



## **Schematiseringshandleiding microstabiliteit**

WBI 2017

Datum	1 december 2016
Status	Definitief



## Colofon

Uitgegeven door	Ministerie van Infrastructuur en Milieu
Informatie	Helpdesk Water, <a href="http://www.helpdeskwater.nl">www.helpdeskwater.nl</a>
Contact	<a href="mailto:helpdeskwater@rws.nl">helpdeskwater@rws.nl</a>
Uitgevoerd door	Rijkswaterstaat, Water Verkeer en Leefomgeving
Datum	1 december 2016
Status	Definitief
Versienummer	2.0



## Inhoud

### **Schematiseringshandleidingen en WBI 7**

#### **1 Inleiding Schematiseringshandleiding microstabiliteit9**

- 1.1 Uitgangspunten 9
- 1.2 Opbouw 9
- 1.3 Opmerkingen bij versie 1.0 van de schematiseringshandleiding microstabiliteit 10

#### **2 Stappenschema 13**

#### **3 Belastinggevallen 17**

#### **4 Dijkvakindeling 19**

#### **5 Schematisering per dijkvak 21**

#### **6 Parameters 27**

- 6.1 Inleiding 27
- 6.2 Geometrie 27
- 6.3 Golfoverslagdebiet 28
- 6.4 Type dijk 28
- 6.5 Kleibekleding: dikte en gewicht 29
- 6.6 Doorlatendheid kleibekleding 29
- 6.7 Doorlatendheid zandkern 32
- 6.8 Grondlaagopbouw en doorlatendheid 33
- 6.9 Grondwaterstand binnenteen 33
- 6.10 Wrijvingseigenschappen grond 35

#### **7 Voorbeeld 38**

- 7.1 Inleiding 38
- 7.2 Stijging freatisch vlak bij zanddijk 39
  - 7.2.1 Eenvoudige toets 39
  - 7.2.2 Gedetailleerde toets 39
    - 7.2.2.1 Overslagdebiet 39
    - 7.2.2.2 Geohydrologische schematisering 40
    - 7.2.2.3 Verhoging freatisch vlak door hoge buitenwaterstand 41

#### **A Literatuur 45**

#### **B Begrippen, afkortingen en symbolen 47**

#### **C Formules 49**

- C.1 Kleidijk 49
- C.2 Zanddijk met kleibekleding 50
  - C.2.1 Opdrukken van de kleibekleding 52
  - C.2.2 Uitspoelen van zand door een kleibekleding 57
  - C.2.3 Afschuiven van de kleibekleding 61
- C.3 Zanddijk talud boven water 64
- C.4 Zanddijk talud onder water 65

#### **D Schema werkwijze beoordeling microstabiliteit 69**

- D.1 Toelichting op het schema werkwijze beoordeling 69

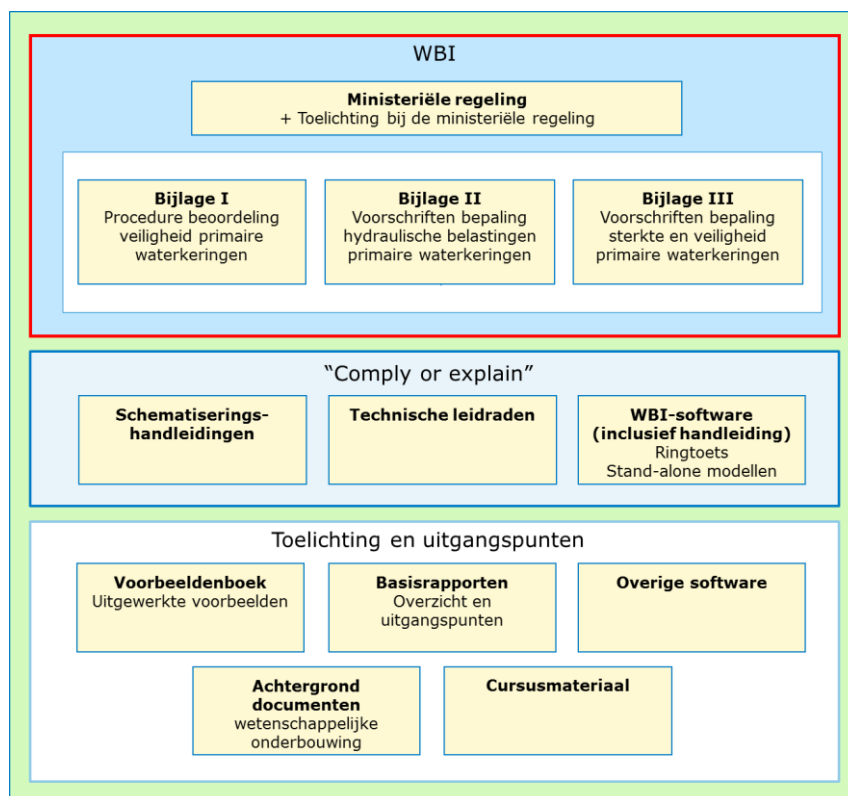
D.2	Schema werkwijze beoordeling Microstabiliteit (STMI) 70
D.3	Referenties bij het schema werkwijze beoordeling Microstabiliteit (STMI) 70
D.3.1	Activiteit 'data verzamelen' 70
D.3.2	Activiteit 'schematiseren' 70
D.3.3	Activiteit 'berekenen hydraulische belastingen' 71
D.3.4	Activiteit 'berekenen toetsoordeel' 71
D.3.5	Activiteit 'analyseren' 71
D.3.6	Toelichting bij de referenties 72

## Schematiseringshandleidingen en WBI

Deze schematiseringshandleiding is opgesteld in het kader van het Wettelijk Beoordelings-instrumentarium (hierna: WBI 2017 of WBI). Het WBI voor de beoordelingsronde 2017-2023 bestaat uit de ministeriële regeling en 3 bijlagen. Die drie bijlagen zullen verder worden aangeduid als:

- *WBI 2017 Bijlage I Procedure.*
- *WBI 2017 Bijlage II Hydraulische belastingen.*
- *WBI 2017 Bijlage III Sterkte en veiligheid.*

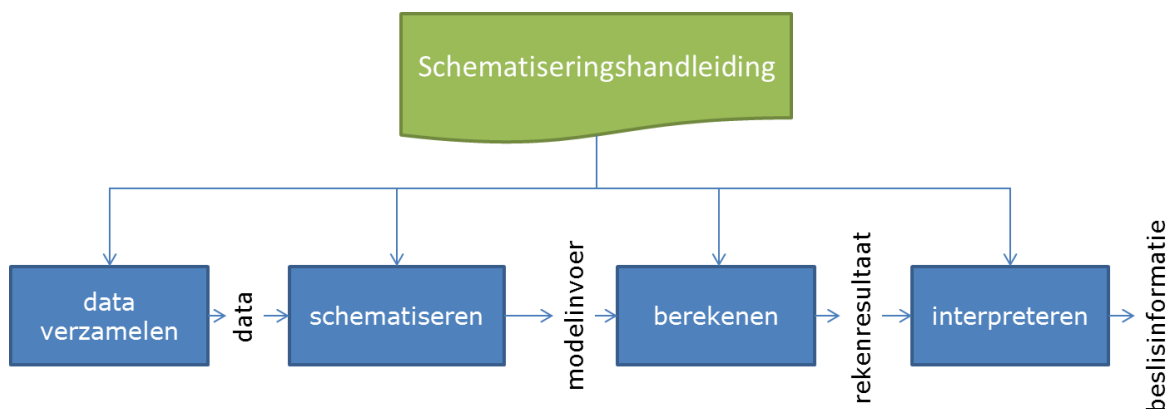
Het WBI bevat de voorschriften voor het uitvoeren van de beoordeling. In deze voorschriften wordt verwezen naar een aantal documenten en applicaties die de beheerder moet gebruiken bij het uitvoeren van de beoordeling, waaronder de schematiseringshandleidingen en de WBI software. Een overzicht van de structuur van het WBI en de daaraan gerelateerde documenten staat in Figuur 1.



Figuur 1 Het WBI 2017 en daaraan gerelateerde documenten

### Doel

Het uitvoeren van een toets (eenvoudige toets, gedetailleerde toets per vak of toets op maat) voor het beoordelen van primaire waterkeringen bestaat op hoofdlijnen uit vier activiteiten, zie Figuur 2. In een schematiseringshandleiding wordt, gegeven een rekenmethode of model, de samenhang aangegeven tussen deze vier activiteiten: welke data benodigd is, hoe moet worden geschematiseerd, welke software hiervoor beschikbaar is en in sommige gevallen hoe de resultaten kunnen worden geïnterpreteerd.



Figuur 2 Activiteiten verbonden met een toets

De activiteit schematiseren wordt hier gedefinieerd als het vertalen van de gegevens over de waterkering naar invoer voor de methode (meestal een rekenmodel al dan niet in software) waarmee de toets wordt uitgevoerd. De gegevens kunnen meetgegevens zijn uit het veld of het laboratorium, ontwerp- of revisietekeningen zijn, maar kunnen ook kennis en ervaring betreffen. Bij het schematiseren speelt de beschikbare hoeveelheid gegevens en de kwaliteit ervan een grote rol. Bij weinig gegevens is de schematisering grof of globaal en met een grote onzekerheid. Naarmate er meer en betere gegevens beschikbaar zijn, wordt de schematisering fijner en preciezer.

Het doorlopen van de vier activiteiten is in veel gevallen een iteratief proces. Zeker als ervoor wordt gekozen om te starten met een grove schematisering. In de vierde activiteit wordt bekeken of door het inwinnen van extra gegevens en/of het verfijnen van de schematisering, het resultaat van de derde activiteiten kan worden aangescherpt. Het is uiteraard ook mogelijk om meteen te kiezen voor een gedetailleerde schematisering.

De schematiseringshandleiding geeft aanwijzingen voor het type en de benodigde hoeveelheid aan onderzoek om tot een goede schematisering te kunnen komen. Verder ondersteunt de schematiseringshandleiding gebruikers in het omzetten van (veld)gegevens naar de juiste rekenparameters en goede schematiseringen die in de toets kan worden toegepast. De wijze waarop gegevens ingewonnen moeten worden (bijvoorbeeld hoe veldonderzoek of laboratoriumonderzoek uitgevoerd wordt) wordt slechts summier behandeld.

*Deze handleiding is specifiek opgesteld voor het beoordelen van primaire waterkeringen en kan daarom niet zomaar worden toegepast voor andere doeleinden (regionale keringen, ontwerp, et cetera). Onderdelen van de schematiseringshandleiding zijn mogelijk wel toepasbaar voor andere doeleinden, maar op punten zal deze handleiding niet van toepassing of onvolledig zijn.*

### **Uitgangspunten**

Voor alle schematiseringshandleidingen gelden de volgende uitgangspunten:

- Voor de gegevens die in het rekenmodel voor het toetsspoor worden ingevoerd wordt een format voorgeschreven. Het format sluit aan bij de Aquo standaard. Verdere informatie hierover is te vinden in de Handleiding datamanagement WBI [5].
- Deze schematiseringshandleiding ondersteunt gebruikers in het omzetten van (veld)gegevens naar de juiste rekenparameters en goede schematiseringen die in de beoordelingsmethoden kunnen worden toegepast.
- Deze schematiseringshandleiding geeft tevens aanwijzingen voor default waarden die voor parameters aangehouden kunnen worden als meetgegevens niet aanwezig zijn.

### **Doelgroep**

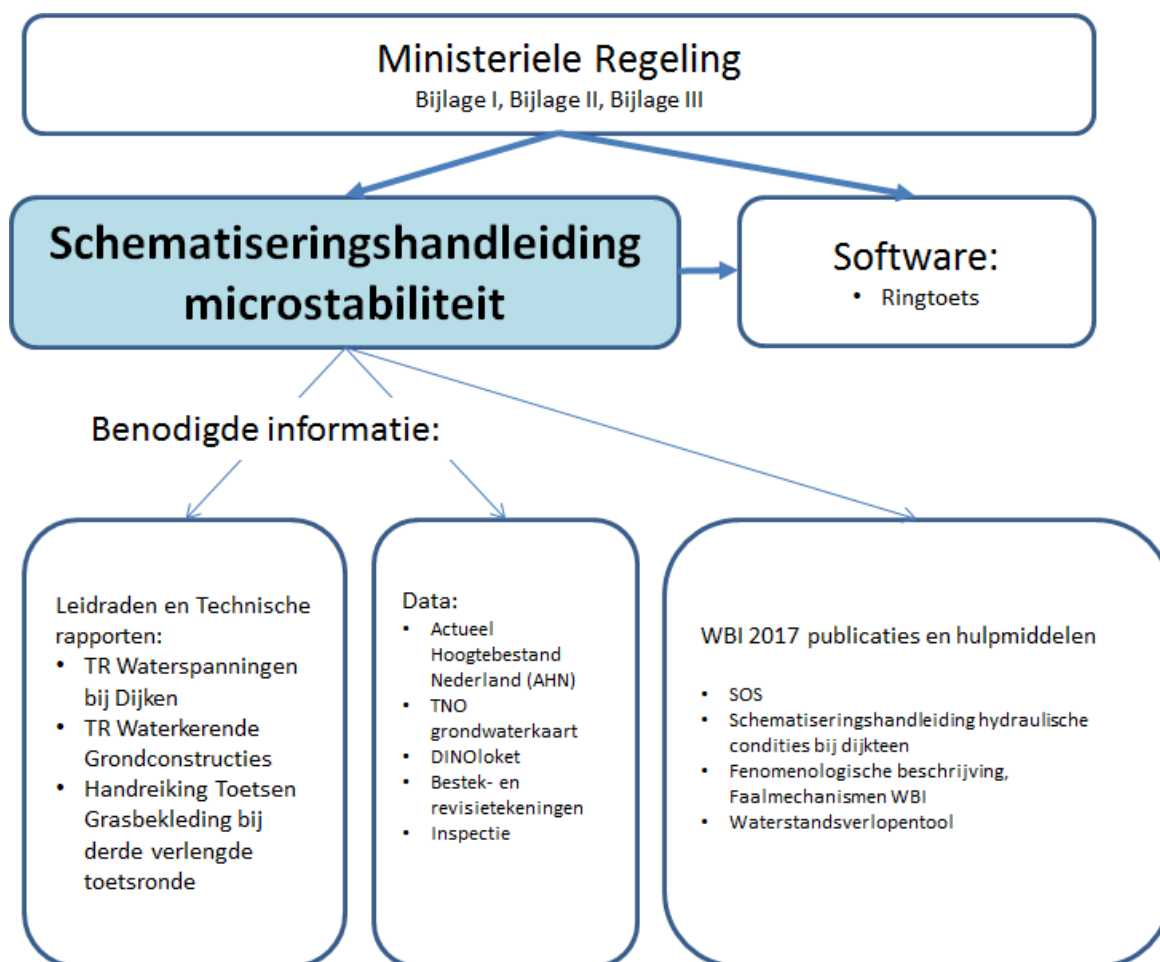
De schematiseringshandleiding is geschreven voor een deskundig gebruiker die bekend is met de voorschriften en de (deel)faalmechanismen en modellen die van toepassing zijn voor deze schematiseringshandleiding.



# 1 Inleiding Schematiseringshandleiding microstabiliteit

## 1.1 Uitgangspunten

De positie van de Schematiseringshandleiding microstabiliteit ten opzichte van de overige bouwstenen is in onderstaande figuur weergegeven.



Figuur 1-1 De positie van de Schematiseringshandleiding microstabiliteit ten opzichte van de overige bouwstenen

Voor deze schematiseringshandleiding geldt:

- De beoordeling volgens het toetsspoor *microstabiliteit* (STMI) en de beoordeling volgens het toetsspoor *grasbekleding afschuiven binnentalud* (GABI) zijn nauw aan elkaar verwant. Indien er geen overslag van betekenis is (overslag bij de norm kleiner of gelijk aan 0,1 l/s/m ( $1 \cdot 10^{-4}$  m<sup>3</sup>/s/m' in SI eenheden)) dan wordt de stabiliteit van het binnentalud feitelijk beoordeeld binnen het toetsspoor *microstabiliteit*; de *eenvoudige toets* van het toetsspoor *grasbekleding afschuiven binnentalud* (GABI) leidt direct tot het oordeel dat het spoor niet van toepassing is. Bij een waarde van het golfoverslagdebiet die groter is dan 0,1 l/s/m ( $1 \cdot 10^{-4}$  m<sup>3</sup>/s/m' in SI eenheden) is het toetsspoor *microstabiliteit* niet van toepassing. De beoordeling van de stabiliteit van het binnentalud vindt dan plaats volgens het toetsspoor *grasbekleding afschuiven binnentalud* (GABI). Het overslagdebiet wordt hierin berekend als HBN (Hydraulisch Belasting Niveau) bij de trajectnorm.

## 1.2 Opbouw

De opbouw van de handleiding is als volgt:

Onderwerp	Locatie
Stappenschema	Hoofdstuk 2
Belastinggevallen	Hoofdstuk 3
Dijkvakindeling	Hoofdstuk 4
Schematisering per dijkvak	Hoofdstuk 5
Parameters	Hoofdstuk 6
Voorbeeld	Hoofdstuk 7

Het *stappenschema in hoofdstuk 2* vormt de basis van de schematiseringshandleiding. Dit stappenschema geeft een overzicht van de te volgen stappen in het proces van schematiseren. Per stap wordt een verwijzing gegeven naar een paragraaf of hoofdstuk van deze schematiseringshandleiding waarin dit verder wordt uitgewerkt. Dit hoofdstuk 2 kan dus als leeswijzer of leidraad voor het toepassen van dit rapport worden gebruikt.

Voor een omschrijving van begrippen wordt verwezen naar de algemene begrippenlijst die is opgenomen als Appendix B van *WBI 2017 Bijlage I Procedure*.

### 1.3

#### **Opmerkingen bij versie 1.0 van de schematiseringshandleiding microstabiliteit**

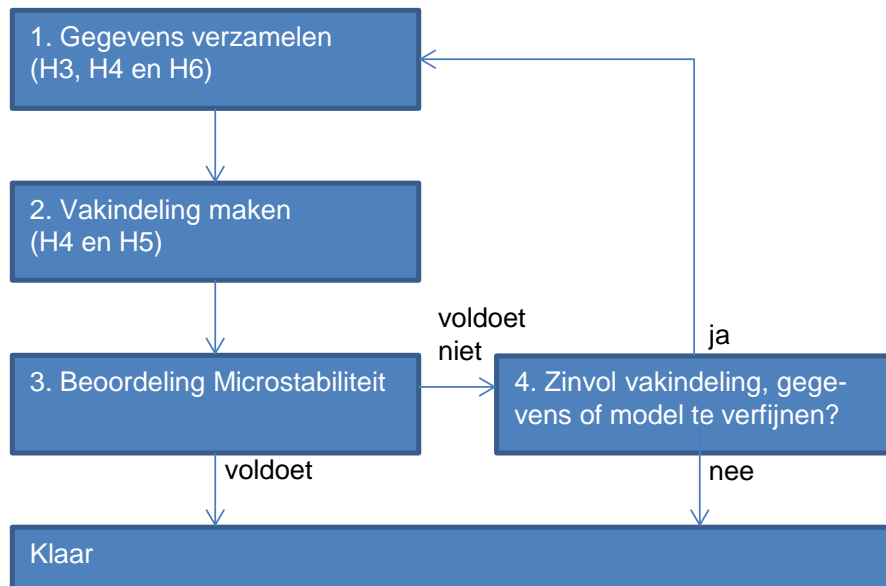
- Omdat er enkele correcties nodig waren in de formuleringen van de evenwichtsvergelijkingen die in het Technisch Rapport Waterkerende Grondconstructies [10] zijn opgenomen, zijn de verbeterde formules opgenomen in Bijlage C.
- Het is belangrijk om te onderkennen dat bij het beoordelen van microstabiliteit eerst de geometrie aan de buitenzijde moet worden geschematiseerd om het overslagdebiet te bepalen. Alleen als dit overslagdebiet kleiner is dan  $0,1 \text{ l/s/m'}$  ( $1 \cdot 10^{-4} \text{ m}^3/\text{s/m'}$  in SI eenheden) dan wordt de beoordeling van microstabiliteit voortgezet volgens deze schematiseringshandleiding. Als het overslagdebiet daarentegen groter is dan  $0,1 \text{ l/s/m'}$  ( $1 \cdot 10^{-4} \text{ m}^3/\text{s/m'}$  in SI eenheden) dan wordt de beoordeling van microstabiliteit beëindigd en wordt de stabiliteit van het binnentalud beoordeeld volgens het toetspoor *grasbekleding afschuiven binnentalud* (GABI). In deze schematiseringshandleiding wordt er van uitgegaan dat het overslagdebiet kleiner is dan  $0,1 \text{ l/s/m'}$  ( $1 \cdot 10^{-4} \text{ m}^3/\text{s/m'}$  in SI eenheden) en dat de toets op microstabiliteit derhalve relevant is. Het is daarom niet in de tekst en de schema's opgenomen dat de beoordeling van het overslagdebiet eerst moet plaatsvinden.





## Stappenschema

Bij de beoordeling volgens het toetsspoor *microstabiliteit* wordt het cyclische stappenschema volgens Figuur 2.1 gevolgd.



Figuur 2.1 Schema voor cyclisch proces van schematiseren

De eerste stap bestaat uit het verzamelen van gegevens. In een eerste cyclus, werkend van grof naar fijn, zijn dit minimaal de benodigde gegevens voor de *eenvoudige toets*, en daarnaast de *toepassingsvoorwaarde voor de gedetailleerde toets op microstabiliteit (overslag kleiner dan 0,1 l/s/m)*. In latere cycli kunnen eventueel meer gegevens worden verzameld. Vaak zal het economisch zijn om te starten met het inwinnen van archiefgegevens, gegevens van eerdere beoordelingen, bestek- en revisietekeningen, gegevens uit de SOS (Stochastische Ondergrond Schematisering), hydraulische belastingen et cetera, en pas in een tweede cyclus ook veldmetingen en laboratoriumonderzoek uit te voeren.

In de tweede stap moet op basis van de ingewonnen gegevens een dijkvakindeling worden gemaakt. In de eerste cyclus zal dit minimaal gebeuren op basis van parameters die nodig zijn voor de *eenvoudige toets*. Dit betreft alleen de globale kenmerken van de dijk: geometrie, aanwezigheid van een goed functionerende drainage en kernmateriaal van de dijk zand/ klei. Daarna kan het van nut zijn om de indeling in dijkvakken te verfijnen aan de hand van nader ingewonnen gegevens en het hierboven genoemde overslagdebiet. In deze stap wordt met de verzamelde gegevens voor dat vak de modelschematisering gemaakt.

In stap 3 wordt met het rekenmodel de microstabiliteit voor het dijkvak beoordeeld. In de eerste cyclus kan dit alleen bestaan uit een *eenvoudige toets* op basis van eenvoudige criteria, in vervolgcycli zullen iets gedetailleerdere modellen (rekenregels) worden gebruikt. Hierbij wordt opgemerkt dat de *gedetailleerde toets* alleen analytische rekenregels betreft. Glijvlakberekeningen volgens de methode Spencer, 2D (of 3D) grondwaterstromingsmodellen en of EEM (Eindige Elementen Methode) berekeningen vallen onder de *toets op maat*.

Indien het dijkvak niet voldoet aan de gestelde eisen, dan wordt in stap 4 nagegaan of het zinvol is om de schematisering te verfijnen. Hierbij kan worden gedacht aan het verzamelen van meer gegevens en het verfijnen van de dijkvakindeling voor de *gedetailleerde toets*. Maar ook kan worden gedacht aan het gebruik van meer geavanceerde rekenmodellen in de *toets op maat*. Voorafgaand aan deze acties dient men zich af te vragen of de inspanning voor verfijning in verhouding staat tot de kans dat hiermee alsnog tot goedkeuren kan worden gekomen.

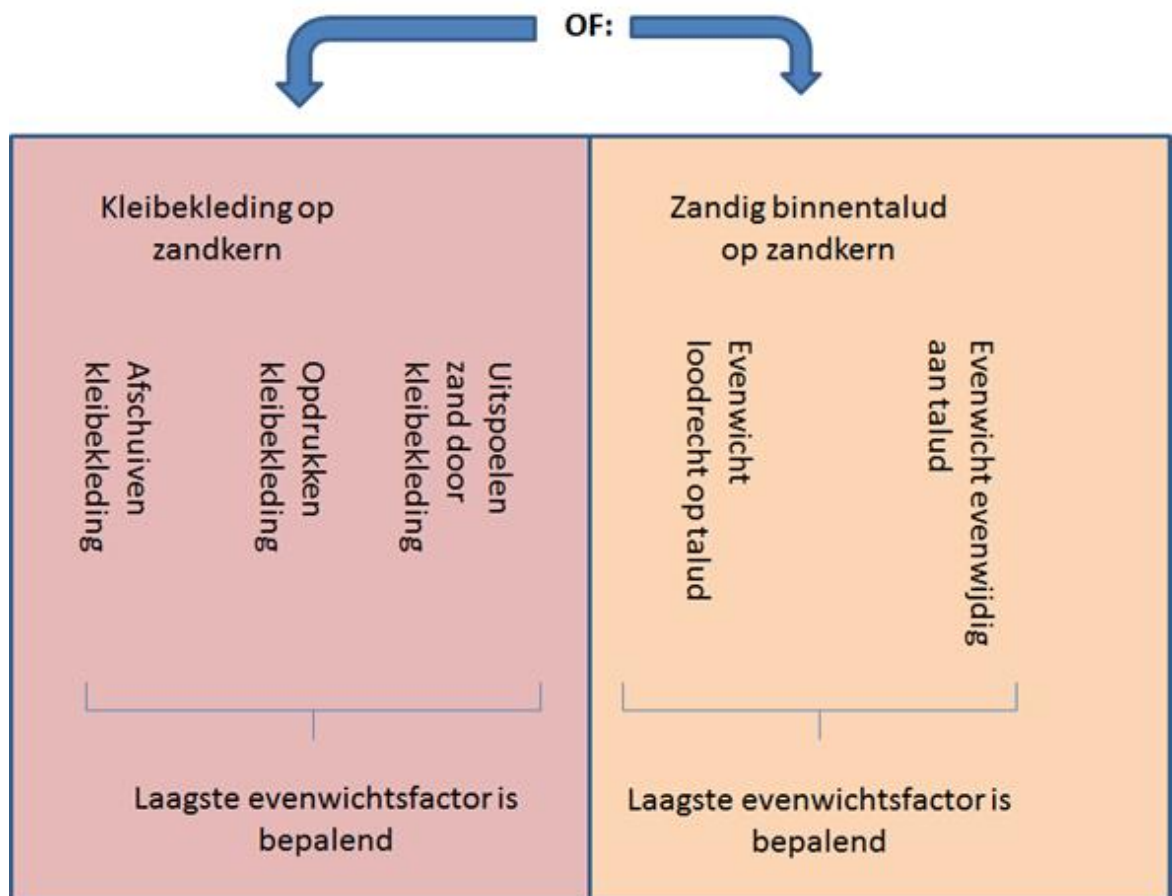
De cyclus wordt doorlopen totdat er voor alle dijkvakken een oordeel is.

#### *Eenvoudige toets*

De eenvoudige toets vindt plaats aan de hand van eenvoudig vast te stellen kenmerken: is er een aantoonbaar goed functionerend drainagesysteem, is er tot hoog in de dijk klei aanwezig (kleikern) of zeer flauw binnentalud.

#### *Gedetailleerde toets*

In de gedetailleerde toets gaat het in de eerste plaats om het onderscheid tussen een zanddijk met een kleibekleding of een dijk met een zandig binnentalud. Afhankelijk hiervan worden verschillende faalmodussen beoordeeld, waarbij geldt dat de faalmodus met de laagste evenwichtsfactor bepalend is voor de stabiliteit (zie onderstaande figuur).



Tenslotte is er mogelijkheid om na te gaan of het dijkprofiel dusdanig ruim is dat een eventueel optreden van microstabiliteit niet leidt tot kruindaling van de dijk (aantastingsprofiel in stap G.2b in de gedetailleerde toets, Bijlage III).







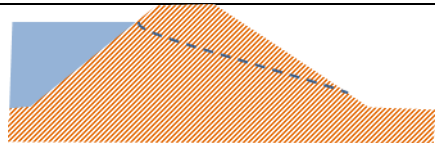
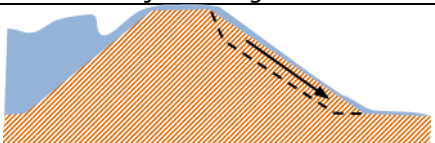
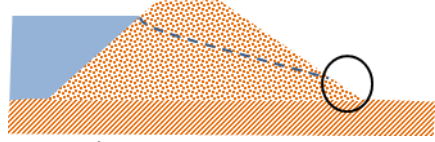
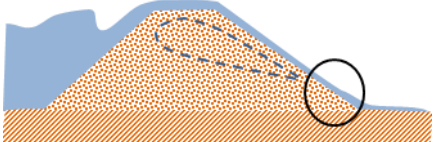
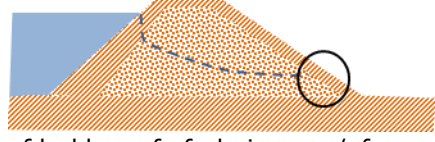
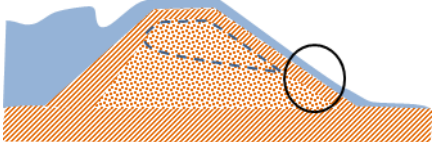
## Belastinggevallen

De belasting bij micro-instabiliteit wordt gevormd door een hoge waterdruk ter plaatse van het binnentalud en de binnenteen van de dijk. Bij zanddijken, met of zonder kleibekleding, kan als gevolg van een hoge buitenwaterstand water in de kern van de dijk dringen en uiteindelijk ook bij het binnentalud zorgen voor een hoge waterdruk. Hoe langer de hoge waterstand duurt en/of hoe beter doorlatend de kern en de bekleding op het buitentalud is, hoe hoger de waterdruk aan de binnenzijde van de dijk kan worden. De verhoging van de waterdruk kan leiden tot het opdrukken of afschuiven van een kleibekleding van een zandkern en/ of het uitspoelen van zand bij de binnenteen van de dijk. De hoge waterdruk wordt bij de beoordeling op microstabiliteit veroorzaakt door een hoge buitenwaterstand, zonder noemenswaardige golfoverslag. Wanneer sprake is van golfoverslag ( $>0,1$  l/s/m/ bij de norm) dan hoeft de toets op microstabiliteit niet te worden uitgevoerd omdat het spoor *afschuiven grasbekleding binnentalud (GABI)* dan maatgevend is.

De beoordeling op microstabiliteit wordt met een deterministisch voorschrift uitgevoerd. De belasting wordt gekarakteriseerd door een buitenwaterstand, met een overschrijdingskans gelijk aan de norm. Dit wordt verder in de tekst *waterstand bij de norm* genoemd. Ook de tijdsduur van het hoogwater is van belang. De waterstand bij de norm wordt via Ringtoets beschikbaar gesteld. Het waterstandsverloop voor geotechnische mechanismen wordt via het waterstandsverloop tool (lit. [11]) beschikbaar gesteld.

Andere belastingen, zoals aardbevingen, externe belastingen (zoals bv door verkeer) en neerslag worden bij microstabiliteit niet als apart te beoordelen belastingscenario's beschouwd.

Indien er rekening moet worden gehouden met een golfoverslagdebiet groter dan  $0,1$  l/s/m ( $1 \cdot 10^{-4}$  m<sup>3</sup>/s/m' in SI eenheden), dan zal door infiltratie van het overslaande water de waterdruk in de dijk extra snel stijgen. Het overslagdebiet dient te worden bepaald bij een overschrijdingskans gelijk aan de norm. Dit overslagdebiet moet gehaald worden uit de gedetailleerde toets bij de norm op basis van Ringtoets. Bij een golfoverslagdebiet groter dan  $0,1$  l/s/m ( $1 \cdot 10^{-4}$  m<sup>3</sup>/s/m' in SI eenheden) moet het toetsspoor *grasbekleding afschuiven binnentalud (GABI)* worden gecontroleerd en kan de verdere controle op *microstabiliteit* (STMI) achterwege blijven. Voor beide toetssporen worden namelijk dezelfde modellen gebruikt. De waterspanningen zullen echter bij meer overslag hoger zijn, dan indien alleen rekening wordt gehouden met een hoge buitenwaterstand. Een en ander wordt geïllustreerd in Figuur 3.1.

Type dijk	microstabiliteit	stabiliteit bij overslag
kleidijk	 <b>geen probleem</b>	 infiltratie en afschuiven
zanddijk	 uitspoelen	 infiltratie en uitspoelen
zanddijk met kleibekleding	 afdrukken of afschuiven en/of uitspoelen	 infiltratie en afdrukken of afschuiven en/of uitspoelen

Figuur 3.1 Schematische weergave verschillen en overeenkomsten microstabiliteit en stabiliteit van de bekleding bij golfoverslag

Bij deze figuur wordt opgemerkt dat de geschetste ligging van het freatisch vlak puur illustratief is. Vooral bij infiltratie door golfoverslag bij een zanddijk en een zanddijk met een kleibekleding is de ligging van het freatisch vlak boven in de dijk onzeker en situatie afhankelijk. De geschetste bovenste freatische lijn is niet in alle gevallen aanwezig.

## Dijkvakindeling

In dit hoofdstuk worden aandachtspunten gegeven bij het maken van een dijkvakindeling voor de beoordeling op microstabiliteit.

Bij het maken van een dijkvakindeling wordt van grof naar fijn gewerkt. Voor microstabiliteit is een eerste onderscheid te maken in situaties en locaties waarin het overslagdebiet bij de norm groter of kleiner is dan  $0,1 \text{ l/s/m'}$  ( $1 \cdot 10^{-4} \text{ m}^3/\text{s/m'}$  in SI eenheden). Dit bepaalt of de toetsing voortgezet via het toetsspoor *Microstabiliteit* of Grasbekleding afschuiving binnentalud.

Bij voortzetting via het toetsspoor *Microstabiliteit* is een eerste grove dijkvakindeling mogelijk op basis van de dijkopbouw, waarmee in de *eenvoudige toets* een dijk het oordeel 'voldoet' kan krijgen. Deze criteria betreffen:

- De aanwezigheid van een kleikern die hoger is dan de waterstand bij de norm.
- Een dijk die binnenwaarts van de binnenkruinlijn volledig uit klei bestaat.
- De aanwezigheid van een aantoonbaar werkende drainageconstructie in de binnenteen.

Dijkvakken die bovenstaande kenmerken bezitten kunnen gelijk worden beoordeeld met 'voldoet'. De resterende dijkvakken zijn zanddijken en/of dijken met een zandkern voorzien van een kleibekleding, zonder dat deze aan de binnenzijde een werkende drainageconstructie hebben.

Voor de *gedetailleerde toets* van de zanddijken, al dan niet met een kleibekleding, zijn van belang:

- Ligging van het freatisch vlak ter plaatse van de binnenteen onder de maatgevende omstandigheden.
- Dikte van een eventueel aanwezige kleilaag op het binnentalud.
- Taludhelling.

Hieruit kunnen de volgende criteria worden gehaald voor het eventueel aanbrengen van dijkvakgrenzen:

- Significante verschillen in overslagdebiet (vaak bepaald door de dijknormaal)
- Significante verschillen in de dijkbreedte.
- Significante verschillen tussen de waterstand bij de norm en de hoogte van de binnenteen.
- Significante verschillen in de waterstand bij de norm en het waterstandsverloop.
- Significante verschillen in de kleilaagdikte op het binnentalud.
- Significante verschillen in de taludhelling van het binnentalud.

De keuze welke van de bovenstaande parameters het meest effectief zijn voor een dijkvakindeling is sterk afhankelijk van de lokale situatie. Naast de eigenschappen van het dijklichaam kunnen dijkvakgrenzen overigens ook worden gebaseerd op grenzen van het beheergebied of grenzen in de normstelling.



## 5 Schematisering per dijkvak

Dit hoofdstuk geeft aandachtspunten bij het opstellen van een schematisering per dijkvak. Dijkvakken die voldoen volgens de *eenvoudige toets* behoeven geen verdere analyse (zie hoofdstuk 4). Dit hoofdstuk richt zich op de schematisering van zanddijken, al dan niet voorzien van een kleibekleding, waarvoor een grondwaterstromingsberekening en of een stabiliteitsberekening moet worden uitgevoerd in de *gedetailleerde toets*. In de *gedetailleerde toets* wordt gebruik gemaakt van analytische rekenregels (Bijlage C) of vindt een controle plaats of de restprofielbenadering voldoet of niet (zie paragraaf 6.11). De restprofielbenadering mag alleen toegepast worden bij dijken met een zandkern. De restprofielbenadering is feitelijk een geheel geometrische toets, dus voor de dijkvakindeling heeft dit geen bijzondere consequenties ten opzichte van de andere stappen in de beoordeling.

Glijvlakberekeningen met bijvoorbeeld de methode Spencer, 2D (of 3D) dynamische grondwaterstromingsberekeningen en of Eindige Elementen Methode berekeningen en dergelijke vallen onder de *toets op maat*.

De globale werkwijze bij het schematiseren betreft vier stappen, om te komen tot één te beoordelen dwarsprofiel per dijkvak:

- a) Karakterisering van de dijkopbouw en ondergrond.
- b) Geohydrologische karakterisering.
- c) Geotechnische schematisering.
- d) Keuze van te beoordelen dwarsprofielen.

ad a)

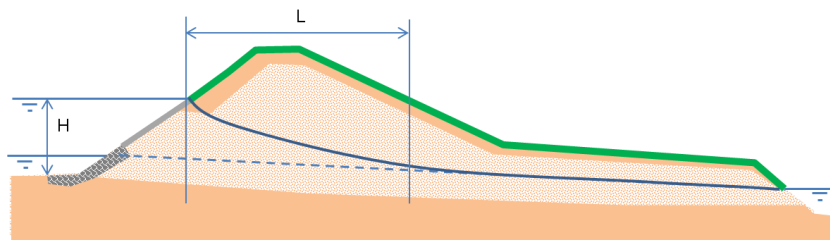
Voor microstabiliteit is vooral de dijkopbouw van belang. De ondergrond is vaak orden minder doorlatend dan de zandkern van de dijk, waardoor deze bij de beschouwing van de grondwaterstroming voor micro-instabiliteit als ondoorlatend kan worden geschematiseerd. Dit is het geval als de zandkern op klei of veenlagen is aangelegd, maar ook als deze bijvoorbeeld op een voormalige wadbodem is aangelegd waarbij een sliblaag is blijven zitten. Alleen als de zandkern direct op een zandondergrond staat, dan moet de ondergrond worden meegenomen in de schematisering. In de praktijk komt dit niet vaak voor.

Ook de schematisering van de bekleding is van belang bij een grondwaterstromingsberekening. Asfaltbekledingen of dikke kleibekledingen, dikker dan 1 à 1,5 m zijn orden minder doorlatend dan de zandkern en kunnen dus ook als dicht worden geschematiseerd. Steenzettingen en dunnere kleibekledingen hebben een doorlatendheid die vergelijkbaar is met de zandkern en moeten dus wel worden meegenomen in de schematisering van de dijkopbouw. Werkend van grof naar fijn kunnen de bekledingen op het buitentalud in eerste instantie als doorlatend worden geschematiseerd om deze eventueel later, na onderzoek naar de werkelijke doorlatendheid, in rekening te brengen.

ad b)

In de *gedetailleerde toets* wordt gebruik gemaakt van een eenvoudige conservatieve formule voor de indringing van een verhoogd freatisch vlak in de dijk, formule (5.1). De schematisering van de geohydrologische situatie voor deze formule is zeer eenvoudig en beslaat alleen de geometrie van de dijk zelf, de schematisering van de ondoorlatende basis (veen of kleilaag) en de doorlatendheid en porositeit van de zandkern. Zie ook het voorbeeld in navolgend kader.

**Voorbeeld:** Voor brede zanddijken die worden aangevallen door een relatief kort durend hoogwater, zoals aan zee, langs de estuaria en langs meren kan het praktisch zijn om uit te rekenen hoe ver een verhoging van het freatisch vlak in de dijk kan doordringen en dit als criterium te gebruiken voor het indelen van dijkvakken. Als er geen verhoging van de grondwaterstand ter plaatse van de binnenteen optreedt, dan kan er geen micro-instabiliteit optreden. De indringingslengte kan worden geschat met de conservatieve formule:



$$L = \sqrt{\frac{2Hk_z T}{n}} \quad (5.1)$$

**Waarin:**

$L$	Indringingslengte [m].
$H$	Karakteristieke hoogte van het zandpakket waardoor het water naar binnen stroomt [m].
$k_z$	Doorlatendheid zandkern [m/s].
$T$	Periode hoogwater [s].
$n$	Porositeit zandkern [-].

Stel dat bijvoorbeeld dat uit het SOS (stochastische ondergrondschematisering) of in het verleden uitgevoerd grondonderzoek blijkt dat de zanddijk op een relatief ondoorlatend grondpakket van klei en of veen ligt. De hoogte  $H$  zou bijvoorbeeld conservatief geschat 5 m kunnen zijn en de stormduur 35 uur. Bekend is dat de dijken zijn opgespoten met fijn zand, een conservatieve schatting van de doorlatendheid van het zand is  $3 \times 10^{-4}$  m/s met een porositeit van 0,35 [-], dan wordt een lengte  $L$  berekend van iets meer dan 33 m. Voor de dijkvakindeling kan nu bijvoorbeeld de dijkbasisbreedte worden gebruikt met een grens van 33 m. Een dijk met een langere dijkbasis kan eenvoudig worden goedgekeurd. Op deze manier is het soms mogelijk om lange dijkstrekkings in één dijkvak in te delen en het oordeel 'voldoet' te geven. Bij een smallere dijkbasis zal beter moeten worden gekeken, bijvoorbeeld door optimalisatie van doorlatendheid parameters, of het uitvoeren van een dynamische 2D grondwaterstromingsberekening. Dit laatste kan overigens alleen in de *toets op maat*.

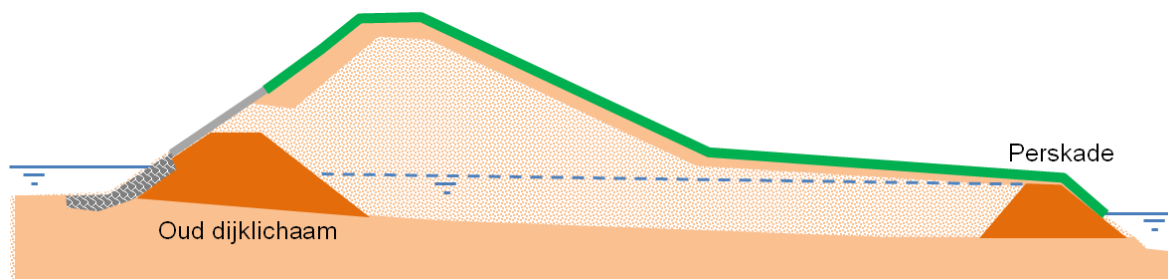
Voor geavanceerde grondwaterstromingsmodellen die in de *toets op maat* kunnen worden gebruikt, is meer informatie nodig. Veel informatie over geohydrologisch schematiseren van waterspanningen in dijken in het algemeen is te vinden in [11]. Deze referentie is veel breder dan het schematiseren ten behoeve van de beoordeling van het toetsspoor *microstabiliteit*. In [11] worden bijvoorbeeld ook de gevolgen van extreme neerslag beschouwd en de stroming van water vanuit de rivier in zandpakketten die onder de dijk liggen. Deze aspecten zijn voor de beoordeling op *microstabiliteit* niet van belang. Onderstaand worden daarom enkele

aandachtspunten gegeven toegespitst op het toetsspoor *microstabiliteit*. Naast [11] worden ook in [6] diverse handreikingen gegeven voor het geohydrologisch schematiseren en worden analytische modellen gegeven die in de praktijk zeer bruikbaar zijn (met name paragraaf 11.4 uit [6]).

Voor de geohydrologische schematisering zijn de randvoorwaarden van belang. Binnendijks is dit het polderpeil. Een goede rand van de schematisering voor een grondwaterstromings-berekening is een eventuele binnendijkse teensloot. Indien deze niet aanwezig is, dan kan op een redelijke afstand van de dijkteen het polderpeil worden opgelegd. Een redelijke afstand kan worden gevonden door de rand van het model zodanig te verschuiven dat de plek van deze randvoorwaarde nauwelijks invloed meer heeft op het resultaat van de waterspanningen ter plaatse van de teen van de dijk. Een tweede, veel eenvoudiger, optie aan de veilige kant is om op het binnendijks maaiveld de stijghoogte gelijk aan maaiveld te schematiseren en dit alleen indien nodig te optimaliseren.

Buitendijks wordt de waterstand bij de norm (waterstand op basis van marginale statistiek) opgelegd. Vaak liggen zanddijken op een relatief ondoorlatende ondergrond van klei en of veen, in welk geval de randvoorwaarde alleen tegen het buitentalud hoeft te worden opgelegd. Indien de zanddijk direct op een zandondergrond ligt, dan moet de randvoorwaarde verder van de dijk worden gekozen. De minimale afstand kan weer worden bepaald door de rand van het model te verschuiven tot de afstand waar deze niet of nauwelijks meer invloed heeft op het rekenresultaat aan de binnenteen. Een tweede, veel eenvoudiger, optie aan de veilige kant is om over de hele verticaal van de geschematiseerde zandlaag ter plaatse van de buitenteen de waterstand bij de norm op te leggen en alleen indien nodig te optimaliseren.

De effecten van een hoge buitenwaterstand moeten worden opgeteld bij de waterdrukken in de dijk onder dagelijkse omstandigheden. Bij zanddijken is er niet of nauwelijks een opbolling als gevolg van neerslag. In dit geval wordt de situatie onder dagelijkse omstandigheden redelijk geschat op basis van de stationaire situatie met de randvoorwaarden binnen- en buitendijks. Echter, door een specifieke dijkopbouw kan het voorkomen dat het freatisch vlak in de dijk onder dagelijkse omstandigheden al vrij hoog is. Dit kan gebeuren als gevolg van de aanwezigheid van perskaden en of oude dijklichamen die relatief ondoorlatend zijn, zie Figuur 5.1, waardoor regenwater dat in het dijklichaam infiltreert wordt opgesloten.



Figuur 5.1 Schematische weergave van dijkopbouw waarbij het freatisch vlak onder dagelijkse omstandigheden hoger is dan op basis van polderpeil en gemiddeld buitenpeil mag worden verwacht.

Een dergelijke opbouw kan bekend zijn vanuit bestek en revisietekeningen, maar ook door waarnemingen vanuit beheer: natte plekken, uittredend grondwater, afwijkende begroeiing van waterminnende planten kunnen een belangrijke aanwijzing zijn voor een relatief hoge grondwaterstand in een zanddijk. Het verdient aanbeveling op dergelijke locaties de stijghoogte in de zandkern te onderzoeken met peilbuizen. Door een meetreeks te maken kan een eventuele correlatie met neerslag en de buitenwaterstand worden gevonden, zie ook [1].

ad c)

Voor de controle op microstabiliteit is in de *gedetailleerde toets* een set analytische formules beschikbaar (Bijlage C). De formules zijn overgenomen uit het Technisch Rapport Waterkerende Grondconstructies (TRWG) [10], echter er zijn enkele fouten hersteld en de partiële veiligheidsfactoren voor het opdrukken van een kleibekleding zijn onder voorwaarden naar beneden bijgesteld. Met deze set van analytische formules wordt de stabiliteit van een

kleilaag op een zandkern en/ of het uitspoelen van zand onder invloed van een uittredeverhang beoordeeld. Voor de geotechnische schematisering voor de analytische berekeningen zijn alleen de taludhelling en de dikte en eigenschappen van een eventueel aanwezige kleilaag van belang. Enkele aandachtspunten hierbij:

- Van belang is de helling van het talud tot de hoogte van het freatisch vlak in de dijk, dus het onderste deel van het talud.
- Dijken met een lange berm en een teensloot kunnen problemen met micro-instabiliteit hebben aan het einde van de berm, vaak aan de slootkant. De stabiliteit van de slootkanten is echter niet van belang voor de veiligheid, omdat het proces van het begin van micro-instabiliteit tot aan falen van de waterkering lang duurt en er maatregelen kunnen worden getroffen.

ad d)

Werkend van grof naar fijn worden op het oog de meest ongunstige profielen gekozen.

Vanwege de eenvoud van de modellering van microstabiliteit, in tegenstelling tot bijvoorbeeld macrostabiliteit, is dit op basis van taludhelling, profielbreedte en de hydraulische randvoorwaarden binnendijks en buitendijks redelijk te schatten. Bij twijfel worden extra profielen gekozen en wordt de dijkvakindeling verfijnd.







## 6 Parameters

### 6.1 Inleiding

Dit hoofdstuk geeft aanwijzingen voor de waardebepaling van de relevante parameters. Per parameter wordt aangegeven: wat de parameter inhoudt, hoe de waarde kan worden bepaald en wat eventueel aandachtspunten zijn.

In bijlage C worden de modellen c.q. de analytische formules gegeven waarmee in de *gedetailleerde toets* de microstabiliteit gecontroleerd wordt.

### 6.2 Geometrie

#### Wat is het

Het dwarsprofiel van een dijklichaam kan worden beschreven door al dan niet kenmerkende punten die verbonden zijn door lijnstukken. In een microstabiliteitsanalyse wordt voor de geometrie geen onzekerheid in rekening gebracht.

Uit de geometrie volgen de parameters:

- Kruinhoogte en geometrie buitentalud
- Helling van het binnentalud.
- Hoogte van de binnenteen.

De helling van het binnentalud en de hoogte van de binnenteen zijn noodzakelijk voor de analytische rekenmodellen in de *gedetailleerde toets* (Bijlage C). De kruinhoogte en de geometrie van het buitentalud zijn nodig voor de relevantietoets, om op basis van het golfoverslagdebiet te bepalen of *microstabiliteit* (STMI) of juist afschuiving van de grasbekleding bij golfoverslag (GABI) maatgevend is.

#### Hoe te bepalen

De geometrie of dwarsprofiel van een dijklichaam is op verschillende manieren te bepalen. Dit kan bijvoorbeeld door het inmeten door een veldploeg of door het inmeten met behulp van laseraltimetrie. Ook kan bijvoorbeeld gebruik worden gemaakt van het Actueel Hoogtebestand Nederland (AHN).

Voor de kruinhoogte wordt het hoogste punt van de dijk gebruikt. De kruinhoogte, samen met de geometrie van het buitentalud, zijn nodig voor de golfoplopberekening ter bepaling van het overslagdebiet. Het overslagdebiet is bij meerdere toetssporen van belang en voor de schematisering van het buitentalud en kruinhoogte is de *Schematiseringshandleiding hoogte* en de *Schematiseringshandleiding hydraulische condities bij de dijkteen* beschikbaar. Dit is dezelfde schematisatie als voor het toetsspoor *Gras Erosie kruin en binnentalud*, alleen worden de berekeningen uitgevoerd bij een andere eis.

Uit het dwarsprofiel moet een representatieve taludhelling van het binnentalud worden bepaald. Grofweg is het taluddeel van belang tussen (i) de grondwaterstand in de zandkern ter plaatse van het binnentalud en (ii) de binnenteen, zie paragraaf 6.9. Vermijd bij het bepalen van de helling al teveel details, neem bijvoorbeeld de gemiddelde helling van de onderste 2 à 3 meter van het talud (verticaal gezien). Een eventueel geleidelijke overgang tussen binnenteen en talud wordt hierbij buiten beschouwing gelaten.

#### Aandachtspunten

- Het dwarsprofiel moet 'lang' genoeg zijn om het mechanisme te bevatten. Binnendijks is een profiel tot en met de teensloot voldoende. Indien er geen teensloot aanwezig is dan voldoet een lengte tot enkele meters polderwaarts van de binnenteen, zodanig dat de hoogte van de binnenteen kan worden vastgesteld. Aan de buitenzijde moet in elk geval het hele buitentalud tot en met de buitenteen bekend zijn, om een golfploopberekening te kunnen maken. Zie hiervoor ook de Schematiseringshandleiding hoogte. De dwarsprofielen benodigd voor de toetssporen *piping*, *macrostabiliteit binnenwaarts* en *buitenwaarts* zullen ook toereikend zijn voor *microstabiliteit*.
- Wanneer het dwarsprofiel is gebaseerd op laseraltimetrie of het AHN is het van belang dat zaken die niet tot de geometrie van de waterkering behoren (begroeiing) uit de geometrie zijn gefilterd.
- Wanneer de geometrie wordt ontleend aan laseraltimetrie of het AHN moet er op worden toegezien dat de maatgevende (meest kritische) dwarsprofielen worden geselecteerd voor de analyse van de microstabiliteit. Het selecteren van dwarsprofielen met een vaste tussenaafstand kan er toe leiden dat ongunstige profielen worden gemist.

### 6.3

#### **Golfoverslagdebiët**

##### Wat is het

Als de waterstand lager is dan de kruin en golven slaan over de kruin dan is er sprake van golfoverslag. De overslaande golven geven een tijdsgemiddeld debiet dat over de kruin van de dijk stroomt. Het symbool is  $q$ . Het debiet wordt uitgedrukt in liter per strekkende meter dijk per seconde l/m/s.

Het overslagdebiët staat in de *gedetailleerde toets* op microstabiliteit in een relevantietest. Als het golfoverslagdebiët bij de norm kleiner is dan 0,1 l/s/m ( $1 \cdot 10^{-4} \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}'$  in SI eenheden) dan wordt de *gedetailleerde toets* op microstabiliteit uitgevoerd. Dit mag alleen bepaald worden op basis van de schematisatie van de gedetailleerde toets van het toetsspoor *Grasbekleding erosie kruin en binnentalud* en niet op basis van de eenvoudige toets. Als het overslagdebiët groter is, dan wordt het toetsspoor *grasbekleding afschuiven binnentalud* leidend en kan de toets op microstabiliteit verder achterwege blijven.

##### Hoe te bepalen

Via Ringtoets wordt een probabilistische berekening uitgevoerd naar het golfoverslagdebiët met een overschrijdingskans gelijk aan de norm. Bij een ingewikkelde geometrie van het buitentalud kan (in een Toets op Maat) deze berekening worden aangescherpt door het uitvoeren van een berekening met PC-Overslag, waarbij gebruik wordt gemaakt van de hydraulische belastingen uit het illustratiepunt van de probabilistische berekening.

Voor de probabilistische berekening van het overslagdebiët moet de geometrie van het buitentalud en de kruin worden geschematiseerd. Hiervoor zijn de *Schematiseringshandleiding hoogte* en de *Schematiseringshandleiding hydraulische belasting bij de dijkteen* beschikbaar. Ook de aanwezigheid van (golfreducerende) havendammen en/of voorlanden is van belang. Bij de bepaling van de benodigde kruinhoogte moet rekening worden gehouden met eventuele daling tot aan de peildatum, zie paragraaf 6.2.

### 6.4

#### **Type dijk**

##### Wat is het

Met het dijktype wordt bedoeld zanddijk, zanddijk met kleibekleding of kleidijk. Mengvormen zijn in de praktijk ook mogelijk, bijvoorbeeld als een oude kleidijk is verbeterd door er een zandlichaam met kleibekleding tegenaan te leggen. Voor het toetsspoor *microstabiliteit* is het van belang of er in het profiel een kleikern aanwezig is tot boven de waterstand bij de norm. Deze informatie is nodig in de *eenvoudige toets*.

##### Hoe te bepalen

Het dijktype is in het algemeen bekend uit archiefgegevens, eerdere grondonderzoeken, bestektekeningen of revisietekeningen. Indien de dijkopbouw onbekend is of er wordt getwijfeld over de opbouw, dan wordt deze bepaald met behulp van (hand)boringen en/of sonderingen. Gedacht kan worden aan onderzoek om de honderd meter, waarbij in de kruin, in het binnentalud en het buitentalud een (hand)boring of sondering wordt gemaakt. In het

verleden zijn regelmatig (klei)dijken versterkt met zand, waarbij de oude kleikern is blijven liggen. Dijken zijn zowel binnenwaarts, met behoud van de bekleding, als buitenwaarts versterkt. Het spreekt voor zich dat het grondonderzoek zich richt op de vermoedelijke ligging van een oude (klei)dijk.

#### Aandachtspunten

- In de praktijk is gebleken dat grote variaties in dijkopbouw mogelijk zijn, onder meer bij oude dijkdoorbraken. Deze plekken verdienen extra aandacht bij het plannen van grondonderzoek.
- De inspanning van een grondonderzoek is aanzienlijk, dus het is aan te bevelen om het onderzoek naar het dijkttype te combineren met gevraagde kennis over de dijkopbouw en bodemopbouw die nodig is voor de beoordeling van de andere toetssporen. Een aandachtspunt is echter wel dat het er bij microstabiliteit om gaat om de dijkopbouw in het gehele dwarsprofiel in beeld te brengen. Het kan dus dienstig zijn om in één dwarsprofiel meerdere handboringen uit te voeren om deze opbouw te onderzoeken.
- Bij het eventueel uitvoeren van een grondonderzoek wordt gedacht aan parameters die nodig zijn voor de *gedetailleerde toets*, zoals de soortelijke massa van de kleibekleding, de schuifsterke van de kleibekleding (ongeroerde monsternamen) en de doorlatendheid van de zandkern. Dit laatste kan worden geschat op basis van korrelverdelingen of door infiltratieproeven in het boorgat. Boorgaten kunnen ook worden afgewerkt met een peilbuis wat waardevolle informatie kan geven over het freatisch vlak in de zandkern onder dagelijkse omstandigheden en eventueel de correlatie met neerslag en of een wisselend buitenwaterpeil of polderpeil.

## 6.5

### **Kleibekleding: dikte en gewicht**

#### Wat is het

Bij zanddijken wordt vaak een kleibekleding op het binnentalud aangelegd om de zandkern te beschermen tegen erosie en om er een goede graszode op te kunnen laten groeien. De kleilaagdikte  $d_{klei}$  [m] en het volumiek gewicht  $\gamma_g$  [kN/m<sup>3</sup>] zijn belangrijke parameters bij de bepaling van de stabiliteit van deze laag indien er als gevolg van hoogwater een hoge grondwaterstand in de zandkern optreedt.

#### Hoe te bepalen

De kleilaagdikte zou beschikbaar kunnen zijn uit de revisie of 'as built'-tekeningen of metingen c.q. boringen die uitgevoerd zijn tijdens de aanleg van de bekleding. Als de kleilaagdikte niet bekend is, zal deze gemeten moeten worden op een aantal locaties. Gedacht kan worden aan boringen om de honderd meter op 2 niveaus op het talud, halverwege en onderaan het talud.

De soortelijke massa van de kleilaag  $\rho_g$  kan in het laboratorium worden bepaald op monsters die met behulp van steekbussen uit de bekleding worden gehaald (NEN 5110/ 5111). Het gewicht wordt verkregen door de soortelijke massa te vermenigvuldigen met de zwaartekrachtversnelling. De invloed op de stabiliteit is relatief klein, maar hoe zwaarder de grond des te stabielere de kleilaag. Voor het gewicht wordt het gemiddelde van de waarnemingen aangehouden.

#### Aandachtspunten

- Bij berekeningen naar de stabiliteit van de kleilaag wordt de laagdikte loodrecht op het talud gedefinieerd, terwijl boringen vaak verticaal worden gemaakt. De laagdikte uit de boring moet in dat geval met de cosinus van de taludhelling worden vermenigvuldigd om de laagdikte voor de stabiliteitsberekening te krijgen.
- Het verdient aanbeveling om te kijken of het veldwerk kan worden gecombineerd door ook andere parameters te verzamelen, zoals het steken van monsterbussen klei voor laboratoriumonderzoek naar de soortelijke massa en eventueel wrijvingseigenschappen. Het steken van monsterbussen moet uiteraard gebeuren op het moment dat de klei zacht genoeg is om te steken (dus niet als de dijk is uitgedroogd).

## 6.6

### **Doorlatendheid kleibekleding**

#### Wat is het

De doorlatendheid van de kleibekleding ( $k$ ) is de mate waarin de klei water doorlaat [m/s] gegeven een verhang van 1 [-].

Zanddijken zijn vaak voorzien van een kleibekleding op zowel het buitentalud als het binnentalud. De doorlatendheid van de bekleding op het buitentalud is nodig bij berekeningen naar de grondwaterstand onder het binnentalud. In de *gedetailleerde toets* is alleen van belang of de bekleding als open of gesloten moet worden beschouwd. In de *toets op maat* kan in meer geavanceerde grondwaterstromingsberekeningen de werkelijke doorlatendheid worden gebruikt.

De doorlatendheid van een kleibekleding wordt grotendeels bepaald door de mate van vorming van bodemstructuur. Onder invloed van verschillende bodemstructuur vormende processen (wisselingen in watergehalte door uitdroging en neerslag, vorst, flora en fauna activiteiten) wordt een kleibekleding relatief doorlatend ten opzichte van natuurlijk afgezette kleilagen en goed verdicht aangebrachte kleilagen die zich buiten de invloedssfeer van deze processen bevinden. Natuurlijk afgezette kleilagen onder het freatisch vlak kunnen bijvoorbeeld een doorlatendheid hebben in de orde van  $10^{-8}$  m/s, een kleikern in een dijk, ook boven het freatisch vlak, kan een doorlatendheid hebben van orde  $10^{-6}$  m/s, maar een kleibekleding kan een doorlatendheid hebben van  $10^{-4}$  à  $10^{-5}$  m/s. Dit is dezelfde orde van grootte als de doorlatendheid van een zandkern. Meer informatie hierover is te vinden in [9] en [4].

#### Hoe te bepalen

Voor de bepaling van de doorlatendheid van klei met bodemstructuur zijn enkele in de praktijk regelmatig toegepaste veldproeven beschikbaar: de dubbele ring infiltrometer, infiltratiemetingen met behulp van stalen buizen (diameter ca. 0,4 m) of kokers ( $1 \times 1 \text{ m}^2$ ) die een stukje in de dijk worden gedrukt en gevuld met water. De afname van de waterstand in deze buizen en kokers per tijdseenheid is de infiltratiecapaciteit. De gemeten infiltratiecapaciteit is een voldoende redelijke schatter van de verzadigde doorlatendheid. Elk van de methoden is in principe geschikt, mits ze zorgvuldig worden uitgevoerd, zie aandachtspunten.

Bij wat dikkere kleilagen, bijvoorbeeld van 0,8 m en dikker, kan het noodzakelijk zijn om inzicht te krijgen in het verloop van de doorlatendheid over de dikte. De doorlatendheid net onder de zode, tot ongeveer 0,4 m zal waarschijnlijk aanzienlijk hoger zijn dan die op een diepte van 0,6 à 0,8 m, waar de mate van bodemstructuur afneemt. De doorlatendheid van de onderste 0,2 m van de kleilaag zal in dat geval de doorlatendheid van de hele laag domineren. Naast de bovengenoemde veldinfiltratiemetingen bestaan er ook systemen waarbij infiltratie in een boorgat wordt gemeten. Hiermee kan ook op grotere diepte, in dikke kleilagen of in de zandkern, een meting worden verricht van de infiltratiecapaciteit die kan worden teruggerekend naar een doorlatendheid.



Figuur 6.1 Dubbele ring infiltrometer proef op de Afsluitdijk (foto Witteveen en Bos)

Omdat het relatief lastig is om in het veld de doorlatendheid te bepalen, kan in eerste instantie gebruik worden gemaakt van een veilige schatting van de doorlatendheid. Een normale kleibekleding op een zandkern tot circa 0,8 m dikte zal een karakteristieke bulk doorlatendheid hebben in de orde van  $10^{-4}$  à  $10^{-5}$  m/s. Dit is van gelijke orde van grootte als een zandkern, waardoor in de *gedetailleerde toets* de bekleding als open wordt beschouwd.

#### Aandachtspunten

- In de praktijk is gebleken dat laboratoriumproeven naar de doorlatendheid op kleine monsters, bijvoorbeeld gangbare 50 mm monsters, niet leiden tot een betrouwbare bulkdoorlatendheid van klei met bodemstructuur. De ervaring is dat de zo verkregen doorlatendheid veel te laag is.
- Bij het uitvoeren van infiltratieproeven met de dubbele ring infiltrometer moet de zode worden verwijderd om de ringen goed in de grond te krijgen. Ook kan een dergelijke meting op wat grotere diepte worden uitgevoerd door eerst een gat te graven. Hierbij dient te worden opgelet dat het graven niet leidt tot een versmeerd oppervlak van de klei, waardoor deze ondoorlatend wordt. Het uitbreken van stukjes bodem met bijvoorbeeld een mes kan de aanwezige bodemstructuren weer blootleggen.
- Vanwege de aard en omvang van de dubbele ring infiltrometer is gebruik op een talud problematisch.
- Bij het meten van de infiltratiecapaciteit moet de dijk niet uitgedroogd zijn. De klei moet voldoende zacht zijn om de kokers en of buizen gecontroleerd een stukje weg te drukken, zonder dat de grond met bodemstructuur al teveel wordt verstoord.
- Vooral bij gebruik van de grote kokers van  $1 \times 1 \text{ m}^2$  die slechts moeizaam en tot zeer geringe diepte wordt weggedrukt moet er voor worden gezorgd dat er zo min mogelijk lekkage rond de rand van de koker optreedt. Deze lekkage leidt uiteraard tot een overschatting van de doorlatendheid.
- Bij infiltratiemetingen in een boorgat moet er zorg voor worden gedragen dat de boorgatwand en bodem in klei niet volledig versmeerd wordt en daardoor ondoorlatend.
- De infiltratiemetingen moeten gedurende enkele uren worden doorgezet. In de praktijk wordt gebruik gemaakt van loggers om een continu beeld te krijgen van de infiltratie over enkele uren.

## Doorlatendheid zandkern

### Wat is het

De doorlatendheid van de zandkern ( $k_z$ ) is de mate waarin het zand water doorlaat [m/s] gegeven een verhang van 1 [-]. De doorlatendheid van de zandkern bepaalt hoe snel het water bij een hoge buitenwaterstand de dijk indringt.

### Hoe te bepalen

Er zijn diverse manieren om de doorlatendheid te bepalen. Er wordt gewerkt van grof naar fijn. Omdat het uitvoeren van een berekening veel minder inspanning vergt dan het bepalen van een doorlatendheid in het veld of in het laboratorium wordt eerst een berekening gemaakt met een veilige schatting van de doorlatendheid. Voor zanddijken bestaande uit matig fijn zand (of fijner) is een veilige schatting  $0,5 \times 10^{-3}$  m/s. Indien een veilige schatting niet leidt tot een oordeel 'voldoet', dan kan de doorlatendheid worden bepaald met correlaties tussen de korrelverdeling en de doorlatendheid [5] en [6]. Hiervoor dienen korrelverdelingen te worden bepaald op materiaal uit de zandkern. Een tweede methode om een schatting van de doorlatendheid te krijgen is gebruik te maken van een infiltratieproef in een boorgat.

### Aandachtspunten

- De spreiding van de resultaten van doorlatendheidbepalingen is vaak groot. Van belang voor het mechanisme micro-instabiliteit is de bulk doorlatendheid van de kern  $k_z$  [m/s]. Een voldoende veilige schatting van de doorlatendheid uit  $N$  waarnemingen kan worden bepaald met formule (6.1) ontleend aan [12].

$$k_{kar} = \exp\left(\left(\log k_z\right)_{\text{gem}}\right) + t_{N-1}^{0.95} \frac{s_{\log k}}{\sqrt{N}} \quad (6.1)$$

Waarin:

$k_{kar}$	Karakteristieke waarde van de doorlatendheid $k_z$ [m/s].
$(\log k_z)_{\text{gem}}$	Rekenkundig gemiddelde van de natuurlijke logaritme van de waarnemingen van $k_z$ .
$s_{\log k}$	Rekenkundige standaardafwijking van de natuurlijke logaritme van de waarnemingen van $k_z$ .
$t_{N-1}^{0.95}$	student-t factor [-].
$N$	Aantal waarnemingen [-].

Het aantal benodigde waarnemingen voor een betrouwbare schatting van de karakteristieke waarde van de doorlatendheid voor een dijkvak is afhankelijk van de aanwezige variatie van het kernmateriaal in een dwarsdoorsnede en in de lengterichting van de dijk. Dit verschilt van locatie tot locatie. Voor het reduceren van de student-t factor zijn (minimaal) circa 8 waarnemingen nodig, echter om een variabiliteit in dwarsprofiel of in de lengterichting van de dijk vast te stellen zijn in het algemeen meer waarnemingen nodig. Een praktische aanpak kan zijn om uit boringen naar de dikte van kleibekledingen en boringen voor het vaststellen van het dijktype en dijkopbouw ook zandmonsters te verzamelen en hiervan enkele tientallen zeefkrommes uit te laten voeren, waarmee de doorlatendheid kan worden berekend. Zeefkrommes zijn relatief voordelig ten opzichte van veld- en laboratoriumbepalingen van de doorlatendheid. Voor een dijkvak van bijvoorbeeld één of enkele kilometers wordt zo een beeld verkregen van een eventuele variatie in dwarsprofiel en of in de lengterichting van het dijkvak. Op basis hiervan kan eventueel worden besloten om de verzameling (en het dijkvak) op te delen. De doorlatendheid op basis van zeefkrommes kan worden geverifieerd of eventueel worden bijgesteld met veldmetingen en/of doorlatendheid metingen in het laboratorium.



## Grondlaagopbouw en doorlatendheid

### Wat is het

Voor het mechanisme micro-instabiliteit is de ondergrond van belang als er een zanddijk, met of zonder kleibekleding, direct op een zandondergrond ligt. Deze gevallen zijn zeldzaam in Nederland, echter niet op voorhand uit te sluiten. Als er sprake is van een zanddijk op een zandondergrond dan moet de zandondergrond worden meegenomen bij de berekening van de grondwaterstand ter plaatse van het binnentalud. Hoe dikker het zandpakket, hoe sneller het water door de dijk kan dringen.

### Hoe te bepalen

Informatie over de ondergrond wordt ingewonnen vanuit eerder uitgevoerd grondonderzoek voor dijkversterking of beoordeling. Daarnaast kan in de stochastische ondergrondschematisering (SOS) worden gekeken of er een kans is op een scenario met zand aan het oppervlak. Onvoldoende zekerheid wil in dat geval zeggen dat er een scenario voorkomt met zand aan het oppervlak met een kans groter dan 1%. Dit model wordt ook geraadpleegd als het gaat om de dikte en doorlatendheid van deze laag. Uit bestektekeningen en of revisietekeningen kan mogelijk worden afgeleid of bij de aanleg van een dijk op bijvoorbeeld Wad afzettingen de sliblaag is verwijderd of niet.

Indien deze bronnen onvoldoende zekerheid geven over de aanwezigheid van een zandondergrond direct onder de zandkern, dan kan dit worden vastgesteld met boringen en sonderingen. Hiermee wordt dan direct de dikte van het zandpakket bepaald en kunnen monsters worden verkregen voor onderzoek naar de doorlatendheid van het zand in het laboratorium.

Voor het uitvoeren van grondonderzoek naar de dikte en doorlatendheid van het zandpakket onder de dijk worden eerst berekeningen gemaakt naar de gevoeligheid van het mechanisme voor deze parameters.

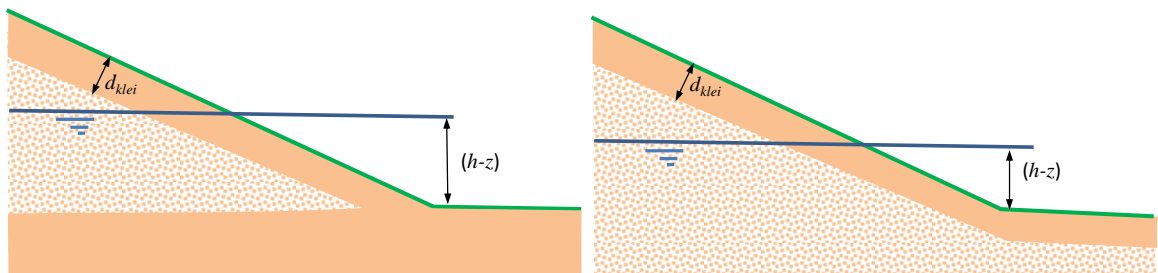
### Aandachtspunten

- Een zanddijk op een zandondergrond is zeldzaam in Nederland. De kans is wat groter in Limburg en, minder, in het overige bovenrivierengebied, langs de zee- en estuariakusten waar zanddijken buitendijks zijn aangelegd en bij voormalige dijkdoorbraken.

## Grondwaterstand binnenteen

### Wat is het

In de *gedetailleerde toets* van een zanddijk met een kleibekleding met behulp van analytische formules (Bijlage C) bestaat de belasting uit de grondwaterstand in de zandkern  $h$  [m+NAP] ten opzichte van het binnendijkse teenniveau  $z$  [m+NAP], zie Figuur 6.2. De hoogte van de binnenteen volgt uit de geometrie, zie par. 6.2. In de formules wordt aangenomen dat dit verval over de onderzijde van de kleilaag aanwezig is, en hier de aandrijvende kracht is voor het opdrukken en of afschuiven van de kleilaag.



Figuur 6.2 Schematische weergave parameter grondwaterstand binnenteen

In de *gedetailleerde toets* wordt uitgegaan van het linker scenario in Figuur 6.2. In het rechter scenario heeft de dijk een zandberm, waardoor drainage kan optreden en waardoor de grondwaterstand in de kern onder het talud minder kan zijn (N.B. overigens kan er doordat er een dikker zandpakket aanwezig is aan de buitenzijde meer water in de kern stromen, dus het is de vraag welk van beide effecten overheerst).

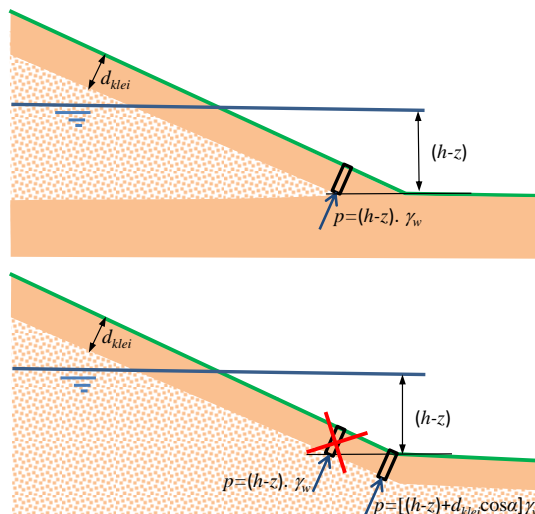
### Hoe te bepalen

De grondwaterstand wordt van grof naar fijn geschematiseerd. In eerste instantie kan worden uitgegaan van een grondwaterstand gelijk aan waterstand bij de norm en kan microstabiliteit worden gecontroleerd met dit hoge peil. Een tweede eenvoudige aanpak is om met behulp van een eenvoudige conservatieve formule de indringing van een hoogwater te berekenen, formule 5.1. Als de indringing binnen de duur van een hoogwater niet tot aan de binnenteen komt, dan verslechtert de situatie niet ten opzichte van dagelijkse omstandigheden en kan het oordeel 'voldoet' worden gegeven. Bij het gebruik van de formule zal binnen de *gedetailleerde toets* nog moeten worden geoptimaliseerd in de gebruikte doorlatendheid van de zandkern, zie paragraaf 6.7.

Als geen van beide aanpakken leidt tot een oordeel 'voldoet', dan kan eventueel een meer geavanceerd model worden gebruikt in de *toets op maat* en worden nauwkeuriger bepaalde doorlatendheidparameters gebruikt.

### Aandachtspunten

- De analytische formules waarmee de stabiliteit van een kleibekleding op een zandkern wordt beoordeeld gaan impliciet uit van het linker scenario van Figuur 6.2. De ondergrond en de kleibekleding worden als ondoorlatend beschouwd. In de praktijk komt echter ook het rechter scenario voor, als er een zandberm aanwezig is. Enerzijds stroomt een deel van het water richting de polder, waardoor de grondwaterstand in de kern minder hoog zal kunnen worden. Anderzijds zal de beschouwde grond in het rechter scenario zwaarder belast worden omdat deze dieper ligt, zie Figuur 6.3.



Figuur 6.3 Schematische weergave van de te beschouwen lamel in geval van zandkern op ondoorlatende ondergrond en zandkern op zandondergrond

Verondersteld wordt dat de analytische formules een oordeel aan de veilige kant geven, waarbij wordt opgemerkt dat dit niet uitgebreid is geverifieerd. Indien het oordeel met de analytische formules niet leidt tot 'voldoet' dan wordt vooral voor het scenario van een zandkern en een zandberm, aanbevolen om een volledige 2D analyse van de grondwaterstroming en de stabiliteit van de kleilaag te maken. Dit kan echter alleen in de *toets op maat*.

- De analytische formule waarmee voorheen het opdrukken van de kleilaag wordt beoordeeld [10] heeft een veiligheidsfactor, bestaande uit een schadefactor keer een modelfactor, van 2. Deze factor vindt zijn oorsprong in [7]. De factor dekt niet alleen het opdrukken van de kleilaag, maar ook mogelijke andere faalwijzen. Onder de voorwaarde dat deze mogelijke andere faalwijzen kunnen worden uitgesloten kan deze factor worden gereduceerd tot 1,21, zie Bijlage C.2.

## Wrijvingseigenschappen grond

### Wat is het

Bij de beoordeling van de stabiliteit van een kleilaag op een zandkern zijn de wrijvingseigenschappen van de klei en het zand van belang. De wrijvingseigenschappen worden gekarakteriseerd door cohesie ( $c'$ ) en een hoek van inwendige wrijving ( $\phi'$ ). Bij de beoordeling van microstabiliteit wordt gebruik gemaakt van gedraineerde parameters.

Cohesie [ $\text{kN/m}^2$ ] is strikt genomen de aantrekkingskracht tussen gronddeeltjes. Cohesie wordt onder andere veroorzaakt door elektro-magnetische bindingen, de Van der Waals krachten. In de geotechniek worden ook het effect van cementatie op de schuifsterkte van grond en het effect van capillaire krachten in deels verzadigde grond onder cohesie gerekend. In de critical state soil mechanics is cohesie het gevolg van overconsolidatie. Bij het deformeren en afschuiven van overgeconsolideerde grond kan een relatief hoge piekwaarde van de schuifsterkte worden gemobiliseerd. Wanneer deze pieksterkte wordt overschreden, treedt vaak verzwakking (softening) van de grond op.

*Opgemerkt wordt dat bij de beoordeling van macrostabiliteit volgens het critical state soil model de cohesie geen relevante parameter meer is. Bij de beoordeling op microstabiliteit is de stap naar het critical state soil model nog niet gemaakt. Er is onvoldoende onderzoek uitgevoerd om voor de klei met bodemstructuur in de onverzadigde zone de overstap naar deze benadering te maken. Zie ook [2].*

De hoek van inwendige wrijving is een maat voor de wrijving tussen gronddeeltjes. Bij een toenemende normaalspanning op de grond neemt de wrijving tussen de gronddeeltjes evenredig toe.

### Hoe te bepalen

Cohesie en de hoek van inwendige wrijving kunnen worden bepaald door het uitvoeren van triaxiaalproeven.

Schatting van de wrijvingseigenschappen van de kleilaag via correlaties met een conusweerstand of classificatie van de klei met Tabel 2.b van NEN 9997 wordt ontraden. De in deze tabel gepresenteerde cohesie voor vaste klei blijkt in de praktijk voor kleibekledingen met bodemstructuur lager uit te kunnen pakken.

### Aandachtspunten

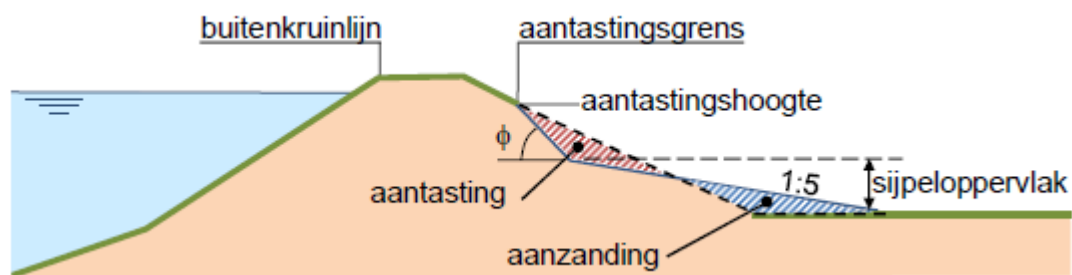
- Cohesie wordt niet rechtstreeks gemeten in triaxiaalproeven, maar is het resultaat van extrapolatie van metingen naar het punt  $\sigma' = 0$  in een grafiek van schuifsterkte  $\tau$  (y-as) tegen effectieve spanning  $\sigma'$  (x-as). Daarom is voorzichtigheid bij het bepalen van cohesie geboden.
- Om de bezwijkomhullende en de cohesie vast te stellen worden de resultaten van proeven op verschillende monsters gecombineerd. Door lineaire regressie toe te passen op de gemeten resultaten van proeven op grondmonsters die een enigszins afwijkende samenstelling hebben, kan de cohesie ook (deels) het gevolg zijn van de heterogeniteit van de onderzochte grondmonsters. De cohesie is dan het gevolg van het toepassen van lineaire regressie en hoeft niet een eigenschap van de onderzochte grondmonsters te zijn.  
*Opgemerkt wordt dat bij de beoordeling van macrostabiliteit volgens critical state soil mechanics, de cohesie geen relevante parameter meer is. Bij de beoordeling op microstabiliteit is de stap naar critical state soil mechanics nog niet gemaakt.*
- Een kleibekleding bevindt zich in de onverzadigde zone van de dijk en wordt intensief blootgesteld aan bodemstructuurvormende processen, zoals een wisselend vochtgehalte, vorst en flora en fauna activiteiten. Er is onderzoek uitgevoerd naar het effect van bodemstructuur op de schuifsterkte van de grond [2]. Er is niet gebleken dat door het uitvoeren van gangbare triaxiaalproeven op gangbare monsters uit een klei met bodemstructuur met een diameter van 50 mm of groter een consequente onder- of overschatting van de schuifsterkte wordt gevonden. In [2] wordt verder een procedure beschreven waarmee met behulp van triaxiaalproeven met een (isotrope) consolidatiespanning onder en boven de grensspanning een waarde voor de cohesie kan worden bepaald.

## Restprofielbenadering

### Wat is het

De restprofielbenadering is een geometrische toets of aantasting van het profiel door macroinstabiliteit kan leiden tot kruinverlaging. De 'restprofielbenadering' is geen parameter, maar gebruikt parameters 'kruindaling', 'aantastingsgrens', 'aantastingshoogte' en 'sijpeloppervlak'. Deze hangen zo nauw met elkaar samen dat deze in deze paragraaf allemaal samen behandeld worden.

De restprofielbenadering gaat uit van de veronderstelling dat initieel bezwijken van het binnentalud (opdrukken of afschuiven van bekleding of uitspoelen van zand) niet direct tot falen van de bekleding leidt. Microinstabiliteitsproeven hebben laten zien dat hierna een vervolgproces nodig is waarin steeds meer zand uitspoelt en de aantasting steeds verder voortschrijdt totdat uiteindelijk de kruin van de waterkering wordt aangetast. Dit is een vrij langzaam proces (een aantal uren en geen minuten of seconden). Het aantastings- (erosie)proces ziet er uit als in onderstaande figuur.



Figuur 6.4 Schadeprofiel microstabiliteit waarbij de aantasting (rood gearceerd) in evenwicht moet zijn met aanzanding (blauw gearceerd)

### Hoe te bepalen

Het profiel in figuur 6.4 wordt geconstrueerd door te voldoen aan een aantal voorwaarden:

- Het snijpunt tussen de lijn 1 : 5 en de lijn met een taludhelling  $\Phi$  ligt altijd op de freatische lijn in de dijk: hierboven is de dijk droog en hieronder is de dijk nat
- Dit snijpunt wordt (in figuur 6.4) naar links verplaatst totdat geldt dat de aantasting (het rood gearceerde vlak) een gelijke oppervlakte heeft als de aanzanding (het blauw gearceerde vlak).

### Aandachtspunten

De omschrijving in Bijlage III luidt "Als voldoende restprofiel aanwezig is (aantasting leidt niet tot kruindaling), dan voldoet de waterkering aan de gedetailleerde toets per vak." Het criterium "aantasting leidt niet tot kruindaling" mag hierin vrij letterlijk worden genomen. Als het hoogste punt in het dwarsprofiel bij de buitenkruinlijn ligt dan is meer aantasting toegestaan dan wanneer dit punt bij de binnenkruinlijn ligt. In ieder geval theoretisch wordt hiermee voorkomen dat er extra overslag over de dijk heen kan komen die ook weer extra erosie zou kunnen veroorzaken. Zolang deze extra overslag niet optreedt behoeft de dijk niet te worden afgekeurd.

Aan de andere kant moet de ligging van de freatische lijn wel 'goed' (gedetailleerd) worden bepaald. Het voldoet niet om een rechte lijn tussen buitenwaterstand en uittredepunt van water op het binnentalud te trekken. Als er namelijk beter wordt geschematiseerd dan is het verloop van de waterstand in de dijk parabolisch, en komt het sijpeloppervlak bij gelijke hoogte

van de aantasting (in figuur 6.4) verder naar links te liggen en dus verder de dijk in. Dit mag dus niet te gunstig worden geschematiseerd.

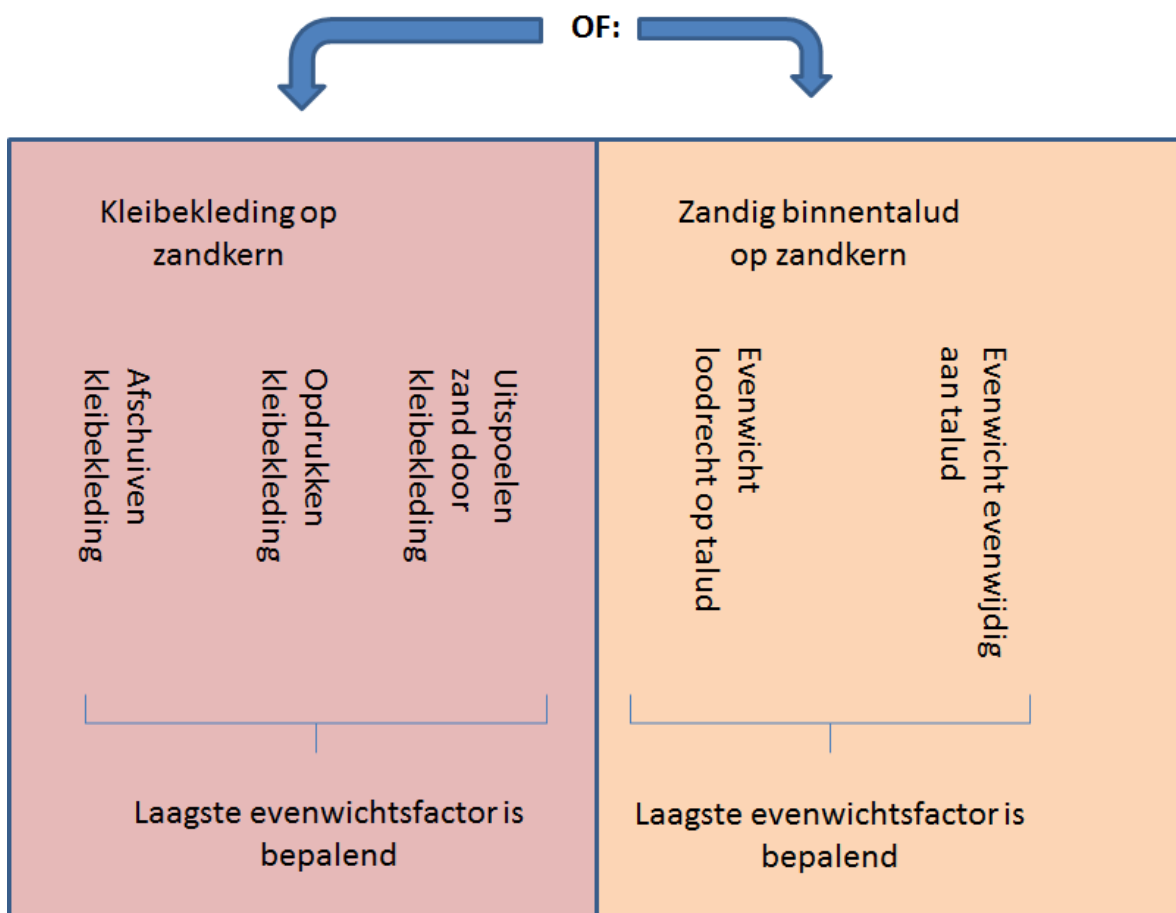
## 7 Voorbeeld

### 7.1

#### Inleiding

Bij een beoordeling van microstabiliteit wordt altijd onderscheid in type dijk gemaakt. Bij een dijk geheel uit klei speelt microstabiliteit niet. Moet er dus worden verdergegaan met beoordelen dan is er ofwel sprake van een bekleding op het binnentalud van klei of van een zandig binnentalud. Binnen deze twee categoriën wordt vervolgens onderscheid gemaakt in mogelijke bezwijkmodussen: drie stuks in het geval van een kleibekleding op het binnentalud, of twee stuks in het geval van een zandig binnentalud. Voor beide categoriën dijk geldt dat de bezwijkmodus die de laagste evenwichtsfactor geeft bepalend is voor de beoordeling.

Bij een zanddijk met een zandig binnentalud kan verder nog onderscheid gemaakt worden tussen een zandtalud boven en een zandtalud onder water. Met een zandtalud onder water wordt geen slootkant bedoeld (kleine taluds waarvan een instabiliteit niet de dijk bedreigt), maar bijvoorbeeld een situatie waar direct binnendijks een kanaal aanwezig is.



In bijlage C worden de formules gegeven waarmee de stabiliteit van kleibekledingen en het uitspoelen van zand worden gecontroleerd. De formules zijn soms lang, waardoor gemakkelijk fouten worden gemaakt bij het programmeren of in Excel overzetten van de formules. Daarom zijn voor enkele van de mechanismen voorbeelden gegeven:

Opdrukken kleibekleding van zandkern  
Uitspoelen zand door een kleibekleding op een zandkern  
Afschuiven kleibekleding van zandkern  
Uitspoelen en afschuiven zand uit zandtalud boven water

Bijlage C.2.1  
Bijlage C.2.2  
Bijlage C.2.3  
Bijlage C.3

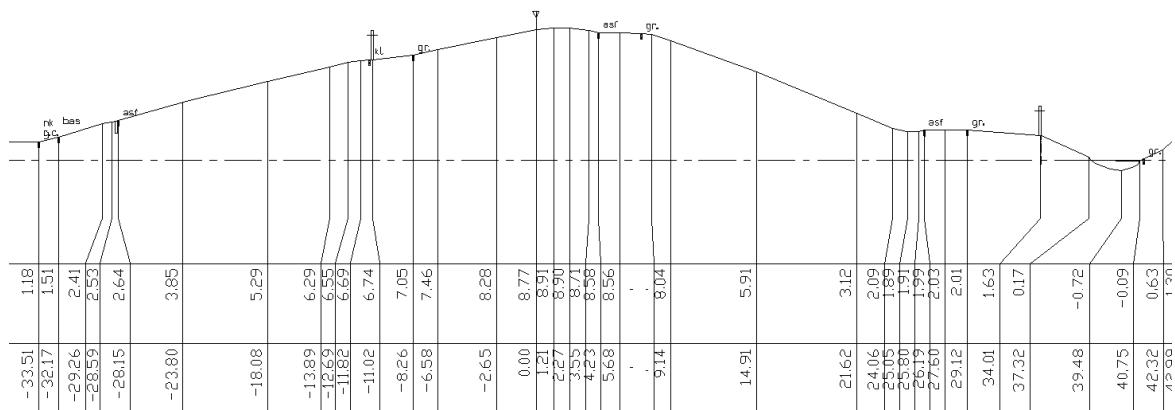
In paragraaf 7.2 wordt een voorbeeld gegeven van de berekening van de grondwaterstand ter plaatse van de binnenteen voor een zanddijk met een kleibekleding.

## 7.2

### Stijging freatisch vlak bij zanddijk

Langs de Waddenzee ligt een redelijk uniforme dijk over een lengte van circa 1,5 km. De dijk is in de jaren 70 van de vorige eeuw aangelegd door het opspuiten van zand. De bekleding op het buitentalud bestaat uit basalt en asfalt tot en met de berm, daarboven begint een grasbekleding op een kleilaag van 1 meter dikte. Het binnentalud wordt beschermd door een kleilaag met een dikte van 0,6 m met daarop een laag teelaarde van 0,1 m. De totale dikte van de laag bedraagt volgens bestek dus 0,7 m.

In het dijkvak van circa 1,5 kilometer lengte zit een overgang van een weg, waardoor het talud aan de binnenzijde hier net iets steiler is en de kruin net iets lager is dan langs de rest van het dijkvak. Dit profiel, zie Figuur 7.1, wordt gekozen als maatgevend voor dit dijkvak. Binnen het dijkvak is de waterstand met een overstromingskans gelijk aan de norm overal gelijk [NAP +5,2 m].



Figuur 7.1 Maaiveldlijn (links de Waddenzee, rechts de polder)

### 7.2.1

#### Eenvoudige toets

De dijk heeft geen werkende drainage, bestaat uit zand en heeft een helling steiler dan 1V:5H. Op basis hiervan kan geen oordeel 'voldoet' worden gegeven.

### 7.2.2

#### Gedetailleerde toets

#### 7.2.2.1

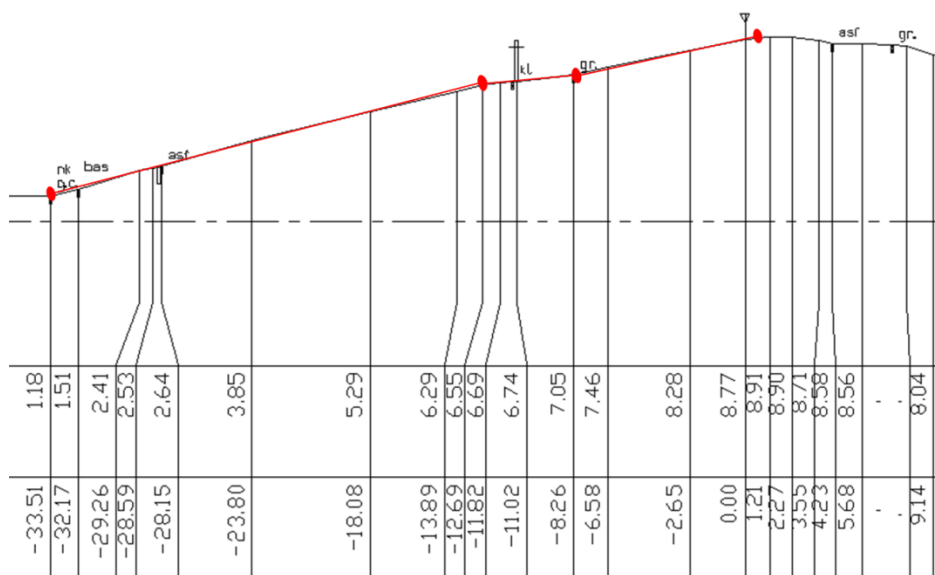
##### Overslagdebiet

De eerste stap in de *gedetailleerde toets* bestaat uit een bepaling van het overslagdebiet. Het debiet wordt bepaald met door het WBI beschikbaar gestelde software. In de *gedetailleerde toets* is het voor het bepalen van het overslagdebiet noodzakelijk om het buitentalud te schematiseren, zodanig dat dit geschikt is voor een golfploopberekening, zie Figuur 7.2. Hiervoor zijn aparte schematiseringshandleidingen beschikbaar, de *Schematiseringshandleiding hoogte* en de *Schematiseringshandleiding hydraulische condities bij de dijkteen*. Het overslagdebiet wordt bepaald met een overschrijdingskans gelijk aan de norm, in dit geval  $1/3000 \text{ jr}^{-1}$ .

De kruinhoogte  $h_k$  op het moment van de meting was gelijk aan NAP +8,9 m. Uit vorige metingen van de kruinhoogte is gebleken dat klink, zetting en kruindaling als gevolg van andere processen zoals zout- en gaswinning tot een minimum zijn beperkt. Er wordt tot aan de peildatum geen significante kruindaling meer verwacht, zodat wordt uitgegaan van NAP +8,9 m.

Uit de WBI software volgt een overslagdebiet tijdens de piek van de storm van 0,02 l/s/m. De WBI software levert tevens de hydraulische condities in het illustratiepunt bij het berekende overslagdebiet, waaronder een waterpeil. Het peil waarbij de beoordeling op microstabiliteit wordt uitgevoerd is echter gelijk aan die op basis van de marginale statistiek van waterstanden en niet het peil in het illustratiepunt.

Omdat het overslagdebiet lager is dan 0,1 l/s/m ( $1 \cdot 10^{-4} \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}'$  in SI eenheden) wordt de toets op microstabiliteit voortgezet.



Figuur 7.2 Schematisering buitentalud voor golfploopberekening

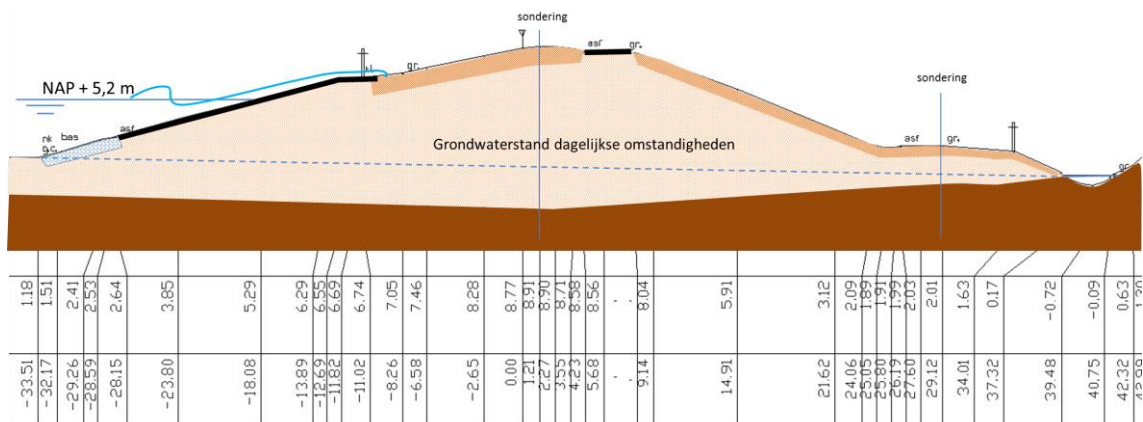
#### 7.2.2.2 Geohydrologische schematisering

Voor het berekenen van de stabiliteit van de bekleding is de grondwaterstand in de dijk als gevolg van hoogwater nodig.

Hiervoor moet een schematisering vanuit hydrologisch oogpunt worden gemaakt en moet worden bepaald wat de grondwaterstand onder dagelijkse omstandigheden is. Bij deze initiële grondwaterstand zal het effect van een hoge buitenwaterstand worden opgeteld.

Uit sonderingen blijkt dat de dijk bestaat uit zand en is opgebouwd op een holocene pakket van klei en een enkel veenlaagje. Dit onderliggende pakket kan als gesloten worden geschematiseerd, omdat het veel minder doorlatend is dan de zanddijk. De Waddenzeebodem voor de teen van de dijk bestaat uit zand en kleilaagjes. Verondersteld wordt dat dit doorlatend is. De bekleding op het buitentalud bestaat onderaan uit basalt, wat doorlatend is, daarboven uit asfalt, dat gesloten is en daarboven uit klei met gras, zie Figuur 7.3. Omdat deze kleilaag in de orde van 1 m of dunner is wordt er voorts nog van uitgegaan dat deze relatief doorlatend is.





Figuur 7.3 Opbouw van de dijk en geohydrologische schematisering

De grondwaterstand onder dagelijkse omstandigheden wordt geschematiseerd tussen het polderpeil aan de binnenzijde en de buitenteen van de dijk. De gemiddelde buitenwaterstand is ongeveer gelijk aan NAP, maar bij elk hoogwater komt het water tot aan de teen van de dijk (ca. NAP +1,2 m). Er wordt, enigszins conservatief, vanuit gegaan dat hier plassen blijven staan waardoor het grondwater in de dijk wordt gevoed. Omdat de dijk uit zand bestaat wordt ervan uitgegaan dat er geen opbolling van de freatische lijn is als gevolg van neerslag.

### 7.2.2.3

Verhoging freatisch vlak door hoge buitenwaterstand

De indringing van een verhoogde waterstand in de dijk wordt geschat met de volgende formule.

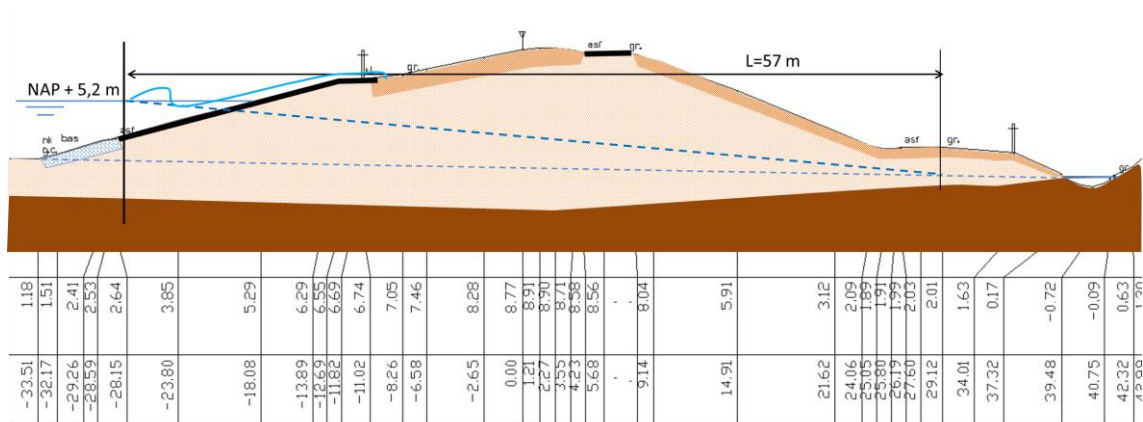
$$L = \sqrt{\frac{2Hk_z T}{n}}$$

In dit geval wordt bij de berekening impliciet van de conservatieve aanname uit gegaan dat de bekleding, ook het asfalt, open is. Bekend is dat het zand in de kern van de dijk fijn is, echter er zijn geen zeefkrommes of doorlatendheidsbepalingen beschikbaar. Daarom wordt in eerste instantie uitgegaan van een conservatieve doorlatendheid  $k_z$  van  $0,5 \times 10^{-3}$  m/s (paragraaf 6.7). Voor de porositeit  $n$  wordt 0,35 [-] aangehouden. De dikte van het zandpakket waar het water doorheen stroomt  $H$  [m] is gelijk aan het hoogteverschil tussen de onderkant van het zand in de kern van de dijk en het maatgevende waterpeil, in dit geval 7 m. De totale duur van de stormopzet onder maatgevende omstandigheden in de Waddenzee bedraagt (in dit geval) 45 uur. Dit leidt tot een conservatieve schatting van de indringingslengte  $L$  van:

$$L = \sqrt{\frac{2Hk_z T}{n}} = \sqrt{\frac{2 \cdot 7 \cdot 0,5 \cdot 10^{-3} \cdot 45 \cdot 3600}{0,35}} = 57 \text{ m}$$

In werkelijkheid zal het freatisch vlak in de dijk tijdens het hoogwater gekromd zijn, maar eenvoudigheidshalve wordt het vlak als een rechte lijn geschematiseerd (conservatief).

Bij een over de hoogte van het talud volledig open bekleding wordt het intredepunt genomen op het snijpunt tussen de hoogste waterstand en het buitentalud. Echter in dit geval bevindt zich een dichte asfaltbekleding op het buitentalud tot boven de buitenwaterstand. Daarom wordt de onderzijde van de dichte asfaltbekleding aangehouden als het intredepunt, zie Figuur 7.4.



Figuur 7.4 Schematisering verhoging freatisch vlak in de zandkern als gevolg van een hoge buitenwaterstand.

Zoals te zien in Figuur 7.4 is de verhoging van het freatisch vlak ter plaatse van de binnenteen, als gevolg van de indringing van de hoge buitenwaterstand zeer gering. Hierdoor is er ter plaatse van de binnenteen nog geen verval over de kleilaag dat kan zorgen voor stabiliteitsproblemen. De score is 'voldoet'.

## Verantwoording

Deze *Schematiseringshandleiding microstabiliteit* is in opdracht van Rijkswaterstaat, Water, Verkeer en Leefomgeving opgesteld door Deltares. Dit document is als onderdeel van het WBI 2017 besproken met keringbeheerders in de WBI-coördinatiegroep en beoordeeld door de ENW Voorbereidingsgroep WBI 2017.

Schrijver:

A. van Hoven (Deltares).

Regie:

J. van der Hammen (RWS)  
K.S. Lam (Deltares).  
M.M. de Visser (Arcadis).

Review:

T.P. Stoutjesdijk (Deltares).  
B. Hardeman (RWS).

Eindredactie:

R. 't Hart (Deltares).  
A. Bizzarri (RWS).  
M. Hazelhoff (RWS).

Eindcontrole:

R.M. Slomp (RWS).  
J.G. Knoeff (Deltares).  
M. Bottema (RWS)



## A Literatuur

- [1] *A Genetic Algorithm for Solving Slope Stability Problems: from Bishop to a Free Slip Plane*. R. van der Meij, J.B. Sellmeijer, 7th European Conference on Numerical Methods in Geotechnical Engineering (NUMGE), Trondheim. Balkema, Rotterdam, 2010.
- [2] *Cover layer stability during wave overtopping*. WTI 2017 Onderzoek en ontwikkeling landelijk toetsinstrumentarium, Deltares 1209437-003. Delft, maart 2015.
- [3] *Fenomenologische beschrijving, faalmechanismen WBI*. Rijkswaterstaat - Water, Verkeer en Leefomgeving. Lelystad, september 2016.
- [4] *Gebruikershandleiding Waterstandsverloop Versie 2.0*. Auteurs: J. Ansink, R. Kamp. HKV Lijn in Water in opdracht van Rijkswaterstaat, mei 2014.
- [5] *Handleiding datamanagement WBI*. Rijkswaterstaat – Water, Verkeer en Leefomgeving. Lelystad, september 2016.
- [6] *Handreiking Toetsen Grasbekledingen op Dijken t.b.v. het opstellen van het beheerdersoordeel (BO) in de verlengde derde toetsronde*. Rijkswaterstaat, 2012.
- [7] *Leidraad voor het ontwerpen van rivierdijken, deel 1 bovenrivierengebied*. Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen, ISBN 90-12-05169-X. Staatsuitgeverij 's-Gravenhage, september 1985.
- [8] *Literatuuronderzoek doorlatendheid- korrelkarakteristieken*. H. Den Rooijen, Grondmechanica Delft, Rapport CO-317710/7. Delft, 1992.
- [9] *Studie voor richtlijnen klei op dijktafuds in het rivierengebied*. G.A.M. Kruse, Deltares rapportnummer 1202512-000-GEO-0002. Delft, juli 2010.
- [10] *Technisch Rapport Waterkerende Grondconstructies, Geotechnische aspecten van dijken, dammen en boezemkaden*. Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen, RWS-DWW, ISBN 90-369-3776-0. Delft, juni 2001.
- [11] *Technisch Rapport Waterspanningen bij Dijken*. Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen, RWS-DWW, ISBN-90-369-5565-3. Delft, september 2004.
- [12] *Technisch Rapport Zandmeevoerende wellen*. Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen. RWS-DWW, Delft, maart 1999.
- [13] *WTI 2017 Onderzoek en ontwikkeling landelijk toetsinstrumentarium Product 5.25 Toetsschemas Grasbekledingen*. André van Hoven, Deltares. 1220086-001-HYE-v2-r-WTI 2017 Product 5.25 Toetsschemas grasbekledingen, september 2015.



## B Begrippen, afkortingen en symbolen

Voor de verklaring van afkortingen en de definities van de begrippen wordt verwezen naar de begrippenlijst van *WBI 2017 Bijlage I Procedure*, Appendix B.

<b>Symbol</b>	<b>Omschrijving</b>	<b>Eenheid</b>
$A, B, C, D$	hulpvariabelen in berekening	
$c'$	effectieve cohesie	[Pa]
$d$	dikte van afschuivende laag	[m]
$d_{klei}$	dikte kleibekleding	[m]
$F_1 - F_3$	kracht op de randen van een grondmoot	[N]
$G$	gewicht van moot grond	[N]
$G//$	component van gewicht evenwijdig aan het talud	[N]
$g$	zwaartekrachtversnelling	[m/s <sup>2</sup> ]
$H$	karakteristieke hoogte van het zandpakket waardoor het water naar binnen stroomt	[m]
$h$	niveau grondwaterstand in dijk kern nabij binnenteen t.o.v. NAP	[m]
$i_{k,loodrecht}$	kritisch verhang over kanaal loodrecht op kleilaag	[m/m]
$i_{k,verticaal}$	kritisch verhang over kanaal verticaal door kleilaag	[m/m]
$i_{loodrecht}$	berekend verhang over kanaal loodrecht op kleilaag	[m/m]
$i_{verticaal}$	berekend verhang over kanaal verticaal door kleilaag	[m/m]
$i_{\perp}$	buitenwaarts gericht verhang	[m/m]
$k$	doorlatendheid grondlaag	[m/s]
$k_z$	doorlatendheid zandkern	[m/s]
$k_{kar}$	karakteristieke waarde van de doorlatendheid (zandkern)	[m/s]
$L$	indringingslengte	[m]
$N$	aantal waarnemingen	[-]
$n$	porositeit zandkern	[-]
$p$	waterdruk	[kN/m <sup>2</sup> ]
$R$	sterkte	
$S$	belasting	
$SF$	veiligheidsfactor	[-]
$SF_{EJ}$	veiligheidsfactor voor het Edelman-Joustra-criterium	[-]
$SF_{loodrecht}$	veiligheidsfactor voor zanduit treden bij kanaal loodrecht door kleilaag	[-]
$SF_{loodrecht}$	veiligheidsfactor voor zanduit treden bij kanaal verticaal door kleilaag	[-]
$S_{logk}$	rekenkundige standaardafwijking van de natuurlijke logaritme van de waarnemingen van $k$	[m/s]
$T$	periode hoogwater	[s]
$t$	student-t factor	[-]
$z$	hoogte binnenteen t.o.v. NAP	[m]
$Z$	sterkte minus belasting	
$\alpha$	taludhelling	[rad]
$\Delta h$	ligging van de grondwaterstand t.o.v. hoogte binnenteen	[m]
$\Delta x$	lengtemaat langs het talud	[m]
$\gamma_d$	modelfactor	[-]
$\gamma_g$	volumiek gewicht grond	[kN/m <sup>3</sup> ]
$\gamma_{m,c}$	partiële veiligheidsfactor op $c'$	[-]
$\gamma_{m,\rho}$	partiële veiligheidsfactor op soortelijke massa grond	[-]
$\gamma_{m,\phi}$	partiële veiligheidsfactor op $\tan \phi'$	[-]
$\gamma_n$	schadefactor	[-]
$\rho_g$	soortelijke massa natte grond	[kg/m <sup>3</sup> ]
$\rho_w$	soortelijke massa water	[kg/m <sup>3</sup> ]
$\phi'$	effectieve hoek van inwendige wrijving	[°]
$\sigma'$	effectieve (grond)spanning	[N/m <sup>2</sup> ]
$\tau$	schuifsterkte	[N/m <sup>2</sup> ]

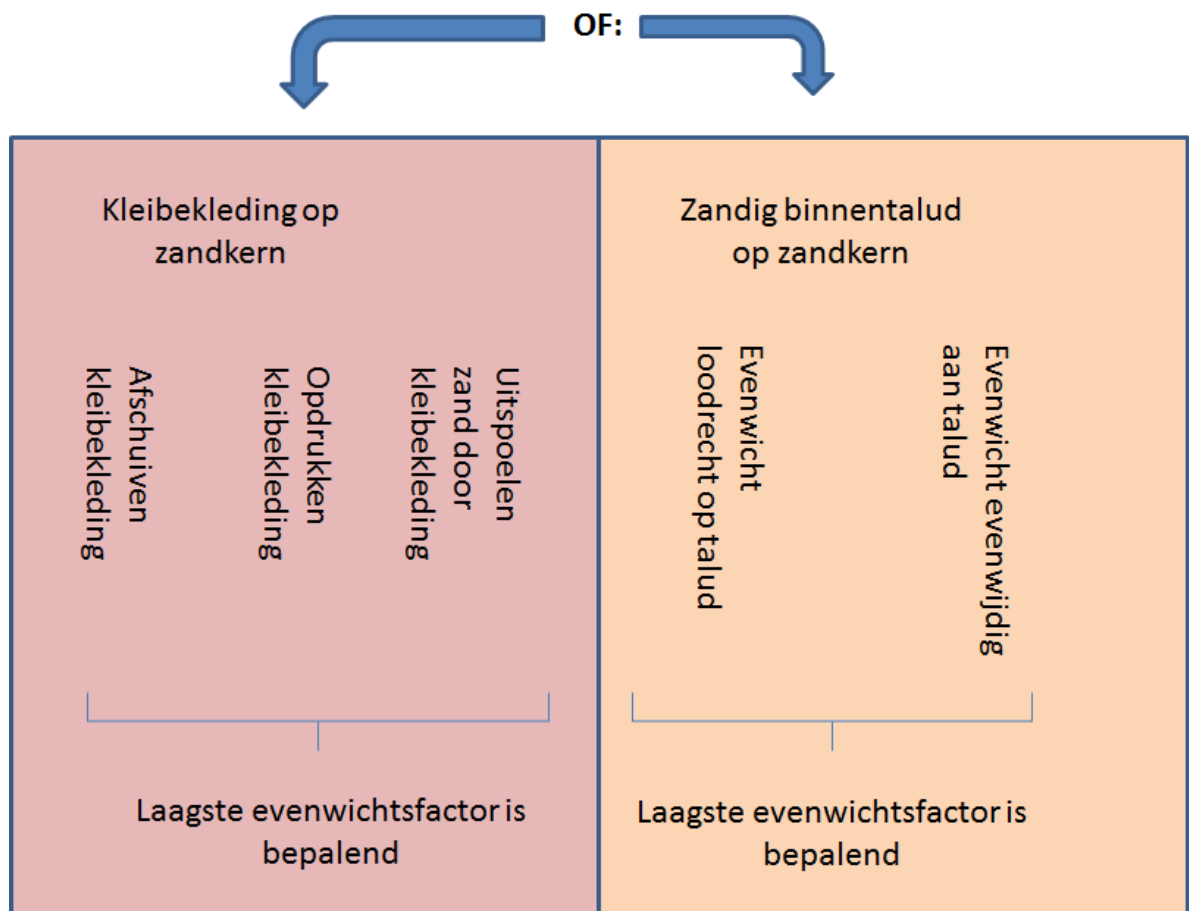




## C Formules

De formules voor de controle van microstabiliteit zijn grotendeels ontleend aan het Technisch Rapport Waterkerende Grondconstructies [10], enkele fouten uit het TRWG [10] zijn verbeterd en er zijn figuren toegevoegd ter verduidelijking van de formules.

Voor de beoordeling van de stabiliteit van een kleilaag kan ook gebruik worden gemaakt van de methode Spencer – Van der Meij [1] zoals geprogrammeerd in DGeoStability. Omdat deze software geen deel uitmaakt van het WBI 2017 vindt deze analyse plaats in de *toets op maat*.



Bij de beoordeling wordt onderscheid gemaakt in een dijk met een kleibekleding op een zandkern (drie verschillende faalwijzen) en een zandige dijk met een zandig binnentalud (twee faalwijzen). Bij de beoordeling geldt de laagste van de drie, respectievelijk twee, berekende evenwichtsfactoren.

### C.1 Kleidijk

*De formule voor de controle van de stabiliteit een kleidijk is niet van belang voor het toetsspoor microstabiliteit. Voor de volledigheid van de set formules is deze toch ook uit [10] overgenomen. Bij de controle van de stabiliteit van de bekleding bij overslag is deze formule wel van belang.*

De formule voor de controle op afschuiven van de kleibekleding (zogenaamd Edelman en Joustra criterium):

$$\tan \phi' \geq \frac{\gamma_d \cdot \gamma_{m,\phi} \cdot \gamma_n \cdot \rho_g \cdot g \cdot \sin \alpha - \gamma_{m,\phi} \cdot \gamma_{m,\rho} \cdot \frac{c'}{\gamma_{m,c} \cdot d}}{\rho_g \cdot g \cdot \cos \alpha - \rho_w \cdot g \cos \alpha}$$

Waarin:

$\tan \phi'$	Tangens van de effectieve hoek van inwendige wrijving [-].
$\gamma_{m,\phi}$	Partiële veiligheidsfactor op $\tan \phi'$ (=1,1) [-].
$c'$	Effectieve cohesie [Pa].
$\gamma_{m,c}$	Partiële veiligheidsfactor op $c'$ (=1,25) [-].
$\rho_g$	Soortelijke massa natte grond [kg/m <sup>3</sup> ].
$\rho_w$	Soortelijke massa water [kg/m <sup>3</sup> ].
$\gamma_{m,\rho}$	Partiële veiligheidsfactor op soortelijke massa grond (=1,0) [-].
$\alpha$	Taludhelling [°].
$g$	Zwaartekrachtversnelling [m/s <sup>2</sup> ].
$d$	Dikte van afschuivende laag [m].
$\gamma_d$	Modelfactor (=1,1) [-].
$\gamma_n$	Schadefactor (=1,1) [-].

In termen van een veiligheidsfactor (sterkte / belasting), inclusief partiële factoren wordt de formule:

$$SF_{EJ} = \frac{R}{S} = \left[ \frac{1}{\gamma_d \cdot \gamma_n} \right] \cdot \frac{\frac{\tan \phi'}{\gamma_{m,\phi}} \left( \frac{\rho_g}{\gamma_{m,\rho}} \cdot g \cdot \cos \alpha - \frac{\rho_w}{\gamma_{m,\rho}} \cdot g \cos \alpha \right) + \frac{c'}{\gamma_{m,c} \cdot d}}{\frac{\rho_g}{\gamma_{m,\rho}} \cdot g \cdot \sin \alpha}$$

De factor  $1/\gamma_d \cdot \gamma_n$  hoort niet bij de sterkte en niet bij de belasting en is daarom los van de breuk geschreven. Op grond van de veiligheidsfactor  $SF_{EJ}$  wordt de stabiliteit beoordeeld. Is deze groter of gelijk aan 1,0 dan is de stabiliteit voldoende, is deze kleiner, dan is de stabiliteit onvoldoende.

En als Z-functie, inclusief partiële factoren:

$$Z = R - S$$

$$= \left[ \frac{\tan \phi'}{\gamma_{m,\phi}} \left( \frac{\rho_g}{\gamma_{m,\rho}} \cdot g \cdot \cos \alpha - \frac{\rho_w}{\gamma_{m,\rho}} \cdot g \cos \alpha \right) + \frac{c'}{\gamma_{m,c} \cdot d} \right] - \gamma_d \cdot \gamma_n \cdot \left[ \frac{\rho_g}{\gamma_{m,\rho}} \cdot g \cdot \sin \alpha \right]$$

De kritische waarde voor de Z-functie is gelijk aan 0 (Z groter of gelijk aan 0 is voldoende stabiel).

## C.2

### Zanddijk met kleibekleding

Een kleibekleding kan als gevolg van een hoog freatisch vlak in de dijk:

- opdrukken (par. C.2.1),
- aangetast worden door uitspoeling van zand (par. C.2.2)
- of afschuiven (par. C.2.3).

Afwijkend van [10] wordt gedifferentieerd naar enerzijds het mechanisme opdrukken en anderzijds het uitspoelen van zand door een kleibekleding. Hierbij hoort ook het naar beneden bijstellen van de gecombineerde partiële veiligheidsfactor voor opdrukken  $\gamma_d^* \gamma_n$  van 2,0 [10] naar 1,21.

De factor 2 in [10] dekte naast het opdrukken van de bekleding ook andere mechanismen, zoals het uitspoelen van zand door scheuren en of gaten door graverij. Als echter kan worden aangetoond dat de kleilaag geen gaten of scheuren heeft, voordat opdrukken van de kleilaag optreedt, dan kan de factor worden bijgesteld naar 1,21 voor alleen het opdrukken van de laag (zie bijlage C van referentie [13]). Indien gaten in de bekleding niet met voldoende zekerheid kunnen worden uitgesloten, dan moet de (strengere) toets op uitspoelen van zand worden uitgevoerd (par. C.2.2).

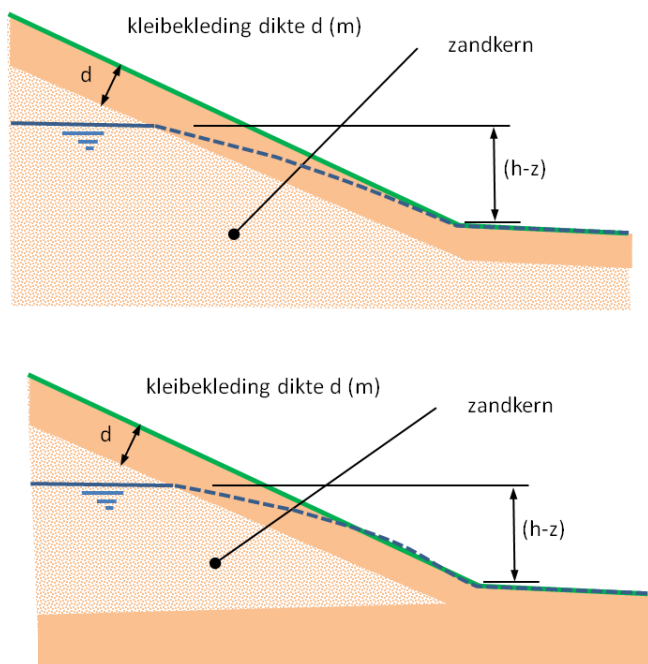
Kleilagen aan het maaiveld zijn altijd onderhevig aan bodemstructuurvormende processen, waardoor ze nagenoeg altijd enige mate van scheuren bevatten. Echter, alleen in gevallen waarbij ook onder natte omstandigheden openstaande scheuren aanwezig zijn kan uitspoelen van zand optreden. Dit kan bijvoorbeeld voorkomen indien bij aanleg de klei veel te nat is verwerkt. In dat geval zullen de scheuren zodanig breed zijn dat ze bij inspecties, zeker bij droogte, opvallen en vervolgens kunnen worden gedicht. Het risico dat zulke scheuren tijdens extreme omstandigheden nog aanwezig zijn is daarom beperkt.

Graverij ter plaatse van de binnenteen van de dijk of onderaan het talud kan eveneens leiden tot gaten in de kleibekleding waardoor zand kan uitspoelen. Risicovol zijn gaten die bij inspecties niet opvallen, maar wel kunnen leiden tot uitspoelen van zand. Konijnen en vossenholen tot in de zandkern vallen op. Bij graverij door kleinere beesten kan het echter onopvallend zijn of deze ook door de kleilaag heen is gegaan. Graverij door bijvoorbeeld muizen en mollen is minder bedreigend door de kleinere diameter van de gangen en doordat deze minder diep gaat. Uit golfoverslagproeven en overloopprouwen op echte dijken, met veel muizen en mollengangen, is gebleken dat bij kleilagen van 60 à 70 cm dikte er geen gangen of nestholtes waren die doordrongen tot de zandkern. Bij een kleilaag van enkele decimeters bleek dit echter wel het geval en leverde dit in combinatie met een slechte graszode al snel uitspoeling van zand op.

Verwacht wordt echter dat een kleibekledingslaag, inclusief een eventueel aanwezig laagje teelaarde, van totaal 0,8 m of dikker een acceptabel klein risico zal hebben op scheuren of graverij die leiden tot gevaar voor uitspoelen. Bij dunnere kleilagen zal ofwel specifiek moeten worden gelet op de aanwezigheid van dergelijke gangen, zodat deze vanuit inspecties kunnen worden uitgesloten, of moet worden gecontroleerd op uitspoelen van zand, zie par. C.2.2.

Voor de mechanismen opdrukken (par. C.2.1) en afschuiven (par. C.2.3) is een eenvoudige formule beschikbaar en een meer gedetailleerde formule die ook rekening houdt met de sterkte van de kleilaag zelf.

De aandrijvende kracht achter alle mechanismen is de grondwaterstand in de kern van de dijk, onder de bekleding, ten opzichte van het niveau van de teen van het talud, zie Figuur C.1. In de figuur zijn twee situaties gegeven, bovenaan een zanddijk met een zandberm en onderaan een zanddijk op een ondoorlatende ondergrond. Een zanddijk met een zandberm zal in veel gevallen weer op een ondoorlatende ondergrond zijn opgebouwd.



Figuur C.1 Schematische weergave zanddijk met kleibekleding, ligging freatisch vlak in de zandkern en definities van kleilaagdikte en parameter  $(h-z)$

Het freatisch vlak ligt onder dagelijkse omstandigheden in de meeste gevallen onder het teenniveau. Als gevolg van een hoge buitenwaterstand en infiltratie in de golfoploopzone en, in geval van overslag, ook op de kruin en het binnentalud zal het freatisch vlak in de dijk stijgen. De stijging en uiteindelijk de maximale hoogte van het freatisch vlak onder het binnentalud tijdens een hoogwater is afhankelijk van veel factoren:

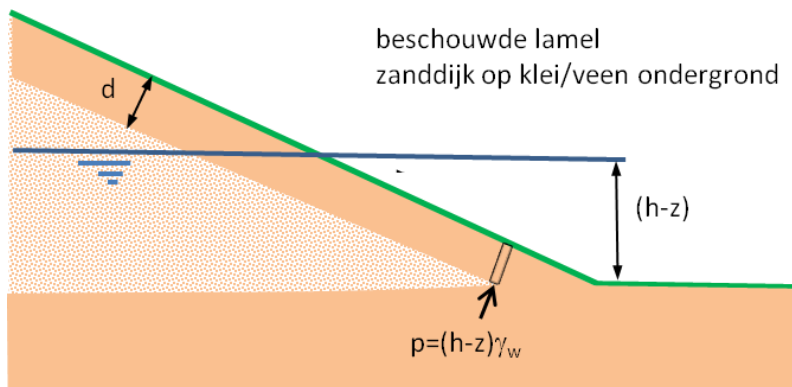
- De ligging van het freatisch vlak aan het begin van het hoogwater.
- Het waterstandsverloop in de tijd en eventueel golven en golfoverslag.
- De opbouw van de dijk en de ondergrond, de doorlatendheid en het bergend vermogen van de diverse grondlagen en bekledingen. Met het bergend vermogen wordt bedoeld, de hoeveelheid water die door de grond wordt opgenomen in de poriën om te komen van het initiële vochtgehalte tot volledige verzadiging.

Met inschattingen of bepalingen van deze parameters en invloedfactoren kan een grondwaterstromingsberekening worden gemaakt om te komen tot de maximale  $h$  tijdens een hoogwater. De stabiliteit van de bekleding kan vervolgens worden gecontroleerd met de onderstaande formules.

### C.2.1

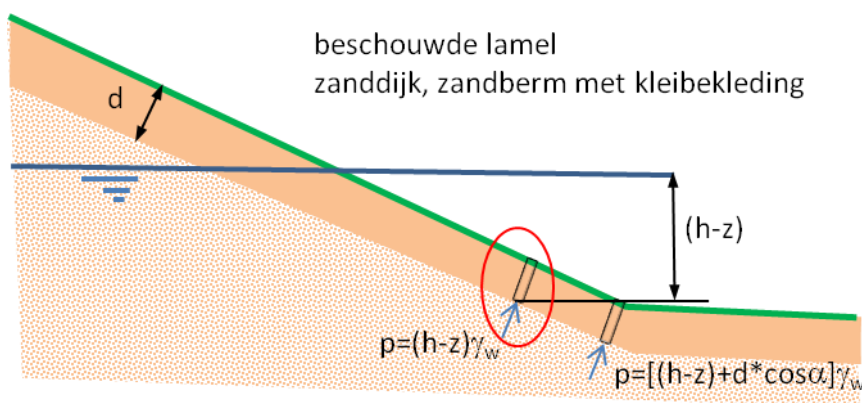
#### *Opdrukken van de kleibekleding*

De eenvoudige formule beschouwt het loodrecht evenwicht van een lamel kleibekleding, waarvan de onderkant op het niveau  $z$  ligt. Hierbij is uitgegaan van de situatie waarbij de zanddijk op een slecht doorlatende laag ligt, zie Figuur C.2.



Figuur C.2 Beschouwde lamel loodrecht evenwicht (opdrukken)

In de praktijk hebben zanddijken vaak ook een zandberm met daarop een kleibekleding (Figuur C.3).



Figuur C.3 Beschouwde lamel loodrecht evenwicht (opdrukken)

In dit laatste geval van een zanddijk met zandberm kan de opdrukstabiliteit ongunstiger worden, omdat de waterdruk onder een dieper gelegen lamel, zoals aangegeven in Figuur C.3,  $d \cdot \cos \alpha \cdot \gamma_w$  hoger kan zijn. Deze waterdruk kan hier echter alleen optreden als er helemaal geen polderwaartse afstroming van water door de berm mogelijk is, wat in de praktijk onwaarschijnlijk is. Zowel de plaats van de meest ongunstige lamel en de waterdruk zijn onzeker. In de formule uit [10] wordt uitgegaan van de situatie in Figuur C.3. Verondersteld wordt dat onzekerheden worden afgedekt door de modelfactor.

De wrijving langs de wanden van de lamel worden in de formule verwaarloosd, hetgeen leidt tot:

$$\cos \alpha \geq \frac{\gamma_d \cdot \gamma_n \cdot \gamma_{m,\rho} \cdot \rho_w (h-z)}{\rho_g \cdot d_{klei}}$$

Waarin:

$\rho_g$	Soortelijke massa natte grond [ $\text{kg/m}^3$ ].
$\rho_w$	Soortelijke massa water [ $\text{kg/m}^3$ ].
$\gamma_{m,\rho}$	Partiële veiligheidsfactor op soortelijke massa grond (=1,0) [-].
$\alpha$	Taludhelling [rad].
$d_{klei}$	Dikte kleibekleding [m].
$h$	Hoogte grondwaterstand in dijk kern nabij binnenteen t.o.v. NAP [m].
$z$	Hoogte binnenteen t.o.v. NAP [m].
$\gamma_d$	Modelfactor (=1,1) [-].

$\gamma_n$  Schadefactor (=1,1) [-].

Omwerken tot een veiligheidsfactor levert:

$$SF = \frac{R}{S} = \frac{1}{\gamma_n \cdot \gamma_d} \frac{\cos \alpha \cdot d_{klei} \cdot \frac{\rho_g}{\gamma_{m,\rho}}}{(h-z) \rho_w}$$

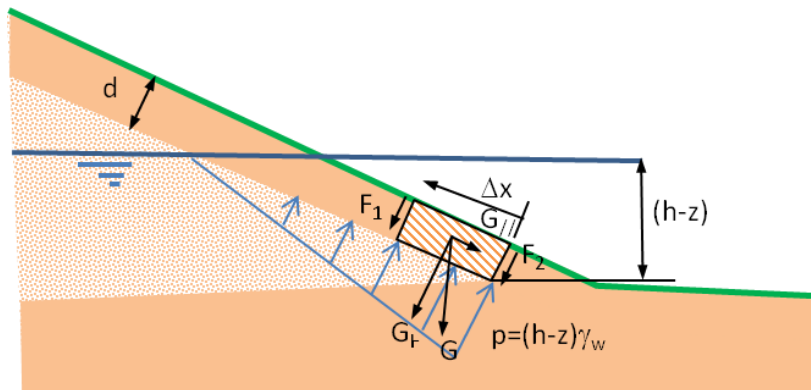
Net als bij de eerder formule dient de veiligheidsfactor groter te zijn dan 1 voor een voldoende stabiele situatie.

De formule als Z-functie:

$$Z = R - S = \left[ \cos \alpha \cdot d_{klei} \cdot \frac{\rho_g}{\gamma_{m,\rho}} \right] - \gamma_n \cdot \gamma_d [(h-z) \rho_w]$$

Net als bij de eerdere Z-functie moet Z groter zijn dan 0 voor een voldoende stabiele situatie.

Een meer gedetailleerde formule houdt wel rekening met de wrijving langs de randen van de opgedrukte grondmoot, zie Figuur C.4.



Figuur C.4 Schematische weergave loodrecht evenwicht grondmoot met diverse krachten

De krachten  $F_1$  en  $F_2$  werken langs de randen van de beschouwde grondmoot. Aangenomen wordt dat  $F_1$  gelijk is aan de cohesie  $c'$  keer de dikte en dat bij  $F_2$  naast het effect van de cohesie ook de parallelle component van het gewicht keer de wrijvingshoek wordt opgeteld  $G_{//} \cdot \tan \phi'$ .

In formulevorm met partiële veiligheidsfactoren wordt de formule dan als volgt:

$$\frac{2c' \cdot d_{klei}}{\gamma_{m,c}} + \frac{\rho_g \cdot g}{\gamma_{m,\rho}} \Delta x \cdot d_{klei} \cdot \cos \alpha + \frac{\rho_g \cdot g}{\gamma_{m,\rho}} \Delta x \cdot d_{klei} \cdot \sin \alpha \frac{\tan \phi'}{\gamma_{m,\phi}} \geq \gamma_n \cdot \gamma_d \left( \Delta h - \frac{1}{2} \Delta x \cdot \sin \alpha \right) \frac{\rho_w \cdot g}{\gamma_{m,\rho}} \Delta x$$

Waarin:

$\tan \phi'$  Tangens van de effectieve hoek van inwendige wrijving [°].  
 $\gamma_{m,\phi}$  Partiële veiligheidsfactor op  $\tan \phi'$  (=1,1) [-].  
 $c'$  Effectieve cohesie [Pa].  
 $\gamma_{m,c}$  Partiële veiligheidsfactor op  $c'$  (=1,25) [-].  
 $\rho_g$  Soortelijke massa natte grond [kg/m³].

$\rho_w$	Soortelijke massa water [kg/m <sup>3</sup> ].
$\gamma_{m,\rho}$	Partiële veiligheidsfactor op soortelijke massa (=1,0) [-].
$\alpha$	Taludhelling [rad].
$g$	Zwaartekrachtversnelling [m/s <sup>2</sup> ].
$d_{klei}$	Dikte kleibekleding [m].
$\Delta h$	=( $h - z$ ) ligging van de grondwaterstand t.o.v. hoogte binnenteen [m].
$\Delta x$	Lengtemaat langs het talud [m].
$\gamma_d$	Modelfactor (=1,1) [-].
$\gamma_n$	Schadefactor (=1,1) [-].

De veiligheidsfactor wordt berekend met:

$$SF = \frac{R}{S} = \frac{1}{\gamma_n \cdot \gamma_d} \cdot \frac{\frac{2c' \cdot d_{klei}}{\gamma_{m,c}} + \frac{\rho_g \cdot g}{\gamma_{m,\rho}} \Delta x \cdot d_{klei} \cdot \cos \alpha + \frac{\rho_g \cdot g}{\gamma_{m,\rho}} \Delta x \cdot d_{klei} \cdot \sin \alpha \frac{\tan \phi'}{\gamma_{m,\phi}}}{\left( \Delta h - \frac{1}{2} \Delta x \cdot \sin \alpha \right) \frac{\rho_w \cdot g}{\gamma_{m,\rho}} \Delta x}$$

De Z-functie voor deze situatie is:

$$\begin{aligned} Z &= R - S \\ &= \frac{2c' \cdot d_{klei}}{\gamma_{m,c}} + \frac{\rho_g \cdot g}{\gamma_{m,\rho}} \Delta x \cdot d_{klei} \cdot \cos \alpha + \frac{\rho_g \cdot g}{\gamma_{m,\rho}} \Delta x \cdot d_{klei} \cdot \sin \alpha \frac{\tan \phi'}{\gamma_{m,\phi}} \\ &\quad - \gamma_n \cdot \gamma_d \left( \Delta h - \frac{1}{2} \Delta x \cdot \sin \alpha \right) \frac{\rho_w \cdot g}{\gamma_{m,\rho}} \Delta x \end{aligned}$$

In [10] wordt  $\Delta x$  gevarieerd om de kritische waarde te vinden. Dit kan vrij eenvoudig met behulp van een spreadsheet.

Bij een gegeven  $\Delta h$  ( $=h - z$ ) kan de kritische waarde van  $\Delta x$ , waarbij de  $SF$  minimaal is, echter ook analytisch worden gevonden.  $\Delta x$  varieert tussen 0 en de maximale waarde  $\Delta h / \sin \alpha$ . Het minimum op dit interval kan worden gevonden door de afgeleide  $dSF/d\Delta x$  gelijk te stellen aan 0 en hieruit  $\Delta x$  op te lossen. Dit leidt tot:

$$\Delta x = \frac{-AD \pm \sqrt{A^2 D^2 - ABCD}}{BD} \quad \text{waarin:}$$

$$A = \frac{2c' \cdot d_{klei}}{\gamma_n \cdot \gamma_d \cdot \gamma_{m,c}}$$

$$B = \frac{\rho_g \cdot g \cdot d_{klei}}{\gamma_n \cdot \gamma_d \cdot \gamma_{m,\rho}} \left( \cos \alpha + \sin \alpha \frac{\tan \phi'}{\gamma_{m,\phi}} \right)$$

$$C = \Delta h \frac{\rho_w \cdot g}{\gamma_{m,\rho}}$$

$$D = -\frac{1}{2} \cdot \sin \alpha \frac{\rho_w \cdot g}{\gamma_{m,\rho}}$$

Invullen van deze  $\Delta x$  in:  $SF = \frac{A + B\Delta x}{C\Delta x + D\Delta x^2}$  geeft vervolgens de minimale safety factor.

Ter controle bij eventueel programmeerwerk wordt het volgende voorbeeld gegeven.

### INVOER 1

$\phi' = 25^\circ$   
 $\gamma_{m,\phi} = 1,1$  (let op deze gaat over  $\tan \phi'$ , niet over  $\phi'$ ) [-].  
 $c' = 2000$  Pa.  
 $\gamma_{m,c} = 1,25$  [-].  
 $\rho_g = 1630$  kg/m<sup>3</sup>.  
 $\rho_w = 1000$  kg/m<sup>3</sup>.  
 $\gamma_{m,\rho} = 1,0$  [-].  
 $\tan \alpha = 1/3$  [-].  
 $g = 9,81$  m/s<sup>2</sup>.  
 $d_{klei} = 0,8$  m.  
 $\Delta h = (h - z) = 0,9$  m.  
 $\gamma_d * \gamma_n = 1,21$  [-].

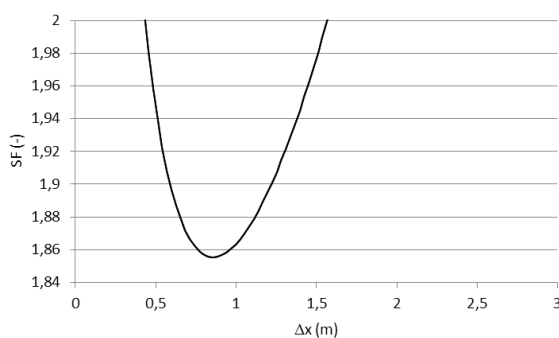
### RESULTAAT 1

Met de bovenstaande parameters worden de onderstaande parameters  $A$ - $D$ ,  $\Delta x$  en  $SF$  berekend.

$A$	2116
$B$	11447
$C$	8829
$D$	-1551
$\Delta x$	0,8574
$SF_{min}$	1,856

De veiligheidsfactor is groter dan 1: de kleibekleding is stabiel gelet op het mechanisme opdrukken.

Het lokale minimum van  $SF(\Delta x)$  staat in Figuur C.5.



Figuur C.5 Grafiek van  $SF$  [-] tegen  $\Delta x$  voor het bovengenoemde voorbeeld.

### INVOER 2

$\phi' = 20^\circ$   
 $\gamma_{m,\phi} = 1,1$  (let op deze gaat over  $\tan \phi'$ , niet over  $\phi'$ ) [-].  
 $c' = 1000$  Pa.  
 $\gamma_{m,c} = 1,25$  [-].  
 $\rho_g = 1750$  kg/m<sup>3</sup>.  
 $\rho_w = 1025$  kg/m<sup>3</sup>.  
 $\gamma_{m,\rho} = 1,0$  [-].  
 $\tan \alpha = 1/2,8$  [-].  
 $g = 9,81$  m/s<sup>2</sup>.  
 $d_{klei} = 0,7$  m.  
 $\Delta h = (h - z) = 1,25$  m.  
 $\gamma_d * \gamma_n = 1,21$  [-].



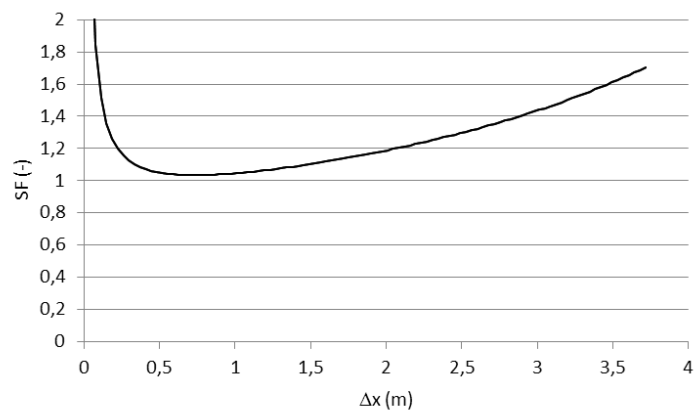
## RESULTAAT 2

Met de bovenstaande parameters worden de onderstaande parameters  $A$ - $D$ ,  $\Delta x$  en  $SF$  berekend.

$A$	925,6
$B$	10458
$C$	12569
$D$	-1691
$\Delta x$	0,7274
$SF_{min}$	1,0345

De veiligheidsfactor is groter dan 1: de kleibekleding is stabiel gelet op het mechanisme opdrukken.

Het lokale minimum van  $SF(\Delta x)$  staat in Figuur C.6.

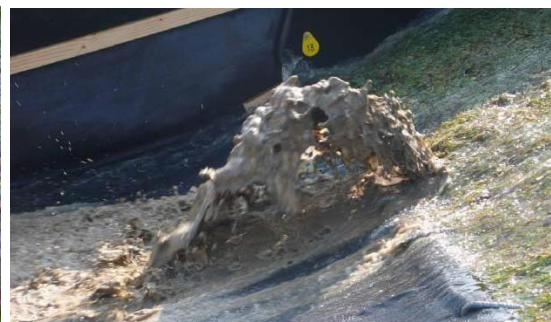


Figuur C.6 Grafiek van  $SF$  [-] tegen  $\Delta x$  voor het bovengenoemde voorbeeld.

### C.2.2

#### *Uitspoelen van zand door een kleibekleding*

Er bestaat weinig validatiemateriaal voor dit mechanisme. Bij een overloopproof op een steile dijk bij Wissenkerke in 1993 trad water dat infiltreerde in het talud geconcentreerd uit onderaan het talud. Hierbij werd grond/zand meegevoerd en bezweek het binnentalud binnen een uur bij een overstroombdebit in de orde van 1 l/s/m. Bij een overslagproof op Tholen is eenzelfde soort mechanisme waargenomen bij een talud van 1:2,4 en een overslagdebit van 5 l/s/m. De dikte van de kleibekleding was hier zeer variabel en soms zeer dun (plaatselijk hooguit enkele decimeters). Een geconcentreerde stroming uit een mollengang voerde zand mee en ondermijnde in korte tijd het talud, waarna de golfoverslag verder afrekende met de bekleding. De waarnemingen tonen aan dat sommige dijken gevoelig kunnen zijn voor het uitspoelen van zand door een kleibekleding, zeker indien dit optreedt in combinatie met overloop of overslag.





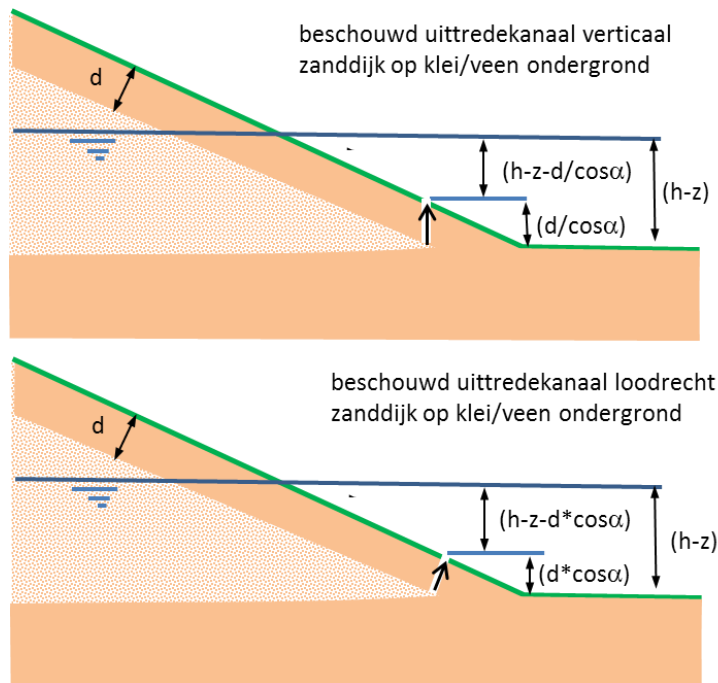
Figuur C.7 Uitspoelen van zand door een molgang onderaan het talud, gevolgd door ondermijning van de kleilaag en falen van de bekleding (Golfoverslagproef Tholen [6]).

Het uitspoelen van zand uit de kleilaag kan worden gemodelleerd door het optredende verhang te vergelijken met een kritisch verhang. Het optredend verhang kan worden geschat door het verschil tussen de grondwaterstand in de zandkern en de ligging van de bovenkant van het uittredekanaal, gedeeld door de lengte van het uittredekanaal. Hierbij heeft de oriëntatie van het uittredekanaal een zekere invloed.

*Opgemerkt wordt dat voeding van water vanuit een verzadigd medium (zandkern) anders, langzamer, werkt dan vanuit vrij buitenwater. Dit zou met behulp van grondwaterstromingsberekeningen en eventueel experimenteel onderzoek kunnen worden onderzocht.*

Het kritisch verhang is het verhang waarbij zandtransport optreedt. In theorie zal bij een verticaal gericht verhang in een zandpakket gelijk aan  $(\rho_g - \rho_w)/\rho_w$  drijfzand ontstaan. Voor normaal gepakt zand met  $\rho_g = 2000 \text{ kg/m}^3$  levert dit een kritisch verhang van 1 [-]. De korrelspanning is in deze situatie 0 [Pa], het korrelskelet zweeft als het ware in het water. Bij het opbarsten van een horizontaal klei- en of veenpakket kan in de praktijk eerder zandtransport optreden, namelijk bij een verhang van ca. 0,8-1 [-]. Een tot nu toe geaccepteerd veilig criterium voor verticaal zandtransport is 0,5 [-] [7].

Als het uittredekanaal een gevolg is van opdrukken of opbarsten van de kleilaag of het gevolg van een scheur door te nat aangebracht materiaal, dan is het waarschijnlijk dat het uittredekanaal een oriëntatie heeft die loodrecht op het talud tot verticaal is. Alleen als het uittredekanaal een gevolg is van graverij, of een slechte inkassing van de kleilaag op de ondergrond dan kan de oriëntatie flauwer worden. Voor sterk van verticaal afwijkende oriëntaties van het uittredekanaal is onbekend in hoeverre het kritisch verhang afneemt. Het verdient de aanbeveling om de kans op voorkomen van deze situaties en de gevolgen voor de veiligheid te onderzoeken. Op dit moment wordt het echter buiten beschouwing gelaten. Bij een kleine afwijking van de verticaal is een correctie met een  $\cos \alpha$  denkbaar, zonder dat hiervoor overigens een goede onderbouwing is.



Figuur C.8 Schematische weergave oriëntatie uittredekanal met verval gegeven een grondwaterstand ( $h-z$ ) in de zandkern

Het verhang over het uittredekanal voor de bovenstaande gevallen is gelijk aan:

$$i_{\text{verticaal}} = \frac{h-z-\frac{d}{\cos \alpha}}{\frac{d}{\cos \alpha}} = \frac{(h-z)}{d} \cos \alpha - 1$$

$$i_{\text{loodrecht}} = \frac{h-z-d \cos \alpha}{d} = \frac{h-z}{d} - \cos \alpha$$

Voor het kritisch verhang kan bijvoorbeeld, zonder verdere onderbouwing of onderzoek, bij benadering worden uitgegaan van:

$$i_{k,\text{verticaal}} = 0.5$$

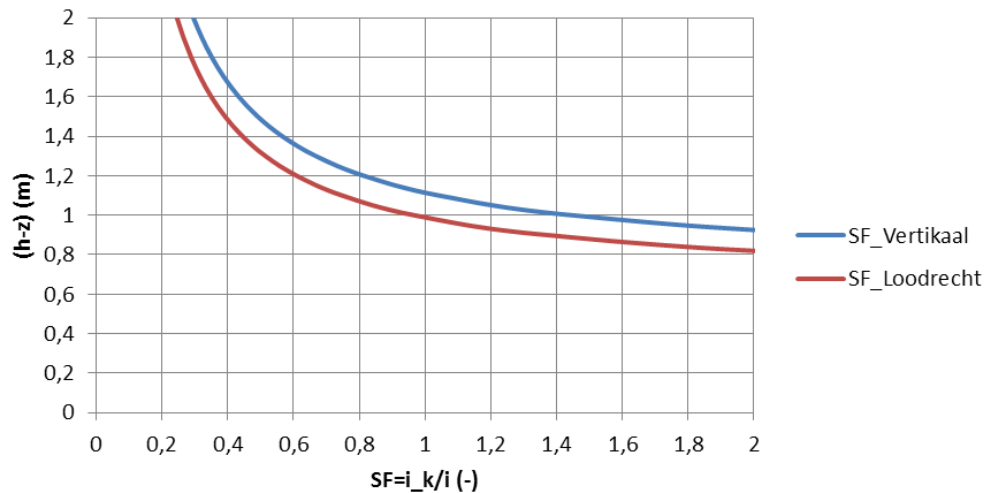
$$i_{k,\text{loodrecht}} = \cos \alpha \cdot 0.5$$

Door het kritische verhang te delen door het optredende verhang kan een veiligheidsfactor ( $SF$ ) worden berekend. Dit leidt tot de volgende formules:

$$SF_{\text{verticaal}} = \frac{i_{k,\text{verticaal}}}{i_{\text{verticaal}}} = \frac{0.5}{\frac{(h-z)}{d} \cos \alpha - 1} = \frac{0.5d}{(h-z) \cos \alpha - d}$$

$$SF_{\text{loodrecht}} = \frac{i_{k,\text{loodrecht}}}{i_{\text{loodrecht}}} = \frac{0.5 \cos \alpha}{\frac{h-z}{d} - \cos \alpha} = \frac{0.5 \cdot d \cdot \cos \alpha}{(h-z) - d \cdot \cos \alpha}$$

Het effect van deze formules is inzichtelijk gemaakt voor een gangbaar talud 1:2,8 van een zanddijk met een kleibekleding van 0,7 m dikte. Voor de twee scenario's is de veiligheidsfactor ( $SF$ ) uitgezet tegen de belasting ( $h-z$ ) in Figuur C.9.

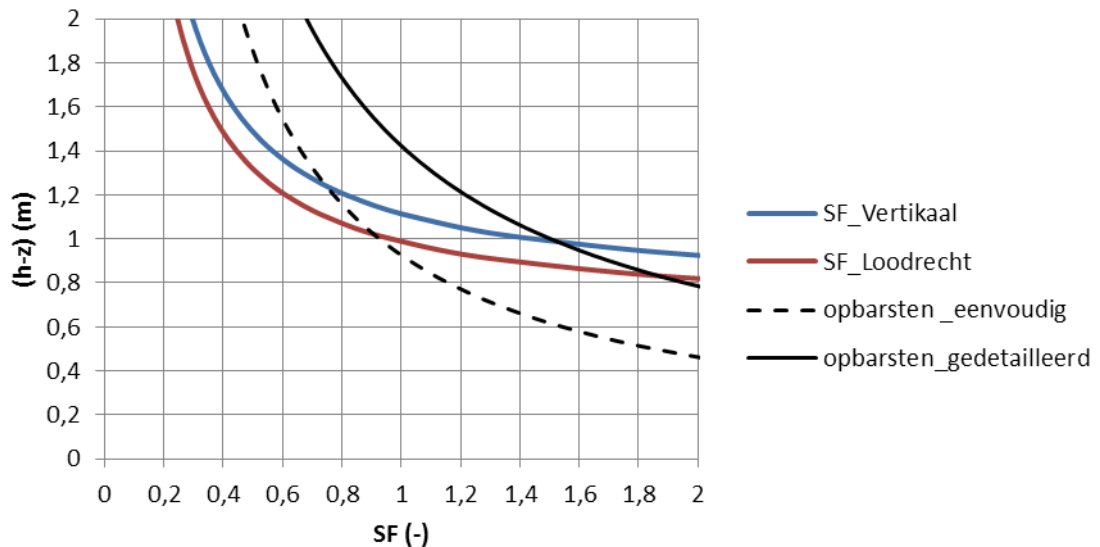


Figuur C.9  $SF$  tegen  $(h-z)$  voor twee scenario's: verticaal uittredkanaal, loodrecht uittredkanaal

De kritische stijghoogte ( $h-z$ ) in de zandkern bij verticaal uittreden is gelijk aan 1,1 m en bij loodrecht uittreden 1,0 m. De verschillen tussen 'verticaal' en 'loodrecht' zijn gering. **Voor de beoordeling moet gebruik worden gemaakt van de formule voor 'loodrecht'.**

Boven de kritische waarden van  $(h-z)$  zal uitspoelen van zand mogelijk zijn, mits er een scheur of gat aanwezig is in de bekleding, ofwel door bodemstructuurvormende processen en graverij, ofwel als gevolg van opbarsten. Opgemerkt wordt dat dat voor het kritische verhang de veilige waarde van 0,5 [-] is aangehouden.

Indien kan worden aangetoond dat de kleibekleding aanvankelijk geen gaten of scheuren in de teen van de dijk heeft (zie inleidende tekst bij par.A.2), dan zal eerst opdrukken van de kleilaag moeten optreden voordat uitspoeling van zand mogelijk is. Hiervoor gelden de formules zoals beschreven in paragraaf A.2.1. Voor de gedetailleerde formule moet ook de sterkte van de grond middels een  $c'$  en  $\phi'$  worden ingevuld. Uitgaande van  $c'=2$  kPa en  $\phi'=25^\circ$ , redelijk gangbare parameters, kunnen de onderstaande  $SF$ -lijnen worden berekend, zie Figuur C.10, afhankelijk van de belasting ( $h-z$ ). Bij de formules uit A.2.1 is gebruik gemaakt van de naar beneden bijgestelde veiligheidsfactor van 1,21 in plaats van 2,0 uit [10].

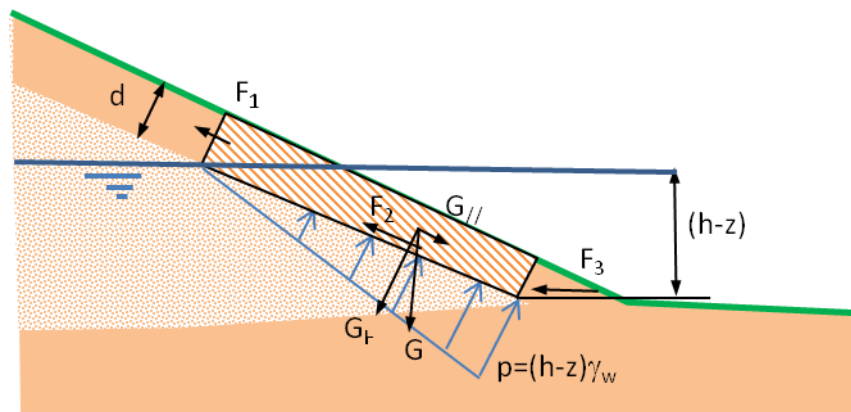


Figuur C.10 SF voor uitspoelen en opbarsten tegen belasting  $(h-z)$  in één grafiek (opdrukken  $\gamma_d \cdot \gamma_n = 2,0$ )

De eenvoudige formule voor opdrukken (lamel zonder wrijving) geeft een kritische  $(h-z)$  van 0,9 m, de gedetailleerde formule geeft 1,4 m. Indien de kleilaag geen gaten en scheuren heeft, dan kan dus een extra verval van 0,4 m worden toegelaten over de kleilaag. Indien er bij een verval van 1,4 m werkelijk opbarsten van de laag optreedt, dan is het verhang over de laag ook gelijk groot genoeg om uitspoeling van zand te geven.

### C.2.3

#### Afschuiven van de kleibekleding



Figuur C.11 Schematische weergave krachten op een grondmoot voor beschrijving evenwicht parallel aan het talud

Als eerste stap voor de controle op afschuiven gekeken of krachten  $F_1$  en  $F_2$  voldoende zijn om het gewicht  $G_{//}$  te weerstaan (Figuur C.11 ). Hierin wordt gesteld dat kracht  $F_1$  gelijk is aan de cohesie  $c'$  keer de dikte  $d_{klei}$ .  $F_2$  is een resultaat van de wrijving tussen de beschouwde kleibekleding en de zandkern.

$$F_1 = \frac{c' d}{\gamma_{m,c}}$$

$$F_2 = \frac{c'}{\gamma_{m,c}} \cdot \frac{\Delta h}{\sin \alpha} + \left( \cos \alpha \cdot \frac{\Delta h}{\sin \alpha} \cdot d \cdot \frac{\rho_g \cdot g}{\gamma_{m,\rho}} - \frac{1}{2} \cdot \sin \alpha \cdot \frac{\rho_w \cdot g}{\gamma_{m,\rho}} \cdot \Delta h^2 \right) \frac{\tan \phi'}{\gamma_{m,\phi}}$$

$$G_{//} = \sin \alpha \cdot \frac{\Delta h}{\sin \alpha} \cdot d \cdot \frac{\rho_g \cdot g}{\gamma_{m,\rho}} = \Delta h \cdot d \cdot \frac{\rho_g \cdot g}{\gamma_{m,\rho}}$$

De overweging of  $F_1$  en  $F_2$  voldoende zijn om  $G_{//}$  te weerstaan leidt hiermee tot de formule:

$$F_1 + F_2 \geq G_{//}$$

$$\frac{c' d}{\gamma_{m,c}} + \frac{c'}{\gamma_{m,c}} \cdot \frac{\Delta h}{\sin \alpha} + \left( \cos \alpha \cdot \frac{\Delta h}{\sin \alpha} \cdot d \cdot \frac{\rho_g \cdot g}{\gamma_{m,\rho}} - \frac{1}{2} \cdot \sin \alpha \cdot \frac{\rho_w \cdot g}{\gamma_{m,\rho}} \cdot \Delta h^2 \right) \tan \phi' \geq \Delta h \cdot d \cdot \frac{\rho_g \cdot g}{\gamma_{m,\rho}}$$

Kanttekeningen die bij de bovenstaande beredenering kunnen worden geplaatst zijn dat er in het algemeen geen trekkracht aan grond wordt toegekend, waardoor  $F_1$  gelijk aan 0 moet zijn.

Tevens zouden bij de bepaling van  $F_2$  twee berekeningen moeten worden gemaakt, één met de wrijvings eigenschappen van het zand ( $c'=0$ ) en één met de wrijvings eigenschappen van de klei. De laagste is maatgevend.

Een tweede stap om te kijken of het eventuele tekort aan reactiekracht kan worden gecompenseerd met  $F_3$ , de reactiekracht die de teen kan leveren. De resterende kracht is  $F_{res} = G_{//} - F_1 - F_2$ . Deze kracht moet kleiner of gelijk zijn aan  $F_3$ , ofwel  $G_{//} - F_1 - F_2 \leq F_3$ . De kracht  $F_3$  is gelijk aan:

$$F_3 = \frac{c'}{\gamma_{m,c}} \cdot \frac{d}{\sin \alpha} + \frac{1}{2} \cdot \frac{d^2}{\sin \alpha} \cdot \frac{\rho_g \cdot g}{\gamma_{m,\rho}} \cdot \frac{\tan \phi'}{\gamma_{m,\phi}}$$

Hierbij gelden een paar opmerkingen:

- Impliciet wordt bij het uitrekenen van de wrijvingskracht uitgegaan van droge grond op het vlakje waarlangs  $F_3$  werkt, wat in de meeste gevallen optimistisch zal zijn.
- De drukkracht vanuit de afschuivende grondmoot  $F_{res}$  wordt niet meegenomen bij de bepaling van reactiekracht door wrijving, wat juist weer pessimistisch zal zijn.
- De krachten  $F_{res}$  en  $F_3$  werken niet in dezelfde richting, maar worden toch niet ontbonden wat leidt tot een optimistische uitkomst.
- Het gewicht van het grondmootje bij de teen wordt niet correct berekend ( $0.5 \cdot d_{klei}^2 / \sin \alpha$  in plaats van  $0.5 \cdot d_{klei}^2 / \tan \alpha$ ). Voor flauwe hoeken is het verschil gering, voor grotere hoeken neemt het verschil toe. De fout leidt tot een optimistische schatting van de reactiekracht.

Er wordt vanuit gegaan dat de optimistische en pessimistische effecten ongeveer tegen elkaar zullen wegvallen en als geheel niet veel invloed zullen hebben op het oordeel.

Toevoeging van de kracht  $F_3$  en een model schadefactor en het verwijderen van  $F_1$  (grond heeft geen treksterkte) levert de formule voor afschuiven van de bekleding in de *gedetailleerde toets*. Dit is dezelfde formule als in [10], echter zonder  $F_1$ .

$$\gamma_n \cdot \gamma_d \cdot \left( \Delta h \cdot d \cdot \frac{\rho_g \cdot g}{\gamma_{m,\rho}} - \frac{c'}{\gamma_{m,c}} \cdot \frac{\Delta h}{\sin \alpha} - \left( \cos \alpha \cdot \frac{\Delta h}{\sin \alpha} \cdot d \cdot \frac{\rho_g \cdot g}{\gamma_{m,\rho}} - \frac{1}{2} \cdot \sin \alpha \cdot \frac{\rho_w \cdot g}{\gamma_{m,\rho}} \cdot \Delta h^2 \right) \frac{\tan \phi'}{\gamma_{m,\phi}} \right)$$

$$\leq \frac{c}{\gamma_{m,c}} \cdot \frac{d}{\sin \alpha} + \frac{1}{2} \cdot \frac{d^2}{\sin \alpha} \cdot \frac{\rho_g \cdot g}{\gamma_{m,\rho}} \cdot \frac{\tan \phi}{\gamma_{m,\phi}}$$

Het is zuiverder om de belasting en de sterkte te scheiden voor vermenigvuldiging met de schadefactor en modelfactor. In verdere afwijking van [10] wordt de formule dus:

$$\gamma_n \cdot \gamma_d \cdot \left( \Delta h \cdot d \cdot \frac{\rho_g \cdot g}{\gamma_{m,\rho}} \right)$$

$$\leq \frac{c}{\gamma_{m,c}} \cdot \frac{d}{\sin \alpha} + \frac{1}{2} \cdot \frac{d^2}{\sin \alpha} \cdot \frac{\rho_g \cdot g}{\gamma_{m,\rho}} \cdot \frac{\tan \phi}{\gamma_{m,\phi}}$$

$$+ \frac{c'}{\gamma_{m,c}} \cdot \frac{\Delta h}{\sin \alpha} + \left( \cos \alpha \cdot \frac{\Delta h}{\sin \alpha} \cdot d \cdot \frac{\rho_g \cdot g}{\gamma_{m,\rho}} - \frac{1}{2} \cdot \sin \alpha \cdot \frac{\rho_w \cdot g}{\gamma_{m,\rho}} \cdot \Delta h^2 \right) \frac{\tan \phi'}{\gamma_{m,\phi}}$$

De bijbehorende Z-functie luidt:

$$Z = R - S = \frac{c'}{\gamma_{m,c}} \cdot \frac{d}{\sin \alpha} + \frac{1}{2} \cdot \frac{d^2}{\sin \alpha} \cdot \frac{\rho_g \cdot g}{\gamma_{m,\rho}} \cdot \frac{\tan \phi'}{\gamma_{m,\phi}}$$

$$+ \frac{c'}{\gamma_{m,c}} \cdot \frac{\Delta h}{\sin \alpha} + \left( \cos \alpha \cdot \frac{\Delta h}{\sin \alpha} \cdot d \cdot \frac{\rho_g \cdot g}{\gamma_{m,\rho}} - \frac{1}{2} \cdot \sin \alpha \cdot \frac{\rho_w \cdot g}{\gamma_{m,\rho}} \cdot \Delta h^2 \right) \frac{\tan \phi'}{\gamma_{m,\phi}} - \gamma_n \cdot \gamma_d \cdot \left( \Delta h \cdot d \cdot \frac{\rho_g \cdot g}{\gamma_{m,\rho}} \right)$$

De veiligheidsfactor wordt gegeven door:

$$SF = \frac{R}{S} = \frac{1}{\gamma_n \cdot \gamma_d \left( \Delta h \cdot d \cdot \frac{\rho_g \cdot g}{\gamma_{m,\rho}} \right)}$$

$$\left\{ \frac{c}{\gamma_{m,c}} \cdot \frac{d}{\sin \alpha} + \frac{1}{2} \cdot \frac{d^2}{\sin \alpha} \cdot \frac{\rho_g \cdot g}{\gamma_{m,\rho}} \cdot \frac{\tan \phi}{\gamma_{m,\phi}} + \frac{c'}{\gamma_{m,c}} \cdot \frac{\Delta h}{\sin \alpha} + \left( \cos \alpha \cdot \frac{\Delta h}{\sin \alpha} \cdot d \cdot \frac{\rho_g \cdot g}{\gamma_{m,\rho}} - \frac{1}{2} \cdot \sin \alpha \cdot \frac{\rho_w \cdot g}{\gamma_{m,\rho}} \cdot \Delta h^2 \right) \frac{\tan \phi'}{\gamma_{m,\phi}} \right\}$$

Net als bij voorgaande rekenregels is de grenswaarde voor de  $SF$  gelijk aan 1 en die voor de  $Z$ -functie gelijk aan 0.

Voor de controle van programmeerwerk wordt een voorbeeld gegeven.

#### INVOER

$\phi'$ kleilaag = 25°

$\phi'$ zandkern = 30°

$\gamma_{m,\phi} = 1,1$  (let op deze gaat over  $\tan \phi'$ , niet over  $\phi'$ ).

$c'$ kleilaag = 2 kPa

$\gamma_{m,c} = 1,25$

$\rho_g = 1630 \text{ kg/m}^3$

$\rho_w = 1000 \text{ kg/m}^3$

$\gamma_{m,\rho} = 1,0$

$$\begin{aligned}\tan \alpha &= 1/3 [-] \\ g &= 9,81 \text{ m/s}^2 \\ d_{\text{klei}} &= 0,8 \text{ m} \\ \Delta h &= (h - z) = 0,9 \text{ m} \\ \gamma_d * \gamma_n &= 1,1 \times 1,1 = 1,21\end{aligned}$$

## RESULTAAT

De krachten zijn gelijk aan:

$$\begin{aligned}F_1 &= 1280 \text{ N/m}' \text{ (**wordt niet gebruikt bij de gedetailleerde toets**)} \\ F_2 \text{ klei} &= 18662 \text{ N/m}' \\ F_2 \text{ zand} &= 17469 \text{ N/m}' \\ F_2 &= 17469 \text{ N/m}' \text{ (minimum van } F_2 \text{ zand en klei)} \\ G_{//} &= 11513 \text{ N/m}' \\ F_3 &= 10908 \text{ N/m}'\end{aligned}$$

Voor de *gedetailleerde toets* leidt dit tot:

$$\gamma_d * \gamma_n * G_{//} \leq F_2 + F_3 \text{ dus } 1,21 * 11513 \leq 17469 + 10908 \text{ dus } 13931 \leq 28376 \text{ dus de bekleding voldoet ten aanzien van het mechanisme afschuiven.}$$

De veiligheidsfactor ( $SF$ ) met deze parameters is gelijk aan 2,0369.

Opgemerkt wordt dat voor gangbare zanddijken met een kleibekleding het opdrukken (par. A.2.1) of het uitspoelen van zand (par. A.2.2) maatgevend zijn ten opzichte van het afschuiven van de bekleding.

## C.3 Zanddijk talud boven water

Zanddijken, zonder kleibekleding, worden in [10] beoordeeld op het uitspoelen van korrels en aan afschuiven. Er wordt uitgegaan van horizontaal uit het talud tredend grondwater.

Uitspoelen wordt gecontroleerd met de formule:

$$\tan \alpha \leq \sqrt{\frac{\rho_g - \rho_w}{\rho_w \cdot \gamma_n \cdot \gamma_d \cdot \gamma_{m,\rho}}}$$

Waarin:

$\rho_g$	Soortelijke massa natte grond [ $\text{kg/m}^3$ ].
$\rho_w$	Soortelijke massa water [ $\text{kg/m}^3$ ].
$\gamma_{m,\rho}$	Partiële veiligheidsfactor op soortelijke massa grond (=1,0) [-].
$\alpha$	Taludhelling [ $^\circ$ ].
$\gamma_d * \gamma_n$	Modelfactor x schadefactor (=2) [-].

Bij een soortelijke massa van de grond van  $2000 \text{ kg/m}^3$  (gangbaar voor verzadigd zand), is de maximaal toegelaten taludhelling iets steiler dan 1:1,5. Omdat taludhellingen steiler dan dit in de praktijk zelden voorkomen zal een dijk zelden worden afgekeurd op dit mechanisme.

Afschuiven van een zandtalud boven water, bij horizontaal uittredend grondwater wordt gecontroleerd met de formule:

$$\tan \phi' \geq \frac{\gamma_n \cdot \gamma_d \cdot \gamma_{m,\phi} \cdot \rho_g \cdot g \cdot \sin \alpha}{\rho_g \cdot g \cdot \cos \alpha - \frac{\rho_w \cdot g}{\cos \alpha}}$$

Waarin:



$\phi'$	Hoek van inwendige wrijving [°].
$\gamma_{m,\phi}$	=1,1 (let op deze gaat over $\tan \phi'$ , niet over $\phi'$ ).
$\rho_g$	Soortelijke massa natte grond [kg/m <sup>3</sup> ].
$\rho_w$	Soortelijke massa water [kg/m <sup>3</sup> ].
$\alpha$	Taludhelling [°].
$g$	Zwaartekrachtsversnelling [m/s <sup>2</sup> ].
$\gamma_d * \gamma_n$	Modelfactor x schadefactor (=1,1x1,1=1,21) [-].

Bij een soortelijke massa van de grond van 2000 kg/m<sup>3</sup> (gangbaar voor verzadigd zand zand), en  $\phi'=35^\circ$  is de maximaal toegelaten taludhelling iets flauwer dan 1:4. Afschuiven is veruit maatgevend boven uitspoelen.

De bijbehorende Z-functie luidt:

$$Z = R - S = \frac{\tan \phi'}{\gamma_{m,\phi}} - \gamma_n \cdot \gamma_d \frac{\rho_g \cdot \sin \alpha}{\rho_g \cdot \cos \alpha - \frac{\rho_w}{\cos \alpha}}$$

En de veiligheidsfactor wordt berekend met:

$$SF = \frac{R}{S} = \frac{1}{\gamma_n \cdot \gamma_d} \cdot \frac{\tan \phi'}{\gamma_{m,\phi}} \cdot \frac{\left( \rho_g \cdot \cos \alpha - \frac{\rho_w}{\cos \alpha} \right)}{\rho_g \cdot \sin \alpha}$$

#### C.4 Zanddijk talud onder water

Ook voor een zandtalud onder water met een uittredend verhang worden in het TRWG [10] formules afgegeven.

De aandrijvende kracht voor het uitspoelen van zandkorrels uit een onderwatertalud en het afschuiven van een zandtalud onder water is het buitenwaarts gerichte verhang  $i$  [-]. Bij een talud onder water zal het grondwater loodrecht uittreden. De grootte van het verhang moet worden bepaald met een grondwaterstromingsberekening.

De controle op uitspoelen van zandkorrels gebeurt met de formule:

$$\cos \alpha \geq \frac{\gamma_n \cdot \gamma_d \cdot \gamma_{m,\rho} \cdot i_{\perp} \cdot \rho_w}{\rho_g - \rho_w}$$

Waarin:

$\rho_g$	Soortelijke massa natte grond [kg/m <sup>3</sup> ].
$\rho_w$	Soortelijke massa water [kg/m <sup>3</sup> ].
$\gamma_{m,\rho}$	Partiële veiligheidsfactor op soortelijke massa grond (=1,0) [-].
$\alpha$	Taludhelling onderwatertalud [°].
$i_{\perp}$	Buitenwaarts gericht verhang [-].
$\gamma_d * \gamma_n$	Modelfactor x schadefactor (=2 voor loodrecht evenwicht) [-].

Voor een talud van 1V:3H en  $\rho_g = 2000 \text{ kg/m}^3$  leidt dit tot een kritisch verhang  $i_{\perp} = 0,78 \text{ [m/m]}$ , wat onder normale condities groot is en vaak zal leiden tot 'voldoet'.

De controle op afschuiven van een zandtalud ( $c'=0 \text{ Pa}$ ) onder water gaat met de formule:

$$\tan \phi' \geq \frac{\gamma_n \cdot \gamma_d \cdot \gamma_{m,\phi} (\rho_g - \rho_w) \cdot \sin \alpha}{\rho_g \cdot \cos \alpha - \rho_w (\cos \alpha + i_{\perp})}$$

$\rho_g$  Soortelijke massa natte grond [kg/m<sup>3</sup>].

$\rho_w$  Soortelijke massa water [kg/m<sup>3</sup>].

$\phi'$  Hoek van inwendige wrijving [°].

$\gamma_{m,\phi}$  Partiële veiligheidsfactor op  $\tan \phi'$  (=1,1) [-].

$\alpha$  Taludhelling onderwatertalud [°].

$i_{\perp}$  Buitenwaarts gericht verhang [-].

$\gamma_d \cdot \gamma_n$  Modelfactor x schadefactor (=1,1x1,1=1,21 voor evenwijdig evenwicht) [-].

Voor een talud van 1V:3H,  $\rho_g = 2000 \text{ kg/m}^3$  en  $\phi' = 35^\circ$  leidt dit tot een kritisch verhang  $i_{\perp} = 0,34758 \text{ [m/m]}$ .



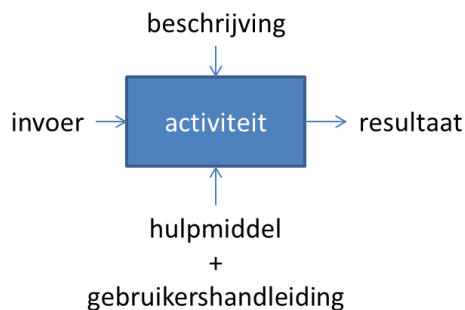


## D Schema werkwijze beoordeling microstabiliteit

Hieronder is schematisch de werkwijze van de beoordeling van het toetsspoor Microstabiliteit (STMI) weergegeven (Figuur D.2).

### D.1 Toelichting op het schema werkwijze beoordeling

De werkwijze bestaat uit opvolgende activiteiten waarbij het resultaat van de voorgaande activiteit de invoer is van de volgende activiteit. Deze activiteiten moeten doorlopen worden om te komen tot een oordeel. Per activiteit kan worden beschreven hoe men van de invoer komt tot de benodigde uitvoer. Daarnaast wordt aangegeven of een activiteit door hulpmiddelen wordt ondersteund. Het schema van een activiteit ziet er in het algemeen uit zoals Figuur D.1.

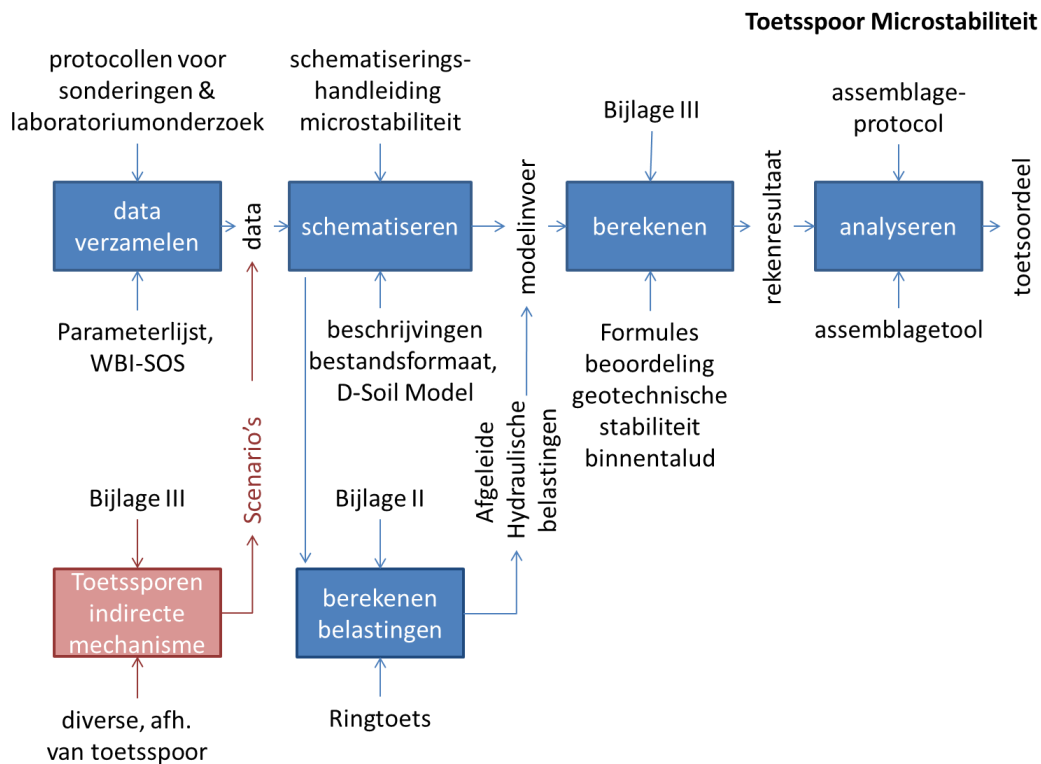


Figuur D.1 Het algemene schema van een activiteit. Een aaneenschakeling van benodigde activiteiten bij een beoordeling geeft de schematische werkwijze van de beoordeling weer.

Het beoordelingsinstrumentarium bestaat uit verschillende documenten en tools/software om te komen tot een oordeel. In het schema is aangegeven welke (hoofd) documenten en tools/software betrekking hebben op een activiteit. Bij de activiteit wordt in de referenties na het schema gerefereerd naar de alle beschikbare documenten en/of tools/software behorende bij de activiteit. Op deze manier kan de beoordelaar bij elke activiteit achterhalen welke documenten en/of tools/software van het beoordelingsinstrumentarium relevant zijn om die activiteit uit te kunnen voeren. Er wordt in het schema niet uitsluitend verwezen naar documenten en/of tools/software van het beoordelingsinstrumentarium.

Benadrukt wordt dat dit schema niet het beoordelingsproces beschrijft. Het beoordelingsproces wordt beschreven in Bijlage I 'Procedure' van de Ministeriële Regeling veiligheid primaire waterkeringen 2017. Het beoordelingsproces is iteratief waarbij één of meerdere activiteiten uit het schema meerdere malen kan worden doorlopen. Afhankelijk van waar men zich bevindt in het beoordelingsproces, kan de invulling van de activiteit anders zijn. Bijvoorbeeld bij de activiteit 'berekenen' kan dit door middel van een eenvoudige toets, gedetailleerde toets per vak of een toets op maat. Verder wordt benadrukt dat de beschrijvingen en hulpmiddelen niet uitputtend zijn. Niet alle invullingen van een activiteit zijn beschreven of worden ondersteund (denk hierbij aan toets op maat).

## D.2 Schema werkwijze beoordeling Microstabiliteit (STMI)



Figuur D.2 Schema werkwijze beoordeling Microstabiliteit (STMI). In het schema zijn alleen de belangrijkste documenten en/of tools/software genoemd. De lijst met alle beschikbare documenten en tools/software die betrekking hebben op een activiteit wordt hieronder beschreven. Let bij dit toetsspoor op dat voor het berekenen van de belastingen mogelijk een schematisatie nodig is.

## D.3 Referenties bij het schema werkwijze beoordeling Microstabiliteit (STMI)

### D.3.1 Activiteit 'data verzamelen'

Referenties beschrijving activiteit

- Voor de beschrijving van deze activiteit wordt verwezen naar de algemeen geaccepteerde en van toepassing zijnde protocollen, voorschriften en normen in de grond-, water- en wegebouw die te vinden zijn bij CROW en NEN.

Referenties hulpmiddel activiteit

- WBI-Parameterlijst (bijlage A uit Handleiding Datamanagement WBI 2017)*. K.S. Lam, Deltares-rapport 209432-002-GEO-0002, Delft, september 2016.
- WBI-SOS, Globale stochastische ondergrondsschematisatie voor de primaire waterkeringen*. Deltares, Delft, december 2015. Wordt als bestand meegeleverd met D-Soil Model.
- Globale stochastische ondergrondsschematisatie (WTI-SOS) voor de primaire waterkeringen*. M. Hijma, K.S. Lam. Deltares rapport 1209432-000-GEO-0006, Delft, december 2015.

### D.3.2 Activiteit 'schematiseren'

Referenties beschrijving activiteit

- Schematiseringshandleiding Microstabiliteit, WBI 2017*. Rijkswaterstaat, Water, Verkeer en Leefomgeving. Lelystad, september 2016.
- Schematiseringshandleiding Hoogte, WBI 2017*. Rijkswaterstaat, Water, Verkeer en Leefomgeving. Lelystad, september 2016.

- *Schematiseringshandleiding Hydraulische condities bij de dijkteen, WBI 2017.* Rijkswaterstaat, Water, Verkeer en Leefomgeving. Lelystad, september 2016.

Referenties hulpmiddel activiteit

- *D-Soil Model, Software voor de beoordeling van primaire waterkeringen.* Deltares, Delft, september 2016.
- *D-Soil Model, Ondergrondschematiseringsproces voor geotechnische toepassingen, Handleiding, Wettelijk Toets Instrumentarium 2017.* Deltares, Delft, september 2016.

#### D.3.3 Activiteit 'berekenen hydraulische belastingen'

Referenties beschrijving activiteit

- *Ministeriële Regeling veiligheid primaire waterkeringen 2017, Bijlage II Voorschriften bepaling hydraulische belastingen primaire waterkeringen.* Rijkswaterstaat, Water, Verkeer en Leefomgeving. Lelystad, september 2016.

Referenties hulpmiddel activiteit

- *Ringtoets, Software voor de beoordeling van primaire waterkeringen.* Deltares, Delft, september 2016.
- *Ringtoets, Installatiehandleiding, Wettelijk Toets Instrumentarium 2017.* Deltares, Delft, september 2016.
- *Ringtoets, Gebruikershandleiding, Wettelijk Toets Instrumentarium 2017.* Deltares, Delft, september 2016.
- *Tool Waterstandsverloop*
- *Gebruikershandleiding Waterstandsverloop, Versie 2.0.* J. Ansink, R. Kamp, C.P.M. Geerse. HKV, Rapport PR2803.10. Lelystad, mei 2014.

#### D.3.4 Activiteit 'berekenen toetsoordeel'

Referenties beschrijving activiteit

- *Ministeriële Regeling veiligheid primaire waterkeringen 2017, Bijlage III Voorschriften bepaling sterkte en veiligheid primaire waterkeringen.* Rijkswaterstaat, Water, Verkeer en Leefomgeving. Lelystad, september 2016.

Referenties hulpmiddel activiteit

- *Ringtoets, Software voor de beoordeling van primaire waterkeringen.* Deltares, Delft, september 2016.
- *Ringtoets, Installatiehandleiding, Wettelijk Toets Instrumentarium 2017.* Deltares, Delft, september 2016.
- *Ringtoets, Gebruikershandleiding, Wettelijk Toets Instrumentarium 2017.* Deltares, Delft, september 2016.
- *Analytische formules voor de gedetailleerde toets van een zanddijk met een kleibekleding (bijlage C uit schematiseringshandleiding Microstabiliteit, WBI 2017).* Rijkswaterstaat, Water, Verkeer en Leefomgeving. Lelystad, september 2016.
- *Fenomenologische beschrijving faalmechanismen WBI.* Rijkswaterstaat, Water, Verkeer en Leefomgeving. Lelystad, september 2016.

#### D.3.5 Activiteit 'analyseren'

Referenties beschrijving activiteit

- *Ministeriële Regeling veiligheid primaire waterkeringen 2017, Bijlage III Voorschriften bepaling sterkte en veiligheid primaire waterkeringen.* Rijkswaterstaat, Water, Verkeer en Leefomgeving. Lelystad, september 2016.
- *Assemblageprotocol WBI2017, Nadere uitwerking van het beoogde assemblageprotocol voor het wettelijke beoordelingsinstrumentarium.* F. Diermans, K.S. Lam, H. Knoeff, Deltares rapport 1230086-010-GEO-0001, Delft, juni 2016.

Referenties hulpmiddel activiteit

- *Assemblagetool WBI2017*. Nog in ontwikkeling.

#### *D.3.6*

##### *Toelichting bij de referenties*

Het softwareprogramma Ringtoets kan verschillende (sub)activiteiten ondersteunen bij het berekenen van de hydraulische belastingen en bij het berekenen van het rekenresultaat. Daarom wordt Ringtoets meerdere malen genoemd bij de referenties.

De bestandsformaten behorende tot een software of tool zijn beschreven in de handleiding van de betreffende software of tool.