6 m/s worden gehanteerd. Deze waarde hoort bij een gesloten graszode.

## 6 Kunstwerken

De huidige ontwerp-/toetsregels in de Leidraad Kunstwerken [TAW, 2003] zijn reeds gekoppeld aan faalkanseisen. Deze faalkanseisen zijn gerelateerd aan de getalswaarden van de huidige overschrijdingskansnormen. De voornaamste veranderingen van de huidige ontwerpregels zullen betrekking hebben op de (bepaling van) deze faalkanseisen. De faalkanseisen in het ontwerpinstrumentarium 2014 zijn immers gerelateerd aan maximaal toelaatbare overstromingskansen. Ook wordt in het ontwerpinstrumentarium 2014 een faalkansbegroting gehanteerd die afwijkt van de faalkansbegroting in de Leidraad Kunstwerken.

In paragraaf 6.1 wordt ingegaan op de algemene uitgangspunten die in het kader van dit ontwerpinstrumentarium 2014 gelden voor kunstwerken. In paragraaf 6.2 wordt ingegaan op overloop en golfoverslag, in paragraaf 6.3 op de betrouwbaarheid van sluiting, in paragraaf 6.4 op onder- en achterloopsheid en in paragraaf 6.5 wordt ten slotte ingegaan op constructief falen.

### 6.1 Algemene uitgangspunten

In lijn met hetgeen hiervoor beschreven is voor dijken, wordt uitgegaan van een referentieperiode van 1 jaar.

Aangesloten wordt bij de in tabel 1 vermelde toelaatbare faalkansen voor overloop en golfoverslag, betrouwbaarheid sluiten, piping en constructief falen. Uiteraard kan van de faalkansbegroting uit tabel 1 worden afgeweken als dit onnodig knellende eisen oplevert.

Momenteel wordt gewerkt aan een nieuwe Leidraad Kunstwerken. Aanbevolen wordt om gebruik te maken van de nieuwe Leidraad Kunstwerken zodra deze beschikbaar is (naar verwachting begin 2017).

### 6.2 Overloop en golfoverslag

Een kunstwerk faalt als het instromende debiet als gevolg van overslag en/of overloop groter is dan het kritieke overslag-/overloopdebiet. Het kritieke overslag-/overloopdebiet is afhankelijk van het ontwerp van de constructie (m.n. de erosiebestendigheid van de bodembescherming) en het kombergend vermogen van het achterliggende gebied. Het optredende overslag-/overloopdebiet is afhankelijk van de buitenwaterstand en golfvndvoorwaarden. De grenstoestandfunctie  $Z$  luidt zodoende als volgt:

$$Z_{HT} = Q_c - Q_{os/ol} \quad (6.1)$$

waarin  $Q_c$  het onzekere kritieke overslag-/overloopdebiet is en  $Q_{os/ol}$  het (eveneens onzekere) optredende overslag-/overloopdebiet is.

Een probabilistische modellering vormt de basis voor de semi-probabilistische uitwerking. Uitgaande van de bovengenoemde  $Z$ -functie geldt voor de faalkans van een kunstwerk  $i$ :

$$P_{f,HT,i} = P(Z_{HT,i} < 0) = P(Q_{os/ol} > Q_c) \quad (6.2)$$

Voor de kans op falen door golfoverslag in een traject bestaande uit  $n$  objecten (dijkvakken, kunstwerken) geldt ( $i=..n$ ):

$$P_{f,HT} = P(Z_{HT,1} < 0 \cup Z_{HT,2} < 0 \cup \dots \cup Z_{HT,n} < 0) \quad (6.3)$$

De faalkans op trajectniveau dient kleiner te zijn dan een faalkanseis  $P_{eis}$ . Deze faalkanseis kan als volgt worden afgeleid van de maximaal toelaatbare overstromingskans:

$$P_{eis,HT} = \omega_{HT} \cdot P_{max} \quad (6.4)$$

waarin  $\omega_{HT}$  de faalkansruimtefactor (0,24; zie tabel 1) voor falen door overloop of golfoverslag is en  $P_{max}$  de maximaal toelaatbare overstromingskans die bij het ontwerpen moet worden aangehouden. Kunstwerken en dijkvakken moeten dus zodanig worden ontworpen dat wordt voldaan aan de volgende voorwaarde:

$$P(Z_{HT,1} < 0 \cup Z_{HT,2} < 0 \cup \dots \cup Z_{HT,n} < 0) < P_{eis,HT} \quad (6.5)$$

De doorsnede-eis moet zodanig worden geformuleerd dat aan de eis op trajectniveau wordt voldaan als elke doorsnede aan de doorsnede-eis voldoet. Bij het ontwerp worden kunstwerken normaal gesproken afzonderlijk beoordeeld. De eis voor een individueel kunstwerk kan als volgt worden geschreven:

$$P(Z_{HT,i} < 0) < \frac{P_{eis,HT}}{N_{HT}} \quad (6.6)$$

waarin  $N_{HT}$  een maat voor het lengte-effect bij golfoverslag is. De  $N_{HT}$ -waarde is gelijk aan de  $N$ -waarde die voor golfoverslag bij dijken wordt gehanteerd. De tabel met de  $N$ -waarde per traject bij de OIKT-ontwerpregel voor dijken kan dus ook bij de kunstwerken gebruikt worden.

Een ontwerp van een kunstwerk dient nu aan de volgende voorwaarde te voldoen:

$$P(Q_{os/ol,i} > Q_{c,i,d}) < \frac{P_{eis,HT}}{N_{HT}} \quad (6.7)$$

waarin  $Q_{c,i,d}$  de rekenwaarde van het kritieke overslag-/overloopdebiet is en  $Q_{os/ol,i}$  het optredende overslag-/overloopdebiet bij kunstwerk  $i$  is.

Het kritieke overslag-/overloopdebiet wordt bepaald door twee factoren:

- 1) de stabiliteit van het kunstwerk onder het overslag-/overloopdebiet dat over het hoogwaterkerend gesloten kunstwerk naar binnen komt
- 2) het kombergend vermogen van het achterliggende gebied

Voor beide situaties moet een kritiek overslag-/overloopdebiet worden bepaald. In de VNK-methodiek [VNK 2013] worden hiervoor handvatten gegeven. Ook in de Schematiseringshandleiding die in het kader van het WBI2017 voor het toetsspoor hoogte bij kunstwerken is opgesteld worden handvatten hiervoor gegeven.

De faalkanseis heeft betrekking op de kans op een overstroming. Bij de definitie van het kombergend vermogen dient hier rekening mee te worden gehouden. Aan de kans op wateroverlast mogen minder zware eisen worden gesteld. Het zou gemakkelijk tot een bovenmatig kostbaar ontwerp kunnen leiden als men een strenge de-

finitie van het kombergend vermogen (corresponderend met de onjuiste faaldefinitie "falen is wateroverlast") zou combineren met de faalkanseisen die worden afgeleid van de maximaal toelaatbare overstromingskans.

### 6.3 Betrouwbaarheid sluiting

Als een kunstwerk niet gesloten is *en* er sprake is van een buitenwaterstand die hoger is dan de kritieke buitenwaterstand, faalt het kunstwerk. De kans op falen ten gevolge van niet-sluiten kan zodoende als volgt worden berekend (zie ook de huidige Leidraad Kunstwerken):

$$P_{f,BS,i} = P_{ns,i} \cdot n_i \cdot P_{open,i} \quad (6.8)$$

waarin:

$P_{f,BS,i}$	Kans op falen van kunstwerk $i$ ten gevolge van een falende sluiting [per jaar]
$P_{ns,i}$	Kans op niet-sluiten van kunstwerk $i$ bij een sluitvraag [-]
$n_i$	Frequentie van overschrijding van de kritieke buitenwaterstand bij kunstwerk $i$ [per jaar]. Deze waterstand wordt ook wel het Open Keer Peil (OKP) genoemd. Het OKP is de buitenwaterstand die bij een open kering nog net niet tot falen leidt.
$P_{open,i}$	De kans op open staan van het kunstwerk, dus de kans dat kunstwerk $i$ gesloten moet worden bij het optreden van een kritieke buitenwaterstand [-].

Voor de faalkans van een kunstwerk door niet-sluiten dient te gelden:

$$P_{f,BS,i} < \frac{P_{eis,BS}}{N_{BS}} \quad \text{met} \quad P_{eis,BS} = P_{max} \cdot \omega_{BS} \quad (6.9)$$

waarin  $\omega_{BS} = 0,04$  (zie tabel 1) en  $N_{BS}$  de parameter ter bepaling van de fractie van de faalkansruimte voor *betrouwbaarheid sluiting* die voor een nieuw of te verbeteren kunstwerk beschikbaar is (-). Voor nieuw te ontwerpen of te verbeteren kunstwerken wordt aanbevolen in eerste instantie uit te gaan van het aantal kunstwerken in het dijktraject waar *betrouwbaarheid sluiting* een relevant aspect is met een maximum van  $N_{BS} = 10$ . Vermoedelijk is dit voor veel dijktrajecten zeer conservatief. Voor een nauwkeurigere inschatting van het lengte-effect kunnen de faalkansen voor *betrouwbaarheid sluiting* van de overige kunstwerken in het traject te worden beschouwd. Onder andere VNK-resultaten kunnen hiervoor gebruikt worden. Tevens moet bij het vaststellen van de N-waarde voldoende marge worden aangehouden om toekomstige veranderingen binnen het traject op te kunnen vangen, zoals de aanleg van meer kunstwerken in het traject.

Indien de beschikbare faalkansruimte voor het nieuw te ontwerpen kunstwerk te klein is, dan zijn de opties als volgt:

1. de faalkansbegroting aanpassen, zodat de faalkansruimtefactor voor niet-sluiten groter wordt.
2. extra faalkansruimte creëren door verbetermaatregelen bij de overige kunstwerken in het dijktraject. Hierbij wordt opgemerkt dat dit, afhankelijk van de situatie, niet altijd fysieke maatregelen behoeven te zijn. Ook verbetering van organisatorische aspecten kan leiden tot een kleinere faalkans van de sluitingsoperatie of tot een grotere kans op herstel van een falende sluiting.

In combinatie met  $\omega_{BS}=0,04$  leidt een N-factor van 10 tot een faalkanseis van  $1/250^e$  van de getalswaarde van de norm. De huidige Leidraad Kunstwerken gaat uit van een faalkanseis per kunstwerk van  $1/10^e$  van de normfrequentie. In combinatie met maximaal toelaatbare faalkansen die fors (factor 10 of meer) strenger kunnen zijn dan de huidige overstromingskansnormen zal vergelijking (59) leiden tot relatief strenge eisen aan de betrouwbaarheid van sluitingen. Daar staat echter tegenover dat men de faalkanseis uitsluitend hoeft te betrekken op scenario's waarbij sprake is van een overstroming met significante schade en/of slachtoffers tot gevolg (geen wateroverlast). Aan minder zware scenario's mogen minder zware eisen worden gesteld. Deze eisen zijn niet terug te voeren op de Waterwet en zullen per geval bepaald moeten worden.

De huidige scoretabellen uit de Leidraad Kunstwerken voor het bepalen van de kans op het falen van een sluiting leiden tot overschattingen van de faalkans. In het kader van het WBI2017-project zijn deze scoretabellen dan ook bijgewerkt. Tevens wordt de kans op herstel van een falende sluiting expliciet beschouwd. Indien ook met de bijgewerkte scoretabellen niet tot een voldoende veilig ontwerp kan worden gekomen, kan het nodig zijn om ontwerpers tailor-made faalkansen voor het sluitproces te laten bepalen. Hiervoor zijn gedetailleerde risico-analyses nodig.

#### 6.4 Onder- en achterloopsheid

Voor piping (onder- en achterloopsheid) kan voor kwelwegen met verticale delen gebruik worden gemaakt van de formules van Lane en heave zoals die staan beschreven in het Technisch rapport Zandmeevoerende wellen. In de modellen van Lane en heave wordt geen gebruik gemaakt van een veiligheidsfactor die afhankelijk is van de normspecificatie. De ontwerpwaterstand die moet worden gehanteerd is de waterstand met een overschrijdingsfrequentie die gelijk is aan de maximaal toelaatbare faalkans. Dus bij een dijktraject met maximaal toelaatbare overstromingskans van  $1/1.000$  per jaar moet een ontwerpwaterstand worden gehanteerd met een overschrijdingskans van  $1/1.000$  per jaar.

Voor situaties met een zuiver horizontale kwelweg zijn de modellen van Bligh en Sellmeijer beschikbaar. Voor situaties waarin sprake is van horizontale grondwaterstroming in één richting (dus géén onder- en achterloopsheidschermen) moet de methode van Sellmeijer toegepast worden. In de overige gevallen mag het model van Bligh worden toegepast. Bij gebruik van het model van Bligh is geen sprake van een veiligheidsfactor die afhankelijk is van de normspecificatie, bij gebruik van het model van Sellmeijer wel. Wanneer het model van Sellmeijer wordt gebruikt dan kan gebruik worden gemaakt van de regels die ook bij dijken worden toegepast (zie hoofdstuk 4). De faalkanseis volgt uit:

$$P_{eis,dsn,Plkw} = \frac{P_{max} \cdot \omega_{Plkw}}{N_{Plkw}} \quad (6.10)$$

waarin

$P_{eis,dsn,Plkw}$	Faalkanseis die voor het individuele kunstwerk aan het faalmechanisme <i>piping</i> wordt gesteld (per jaar)
$P_{max}$	Maximaal toelaatbare overstromingskans van het dijktraject (per jaar)
$\omega_{Pl}$	Faalkansruimtefactor voor falen door het faalmechanisme <i>piping</i> bij kunstwerken (0,02) (-)

$N_{PIKW}$  Parameter ter bepaling van de fractie voor *piping* bij kunstwerken die voor een nieuw of te verbeteren kunstwerk beschikbaar is (-)

$N_{PIKW}$  verschilt in principe voor ieder dijktraject en is afhankelijk van het aantal kunstwerken met een significante bijdrage aan het faalmechanisme *piping*. Voor nieuw te ontwerpen of te verbeteren kunstwerken wordt aanbevolen in eerste instantie uit te gaan van het aantal kunstwerken in het dijktraject waar *piping* een relevant aspect is, met een maximum van  $N_{PIKW} = 10$ . Voor een nauwkeurigere inschatting van het lengte-effect kunnen de faalkansen voor *piping* van de overige kunstwerken in het traject worden beschouwd. Onder andere VNK-resultaten kunnen hiervoor gebruikt worden. Tevens moet bij het vaststellen van de N-waarde voldoende marge worden aangehouden om toekomstige veranderingen binnen het traject op te kunnen vangen, zoals de aanleg van meer kunstwerken in het traject.

Indien de beschikbare faalkansruimte voor het nieuw te ontwerpen kunstwerk te klein is, dan zijn de opties als volgt:

1. de faalkansbegroting aanpassen, zodat de faalkansruimtefactor voor *piping* groter wordt.
2. extra faalkansruimte creëren door verbetermaatregelen bij de overige kunstwerken in het dijktraject.

## 6.5 Sterkte en stabiliteit

Voor constructief falen worden in het ontwerpinstrumentarium 2014 geen specifieke ontwerpregels voorgesteld. Verwacht wordt dat een constructief ontwerp op basis van Gevolgklasse 3 uit de Eurocode NEN-EN1990 bij een levensduur van 50 of 100 jaar in de praktijk een voldoende zwaar ontwerp oplevert, ongeacht de normklasse.

NB: het bovenstaande geldt uitsluitend voor het ontwerp van kunstwerken. De betrouwbaarheidseisen uit de NEN-EN1990 zijn niet van toepassing op bestaande kunstwerken. Het gebruik van gevolgklasse 3 uit de NEN-EN1990 voor de beoordeling van bestaande kunstwerken is zeer conservatief.

In de nieuwe Leidraad Kunstwerken wordt de faalkanseis voor constructief falen bij kunstwerken nader uitgewerkt. Aanbevolen wordt om gebruik te maken van de nieuwe Leidraad Kunstwerken zodra deze beschikbaar is.

Voor het berekenen van de krachten die op constructies worden uitgevoerd door waterstand en golven ontbreekt het vooralsnog aan geschikte, breed in Nederland toepasbare belastingmodellen. Dat was overigens ook binnen de overschrijdingskansbenadering al zo. Voor de bepaling van de benodigde hydraulische randvoorwaarde is een mogelijke werkwijze opgenomen in het KPR-factsheet *Overschrijdingskans van de ontwerpbelasting*.

## 7 Langsconstructies

### Bepaling additionele veiligheidsfactoren constructief bezwijken

De veiligheidseis dient te worden gerealiseerd door op de maatgevende snedekrachten in de constructie, zoals die berekend worden bij de stabiliteitsfactor  $\Sigma Msf$ , additionele veiligheidsfactoren toe te passen. De onderliggende gedachte is dat er met de maatgevende snedekrachten zonder additionele veiligheidsfactoren een betrouwbaarheid wordt gerealiseerd die over het algemeen lager is dan de vereiste betrouwbaarheid. Welke waarden van de betrouwbaarheidsindices met de EEM-analyse worden gerealiseerd is niet precies bekend, maar er wordt in ieder geval verondersteld dat er per mechanisme de veiligheid conform de geotechnische norm (Eurocode 7) wordt gerealiseerd ( $\beta = 3,8$ ). Om die betrouwbaarheidsindices netjes af te leiden zouden probabilistische betrouwbaarheidsanalyses nodig zijn.

Hoewel toepassing van de formule voor deze situatie strikt genomen niet helemaal juist is, wordt de formule in Leidraad Kunstwerken 2003 (Bijlage 4.6.1) toegepast voor het bepalen van de additionele correctie op de partiële veiligheidsfactoren voor de sterkte (de zogenaamde materiaalfactoren). Deze formule geeft de correctie op de materiaalfactor die nodig is om een betrouwbaarheidsindex te realiseren die groter is dan de betrouwbaarheid die gerealiseerd wordt met de niet-gecorrigeerde materiaalfactor. De formule luidt:

$$\gamma_{m,corr} = e^{(\alpha_R(\beta_{nodig} - \beta_{ref}))\sqrt{\ln(1+V_R^2)}} = e^{(\alpha_R(\beta_{nodig} - 3,8))\sqrt{\ln(1+V_R^2)}} \quad (7.1)$$

Hierin is:

- $\gamma_{m,corr}$  : de correctiefactor
- $\alpha_R$  : een probabilistisch gevoeligheidscoëfficiënt, voor correctie op sterkte gelijk aan 0,8
- $\beta_{nodig}$  : de vereiste betrouwbaarheidsindex
- $\beta_{ref}$  : de betrouwbaarheidsindex die gerealiseerd wordt zonder de correctie (in dit geval dus een waarde van 3,8)
- $V_R$  : de variatiecoëfficiënt (relatieve spreiding van de sterkte).

Door middel van deze additionele veiligheidsfactoren wordt het verschil tussen de vereiste en de gerealiseerde betrouwbaarheidsindex afgedekt, wordt er gecorrigeerd voor de materiaalonzekerheden op staal en wordt er gecorrigeerd op de modelonzekerheden in de numerieke analyse in de EEM-berekening.

Voor de verdere aanpak in het constructieve ontwerp wordt verwezen naar [Deltares-II, 2013], [Deltares, 2015] en [Deltares-I, 2013].

### **Voorbeeld 1 - Verankerd stabiliteitsscherm (stalen damwand):**

Stel de normspecificatie van een dijktraject met lengte 20 kilometer uit DP2015 is 1/30.000 per jaar. De maximaal toelaatbare faalkans is dan  $1/30.000 \times 3 = 1/10.000$  per jaar. Stel verder dat er sprake is van een langsconstructie in de vorm van een verankerde stalen damwand die de binnenwaartse stabiliteit moet vergroten. In de faalkansbegroting is voor macrostabiliteit een faalkansruimte van 4% aangehouden. De faalkanseis op doorsnedeniveau voor de langsconstructie is dan  $P_{eis;dsn} = 0,04 \times 1/10.000 / (1 + 0,033 \times 20.000 / 50) = 1/3.550.000$  per jaar. Dit correspondeert met een vereist betrouwbaarheidsniveau  $\beta$  van 5,00, waarvoor met formule 4.13 tot een schadefactor van 1,13 wordt gekomen ( $\gamma_n = 1 + 0,13 (5,00 -$

4) = 1,13). Stel verder dat er sprake is van de volgende onafhankelijke deelfaalmechanismen met de volgende verdeling van de faalkansruimte:

- Constructief falen door vloeien wandelement met  $P_{f;a} = 40\%$  van  $P_{eis;dsn}$ .
- Constructief falen door bezwijken ankerlichaam met  $P_{f;b} = 40\%$  van  $P_{eis;dsn}$ .
- Overige faalmechanismen met  $P_{f;c} = 20\%$  van  $P_{eis;dsn}$

Dit betreft zowel geotechnisch falen door glijvlakken onder de constructie door en grondbreuk in de passieve zone ( $P_{f;c1} = 10\%$  van  $P_{eis;dsn}$ ) als constructief falen door breuk van de ankerstaaf, de ankerbevestiging en de gording ( $P_{f;c2} = 10\%$  van  $P_{eis;dsn}$ ).

Ad a) en b) Voor de constructieve deelfaalmechanismen a en b volgen hieruit doelbetrouwbaarheden van  $P_{f;a} = P_{f;b} = 1/8.875.000$  per jaar (dus  $\beta_a = \beta_b = 5,18$ ). Deze vereiste betrouwbaarheidsniveaus dienen niet met een verhoogde schadefactor (ten opzichte van de schadefactor behorende bij de faalkanseis op doorsnedeniveau), maar middels een additionele veiligheidsfactor op de maatgevende snedekrachten te worden afgedekt. Voor de schadefactor geldt dus  $\gamma_{n,a} = \gamma_{n,b} = 1,13$  voor de deelfaalmechanismen a en b.

Met de formule in Leidraad Kunstwerken (B4.6.1), de bovenstaande vereiste betrouwbaarheidsniveaus per onderdeel en de volgende (conservatieve) aannamen wordt als volgt de additionele correctie op de partiële veiligheidsfactoren voor de sterkte bepaald:

- $\alpha = 0,8$  (conservatieve waarde)
- $\beta_{nodig} = 5,18$  voor dimensionering van stalen damwand en ankerlichaam
- $V = 0,2^6$  voor dimensionering stalen damwand
- $V = 0,3^3$  voor dimensionering ankerlichaam

Deze benadering leidt tot de volgende additionele veiligheidsfactoren op de berekende momenten en ankerkrachten:

- Voor de dimensionering van de sterkte van de stalen damwand dient het maatgevend veldmoment bij  $\Sigma Msf = \gamma_{EEM;c}$  te worden vermenigvuldigd met een (additionele) veiligheidsfactor van 1,24.
- Voor de dimensionering van het ankerlichaam dient de berekende ankerkracht bij  $\Sigma Msf = \gamma_{EEM;c}$  te worden vermenigvuldigd met een (additionele) veiligheidsfactor van 1,38.

---

<sup>6</sup> De schattingen van 0,2 en 0,3 in het Kookboek voor veldmoment in de damwand en de ankerkracht zijn op basis van ingenieursgevoel gekozen. Deze betreffen in de eerste plaats relatieve variaties van (berekend) buigend moment en ankerkracht, dus van belastingen en dus niet van sterkte. Daarvoor waren geen onderbouwde indicaties beschikbaar. Daarom is in het Kookboek gekozen voor een pragmatische aanpak. Die hield in dat gemakshalve gekozen is voor de invloeds-coëfficiënt  $\alpha$  van 0,8 (voor sterkte, conform de ISO standaardwaarde voor sterkte) in plaats van 0,7 (conform dezelfde ISO aanbeveling, voor dominante belastingen). In de (formules voor) additionele belastingfactoren in het kookboek zijn elementen van een theoretisch correcte aanpak gecombineerd:

- additionele belastingfactoren op de berekende buigende momenten en ankerkrachten met Plaxis en
- additionele materiaalfactoren op de buigsterkte van staal (voor toetsing aan berekende buigende momenten) en op de trekkracht van (grout)ankers.

De variatiecoëfficiënt van 0,2 (voor het berekende buigend moment in de damwand) reflecteert het gecombineerde effect van onzekerheid over het berekende buigende moment (het belastingfactordeel) en de relatieve spreiding van staalsterkte (het materiaalfactordeel). Op analoge wijze reflecteert de variatie-coëfficiënt van 0,3 het gecombineerde effect van onzekerheid over de berekende ankerkracht en de relatieve spreiding van de ankersterkte.

De op deze wijze bepaalde rekenwaarden van buigend moment en ankerkracht worden getoetst aan rekenwaarden voor de sterkte van deze grootheden conform de Eurocode (destijds NEN 8700), waarbij de referentiebetrouwbaarheidsindex gelijk is aan ca. 3,8 (Eurocode) of 3,6 (destijds NEN 8700).



Ad c) Voor het geotechnische deelfaalmechanisme c1 kan een benodigde beta worden afgeleid van  $\beta_{c1}$  van 5,43 waarmee de verhoogde schadefactor uit formule 4.13 volgt:  $\gamma_{n,c1} = 1 + 0,13 (5,43 - 4) = 1,19$ . In de EEM berekening dient gecontroleerd te worden in een gedraineerde stabiliteitsanalyse of er aan deze verhoogde schadefactor  $\gamma_{n,c1}$  wordt voldaan voor de deelfaalmechanismen zoals aangegeven onder c1.

Voor het constructieve deelfaalmechanisme c2 volgt dezelfde beta ( $\beta_{c2}$ ) van 5,43. Ook hiervoor geldt dat dit vereiste betrouwbaarheidsniveaus niet met een verhoogde schadefactor (ten opzichte van de schadefactor behorende bij de faalkanseis op doorsnedeniveau), maar middels een additionele veiligheidsfactor op de snedekrachten dient te worden afgedekt. Voor de schadefactor geldt dus  $\gamma_{n,c2} = 1,13$  voor het constructieve deelfaalmechanisme c2.

Met de formule in de Leidraad Kunstwerken (B4.6.1), de bovenstaande vereiste betrouwbaarheidsniveaus per onderdeel en de volgende (conservatieve) aannamen wordt nu als volgt de additionele correctie op de partiële veiligheidsfactoren voor de sterkte bepaald:

- $\alpha = 0,8$  (conservatieve waarde)
- $\beta_{nodig} = 5,43$  voor dimensionering van ankerstaaf en bevestiging ankerstaaf met stalen damwand
- $V = 0,2$  voor dimensionering ankerstaaf en bevestiging

Deze benadering leidt ertoe dat voor de dimensionering van de sterkte van de ankerstaaf, gording en verbindingsconstructie van ankerstaaf de berekende maatgevende ankerkracht bij  $\Sigma M_{sf} = \gamma_{EEM;c}$  met een (additionele) veiligheidsfactor van 1,3 dient te worden vermenigvuldigd.

## 8 Zettingsvloeiing

Voor de beoordeling van het (indirecte) faalmechanisme zettingsvloeiing wordt gebruik gemaakt van de criteria die zijn opgenomen in het WBI (zie [WBI-RVPW III]). Deze criteria kunnen ook worden gebruikt om te beoordelen of binnen een ontwerp maatregelen nodig zijn om de kans zettingsvloeiing voldoende klein te maken. Hierbij wordt geen gebruik gemaakt van een veiligheidsfactor die afhankelijk is van de normspecificatie.

Als uit de beoordeling is gebleken dat de kans op een instabiel onderwatertalud te groot is, zijn er twee typen maatregelen mogelijk om zettingsvloeiing tegen te gaan. Dit zijn maatregelen gericht op het verkleinen van (1) de kans op zettingsvloeiing en (2) het verkleinen van de gevolgen van een zettingsvloeiing.

### 8.1 **Maatregelen die de kans op een zettingsvloeiing verkleinen**

Maatregelen die erop gericht zijn de kans op een zettingsvloeiing te verkleinen, kunnen in twee groepen verdeeld worden:

- Het vastleggen van een bewezen stabiel onderwatertalud;
- Het verflauwen van het onderwatertalud of het reduceren van de hoogte daarvan, zodanig dat voldaan wordt aan de WBI-criteria voor onbeschermd onderwatertaluds.

Het vastleggen van het onderwatertalud wordt in de regel met granulair materiaal zoals een (steen)bestorting uitgevoerd. Dit is een veelvuldig toegepaste en bewezen techniek. Er zijn ook alternatieve toepassingen mogelijk. Te denken valt aan geotextiele zandelementen waaronder geocontainers, geobags of geotubes, versterkt sediment of betonblokkenmatten. Voor meer informatie hierover wordt verwezen naar bijlage C.

Ook verflauwing van het onderwatertalud zodat wordt voldaan aan de WBI criteria (zie [WBI-RVPW III]) voor onbeschermd onderwatertaluds is een mogelijke maatregel om de kans op zettingsvloeiing te verkleinen. Meest voor de hand liggend is het aanvullen van het talud met (lokaal) zand, al dan niet afgedekt door een stroombestendige toplaag. Verflauwen kan ook door het verwijderen van zand in het bovenste deel van het onderwatertalud, bijvoorbeeld door dustpan zuigen of jetten. Dit is een mogelijkheid als de versteiling het gevolg is van aanzanding.

Een alternatief voor het vastleggen of verflauwen van het onderwatertalud is het reduceren van de onderwatertaludhoogte door verondieping van de geul of het opvullen van een ontgrondingskuil in de geulbodem. De benodigde verondieping kan bepaald worden op basis van de toetscriteria uit WBI. Verondiepen kan door zand te storten en eventueel vast te leggen door het aanbrengen van een stroombestendige toplaag en filterconstructie

Naast redelijk bewezen maatregelen als taludbescherming en, in iets minder mate, taludverflauwing, zijn er ook minder conventionele maatregelen denkbaar. Een aantal hiervan wordt genoemd in bijlage C.

## **8.2 Maatregelen die de gevolgen van een zettingsvloeiing verkleinen**

Mogelijkheden voor het verkleinen van de gevolgen van zettingsvloeiing zijn:

- het vergroten van de afstand tussen het onderwatertalud en de waterkering (voorlandlengte) door het verplaatsen van de geulwand richting geul;
- noodmaatregelen paraat stellen, bijvoorbeeld het aanleggen van kleidepots. Omdat het optreden van zettingsvloeiing (vrijwel) niet gecorreleerd is met de waterstand, zal een eventuele dijkval niet direct tot een overstroming leiden. Er is dus tijd beschikbaar voor het uitvoeren van herstelmaatregelen. Hoe korter de tijd die nodig is voor het treffen van de maatregelen, des te kleiner de kans op een overstroming is.

## **8.3 Overige aspecten**

Het optimale ontwerp zal in veel gevallen bestaan uit een combinatie van verschillende maatregelen, zowel gericht op het voorkomen van zettingsvloeiing als het beperken van gevolgen door zettingsvloeiing.

Bij maatregelen gericht op zettingsvloeiing is de onderhoudsstrategie een belangrijk onderdeel van het ontwerp. Er kan bijvoorbeeld gekozen worden voor een minder veilig ontwerp in combinatie met intensievere monitoring na aanleg en mogelijk vaker bijstorten.

In de bijlage C wordt een overzicht gegeven van mogelijke maatregelen per categorie. Daarbij worden de ontwerpaspecten per maatregel op hoofdlijnen gegeven. Voor details zijn verwijzingen naar publicaties en leidraden opgenomen. Voor een aantal alternatieve maatregelen kunnen de regels uit het WBI als uitgangspunt genomen worden.

## BIJLAGEN

### **Bijlage A: Literatuur**

[Bakker et al., 2010]

Henk Bakker, Joost Breedevelt & Hans Teunissen, *Technisch Rapport Analyse Macrostabieleit Dijken met de Eindige Elementen Methode*, rapportage 1202121-012-GEO-0005, Deltares, Delft, december 2010.

[Calle, 2011]

Ed Calle, *Technisch Rapport Grondmechanisch Schematiseren bij Dijken*, rapportage 1001411-010-GEO-0007, Deltares, Delft, april 2011.

[Van Duinen, 2014]

*Modelonzekerheidsfactoren Spencer-Van der Meij model en ongedraineerde schuifsterkte*, Deltares, Programma WBI 2017, cluster Stabiliteit.

[Deltares, 2015]

Deltares, *Werkwijze bepaling hydraulische ontwerprandvoorwaarden ten behoeve van HWBP projecten*. Deltares rapport 1210420-000-HYE-0007 versie 3 . J. den Bieman, A.J. Smale, Juli 2015.

[Deltares, 2016]

Deltares, *Onderbouwing kansverdelingen van het kritisch overslagdebiet en afgeleide rekenwaarden voor het OI*. Deltares memo 1230090-011-GEO-0004. A. van Hoven, J. van der Meer, 15 april 2016.

[ENW, 2007]

Expertise Netwerk Waterkeren, *Addendum bij het Technisch Rapport Waterkerende Grondconstructies*, Ministerie van Verkeer & Waterstaat, Den Haag, juli 2007.

[ENW, 2008]

Expertise Netwerk Waterkeren, *Addendum I bij de Leidraad Rivieren t.b.v. het ontwerpen van rivierdijken*, Ministerie van Verkeer en Waterstaat, z.p., 2008.

[ENW, 2009/2010]

Expertise Netwerk Waterkeren, *Technisch Rapport Actuele sterkte van dijken*, Rijkswaterstaat Waterdienst, z.p., 27 maart 2009/juli 2010.

[Förster et al., 2012]

Ulrich Förster, Geeralt van den Ham, Ed Calle & Gerard Kruse, *Onderzoeksrapport Zandmeevoerende Wellen*, rapportage 1202123-003-GEO-0002, Deltares, Delft, 2012.

[Jongejan, 2012]

Jongejan, R.B., *Kalibratie semi-probabilistisch toetsvoorschrift voor macrostabieleit binnenwaarts*, rapportage 1206006-006-ZWS-0004 - concept, Deltares, Delft, 20 november 2012.

[Jongejan, 2013a]

Jongejan, R.B., *Vaststellen uitgangspunten definitieve kalibratie*, WBI 2017, cluster Raamwerk, rapportage 1207803-001, Deltares, Delft, juli 2013.

[Jongejan, 2013b]

Jongejan, R.B., *Kalibratie van semi-probabilistische toetsvoorschriften: Aanpak en uitgangspunten*, concept-rapportage 1204145-001, Deltares, Delft, 2013.

[Jongejan & Klein Breteler, 2015]

*A semi-probabilistic assessment rule for the stability of block revetments under wave attack*, Deltares, 1220080-004-ZWS-0002

[Kaste & Klein Breteler, 2012]

D.L. Kaste, M. Klein Breteler, *Veiligheidsfactor voor ontwerpen met Steentoets2010*, rapportage 1206424-010-HYE-0003, Deltares, Delft, november 2012.

[Kaste & Klein Breteler, 2013a]

D.L. Kaste, M. Klein Breteler, *Veiligheidsfactor voor ontwerpen met Steentoets2010 voor blokken op hun kant*, concept-rapportage, Deltares, Delft, 2013.

[Kaste & Klein Breteler, 2013b]

D.L. Kaste, M. Klein Breteler, *Residual strength of dikes after block revetment failure, given as a safety factor on Steentoets*, concept-rapportage, Deltares, Delft, 2013.

[Kind, 2013]

J.M. Kind, Economically efficient flood protection standards for the Netherlands, *Journal of Flood Risk Management*, 15 pp., published online 21 January 2013.

[Lopez de la Cruz et al, 2010]

J. Lopez de la Cruz, T.Schweckendiek., C. Mai Van & W. Kanning, *SBW Hervalidatie piping - HP8b Kalibratie van de veiligheidsfactoren*, rapportage 1202123-002-GEO-0005, Deltares, Delft, 2010.

[van der Meer et al., 2012]

Jentsje van der Meer, André van Hoven, Maurice Paulissen, Gosse Jan Steendam, Henk Verheij, Gijs Hoffmans & Gerard Kruse, *Handreiking Beoordelen Grasbekledingen op Dijken t.b.v. het opstellen van het beheerdersoordeel (BO) in de verlengde derde toetsronde*, Ministerie van Infrastructuur en Milieu, z.p., 25 oktober 2012.

[RWS, 2015]

Rijkswaterstaat Water, Verkeer en Leefomgeving, *Handreiking ontwerpen met overstromingskansen-versie 3*, Ministerie van Infrastructuur en Milieu, Delft, 2015.

[STOWA, 2010]

Stichting Toegepast Onderzoek Waterbeheer, *State of the art asfaltdijkbekledingen*, rapportage 2010-W06, STOWA, Amersfoort, 2010.

[TAW, 1985]

Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen, *Leidraad voor het ontwerpen van rivierdijken. Deel 1 – bovenrivierengebied*, Staatsuitgeverij, Den Haag, september 1985.

[TAW, 1989]

Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen, *Leidraad voor het ontwerpen van rivierdijken. Deel 2 – benedenrivierengebied*, Waltman, Delft, september 1989.

- [TAW, 1994a]  
Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen, *Handreiking Constructief Ontwerpen*, TAW, Delft, april 1994.
- [TAW, 1994b]  
Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen, *Handreiking Constructief Ontwerpen bijlagen 2-5*, TAW, Delft, april 1994.
- [TAW, 2001]  
Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen, *Technisch Rapport Waterkerende Grondconstructies*, Rijkswaterstaat, Delft, juni 2001.
- [TAW, 2002]  
Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen, *Technisch Rapport Asfalt voor Waterkeren*, Rijkswaterstaat, Delft, november 2002.
- [TAW, 2003]  
Technisch Adviescommissie voor de Waterkeringen, *Leidraad Kunstwerken*, Rijkswaterstaat, Delft, mei 2003.
- [VNK, 2013]  
Beoordeling van kunstwerken in VNK2,  
Projectbureau VNK2, refentienummer RWS-2292016, juli 2013.
- [WBI-RVPW III]  
*Regeling veiligheid primaire waterkeringen 2017 - Bijlage III Sterkte en veiligheid*
- [WBI-SHP, 2015]  
*Schematiseringshandleiding Piping bij dijken*, Deltares, Deltares rapport 1220084-006-GEO-0001 versie 02, Delft, 2015
- [WBI-SAP, 2016]  
WBI 2017: Cluster C, piping failure mechanism, *Derivation of the semiprobabilistic safety assessment for piping*. Deltares, Deltares rapport 1220080-002-ZWS-0006 definitief, 2016
- [Zwanenburg et al., 2013]  
Cor Zwanenburg, Alexander van Duinen & Arno Rozing, *Technisch Rapport Macrostabieliteit*, rapportage 1204203-007-GEO-0003, Deltares, Delft, februari 2013.

## **Bijlage B: Achtergronden bij het gebruik van WBI-SOS bij ontwerpen**

Deze bijlage is in zijn geheel ontleend aan relevante passages uit Deltares-memo *Gebruik WBI-SOS bij ontwerpen* met kenmerk 1230090-010-GEO-0002 d.d. 28 april 2016

### **B1 Gebruik van WBI-SOS op de korte termijn in het ontwerpinstrumentarium**

#### **B1.1 De meerwaarde van WBI-SOS**

Met WBI-SOS wordt kennis beschikbaar gesteld over de mogelijk aan te treffen ondergrondopbouw met als specifieke toepassing geotechnische analyses. WBI-SOS is opgesteld met behulp van beschikbare sonderingen/boringen en vooral ook op basis van kennis en inzicht in de systematiek van de ondergrondopbouw. WBI-SOS is opgesteld door geologische en geotechnische experts met specifieke gebiedskennis en -ervaringen. De kennis in WBI-SOS is actueel en state of the art.

WBI-SOS beschrijft de opbouw van de ondergrond met behulp van scenario's voor verschillende dijkstrekkingen. Elk scenario heeft hierbij een geschatte kans van aantreffen. Dit is de kans, bijvoorbeeld 25%, dat dit scenario aangetroffen wordt als ergens een sondering gezet wordt. Het betekent niet dat in dit voorbeeld de ondergrond van een dijkstrekking altijd voor 25% uit een bepaalde opbouw bestaat. De scenario's geven het type en de stapeling van ondergrondeenheden. Elk eenheid heeft een meest voorkomende dikte en een minimale/ maximale dikte. In het achtergrondrapport van WBI-SOS is beschreven hoe het WBI-SOS is opgesteld (Hijma en Lam, 2015).

WBI-SOS is opgesteld voor het toetsen en wordt vergezeld door een handleiding waarin is beschreven hoe het WBI-SOS toegepast kan worden (Kruse en Hijma, 2015). De handleiding gaat onder andere in op hoe men van de globale stochastische ondergrondschematisering met lokaal grondonderzoek en kennis een lokale (stochastische) ondergrondschematisering kan opstellen. Ook gaat de handleiding in op het benodigde grondonderzoek om bepaalde scenario's te kunnen uitsluiten of begrenzen en geeft het aanwijzingen voor hoe om te gaan met het aanpassen van kansen. WBI-SOS vervangt dus niet het grondonderzoek, maar is een belangrijke aanvulling en helpt bij het opzetten van efficiënt en doelgericht onderzoek. Het vult vooral aan wanneer er weinig lokaal grondonderzoek is en er dus weinig inzicht bestaat in de te verwachten lokale variatie. Deze situatie doet zich vaak voor in de beginfase van een analyse of ontwerp. WBI-SOS geeft aan met welke scenario's rekening gehouden moet worden en het verkleint daarmee de kans dat relevante scenario's, die niet zijn aangetroffen in de sonderingen, niet meegenomen worden bij het toetsen/ontwerpen. Daarnaast zorgt het voor een uniform uitgangspunt bij het schematiseren voor alle primaire keringen in Nederland en verkleint het de kans dat geologisch onmogelijke opbouwen geschematiseerd worden.

#### **B1.2 Toepassing van WBI-SOS bij het ontwerpen**

Bij het ontwerpen van keringen kan de informatie uit WBI-SOS op dezelfde wijze worden toegepast als bij het beoordelen om te komen tot een verantwoorde lokale schematisatie. Voor het opstellen van een lokale schematisatie wordt verwezen naar de handleiding van WBI-SOS (Kruse en Hijma, 2015). Voor het schematiseren bij dijken in het algemeen wordt verwezen naar het vigerende Technisch Rapport Grondmechanisch schematiseren bij dijken (TRGS, 2012). Hieronder wordt in inge-

gaan op een aantal specifieke aspecten bij het toepassen van WBI-SOS bij ontwerpen.

#### *B1.2.1 Het schematiseren van de ondergrond bij ontwerpen in het algemeen*

Om tot een efficiënt ontwerp te komen is er behoefte aan een grote mate van zekerheid, vooral over aspecten die een negatief effect hebben op de sterkte. Dit betekent concreet dat bepaalde scenario's uitgesloten moeten worden, hun kans van aantreffen met meer zekerheid vastgesteld moet worden of dat ze ruimtelijk beter begrensd moeten worden. Door te focussen op enkele scenario's kan het benodigde grondonderzoek gericht uitgevoerd worden. Hierbij kan wederom gebruik gemaakt worden van de handreikingen in Kruse en Hijma (2015). Daarin wordt beschreven hoe de natuurlijke systematiek in de ondergrond richting kan geven aan het onderzoek. Dit betekent dat rekening gehouden wordt met hoe de te onderzoeken ondergrondeenheden afgezet zijn. Dit geeft informatie over de geometrie (3D-vorm) van de ondergrondeenheden en daarmee eveneens over hoeveel data je nodig hebt om deze eenheden te begrenzen of hun voorkomen uit te sluiten. Het is ook nuttig om deze ondergrondeenheden leidend te laten zijn bij het opzetten van een proevenverzameling. In veel gevallen zal het nodig zijn om van alle relevante eenheden de materiaaleigenschappen te bepalen. Door de proeven te koppelen aan een WBI-SOS eenheid, en daarmee aan een afzettingmilieu, kunnen de gevonden eigenschappen gemakkelijk vergeleken worden met de beproefde eigenschappen van dezelfde soort afzettingen in de omgeving. Tijdens het reduceren van de onzekerheden kan het nuttig blijken het gebied of dijkstrekking waar de ondergrondschematisatie betrekking op heeft te beperken of op te knippen.

#### *B1.2.2 Het benodigd grondonderzoek*

WBI-SOS geeft direct inzicht in welke ondergrondopbouwen verwacht kunnen worden en in welke mate de ondergrond varieert. Voor de verschillende faalmechanismen kan daarmee een eerste inschatting gemaakt worden van welke eenheden en ondergrondopbouwen cruciaal zijn voor de sterkte. In veel gevallen zal het lonen om vast te stellen of deze opbouwen daadwerkelijk voorkomen of om ze beter te begrenzen. Dit kan door gericht grondonderzoek en eventueel aansluitend het verkleinen van de keringlengte of de ruimte waar de scenario's betrekking op hebben. De dimensies van de eenheden zijn hierbij van belang. Een zwakke zone van 10 m breed hoeft bijvoorbeeld geen gevolgen te hebben voor de sterkte van dijk. De schematiseringshandleiding bij WBI-SOS (Kruse en Hijma, 2015) gaat in op relevante breedtes van eenheden en de hoeveelheid grondonderzoek die nodig is om een eenheid van een bepaalde breedte uit te kunnen sluiten. Deze informatie kan gebruikt worden bij het opstellen van een (eerste) plan voor benodigd grondonderzoek (locatie, onderlinge afstand). Het grondonderzoek zal ook extra informatie geven over de variatie in laagdiktes. Met behulp van D-Soil Model kunnen de WBI-SOS scenario's gevisualiseerd en aangepast worden.

WBI-SOS geeft ook veel informatie over de te verwachten materiaaleigenschappen. Door het inzien van WBI-SOS of het lokale SOS wordt namelijk direct duidelijk welk type en hoeveel ondergrondeenheden in de ondergrond voorkomen. Het WBI-SOS heeft voor heel Nederland uniforme eenheden gedefinieerd. Deze zouden als kapstok gebruikt kunnen worden om grondeigenschappen te groeperen en proevenverzamelingen te maken. Bij deze eenheden is er al rekening gehouden met verschil in geotechnische eigenschappen. Van alle relevante eenheden zullen de materiaaleigenschappen bepaald moeten worden. De WBI-SOS-eenheden kunnen dus gebruikt worden om te bepalen hoeveel en welke proeven uitgevoerd moeten worden.

#### *B1.2.3 De ontwerpberoeeningen*



WBI-SOS scenario's kunnen in de ontwerpberekeningen worden meegenomen zoals beschreven in het Technisch Rapport Grondmechanisch Schematiseren. Het gebruik van ondergrondopbouwscenario's past in de schematiseringstheorie zoals beschreven in het technisch rapport en kunnen gebruikt worden om de schematiseringfactor af te leiden. De ondergrondopbouwscenario's moeten gezien worden als mogelijke scenario's en moeten behandeld worden zoals alle andere scenario's.

Hoewel het in de schematiseringstheorie correct is om bijvoorbeeld 1 van de WBI-SOS scenario's als de basisschematisering te nemen en alle andere scenario's mee te nemen in de bepaling van de schematiseringsfactor, zal dit in de praktijk niet bruikbaar zijn. De scenario's verschillen vaak wezenlijk waardoor de schematiseringsfactor te hoog wordt. Het is daarom beter om eerst, net zoals in de huidige praktijk, een basisschematisering op te stellen en onzekerheden over de exacte dikte en aard van de eenheden in die basisschematisering op te nemen in de berekening van de schematiseringsfactor. Dit betekent dat, zoals ook in het TRGS beschreven, het op voorhand elimineren of reduceren van onzekerheden door gericht grondonderzoek de noodzakelijke of wenselijke werkwijze is. Met dit onderzoek kan het meest relevante/maatgevende scenario bepaald worden en gebruikt worden als basisschematisering. Hoe WBI-SOS scenario's gebruikt kunnen worden bij het richting geven aan het grondonderzoek wordt hierboven beschreven. De basisschematisering wordt dus uiteindelijk bepaald aan de hand van de WBI-SOS scenario's, het beschikbare grondonderzoek en de lokale kennis en ervaring van de ontwerper. Bij het schematiseren of het bepalen van de schematiseringsfactor kan WBI-SOS de volgende specifieke informatie geven:

- WBI-SOS geeft de kans van aantreffen van de verschillende ondergrondscenario's. Deze kan gebruikt worden bij het bepalen van de kansen van de verschillende schematiseringsscenario's.
- WBI-SOS geeft zowel de meest voorkomende laagdikte als de minimale en maximale laagdikte van de eenheden. Deze kunnen gebruikt worden bij het bepalen van verschillende scenario's waarbij de dikte van een laag varieert.
- WBI-SOS geeft de ondergrondeenheden uniform gedefinieerd. Deze indeling in grondeenheden kan gebruikt worden om grondeigenschappen te groeperen en proevenverzamelingen op te stellen.
- WBI-SOS geeft de ruimtelijke begrenzing aan van de ondergrondopbouw. Bij de indeling van de dijkvakken kan hier gebruik van worden gemaakt.

Hierbij wordt nog expliciet aandacht gevraagd voor ondergrondopbouwscenario's die een kleine kans op aantreffen hebben, maar veel nadelig effect hebben op de sterkte. Door de kleine kans op aantreffen kan een dergelijke ondergrondopbouw mogelijk door het grondonderzoek worden gemist. Een overhaaste conclusie zou dan zijn om het scenario op basis van het beschikbare grondonderzoek uit te sluiten. In de handleiding van het WBI-SOS is beschreven op basis van welke argumenten en datadichtheid een dergelijke scenario veilig kan worden uitgesloten.

### **B1.3 Aandachtspunten**

Hieronder volgen nog aantal aandachtspunten bij het gebruik van WBI-SOS bij ontwerpen.

- In het geval dat een ontwerp opgesteld moet worden voor een bij het WBI afgekeurde dijk, dan zal in principe ook een lokale ondergrondschematisatie (lokaal SOS) beschikbaar zijn. Hier kan op dezelfde wijze worden omgegaan als bij het gebruik van WBI-SOS.

- WBI-SOS heeft betrekking op de (natuurlijke) ondergrond. De dijkopbouw is bij het ontwerpen ook van belang. Dit onderscheid is in het veld ook lastig te maken. Bij het verzamelen van gegevens of het uitvoeren van grondonderzoek is het van belang om ook rekening te houden met de dijkopbouw.
- Bij de communicatie naar externe belanghebbenden of leken kan het verwarrend zijn als er meerdere ondergrondopbouwscenario's voor een locatie worden gepresenteerd. Op een locatie is immers maar één ondergrondopbouw aanwezig. Dit vraagt in ieder geval aandacht bij de communicatie naar buiten.

## B2 Lange termijn

### B2.1 Schematiseringsfactor

Vanaf 2017 zal met het nieuwe WBI gewerkt gaan worden waarbij ondergrondscenario's semi-probabilistisch en vanaf 2019 probabilistisch zullen worden gebruikt bij de beoordeling. Het gebruik van een schematiseringsfactor om onzekerheden over de opbouw van de ondergrond mee te nemen vervalt in het WBI. De onzekerheden zullen vanaf 2017 explicieter dan voorheen meegenomen worden door het opstellen van ondergrondscenario's met elk een eigen kans van voorkomen (Kruse en Hijma, 2015). Elk scenario zal individueel beoordeeld worden en de totale (afgeleide) faalkans bestaat uit de som van de individuele (afgeleide) faalkansen.

Dit betekent dat er vanaf volgend jaar een verschil bestaat over hoe onzekerheden, onder andere over de ondergrondopbouw, maar het kan ook een ander aspect zijn, meegenomen worden tijdens het beoordelen en ontwerpen. Op termijn is het wenselijk dat onzekerheden op dezelfde wijze meegenomen worden. Dit geeft duidelijkheid voor de ontwerper/beoordelaar en maakt het mogelijk om beoordelingsresultaten directer te kunnen gebruiken bij het ontwerpen. Dit betekent dat op termijn ook bij het ontwerpen de onzekerheden expliciet semi-probabilistisch of probabilistisch meegenomen zouden moeten worden. Dit zal nog een nadere uitwerking behoeven, maar deze uitwerking valt buiten de scope van deze verkenning.

### B2.2 Toepassen in andere (lokale/regionale) waterkeringstaken

In combinatie met lokale grondgegevens kan met het globale WBI-SOS een lokale (stochastische) ondergrondschematisering worden opgesteld. Dit zal tijdens WBI 2017 gebeuren en deze lokale schematisaties kunnen daarna ook voor andere waterkeringstaken gebruikt worden, niet alleen bij ontwerpen maar ook bij bijvoorbeeld Vergunningverlening, Leggers opstellen, Monitoring en Calamiteitenbeheer. Hiermee wordt de uniformiteit tussen de verschillende waterkeringstaken voor wat betreft het schematiseren van de ondergrond vergroot, omdat de basis (WBI-SOS) hetzelfde is. Eenzelfde basis voor het ondergrond schematiseren maakt het ook lonend om deze schematisaties te beheren en steeds te verfijnen bij nieuwe lokale grondgegevens; de beheerde ondergrondschematisaties kunnen immers voor de verschillende waterkeringstaken worden (her)gebruikt. Dit zorgt niet alleen voor meer efficiëntie, maar ook voor een betere kwaliteitsborging en een continue verbetering van de ondergrondschematisatie. Het ontsluiten, beheren en schematiseren van ondergrondschematisaties zal ondersteund worden door het softwareprogramma D-Soil Model.

### B2.3 WBI-SOS als kapstok voor grondeigenschappen

WBI-SOS kan op dezelfde wijze als voor de grondopbouw als kapstok dienen voor de grondeigenschappen van de verschillende onderscheiden grondlagen in het WBI-SOS (defaultwaarden voor de grondeigenschappen). De (globale) indeling in grond-

opbouw heeft immers voor heel Nederland dezelfde opzet. Binnen WBI 2017 zullen defaultwaarden voor de doorlatendheid en korrelgrootte van WBI-SOS eenheden uitgeleverd worden, vooralsnog alleen voor de oude Categorie a-keringen. Deze zijn beschikbaar via D-Soil Model. In de toekomst, na het opstellen van de lokale schematisaties voor WBI 2017, zullen alle benodigde grondparameters vastgesteld zijn voor de WBI-SOS eenheden. Deze grondparameters zouden centraal beschikbaar moeten zijn voor gebruik bij andere waterkeringstaken (zoals hierboven genoemd).

#### **B2.4 Onderhoud: Aanpassingen van het waterkeringennet**

WBI-SOS is gemaakt voor de primaire waterkeringen in het nationale basisbestand van de primaire waterkeringen uit 2012 (versie 4.0). Inmiddels zijn aanzienlijke lengtes waterkering 'gedegradeerd' tot regionale waterkeringen en zijn er nieuwe primaire waterkeringen gemaakt in met name het kader van het "Ruimte voor de Rivier"-project. De 'degradatie' betreft bijvoorbeeld het gehele Amsterdam-Rijnkanaal, de Hollandsche IJssel ten oosten van Gouda en het Noordzeekanaal. In totaal gaat het om ongeveer 175 km. De hoeveelheid nieuwe primaire waterkeringen is naar schatting enkele tientallen kilometers, met name langs de IJssel. De degradatie is op zich geen groot probleem, hierbij moet wel besloten worden of de gedegreerde stukken uit WBI-SOS gehaald worden of niet. Dit hangt er vanaf of er voor gekozen wordt om WBI-SOS bijvoorbeeld alleen voor de primaire waterkeringen te gebruiken met daarnaast nog een globaal SOS voor de regionale keringen. De hiermee gemoeide hoeveelheid werk zal in ieder geval niet groot zijn. De nummering van de WBI-SOS segmenten gaat bij het verwijderen van de gedegreerde keringen wel gaten vertonen.

Aangezien vanaf 2017 alle primaire waterkeringen getoetst gaan worden, moeten de nieuwe stukken primaire kering nog globaal geschematiseerd worden, omdat er anders geen startpunt is voor de lokale schematisatie. Dit zal in 2016 moeten gebeuren. De manier waarop de globale schematisaties gemaakt worden betekent dat de schematisaties in de Excel sheet plaats zullen vinden en dan weer geëxporteerd zullen worden naar D-Soil Model. In deze stap kunnen eventueel de gedegreerde keringen verwijderd worden en overgezet naar een regionale SOS. In de toekomst zullen ongetwijfeld vaker aanpassingen aan de ligging van het primaire waterkeringssysteem gedaan worden en zullen dus onderhoudswerkzaamheden nodig zijn om het WBI-SOS up-to-date te houden. De inhoudelijke verantwoordelijkheid zal hiervoor liggen bij Deltares. D-Soil Model moet zo ingericht worden dat een update van WBI-SOS eenvoudige handeling zou moeten zijn.

#### **B2.5 Voortschrijdende kennis**

Het is zeker dat er door voortschrijdende kennis aanpassingen aan WBI-SOS nodig zullen zijn. Dit zal met name gelden voor het toekennen van materiaaleigenschappen aan de WBI-SOS eenheden. Om WBI-SOS en de afgeleide lokale schematisaties state-of-the-art producten te laten blijven zullen deze inzichten verwerkt moeten worden.

#### **B2.6 Beheer**

De visie is dat de lokale schematisaties, zoals gemaakt tijdens het toetsen of ontwerpen, centraal opgeslagen zouden moeten worden. Dit is inclusief de grondeigenschappen. Na aanpassingen van het waterkeringennet of n.a.v. voortschrijdende kennis kan de centrale database weer geüpdatet worden. Op deze manier blijven de bestanden actueel.

## **B3 Referenties**

Hijma, M.P. en Lam, K.S., 2015. Globale stochastische ondergrondschematisatie (WBI-SOS) voor de primaire waterkeringen. Deltares rapport 1209432-003-GEO-006.

Kruse, G. en Hijma, M.P., 2015. WBI 2017: Handleiding lokaal schematiseren met WBI-SOS. Deltares rapportnummer 1209432-004-GEO-002.

TRGS, 2012. Calle, E., Technisch rapport grondmechanisch schematiseren bij dijken. Deltares rapport 1001411-010-GEO-006, met bijdragen van Fugro Ingenieursbureau BV, HKV\_Lijn in Water en Arcadis Nederland BV.

## **Bijlage C: Maatregelen gericht op het voorkomen van zettingsvloeiing**

Deze bijlage is in zijn geheel ontleend aan relevante passages uit Deltares-memo *OI2014-Bijlage zettingsvloeiing* met kenmerk 1230090-010-GEO-0003 d.d. 1 juni 2016

### **C1 Maatregelen gericht op het voorkomen van zettingsvloeiing**

#### **C1.1 Inleiding**

Maatregelen die erop gericht zijn de kans van optreden van een zettingsvloeiing voldoende klein te maken kunnen in twee groepen verdeeld worden:

- Het vastleggen van een bewezen stabiel onderwatertalud
- Het verflauwen van het onderwatertalud of het reduceren van de hoogte daarvan, zodanig dat voldaan wordt aan WBI criteria voor onbeschermd onderwatertaluds.

#### **C1.2 Vastleggen onderwatertalud met bescherming van granulair materiaal**

Voor een taludbescherming wordt in de regel een (steen)bestorting, met of zonder geotextiel, toegepast. Hierbij dienen minimaal de verwekings- of bresvloeiingsgevoelige zandlagen afgedekt te worden.

Voor een bestorting kan gebruik gemaakt worden van grind, staal- of fosforslakken, breuksteen of ander granulair materiaal, afhankelijk van de beschikbaarheid, kosten, milieueisen en andere vergunningsverplichtingen. De functie van de taludbescherming in deze is het tegengaan van (verdere) erosie op de betreffende locatie. Daarom moet de taludbescherming aan twee eisen voldoen:

1. De toplaag moet zelf voldoende stroombestendig zijn, d.w.z. stabiel onder invloed van de hydraulische belastingen (stroomsnelheid en turbulentie)
2. De beschermingsconstructie moet in staat zijn om de erosie van het zand in voldoende mate te verhinderen, oftewel het moet een goede filterwerking hebben

Veelvuldig toegepaste mogelijkheden zijn:

- 1 Een tweelaagse bestorting, bestaande uit een filter-/uitvullaag met relatief fijne sortering met daarop een laag erosiebestendige stortsteen van grovere sortering. Hierbij is dus sprake van een zogenaamd granulair filter. Dit is een veelvuldig toegepaste maatregel
- 2 Bestorting in combinatie met een zink- of kraagstuk met geotextiel, waarbij het geotextiel als filterconstructie fungeert.

Een minder toegepaste mogelijkheid:

- 3 Een éénlaagse bestorting van veelal vrij sterk gegradeerd materiaal.

Ad 1.

De combinatie van sortering, dichtheid en dikte van de toplaag die benodigd is voor voldoende stroombestendigheid wordt in het algemeen bepaald met methoden die zijn afgeleid van het Shields criterium, waarbij tevens rekening gehouden wordt met de helling en met eventuele extra turbulentie benedenstrooms van constructies. Vaak gebruikte methoden zijn die van Pilarczyk of Hoffmans en worden beschreven in (CIRIA, CUR, & CETMEF, 2007) en (Hoffmans & Verheij, 1997). Grillige of zeer steile taluddelen moeten geprofileerd (uitgevuld) worden om te garanderen dat de

bestorting zelf grondmechanisch stabiel is, waarbij uiteraard rekening moet worden gehouden dat dit voldoende stroombestendig is tijdens de aanleg.

Ad 2.

Voor wat betreft de filtercriteria in geval van granulaire filters wordt verwezen naar (CUR, CUR-publicatie 161 Filters in de waterbouw, 1993) of (Hoffmans & Verheij, 1997). Voor te hanteren functionele eisen (criteria voor open of gesloten filter) en overige uitvoeringsaspecten bij toepassing van geotextiel wordt verwezen naar (CUR, CUR publicatie 174 Geokunststoffen in de waterbouw, 2009). Voor de meeste situaties zal een bestorting zonder kraagstuk gemakkelijker te realiseren zijn en een robuuster ontwerp opleveren (want makkelijker te repareren bij beschadiging).

Ad 3.

Een bestorting met één laag is veelal aanzienlijk goedkoper dan een tweelaagse bestorting, maar er zal wel meer schade optreden. Dit kan gecompenseerd worden door een grotere dikte. Daarom is die oplossing wellicht alleen acceptabel als er relatief eenvoudig kan worden bijgestort. In ieder geval moet rekening gehouden worden met meer onderhoud. Er zijn twee mogelijke oorzaken van schade:

- 1 De toplaag is niet geheel stabiel, waardoor af en toe toplaagstenen verplaatsen, veelal in de richting van de teen
- 2 De laag is niet geheel zand-dicht. Bij toepassing van sterk gegradeerd materiaal en voldoende laagdikte, kan de erosie van zand klein zijn, vooral als die alleen optreedt bij zeldzaam hoge stroomsnelheden. Maar dan moet wel veel aandacht besteed worden aan een zodanige uitvoering dat op alle locaties de laagdikte voldoende is en ook de korrelverdeling voldoet. Bij het storten van sterk gegradeerd materiaal kan immers ontmenging en/of uitspoeling van fijne deeltjes optreden.

Aandachtspunt bij dit type maatregel is dat na de aanleg aan de randen van de bestorting, zowel aan de zij- als onderkant, erosie kan gaan optreden, waardoor de bestorting ondermijnd kan worden. Daarom dient een nieuwe bestorting zoveel mogelijk aangesloten te worden op eventueel reeds aanwezige bestortingen of de oeververdediging. Erosie aan de onderkant kan beperkt worden door de bestorting een aantal meters tot in de geulbodem (of daar waar het talud flauwer dan 1:20 wordt) door te laten lopen. In ieder geval dient na aanleg de ontwikkeling van de overgangen gemonitord te worden via regelmatige peilingen. Indien er sprake is van een stabiele situatie kan de peilfrequentie verlaagd worden, anders dient bijgestort te worden.

Overwogen kan worden aan de onderrand een zogenaamde falling apron te plaatsen. Dit is een voorraad stenen, die gaat verspreiden indien deze wordt ondermijnd door de erosie, waarbij de helling van de erosiekuil (hopelijk) wordt afgedekt en beschermd tegen verdere erosie. In principe is dit een zeer kosteneffectieve maatregel; in praktijk blijkt dat bij het in werking treden soms niet meer dan een 1 steens dikke laag op helling blijft liggen. Regelmatig moet de bodem gemonitord worden en de voorraad stenen bijgestort, maar alleen dat wat nodig is.

Mogelijk kan taludbescherming ook beperkt worden tot een deel van het onderwatertalud. Daarbij kan onderscheid gemaakt worden tussen:

- Bescherming van alleen het onderste deel van het onderwatertalud. Mogelijk kan dit leiden tot een geringere inscharingslengte

- Bescherming van alleen het bovenste deel van het onderwatertalud. Idee is dat een eventuele vloeijing die in het onderste deel van het talud ontstaat gestopt kan worden.

Beide effecten zijn echter nog onderwerp van onderzoek. Het risico op erosie aan de randen zal bij een gedeeltelijke taludbescherming die niet aansluit op aanwezige bestorting extra groot zijn, en daarmee de noodzaak voor extra monitoring.

Een ander aandachtspunt in de monitoring na aanleg is aanzanding op de bestorting. Hoewel nog onderwerp van onderzoek, moet overmatige aanzanding voorkomen worden, omdat instabiliteit daarvan de bestorting kan beschadigen.

### **C1.3 Vastleggen onderwatertalud met bescherming van niet-granulair materiaal**

Traditionele taludbescherming zoals beschreven in de vorige paragraaf is veelvuldig toegepast en in zoverre een bewezen techniek. Er zijn echter alternatieven voor toepassing van granulair materiaal. De belangrijkste worden hier genoemd:

- Geotextiele zandelementen waaronder geocontainers, geobags of geotubes. Voor bescherming van onderwatertaluds, waarbij over het algemeen de waterdiepte redelijk groot is, lijken geocontainers een kansrijke optie. Er is redelijk wat ervaring opgedaan met geocontainers. Bij de kust worden ze gebruikt voor strandhoofden, golfbrekers, hangende stranden, duinverdediging, landaanwinning. In rivieren worden ze gebruikt voor onderwaterdammen en bodem- en oeverbescherming. Ervaringen in de Oude Maas laten zien dat op de lange termijn (>20 jaar) de maatregel effectief lijkt. Door de minder scherpe hard-zacht overgang, in vergelijking met een (steen)bestorting, treedt mogelijk minder erosie aan randen op. Nadelen zijn onder meer dat het vullen van de geocontainers tijdrovend kan zijn en dat bij grote stroomsnelheden en waterdiepte positionering lastig is. Ook kunnen geocontainers lek raken door bijvoorbeeld ankers of schroeven. Voor uitvoeringsaspecten wordt verwezen naar (CUR, CUR-publicatie 214 Geotextiele elementen, 2004) en (CUR, CUR-publicatie 217 Ontwerpen met geotextiele elementen, 2006).
- Versterkt sediment. Versterkt sediment is een innovatieve, op locatie maakbare bouwstof en kan toegepast worden in bijvoorbeeld waterkeringen, wegen, oever- en onderwaterbodemonconstructies. Deze nieuwe bouwstof wordt in één procesgang uit gebaggerd sediment gemaakt door eerst de grove delen eruit te zeven, te mengen met een bindmateriaal (bijvoorbeeld cement) en het mengsel met een verharder (bijvoorbeeld waterglas) direct in het werk aan te brengen. Voordeel is dat indien beschikbaar lokaal klei of slib gebruikt kan worden. Nadelen zijn dat er zeer beperkte ervaring mee is als toepassing voor taludbescherming. Een uitvoeringsmethode moet nog geheel ontwikkeld worden. Daarnaast zijn er vraagtekens met betrekking tot de stroombestendigheid. Versterkt sediment is een bouwstof, wat betekent dat het getoetst moet worden aan het Besluit bodemkwaliteit.
- Betonblokkenmatten, bestaande uit geotextiel waarop betonelementen zijn bevestigd. De matten worden op de vaste wal gefabriceerd en vervolgens vanaf een ponton afgezonken. Blokkenmatten zijn onder andere toegepast als bodembescherming bij de Oosterscheldekering.

Voor meer details wordt verwezen naar (Deltares, Opvullen en afdekken ontgrondingskuilen Oude Maas, kenmerk 1220038-015-ZWS-0002, 2016).

### **C1.3 Verflauwing van het onderwatertalud**

In plaats van het voorkomen van verdere erosie en een bewezen stabiel onderwatertalud vast te leggen, is een andere mogelijkheid het onderwatertalud zodanig te verflauwen dat wordt voldaan aan de WBI criteria voor onbeschermd onderwatertaluds (zie Rijkswaterstaat (2016)). Meest voor de hand liggend is het aanvullen van het talud met (lokaal) zand, al dan niet afgedekt door een stroombestendige toplaag. In feite is dit een maatregel die ook bij de geulwandsuppleties in het kader van Kustlijnzorg wordt toegepast. Zandige maatregelen sluiten vaak beter aan bij het natuurlijke karakter van de kust. De aanvulling met zand dient zeer zorgvuldig uitgevoerd te worden, aangezien de uitvoering anders juist een vloeijing kan inleiden. Voor meer details met betrekking tot uitvoeringsaspecten wordt verwezen naar bijvoorbeeld (CUR, CUR-publicatie 152 Kunstmatig onder water aangestorte zandlichamen, 1992).

Bij losse stort van zand dient er rekening mee gehouden dat er niet alleen tijdens het storten (zie volgende paragraaf), maar ook daarna flink wat verliezen zullen optreden, aangezien er in trajecten waar op zettingsvloeijing wordt afgekeurd vaak sprake is van erosie. Daarnaast dient men zich te realiseren dat het gestorte zand veelal een zeer losse pakking heeft, waardoor het verwekingsgevoelig is. Mogelijkheden om toch te komen tot een stabiel onderwatertalud zijn:

- Het onderwatertalud opbouwen met klap-/perskaden van grof of cohesief materiaal, waarachter het losse zand gestort wordt
- Keuze voor grover zand

Naast het aanbrengen van een onderwaterzandlichaam kan soms verflauwen ook plaatsvinden door het verwijderen van zand in het bovenste deel van het onderwatertalud, bijvoorbeeld door dustpan zuigen of jetten. Dit is een mogelijkheid indien versteiling het gevolg is van aanzanding.

### **C1.4 Reductie van de hoogte van het onderwatertalud en verondieping van ontgrondingskuilen**

Een alternatief voor het vastleggen of verflauwen van het onderwatertalud is het reduceren van de onderwatertaludhoogte door verondieping van de geul of het opvullen van een ontgrondingskuil in de geulbodem. Net als bij taludverflauwing kan de benodigde verondieping bepaald worden op basis van de toetscriteria uit WBI (zie Rijkswaterstaat (2016)). Verondiepen kan plaatsvinden door losse stort met zand en vervolgens wel of niet vastleggen door het aanbrengen van een stroombestendige toplaag en filterconstructie

Aandacht dient besteed te worden aan de methode van aanbrengen van zand. Als het zand vanaf de waterspiegel of enige meters daar onder gestort wordt, moet, zeker bij hoge stroomsnelheden en flinke waterdiepte, rekening gehouden worden met een verlies van circa 50% of meer tijdens het storten en afdekken (CUR, CUR-publicatie 152 Kunstmatig onder water aangestorte zandlichamen, 1992). Dit verlies kan beperkt worden door met een stortpijp te werken of alleen tijdens kenterend tij, of zand te versterken. Dit alles brengt uiteraard wel extra kosten met zich mee.

### **C1.5 Overige maatregelen**

Naast redelijk bewezen maatregelen als taludbescherming en, in iets minder mate, taludverflauwing, zijn er ook minder conventionele maatregelen denkbaar. Een aantal hiervan wordt genoemd:

- Reductie van verwekingsgevoeligheid van de ondergrond door vergroting van de pakking van losgepakte zandlagen. In principe kan uit de gedetailleerde



toetsmethode uit WBI bepaald worden welke pakking (welke "state parameter") benodigd is. Meest voor de hand liggende methode is verdichting via trilnaalden. Dit is echter alleen een oplossing indien het probleem door verweking wordt veroorzaakt en bresvloeiing uitgesloten kan worden. Verdichten via trilnaden is niet in alle typen zandafzettingen mogelijk en achteraf moet aangetoond worden dat de pakking voldoet aan de vooraf gestelde eis. Verdichting van zand onder een talud is riskant omdat de verdichting juist een verwekingsvloeiing kan inleiden.

- Het vangen van sediment door het aanbrengen van draadvormige en hoekige elementen op het onderwatertalud ("geohooks"), al dan niet op een zinkstuk van geotextiel, waardoor ter plaatse van het talud de stroomsnelheid sterk gereduceerd wordt. Er zijn de afgelopen jaren enkele pilots uitgevoerd waarin dit effect kon worden aangetoond. Omdat vooraf moeilijk voorspeld kan worden of de maatregel werkt zal monitoring na aanleg cruciaal zijn.
- Voorkomen van verdere erosie kan ook plaatsvinden door de stroming weg te geleiden van het onderwatertalud waar maatregelen tegen zettingsvloeiing nodig zijn. Verlegging van de stroming kan plaatsvinden door bijvoorbeeld het plaatsen van kribben of dammen of op andere plaatsen de geul te verdiepen of juist te verondiepen, of het compleet afsluiten van de stroom. Meestal zal stroombeïnvloeding als enige maatregel niet volstaan, maar in combinatie met eerder genoemde maatregelen aan het onderwatertalud moeten worden uitgevoerd. Door reductie van stroomsnelheden kan een minder zware taludbescherming volstaan.
- Op een nog hoger niveau: in gebieden waar zandhonger de oorzaak is van erosie en daarmee een te steil onderwatertalud of een te diepe geul, kan een zandmotor een oplossing zijn.

### **C1.7 Hydraulische belasting**

Het ontwerp van vrijwel alle hiervoor genoemde maatregelen, inclusief bijbehorende beheer- en onderhoudsstrategie, wordt in sterke mate bepaald door de hydraulische randvoorwaarden (ofschoon met stroombeeldbeïnvloeding de maatregel juist beoogt de hydraulische randvoorwaarden te beïnvloeden). Hierbij gaat het met name om de te verwachten stroomsnelheden. Omgekeerd dient er ook rekening mee gehouden te worden dat de maatregel invloed kan hebben op de hydraulische randvoorwaarden stroomafwaarts.

De hydraulische randvoorwaarden die in WBI worden meegegeven bevatten geen stroomsnelheden. Voorspellingen van de te verwachten maximale stroomsnelheden (meestal gemiddeld over de doorsnede) gedurende planperiode zullen dus op basis van metingen en/of berekeningen gedaan moeten worden, bijvoorbeeld met hydraulisch modellen zoals SOBEM. Daarbij dient rekening gehouden te worden dat morfodynamiek kan veranderen ten gevolge van:

- Klimaatveranderingen (verhoogde zeespiegel)
- Verhoogde (extremere) toekomstige afvoeren
- Grote rivierkundige ingrepen (bijvoorbeeld Deltaprogramma Rivieren en Ruimte voor de Rivier)
- Grottere onderhoudsdiepte ten behoeve van scheepvaart
- In getijdgebieden, zoals de Rijnmaasmonding, dient bovendien rekening gehouden te worden met:
  - Veranderende spuibesluiten
  - Veranderend kierbesluit

De invloed van scheepvaart, met name retourstroomsnelheden, is lokaal en niet continue en zal in de meeste situaties verwaarloosd kunnen worden.

### **C1.8 Voorspelling morfologische ontwikkelingen**

Een voorspelling van de ontwikkeling van de geul ter plaatse van de maatregel is benodigd om een monitoringsstrategie vast te stellen. Deze voorspelling kan gemaakt worden op basis van extrapolatie van peilingen van de afgelopen jaren, tenzij verwacht wordt dat belangrijke veranderingen worden aangebracht in het stroompatroon of als op basis van de opbouw van de ondergrond een hogere of lagere erosiesnelheid verwacht wordt. In het geval van verwachte veranderingen in het stroompatroon (bijvoorbeeld door de aanleg van een strekdam of stroomgeulvernuwing door het aanbrengen van een bestorting) kan de geometrie voorspeld worden middels een voorspelling van de toekomstige stroming met hydraulische modellen zoals SOBEK. Voor de voorspelling van erosie kunnen eenvoudige modellen zoals die van Breusers gebruikt worden. Dergelijke modellen worden beschreven in onder meer (Hoffmans & Verheij, 1997).

## **C2 Maatregelen gericht op het voorkomen van ontoelaatbare schade door zettingsvloeiing**

Naast het reduceren van de kans van optreden van een vloeiing, kunnen maatregelen zich ook richten op het reduceren van de gevolgen van een eventuele vloeiing:

- Vergroting van de afstand tussen het onderwatertalud en de waterkering (voorlandlengte). Dit kan door het verplaatsen van de geulwand richting geul. Realistischer zal in veel gevallen zijn het landwaarts verleggen van de waterkering. Dit kan een optie zijn als de waterkering sowieso al is afgekeurd op andere faalmechanismen of als er andere argumenten zijn voor een dijkverlegging, zoals buitendijkse natuurontwikkeling of rivierverruiming
- Het in staat zijn om snel noodmaatregelen te nemen in geval van ontoelaatbare schade door zettingsvloeiing, bijvoorbeeld door het aanleggen van kleidepots. Aangezien het optreden van zettingsvloeiing (vrijwel) niet gecorreleerd is aan de waterstand, zal een eventuele dijkval niet altijd direct tot een overstroming leiden en is er dus tijd voor herstelmaatregelen.

## **C3 Overige ontwerpaspecten**

Er is een breed scala aan andere aspecten die een rol zullen spelen bij de keuze voor een bepaald ontwerp. Een aantal wordt hier genoemd:

- De keuze voor toepassing van "bewezen" technieken of nieuwe, innovatieve technieken. Het laatste vergt bereidheid te investeren, bijvoorbeeld in de ontwikkeling van een nieuwe uitvoeringsmethode. Dit zal vaak in samenwerking met een aannemer zal moeten plaatsvinden
- Juridische aspecten, zoals vergunningen of milieueisen
- Eisen vanuit vaargeulbeheer (nautische eisen)
- Uitvoeringstechnische aspecten zoals de beschikbaarheid van materiaal (van hoever moeten stortstenen komen?; is lokaal zand beschikbaar?) en materieel, beschikbare ruimte in vaargeul, etc
- Aspecten gerelateerd aan ruimtelijke planning
- Het natuurlijk karakter van een gebied
- De mogelijke invloed van een maatregel op locaties stroomafwaarts
- Mogelijkheden om maatregelen te combineren met een dijkversterking als in het vak of traject ook op andere faalmechanismen dan zettingsvloeiing is afgekeurd.

## C4 Interactie overige faalmechanismen en effecten maatregelen elders

Het aanbrengen van een taludbescherming en het verflauwen van het onderwatertalud zal in veel gevallen leiden tot stroomgeulvernauwing, waardoor het doorstroomoppervlak afneemt en de stroomsnelheden zullen toenemen. In combinatie met een eventueel veranderde ruwheid van het onderwatertalud kan hierdoor stroomafwaarts erosie optreden of gaan toenemen en nieuwe locaties ontstaan waar de stabiliteit van het onderwatertalud een probleem wordt.

## C5 Kennisleemten

In de praktijk is het bestorten van vooroevers een bewezen methode, maar het is nog de vraag of dat alleen komt doordat op die manier een bewezen stabiel talud wordt vastgelegd, dan wel doordat het proces van bressen en verweken belemmerd wordt, of een combinatie van beide. Het is van belang om de werking van bestorting te begrijpen, omdat alleen dan het ontwerp van bestortingen kan worden geoptimaliseerd (kostenbesparing) en omdat deze kennis nodig is om de hiervoor beschreven alternatieven voor steenbestorting op hun effectiviteit te kunnen beoordelen.

Met name alternatieve maatregelen als geocontainers, verdichting, versterkt sediment of geohooks kunnen nog niet worden aangemerkt als geaccepteerde technieken zolang deze niet zijn onderbouwd met bijvoorbeeld proefnemingen en zolang de werking van traditionele bestorting niet goed begrepen is.

Mogelijk dat thans lopende onderzoeken, zoals het in 2015 gestarte vierjarige STW onderzoek "Understanding flow slides in flood defences" en het RWS onderzoek "Flow Scour en Scour Protection" op termijn van enkele jaren hier meer inzicht in zullen geven.

## C6 Beheer nog niet afgekeurde trajecten

Bij het beheer van goedgekeurde trajecten hoort het monitoren van de morfologische ontwikkelingen, om te voorkomen dat er nieuwe noodsituaties optreden en om (vroeg)tijdig (kosteneffectief) in te kunnen grijpen, inclusief eventuele aanpassingen van leggerbegrenzings en mogelijk aanvullende bepalingen in de keur om de risico's op zettingsvloeiing waar nodig te beperken.

In principe wordt de vereiste frequentie waarmee peilingen dienen te worden uitgevoerd bepaald door twee factoren:

- De afstand tussen de voor het beschouwde traject berekende kans op schade door zettingsvloeiing en de toelaatbare kans volgens de hierboven beschreven beoordelingsmethoden. Dit kan op basis van de toetscriteria in WBI, waarbij rekening wordt gehouden met de aanwezigheid en functioneren van de bestaande bestorting en de opbouw van de ondergrond.
- De snelheid waarmee de kans op afkeuren door zettingsvloeiing af- of toeneemt door beweeglijkheid van de vooroever (dus hoe snel bovengenoemde afstand korter wordt)

Bij monitoring is het van belang om vooraf grens- en interventiewaarden te bepalen. De interventiewaarden moeten dusdanig gekozen worden dat er ruim voldoende tijd is om de meest geschikte oplossing voor te bereiden. Voor de hand ligt om de keuze voor grens- en interventiewaarden af te stemmen op de toetsregels uit WBI.

Opgemerkt wordt dat ook in nieuwe toetsmethode voor zettingsvloeiing beweeglijkheid van het onderwatertalud een belangrijke parameter is, waarmee monitoring dus ook voor de toetsing essentieel is.

## Referenties

- CIRIA, CUR, & CETMEF. (2007). *The Rock manual* (2012 ed.). London: CIRIA.
- CUR. (1992). *CUR-publicatie 152 Kunstmatig onder water aangestorte zandlichamen*. Gouda: Stichting CUR.
- CUR. (1993). *CUR-publicatie 161 Filters in de waterbouw*. Gouda: Stichting CUR.
- CUR. (2004). *CUR-publicatie 214 Geotextiele elementen*. Gouda: Stichting CUR.
- CUR. (2006). *CUR-publicatie 217 Ontwerpen met geotextiele elementen*. Gouda: Stichting CUR.
- CUR. (2009). *CUR publicatie 174 Geokunststoffen in de waterbouw*. Gouda: Stichting CUR.
- Deltares. (2015). *Huidige kennis en inzichten zettingsvloeiing, kenmerk 1210896-000-GEO-0007*. Delft.
- Deltares. (2015). *Schematiseringshandleiding zettingsvloeiing, kenmerk 1220078-007-GEO-0007*. Delft.
- Deltares. (2016). *Opvullen en afdekken ontgrondingskuilen Oude Maas, kenmerk 1220038-015-ZWS-0002*. Delft.
- Hoffmans, G., & Verheij, H. (1997). *Scour manual*. Rotterdam: Balkema.
- Rijkswaterstaat (2016) *Regeling veiligheid primaire waterkeringen 2017 - Bijlage III Sterkte en veiligheid*. Concept, 1 september 2016

## **Bijlage D: Schematisering freatisch vlak bij golfoverslag**

Deze bijlage is in zijn geheel ontleend aan Deltares-memo *Schematisering freatisch vlak bij golfoverslag*, opgesteld door A. van Hoven (kenmerk 1230090-020-GEO-0008 d.d. 24 augustus 2016).

### **D1 Inleiding**

Er is door RWS WVL gevraagd naar een praktisch toepasbare werkwijze voor het schematiseren van het freatisch vlak in dijken voor condities met grote overslagdebieten. Bij het ontwerpen van primaire waterkeringen wordt soms uitgegaan van een groot toelaatbaar overslagdebiet. Het ontbreekt tot nu toe aan een praktische schematiseringsregel voor het freatisch vlak ten behoeve van glijvlakberekeningen voor het ontwerpen met betrekking tot macrostabiliteit binnenwaarts.

Dit memo gaat alleen in op het effect van golfoverslag op de waterspanningen in de dijk en niet op de hele beoordelingsmethode. Bij een gegeven golfoverslagdebiet en hierbij horende golfcondities wordt beschreven hoeveel de waterspanningen ter plaatse van het binnentalud en de kruin kunnen toenemen. Echter hoe de hydraulische randvoorwaarden moet worden bepaald, bij welke kans van voorkomen, en welke partiële veiligheidsfactoren verder moeten worden gebruikt in de stabiliteitsberekening voor het scenario met overslag, maakt geen onderdeel uit van dit memo.

Er wordt alleen ingegaan op het effect van golfoverslag op de waterspanningen in de dijk. De waterspanningen zullen ook toenemen als gevolg van indringing van water door het buitentalud, zowel onder de waterstand als daarboven in de golfoploopzone, en door de ondergrond. Deze effecten moeten bij elkaar worden opgeteld. Dit valt echter buiten de afbakening van dit memo.

Voor het ontwerp van dijken met golfoverslag is een nieuwe beoordelingsmethode opgezet: Memo 'Voorlopige werkwijze macrostabiliteit met golfoverslag', versie 3, d.d. 28-7-2016, M. de Visser (Kennispatform Risicobenadering). Voor de schematisering van de waterspanningen bij een golfoverslagdebiet van meer dan 1 l/s/m, wordt hierbij vooralsnog uitgegaan van een volledig verzadigde dijk, een freatisch vlak op het maaiveld van de dijk, waar beargumenteerd van mag worden afgeweken. Aan dit laatste, het beargumenteerd afwijken van een volledig verzadigde dijk, zal in dit memo aandacht worden besteed.

Beargumenteerd afwijken van een volledig verzadigde dijk bij golfoverslag kan op verschillende manieren: 1) grote schaal infiltratieproeven, 2) tijdsafhankelijke grondwaterstromingsberekeningen met lokaal ingewonnen parameters of 3) een vereenvoudigde rekenmethode, zoals in dit memo wordt beschreven. De sterke vereenvoudiging houdt in dat deze vaak wel een optimalisatie geeft ten opzichte van een volledig verzadigde dijk, maar nog altijd aan de conservatieve kant is. Overigens is ondanks de sterke vereenvoudiging toch nog een redelijke inspan-

ning nodig om deze veilige schatting van de toename van de waterspanningen te berekenen.

De vraag van WVL RWS is voortgekomen vanuit het beoordelingsspoor STBI, echter de schematisering is ook bruikbaar voor afschuiven van de bekleding van het binnentalud bij overslag (GABI) en daarvoor in eerste instantie opgesteld.

Voor dit memo is gebruik gemaakt van ontwikkelde kennis in het kader van het WBI2017, zoals onder andere al is opgenomen in [1] en [2].

## D2 Golfoverslag en infiltratietijd

De hoeveelheid water dat als gevolg van golfoverslag infiltreert in de dijk is onder andere afhankelijk van de tijd dat er een wateraanbod op het talud aanwezig is.

Golfoverslag vindt plaats als onder extreme omstandigheden de waterstand hoog is en de hoogste golven de kruin van de dijk bereiken en over de kruin naar het binnentalud lopen. In het algemeen infiltreert slechts een (klein) deel van het water, de rest stroomt af richting de polder.

De eenvoudigste golfoverslagparameter is het gemiddelde golfoverslagdebiet,  $q$  (l/s/m). Dit is de hoeveelheid water (in liter) per strekkende meter breedte die gemiddeld per seconde over de kruin gaat. Het is een gemiddelde over een tijdsinterval van bijvoorbeeld een uur met constante hydraulische condities. In werkelijkheid zal het debiet over de kruin zeer sterk wisselend zijn, omdat de inkomende golven onregelmatig van grootte zijn. Het wisselende debiet is afhankelijk van het gemiddelde overslagdebiet en van de golfcondities, vooral de golfhoogte.

*Voorbeeld: Gegeven een gemiddeld golfoverslagdebiet  $q$  van 1 l/s/m gedurende 1 uur met constante waterstand en golfcondities, een buitentalud van 1:4 met een ruwheid van 1(-) en een golfsteilheid van 0,04 (-) (golfsteilheid op basis van golflengte op diep water behorend bij de piekperiode). Dit leidt voor verschillende golfhoogtes  $H_{m0}$  tot onderstaande karakterisering van de golfoverslag.*

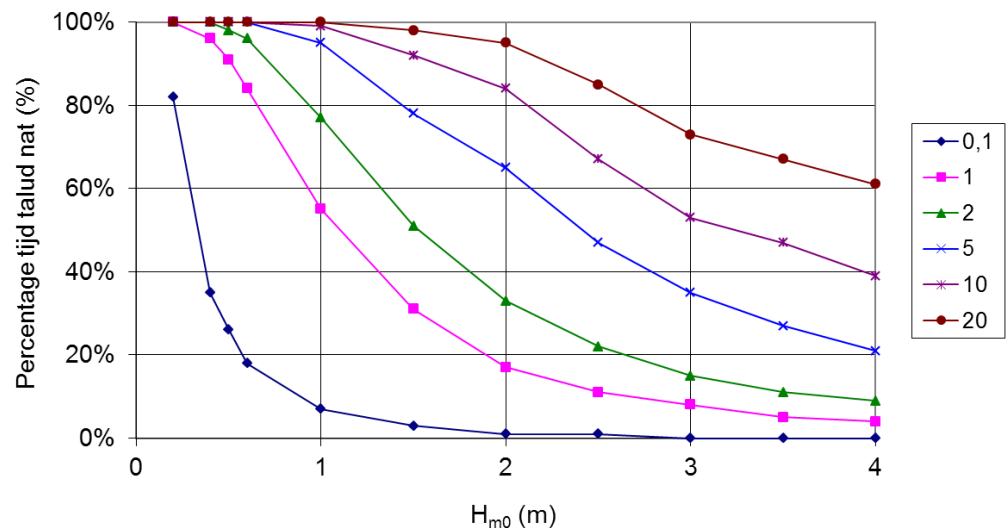
$H_{m0}$ (m)	$q$ (l/s/m)	Duur	Vrije kruinhoogte form. 24 en 25 uit [3] (m)	Berekend aantal overslaande Golven [3]	Berekend overslagvolume van grootste golf [3] (l/m)
0,5	1	1 uur	0,61	302	100
3	1	1 uur	5,6	13	812

Infiltratie kan alleen optreden indien er een wateraanbod, ofwel een waterlaagje, op het talud aanwezig is. Voor de hoeveelheid infiltratie maakt het overigens niet zo veel uit hoe dik het waterlaagje is, als er maar een waterlaagje is. Zoals in bovenstaand voorbeeld te zien is, zal bij een gelijk gemiddeld overslagdebiet het aantal overslagvolumes bij een hoge golfhoogte veel lager zijn dan bij een kleine golfhoogte. Indien de golfvolumes snel achter elkaar over de dijk komen, bij een lage golfhoogte, dan blijft er op het talud altijd een waterlaagje aanwezig. Als de tussentijd te groot wordt, bij hoge golven, dan valt het talud soms tijdelijk 'droog' en

stopt de infiltratie tijdelijk. In bovenstaand voorbeeld zal bij eenzelfde overslagdebiet van 1 l/s/m de hoeveelheid infiltratie bij de kleine golfhoogte groter zijn dan bij de hoge golven, omdat het wateraanbod op het talud langer zal zijn.

Uit golfverslagproeven [1] is gebleken dat het grootste deel van een golfverslagvolume binnen enkele seconden over het talud raast. Na het front van het volume, waarin de waterlaagdikte en de dieptegemiddelde stroomsnelheid maximaal zijn, volgt de staart. In de staart neemt de waterlaagdikte en de gemiddelde stroomsnelheid af. Binnen enkele seconden is de waterlaagdikte op het talud kleiner dan enkele centimeters en lijkt het volume helemaal voorbij te zijn. Uit waarnemingen bij meerdere overslagproeven is echter gebleken dat er na elk golfverslagvolume, na het voorbij komen van het front, gemiddeld circa een halve minuut nog een dun waterlaagje op het talud aanwezig is (taluds 1:2,5 à 1:3). Deze tijd is slechts beperkt afhankelijk van de grootte van het overslagvolume. Het gaat hierbij om een waterlaagje dat van enkele centimeters dikte maar langzaam afneemt en dat zich tussen de bovengrondse plantdelen bevindt.

Aangenomen is dat als de tijd tussen opvolgende golfvolumes korter is dan 30 s, er wateraanbod is voor infiltratie, en als het meer is dan 30 s, er geen wateraanbod meer is. In het laatste geval wordt de infiltratietijd dus korter dan de tijd dat er overslag optreedt. Deze aanname heeft geleid tot een grafiek waarmee het percentage van de tijd dat er daadwerkelijk een wateraanbod is kan worden bepaald [1] (Figuur **Fout! Geen tekst met de opgegeven stijl in het document..1**).



Figuur **Fout! Geen tekst met de opgegeven stijl in het document..1** Infiltratietijd als percentage van de beschouwde periode gegeven de significante golfhoogte  $H_{m0}$  (m) en het gemiddelde overslagdebiet 0,1; 1; 2; 5 en 10 l/s/m [1]

Als de grafiek wordt toegepast op het eerder genoemde voorbeeld dan blijkt dat bij een overslagdebiet van 1 l/s/m bij een golfhoogte van 0,5 m het talud bijna 100% van de tijd nat is en er dus voortdurend infiltratie optreedt. Bij een golfhoogte van 3 m is dit slechts circa 10% van de tijd.

Er wordt bij het berekenen van de tijd van wateraanbod op het talud vanuit gegaan dat een overslagvolume groter is dan de infiltratiecapaciteit van het talud (zie Hoofdstuk 3). Elk volume levert een infiltratietijd van 30 seconden (of minder als er binnen 30 s een nieuwe golf over de dijk slaat). Als het overslaande volume klein is en het talud lang en doorlatend, dan kan het voorkomen dat het overslagvolume de binnenteen niet bereikt, maar volledig infiltreert op het talud. Dit geeft een restrictie op de infiltratietijd, die niet in rekening wordt gebracht. Dit is een conservatieve keuze. Overigens wordt verwacht dat het effect hiervan relatief gering is. De infiltratiecapaciteit van het talud kan in sommige gevallen dezelfde orde van grootte hebben als het gemiddelde overslagdebiet, maar is vaak een orde minder dan wat instantaan over de dijk komt bij een overslaande golf.

### D3 Infiltratiecapaciteit

Gegeven dat er een wateraanbod op het talud aanwezig is, zal het water met een bepaald debiet in de dijk infiltreren. Dit wordt de infiltratiecapaciteit genoemd. Deze is afhankelijk van de doorlatendheidseigenschappen van het dijksmateriaal en van de druk waarmee het water in het talud wordt geperst. Bij golfoverslag is de druk gering. De waterlaagdikte op het talud zal beperkt blijven tot hooguit enkele decimeters gedurende enkele seconden bij het passeren van grote overslagvolumes (hoog gemiddeld debiet en grote golven). Gedurende veel langere tijd zal de waterlaag slechts in de orde van enkele centimeters dik zijn. De infiltratiecapaciteit van dijktaaluds ligt onder deze omstandigheden tussen  $1 \times 10^{-4}$  en  $1 \times 10^{-5} \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}^2$  [4]. De infiltratiecapaciteit is weinig afhankelijk van de kleikwaliteit of het zandgehalte in de klei, maar blijkt wel afhankelijk van de aanwezigheid van bodemstructuur.

Bij diverse golfoverslagproeven in Nederland is de infiltratiecapaciteit in het veld bepaald en gemiddeld was deze  $2,5 \times 10^{-5}$  voor 23 veld-infiltratieproeven (zie [2] over het uitvoeren van deze veldproeven). Als veilige schatting van de infiltratiecapaciteit kan  $1 \times 10^{-4} \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}^2$  worden aangehouden. Indien hiermee niet tot een bevredigend antwoord kan worden gekomen in het kader van een beoordeling op veiligheid dan kunnen veldproeven worden uitgevoerd [2].

Bij het ontwerp is het lastig om te dimensioneren op een bepaalde (lage) doorlatendheid van de kleilaag. De bereikte doorlatendheid is afhankelijk van diverse factoren. Aandachtspunten in het ontwerp en bij de uitvoering zijn:

- Dikte van de kleilaag. De doorlatendheid en de infiltratiecapaciteit zijn hoofdzakelijk afhankelijk van de bodemstructuur. Deze neemt af met de diepte onder het maaiveld en is het meest intensief in de bovenste ca. 0,6 m. Een kleilaag van 0,8 m is aanzienlijk minder doorlatend dan een kleilaag van 0,6 m dikte.
- Het vochtgehalte bij verwerking is belangrijk. De klei mag niet te nat en niet te droog zijn bij verwerking en verdichting. Een te droge klei laat zich niet goed verdichten en een te natte klei is moeilijk te verwerken en zal bovenmatig krimpen en scheuren na aanbrengen (zie bv [4] en recenter [5]).

Bij een goed verdichte kleilaag van 0,8 m zal voor het ontwerp kunnen worden uitgegaan van de gemiddelde infiltratiecapaciteit van  $2,5 \times 10^{-5} \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}^2$ . Bij dunnere



kleilagen of bij twijfels over de mogelijkheid tot verdichting kan worden uitgegaan van  $1 \times 10^{-4}$  m/s als zeker conservatieve schatting. Dunnere kleilagen met een lagere infiltratie capaciteit zijn echter ook mogelijk. Een kant-en-klaar recept is helaas niet voorhanden.

#### D4 Schematisering potentiële toename waterspanningen als gevolg van golfoverslag

Dit memo beschrijft alleen een eenvoudige methode om de toename van de waterspanningen als gevolg van golfoverslag over de kruin en het binnentalud te bepalen. Het gaat hierbij om een toeslag op het freatisch vlak ter plaatse van de kruin, het binnentalud en eventueel de berm. Daarnaast zal de waterdruk in de dijk toenemen als gevolg van indringing van water door het buitalud (onder water en in de golfoploopzone) en door de ondergrond, bijvoorbeeld door een watervoe-rend pakket. Voor de schematisering van de waterspanningen inclusief golfoverslag moet het effect van golfoverslag worden opgeteld als een extra verhoging van het freatisch vlak.

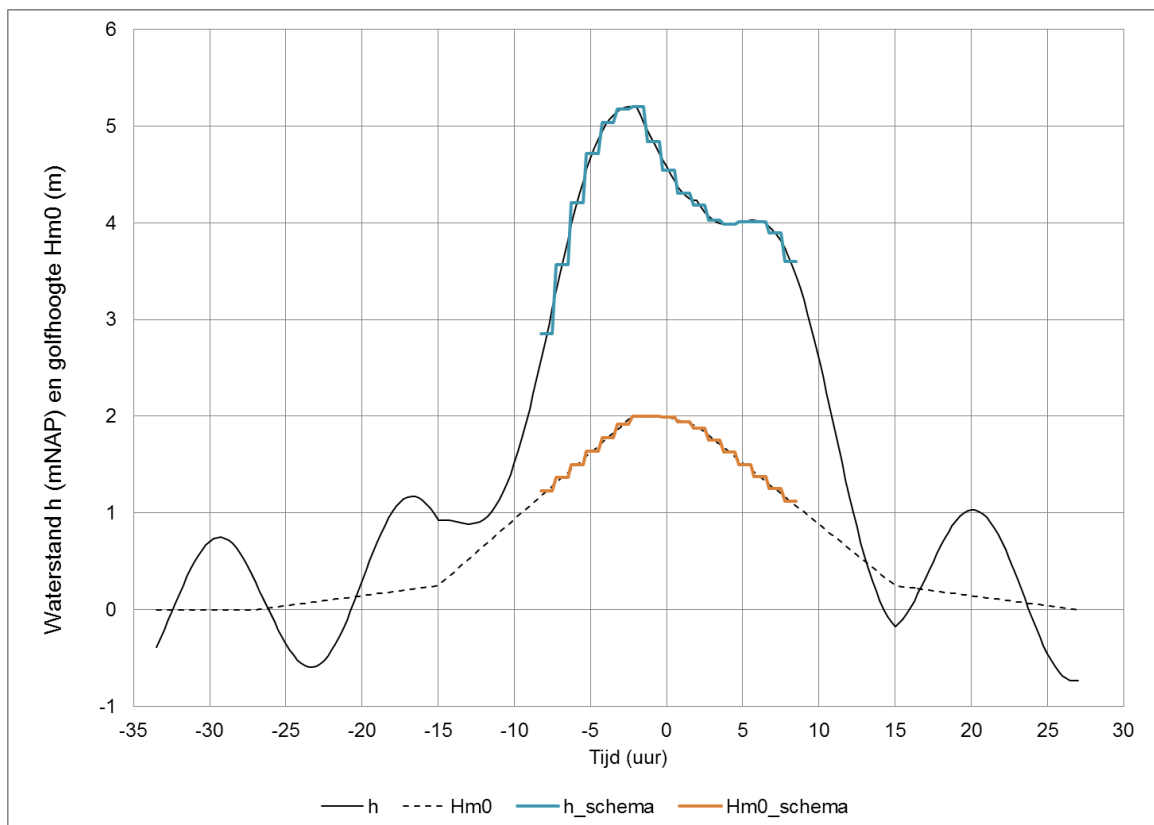
De potentiële waterspanningsopbouw als gevolg van golfoverslag kan als volgt worden bepaald:

- 1 Bepaling infiltratietijd gedurende een storm.
- 2 Bepaling van de infiltratiecapaciteit van de bekleding en het infiltratievolume.
- 3 Bepaling toeslag op het freatisch vlak voor kleidijken of voor zanddijken (al dan niet met kleibekleding).

De berekende drukopbouw in de vorm van een verhoging van het freatisch vlak kan worden gebruikt voor zowel STBI en GABI.

##### **Stap 1 - Bepaling infiltratietijd**

De infiltratietijd is de tijd dat op het talud een waterlaagje aanwezig is en er infiltratie optreedt. Voor de bepaling van de infiltratietijd zijn het waterstandsverloop en het verloop van golfkarakteristieken met de tijd van belang. Het verloop wordt opgeknipt in stukjes van 1 uur met een constante waterstand en golfcondities. Een voorbeeld wordt gegeven in *Figuur D4out!* **Geen tekst met de opgegeven stijl in het document..2.**



**Figuur DFout!** *Geen tekst met de opgegeven stijl in het document.* 2 Verloop in tijd van de golfhoogte  $H_{m0}$  (m) en de waterstand  $h$  (m) en de schematisering hiervan in discrete stukjes van 1 uur [2]

Met behulp van PC-Overslag (of de formules in [3]) wordt per discreet interval van 1 uur het gemiddelde overslagdebiet berekend. Vanaf het moment dat de waterstand in combinatie met golfcondities een overslagdebiet geeft dat hoger is dan 0,1 l/s per m, moet rekening worden gehouden met infiltratie door golfoverslag. Onder deze waarde van 0,1 l/s per m kan infiltratie door golfoverslag worden verwaarloosd. Voor het voorbeeld in Figuur D4.1 pakt dit als volgt uit; zie **Tabel DFout!** *Geen tekst met de opgegeven stijl in het document.* 1. Het voorbeeld is ontleend aan de schematiseringshandleiding voor grasbekledingen [2] en gaat niet boven 1 l/s/m. Dit is helaas niet zoveel, echter de werkwijze in het voorbeeld kan gewoon worden gevolgd.

**Tabel DFout!** *Geen tekst met de opgegeven stijl in het document.* 1  $q$  (l/s/m) voor discrete intervallen van 1 uur

Tijd	$h$ (m NAP)	$H_{m0}$ (m)	$q$ (l/s/m)
-5	4,63	1,64	0,1
-4	4,95	1,78	0,3
-3	5,08	1,91	0,5
-2	5,1	2,0	0,8
-1	4,73	1,99	0,4
0	4,44	1,94	0,2
1	4,2	1,88	0,1

In het voorbeeld is gedurende 5 uur het overslagdebiet groter dan 0,1 l/s/m. Het maximale overslagdebiet tijdens de piek van de storm is 0,8 l/s/m. Een conservatieve schatting van de tijd met een wateraanbod op het talud is 5 uur, echter met behulp van *Figuur Fout! Geen tekst met de opgegeven stijl in het document..1* kan dit worden verfijnd. Voor het voorbeeld leidt dat tot *Tabel Fout! Geen tekst met de opgegeven stijl in het document..2*.

*Tabel Fout! Geen tekst met de opgegeven stijl in het document..2* Verfijning tijd wateraanbod op het talud

Tijd	h (mNAP)	H <sub>m0</sub> (m)	q (l/s/m)	Perc. wateraanbod	Tijd wateraanbod (uur)
-5	4,63	1,64	0,1	0	0
-4	4,95	1,78	0,3	10%	0,1
-3	5,08	1,91	0,5	15%	0,15
-2	5,1	2,0	0,8	20%	0,2
-1	4,73	1,99	0,4	15%	0,15
0	4,44	1,94	0,2	5%	0,05
1	4,2	1,88	0,1	0	0
Totaal					0,65 uur

Hieruit volgt dat van de 5 uur met een overslagdebiet groter dan 0,1 l/s/m er slechts 0,65 uur infiltratie kan optreden.

Opgemerkt wordt dat deze analyse niet wordt ondersteund door software, maar met behulp van PC-Overslag en/of een spreadsheet moet worden gemaakt, wat een redelijke inspanning vergt.

### Stap 2 – Bepaling infiltratiecapaciteit en infiltratievolume

De infiltratiecapaciteit van kleidijken en zanddijken met een kleibekleding ligt tussen  $1 \times 10^{-4}$  en  $1 \times 10^{-5}$  m/s (conservatieve schatting). Gemiddeld werd in het veld  $2,5 \times 10^{-5}$  m/s gevonden (zie ook Hoofdstuk 3).

Het infiltratievolume is het watervolume dat door de dijk wordt opgenomen. Het volume wordt eenvoudig berekend door de infiltratietijd in stap 1 te vermenigvuldigen met de infiltratiecapaciteit van de dijkbekleding.

Voor het voorbeeld geldt:

- Bij aanname conservatieve schatting infiltratiecapaciteit:  $0,65 \times 3600 \times 1 \times 10^{-4} = 0,234 \text{ m}^3/\text{m}^2$  (234 l/m<sup>2</sup>)
- Bij gemiddelde infiltratiecapaciteit:  $0,65 \times 3600 \times 2,5 \times 10^{-5} = 0,0585 \text{ m}^3/\text{m}^2$  (58,5 l/m<sup>2</sup>)

Het verschil tussen de conservatieve aanname en het gemiddelde van de infiltratiecapaciteit is vrij groot. Het loont om de infiltratiecapaciteit in het veld te bepalen.

### Stap 3 – Bepaling toename waterspanning

Er wordt onderscheid gemaakt tussen kleidijken en zanddijken met een kleibekleding.

### **Stap 3a - Kleidijk**

De toename van de waterspanningen in een kleidijk door golfoverslag wordt grotendeels bepaald door de karakteristieke opbouw van een kleidijk, namelijk een vrij dichte kleikern en een veel poreuzere kleilaag vlak onder het maaiveld.

Door de vorming van bodemstructuur in de jaren, zal de grond vlak onder het maaiveld een veel hogere doorlatendheid krijgen dan de kern van de dijk. De opbouw van de bodemstructuur is zodanig dat de doorlatendheid afneemt met toenemende diepte onder het maaiveld. De opbouw van de bodemstructuur is afhankelijk van een groot aantal factoren: samenstelling van het basismateriaal, (te hoog of te laag) vochtgehalte tijdens aanbrengen klei, vochtuithouding, neerslag en verdamping en de ontwikkeling van bodemleven (planten en dieren). Toch blijkt de opbouw van de bodemstructuur in heel veel gevallen ongeveer hetzelfde te zijn. Uitzonderingen worden gevormd door dijken waarbij de klei veel te nat is aangebracht, waarbij na aanleg grote scheuren ontstaan die later niet meer dicht gaan. Een andere uitzondering vormen dijken waarbij gedurende de geschiedenis van de dijk is overlaagd met klei, maar waarbij eerder gevormde klei met bodemstructuur onvoldoende is verwijderd of verdicht. De kleilagen met een losse structuur kunnen dan nog in de dijk aanwezig zijn en zorgen voor een afwijkende opbouw van waterspanningen.

Het water dat vanaf het maaiveld relatief gemakkelijk infiltreert tussen de losse aggregaten zal met toenemende diepte meer weerstand ondervinden, omdat de aggregaten met de diepte groter worden en de stapeling van aggregaten dichter wordt. Onder een niveau van 0,8 à 1 m komen nog voornamelijk verticale scheuren voor. De toenemende weerstand zorgt ervoor dat verdere infiltratie wordt bemoeilijkt en er ontstaat een grondwaterstroming in de richting parallel aan het talud.

Voor de schematisering van de waterspanningen in een kleidijk als gevolg van golfoverslag kan worden uitgegaan van het volgende:

- Indien het infiltratievolume volgend uit stap 2 meer is dan  $125 \text{ l/m}^2$ , dan wordt aanbevolen om uit te gaan van volledige verzadiging van de klei met bodemstructuur; dus tot maximaal 1,5 m beneden maaiveld. Het volume van  $125 \text{ l/m}^2$  is een conservatieve, lage, schatting van het macroporiënvolume dat moet worden gevuld voordat een grondwaterstroming parallel aan het talud kan ontstaan, over de volle dikte van de laag met bodemstructuur. Voor een glijvlakberekening wordt het freatisch vlak geschematiseerd op het maaiveld.
- Als het volume kleiner is dan  $125 \text{ l/m}^2$  zal de laag gedeeltelijk onverzadigd blijven en kan de waterspanningstoename door golfoverslag worden genegeerd.

### **Stap 3b – Zandkern met kleibekleding**

Bij een zanddijk met kleibekleding is geen barrière aanwezig die de verticale infiltratie hindert. Het infiltrerende water bereikt door de kleibekleding en de zandkern het freatisch vlak, dat als gevolg van het infiltrerende water zal stijgen.

De potentiële stijging van het freatisch vlak is gelijk aan het infiltratievolume, zie stap 2, gedeeld door de effectieve porositeit van het zand. Met de effectieve poro-

siteit wordt bedoeld het poriënvolume dat nog dient te worden gevuld om te komen tot verzadiging van het zand. Zand boven het freatisch vlak is vaak al vochtig. Uit laboratoriumonderzoek is gebleken dat een effectieve porositeit van ongeveer 0,3 (-) kan worden aangehouden, door de aanwezigheid van een watergehalte onder dagelijkse omstandigheden van circa 5-10% (-).

De op deze manier berekende stijging van het freatisch vlak moet worden opgeteld bij een eventueel berekende stijging als gevolg van de indringing van water als gevolg van een hoge buitenwaterstand door het buitentalud. Dit levert uiteindelijk het freatisch vlak in de zandkern die moet worden gebruikt voor de controle van de macrostabiliteit.

Voor het voorbeeld zou dit betekenen een stijging van het freatisch vlak van:  $0,234/0,3 = 0,78$  m als wordt uitgegaan van een zeer doorlatende kleibekleding en  $0,0585/0,3 = 0,2$  m als wordt uitgegaan van een gemiddelde infiltratiecapaciteit. Voor een glijvlakberekening wordt het freatisch vlak geschematiseerd met een verhoging als gevolg van golfoverslag van 0,78 m of 0,2 m, afhankelijk van de te hanteren infiltratiecapaciteit, ten opzichte van het freatisch vlak wat hoort bij de infiltratie door hoog water via het buitentalud.

Conservatief hierin is dat het infiltrerende water instantaan aan het freatische water wordt toegevoegd, terwijl dit in werkelijkheid tijd kost. Ook wordt geen rekening gehouden met het tussentijds vanuit het dijklichaam polderwaarts kunnen afstromen van infiltrerend water. Met een grondwaterstromingsberekening kunnen deze effecten wel netjes worden meegenomen.

## D5 Referenties

- [1] Handreiking Toetsen Grasbekledingen op Dijken t.b.v. het opstellen van het beheerdersoordeel (BO) in de verlengde derde toetsronde, Rijkswaterstaat, 25 oktober 2012
- [2] Schematiseringshandleiding voor toetsing grasbekledingen WTI-2017, cluster 5, Product 5.27v3, Deltares nummer 1220086-003-HYE-0002, februari 2016.
- [3] Technisch Rapport Golfoploop en Golfoverslag bij dijken, TAW, 2002
- [4] Technisch Rapport Klei voor Dijken, TAW, 1996
- [5] Studie voor richtlijnen klei op dijktaaluds in het rivierengebied, Deltares onderzoeksrapport nummer 1202512-000-GEO-0002, Juli 2010