



Ministerie van Infrastructuur en Milieu

## **Schematiseringshandleiding macrostabiliteit**

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	2.1



## Inhoud

### **Schematiseringshandleidingen en WBI 9**

<b>1.</b>	<b>Inleiding Schematiseringshandleiding macrostabiliteit 11</b>
1.1	Uitgangspunten 12
1.2	Opbouw 13
<b>2.</b>	<b>Stappenschema 15</b>
2.1	Inleiding 15
2.2	Macrostabiliteit algemeen 15
2.2.1	Eenvoudige toets 15
2.2.2	Gedetailleerde toets 15
2.3	Macrostabiliteit binnenwaarts (STBI) 22
2.3.1	Eenvoudige toets binnenwaarts 22
2.3.2	Gedetailleerde toets binnenwaarts (semi-probabilistisch per dijkvak, probabilistisch per dijkvak of per dijktraject) 23
2.4	Macrostabiliteit buitenwaarts, STBU 24
2.4.1	Eenvoudige toets buitenwaarts 24
2.4.2	Gedetailleerde toets buitenwaarts 24
<b>3.</b>	<b>Belastinggevallen 27</b>
3.1	Inleiding 27
3.2	Permanente belastingen 27
3.3	Hydraulische Belastingen 27
3.3.1	Waterstand bij de norm 27
3.3.2	Gemiddelde en lage buitenwaterstanden 27
3.3.3	Waterstandsverloop tijdens maatgevende belasting 28
3.3.4	Golven 28
3.4	Overige belastingen 28
3.4.1	Wind 28
3.4.2	Verkeer 29
3.4.3	Aanvaringen en drijvende voorwerpen 29
3.4.4	Biologische aantasting 30
3.4.5	Klimatologische aantasting 30
<b>4.</b>	<b>Inventarisatie gegevens 31</b>
4.1	Inleiding 31
4.2	Geometrie 31
4.2.1	Uitwendige geometrie 31
4.2.2	Opbouw dijklichaam 32
4.2.3	Ondergrondmodel 32
4.3	Iteratieve opzet van het grondonderzoek 32
4.4	Sterkteparameters - van grof naar fijn werken 33
<b>5.</b>	<b>Schematisering 36</b>
5.1	Algemeen 36
5.2	Uitwendige geometrie 36
5.3	Constructies in de dijk 37
5.4	Stochastische Ondergrondschematisatie (SOS) 37
5.5	Scenario's 39
5.6	Schematisering waterspanningen: de Waternet Creator 40
5.7	Toekenning parameters aan eenheden in SOS 42

<b>6.</b>	<b>Vakindeling 44</b>
6.1	Bepaling vakgrenzen 44
6.2	Aandachtspunten 45
<b>7.</b>	<b>Parameters 47</b>
7.1	Inleiding 47
7.2	Volumiek gewicht 47
7.3	Effectieve verticale spanning 48
7.4	Cohesie 49
7.5	Hoek van inwendige wrijving 50
7.6	Normaal geconsolideerde ongedraineerde schuifsterkte ratio S 52
7.7	Sterktetename-exponent 55
7.8	Grensspanning 57
7.9	Freatische lijn 61
7.10	Waterspanningen watervoerende lagen 62
7.11	Polderpeil / slootpeil 63
7.12	Leklengte buitenwaarts en binnenwaarts 64
7.13	Indringingslengte 64
7.14	Buitenwaterstand (hydraulische belasting) 65
7.15	Waterstandsverloop (hydraulische belasting) 66
<b>8.</b>	<b>Voorbeeldcases 67</b>
8.1	Algemeen 67
8.2	Te beoordelen dijkstrekking 67
8.3	Eenvoudige toets Macrostabilitet binnenwaarts (STBI) 69
8.4	Eenvoudige toets Macrostabilitet Buitenwaarts (STBU) 70
8.5	Gedetailleerde toets algemeen 71
8.5.1	Uitwendige geometrie 71
8.5.2	Opbouw van de ondergrond volgens SOS 71
8.5.3	Schuifsterkte parameters 72
8.6	Gedetailleerde toets Macrostabilitet binnenwaarts 74
8.6.1	Hydraulische randvoorwaarden en schematisering waterspanningen 74
8.6.2	Bepalen vereiste stabiliteitsfactor 78
8.6.3	Uitvoeren glijvlakanalyses 78
8.6.4	Berekeningsresultaten 78
8.6.5	Beoordeling 79
8.7	Gedetailleerde toets macrostabilitet binnenwaarts – verfijning gegevens 79
8.7.1	Aanscherpen SOS scenario's met lokale informatie 79
8.7.2	Aanscherpen POP waarden op basis van sonderingen 80
8.7.3	Berekeningsresultaten 81
8.7.4	Beoordeling 82
8.8	Gedetailleerde toets macrostabilitet binnenwaarts – verdere verfijning gegevens 83
8.8.1	Aanscherpen ondergrondschematisatie 83
8.8.2	Uitvoeren glijvlakanalyse 85
8.8.3	Berekeningsresultaten 85
8.8.4	Beoordeling 85
8.9	Gedetailleerde toets macrostabilitet buitenwaarts 86
8.9.1	Waterspanningen 86
8.9.2	Verkeersbelasting 87
8.9.3	Bepalen vereiste stabiliteitsfactor 87
8.9.4	Uitvoeren glijvlakanalyses 88
8.9.5	Berekeningsresultaten 88
8.9.6	Beoordeling 89

<b>A</b>	<b>Literatuur 93</b>
<b>B</b>	<b>Theorie faalmechanisme en gebruikte modellen 95</b>
B.1	Inleiding 95
B.2	Belastingsituaties 95
B.3	Glijvlakmodellen 97
B.4	Model grondgedrag 99
B.5	Literatuur bijlage B 112
<b>C</b>	<b>Geologische eenheden SOS 115</b>
<b>D</b>	<b>Aanbevelingen voor boringen met monstername 123</b>
D.1	Boorproces 123
D.2	Ontvangst in het laboratorium 124
D.3	Openen van de buizen of bussen 124
D.4	Prepareren monsters of proefstukken 124
D.5	Uitvoering laboratoriumproeven 125
D.6	Algemeen 125
D.7	Literatuur bijlage D 125
<b>E</b>	<b>Protocol voor het uitvoeren van laboratoriumproeven 127</b>
E.1	Inleiding 127
E.2	Vigerende normen en aanbevelingen 128
E.3	Monsterbehandeling 129
E.4	Triaxiaalproeven 130
E.5	Direct simple shearproeven 136
E.6	Samendrukkingssproeven 138
E.7	Constant rate of strain (CRS)-proeven 139
E.8	Classificatie klei en veen 140
E.9	Ontwikkelingen op termijn 141
E.10	Literatuur bijlage E 143
<b>F</b>	<b>Uitwerking triaxiaal- en DSS proeven 145</b>
F.1	Gedraineerde schuifsterkte: hoek van inwendige wrijving 145
F.2	Ongedraineerde schuifsterkte: ongedraineerde schuifsterkte ratio S 147
<b>G</b>	<b>Aanbevelingen voor sonderingen 153</b>
<b>H</b>	<b>Bepalen parameters uit sonderingen 155</b>
H.1	Inleiding 155
H.2	Conservatieve standaard-correlaties schuifsterkte 156
H.3	Optimalisatie correlaties schuifsterkte 160
H.4	Sonderingen voor indicatie van doorlatendheid 161
H.5	Literatuur bijlage H 162
<b>I</b>	<b>Bepalen conusfactor <math>N_{kt}</math> 163</b>
<b>J</b>	<b>Schema werkwijze beoordeling macrostabiliteit 167</b>
J.1	Toelichting op het schema werkwijze beoordeling 167
J.2	Schema werkwijze beoordeling Macrostabiliteit binnenwaarts (STBI) 168
J.3	Referenties bij het schema werkwijze beoordeling Macrostabiliteit binnenwaarts (STBI) 168
J.4	Schema werkwijze beoordeling Macrostabiliteit buitenwaarts (STBU) 171

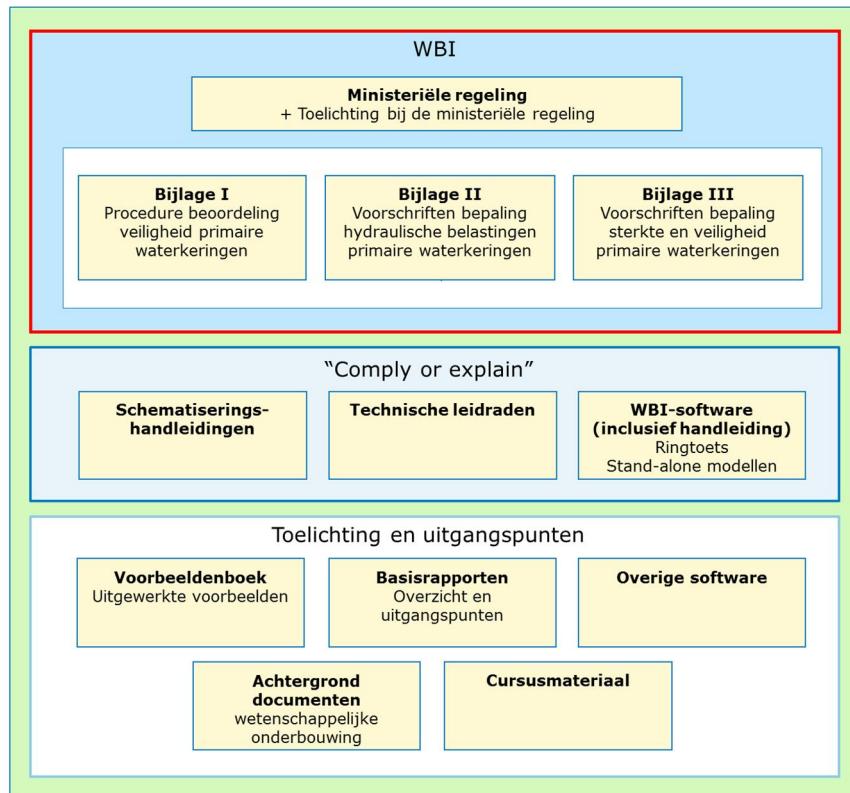
J.5 Referenties bij het schema werkwijze beoordeling Macrostabiliteit buitenwaarts  
(STBU) 171

## Schematiseringshandleidingen en WBI

Deze schematiseringshandleiding is opgesteld in het kader van het Wettelijk Beoordelingsinstrumentarium (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.*

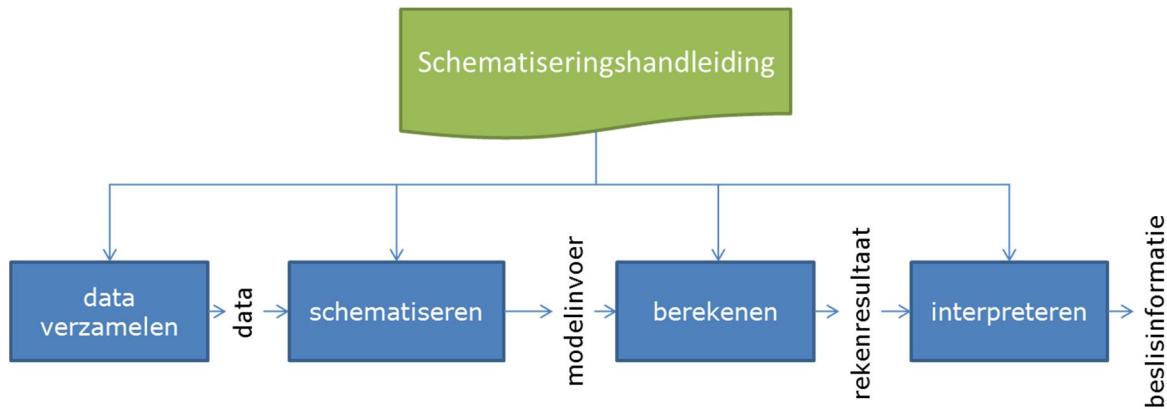
Het WBI bevat de voorschriften voor het uitvoeren van de beoordeling. In deze voorschriften wordt verwezen naar een aantal documenten en applicaties die de beheerder moet gebruiken bij het uitvoeren van de beoordeling, waaronder de schematiseringshandleidingen en de WBI software. Een overzicht van de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



Figuur 1 Het WBI 2017 en daaraan gerelateerde documenten

### Doei

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 preciever.

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:

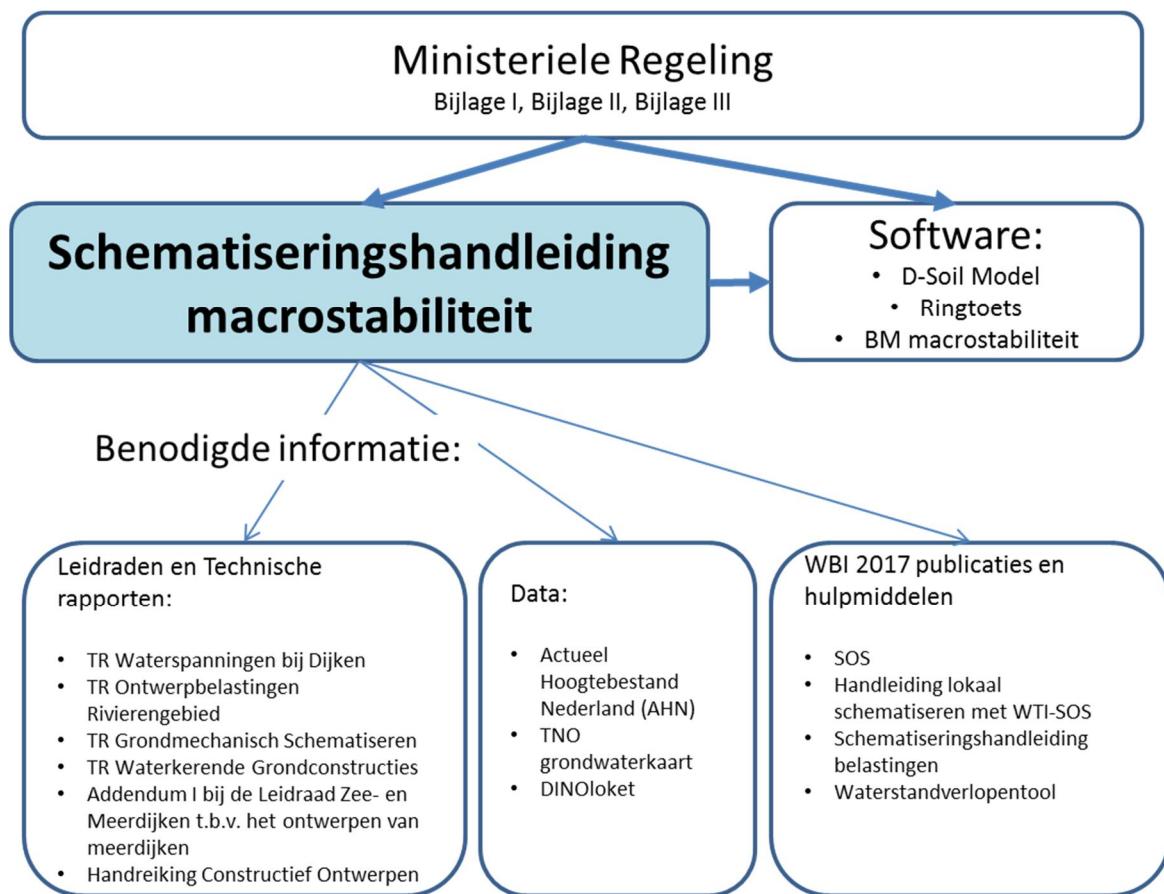
- Voor de gegevens die in het rekenmodel voor het toetsspoor worden ingevoerd wordt een format voorgeschreven. Het format sluit aan bij de Aquo standaard. Verdere informatie hierover is te vinden in de Handleiding datamanagement WBI [6].
- Deze schematiseringshandleiding ondersteunt gebruikers in het 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)faalmechanismes en modellen die van toepassing zijn voor deze schematiseringshandleiding.

## 1. Inleiding Schematiseringshandleiding macrostabiliteit

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



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

Naast de in figuur 1 genoemde publicaties en hulpmiddelen is er nog een instructie beschikbaar: Instructie SOS; praktisch toepassen SOS binnen het WBI2017.

Naast de in de schematiseringshandleiding genoemde WBI software zijn er verschillende tools beschikbaar en in ontwikkeling ter ondersteuning van de beoordeling van het mechanisme macrostabiliteit. Deze tools zijn beschikbaar op de Helpdesk Water of op te vragen via de Helpdesk Water.

- Met de tool DSoil2DGeo kan vanuit D-Soil Model een invoerfile gemaakt worden ten behoeve van een berekening in D-GeoStability.
- Er is een uitwisselformaat voor een landelijke database proevenverzameling beschikbaar op de Helpdesk Water. De geotechnische laboratoria kennen deze database en kunnen deze database vullen met resultaten van grond- en laboratoriumonderzoek. Op deze wijze ontstaat er een eerste uniformering op het gebied van data-uitwisseling en -opslag van proefresultaten.
- Ook is een bijbehorende analysetool beschikbaar. Op basis van een set proeven leidt het Excel sheet zowel gedraaide als ongedraaide schuifsterkte parameters af. Van deze parameters worden verwachtingswaarde, karakteristieke waarde en rekenwaarde bepaald.
- Er wordt op dit moment gewerkt aan een tool om sonderingen te analyseren en interpreteren. Het gaat dan met name om het interpreteren van sonderingen en boringen en het uitvoeren van statistische analyses om te komen tot

karakteristieke waarden en rekenwaarden van ongedraineerde sterkteteparameters. De herleidbaarheid van parameters en berekeningen is daarbij van groot belang. Vooral ook om de gegevens goed te kunnen vergelijken en opnieuw te kunnen gebruiken. Tot de tool gereed is, is er een Excel sheet beschikbaar om te ondersteunen bij het interpreteren van sonderingen en boringen. Deze is opvraagbaar.

## 1.1

### **Uitgangspunten**

Voor deze Schematiseringshandleiding macrostabiliteit gelden de volgende uitgangspunten:

- Voor het schematiseren van de ondergrond is de globale Stochastische Ondergrond Schematisatie, SOS, beschikbaar voor alle primaire waterkeringen in Nederland. Voor het beoordelen van een faalmechanisme dient deze globale schematisatie als *startpunt* voor het maken van toepassingsspecifieke, lokale ondergrondschematisaties. De SOS zal in het beoordelingsproces in veel gevallen aangevuld dienen te worden met meer locatiespecifieke informatie om tot een scherpere beoordeling te komen. In deze schematiseringshandleiding wordt verwezen naar een handleiding die daar dieper op ingaat [7].
- Deze schematiseringshandleiding is voor zowel dijken als dammen geschikt. Met 'dammen' worden in deze context de dammen bedoeld die zijn aangemerkt als primaire waterkering, dus niet havendammen, strekdammen en dergelijke. Overigens zijn de meeste elementen hetzelfde voor havendammen en strekdammen en dergelijke, en is er vooral verschil in schematisering van waterstanden en waterspanningen. Opgemerkt wordt dat binnenwaartse macrostabiliteit bij havendammen meestal niet relevant is, omdat er geen waterstandsverschil tussen de binnen- en buitenzijde is. Buitenwaartse macrostabiliteit speelt meestal geen rol van betekenis, omdat de dam meestal is opgebouwd uit doorlatend materiaal.
- In het voorschrift *WBI 2017 Bijlage I Procedure* is in paragraaf 6.6 gesteld: "De periodieke beoordeling van de waterkeringen gaat uit van het werkelijke profiel van de kering en toestand op de peildatum. Dit betekent dat ook het voorland moet worden meegenomen in de schematisering en de beoordeling als dit aanwezig is, ook als het voorland niet opgenomen is in de legger. Hoe de voorlanden moeten worden geschematiseerd, wordt beschreven in de schematiseringshandleidingen."
- In deze schematiseringshandleiding is de nodige aandacht voor het schematiseren van de invloed van een niet-constant waterpeil (waterstandsverloop) op waterspanningen en freatische lijn in de dijk. Voor de benedenrivieren, IJsseldelta, meren, estuaria en kust wordt hiermee rekening gehouden met een tijdsafhankelijk waterstandsverloop. Voor de bepaling van het waterstandverloop wordt verwezen naar *Bijlage II*.
- De gedetailleerde toets voor macrostabiliteit is in het WBI 2017 verbeterd door het toepassen van een materiaalmodel uitgaande van de Critical State Soil Mechanics (CSSM) theorie en van ongedraineerde schuifsterkte voor klei en veen, toepassen van het schuifvlakmodel Spencer-Van der Meij (nog niet beschikbaar in Ringtoets, maar komt in een volgende versie) en verbetering van de schematisering van de waterspanningen. Omdat CSSM voor de Nederlandse grondmechanica een nieuw concept is dat nog niet in handboeken of collegedictaten is neergeslagen, is een uiteenzetting hierover opgenomen in *Bijlage B* (Theorie faalmechanisme en gebruikte modellen) en *Bijlage F* (interpretatie laboratoriumproeven).
- Met dit document kan een verantwoorde schematisatie worden gemaakt en berekeningen worden uitgevoerd. Op een aantal punten wordt nog aan aanscherping van de toepassing van het CSSM model gewerkt. Eerste praktijkervaringen spelen daarbij een belangrijke rol. Het betreft hier:
  - Sterktetename exponent (m),
  - Schuifsterkte van siltige klei en keileem,
  - Invloed van overslag op macrostabiliteit.
- De beoordeling van binnenwaartse macrostabiliteit wordt uitgevoerd met Ringtoets. In de eerste versie van Ringtoets is de module voor macrostabiliteit nog niet beschikbaar en kan deze analyse met een losstaande basismodule (BM-Macrostabiliteit) worden

- uitgevoerd. In deze handleiding wordt uitgegaan van de beoordeling met Ringtoets voor binnenwaartse macrostabiliteit.
- De beoordeling van buitenwaartse macrostabiliteit kan nog niet met de eerste versie van de BM-Macrostabiliteit (of Ringtoets) worden uitgevoerd.

## 1.2

### **Opbouw**

De opbouw van deze handleiding is als volgt:

Onderwerp	Locatie
Stappenschema	Hoofdstuk 2
Belastinggevallen	Hoofdstuk 3
Inventarisatie gegevens	Hoofdstuk 4
Schematisering	Hoofdstuk 5
Vakindeling	Hoofdstuk 6
Parameters	Hoofdstuk 7
Voorbeeld	Hoofdstuk 8

Het *stappenschema in hoofdstuk 2* vormt de basis van de schematiseringshandleiding. Dit stappenschema geeft een overzicht van de te volgen stappen voor het 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*.



## 2. Stappenschema

### 2.1

#### **Inleiding**

Dit hoofdstuk geeft het stappenschema dat moet worden doorlopen om tot een beoordeling van macrostabiliteit te komen.

Voor het eenduidig uitvoeren van de beoordeling beschrijft deze schematiseringshandleiding de werkwijze met betrekking tot de *eenvoudige* en de *gedetailleerde toets* en de beoordeling voor de volgende toetssporren:

- Macrostabiliteit binnenwaarts (richting achterland / polder) van dijken en dammen (STBI).
- Macrostabiliteit buitenwaarts (richting buitenwater) van dijken en dammen (STBU).

De macrostabiliteit van het voorland / de vooroever wordt niet in deze schematiseringshandleiding behandeld. Daarvoor is de *Schematiseringshandleiding afschuiving voorland* beschikbaar. De macrostabiliteit van het voorland valt onder het toetsspoor *afschuiving voorland*. De berekeningswijze met het CSSM (Critical State Soil Model) ofwel de ongedraineerde schuifsterkte, zoals die in dit document voor STBI en STBU wordt beschreven, wordt ook voor het beoordelen van de macrostabiliteit van het voorland toegepast.

Dit document is van toepassing op dijken en dammen. Dijken en dammen kunnen allebei worden gedefinieerd als door mensen gemaakte waterkerende grondlichamen, waarbij voor een dijk geldt dat die ligt op de grens van land en water, terwijl een dam aan beide zijden wordt omgeven door water. Een dam is naar twee kanten waterkerend en moet dus ook zo beoordeeld worden. Als een zijde wordt belast door hoog water, ligt de andere zijde in de luwte en andersom. Dat maakt de schematisering van waterspanningen niet anders dan bij een 'gewone' dijk. De zijde bij een dam die getoetst moet worden voor buitenwaarts en binnenwaarts ligt vast in *WBI 2017 Bijlage II Hydraulische belastingen*. Bij enkele dammen moeten beide zijden op macrostabiliteit worden beoordeeld.

De volgende paragrafen beschrijven eerst de algemene uitgangspunten en gaan daarna specifiek in op de schematisering ten behoeve van binnenwaartse en buitenwaartse stabiliteit.

### 2.2

#### **Macrostabiliteit algemeen**

##### 2.2.1

##### *Eenvoudige toets*

In de *eenvoudige toets* wordt nagegaan of de waterkering voldoet aan algemene kenmerken. Dit betreft kenmerken van de geometrie van de waterkering en van de opbouw van de ondergrond. Deze *eenvoudige toets* is bedoeld voor inherent veilige dijken zoals dijken met flauwe taluds en/of brede kruinen (zoals boulevards). Dijken met een stabiliteitsberm worden in de *eenvoudige toets* beoordeeld alsof er geen stabiliteitsberm aanwezig is. Wanneer de geometrie of de ondergrond of de waterstand bij de norm buiten het geldigheidsgebied van de *eenvoudige toets* valt, is een *gedetailleerde toets* noodzakelijk.

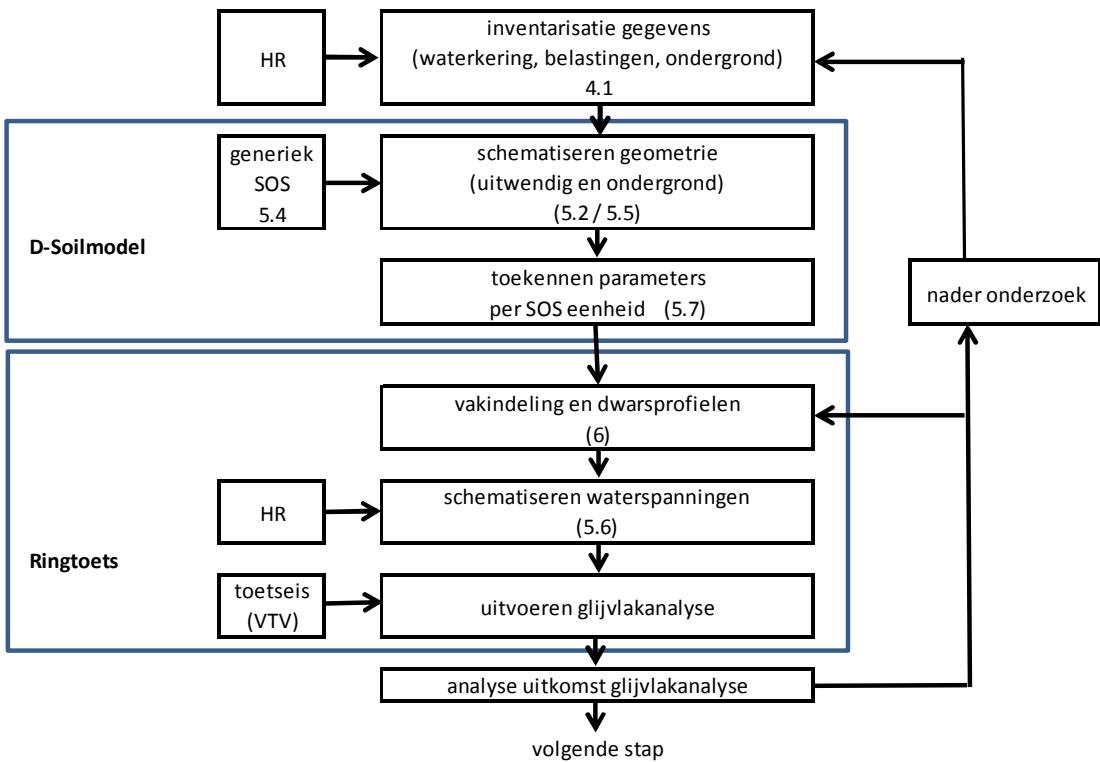
##### 2.2.2

##### *Gedetailleerde toets*

De *gedetailleerde toets* in het WBI kent twee vormen:

- Semi-probabilistische toets per dijkvak.
- Probabilistische toets per dijktraject.

De werkwijze voor de *gedetailleerde toets* voor het toetsspoor macrostabiliteit is geschetst in Figuur 2.1.



Figuur 2.1 Stappenplan gedetailleerde toets macrostabiliteit (de toets macrostabiliteit buitenwaarts wordt niet binnen Ringtoets uitgevoerd, Ringtoets bepaald hiervoor wel de hydraulische belastingen).

Begonnen wordt met een semi-probabilistische *gedetailleerde toets*. Wanneer deze niet leidt tot de uitspraak 'voldoet' zijn er verschillende mogelijkheden:

Verbeteren schematisatie:

- De vakindeling verfijnen zodat ten minste een deeldijkvak kan worden goedgekeurd met een semi-probabilistische *gedetailleerde toets*.
- Aanvullend (grond)onderzoek doen om SOS eenheden beter te beschrijven, aan te vullen of uit te sluiten of om parameters nauwkeuriger vast te stellen, en opnieuw beoordelen volgens de semi-probabilistische *gedetailleerde toets*.
- Accepteren van het toetsoordeel of

Verder beoordelen

- Een volledig probabilistische *gedetailleerde toets* per dijkvak uitvoeren.
- Uitvoeren locatiespecifieke analyse in een toets op maat

In de *gedetailleerde toets* worden stabiliteitsanalyses uitgevoerd met een glijvlakmodel. Voor het uitvoeren van een stabiliteitsanalyse wordt een aantal stappen doorlopen. De stappen zijn weergegeven in het schema in Figuur 2.1. In dit schema wordt ook verwezen naar de paragrafen van dit document waarin de onderwerpen nader aan de orde komen.

### Hydraulische belastingen (HB)

De volgende hydraulische belastingen zijn voor de macrostabiliteit relevant:

- Waterstand bij de norm: de waterstand bij de norm en andere benodigde buitenwaterstanden hebben grote invloed op de waterspanningen en via die weg op de stabiliteit van de dijk (zie paragraaf 5.6).

- Lage buitenwaterstanden voor het beoordelen van de macrostabiliteit van het buitentalud.
- Waterstandsverlooplijn: De waterstandsverlooplijnen zijn van belang om het freatisch vlak, de leklengte en indringingslengte te bepalen. Daarmee wordt de tijdsduur van het hoogwater in rekening gebracht via de waterspanningen (zie paragraaf 7.9 en 7.12 en 7.13).
- Overslagdebiet bij de norm (niet bij doorsnede eis). Een (groot) overslagdebiet kan een groot effect hebben op de waterspanningen in het dijklichaam. Deze schematiseringshandleiding gaat uit van een overslagdebiet van maximaal 1 l/s/m. Bij overslagdebieten > 1 l/s/m is er een complexer waterspanningsverdeling in de dijk, die niet volgens het TR Waterspanningen bij Dijken [15] en de Waternet Creator kan worden geschematiseerd. Daarom dient macrostabiliteit bij grote overslagdebieten in een *toets op maat* te worden beoordeeld, waarbij deze schematiseringshandleiding wel kan worden gebruikt voor het schematiseren van de ondergrond en de schuifsterkte. Het overslagdebiet dient bepaald te worden na de gedetailleerde toets van Gras Erosie binnentalud. Het overslagdebiet uit de eenvoudige toets is te streng.

Meer informatie over de HB is opgenomen in paragraaf 3.3.

### **Schematiseren geometrie, ondergrond en waterspanningen**

De grondmechanische schematisatie van een dwarsprofiel van een waterkering bevat de volgende elementen:

- Geometrie van de waterkering (zie paragraaf 4.2.1).
- Opbouw van de ondergrond, voorland en dijklichaam (zie paragraaf 4.2.2).
- Polderpeil of slootpeil.
- Waterspanningen in de watervoerende zandlaag en de slecht doorlatende deklaag en het dijklichaam gegeven de buitenwaterstand en het polderpeil of slootpeil (zie paragraaf 5.6).
- Grondmechanische parameters van de grondlagen (zie paragraaf 5.7).

Daarnaast betreft deze stap de keuze van gedraineerd of ongedraineerd grondgedrag. Voor het beoordelen van primaire waterkeringen zijn snel optredende afschuivingen maatgevend. Voor slecht doorlatende grondlagen (klei- en veenlagen) dienen de macrostabiliteitsanalyses daarom te worden gebaseerd op ongedraineerde schuifsterkte-eigenschappen. De schuifsterkte van goed doorlatende grondlagen (zand) wordt beschreven met gedraineerde schuifsterkte-eigenschappen. In bijlage B.4 is in detail aangegeven voor welke situaties van ongedraineerde schuifsterketeparameters dient te worden uitgegaan en hoe deze parameters dienen te worden bepaald.

### **Vakindeling**

Na de schematisering wordt de dijk ingedeeld in dijkvakken. Per dijkvak wordt een maatgevend dwarsprofiel vastgesteld op basis van de beschikbare gegevens (zie hoofdstuk 6). Het indelen van vakken en het inwinnen van gegevens is een iteratief proces. Na het doorlopen van een toets kan de conclusie zijn dat het de moeite loont om aanvullend grondonderzoek te doen of een vak te splitsen. De vakindeling komt uitgebreider aan de orde in Hoofdstuk 6.

### **Veiligheidsformat**

De macrostabiliteit in een dijkvak of dijktraject dient te voldoen aan een faalkanseis. Dit geldt binnen WBI 2017 zowel voor de semi-probabilistische werkwijze als voor de volledig probabilistische werkwijze.

Er zijn verschillende onzekerheden die de macrostabiliteit van een dijk beïnvloeden. Hierbij moet worden gedacht aan onzekerheden in schuifsterketeparameters, modelonzekerheden en onzekerheden in de schematisering van de ondergrond en waterspanningen. Deze

onzekerheden moeten worden afgedekt om tot een voldoende betrouwbare beoordeling van een dijk te komen.

In een semi-probabilistische werkwijze wordt dit gedaan met een combinatie van rekenen met karakteristieke waarden (bijvoorbeeld 5% ondergrenswaarden voor de schuifsterkte) in combinatie met partiële veiligheidsfactoren.

Binnen WBI 2017 zijn er drie partiële veiligheidsfactoren, modelfactor, materiaalfactoren en schadefactor. De eerste twee factoren zijn onafhankelijk van de vereiste betrouwbaarheid. De schadefactor is gekoppeld aan de faalkanseis (zie onder het kopje veiligheidsbeoordeling verderop in deze paragraaf). De schadefactor zal meestal niet worden toegepast, omdat binnen het WBI de macrostabiliteit in een dijkvak of dijktraject zowel voor de semi-probabilistische werkwijze als voor de volledig probabilistische werkwijze dient te voldoen aan een faalkanseis. De schematiseringsonzekerheden worden afgedekt door het gebruik van ondergrondscenario's en andere scenario's (zie paragraaf 5.5). Er wordt daarom geen schematiseringsfactor toegepast.

In een volledig probabilistische analyse (per dijkvak of per dijktraject) worden de onzekerheidsparameters gekarakteriseerd door verdelingsfuncties met verwachtingswaarden en standaardafwijkingen. De hiermee berekende faalkans wordt vergeleken met de faalkanseis.

In de gedetailleerde toets worden onzekerheden ook bij het schematiseren expliciet meegenomen. Binnen een vak kunnen onzekerheden op verschillende manieren worden verdisconteerd. Voor een vak geldt dat deze als homogeen wordt beschouwd, dat wil zeggen dat de onzekerheid op elke plaats in het vak gelijk is. Nadere toelichting op de vakindeling wordt in hoofdstuk 5 gegeven.

Per parameter / variabele is in de volgende tabel aangegeven op welke wijze de onzekerheden binnen een vak worden meegenomen. De onzekerheid wordt slechts op een manier in rekening gebracht. Een parameter die als stochast wordt meegenomen heeft dan geen invloed op de gekozen scenario's. Nadere toelichting op de parameters wordt gegeven in hoofdstuk 7.

**Tabel 2-1 Relevante parameters en manier waarop onzekerheid binnen een vak in rekening wordt gebracht.**

Parameter	Symbol	representatief profiel	Stochast	Scenario
Geometrie (ingemeten dwarsprofiel, voorland en aanliggend maaiveld)		X		
Laagopbouw ondergrond				X
Opbouw dijklichaam				X
(On)verzadigd volumiek gewicht	$\gamma, \gamma_{sat}, \gamma_{unsat}$		X	
Cohesie	$c'$		X	
Hoek van inwendige wrijving	$\phi'$		X	
Normaal geconsolideerde ongedraineerde schuifsterkte ratio	$S$		X	
Sterktetoename-exponent	$m$		X	
Grensspanning	$\sigma'_{vv}$		X	
Freatische lijn	$h_{water}$			X
Polderpeil/ slootpeil		X		
Leklengte buitenwaarts en binnenwaarts	$\lambda$		X	
Indringingslengte			X	
Buitenwaterstand	$h$		X	
Waterstandsverlooplijn	$h(t)$		X	

Voor de parameters zijn in Tabel 2-2 de toe te passen waarden en variatiecoëfficiënten aangegeven voor invoer in D-Soil Model en Ringtoets. Ook is aangegeven met welk type waarde in de semi-probabilistische gedetailleerde toets wordt gerekend. Voor berekeningen buiten Ringtoets dient de gebruiker zelf de rekenwaarde te bepalen gebruikmakend van de materiaalfactoren in deze schematiseringshandleiding.

**Tabel 2-2 Toe te passen waarden voor parameters en type waarde te hanteren in semi-probabilistische toets.**

Parameter	Toe te passen waarden*	Gemiddelde of boven/ondergrens waarde voor semi probabilistische toets
(On)verzadigd volumiek gewicht $\gamma, \gamma_{sat}, \gamma_{unsat}$	Waarde moet worden bepaald op basis van de lokale situatie, zie par. 7.2. Wordt toegepast als <u>deterministische waarde (of desgewenst als scenario)</u> .	Gemiddelde waarde
Cohesie c'	Speelt in huidige beoordelingsronde (WBI 2017) nog geen rol)	
Hoek van inwendige wrijving $\phi'$	Zie par 7.5 in SH Macrostabilitet.	5% ondergrens**
Normaal geconsolideerde ongedraaide schuifsterkte ratio S	Zie par 7.6 in SH Macrostabilitet.	5% ondergrens**
Sterktetoename-exponent m	Verwachtingswaarde 0,9 met variatiecoëfficiënt 0,03	5% ondergrens**
Grensspanning $\sigma'_{vv}$	Wordt berekend en is afhankelijk van de lokale effectieve spanning en POP. Startwaarden POP zie par 7.8 in SH macrostabilitet. Variatiecoëfficiënt POP en grensspanning voor Hollandveen en dijksmateriaal 0,45 en voor overige grondsoorten 0,30.	5% ondergrens**
Freatische lijn	Bepaling met Waternet Creator op basis van dijktype. Wordt toegepast als deterministische waarde of indien relevant als scenario.	Gemiddelde waarde
Polderpeil	Deze waarde moet worden bepaald op basis van de lokale situatie, zie par. 7.11. Wordt toegepast als deterministische waarde of indien relevant als scenario.	Gemiddelde waarde
Leklengte buitenwaarts en binnenwaarts $\lambda$	De Waternet Creator kent vier leklengtes die afhankelijk van de situatie moeten worden toegepast: voor een watervoerende zandlaag binnen- of buitenwaarts, of een tussenzandlaag binnen- of buitenwaarts. Zie par. 7.12	Gemiddelde waarde
Indringingslengte	Bepaling conform par 7.13 in SH macrostabilitet.	Gemiddelde waarde

\* Met deze waarden kan verantwoord de gedetailleerde toets worden uitgevoerd. Wanneer de beheerder de beschikking heeft over aantoonbaar betere waarden kan hij deze gebruiken.

\*\* Voor berekeningen buiten Ringtoets dient deze waarde nog omgerekend te worden naar een rekenwaarde met behulp van de materiaalfactoren in de onderstaande tabellen in de schematiseringshandleiding.

Waarden voor de materiaalfactoren zijn gegeven in Tabel 2-3:

**Tabel 2-3 Materiaalfactoren in Ringtoets**

Parameter	Materiaalfactor (-)
Ongedraaide schuifsterkte ratio S (-)	1,0
Sterkte toename exponent m (-)	1,0
Grensspanning $\sigma'_{vv}$ (kPa)	1,0
Ongedraaide schuifsterkte $s_u$ (kPa)	1,0
Hoek van inwendige wrijving $\phi$ (°)	1,0

De materiaalfactoren in Tabel 2-3 zijn afgeleid voor de genoemde parameters uitgaande van variatiecoëfficiënten zoals aangegeven in de betreffende paragrafen in Hoofdstuk 7. Wanneer de werkelijke variatiecoëfficiënten hier duidelijk van afwijken, wordt aangeraden een probabilistische analyse uit te voeren.

Waarden voor de modelfactoren zijn gegeven in Tabel 2-4:

**Tabel 2-4 Modelfactoren in Ringtoets**

Schuifvlakmodel	Modelfactor (-)
LiftVan	1,06
Spencer – Van der Meij	1,07
Bishop	1,11

In een semi-probabilistische stabiliteitsanalyse per dijkvak wordt een stabiliteitsfactor voor een dijkprofiel berekend op basis van rekenwaarden (karakteristieke waarden gedeeld door een materiaalfactor) van de invoerparameters. In de WBI software wordt deze bewerking door de software uitgevoerd op basis van de verdelingsfuncties van de parameters. In D-Soil Model kan een stochast met een verdelingsfunctie worden ingevoerd of een vaste waarde. In software buiten Ringtoets (waaronder op dit moment de BM Macrostabiliteit) worden vaste waarden ingegeven. Of dit een verwachtingswaarde, karakteristieke waarde of rekenwaarde is, is de keuze van de gebruiker. Bij beoordelen zal die keuze een rekenwaarde zijn. Buiten de WBI software wordt de bepaling van karakteristieke waarden als volgt uitgevoerd, uitgaande van een normale verdeling:

$$X_{gem,kar} = \mu_X - t_{n-1} \cdot \sigma_{X,loc,gem} \quad (2.1)$$

waarbij uitmiddeling van onzekerheid langs het schuifvlak als volgt wordt verdisconteerd:

$$\sigma_{X,loc,gem} = \sigma_X \sqrt{(1-a) + \frac{1}{n}} \quad (2.2)$$

Voor een lognormale verdeling wordt de karakteristieke waarde, rekening houdend met uitmiddeling van onzekerheid langs het schuifvlak, bepaald met:

$$X_{gem,kar} = \exp \left[ \mu_M - t_{n-1} \cdot \sigma_M \cdot \sqrt{(1-a) + \frac{1}{n}} \right] \quad (2.3)$$

$$\sigma_M^2 = \ln \left\{ 1 + \left( \frac{\sigma_X}{\mu_X} \right)^2 \right\} \quad (2.4)$$

$$\mu_M = \ln \mu_X - \frac{1}{2} \sigma_M^2 \quad (2.5)$$

waarin:

$X_{gem,kar}$	Karakteristieke waarde van het gemiddelde van een steekproef.
$\mu_X$	Gemiddelde waarde van een steekproef.
$\mu_M$	Gemiddelde waarde van de logaritme van een steekproef.
$t_{n-1}$	Student t-factor, die hoort bij de 5% karakteristieke ondergrenswaarde en het aantal 'vrijheidsgraden' ( $n-1$ ) [-].
$\sigma_{X,loc,gem}$	Gereduceerde standaardafwijking in verband met uitmiddeling van de variatie langs het schuifvlak.
$\sigma_X$	Standaardafwijking van de steekproef.
$\sigma_M$	Standaardafwijking van de logaritme van de steekproef.
$a$	Verhouding tussen de lokale en regionale variantie (en $(1-a)$ de fluctuatie van het lokale gemiddelde) (default: $a = 0,75$ ) (TRWG, [12]).
$n$	Aantal waarnemingen [-].

Op de Helpdesk Water zijn spreadsheets beschikbaar die de statistische bewerking van proefresultaten ondersteunen:  
[http://www.helpdeskwater.nl/onderwerpen/waterveiligheid/primaire/beoordelen-\(wbi\)/vragen/macrostabiliteit/macrostabiliteit/landelijke-database/](http://www.helpdeskwater.nl/onderwerpen/waterveiligheid/primaire/beoordelen-(wbi)/vragen/macrostabiliteit/macrostabiliteit/landelijke-database/)

### **Veiligheidsbeoordeling**

De faalkanseis voor een beoordeling per vak en mechanisme in de gedetailleerde toets wordt berekend op basis van de norm voor het dijktraject, de lengte van het dijktraject en de faalkansruimtefactor voor macrostabiliteit. Dit levert de faalkanseis voor macrostabiliteit. Deze wordt als volgt bepaald:

$$P_{eis,dsn} = \frac{f \cdot P_{norm}}{\left(1 + \frac{a \cdot L}{b}\right) P_{f|inst}} \quad (2.6)$$

waarin:

$P_{eis,dsn}$	Faalkanseis voor macrostabiliteit in een doorsnede [per jaar].
$P_{norm}$	Overstromingskans van het dijktraject [per jaar].
$f$	Faalkansruimtefactor voor macrostabiliteit [-] (met waarde 0,04). De faalkansruimte 0,04 is benoemd voor macrostabiliteit binnenwaarts (STBI). Het is gebruikelijk (zie [18]) om voor macrostabiliteit buitenwaarts (STBU) hetzelfde faalkansbudget te gebruiken onder de aanname dat beide mechanismen niet tegelijkertijd optreden en één van beide faalkansbijdragen dan verwaarloosbaar kan worden geacht.
$a$	$a$ verdisconteert twee fenomenen, 1) het niet substantieel bijdragen van alle dijkvakken in de ring aan de instabiliteitskans van de ring en 2) aanwezige correlatie tussen de instabiliteitskansen van de afzonderlijke dijkvakken [-]; 0,033.
$L$	Totale lengte van het dijktraject [m].
$b$	Representatieve lengte voor de analyse in een doorsnede [m]; 50 m.
$P_{f inst}$	Kans op falen gegeven een instabiliteit [-]; 1,0 voor STBI, 0,1 voor STBU.

Met een stabiliteitsanalyse volgens de semi-probabilistische werkwijze wordt een stabiliteitsfactor berekend. Om een berekende stabiliteitsfactor om te rekenen naar een faalkans of een faalkanseis naar een schadefactor worden de volgende relaties toegepast. De faalkans wordt als volgt berekend op basis van de stabiliteitsfactor:

$$\beta_i = (F_{d;i}/\gamma_d - 0,41)/0,15 \quad \text{en} \quad P_{f;i} = \Phi(-\beta_i) \quad (2.7)$$

De schadefactor wordt als volgt berekend uit de faalkanseis:

$$\gamma_n = 0,15 * \beta_{eis,dsn} + 0,41 \quad \text{en} \quad \beta_{eis,dsn} = -\phi^{-1}(P_{eis,dsn}) \quad (2.8)$$

waarin:

$\gamma_n$	Schadefactor voor het faalmechanisme macrostabiliteit (-).
$\beta_{eis,dsn}$	Geëiste betrouwbaarheidsindex voor een doorsnede (-).
$P_{eis,dsn}$	Faalkanseis per doorsnede voor macrostabiliteit (per jaar).
$\beta_i$	Betrouwbaarheidsindex voor de doorsnede per scenario (-).
$F_{d;i}$	Berekende stabiliteitsfactor voor de doorsnede per scenario (-).
$\gamma_d$	Modelfactor (-).
$P_{f;i}$	Faalkans voor de doorsnede per scenario (per jaar).

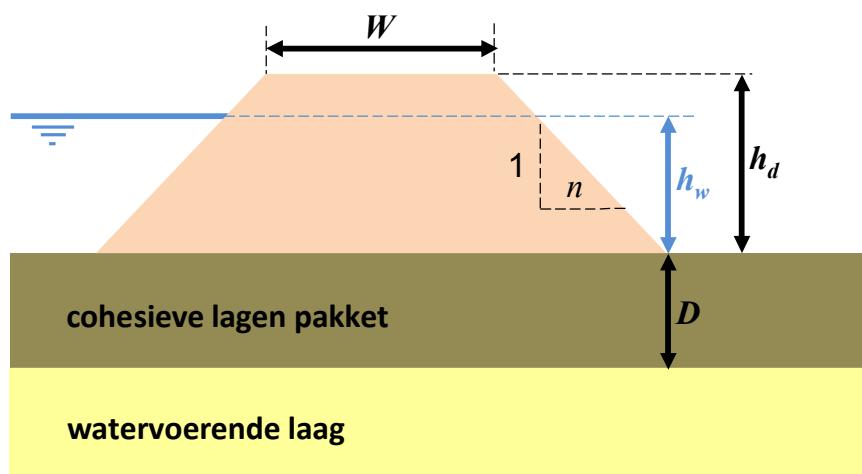
De berekende faalkans dient kleiner te zijn dan de faalkanseis. Als er voor een dijkprofiel meerdere scenario's aan de orde zijn met bijbehorende kansen van aantreffen, moet de som van de berekende faalkansen gewogen met de scenario-kansen kleiner zijn dan de faalkanseis voor het dijkvak of dwarsprofiel. Voor de semi-probabilistische *gedetailleerde toets* wordt een benaderde faalkans teruggerekend uit de stabiliteitsfactor met behulp van de uit de kalibratie verkregen relatie tussen faalkans en stabiliteitsfactor, zie paragraaf 5.2, *WBI 2017 Bijlage III Sterkte en veiligheid*. Indien de berekende faalkans niet voldoet aan de vereiste faalkans is er een keuzemoment dat eventueel leidt tot een gedetailleerde toets op trajectniveau of een *toets op maat*.

## 2.3 Macrostabiliteit binnenwaarts (STBI)

### 2.3.1 Eenvoudige toets binnenwaarts

Bij de *eenvoudige toets* voor binnenwaartse stabiliteit beperkt het schematiseren zich tot het vaststellen van de (sterk vereenvoudigde) geometrie van het grondlichaam. Daarbij gaat het om (Figuur 2.2):

- Kruinbreedte ( $W$ ).
- Binnentaludhelling  $1:n$ , is de gemiddelde helling van het binnentalud. Bij een gekromd talud wordt de gemiddelde helling van de bovenste helft genomen. Een eventueel aanwezige berm wordt dus niet meegerekend.
- Dijkhoogte  $h_d$ , is het hoogteverschil tussen de kruinhoogte van de dijk en het maaiveld bij de binnenteen van de dijk. Bij een brede watergang binnendijks wordt de dijkhoogte gemeten vanaf de kruin tot de bodem van de watergang.
- Dikte cohesieve lagenpakket  $D$ , is de dikte van de grondlagen gemeten vanaf het maaiveld bij de binnenteen van de dijk tot de bovenkant van een watervoerende zandlaag. Bij toepassing van de stochastische ondergrondschematisatie wordt het ondergrondscenario met het dikste pakket cohesieve lagen gekozen. Wanneer er binnendijks een brede watergang is, wordt de dikte van de grondlagen gemeten vanaf de bodem van de watergang tot de bovenkant van de watervoerende zandlaag. Een brede watergang is een watergang met een breedte die groter is dan de hoogte van de kering ( $h_d$ ).
- Opbouw van de dijk: klei of zand.



Figuur 2.2 Parameters eenvoudige toets STBI

Bij de *eenvoudige toets* op STBI geldt als uitgangspunt dat de buitenwaterstand  $h_w$  maximaal gelijk is aan  $\frac{1}{n}$  van de dijkhoogte  $h_d$ . De parameters  $W$ ,  $n$ ,  $h_d$ , en  $D$  worden gebruikt als invoer bij

het aflezen van de grafieken in het *WBI 2017 Bijlage III Sterkte en veiligheid*. Voor zand- en kleidijken gelden afzonderlijke grafieken. Deze grafieken zijn gebaseerd op:

- De aannname dat de stijghoogte in de watervoerende zandlaag gelijk is aan de buitenwaterstand; als de binnendijkse slecht doorlatende deklaag daardoor opgedrukt wordt, is de stijghoogte gereduceerd tot het gewicht van de deklaag.
- Een conservatieve keuze voor de schuifsterkeparameters.

### 2.3.2

#### *Gedetailleerde toets binnenwaarts (semi-probabilistisch per dijkvak, probabilistisch per dijkvak of per dijktraject)*

Deze berekening voor deze toets wordt door Ringtoets ondersteund. Veel gegevens worden zonder tussenkomst van de gebruiker aan Ringtoets aangeleverd. Deze zijn zichtbaar in het overzicht van invoervariabelen van Ringtoets en meestal dan niet door de gebruiker aan te passen in de gedetailleerde toets.

##### **Toetsstappen**

De gedetailleerde toets binnenwaarts kan semi-probabilistisch per dijkvak of probabilistisch per dijktraject worden uitgevoerd.

##### **Hydraulische belastingen**

Zie hoofdstuk 3.

##### **Schematiseren geometrie en vakindeling**

Zie paragraaf 2.2.2.

##### **Zonering**

Een berekend schuifvlak moet een schuifvlak zijn dat tot functieverlies van de waterkering leidt. Dit is alleen het geval als het intredepunt van het schuifvlak in de kruin van de waterkering of de bovenste helft van het binnentalud ligt. De gebruiker moet in Ringtoets aangeven in welk zoekgebied het intredepunt van een relevant schuifvlak kan liggen.

Voor dijken met overhoogte of overbreedte is het mogelijk om in de toets op maat rekening te houden met reststerkte door zonering te optimaliseren.

##### **Berekening**

Ringtoets bepaalt op basis van de door de gebruiker gedefinieerde karakteristieke punten de ligging van de middelpunten en raaklijnen, waarmee de glijvlakanalyse wordt uitgevoerd. Voor de glijvlakanalyse wordt het glijvlakmodel LiftVan toegepast. Tevens controleert Ringtoets op het verticaal evenwicht van de binnendijkse slecht doorlatende deklaag. Op basis daarvan wordt zonodig de stijghoogte in de watervoerende zandlaag gereduceerd en wordt sterke-reductie in verband met opbarsten van de deklaag toegepast (de sterke is nul bij opbarstveiligheid kleiner dan 1,2 en dikte van de slecht doorlatende deklaag kleiner dan 4,0 m).

##### **Beoordeling**

In een semi-probabilistische analyse van de binnenwaartse stabiliteit voor een dijkvak berekent Ringtoets op basis van rekenwaarden van de invoerparameters een stabiliteitsfactor voor een dijkprofiel. Waarden voor de materiaalfactoren zijn in Ringtoets vastgelegd. De stabiliteitsfactor wordt door Ringtoets vertaald naar de faalkans. Ringtoets bepaalt ook de faalkanseis voor het dijkvak of dwarsprofiel.

In een probabilistische stabiliteitsanalyse berekent Ringtoets de faalkans voor een dijkprofiel op basis van de verdelingsfuncties van de invoerparameters. Daarnaast wordt ook de faalkanseis op basis van de norm voor het dijktraject en de lengte van het dijktraject en de faalkansruimtefactor berekend. De berekende faalkans van de doorsnede (rekening houdende met de statistiek van de buitenwaterstanden) wordt dan vergeleken met de toelaatbare faalkans. Op basis daarvan wordt een oordeel gegeven.

## 2.4

### **Macrostabiliteit buitenwaarts, STBU**

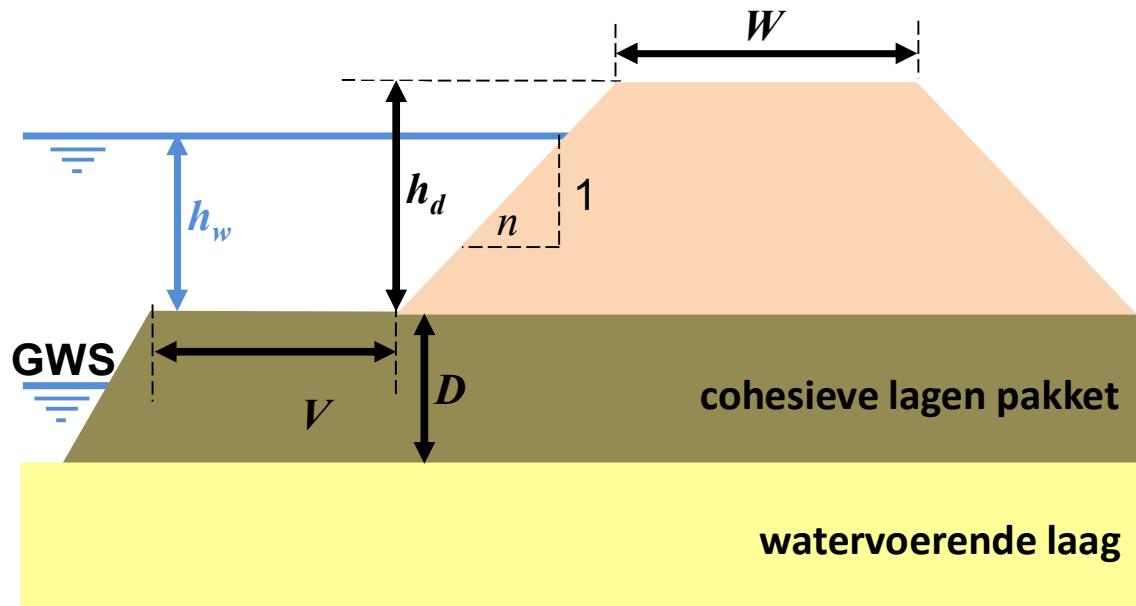
Buitenwaartse macro-instabiliteit is een indirect mechanisme bij de beoordeling van de overstromingskans. Buitenwaartse macro-instabiliteit treedt op bij een lage buitenwaterstand en er is dus in het algemeen geen direct gevaar voor overstroming. Afhankelijk van de mate van aantasting van de dijk is er gedurende de tijd benodigd voor reparatie wel een verhoogd risico voor directe faalmechanismen als overloop of macrostabiliteit binnenaarts.

#### 2.4.1

##### *Eenvoudige toets buitenwaarts*

Bij de *eenvoudige toets* voor buitenwaartse stabiliteit beperkt het schematiseren zich tot het vaststellen van de (sterk vereenvoudigde) geometrie van het grondlichaam. Daarbij gaat het om (Figuur 2.3):

- Kruinbreedte ( $W$ ).
- Buitentaludhelling  $1:n$ , is de gemiddelde helling van het buitentalud tussen de buitenkruinlijn en de buitenteen van de dijk.
- Dijkhoogte  $h_d$ , is het hoogteverschil tussen de kruinhoogte van de dijk en de (jaar)gemiddelde buitenwaterstand (GWS).
- Dikte cohesieve-lagenpakket  $D$ , is de dikte van de cohesieve lagen gemeten vanaf het maaiveld bij de buitenteen van de dijk tot de bovenkant van een watervoerende zandlaag. Bij toepassing van de stochastische ondergrondschematisatie wordt het ondergrondscenario met het dikste pakket cohesieve lagen gekozen.
- De breedte van het voorland  $V$  boven de gemiddelde waterstand (GWS).
- Opbouw van de dijk: klei of zand.



Figuur 2.3 Parameters eenvoudige toets STBU

Bij de *eenvoudige toets* op STBU geldt als uitgangspunt dat de waterstand bij de norm  $h_w$  maximaal gelijk is aan  $\frac{1}{n}$  van de dijkhoogte  $h_d$ . De hoogtes  $h_w$  en  $h_d$  zijn gedefinieerd ten opzichte van de hoogte van het voorland (als dat aanwezig is) en anders ten opzichte van de gemiddelde waterstand (GWS). Verder dient voor de breedte  $V$  van het voorland te gelden dat  $V > 2 \cdot h_d$  en anders wordt voor de eenvoudige toets gedaan alsof er geen voorland is. De parameters  $W$ ,  $n$ ,  $h_d$ , en  $D$  worden gebruikt als invoer bij het aflezen van de grafieken in *WBI Bijlage III Sterkte en veiligheid*. Voor zand- en kleidijken gelden afzonderlijke grafieken.

#### 2.4.2

##### *Gedetailleerde toets buitenwaarts*

De *gedetailleerde toets* in het WBI 2017 voor macrostabiliteit buitenwaarts bestaat alleen uit een semi-probabilistische beoordeling per dijkvak.

In de *gedetailleerde toets* worden stabiliteitsanalyses uitgevoerd met een glijvlakmodel. Voor het uitvoeren van een stabiliteitsanalyse wordt een aantal stappen doorlopen (Figuur 2.1). Dit wordt niet door Ringtoets ondersteund.

In afwijking van de beoordeling van macrostabiliteit binnenwaarts spelen de mechanismen opdrijven en opbarsten bij macrostabiliteit buitenwaarts geen rol.

### **Hydraulische belastingen**

De kritieke situatie voor Macrostabiliteit buitenwaarts is niet een hoge waterstand aan de buitenzijde van de waterkering, maar juist een lage waterstand in combinatie met een hoge grondwaterstand. Hierbij worden drie belastingsituaties onderscheiden in het TR Ontwerpbelastingen Rivierengebied [13]:

- 1 Een buitenwaterstand na een snelle val in combinatie met een verhoogde freatische lijn ten gevolge van een voorafgaand hoogwater (waterstand bij de norm bepaald in Ringtoets).
- 2 Een gemiddelde laagwaterstand (GLW, gedefinieerd in bijlage II) van het buitenwater in combinatie met een verhoogde freatische lijn ten gevolge van extreme neerslag.
- 3 Een laagwaterstand die eens per 10 jaar wordt onderschreden ( $LW_{1/10\ jaar}$ ) in combinatie met een normale freatische lijn in de dijk.

De criteria voor ‘snelle val’ zijn voor verschillende situaties in het rivierengebied (bovenrivieren, benedenrivieren, IJssel/ Vecht-delta) uitgewerkt in het *TR Ontwerpbelastingen Rivierengebied* (lit. [13]), paragraaf 7.4 e.v. Voor meren kan eenzelfde aanpak worden gevuld, waarbij “op bepaalde punten de specifieke karakteristieken voor meren moeten worden gebruikt” (Addendum I bij de Leidraad Zee- en Meerdijken t.b.v. het ontwerpen van meerdijken). Voor zeegedomineerde situaties moet rekening worden gehouden met een springtij laagwaterstand.

### **Schematisering geometrie**

De kritieke situatie bij macrostabiliteit buitenwaarts is niet een hoge waterstand aan de buitenzijde van de waterkering maar juist een lage waterstand. Voor de macrostabiliteit van het buitentalud dient een ongunstige combinatie van een hoge grondwaterstand in de dijk met een lage waterstand buitendijks te worden beoordeeld. De schematisering van de waterspanning verloopt als beschreven in paragraaf 5.6. Veiligheidshalve dient er vanuit gegaan te worden dat het freatisch vlak niet gedaald is ten opzichte van de situatie bij de waterstand bij de norm. Nuancing hierop is te vinden in [13]. Omdat de beoordeling in het kader van het toetsspoor STBU buiten Ringtoets plaatsvindt, is ook de Waternet Creator niet beschikbaar. De toetser dient zelf te schematiseren.

### **Zonering**

Bij buitenwaartse macrostabiliteit wordt geen zonering toegepast.

### **Berekening**

Voor buitenwaartse stabiliteit is de berekening niet in Ringtoets geïmplementeerd. De gebruiker moet los van Ringtoets een evenwichtsbeschouwing van het talud maken en daarbij zelf bepalen welk model (Bishop, Spencer-Van der Meij of Lift-Van) gebruikt wordt.

### **Beoordeling**

De beoordeling verloopt zoals beschreven in paragraaf 2.2.2 en paragraaf 2.3.2 maar moet buiten Ringtoets worden uitgevoerd.

Instabiliteit van het buitentalud valt niet samen met het optreden van hoogwater (indirect mechanisme). De faalkanseis voor macrostabiliteit buitenwaarts wordt daarom gelijk genomen aan 10 maal die voor macrostabiliteit binnenwaarts ( $P_f|inst = 0,1$ ). De overige parameters voor het bepalen van de faalkanseis voor macrostabiliteit buitenwaarts zijn gelijk aan die voor macrostabiliteit binnenwaarts.

Indien de berekende faalkans niet voldoet aan de vereiste faalkans is er een keuzemoment dat eventueel leidt tot een *toets op maat*.



## 3. Belastinggevallen

### 3.1 Inleiding

De belastingen op waterkerende grondconstructies zijn van permanente of veranderlijke aard. In dit rapport zijn ze als volgt onderverdeeld:

- Permanent:
  - Eigen gewicht.
  - Bodemdaling ten gevolge van onttrekking van stoffen (met name grondwater).
- Veranderlijk:
  - Hydraulische belastingen.
  - Polderpeil.
  - Verkeersbelasting.
  - Overige belastingen.

### 3.2 Permanente belastingen

#### Eigen gewicht

Het eigen gewicht van het dijklichaam is een belasting. Het aandrijvend moment in de analyse van de macrostabiliteit wordt in hoge mate door dit eigen gewicht bepaald.

#### Onttrekkingen uit de grond / bodemdaling

Door grondwateronttrekking (bijvoorbeeld het aanpassen van het polderpeil) treedt consolidatie op en oxidatie van organische bestanddelen, in bijvoorbeeld veen. Dit heeft bodemdaling tot gevolg en daardoor een lager maaiveld binnendijks.

### 3.3 Hydraulische Belastingen

Voor het beoordelen op macrostabiliteit, zijn de volgende hydraulische parameters van belang:

- Waterstand bij de norm (en bij probabilistisch beoordelen de statistiek van waterstanden).
- Gemiddelde en lage buitenwaterstanden.
- Waterstandsverloop bij maatgevende belasting.
- Golfhoogten, golfperiodes, golfrichtingen (windgolven, maar ook scheepsgolven) in verband met overslagdebiet.

De volgende paragrafen geven een beschrijving van de verschillende hydraulische parameters. Een nadere beschrijving van de hydraulische belastingen is opgenomen in *WBI 2017 Bijlage II Hydraulische belastingen*.

#### 3.3.1 Waterstand bij de norm

De waterstand bij de norm voor de semi-probabilistische *gedetailleerde toets* per vak is de waterstand met een overschrijdingsfrequentie die getalsmatig gelijk is aan de norm van het dijktraject. Deze waterstand wordt bepaald met Ringtoets. De Waternet Creator schematiseert voor macrostabiliteit binnenwaarts de hierbij behorende waterspanning (waarvoor de benodigde parameters in Ringtoets worden ingevoerd).

Voor de probabilistische *gedetailleerde toets* wordt de macrostabiliteit bij een aantal buitenwaterstanden berekend. Met de waterstandstatistiek en de conditionele faalkansen volgt daaruit de faalkans per jaar. Ringtoets berekent dit (vanaf 2019).

#### 3.3.2 Gemiddelde en lage buitenwaterstanden

Voor het schematiseren van de waterspanningen en het beoordelen van de macrostabiliteit van het buitentalud zijn ook gemiddelde en lage waterstanden relevant. De wijze waarop deze waterstanden worden bepaald is in bijlage II beschreven.

### 3.3.3 Waterstandsverloop tijdens maatgevende belasting

Het waterstandsverloop is van invloed op de ontwikkeling van de waterspanningen in de watervoerende lagen onder en achter de dijk.

- Bij waterstanden van 'lange' duur is sprake van (semi-)stationaire grondwaterstroming.
- Bij waterstanden van 'beperkte' duur is sprake van niet stationaire grondwaterstroming, ofwel tijdsafhankelijke grondwaterstroming.

Bij niet stationaire grondwaterstroming zal de waterspanning in de watervoerende bodemlagen onder en achter de dijk bij gelijke buitenwaterstand minder hoog zijn dan bij stationaire grondwaterstroming. Dit is afhankelijk van het bergend vermogen van de bodemlagen (freatische berging in de onverzadigde grondlagen en elastische berging binnen het korrelskelet), de doorlatendheid en dikte van de bodemlagen en de duur van de belasting.

De duur van de belasting wordt beschreven met het waterstandsverloop. Een waterstandsverloop geeft voor een locatie de tijdsafhankelijke waterstand aan tijdens het passeren van een storm of hoogwatergolf behorende bij de waterstand bij de norm, of soms ook bij een lagere waterstand.

Bij het beoordelen van waterkeringen, die alleen een beperkte tijd worden belast, kan gebruik worden gemaakt van de waterstandsverlopen, zoals die in de tool Waterstandsverloop (versie 2.0) worden bepaald. Hiervoor is een eigen gebruikershandleiding beschikbaar (lit. [3]). Met deze tool kunnen eenvoudig waterstandsverlopen op een bepaalde locatie in Nederland worden opgevraagd en geëxporteerd.

De respons op de buitenwaterstand kan worden berekend met geohydrologische modellen of worden bepaald met behulp van peilbuismetingen in doorlatende lagen onder en landwaarts van de dijk. Voor de analyse van deze metingen en een voorspelling van de respons zijn meerdere methoden voor de *gedetailleerde toets* beschikbaar. Zie hiervoor het *TR Waterspanningen bij Dijken* [15].

### 3.3.4 Golven

Voor het berekenen van macrostabiliteit zijn waterstandfluctuaties als gevolg van kortdurende golven zoals windgolven en scheepsgeïnduceerde golven niet direct relevant. Wel hebben golven invloed op het restprofiel bij golfoverslag en op infiltratie van overslaand water in het dijklichaam ter plaatse van de kruin en het binnentalud. Dit kan zorgen voor een verhoging van het freatisch vlak in het dijklichaam. De macrostabiliteit van de dijk wordt hierdoor beïnvloed, met name bij grotere golfoverslaggebieten. Bij het schematiseren van de waterspanningen dient hiermee rekening te worden gehouden.

## 3.4 Overige belastingen

De volgende aspecten zijn van belang:

- Wind.
- Verkeer.
- Aanvaringen en drijvende voorwerpen.
- Biologische aantasting.
- Klimatologische aantasting.

### 3.4.1 Wind

Windbelasting is van invloed op faalmechanismen via Niet Waterkerende Objecten (NWO's). In het geval van windbelasting, die via bomen en niet-waterkerende constructies wordt overgebracht op de waterkering dient per geval te worden nagegaan wat het effect is van de windbelasting voor de stabiliteit van het grondlichaam, er vanuit gaande dat er geen sprake is van omwaaien en ontworteling van begroeiing of bezwijken van de fundering van een

constructie. Daarnaast moet het effect van eventuele ontworteling van begroeiing of bezwijken van de fundering van constructies worden beschouwd. De wijze van beoordelen is geregeld in het toetsspoor NWO.

### 3.4.2 Verkeer

De aanwezigheid van verkeer kan van invloed zijn op de macrostabiliteit van een waterkering. De verkeersbelasting is van invloed op het momentenevenwicht. Het effect van de verkeersbelasting is onder andere afhankelijk van de duur van de belasting en de consolidatie-eigenschappen van het dijksmateriaal en de ondergrond.

Voor de beoordeling van de binnenwaartse macrostabiliteit in het kader van WBI 2017 is alleen de belastingsituatie relevant waarbij rekening wordt gehouden met realistische verkeersbelastingen tijdens hoogwater die gerelateerd zijn aan herstelwerkzaamheden of aan het functioneren van het hoogwater kerend systeem.

Met betrekking tot het functioneren van het waterkerend systeem kan gedacht worden aan de verkeersbelastingen die horen bij het sluiten van coupures of demontabele wanden. Een realistische verkeersbelasting is vergelijkbaar met een lichte vrachtauto met kraan en een pick-up. Rekening houdend met de duur van de verkeersbelasting in relatie tot de snelheid van afschuiven is deze belasting verwaarloosbaar.

Bij herstelwerkzaamheden gaat het om realistische combinaties van herstelwerkzaamheden en waterstanden:

- i. Daar waar hoogwaters storm gedomineerd zijn, zoals langs de kust, zijn herstel- of noodwerkzaamheden tijdens hoogwater niet realistisch;
- ii. Daar waar hoogwaters afvoer gedomineerd zijn, lijken herstel- of noodwerkzaamheden met zwaar materieel alleen realistisch bij waterstanden met overschrijdingskansen die groter zijn dan grofweg 1/100 per jaar. Het lijkt onwaarschijnlijk dat bij buitenwaterstanden met kleinere overschrijdingskansen zwaar materieel op een dijk wordt toegelaten zonder een kritische beoordeling vooraf.

De wet vereist niet dat bij zeer extreme buitenwaterstanden nog zwaar materieel op een dijk moet kunnen. Het gaat hier hooguit om de verkeersbelasting die zich in werkelijkheid voor kan doen. Ook hier geldt dat een realistische belasting vergelijkbaar is met een lichte vrachtauto met pick up. Rekening houdend met de duur van de verkeersbelasting in relatie tot de snelheid van afschuiven is deze belasting verwaarloosbaar.

Een buitenwaartse macrostabiliteit treedt niet bij extreme hydraulische belastingen plaats. Een zware verkeersbelasting is mogelijk. In aansluiting op de *Handreiking Constructief Ontwerpen* [17] moet worden gerekend met een belasting van 400 kN per 12 m<sup>2</sup>, hetgeen overeenkomt met 13,3 kN/m<sup>2</sup> over een breedte van 2,5 m.

### 3.4.3 Aanvaringen en drijvende voorwerpen

Onder normale omstandigheden zal een aanvaring van een schip met een dijk zelden voorkomen. Echter, juist als het stormt, kan een schip stuuroos of op drift raken en de waterkering treffen. De mogelijke gevolgen zijn op dat moment ook het grootst. De beheerder moet zelf nagaan of in zijn specifieke situatie een combinatie van een scheepsaanvaring met bepaalde hydraulische belastingen een potentieel maatgevende situatie oplevert. In dat geval is specialistische ondersteuning gewenst.

#### **3.4.4**

##### *Biologische aantasting*

Waterplanten en dieren kunnen zich op en tussen de bekleding hechten maar richten hier in het algemeen weinig schade aan die significant is met betrekking tot de macro-stabiliteit. Wel kunnen de fysische eigenschappen veranderen. Dieren die gangen of holen graven, zoals ratten, muskusratten en mollen, kunnen een talud ondermijnen of een afdekkende kleibekleding aantasten of doorgraven. Dit laatste kan tot gevolg hebben dat de freatische lijn in het grondlichaam hoger komt te liggen, met nadelige gevolgen voor macrostabiliteit. Ook is het niet ondenkbaar dat zand uit de kern wegspoelt.

Indien er aanwijzingen zijn dat als gevolg van biologische aantasting de doorlatendheid van de bekleding is aangetast, dient dit bij het schematiseren van de waterspanningen in het dijklichaam uit te worden gegaan van normaal beheer.

#### **3.4.5**

##### *Klimatologische aantasting*

Door langdurige droogte kan een te dunne kleilaag op een talud zodanig uitdrogen dat een grasmat hier ernstige schade van ondervindt. Bij uitdroging van klei ontstaan krimpscheuren. Dit heeft met name invloed op de doorlatendheid van het talud en moet in rekening gebracht worden bij het schematiseren van de waterspanning in het dijklichaam. De doorlatendheid van de afdekkende kleilaag zal in de praktijk hoog zijn (in de orde van de doorlatendheid van zand) als gevolg van de hierboven genoemde processen. Vooral in het geval van zanddijken met een kleiafdekking zal dit grote invloed hebben op de ligging van de freatische lijn.

## 4. Inventarisatie gegevens

### 4.1

#### **Inleiding**

Voor analyse van de macrostabiliteit zijn de volgende gegevens noodzakelijk:

- Geometrie, dat wil zeggen het ingemeten dwarsprofiel van de waterkering en aanliggend maaiveld.
- Laagopbouw van de ondergrond en het dijklichaam.
- Volumieke gewichten van de grondlagen.
- Sterkte-eigenschappen voor elke laag.
- Ligging van de freatische lijn.
- Waterspanningsverloop in de ondergrond.

De eerste stap is het inventariseren van alle beschikbare gegevens. Het kan daarbij gaan om onder andere:

- Gegevens uit de vorige beoordeling(en).
- Historische vakindeling.
- VNK2 resultaten.
- Informatie uit recente dijkverbeteringen.
- De globale stochastische ondergrondschematisatie (SOS).
- Beschikbaar veld- en laboratoriumonderzoek.
- Leggerinformatie.
- Ervaringen van de beheerder (veldwaarnemingen).

Deze inventarisatie dient om inzicht te krijgen in de situatie, focus te geven aan het eventuele grondonderzoek en de werkwijze bij het doorlopen van de toetsprocedure, te komen tot een vakindeling en te komen tot een plan om van grof naar fijn te werken. Hierbij kunnen de volgende aspecten beschouwd worden:

- Hoeveelheid en kwaliteit van de beschikbare gegevens. Een mogelijke conclusie kan zijn dat er over een of meerdere belangrijke parameters onvoldoende informatie beschikbaar is.
- Zwaartepunten voor het onderzoek. Uit de inventarisatie kan blijken aan welk onderdeel in de schematisering meer of minder aandacht besteed dient te worden.

Waarnemingen kunnen waardevolle aanvullende informatie geven. Het verdient de voorkeur waarnemingen al in beschouwing te nemen voordat met eventueel grondonderzoek wordt begonnen. Het gaat hierbij zowel om waarnemingen tijdens (periodieke) inspecties als om waarnemingen tijdens hoogwater.

Tijdens hoogwater dient met name gelet te worden op water dat binnendijks uittreedt en op vervorming van de waterkering. Als geen verklaring voor deze waarnemingen kan worden gevonden, dan is het gewenst om lokaal nader onderzoek naar de oorzaak uit te (laten) voeren.

### 4.2

#### **Geometrie**

##### 4.2.1

##### *Uitwendige geometrie*

De geometrie van een dijklichaam wordt vereenvoudigd tot een aantal 2D-doorsneden of dwarsprofielen. Het dwarsprofiel van een dijklichaam is op verschillende manieren te bepalen. Dit kan bijvoorbeeld door het inmeten door een landmeter of door het inmeten met behulp van

laseraltimetrie. Ook kan gebruik worden gemaakt van het Actueel Hoogtebestand Nederland (AHN).

Van belang is dat het dwarsprofiel ver genoeg doorloopt om de maatgevende glijcirkel geheel in te kunnen sluiten (zie ook paragraaf 2.3.2, punt zonering). Voor de macrostabiliteit van het binnentalud moet het dwarsprofiel voldoende ver achter de binnenteen van de dijk doorlopen, zodat het dwarsprofiel ook voldoende lang is als sprake is van opdrijven, wat vaak tot langere glijvlakken leidt. Voor de macrostabiliteit van het buitentalud dient het dwarsprofiel met name voldoende ver door te lopen waar sprake is van een schaardijk. Het volledige talud onder de waterlijn dient dan in het dwarsprofiel aanwezig te zijn.

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.

#### 4.2.2

##### *Opbouw dijklichaam*

Op basis van beschikbare informatie, zoals bestekstekeningen, revisietekeningen, sonderingen en boringen kan de opbouw van het dijklichaam worden geschematiseerd. Op basis van deze gegevens kan worden vastgesteld hoe de dijk is opgebouwd. Een dijk kan bijvoorbeeld bestaan uit een oude dijk van klei en een recentere aanvulling van zand. Ook kan hieruit informatie worden verkregen over de aanwezigheid van drainage-constructies of andere bijzonderheden. In verband met het toekennen van grondlaag eigenschappen en het schematiseren van de waterspanningen zijn deze gegevens van belang.

#### 4.2.3

##### *Ondergrondmodel*

In een ondergrondmodel wordt het vóórkomen van verschillende grondlagen of afzettingen schematisch weergegeven. Van de verschillende grondlagen die zich van elkaar onderscheiden door specifieke eigenschappen wordt het niveau aangegeven (meestal ten opzichte van NAP) waarop de grondlagen voorkomen. Wanneer alleen geologische afzettingen of formaties zijn weergegeven is sprake van een geologisch model. Wanneer onderscheid is gemaakt naar geotechnische kenmerken van de ondergrond kan worden gesproken van een geotechnisch ondergrondmodel.

Het uitgangspunt is de globale Stochastische Ondergrondschematisatie zoals ontwikkeld in WBI [7]. Deze is voor alle primaire waterkeringen in Nederland opgesteld. In een stochastische ondergrondschematisatie worden de verschillende mogelijkheden (scenario's) beschreven voor de opbouw van de ondergrond die zich op een locatie kunnen voordoen. Van belang is te bedenken dat de laagopbouw onder de dijk weliswaar hetzelfde verondersteld mag worden als in de omgeving maar zal afwijken in laagdiktes en materiaaleigenschappen.

Op basis van de reeds beschikbare informatie wordt een grondonderzoeksplan opgesteld en uitgevoerd. Door middel van het grondonderzoek (sonderingen, boringen, maar ook geofysisch onderzoek (geo-elektrisch onderzoek voor de diepere lagen of elektro-magnetisch voor de ondiepere lagen), of door een combinatie), wordt deze schematisatie verder gedetailleerd in diepteliggging en uitgestrektheid van de lagen. Sommige scenario's kunnen op basis van het lokale grondonderzoek worden uitgesloten, andere kunnen worden verfijnd met sub-scenario's. De werkwijze om het generieke SOS te verfijnen voor de lokale omstandigheden is uitgewerkt in de handleiding SOS [7].

Van de onderscheiden lagen dienen de laageigenschappen te worden vastgesteld. De paragrafen 4.3 en 4.4 en bijlage B.4 gaan hier uitgebreid op in. Uit efficiency-overwegingen is het van belang dit boorprogramma direct in de planning mee te nemen.

#### 4.3

##### **Iteratieve opzet van het grondonderzoek**

Er bestaan geen eenduidige recepten voor het opzetten van grondonderzoek en de benodigde dichtheid van grondonderzoekpunten. Nader grondonderzoek volgt uit onderkende onzekerheden over ondergrondopbouw of waterspanningen tijdens het schematiseren.

Daarmee wordt ook duidelijk dat het opzetten van grondonderzoek en schematiseren een iteratief proces is. Uit een eerste grondonderzoek volgen indicatieve schematiseringen en tevens de onzekerheden in die schematiseringen. Het reduceren van die onzekerheden kan via gericht extra grondonderzoek. Of dit zinvol is, hangt mede af van het (verwachte) effect van deze onzekerheden in de faalmechanisme-analyses.

Aanwijzingen hoe te komen tot een geschikte schematisatie zijn opgenomen in de Handleiding SOS [7] en het *TR Grondmechanisch Schematiseren* [12]. Daarnaast is er nog een instructie SOS; praktisch toepassen SOS binnen het WBI2017. Doel van de instructie is de waterschappen een praktisch kader te bieden voor het gebruik van het SOS binnen het WBI2017. Dit in aanvulling op de handleiding SOS. De grondonderzoeksmethoden worden beschreven in het *TR Waterkerende Grondconstructies* [14]. De uitvoering en interpretatie van diverse relevante methoden is beschreven in bijlagen D t/m I. Methoden om waterspanningen en stijghoogten te meten en de metingen te analyseren worden beschreven in het *Technisch Rapport Waterspanningen bij Dijken* [15]. Benodigde testen voor het bepalen van schuifsterktparameters worden behandeld in hoofdstuk 7 en bijlage E van dit document.

Voor het schematiseren van de ondergrondopbouw kan in eerste instantie worden uitgegaan van het globale SOS-model. Dit geeft een eerste indruk. Wanneer de resultaten daartoe aanleiding geven, kan het globale SOS-model worden verfijnd tot een lokaal SOS-model. Hiervoor is lokaal grondmechanisch onderzoek nodig. Wanneer uit vorige toetsronden gegevens beschikbaar zijn kan ook direct een lokaal SOS-model worden opgesteld. Daarbij dient wel kritisch gekeken te worden of de situatie nog wezenlijk dezelfde is als ten tijde van het inwinnen van de gegevens. Als inmiddels een dijkversterking heeft plaatsgevonden, is dat bijvoorbeeld niet het geval. Op basis van dit lokale onderzoek kan worden nagegaan of een bepaald ongunstig ondergrondscenario uit het globale SOS-model daadwerkelijk in een dijkvak wordt aangetroffen of dat dit ongunstige scenario alleen in een deel van een dijkvak wordt aangetroffen of dat de kans op het aantreffen van een bepaald scenario groter of kleiner is dan het globale SOS-model aangeeft.

Met welk detail het nodig is de opbouw te weten tijdens de beoordeling hangt samen met enerzijds de omvang van het deel van de ondergrond dat bij een faalmechanisme is betrokken en anderzijds van de afmetingen die behoren bij de eenheden. Daarnaast zijn er praktische grenzen aan de hoeveelheid grondonderzoek. Het toetsspoor macrostabiliteit betreft het wegschuiven van een deel van de waterkering. De lengte van de afschuivende grondmoot blijkt bij praktijkgevallen in de orde van 50 tot 100 m te liggen. Wat dit betekent voor de te hanteren sondeerafstand is in detail uitgewerkt in de Handleiding SOS [7], par. 5.2.

Voor het schematiseren van waterspanningen en stijghoogten kan in eerste instantie worden uitgegaan van een conservatieve schematisatie conform het *TR Waterspanningen bij Dijken* [15] en de implementatie hiervan in de Waternet Creator in Ringtoets. Wanneer een eerste conservatieve schematisatie moet worden geoptimaliseerd, kan hiervoor ook lokaal onderzoek worden uitgevoerd. Dit onderzoek kan bestaan uit het meten van de waterspanningen en stijghoogten met waterspanningsmeters en peilbuizen.

Voor wat de schuifsterktparameters betreft kan een eerste beoordeling worden uitgevoerd op basis van de default-waarden die worden genoemd in hoofdstuk 7 van dit document. Wanneer de beoordeling leidt tot afkeuren, kan aanvullend veld- en laboratoriumonderzoek worden ingezet om de grondmechanische parameters te optimaliseren. Deze stapsgewijze aanpak wordt nader uitgewerkt in paragraaf 4.4.

#### 4.4

#### **Sterktparameters - van grof naar fijn werken**

Bij het bepalen van de parameters voor het nieuwe schuifsterktemodel voor de *gedetailleerde toets* van macrostabiliteit is het zinvol om van grof naar fijn te werken. Dit betreft de parameters ongedraaide schuifsterkte ratio  $S$ , sterktetename-expONENT  $m$ , en de grensspanning  $\sigma'_{yy}$  (die met de pre-overburden pressure POP en de overconsolidatieratio OCR samenhangt, zie paragraaf 7.8). De volgende stappen kunnen daarin worden doorlopen:

- Toepassen van standaardwaarden voor  $S$ ,  $m$  en POP (de laatste om  $\sigma'_{yy}$  te bepalen).

- Verfijnen door de grensspanning  $\sigma'_{yy}$  te bepalen uit beschikbare sonderingen met conservatieve correlaties.
- Verfijnen met veld- en laboratoriumonderzoek en specifieke correlaties.

#### *Stap 1*

Voor de eerste stap van de *gedetailleerde toets* is voor het bepalen van schuifsterkteparameters nog geen gegevensinwinning nodig. Voor de ongedraineerde-schuifsterkteratio  $S$  en de sterkteename-exponent  $m$  zijn standaardwaarden beschikbaar (zie paragraaf 7.6 en 7.7). Dit zijn realistische (niet-conservatieve) schattingen die zijn gerelateerd aan geologische afzetting, grondsoortbeschrijving en volumegewicht. In tegenstelling daarmee worden voor het bepalen van de grensspanning  $\sigma'_{yy}$  voor de eerste stap van de *gedetailleerde toets* **wel** een voorzichtige (conservatieve) standaardwaarde van de pre-overburden pressure (POP) gebruikt (zie paragraaf 7.8). De grensspanning is een parameter met veel variatie. Zonder lokaal onderzoek kan daarom alleen een voorzichtige schatting worden gegeven.

#### *Stap 2*

De voor de hand liggende activiteit in de tweede stap van de *gedetailleerde toets* is het lokaal bepalen van de grensspanning. De standaardwaarden voor de grensspanning in de eerste stap zullen vrijwel altijd naar boven bijgesteld kunnen worden na het uitvoeren van vervolgonderzoek. Hiervoor kunnen sonderingen worden gebruikt. Er dienen twee raien van sonderingen beschikbaar te zijn, één raaï in de kruin en één binnendijks. Omdat het over veel data per sondering en in het algemeen ook om veel sonderingen gaat, is het aan te bevelen de sondeerresultaten digitaal beschikbaar te hebben. Met een voorzichtige correlatie kan de grensspanning uit de sonderingen worden afgeleid (zie paragraaf 7.8). De stabiliteitsberekeningen van de eerste stap van de *gedetailleerde toets* worden dan herberekend met de nieuwe waarden voor de grensspanning.

De grensspanning kan ook worden bepaald met behulp van samendrukingsproeven. Hiervoor zijn boringen met ongeroerde monstername nodig. Het werken met sonderingen is een efficiëntere aanpak.

#### *Stap 3*

In stap 3 kan verder worden verfijnd door geavanceerd grondmechanisch onderzoek uit te voeren. De voorzichtige correlaties uit stap 2 kunnen worden aangescherpt door het uitvoeren van veld- en laboratoriumonderzoek, bestaande uit boringen, nauwkeurige sonderingen met meting van de waterspanning, triaxialproeven op klei, direct simple shear proeven op veen en samendrukingsproeven. Met scherpere correlaties kunnen de waarden van de grensspanning nogmaals omhoog worden bijgesteld. Meer hier over in bijlagen H en I. Deze derde stap van de *gedetailleerde toets* bevat veel nieuwe elementen ten opzichte van de tot nu toe gangbare praktijk.

In deze derde stap is uitgebreid veld- en laboratoriumonderzoek nodig. Op basis van alle data worden de schuifsterkteratio  $S$  en sterkteename-exponent  $m$  bepaald. Daarnaast worden op basis van de onderzoeksresultaten correlaties opgesteld tussen de laboratoriumresultaten en de sondeerweerstand. Met deze parameters en correlaties kan de beoordeling van macrostabiliteit worden uitgevoerd.

De sonderingen zijn bedoeld om lokaal de ongedraineerde schuifsterkte van de grond te meten. Op de onderzoekslocaties worden correlaties tussen de laboratoriumresultaten en de sondeerweerstand opgesteld. Op basis van deze correlaties kan voor iedere sondering op een willekeurige plaats waar dezelfde geologische eenheden voorkomen de lokale ongedraineerde schuifsterkte worden vastgesteld. Op basis hiervan wordt de lokale waarde van de grensspanning bepaald. Deze lokaal bepaalde grensspanning wordt samen met de generiek bepaalde parameters  $S$  en  $m$  in de stabiliteitsberekeningen toegepast.

Voor het uitvoeren van deze stap 3 is het efficiënt om als waterkeringbeheerders samen te werken. Tot nu toe is het gebruikelijk dat waterkeringbeheerders zelfstandig alle benodigde grondmechanische gegevens verzamelen. Door samen te werken kan de omvang van het

grondmechanisch onderzoek worden beperkt. Nederland kan grofweg worden ingedeeld in een beperkt aantal geologische deelgebieden. Binnen deze geologische deelgebieden kunnen gegevens van de ondergrond van verschillende beheerders worden uitgewisseld, omdat de grondsoorten die in de beheersgebieden/dijkringen voorkomen grotendeels overeenkomen. Om samen te werken is het wel van belang dat de data op een uniforme wijze verzameld en opgeslagen wordt. Wanneer de grondmechanische gegevens onderling vergelijkbaar zijn, bevordert dit ook de vergelijkbaarheid van de beoordelingsresultaten.

## 5. Schematisering

### 5.1

#### **Algemeen**

Dit hoofdstuk geeft aanwijzingen en aandachtspunten voor het opstellen van de schematisering van een dijk. Een belangrijk kenmerk van dit proces is dat eerst een beeld van de globale ondergrondsbouw en geohydrologie in de omgeving van de dijk moet worden verkregen, van waaruit naar de gewenste schematisering van dijk en directe ondergrond wordt toegewerkt.

Vaak wordt schematiseren opgevat als het interpreteren van grondonderzoek in de dijk zelf en de directe omgeving ervan. Zonder goed beeld van hoe de (wat wijdere) omgeving in elkaar zit (qua grondgebouw en vooral ook qua geohydrologie) brengt zo'n enige schematiseringaanpak risico's met zich mee, omdat voor de te onderzoeken faalmechanismen relevante verschijnselen over het hoofd kunnen worden gezien. De stochastische ondergrondschematisatie SOS is opgezet om deze tekortkomingen te ondervangen.

De globale werkwijze bij het schematiseren betreft vier te doorlopen stappen om voor macrostabiliteit te komen tot schematisaties van de dijk in een beschouwde dijkstrekking. Deze stappen zijn:

- Karakterisering van de ondergrondsbouw in de omgeving van de dijk.
- Geohydrologische karakterisering.
- Geotechnische schematisering.
- Keuze maatgevend dwarsprofiel (wordt behandeld in het volgende hoofdstuk 'vakindeling').

Het startpunt voor de schematisering is de Stochastische Ondergrondschematisatie zoals ontwikkeld in WTI [7]. Op basis van beschikbare informatie uit grondonderzoek (sonderingen, boringen, geofysisch onderzoek) of anderszins wordt deze schematisatie verder gedetailleerd in diepteligging en uitgestrektheid van de lagen, en met behulp van de resultaten van laboratoriumonderzoek ingevuld met parameterwaarden. De onzekerheid die altijd in de ondergrond aanwezig is wordt in rekening gebracht door middel van scenario's en (bij parameterwaarden) door middel van verdelingen met een gemiddelde en een standaardafwijking.

Het feitelijk schematiseren van de ondergrond gebeurt in D-Soil Model. De output van D-Soil Model is input voor Ringtoets. Als de berekening met Ringtoets niet tot een acceptabele faalkans leidt, kan een eerste stap zijn terug te gaan naar D-Soil Model en de schematisatie te optimaliseren op basis van aanvullende gegevens. De nieuwe schematisatie is dan nieuwe input voor Ringtoets.

### 5.2

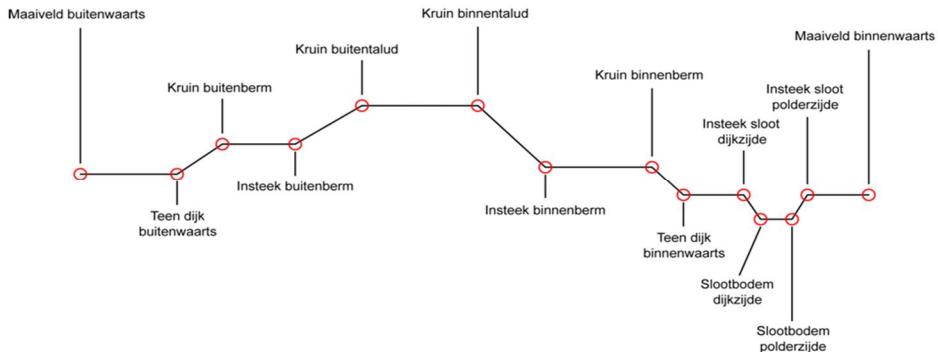
#### **Uitwendige geometrie**

De volledige ingemeten geometrie wordt in D-Soil Model geïmporteerd. Op basis hiervan wordt de macrostabiliteitsanalyse uitgevoerd. Hierbij wordt voor de geometrie geen onzekerheid in rekening gebracht.

Voor de analyse van de macrostabiliteit dienen de voor macrostabiliteit maatgevende (meest kritische) dwarsprofielen te worden geselecteerd. Het selecteren van dwarsprofielen met een vaste tussenafstand kan er toe leiden dat de geselecteerde dwarsprofielen niet maatgevend zijn.

Voor de analyse worden karakteristieke punten (de rode rondjes in Figuur 5.1) toegekend aan het dwarsprofiel. Deze moeten door de gebruiker aangewezen worden (bijvoorbeeld als shapefile) in D-Soil Model. De karakteristieke punten zijn van belang voor de plaatsing van het zoekgebied voor de glijvlakken en de definitie van de waterspanningen door de Waternet Creator. Niet alle punten komen voor in elk dwarsprofiel. Wanneer er bijvoorbeeld geen sloot is, zijn er uiteraard ook geen karakteristieke punten voor de sloot.

In de feitelijke berekening van de macrostabiliteit in Ringtoets wordt deze schematisatie in karakteristieke punten niet toegepast; daarin wordt het volledig ingemeten dwarsprofiel gebruikt.



Figuur 5.1 Dwarsdoorsnede geometrie

### 5.3

#### **Constructies in de dijk**

De gedetailleerde toets voor het toetsspoor macrostabiliteit is niet bedoeld voor de beoordeling van dijken waarin langsconstructies (stabiliteitsschermen, filterconstructies) of andere versterkingselementen (ankers, nagels, geotextielen) zijn opgenomen. Afhankelijk van het type elementen in de dijk zal het toetsspoor sterke en stabiliteit kunstwerk, langsconstructie of Technische innovatie tot een oordeel moeten leiden.

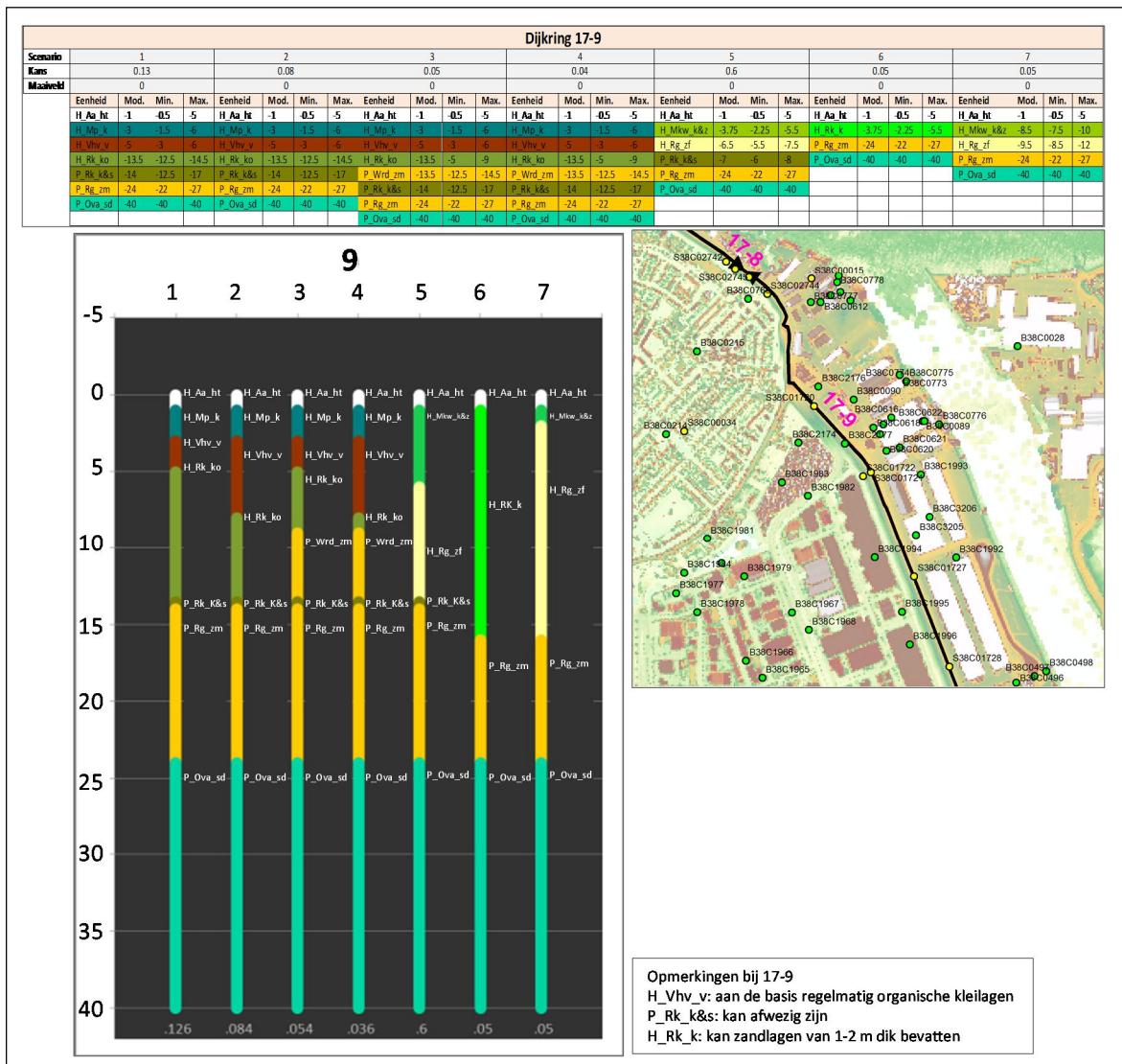
### 5.4

#### **Stochastische Ondergrondschematisatie (SOS)**

Voor alle primaire waterkeringen in Nederland is, afgezien van de duinen, de globale Stochastische Ondergrondschematisatie (SOS) opgesteld. Bij het opstellen van SOS zijn, op basis van bekende informatie over de ondergrond, de primaire keringen opgedeeld in segmenten. In een SOS segment komen één of meerdere SOS ondergrondscenario's voor met een bepaalde kans van aantreffen. De SOS scenario's leggen de opbouw van de ondergrond vast met een opeenvolging van SOS eenheden en de diepteliggiging van die eenheden. De diepteliggiging wordt gegeven met een representatieve (modale) diepte en indicaties van de minimale en maximale diepteliggiging van de eenheden. Het aantal scenario's per segment is wisselend en hangt af van de lengte van het segment en complexiteit van de opbouw. In veel gevallen zijn er 4 - 8 scenario's toegekend, maar in sommige gevallen zijn er 16 - 20 scenario's van toepassing. Figuur 5.2 geeft een voorbeeld van de SOS informatie die beschikbaar is voor een bepaald segment.

Deze informatie is binnen het programma D-Soil Model beschikbaar. Door Hijma en Kruse [5] wordt in detail beschreven hoe SOS is opgezet en waaruit SOS bestaat.

Het SOS geeft geen informatie over de opbouw van het dijklichaam. De opbouw van het dijklichaam moet worden geschematiseerd op basis van lokale gegevens.



Figuur 5.2 Overzicht van de informatie die de SOS verschafft. In dit voorbeeld zijn zeven scenario's onderscheiden met een kans van aantreffen. Het bovenste tableau geeft per scenario van elk van de onderscheiden grondlagen de modale, minimum en maximum diepteliggeling weer. Het tableau linksonder is een weergave 'op schaal' van de grondlagen in de zeven scenario's, het tableau rechtsonder geeft een situatieschets met beschikbare grondonderzoekspunten

De werkwijze met scenario's is opgezet omdat in vrijwel alle gevallen de hoeveelheid puntwaarnemingen, zoals sonderingen en boringen, niet voldoende is om met voldoende zekerheid de ondergrond te kunnen schematiseren voor de beoordeling op een faalmechanisme. De opbouw van de ondergrond kan namelijk heel variabel zijn over korte afstanden. Met een stochastisch ondergrondmodel wordt deze onzekerheid in rekening gebracht en worden alle mogelijke relevante scenario's bepaald. Het stochastisch ondergrondmodel is opgesteld op basis van feitelijke gegevens, zoals sonderingen en boringen uit de DINO-database, en op basis van geologische kennis over de ontstaansgeschiedenis van een gebied.

Op basis van het globale SOS-model moet aan de hand van lokaal grondonderzoek, zoals boringen en sonderingen, een lokale ondergrondschematisatie worden opgesteld, in principe nog steeds een stochastisch model tenzij er zo gedetailleerd grondonderzoek beschikbaar is dat alle scenario's behalve één met zekerheid uit te sluiten zijn. Voor ieder toetsspoor moet de focus daarbij liggen op een ondergrondschematisatie voor het betreffende faalmechanisme. Van belang is dat in de lokale ondergrondschematisatie voor macrostabiliteit een verticale laagscheiding wordt gemaakt bij de teen van de dijk, omdat de POP en de OCR (zie paragraaf

7.8) binnendijks sterk kunnen oplopen bij hoog water. Onder de dijk is dit veel minder het geval. Dus ook een doorlopende grondlaag moet in twee delen worden gesplitst om dit effect in de berekening goed te laten verlopen.

De werkwijze waarmee de SOS kan worden toegepast voor het opstellen van een lokale ondergrondschematisatie voor het betreffende dijkvak met bijbehorende scenariokansen is uitgewerkt in de Handleiding lokaal schematiseren met SOS [7].

## 5.5

### Scenario's

Bij het beoordelen van de veiligheid van een waterkering wordt rekening gehouden met onzekerheden. Voor diverse continu variërende parameters wordt de onzekerheid in rekening gebracht door uit te gaan van karakteristieke waarden bij de semi-probabilistische *gedetailleerde toets* of door de spreiding in rekening te brengen in een probabilistische *gedetailleerde toets*. Voor andere onderdelen van de schematisatie waarbij sprake is van wezenlijk verschillende situaties – er is een geul of er is geen geul – wordt de onzekerheid in rekening gebracht met scenario's.

Het rekenen met scenario's houdt het volgende in:

- De SOS genereert voor een gegeven dijkvak scenario's voor de ondergrond met kansen van aantreffen op basis van globale (geologische) informatie.
- Op basis van lokale informatie wordt het globale model specifiek gemaakt (beredeneerd uitsluiten van een scenario omdat dit nergens wordt aangetroffen, uitsluiten van scenario's die voor macrostabiliteit niet van belang zijn, detailleren van diepteliggging van een SOS-eenheid, ...). Zie voor de werkwijze [7].
- Verschillende scenario's voor de opbouw van de ondergrond impliceren ook een verschillende schematisering van de waterspanning voor deze ondergrondscenario's (zie paragraaf 5.6).
- De SOS-scenario's worden opgesteld in D-Soil Model en als zodanig ingevoerd in Ringtoets.
- Voor alle combinaties van dijkprofiel en scenario's wordt de stabiliteitsfactor en de faalkans berekend (zie paragraaf 2.2.2). De som van de berekende faalkansen moet kleiner zijn dan de faalkanseis.

Bij het opstellen van de scenario's moet ook de kans van aantreffen van elk scenario worden vastgesteld. Soms kan de kans van aantreffen worden bepaald op basis van onderzoek. Soms zal de kans van aantreffen moeten worden gebaseerd op een inschatting. Een inschatting zal veelal subjectief zijn. Toch is het van belang dat denkbare scenario's worden meegenomen in een analyse van de macrostabiliteit van een waterkering. De som van de kansen voor de scenario's moet altijd 1,0 zijn.

In Tabel 6.1 is een voorbeeld gegeven van een berekening van de faalkans voor een dijkprofiel met scenario's.

**Tabel 6.1 Voorbeeld van een berekening met scenario's en de faalkanseisen en resultaten per scenario.  $\gamma_d$  is de modelfactor 1,07.**

Scenario	Stabiliteits-factor berekend $F_{d;i} (-)$	Stabiliteits-factor correctie $F_{d;i}/\gamma_d (-)$	Betrouwbaarheids-index bij scenario $\beta_i (-)$	Faalkans bij scenario $P_{f;i} (1/\text{jaar})$	Kans van voorkomen scenario $P(S_i) (-)$	Faalkans gegeven scenario $P_{f S_i} (1/\text{jaar})$
D1	1,05	0,98	3,81	$6,98 * 10^{-5}$	0,06	$4,19 * 10^{-6}$
D2	1,02	0,95	3,62	$1,46 * 10^{-4}$	0,09	$1,32 * 10^{-5}$
D3	1,12	1,04	4,21	$1,26 * 10^{-5}$	0,15	$1,88 * 10^{-6}$
D4	1,13	1,06	4,33	$7,39 * 10^{-6}$	0,15	$1,11 * 10^{-6}$
D5	1,13	1,06	4,33	$7,39 * 10^{-6}$	0,05	$3,69 * 10^{-7}$
D6	1,12	1,04	4,23	$1,16 * 10^{-5}$	0,15	$1,73 * 10^{-6}$
D7	1,17	1,09	4,56	$2,53 * 10^{-6}$	0,05	$1,26 * 10^{-7}$
D8	1,17	1,10	4,58	$2,38 * 10^{-6}$	0,15	$3,57 * 10^{-7}$
D9	1,17	1,10	4,58	$2,38 * 10^{-6}$	0,15	$3,57 * 10^{-7}$
Faalkans doorsnede $P_{f;dsn} (1/\text{jaar})$						$2,33 * 10^{-5}$

In dit voorbeeld is macrostabiliteit onvoldoende, omdat de berekende gesommeerde faalkans groter is dan de faalkanseis.

Naast de scenario's uit de SOS kunnen ook aanvullende scenario's ten aanzien van de opbouw van de ondergrond worden opgesteld. Enkele voorbeelden hiervan zijn:

- Een SOS scenario behelst één opbouw van ondergrond die in het hele dwarsprofiel (en langs het dijkvak) verondersteld wordt aanwezig te zijn. SOS beschrijft echter niet de opbouw van de ondergrond onder de dijk, en deze zal in het algemeen (sterk) afwijken van de 'ongestoorde' situatie binnendijks. Een veenlaag kan onder de dijk sterk gecomprimeerd zijn dus een andere diepteliggiging hebben. Binnendijks kan klei en veen in de ondergrond aanwezig zijn, terwijl de dijk zelf op een rand van een rivierbedding ligt en de ondergrond hoofdzakelijk uit zandige afzettingen bestaat. Dit heeft consequenties voor de sterkte-parameters en voor de schematisering van de waterspanningen. De gebruiker kan een dergelijke 'verlopende' laagopbouw in D-Soil Model schematiseren (binnen één scenario) en Ringtoets rekent vervolgens voor die schematisatie de stabiliteit uit.
- De opbouw van het dijklichaam kan onzeker zijn. De opbouw van het dijklichaam wordt geschematiseerd op basis van de informatie uit de leger en het beheerregister, uit bestekken van een dijkversterking of uit grondmechanisch onderzoek. Er kan bijvoorbeeld onzekerheid zijn over de aanwezigheid van een oude kleidijk binnen een later aangelegde zanddijk.

Deze eventuele aanvullende scenario's worden als subscenario's van de SOS-scenario's ingevoerd in D-Soil Model. Ringtoets zorgt voor de sommering van de faalkansbijdragen over alle subscenario's. Het aantal (sub)scenario's is in beginsel niet aan beperking onderhevig. Wel impliceert elk scenario een aparte stabiliteitsberekening. Wanneer meer scenario's van toepassing zijn dan in Ringtoets kan worden gefaciliteerd, kan een voorselectie gemaakt worden op basis glijvlakberekeningen buiten Ringtoets.

## 5.6 Schematisering waterspanningen: de Waternet Creator

Onderdeel van Ringtoets is de Waternet Creator die een veilige schematisatie maakt van de waterspanningen in een dijk conform het TR Waterspanning bij dijken [15]. De schematisatie van de waterspanningen is (deels) gekoppeld aan de opbouw van de ondergrond. Waternet Creator onderscheidt (in lijn met TR Waterspanning) vier typen: een zand- of een kleidijk op een cohesieve of een zandondergrond. De gebruiker geeft dit aan in Ringtoets.

De schematisatie van de waterspanningen in de dijk door de Waternet Creator is van toepassing op zowel de semi-probabilistische gedetailleerde toets als op de probabilistische

*gedetailleerde toets.* De voor de Waternet Creator benodigde invoer (via een invoerscherm in Ringtoets) omvat:

- Dijktype (4 typen, zie boven).
- Polderpeil.
- Buitenwaterstand (waterstand bij de norm en gemiddelde waterstand).
- Leklengte.
- Indringingslengte.
- Initieel freatisch vlak:
  - Freatisch vlak op 3 of 4 punten: ter plaatse van buitenkruin, binnenkruin, binnenteen en (bij aanwezigheid van een berm) schouder van de berm.

De uitvoer van de Waternet Creator (en invoer in Ringtoets) bestaat uit:

- Ligging van het freatisch vlak.
- Stijghoogte watervoerende zandlaag en eventuele tussenzandlaag.
- Verloop van de stijghoogte als functie van de diepte.

Wanneer metingen of andere gegevens beschikbaar zijn op basis waarvan de stijghoogte in een watervoerende zandlaag onder normale omstandigheden kan worden bepaald, is het nog nodig om een vertaalslag (extrapolatie) te maken naar de situatie met (extrem) hoge buitenwaterstanden. Uit de metingen dienen daarvoor waarden voor de indringingslengte en de leklengte te worden afgeleid als invoer voor de Waternet Creator. Hierbij is het gebruik van een grondwaterstromingsmodel noodzakelijk.

Voor analyse van de macrostabiliteit van het binnentalud kan het tijdsafhankelijke karakter van de grondwaterstroming in rekening worden gebracht. Hierbij kan als modelinvoer gebruik worden gemaakt van het waterstandsverloop bij maatgevende belasting. Met name langs de kust, bij meren, en in het benedenrivierengebied kan dit van grote invloed op de berekende stabiliteit zijn. Dit kan voor de stijghoogte in de watervoerende zandlaag door de waarde van de leklengte aan te passen aan de tijdsduur van het hoog water. De werkwijze hiervoor is beschreven in het *Technisch Rapport Waterspanning bij dijken* ([15], Bijlage 3 en 4). Voor het freatisch vlak kan het tijdsafhankelijk effect in rekening worden gebracht volgens Bijlage b1.3.3 van [15]. Bijlage b4.3 van [15] kan worden toegepast om het tijdsafhankelijk effect in rekening te brengen bij de indringingslengte.

Bij het beoordelen van een waterkering wordt de situatie met extreme neerslag niet beschouwd hoewel deze van invloed kan zijn op de waterspanningen. De overweging daarvoor is dat de kans op gelijktijdig optreden van hoog water en extreme neerslag klein is. De normale neerslag en verdamping spelen wel een rol in de bepaling van de normale ligging van het freatisch vlak.

Ook bij de schematisering van de waterspanningen kan het relevant zijn om verschillende scenario's te beschouwen. Duidelijk is dat verschillende scenario's voor de ondergrond leiden tot verschillende schematisaties van de waterspanningen. Er kunnen echter ook nog andere scenario's relevant zijn:

- Een scenario behelst één opbouw van de ondergrond die in het hele dwarsprofiel verondersteld wordt aanwezig te zijn. De opbouw van de ondergrond kan echter onder de dijk of buitendijs anders zijn dan binnendijs. Wanneer wordt uitgegaan van een scenario met een slecht doorlatende deklaag binnendijs kan het onzeker zijn of deze deklaag ook in het voorland aanwezig is. Dit heeft betrekking voor de leklengte in het voorland en daarmee voor het niveau van de stijghoogte in de watervoerende zandlaag binnendijs. Dit leidt tot twee subscenario's met en zonder deklaag in het voorland waarbij de Waternet Creator voor beide gevallen de stijghoogte berekent.
- Ook de onzekerheid over de opbouw van het dijklichaam kan consequenties hebben voor de schematisering van de waterspanningen. Uit de legger, het beheerregister of een bestek van een dijkversterking kan blijken dat er een drainage in de binnenteen van de waterkering aanwezig is. Dit heeft consequenties voor de hoogte van het freatisch vlak.

Als er twijfel is over de werking van de drainage, kunnen twee subscenario's worden gedefinieerd: 'drainage werkt' en 'drainage werkt niet'.

- Er kan onzekerheid zijn over de aanwezigheid van een oude kleidijk binnen een later aangelegde zanddijk. Deze onzekerheid heeft invloed op de keuzes bij de schematisering van het freatisch vlak. Ook hiervoor kunnen subscenario's worden gedefinieerd.
- Er kan onzekerheid zijn over de diepte van een cunet onder een dijk en of er contact is tussen het cunet en een watervoerende zandlaag. Dit heeft ook consequenties voor de schematisering van de waterspanningen.
- Het is ook denkbaar dat tijdens hoog buitenwater met veel kwel een polderpeil niet kan worden gehandhaafd. Dit leidt tot een hoger freatisch vlak binnendijks. Ook hiervoor kan een subscenario met een kans van voorkomen worden opgesteld.

## 5.7

### Toekenning parameters aan eenheden in SOS

Aan alle eenheden van de (lokale) ondergrondschematisatie moeten parameterwaarden worden toegekend. In hoofdstuk 7 komen de verschillende parameters aan de orde, met vermelding of het stochasten zijn en hoe men aan de gegevens komt.

Het gaat per grondlaag of SOS eenheid om:

- Volumiek gewicht  $\gamma$ .
- Hoek van inwendige wrijving  $\phi'$  voor zandlagen (of andere goed doorlatende lagen).
- Ongedraaide schuifsterkte ratio  $S$ .
- Sterktetoename-exponent  $m$ .

Daarnaast is er een niet aan de SOS eenheden gekoppelde parameter:

- Grensspanning  $\sigma'_{yy}$ .

Het toekennen van de parameters gebeurt in D-Soil Model. De gehele set parameters wordt vanuit D-Soil Model geïmporteerd in Ringtoets. De input voor D-Soil Model bestaat uit een verwachtingswaarde, een standaardafwijking, het type verdeling (normaal, lognormaal) en het aantal metingen. In semi-probabilistische analyses worden rekenwaarden van de schuifsterkte-eigenschappen voor de geotechnische parameters van de grondlagen toegepast. De rekenwaarden zijn de karakteristieke waarden gedeeld door een materiaalfactor; de karakteristieke waarden worden door Ringtoets berekend, de materiaalfactoren zijn in Ringtoets vastgelegd (zie Tabel 2.3). In probabilistische analyses worden stochasten met verdelingsfuncties toegepast.

Voor het volumiek gewicht worden bij voorkeur lokale gegevens toegepast. Het volumiek gewicht is zowel van belang voor het aandrijvend gewicht (belasting) als voor de effectieve spanning en daarmee ook voor de schuifsterkte. De variatie van het volumiek gewicht binnen een grondlaag of SOS-eenheden kan aanzienlijk zijn. Het gebruik van regionale proefverzameling-data voor het volumiek gewicht wordt daarom ontraden, zie paragraaf 7.2.

De hoek van inwendige wrijving, ongedraaide schuifsterkte ratio  $S$  en sterkte toename exponent  $m$  kunnen worden gekoppeld aan grondsoorten of SOS-eenheden. Deze parameters zijn grootheden die behoren bij intrinsieke eigenschappen van de grond en die dus de aard van het materiaal weerspiegelen en onafhankelijk zijn van het spanningsniveau of de toestand van de grond. De waarden van deze parameters zijn dan ook gelijk voor een heel dijktraject of een heel beheersgebied en mogelijk ook beheersgebied-overstijgend.

De grensspanning wordt per dwarsprofiel gedefinieerd op basis van de lokale gegevens uit het dijkvak. De grensspanning geeft uitdrukking aan de toestand waarin de grond zich bevindt (normaal geconsolideerd of overgeconsolideerd ofwel met een lage of hoge pakkingsdichtheid van de gronddeeltjes). De toestand waarin de grond zich bevindt, wordt bepaald door het afzettingsmilieu waarin een grondlaag is gevormd en door de belastinggeschiedenis van de

grond. De grensspanning kan sterk variëren. De lokale gegevens over de toestand van de grond worden daarom afgeleid uit lokale sonderingen of samendrukkingstests. Om de toestand van de grond in het dwarsprofiel goed te definiëren, dienen minimaal twee verticalen met waarden van de grensspanning te worden gedefinieerd, waarvan één in de kruin van de dijk en één in het achterland van de dijk (en bij bebouwing of bij een binnenberm nog een derde: op het erf of in de berm), waarbij in beide verticalen voor alle grondlagen een waarde van de grensspanning wordt opgegeven. Gezien de variatie in de grensspanning in het veld en het belang van de grensspanning in een stabiliteitsberekening, kan de grensspanning ook een parameter zijn die mede bepalend is voor de keuze van dijkvakgrenzen en de keuze van maatgevende dwarsprofielen.

## 6. Vakindeling

### 6.1

#### Bepaling vakgrenzen

De beheerder deelt de onder zijn beheer vallende dijktrajecten in dijkvakken op. De plaats van deze activiteiten in het geheel van de schematisering is weergegeven in Figuur 6.1. In hoofdstuk 0 zijn de geometrie en de ondergrond in kaart gebracht, daarna en op basis daarvan wordt de vakindeling opgesteld. Overwegingen voor die onderverdeling zijn met name fysieke omgevingsfactoren. Ook historische vakgrenzen kunnen een overweging zijn. Vakgrenzen worden gelegd:

- Waar de waterkering van type verandert; types waterkering zijn dijk, dam, duin, kunstwerk of aansluiting tussen twee types waterkering; ook de overgang naar hoge gronden is logischerwijze een vakgrens.
- Bij een overgang van een norm naar een andere norm.
- Bij duidelijke verschillen in hydraulische belasting. Dit kan het geval zijn bij een rivier met een sterk verhang zoals op de Maas in Limburg of de bovenloop van de IJssel.
- Bij duidelijke veranderingen in geometrie.
- Bij duidelijke veranderingen in ondergrond (SOS segment) en/of sterkte-eigenschappen.

De keus voor de dijkvakindeling moet zodanig zijn dat één situatie kenmerkend is voor de gehele strekking van dat dijkvak. Voor die kenmerkende situatie wordt de macrostabiliteit geanalyseerd. Het dijkvak wordt ‘homogeen’ verondersteld over die strekking. Voor verschillende faalmechanismen zijn andere kenmerken van toepassing en kunnen dus verschillende dijkvakindelingen gewenst zijn. Voor macrostabiliteit zijn immers andere aspecten kenmerkend dan voor – bijvoorbeeld – een harde bekleding.

Homogeniteit betekent dat de belasting, de geometrie, de grondopbouw, et cetera min of meer gelijk zijn over de strekking. Aspecten die een rol spelen bij de keuze van vakgrenzen zijn:

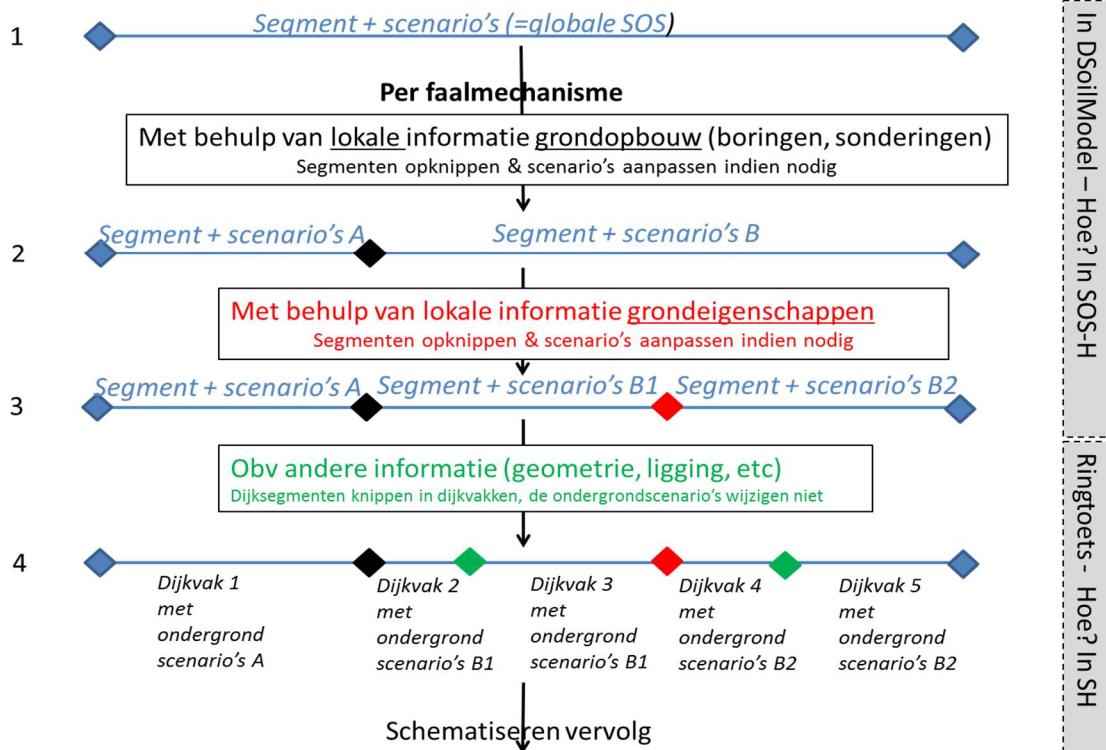
- Geometrie, met duidelijke wijzigingen in:
  - Dijkhoogte.
  - Dijkbreedte.
  - Afmetingen berm.
  - Steilheid taluds.
  - Maaiveldhoogte.
  - Aanwezigheid sloten/watergangen.
- Grondopbouw, bijvoorbeeld bij:

Een segmentgrens in de globale stochastische ondergrondschematisatie (SOS) en bij beschikbaar lokaal grondonderzoek:

  - (Grote) veranderingen in dikte aanwezige klei- en veenlagen.
  - Aanwezigheid van geulen of tussenzandlagen.
- Aanwezigheid voorland (in verband met ontwikkeling van de stijghoogte in het dijklichaam bij hoog buitenwater).
- Opbouw van het dijklichaam, met onderscheid tussen oude en recentere delen van het dijklichaam of onderscheid tussen kleidijk en aanvulling in zand.
- Aanwezigheid van bijzondere constructies (drainage, damwanden, diepwanden et cetera).

Het toepassen van de bovenstaande grenzen kan leiden tot langere of kortere dijkvakken. Algemene regels voor een praktisch bruikbare lengte van een dijkvak zijn niet te geven omdat het sterk afhangt van de lokale situatie. Daarnaast is ook ‘homogeen’ binnen een dijkvak een relatief begrip. Al zijn de geometrie van de dijk en de opbouw van de ondergrond behoorlijk uniform, dan toch kunnen relatieve beperkte verschillen in de waterstand bij de norm, de kruinhoogte, de taludhelling, de bermbreedte en de hoogte van het achterland of een combinatie hiervan wel relevante verschillen in de stabiliteitsfactor of faalkans opleveren.

Daarom kan een dijkvak in Ringtoets meerdere dwarsprofielen bevatten, die een voor een doorgerekend kunnen worden. Op basis van die berekeningsresultaten kan dan voor dat dijkvak het maatgevende dwarsprofiel worden gekozen.



Figuur 6.1 Werkwijze schematiseren ondergrond en dijkvakken. SOS-H en SH zijn resp. de SOS Handleiding en de Schematiseringshandleiding (dit document)

## 6.2

### Aandachtspunten

Binnen een vak kunnen meerdere dwarsprofielen worden gedefinieerd in Ringtoets. Aan de hand van berekeningen kan de gebruiker vaststellen welke dwarsdoorsnede maatgevend is. Het maatgevende dwarsprofiel wordt vervolgens representatief gesteld voor het dijkvak.

Wanneer de uitkomst van de toets daar aanleiding toe geeft kan de indeling worden aangepast (iteratief proces). Bijvoorbeeld kan bij een verdere onderverdeling van het dijkvak voor één deel het maatgevende profiel gunstiger uitvallen en de toets alsnog leiden tot goedkeuring van dat deel.



## 7. Parameters

### 7.1

#### Inleiding

Dit hoofdstuk geeft aanwijzingen voor waardebepaling van de relevante parameters voor een macrostabiliteitsanalyse. Voor slecht doorlatende grondlagen (klei en veen) dienen de macrostabiliteitsanalyses te worden gebaseerd op ongedraineerde schuifsterke-eigenschappen. De schuifsterkte van goed doorlatende grondlagen (zand) wordt beschreven met gedraineerde schuifsterke-eigenschappen. Dit is nader toegelicht in bijlage B, paragraaf B.4.3 en paragraaf B.4.4.

Dit hoofdstuk geeft per parameter aan wat de parameter inhoudt; of het een stochast betreft; hoe de waarde kan worden bepaald, wat aandachtspunten zijn en een voorbeeld van de toepassing.

Een aantal parameters is nodig als invoer voor de berekening in Ringtoets, een aantal 'hulp'parameters wordt gebruikt bij de bepaling van die invoerparameters. Een overzicht van de parameters is gegeven in paragraaf 2.2.2.

Van de benodigde parameters worden de verwachtingswaarden en de standaardafwijkingen en het aantal uitgevoerde testen en het verdelingstype ingevoerd in D-Soil Model. Ringtoets leest deze gegevens in vanuit D-Soil Model. Voor het uitvoeren van de semi-probabilistische analyses bepaalt Ringtoets karakteristieke waarden en rekenwaarden van de parameters. Daarbij wordt de uitmiddeling van de onzekerheid van de schuifsterketeparameters langs het schuifvlak in rekening gebracht via een gereduceerde standaardafwijkings (zie bijlage H). De materiaalfactoren die worden toegepast om rekenwaarden te bepalen zijn weergegeven in Tabel 2.3 Deze waarden zijn in Ringtoets opgenomen.

Om de conditionele faalkansen per scenario op te kunnen tellen, dienen deze uit de semi-probabilistische stabiliteitsfactoren te worden berekend. Zie hiervoor paragraaf 2.2.2.

Voor het uitvoeren van probabilistische analyses gebruikt Ringtoets rechtstreeks de verwachtingswaarden en standaardafwijkingen uit D-Soil Model.

### 7.2

#### Volumiek gewicht

##### Wat is het

Het volumiek gewicht van grond ( $\gamma$  [kN/m<sup>3</sup>]) is het gewicht van grond per volume-eenheid. Het volumiek gewicht is in Ringtoets geen stochast maar een deterministische waarde.

Het volumiek gewicht is een belangrijke parameter in een stabiliteitsanalyse:

- Het volumiek gewicht van grond bepaalt mede de effectieve spanning ter plaatse van het potentiële glijvlak en is daarom mede bepalend voor de grootte van de te mobiliseren schuifweerstand.
- Bij een stabiliteitsanalyse is het volumiek gewicht van de grond aan de actieve kant van belang voor de aandrijvende kracht en aan de passieve kant voor de tegenwerkende kracht.
- Het volumiek gewicht van de slecht doorlatende deklaag aan de binnenzijde van de dijk is bepalend voor het al dan niet opdrukken (opdrijven of opbarsten) van deze deklaag.

In een stabiliteitsanalyse wordt onderscheid gemaakt tussen het verzadigde volumegewicht  $\gamma_{sat}$  en het onverzadigde volumegewicht  $\gamma_{unsat}$ . Voor alle grondlagen worden deze twee waarden ingevoerd in D-Soil Model. Onder het freatisch vlak wordt de grond geacht volledig met water verzadigd te zijn, hier past Ringtoets dus het verzadigde volumegewicht toe. Boven het freatisch vlak is de grond niet volledig met water verzadigd, maar deels onverzadigd. Boven het freatisch vlak is daarom in principe het onverzadigde volumegewicht van toepassing. Voor klei moet ervan uitgegaan worden dat de grond boven het freatisch vlak nog zoveel water bevat dat het onverzadigde en verzadigde volumegewicht nagenoeg gelijk zijn. De gebruiker

dient dit zo in te voeren. Voor zand is het onverzadigde volumegewicht lager dan het verzadigde volumegewicht.

#### Hoe te bepalen

Het volumiek gewicht van grondlagen wordt bepaald op ongeroerde grondmonsters uit boringen door het gewicht en het volume van de ongeroerde grondmonsters vast te stellen.

#### Aandachtspunten

Wanneer lokale informatie (metingen aan monsters uit boringen) beschikbaar is wordt deze als deterministische parameter ingevoerd in Ringtoets. Hierbij wordt de gemiddelde waarde toegepast (zie de SOS handleiding, [7]).

Wanneer geen lokale metingen beschikbaar zijn kan *eventueel* worden teruggevallen op een regionale proevenverzameling van het volumiek gewicht van grondlagen. In dat geval dienen twee scenario's te worden onderscheiden in de stabiliteitsanalyse, één met de karakteristieke bovengrens van het volumiek gewicht en één met de karakteristieke ondergrens van het volumiek gewicht. Hiermee wordt recht gedaan aan het feit dat het volumiek gewicht zowel een positief effect (via schuifsterkte en tegenwerkend moment) als een negatief effect (via aandrijvend moment) heeft in een stabiliteitsanalyse.

#### Voorbeeld

**Tabel 7-1 Te verwachten waarden van de verzadigde volumieke gewichten  $\gamma_{sat}$  van veel voorkomende grondsoorten**

Grondsoort	SOS eenheid	Verzadigd volumiek gewicht $\gamma_{sat}$ [ $\text{kN/m}^3$ ]
Veen mineraalarm	H_Vhv_v	10 - 11
Verslagen veen / detritus	H_Vhv_v, H_Ml_ko	10 - 11
Veen kleiig	H_Rk_vk	11 - 12
Veen compact	H_Vbv_v	10 - 12
Gyttja	Diversen <sup>1)</sup>	10,5 - 13
Klei venig / klei organisch	H_Mp_ko, H_Ml_ko, H_Rr_o&z, H_Rk_k&v, H_Rk_ko	12 - 14
Klei	H_Mp_k, H_Rk_k P_Mp_k, P_Om_k P_Ova_sd	13 - 16
Klei zandig en siltig	H_Mr_kz, H_Mkv_z&k H_Ro_z&k, P_Rk_k&s P_Rbk_z&s	16 - 21
Zand	Diversen	18 - 21
Loss	P_Wls_s	16 - 21
Keileem	P_Gkl_kz	19 - 23
Dijksmateriaal	H_Aa_ht	15 - 21

<sup>1)</sup> In bijlage C wordt toegelicht in welke SOS eenheden gyttja kan voorkomen.

Wanneer grond boven het freatisch vlak ligt, is de grond nog deels met water verzadigd. Het volumegewicht is dan nagenoeg gelijk aan het verzadigde volumegewicht en dit laatste getal wordt gebruikt. Zand is hierop een uitzondering. Voor zand boven het freatisch vlak is het volumegewicht 16 tot 18  $\text{kN/m}^3$ .

## 7.3

### **Effectieve verticale spanning**

#### Wat is het

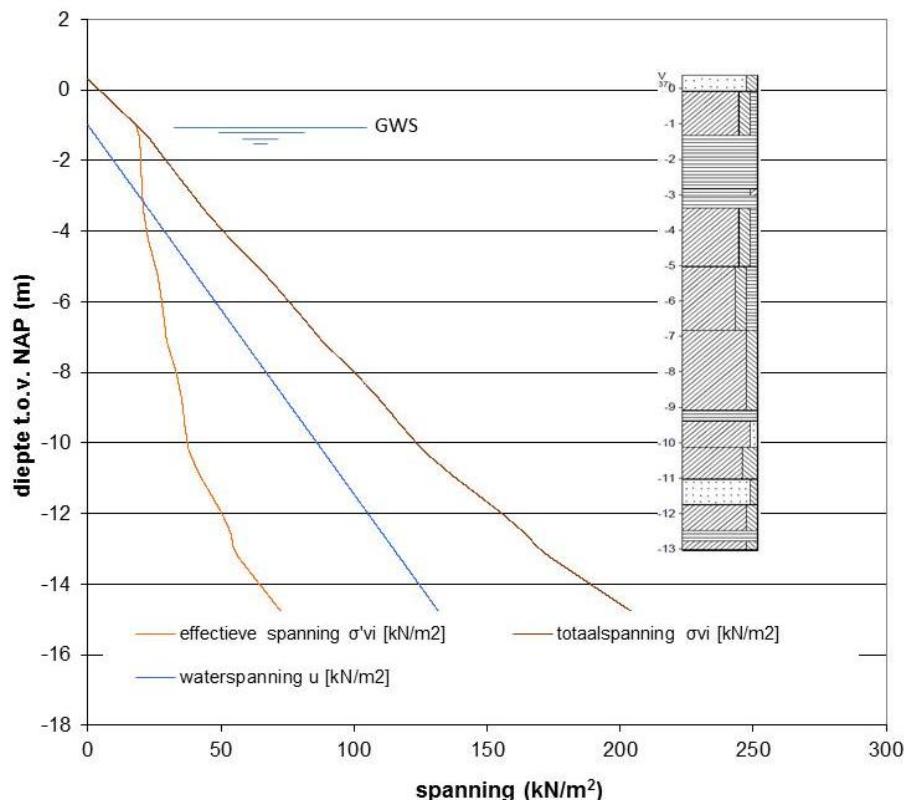
De effectieve verticale spanning ( $\sigma'_{vi}$  [ $\text{kN/m}^2$ ]) is de (verticale) spanning in de grond ten gevolge van het gewicht van de bovenliggende grondlagen, minus de waterspanning. De waterspanning wordt bepaald door het freatisch vlak en de stijghoogte in het watervoerend pakket.

De effectieve spanning is geen invoerparameter voor een macrostabiliteitsanalyse maar een berekende grootheid. Het glijvlakmodel in Ringtoets berekent deze uit de totaalspanningen en waterspanningen. De effectieve spanning is dus afhankelijk van de grondlaagdikte, volumieke gewichten en waterspanningen. Een schatting van de effectieve spanning is van belang voor het uitvoeren en analyseren van veld- en laboratoriumproeven.

### Hoe te bepalen

De effectieve verticale spanning wordt bepaald door de totaalspanning te verminderen met de waterspanning op een bepaald punt in de ondergrond. De totaalspanning wordt bepaald op basis van de laagdiktes en het volumiek gewicht van de bovenliggende lagen. Het verloop van de waterspanning kan worden geschat uit het niveau van het polderpeil en de stijghoogte in een watervoerende zandlaag.

### Voorbeeld



Figuur 7.1 Totaalspanning  $\sigma_{vi}$ , waterspanning  $u$  en effectieve verticale spanning  $\sigma'_{vi}$  in een grondprofiel. De effectieve verticale spanning is de totaalspanning minus de waterspanning ( $\sigma'_{vi} = \sigma_{vi} - u$ )

## 7.4 Cohesie

### Wat is het

De cohesie ( $c'$  [ $\text{kN}/\text{m}^2$ ]) is strikt genomen de aantrekkingskracht tussen gronddeeltjes. Cohesie wordt onder andere veroorzaakt door elektromagnetische bindingen (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 tot 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.

### Hoe te bepalen

Cohesie kan worden bepaald door het uitvoeren van triaxiaalproeven of direct simple shear proeven. Als de resultaten van de proeven worden uitgezet in een grafiek van schuifsterkte  $\tau$  (y-as) tegen effectieve spanning  $\sigma'$  (x-as) en een bezwijkomhullende wordt geconstrueerd langs de gemeten piekwaarden van de schuifsterkte, is de waarde waar de bezwijkomhullende de y-as snijdt gelijk aan de cohesie. Omdat de cohesie het gevolg kan zijn van verschillende oorzaken (cementatie, overconsolidatie) en de mate daarvan sterk kan variëren, is de waarde van de cohesie sterk variabel.

### Aandachtspunten

- Cohesie wordt niet rechtstreeks gemeten in triaxialproeven of direct simple shear proeven, 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.
- Cohesie is gerelateerd aan de pieksterkte van de grond. Voor de analyse van macrostabiliteit is de critical state of ultimate state de relevante maat voor de schuifsterkte van de grond. Bij de critical state of ultimate state is cohesie nul volgens de Critical State Soil Mechanics.
- Cohesie speelt in de huidige beoordelingsronde (WBI 2017) geen rol in de berekening van de macrostabiliteit in Ringtoets maar is wel als parameter gedefinieerd. Triaxialproeven dienen te worden geïnterpreteerd met  $c' = 0$  (zie paragraaf 7.5). Cohesie wordt relevant wanneer in de toekomst de sterkte van onverzadigde grond ook in beschouwing wordt genomen. De verwachting is dat dat een gering gunstig effect zal hebben op de macrostabiliteit.

## 7.5 Hoek van inwendige wrijving

### Wat is het

De hoek van inwendige wrijving ( $\phi' [^{\circ}]$ ) is een maat voor de wrijving tussen gronddeeltjes. Bij een toenemende normaalspanning op de grond neemt onder gedraineerde condities de wrijving tussen de gronddeeltjes evenredig toe. Dit wordt gekarakteriseerd met de hoek van inwendige wrijving.

De hoek van inwendige wrijving is in Ringtoets een stochast met een verwachtingswaarde en een standaardafwijking en een lognormale verdeling.

Voor macrostabiliteit is de critical state hoek van inwendige wrijving van belang. Bij macrostabiliteit zijn grote vervormingen nodig om de schuifsterkte van de grond langs het gehele schuifvlak volledig te mobiliseren. Deze grote vervormingen corresponderen met de critical state (zie bijlage B.4).

Voor het uitvoeren van gedraineerde stabiliteitsanalyses dan wel voor de schuifsterkte van goed doorlatende grondlagen wordt gebruik gemaakt van gedraineerde schuifsterkte-eigenschappen ofwel effectieve schuifsterkeparameters (hoek van inwendige wrijving). Ook boven het freatisch vlak (dijksmateriaal) wordt de hoek van inwendige wrijving toegepast. In Bijlage C is aangegeven welke SOS eenheden worden geanalyseerd op basis van de hoek van inwendige wrijving.

### Hoe te bepalen

De critical state hoek van inwendige wrijving wordt in het laboratorium bepaald met gedraineerde (bij zand) of ongedraineerde (bij klei) triaxialproeven met anisotrope consolidatie op ongestoorde grondmonsters of geprepareerde grondmonsters.

Voor schoon, niet-gecementeerde zand kan de hoek van inwendige wrijving worden bepaald uit triaxialtesten op geprepareerde zandmonsters met een void ratio en spanningsniveau die overeenstemmen met de in situ situatie. Voor siltige klei, kleiig silt en klei met zandlaagjes moeten ongestoorde monsters worden gebruikt. Ongestoorde monsters van deze grondsoorten kunnen worden gewonnen met conventionele boorsystemen. In andere gevallen zoals zand met silt- of kleilaagjes zijn voor laboratoriumtesten ongestoorde monsters nodig die door bevriezen worden verkregen.

Bij het uitwerken van resultaten van triaxialproeven dienen de resultaten zodanig te worden geïnterpreteerd dat de schuifsterkte alleen wordt beschreven door een hoek van inwendige

wrijving (geen cohesie). Om een critical state hoek van inwendige wrijving te bepalen wordt de consolidatiespanning hoger dan de grensspanning van de proefmonsters gekozen of wordt de consolidatiespanning gelijk aan de in situ verticale spanning gekozen en het monster tot ten minste 25% axiale rek afgeschoven.

Gangbare verwachtingswaarden voor de critical state hoek van inwendige wrijving  $\phi'$  zijn:

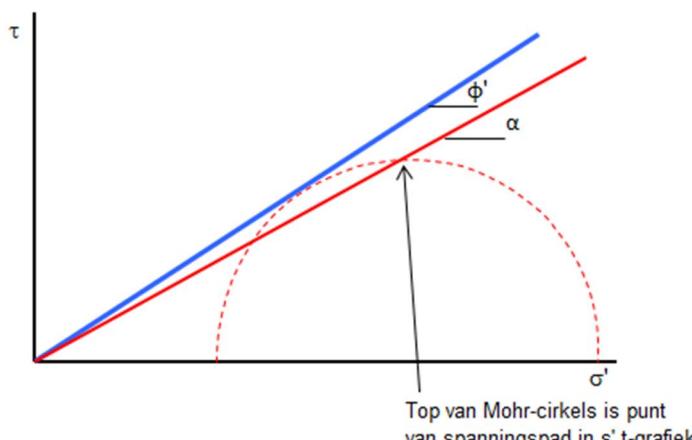
- matig gesorteerd matig hoekig kwartszand (SOS eenheden H\_Rg\_z.. en P\_Rg\_z..):  $34^\circ$  ( $VC = 0,05$ ).
- goed gesorteerd afgerond kwartszand (dekzand; SOS eenheid P\_Wdz\_zf):  $30^\circ$  ( $VC = 0,05$ ).
- Zand met kleilaagjes (getijdenafzettingen):  $32^\circ$  ( $VC = 0,07$ ).
- Zandige en siltige klei, löss, keileem:  $32^\circ$  ( $VC = 0,07$ ).
- Dijksmateriaal:  $32^\circ$  ( $VC = 0,10$ ).

De verdelingsfunctie is lognormaal.

#### Aandachtspunten

Klei met veel silt en zand (ook löss en keileem) is een aandachtspunt. Dit materiaal kan sterke dilatantie vertonen bij ongedraineerd afschuiven in triaxiaalproeven; ook bij normaal geconsolideerde condities. Dit gedrag in laboratorium testen weerspiegelt mogelijk niet het in situ gedrag. Het verdient aanbeveling de ongedraineerde schuifsterkte van dergelijke klei niet hoger te nemen dan de gedraineerde schuifsterkte op basis van de hoek van inwendige wrijving.

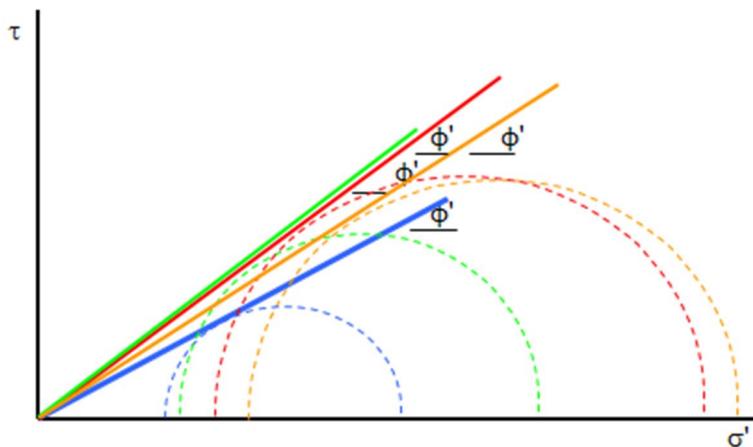
De hoek van inwendige wrijving op basis van de triaxiaalproef is de lijn langs de raakpunten van de Mohr-cirkels in een  $\sigma' - \tau$ -grafiek (zie Figuur 7.2). De proefresultaten van een triaxiaalproef worden door laboratoria meestal gepresenteerd in termen van  $s'$  en  $t$ , met  $s'$  de gemiddelde hoofdspanning  $((\sigma'_1 + \sigma'_3) / 2$  in kPa) en  $t$  de halve deviatorspanning  $((\sigma'_1 - \sigma'_3) / 2$  in kPa). Hierbij is  $\sigma'_1$  de verticale effectieve spanning en  $\sigma'_3$  de horizontale effectieve spanning. De waarden van  $s'$  en  $t$  representeren de toppen van de Mohr-cirkels. Om de hoek van inwendige wrijving te bepalen dient een omrekening te worden uitgevoerd met  $t/s' = \tan \alpha = \sin \phi'$ , zoals weergegeven in Figuur 7.2.



Figuur 7.2 Omrekening van de lijn door de toppunten van de Mohr-cirkel naar de lijn door de raakpunten van de Mohr-cirkels (de bezwijkomhullende)

In de praktijk blijken de critical state line en de bezwijkomhullende niet altijd precies door de oorsprong van de  $s' - t$ -grafiek of  $\sigma' - \tau$ -grafiek te lopen. Oorzaken zijn naast nauwkeurigheid van de metingen de heterogeniteit in (tussen) de grondmonsters en monsterverstoring. De bezwijkomhullende is immers het resultaat van de combinatie van een serie entraps-proeven. Elke entraps-proef wordt uitgevoerd op een ander grondmonster. Al deze grondmonsters bestaan uit dezelfde grondsoort, maar kunnen toch verschillen in samenstelling (zie Figuur

7.3). Resultaten van proeven die zijn uitgevoerd op dezelfde geologische afzetting (of SOS eenheid) kunnen bij elkaar worden genomen, waarna van elke proef de hoek van inwendige wrijving wordt berekend en van de gehele verzameling de verwachtingswaarde en de standaardafwijking bepaald. Het aantal proeven bepaalt de grootte van de Student t-factor die vermenigvuldigd met de standaardafwijking de 5% karakteristieke ondergrenswaarde bepaalt. Ongeveer 10 proeven per grondsoort is een praktische maat, daarboven neemt de t-factor niet zoveel meer af.



Figuur 7.3 De hoeken van inwendige wrijving  $\phi'$  van meerdere triaxialproeven in dezelfde SOS-eenheid worden bij elkaar genomen om een verwachtingswaarde en standaardafwijking van de hoek van inwendige wrijving te bepalen

Voor de bepaling van de normaal geconsolideerde hoek van inwendige wrijving met triaxialproeven is er geen noodzaak onderscheid te maken tussen de proefresultaten met herkomst van onder de dijk en naast de dijk.

#### Voorbeeld

Een gedetailleerde omschrijving hoe gedraaide triaxialproeven worden geïnterpreteerd om te komen tot een hoek van inwendige wrijving van goed doorlatende grondsoorten is opgenomen in bijlage F.1.

## 7.6

### **Normaal geconsolideerde ongedraaide schuifsterkte ratio S**

#### Wat is het

De normaal geconsolideerde ongedraaide schuifsterkteratio ( $S [-]$ ) is de ongedraaide schuifsterkte gedeeld door de consolidatiespanning bij een overconsolidatieratio  $OCR = 1$  (Figuur 7.5). De grootheid is een verhouding tussen spanningen en dus dimensieloos. Het is een wrijvingsparameter voor het karakteriseren van de ongedraaide schuifsterkte van grond onder normaal geconsolideerde condities. In Bijlage C is aangegeven welke SOS eenheden worden geanalyseerd op basis van de ongedraaide schuifsterkte ratio.

Bij het bepalen van  $S$  kan gebruik worden gemaakt van de piekwaarde van de schuifsterkte of van de waarde van de schuifsterkte bij grote rek (ultimate state; voor klei en zand 25% axiale rek bij triaxialproeven en voor veen 40% schuifrek bij direct simple shear proeven). Voor de *gedetailleerde toets* wordt uitgegaan van grote-rek-waarde. De  $S$  bij de piekwaarde van de schuifsterkte kan in een eventueel uit te voeren *toets op maat* worden toegepast (zie bijlage B.4.6.)

$S$  is in Ringtoets een stochast met een verwachtingswaarde en een standaardafwijking.

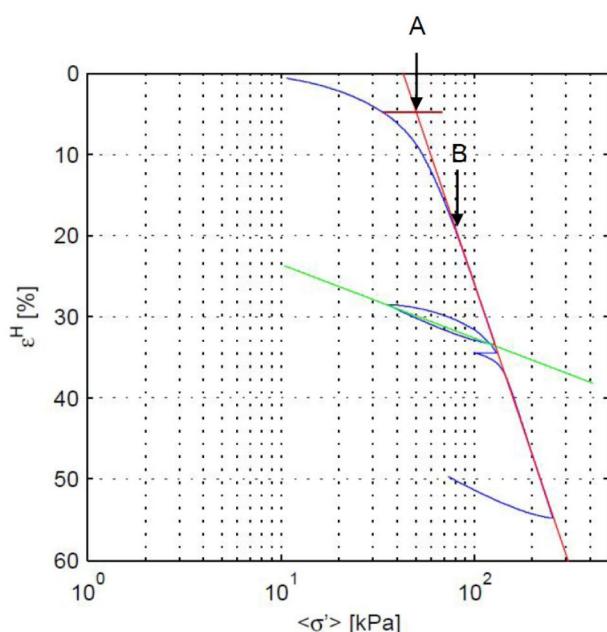
### Hoe te bepalen

De normaal geconsolideerde ongedraineerde schuifsterkteratio  $S$  wordt met behulp van laboratoriumonderzoek bepaald. Hierbij is een stapsgewijze aanpak de aangewezen weg. Dit is in paragraaf 4.4 beschreven.

Voor de eerste stap is geen grondonderzoek nodig en kan gebruik worden gemaakt van de versteekwaarden in tabel 7.2.

Wanneer een tweede stap met laboratoriumonderzoek nodig is, kan de normaal geconsolideerde ongedraineerde schuifsterkteratio  $S$  op twee<sup>1</sup> manieren worden bepaald:

- (a) op normaal geconsolideerde monsters
- (b) op overgeconsolideerde monsters



Figuur 7.4 Rek tegen spanning in een CRS proef. De horizontale lijn bij A is het rekniveau bij de terreinspanning  $\sigma'_v$ . (in de figuur ca. 35 kPa). De spanning A is de gangbare definitie voor de grensspanning. De spanning B is de bovengrens voor de grensspanning. Zie bijlage E en paragraaf D.5

- (a) Normaal geconsolideerde monsters worden verkregen door te consolideren bij de spanning waar de gemeten zettingscurve van een samendrukingsproef of een CRS-proef de raaklijn langs de maagdelijke tak van de zettingscurve het eerst raakt (zie Figuur 7.4, punt B). Op deze monsters worden ongedraineerde triaxialproeven (TX) of ongedraineerde direct simple shear (DSS) proeven uitgevoerd. De grote-rekwaarde (ultimate state) van de halve deviatorspanning  $t$  ( $= s_u$ ) uit deze proeven gedeeld door de gekozen consolidatie-spanning  $\sigma'_{vc}$  geeft de normaal geconsolideerde ongedraineerde schuifsterkteratio  $S$ .

Voordeel van deze werkwijze is dat iedere proef meteen  $S$  oplevert. Combinatie van gegevens uit verschillende proeven is niet nodig. Effecten van monsterverstoring tijdens het steken van het monster spelen bij deze procedure geen rol. Nadeel van deze procedure

<sup>1</sup> Een alternatieve methode die in de praktijk wordt toegepast, is een waarbij monsters voor ongedraineerde triaxialproeven of ongedraineerde DSS-proeven eerst worden geconsolideerd bij een hoge spanning boven de grensspanning ( $> B$  in figuur 7.4) en vervolgens worden ze opnieuw geconsolideerd bij een lagere spanning. Dit resulteert in een bekende aan het monster opgelegde OCR. Zowel de 'pre'-consolidatiespanning als de proef-consolidatiespanning waarbij de afschuif fase wordt uitgevoerd, kunnen vrij gekozen worden zodat een range van OCR waarden wordt verkregen. De regressielijn door de punten van  $(s_u/\sigma'_{vc})_{oc}$  tegen de OCR geeft  $S$  (en tevens de sterktetename-exponent  $m$ ). Deze procedure heeft als nadeel dat de structuur van de grond wordt verstoord, waardoor een deel van de sterkte van het monster verloren gaat. Door dit nadeel wordt deze methode niet aangeraden.

is dat door het opleggen van de relatief hoge consolidatiespanningen de structuur van het monster verloren gaat en daarmee ook een deel van de sterkte.

(b) Overgeconsolideerde monsters worden verkregen door te consolideren bij de op basis van volumegewichten geschatte in situ verticale effectieve spanning  $\sigma'_{vi}$ . Op deze monsters worden ongedraineerde TX- of DSS-proeven uitgevoerd. De grote-rekwaarde (ultimate state) van de halve deviatorspanning  $t (= s_u)$  uit deze proeven gedeeld door de consolidatiespanning  $\sigma'_{vc}$  geeft de overgeconsolideerde ongedraineerde schuifsterkteratio  $(s_u/\sigma'_{vc})_{oc}$ .

Uit samendrukingsproeven of CRS-proeven op een ander monster (direct erboven of eronder) worden de grensspanning  $\sigma'_{vy}$  en de overconsolidatieratio OCR afgeleid. De regressielijn door de punten van  $(s_u/\sigma'_{vc})_{oc}$  tegen de OCR geeft S (en tevens de sterktetename-exponent m) (zie Figuur 7.4). Monster(paren) van verschillende dieptes en van naast en onder de dijk (wel binnen één SOS-eenheid!) zorgen voor de benodigde range in OCR waarden.

Voordeel van deze werkwijze is dat het monster in de TX- of DSS-proeven tijdens de consolidatie niet wordt belast met een hoge spanning, zodat de structuur die de grond heeft opgebouwd in het veld zoveel mogelijk intact blijft (op voorwaarde dat geen monsterverstoring is opgetreden tijdens het steken van het monster, zie bijlage D.1). Nadeel is dat de proeven bij zeer lage spanningen moeten worden uitgevoerd, waarbij de meetnauwkeurigheid van de apparatuur een significante rol gaat spelen. Een ander nadeel is dat de schuifsterkte en de grensspanning en OCR noodzakelijkerwijze worden bepaald op verschillende monsters (van mogelijk iets verschillende samenstelling en historie). Deze werkwijze om S te bepalen is economisch als gelijktijdig een correlatie wordt opgesteld tussen de ongedraineerde schuifsterkte en de sondeerweerstand (bepaling van  $N_{kt}$ ; zie bijlage H.2).

De twee procedures leiden ten gevolge van de genoemde voor- en nadelen niet tot dezelfde resultaten. Een analyse van de verschillende proevenseries waarbij gemiddelen en standaardafwijkingen vergeleken worden geeft inzicht in de grootte van de onzekerheden in de parameters en maakt een goed gefundeerde keuze mogelijk.

Procedure a is in de uitvoering en uitwerking iets eenvoudiger dan procedure b. Bij het van grof naar fijn werken kan desgewenst eerst methode a worden toegepast. Hiermee wordt alleen de parameter S bepaald. Indien vervolgonderzoek nodig is, kan alsnog methode b worden toegepast. Het nadeel hiervan is dat het veld en laboratorium onderzoek opnieuw moet worden uitgevoerd. Het kan daarom zinvol zijn om direct methode b toe te passen. Deze keuze kan vooraf worden onderbouwd door resultaten van gevoelighedsberekeningen.

Voor de halve-deviatorspanning t worden de grote-rekwaarden (ultimate state) uit de eentraps ongedraineerde TX-proeven (klei) en DSS-proeven (veen) genomen.

Voor veen worden voor de bepaling van de ongedraineerde schuifsterkteratio S voor het uitvoeren van stabiliteitsanalyses DSS-proeven uitgevoerd. De grote-rekwaarden (ultimate state) van de ongedraineerde schuifsterkteratio S uit direct simple shear-proeven kunnen tot verwachtingswaarden van de ongedraineerde schuifsterkteratio worden verwerkt als aangegeven in bijlage F.

Door de uitgevoerde proeven te ordenen naar grondsoort, geologische afzetting en eventueel het volumegewicht of organische stof gehalte ontstaan groepen van proeven die bij elkaar horen. Per groep van bij elkaar behorende proeven kunnen de verwachtingswaarde en de standaardafwijking van de ongedraineerde schuifsterkteratio S worden bepaald.

#### Aandachtspunten

De ongedraineerde schuifsterkteratio neemt globaal genomen toe als het volumegewicht afneemt. Dat wil zeggen dat de ongedraineerde schuifsterkteratio van Hollandveen en Basisveen hoger is dan de ongedraineerde schuifsterkteratio van de verschillende kleien.

Klei met veel silt en zand (ook löss en keileem) is een aandachtspunt. Dit materiaal kan sterke dilatantie vertonen bij ongedraineerd afschuiven in triaxiaalproeven; ook bij normaal geconsolideerde condities. Dit gedrag in laboratorium testen weerspiegelt mogelijk niet het in situ gedrag. Het verdient aanbeveling de ongedraineerde schuifsterkte van dergelijke klei niet hoger te nemen dan de gedraineerde schuifsterkte op basis van de hoek van inwendige wrijving.

De interpretatie van de meetgegevens is bij de direct simple shear-proef niet vanzelfsprekend, omdat niet alle spannings-componenten (horizontale druk in membraan, schuifspanningen) bekend zijn en de oriëntatie van een eventueel afschuifvlak onbekend is. De literatuur geeft diverse manieren om de direct simple shear-proef uit te werken. De grote rek waarde (ultimate state) van de ongedraineerde schuifsterkte  $s_{u,e}$  wordt vaak gelijkgesteld met de schuifsterkte bij het einde van de proef  $\tau_e$ .

#### Voorbeeld

Voor de interpretatie van de triaxiaalproeven en direct simple shear proeven wordt verwezen naar bijlage F.

In onderstaande Tabel 7.2 is een indicatie gegeven van te verwachten waarden voor de normaal geconsolideerde ongedraineerde schuifsterkteratio S van veel voorkomende grondsoorten.

**Tabel 7-2 Normaal geconsolideerde ongedraineerde schuifsterkteratio S van veel voorkomende grondsoorten met koppeling aan de WBI-SOS eenheden. Het betreft waarden bij grote rek (ultimate state).**

Grondsoort	WBI-SOS eenheid	Typische waarden van S [-] <sup>1)</sup>	Verwachtings-waarde S [-]	Standaardafwijking S [-] <sup>2)</sup>	Variatie-coëfficiënt S [-] <sup>2)</sup>
Veen mineraalarm	H_Vhv_v	0,28 – 0,54	0,42	0,04	0,09
Verslagen veen / detritus	H_Vhv_v, H_Ml_ko	0,29 – 0,43	0,38	0,03	0,10
Veen kleiig	H_Rk_vk	0,24 – 0,38	0,29	0,03	0,12
Veen compact	H_Vbv_v	0,30 – 0,33	0,31	0,03	0,09
Gyttja	Diversen <sup>6)</sup>	0,27 – 0,34	0,30	0,03	0,10
Klei venig / klei organisch	H_Mp_ko, H_Ml_ko H_Rr_o&z, H_Rk_k&v H_Rk_ko	0,16 – 0,38 <sup>3)</sup>	0,29	0,06	0,20
Klei	H_Mp_k, H_Rk_k P_Mp_k, P_Om_k P_Ova_sd	0,22 – 0,28	0,25	0,03	0,10
Klei zandig en siltig <sup>7)</sup>	H_Mr_kz, H_Mkw_z&k H_Ro_z&k, P_Rk_k&s P_Rbk_z&s	0,22 – 0,50	0,30	0,03	0,10
Löss <sup>5) 7)</sup>	P_Wls_s	0,30 – 0,50	0,35	0,04	0,10
Keileem <sup>5) 7)</sup>	P_Gkl_kz	0,30 – 0,50	0,40	0,06	0,15
Dijksmateriaal <sup>4)7)</sup>	H_Aa_ht	0,23 – 0,50	0,31	0,06	0,20

<sup>1)</sup> De lage waarde kan als karakteristieke ondergrenswaarde worden toegepast.

<sup>2)</sup> In de standaardafwijking en variatiecoëfficiënt is rekening gehouden met uitmiddeling van onzekerheid langs het schuifvlak, zodat deze waarden zonder verdere bewerking kunnen worden toegepast in D-Soil Model en Ringtoets.

<sup>3)</sup>  $S = 0,20$  mag als karakteristieke ondergrens worden toegepast, hoewel incidenteel lagere waarden kunnen worden aangetroffen.

<sup>4)</sup> Voor dijksmateriaal boven het freatisch vlak wordt de hoek van inwendige wrijving toegepast.

<sup>5)</sup> De waarden voor keileem en löss zijn indicatieve waarden op basis van literatuur.

<sup>6)</sup> In bijlage C wordt toegelicht in welke SOS eenheden gyttja kan voorkomen.

<sup>7)</sup> Kan sterk dilatant gedrag vertonen. Bij uitwerken van laboratoriumproeven schuifsterkte niet hoger nemen dan schuifsterkte op basis van de hoek van inwendige wrijving. Zie ook paragraaf 7.5.

## 7.7 Sterktetename-exponent

### Wat is het

De sterktetename-exponent ( $m$  [-]) is een parameter bij de berekening van de ongedraineerde schuifsterkte  $s_u$ . De sterktetename-exponent bepaalt de mate waarin het effect van de belastinggeschiedenis (grensspanning  $\sigma'_{yy}$ , overconsolidatieratio OCR) doorwerkt in de ongedraineerde schuifsterkte. De parameter m is in Ringtoets een stochast met verwachtingswaarde en standaardafwijking.

### Hoe te bepalen

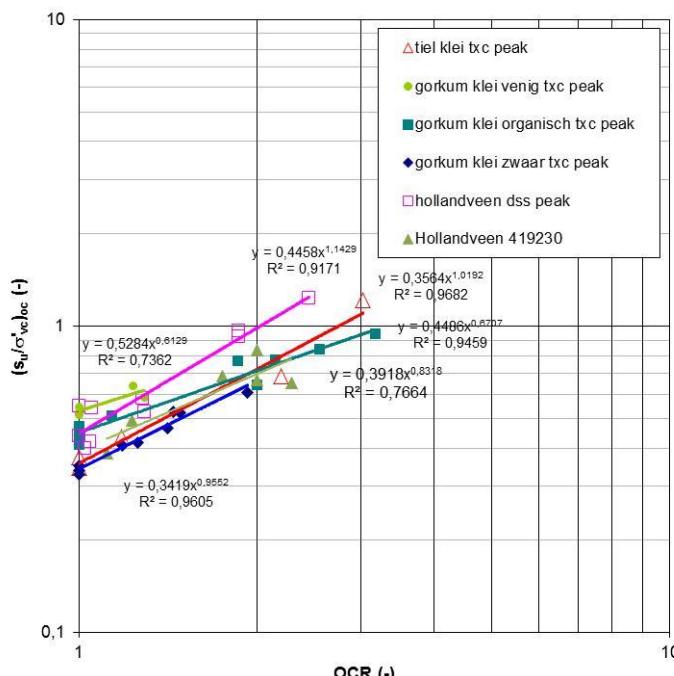
Voor het bepalen van de ongedraaide sterkeparameters is een stapsgewijze aanpak de aangewezen weg. Dit is in paragraaf 4.4 beschreven. Met behulp van laboratoriumonderzoek kan de sterktetename-exponent  $m$  op twee manieren worden bepaald.

- Door het uitvoeren van triaxialproeven of direct simple shear proeven bij verschillende waarden van de overconsolidatieratio OCR. De triaxialproeven of direct simple shear proeven worden geconsolideerd bij de geschatte in situ verticale effectieve spanning  $\sigma'_{vi}$ . Deze proeven resulteren in een overgeconsolideerde ongedraaide schuifsterkte ratio  $(s_u/\sigma'_{vc})_{oc}$ . De regressielijn door de punten van  $(s_u/\sigma'_{vc})_{oc}$  tegen de OCR geeft de sterke toename exponent  $m$ . Bij deze werkwijze worden de normaal geconsolideerde ongedraaide schuifsterkte ratio  $S$  en de sterke toename exponent  $m$  in samenhang bepaald.
- Door het uitvoeren van samendrukkingsproeven of CRS-proeven en het hieruit afleiden van de isotachen parameters  $a$  en  $b$ . De parameter  $a$  is de herbelast parameter en  $b$  is de maagdelijke samendrukkingsparameter. Op basis van  $a$  en  $b$  wordt  $m$  bepaald uit  $m = (b - a) / b$ . Deze relatie is gelijkwaardig aan vergelijkbare relaties op basis van de critical state samendrukkingsparameters of Bjerrum samendrukkingsparameters.

Beide procedures leiden niet tot dezelfde resultaten. De tweede methode is gebruikt bij de afleiding van veiligheidsfactoren, daarom wordt deze voorgeschreven. Om de gevoeligheid te onderzoeken, kan de eerste methode worden gebruikt. De gevoelighetsanalyse kan een aanleiding zijn om met een probabilistische berekening in de toets op maat de resultaten van de eerste methode toe te passen.

De waarde van  $m$  ligt tussen 0,5 en 1,0. Een gangbare waarde is 0,8, die kan worden toegepast als karakteristieke ondergrenswaarde. De verwachtingswaarde voor Nederlandse grondsoorten is 0,9 met variatiecoëfficiënt 0,03. In de variatiecoëfficiënt is rekening gehouden met uitmiddeling van onzekerheid langs het schuifvlak, zodat deze waarde zonder verdere bewerking kan worden toegepast in D-Soil Model en Ringtoets.

### Voorbeeld



Figuur 7.5 Relatie tussen de ongedraaide schuifsterkteratio  $(s_u/\sigma'_{vc})_{oc}$  en de overconsolidatieratio OCR. Merk op dat in sommige fits  $m > 1$  (fysiek niet realistisch) als gevolg van ruis in de metingen bij lage spanning.

In Figuur 7.5 is de relatie tussen de ongedraineerde schuifsterkteratio  $(s_u/\sigma'_{vc})_{oc}$  en de overconsolidatieratio OCR weergegeven. De trendlijnen geven voor vijf grondsoorten de relatie  $(s_u/\sigma'_{vc})_{oc} = S \cdot OCR^m$  weer die het verband legt tussen de *normaal* geconsolideerde ongedraineerde schuifsterkteratio  $S$  en de *overgeconsolideerde* ongedraineerde schuifsterkteratio  $(s_u/\sigma'_{vc})_{oc}$  met de overconsolidatieratio OCR en de sterkteename-exponent  $m$ . De ratio  $(s_u/\sigma'_{vc})_{oc}$  bij  $OCR = 1$  is gelijk aan de normaal geconsolideerde ongedraineerde schuifsterkteratio  $S$ . De exponent in de vergelijkingen van de trendlijnen in Figuur 7.5 is de sterkteename-exponent  $m$ .

#### Aandachtspunten

Wanneer de consolidatiespanning van triaxialproeven of direct simple shear proeven gelijk is aan de geschatte in situ verticale effectieve spanning  $\sigma'_{vi}$  kan dit betekenen dat de laboratoriumproeven bij zeer lage spanningen moeten worden uitgevoerd, waarbij de meetnauwkeurigheid van de apparatuur een significante rol gaat spelen. Zie hierover ook bijlage E.5.

## 7.8 Grensspanning

#### Wat is het

De grensspanning ( $\sigma'_{vy}$  [ $kN/m^2$ ]) is een maat voor de belastinggeschiedenis van de grond. Wanneer de grensspanning relatief hoog is ten opzichte van de actuele effectieve verticale spanning (hoge overconsolidatieratio) dan is de grond relatief sterk samengedrukt. Het poriënvolume van de grond is dan relatief klein in relatie tot de actuele effectieve verticale spanning.

In holocene grondlagen is de grootte van de grensspanning het gevolg van kruip, polderpeilfluctuaties, weersinvloeden en bodemvormende processen (fysische, chemische en biologische processen) in de grond. Deze processen zorgen voor een afname van het poriënvolume in de tijd.

Bij een effectieve spanning lager dan de grensspanning is het gedrag van de grond relatief stijf in vergelijking met het gedrag bij een effectieve spanning gelijk aan de grensspanning en de mate van wateroverspanningsontwikkeling bij ongedraineerd afschuiven is geringer.

De grensspanning is in Ringtoets een stochast met een verwachtingswaarde en een standaardafwijking. De grensspanning wordt in een dwarsprofiel met x- en z-coördinaten ingevoerd in Ringtoets. Deze parameter is niet gekoppeld aan een eenheid van de Stochastische Ondergrondschematisatie.

De grensspanning is een parameter met veel spreiding, zowel lokaal als regionaal. Soms is de grensspanning gelijk aan de in-situ verticale effectieve spanning. De grensspanning kan echter ook wel  $50\text{ kN/m}^2$  of meer hoger zijn dan de in-situ verticale effectieve spanning. De grensspanning heeft een groot effect op de schuifsterkte. Vanwege de grootte van de spreiding en het belang van de parameter is het belangrijk de grensspanning lokaal vast te stellen. Het toepassen van sonderingen met correlaties is daarvoor een efficiënt middel (zie bijlage H).

#### Hoe te bepalen

De relatie tussen de grensspanning en de verticale effectieve terreinspanning wordt in de praktijk op twee wijzen weergegeven (zie ook Figuur 7.6):

- met behulp van de pre-overburden pressure POP:  $\sigma'_{vy} = \sigma'_{vi} + POP$
- met behulp van de overconsolidatie ratio OCR:  $\sigma'_{vy} = \sigma'_{vi} \cdot OCR$

Er is dus een eenvoudige relatie tussen POP en OCR:

$$POP = \sigma'_{vi} (OCR - 1) \quad (7.1)$$

Voor het bepalen van de grensspanning bestaan meerdere mogelijkheden:

1. Gebruik maken van een default-waarde.
2. Afleiden uit sonderingen. De werkwijze is om eerst de ongedraineerde schuifsterkte af te leiden uit de sondeerweerstand. Vervolgens kan de grensspanning worden afgeleid uit de ongedraineerde schuifsterkte.
3. Bepalen met een constant rate of strain proef of een samendrukkingsproef. In het protocol voor het uitvoeren van laboratoriumproeven (bijlage E) is aangegeven hoe de grensspanning afgeleid kan worden.

(1) Een eerste veilige schatting van de grensspanning volgt uit:

$$\sigma'_{vy} = \sigma'_{vi} + \text{POP} \quad (7.2)$$

met  $\sigma'_{vi}$  de in-situ effectieve verticale spanning onder normale gemiddelde omstandigheden en POP volgens Tabel 7.3.

**Tabel 7.3 Indicatieve waarden voor POP voor enkele veel voorkomende afzettingen en grondsoorten.**  
Waarden gelden voor dagelijkse omstandigheden met normale gemiddelde buitenwaterstand. Deze waarden dienen niet te worden gebruikt als invoer voor de software (aangezien de POP afhangt van de waterspanning).

Afzetting / grondsoort	WBI-SOS eenheid	Bandbreedte POP (kPa)	Verwachtingswaarde POP (kPa)	Karakteristieke waarde POP (kPa) <sup>2)</sup>
Echteld klei ondiep <sup>1)</sup>	H_R... ..	5 – 65	27	15
Echteld klei diep <sup>1)</sup>	H_R... ..	0 – 75	24	8
Naaldwijk klei ondiep <sup>1)</sup>	H_M... .. H_E... ..	5 – 60	25	15
Naaldwijk klei diep <sup>1)</sup>	H_M... .. H_E... ..	0 – 30	14	7
Hollandveen	H_Vhv_v	0 – 60	11	1
Basisveen	H_Vbv_v	10 – 60	25	15
Dijksmateriaal (klei)	H_Aa_ht	0 – 150	30	7
Overig klei	Diversen	0 – 75	22	10

<sup>1)</sup> Met 'diep' is bedoeld onder het Hollandveen en 'ondiep' is boven het Hollandveen. Als Hollandveen afwezig is, kan voor 'ondiep' de bovenste 3 m vanaf maaiveld worden aangehouden.

<sup>2)</sup> Bij de karakteristieke waarden is rekening gehouden met het effect van uitmiddeling van onzekerheid langs een schuifvlak.

Tabel 7.3 geeft indicatieve waarden voor POP voor enkele veel voorkomende afzettingen en grondsoorten. Daarbij is ook de koppeling met de SOS eenheden gemaakt. Deze waarden gelden voor dagelijkse omstandigheden met normale gemiddelde buitenwaterstand, en kunnen dus niet gebruikt worden als invoer voor de software. De grensspanning wordt bepaald door de in situ effectieve verticale spanning bij normale gemiddelde omstandigheden te verhogen met de waarden voor POP uit Tabel 7.3.

De variatiecoëfficiënt van POP (en grensspanning) bedraagt 0,45 voor Hollandveen en dijksmateriaal en 0,30 voor de overige afzettingen (rekening houdend met uitmiddeling van onzekerheid langs een schuifvlak).

De verwachtingswaarden in Tabel 7.3 zijn relatief laag ten opzichte van de totale bandbreedte en de karakteristieke ondergrenswaarden zijn relatief laag ten opzichte van de verwachtingswaarden. Dit laat enerzijds zien dat er veel onzekerheid is. Anderzijds geven de grote bandbreedte en de verschillen tussen verwachtingswaarden en karakteristieke ondergrenswaarden ook aan dat lokaal onderzoek mogelijk tot optimalisatie kan leiden.

(2) Omdat de grensspanning een groot effect op de schuifsterkte heeft, kunnen we de grensspanning terugrekenen uit metingen van de schuifsterkte. De ongedraineerde schuifsterkte  $s_u$  kan worden afgeleid uit sonderingen. Met behulp van  $S$  en  $m$  (uit laboratoriumonderzoek of verstekwaarden) kan vervolgens de grensspanning bepaald worden.

Empirisch hangt de ongedraineerde schuifsterkte  $s_u$  samen met de sondeerweerstand volgens:

$$s_u = q_{net} / N_{kt} \quad (7.3)$$

Waarin:

$s_u$	Ongedraineerde schuifsterkte [ $\text{kN}/\text{m}^2$ ].
$q_{net}$	Voor waterspanningseffecten en totaalspanning gecorrigeerde sondeerweerstand van de piëzoconus [ $\text{kN}/\text{m}^2$ ].
$N_{kt}$	Empirisch bepaalde conusfactor [-].

$N_{kt} = 20$  met variatiecoëfficiënt 0,25 is voor verzadigde grond een veilige gemiddelde waarde voor het afleiden van de ongedraineerde schuifsterkte  $s_u$  uit de gecorrigeerde sondeerweerstand  $q_{net}$  op basis van een CPTu met meting van de waterspanning  $u_2$ . Voor onverzadigde grond wordt  $N_{kt} = 60$  toegepast. Voor CPT's zonder meting van de waterspanning dient bij verzadigde grond een conusfactor  $N_c = 25$  te worden toegepast op de gemeten sondeerweerstand  $q_c$ . De gecorrigeerde sondeerweerstand  $q_{net}$  en de afleiding van de grensspanning  $\sigma'_{vy}$  uit de sondeerweerstand  $q_{net}$  worden verder toegelicht in bijlage H.

Een nauwkeuriger waarde voor de conusfactor  $N_{kt}$  voor een SOS-eenheid volgt uit het correleren van lokale gegevens.  $N_{kt}$  is dan de lokale verhouding van de ongedraineerde schuifsterkte  $s_u$  en de gecorrigeerde sondeerweerstand  $q_{net}$  van de piëzoconus (zie bijlage I), beide gemeten aan de betreffende SOS-eenheid.

Uit de ongedraineerde schuifsterkte  $s_u$  kan vervolgens de grensspanning worden afgeleid met:

$$\sigma'_{vy} = \sigma'_{vi} \cdot \text{OCR} \text{ waarbij } \text{OCR} = (s_u / (\sigma'_{vi} S))^{1/m} \quad (7.4)$$

Waarin:

OCR	Overconsolidatieratio [-].
$s_u$	Ongedraineerde schuifsterkte afgeleid uit de sondeerweerstand [ $\text{kN}/\text{m}^2$ ].
$\sigma'_{vi}$	In situ effectieve verticale spanning [ $\text{kN}/\text{m}^2$ ].
$S$	Normaal geconsolideerde ongedraineerde schuifsterkte ratio [-].
$m$	Sterkte toename exponent [-].
$\sigma'_{vy}$	Grensspanning [ $\text{kN}/\text{m}^2$ ].

De bepaling van  $S$  en  $m$  uit laboratoriumproeven voor de betreffende SOS-eenheid is behandeld in paragraaf 7.6 en 7.7.

De standaardafwijking van de grensspanning  $\sigma'_{vy}$  [ $\text{kN}/\text{m}^2$ ] bedraagt 0,21 maal de verwachtingswaarde van de grensspanning  $\sigma'_{vy,gem}$ . In bijlage K wordt dit verder toegelicht.

Het is van belang de op deze wijze bepaalde waarde van de grensspanning op enkele locaties te verifiëren met direct bepaalde waarden van de grensspanning uit samendrukingsproeven of constant rate of strain proeven. Door deze controle ontstaat een samenhangende consistente set van parameterwaarden voor de grensspanning  $\sigma'_{vy}$ , ongedraineerde schuifsterkte  $s_u$ , normaal geconsolideerde ongedraineerde schuifsterkte ratio  $S$ , sterkte toename exponent  $m$  en conusfactor  $N_{kt}$ .

(3) De grensspanning kan ook bepaald worden uit CRS proeven of samendrukingsproeven. Hiervoor zijn boringen met monstername nodig. Door CRS- of samendrukingsproeven uit te voeren kan een profiel van de grensspanning worden opgesteld.

### Aandachtspunten

De grensspanning is altijd gelijk aan of hoger dan de effectieve verticale spanning bij de dagelijkse gemiddelde situatie. Wanneer de grensspanning lager lijkt te zijn dient de oorzaak daarvan te worden opgespoord: is het toegepaste SOS-scenario wel correct, zijn de gebruikte waarden voor volumiek gewicht en waterspanning de juiste, et cetera.

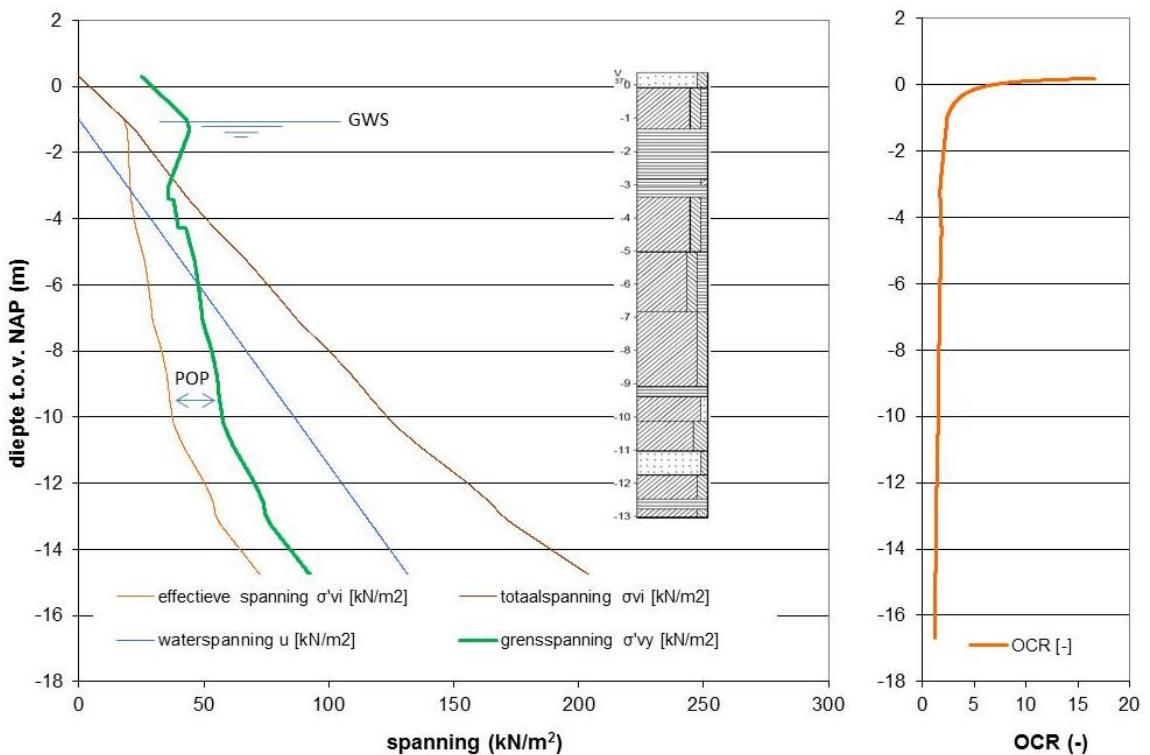
Om de toestand van de grond in het dwarsprofiel goed te definiëren, dienen minimaal twee verticalen met waarden van de grensspanning te worden gedefinieerd, waarvan één in de kruin van de dijk en één in het achterland van de dijk (en bij bebouwing of bij een binnenberm nog een derde: op het erf of in de berm), waarbij in beide verticalen voor alle grondlagen een waarde van de grensspanning wordt opgegeven. Dit onderscheid tussen onder en naast de dijk is ook belangrijk vanwege de verandering in de waterspanningen bij hoog water. Naast de dijk kan een forse afname van de effectieve spanning optreden en daardoor een forse toename van POP of OCR. POP of OCR van naast de dijk moet de sterkte onder de dijk niet beïnvloeden. De grensspanning moet worden vastgesteld op representatieve locaties in het dwarsprofiel (niet direct bij teen van de dijk of bij oprit of ander afwijkend hoger of lager gelegen maaiveld). De waarden van de grensspanning toepassen in de berekeningen op exact dezelfde positie in het dwarsprofiel als de positie in het veld (lees: boring of sondering). Het is van belang dat de verhouding tussen grensspanning en effectieve spanning goed overeen komt tussen de situatie in het veld en de berekening.

Een punt van de grensspanning nabij het freatisch vlak kan problematisch zijn. Bij laag water kan dit punt boven het freatisch vlak liggen en bij hoog water onder het freatisch vlak. Dit kan grote verschillen in de stabiliteitsfactor opleveren.

Bij het toepassen van de correlatie van  $q_{net}$  met  $s_u$  zijn er twee foutenbronnen: 1) de natuurlijke heterogeniteit van de grond en 2) de transformatie van  $q_{net}$  naar  $s_u$  (waarbij beide metingen een meetfout hebben). De grootste fout is de transformatiefout. De natuurlijke heterogeniteit van de grond middelt voor de stabiliteitssom grotendeels uit over de grootte van een glijvlak, voor de meting door het grote aantal waarnemingen uit sonderingen. Zie verder bijlage I.

Bij het toepassen van de grensspanning in een dijkprofiel moet zoveel mogelijk lokale informatie worden toegepast. Een aandachtspunt hierbij is de combinatie met het werken met de ondergrondscenario's. Het is van belang dat relevante waarden van de grensspanning worden toegepast bij alle scenario's van de opbouw van de ondergrond. De gemeten grensspanning moet gemeten zijn in een ondergrond die overeenkomt met het scenario waarvoor de macrostabiliteit wordt geanalyseerd.

### Voorbeeld



Figuur 7.6 Totaalspanning  $\sigma_{vi}$ , waterspanning  $u$ , effectieve verticale spanning  $\sigma'_{vi}$  en grensspanning  $\sigma'_{vy}$  (links) en de OCR (rechts) als functie van de diepte, in een grondprofiel. De pre overburden pressure POP is het verschil tussen de grensspanning en de effectieve verticale spanning ( $POP = \sigma'_{vy} - \sigma'_{vi}$ ). De overconsolidatieratio OCR is de ratio van de grensspanning en de effectieve verticale spanning ( $OCR = \sigma'_{vy} / \sigma'_{vi}$ )

## 7.9 Freatiche lijn

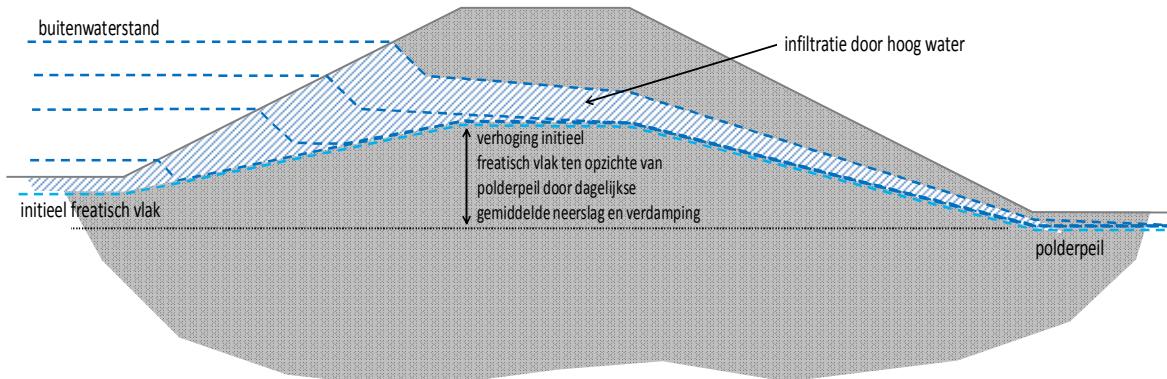
### Wat is het

Het freatisch vlak [m+NAP] is de vrije grondwaterspiegel, zijnde de (hypothetische) positie waar de waterdruk gelijk is aan de atmosferische druk.

Het freatisch vlak wordt berekend met de Waternet Creator.

### Hoe te bepalen

Het algemene principe voor het schematiseren van een freatisch vlak is dat eerst het niveau van de dagelijkse gemiddelde grondwaterstand wordt bepaald. Daarna wordt de invloed van de buitenwaterstand bepaald. Infiltratie als gevolg van een verhoogde buitenwaterstand wordt boven op het dagelijkse gemiddelde niveau van de grondwaterstand gesuperponeerd. Hierdoor kan het voorkomen dat een relatief kleine verhoging van de buitenwaterstand geen invloed heeft op het niveau van het freatisch vlak (Figuur 7.7)



Figuur 7.7 Schematiseren van een freatisch vlak. Schematisch is aangegeven welke verhoging van het freatisch vlak ontstaat bij verschillende hoge buitenwaterstanden uitgaande van een initiële verhoging van het freatisch vlak door de dagelijkse gemiddelde neerslag (en verdamping)

Het niveau van de initiële (stationaire) grondwaterstand kan het beste worden bepaald op basis van waterspanningsmetingen onder gemiddelde omstandigheden. Wanneer deze niet beschikbaar zijn, kan een schatting worden gemaakt van het niveau van het freatisch vlak volgens de methode van het *Technisch Rapport Waterspanningen bij Dijken* ([15], Bijlage 1). Wanneer op basis hiervan een lage stabiliteitsfactor of hoge faalkans wordt berekend, kan deze eerste (veilige) schatting desgewenst worden geoptimaliseerd met een grondwaterstromingsberekening. Een eenvoudige analytische formule kan hiervoor ook toereikend zijn (Hooghoudt, Dupuit).

Het freatisch vlak kan worden geschematiseerd met behulp van de Waternet Creator, ingebouwd in Ringtoets. De Waternet Creator berekent de (veilige) schematisering van waterspanningen conform het *TR Waterspanningen bij Dijken* ([15], Bijlage 1). De schematisering van het freatisch vlak met de Waternet Creator is daarin afhankelijk van het dijktype (klei op klei, klei op zand, zand op klei of zand op zand, op te geven door de gebruiker). Daarbij wordt ook rekening gehouden met de initiële (stationaire) grondwaterstand. Wanneer een drainage aanwezig is, kan de ligging van het freatisch vlak hierop worden aangepast.

Het niet stationaire karakter van het hoog water op de ligging van het freatisch vlak kan in rekening worden gebracht conform het *TR Waterspanningen bij Dijken* ([15], Bijlage 1, paragraaf b1.3.3). De tijdsduur van het hoogwater kan worden afgeleid uit een waterstandsverlooplijn (zie paragraaf 7.15). In de Waternet Creator kan de ligging van het freatisch vlak worden aangepast aan de horizontale indringing die volgens het *TR Waterspanningen bij Dijken* wordt berekend.

#### Aandachtspunten

Het is essentieel bij gebieden met kort durende belastingen rekening te houden bij het bepalen van de waterspanningen.

De Waternet Creator beperkt zich tot vier standaard dijktypen. Voor het geval deze eenvoudige schematiseringen niet voldoen (bijvoorbeeld in het geval van een teenconstructie of een complexe dijkopbouw door een oude kleidijk ergens onder een nieuwe bredere zanddijk) is een *toets op maat* nodig. Een drainage-constructie in de binnenteen kan wel met de Waternet Creator behandeld worden.

## 7.10

### **Waterspanningen watervoerende lagen**

#### Wat is het

De waterspanning [ $\text{kN/m}^2$ ] is de waterdruk op een willekeurige locatie in de ondergrond. De grootte van de waterdruk op een willekeurige locatie wordt gekenmerkt door de stijghoogte [ $\text{m+NAP}$ ] op deze locatie. De stijghoogte is de hoogte die het water zou bereiken in een peilbuis.

In de macrostabiliteitsanalyse in Ringtoets is de waterspanning het resultaat van een schematisering van het freatisch vlak en de stijghoogte in het watervoerend pakket. De waterspanning is een berekende grootheid en geen invoerparameter.

#### Hoe te bepalen

Peilbuiswaarnemingen en waterspanningsmetingen kunnen een belangrijke bron van informatie vormen bij het verkrijgen van inzicht in de stijghoogte of waterspanning.

Peilbuizen lenen zich goed voor stijghoogtemetingen in de zandondergrond. Wanneer geen stijghoogtemetingen beschikbaar zijn, kan een TNO-grondwaterkaart worden geraadpleegd om informatie over de stijghoogten in watervoerende zandlagen te verkrijgen.

Ook wanneer metingen of andere gegevens beschikbaar zijn op basis waarvan de stijghoogte in een watervoerende zandlaag onder normale omstandigheden kan worden bepaald, is het nog nodig om een vertaalslag (extrapolatie) te maken naar de situatie met (extreem) hoge buitenwaterstanden. Uit de metingen dienen daarvoor waarden voor de indringingslengte en de leklengte te worden afgeleid die als invoer voor de Waternet Creator dienen. Hierbij is het gebruik van grondwaterstromingsmodellen noodzakelijk. De Waternet Creator is een hulpmiddel in Ringtoets om op eenduidige manier de waterspanningen te schematiseren. Hierbij wordt aangesloten bij de schematisering van waterspanningen die wordt aanbevolen in het *Technisch Rapport Waterspanningen bij Dijken* [15]. Deze schematisering is afhankelijk van het dijktype (klei op klei, klei op zand, zand op klei of zand op zand).

#### Aandachtspunten

De interpretatie van waarnemingen vraagt specifiek inzicht om deze te kunnen extrapoleren naar de maatgevende omstandigheden. Men dient bij het ijken van het model en daarna bij het extrapoleren rekening te houden met de volgende invloeden:

- De invloed van het bereiken van de grenspotentiaal bij opdrijven van de toplaag.
- De invloed van het onder water lopen van het voorland bij hoog buitenwater.
- De invloed van berging.
- De invloed van het wel of niet stationaire karakter van de buitenwaterstand en het corresponderende stromingsveld.

Daarnaast zijn er nog enkele factoren die ertoe kunnen leiden dat metingen niet representatief zijn voor een maatgevende situatie:

- Bij het extrapoleren dient rekening te worden gehouden met mogelijke veranderingen in modelparameters in de toekomst (ontgrondingen (kleiwinning) in voorland, baggerwerkzaamheden e.d. buiten de eventuele beheerszone, beëindigen grondwateronttrekking achter de dijk et cetera).
- Door erosie van de rivierbodem bij hoge waterstanden met de daarbij optredende hogere stroomsnelheden kan een deel van de bodemweerstand verdwijnen, waardoor hogere stijghoogten in de watervoerende zandlaag kunnen ontstaan.
- De invloed van bodemvorming (biologische factoren, et cetera).

## 7.11

### **Polderpeil / slootpeil**

#### Wat is het

Het polderpeil [m+NAP] is het niveau van het oppervlaktewater binnen een beheersgebied. Het polderpeil is een deterministische grootheid. Indien nodig wordt de onzekerheid in het polderpeil beschreven in scenario's.

#### Hoe te bepalen

Het polderpeil wordt meestal gebaseerd op peilbesluiten van de waterschappen. Het polderpeil of slootpeil kan ook worden bepaald door een sensor op een vaste locatie aan te brengen. Een vaste locatie kan zijn een brugpijler of een keerwand, zolang deze maar niet aan zetting onderhevig is.

### Aandachtspunten

- Het freatisch vlak in de ondergrond zal veelal hoger liggen dan het slootpeil of polderpeil in het achterland. Bij de schematisering van het freatisch vlak moet hiermee rekening worden gehouden.
- Bij het schematiseren van het freatisch vlak in het achterland is de vraag relevant of het slootpeil of polderpeil in de sloot achter de dijk kan worden gehandhaafd bij (extrem) hoog buitenwater en/of extreme regenval. Dit is waarschijnlijk niet het geval wanneer de indringingslengte gelijk is aan of groter dan de dikte van de slecht doorlatende deklaag (kwelsituatie). Zonodig moet dit worden meegenomen in een subscenario.

7.12

### **Leklengte buitenwaarts en binnenwaarts**

#### Wat is het

De leklengte [m] is een lengtemaat die uitdrukking geeft aan de afstand waarover een stijghoogte verloopt in een watervoerende zandlaag (van een hoge stijghoogte naar een lage stijghoogte). De leklengte voor stationaire stroming wordt bepaald door de transmissiviteit ( $kD$ ) van de watervoerende zandlaag en de hydraulische weerstand ( $c$ ) van de slecht doorlatende deklaag. De leklengte voor niet stationaire stroming wordt daarnaast ook nog bepaald door de consolidatiecoëfficiënt van de onderzijde van de slecht doorlatende deklaag en de tijdsduur van de verandering van de stijghoogte of buitenwaterstand. De stijghoogte verloopt van een hoge naar een lage stijghoogte over een afstand van 3 tot 4 maal de leklengte. De leklengte is in Ringtoets een stochast met een verwachtingswaarde en een standaardafwijking.

Praktische (stationaire) leklengten voor de Nederlandse situatie kunnen variëren van 100 m tot 3000 m (zie ook *TR Waterspanningen bij Dijken* [15], paragraaf 2.2.10 en Bijlage 3 en 4). Wanneer het tijdsafhankelijk effect van kortdurende hoge waterstanden in rekening wordt gebracht, leidt dit tot veel lagere waarden van de leklengte.

#### Hoe te bepalen

De leklengte kan worden bepaald uit een analyse van stijghoogtemetingen in de watervoerende zandlaag. Zie het *TR Waterspanningen bij Dijken* ([15], bijlage 3).

Wanneer geen stijghoogtemetingen beschikbaar zijn, kan een TNO-grondwaterkaart worden geraadpleegd om informatie over de leklengte te verkrijgen. Een grondwaterkaart geeft informatie over de transmissiviteit van een watervoerende zandlaag en over de hydraulische weerstand van de slecht doorlatende deklaag.

Bij het schematiseren van waterspanningen in Ringtoets met behulp van de Waternet Creator wordt de leklengte gebruikt om het niveau van de stijghoogte in de watervoerende zandlaag te bepalen gegeven de buitenwaterstand en het normale gemiddelde niveau van de stijghoogte in de watervoerende zandlaag. De Waternet Creator kent vier leklengtes die afhankelijk van de situatie moeten worden toegepast: voor een watervoerende zandlaag binnen- of buitenwaarts, of een tussenzandlaag binnen- of buitenwaarts.

Bij het bepalen van de stijghoogten bij hoogwater kan het niet-stationaire karakter van het hoogwater in rekening worden gebracht. Het niet-stationaire karakter van het hoogwater leidt (bij een kortdurend hoogwater) tot lagere stijghoogten dan bij de aannname van een stationaire toestand. De tijdsduur van het hoogwater kan worden afgeleid uit een waterstandsverlooplijn (zie paragraaf 7.15). De leklengte kan worden gereduceerd om de tijdsduur van het hoogwater in rekening te brengen. Zie het *TR Waterspanningen bij Dijken* ([15], bijlage 3 en 4).

7.13

### **Indringingslengte**

#### Wat is het

De indringingslengte [m] is de verticale afstand aan de onderzijde van de slecht doorlatende deklaag waarover de waterspanning in de deklaag verandert bij waterspanningsvariaties in de watervoerende zandlaag.

De mate van indringing van een hogere stijghoogte vanuit een watervoerende zandlaag naar de onderzijde van een relatief slecht doorlatende afdekkende klei- of veenlaag is van belang voor de binnenwaartse macrostabiliteit van een waterkering.

De indringingslengte is in Ringtoets een stochast met een verwachtingswaarde en een standaardafwijking. De onzekerheid over de indringingslengte bepaalt de onzekerheid over de waterspanningen in de slecht doorlatende deklaag.

#### Hoe te bepalen

De indringingslengte kan worden bepaald door het uitvoeren van waterspanningsmetingen in de slecht doorlatende deklaag. Door een analyse van de meetgegevens kan worden vastgesteld in welke mate een verandering van de waterspanning plaats vindt ter plaatse van de waterspanningsmeters gedurende een hoge buitenwaterstand. Deze metingen dienen dus plaats te vinden op momenten van normale en van (sterk) verhoogde buitenwaterstanden.

In het Technisch Rapport Waterspanningen bij Dijken ([15] bijlage 4) is een eenvoudige formulering gegeven om de dikte van de indringingslaag te berekenen. In afwijking van de getallen die in (bijlage 1 van) dit TR worden aangegeven, kunnen voor de indringingslengte in verschillende SOS eenheden de getallen in Tabel 7.4 als richtwaarden worden toegepast.

**Tabel 7.4 Indicatie van de indringingslengte bij verschillende ondergrondschematisaties en tijdsduur van het hoogwater (bewerking van Schofs en Van Duinen [8])**

Laagbouw Holocene pakket Codes van de SOS eenheden (Bijlage C) tussen haakjes	Indringingslengte [m] bij 5 dagen hoogwater	Indringingslengte [m] bij 20 dagen hoogwater
Basisveen (H_vbv_v) met Hollandveen (H_vhv_v) en/of Echteld (H_Rk_..)	1,0	2,0
Echteld organische klei (H_Rk_ko) en/of klei- en veenlagen (H_Rk_k&v) en/of kleig veen (H_Rk_vk)	1,0	2,0
Hollandveen (H_vhv_v)	1,0	> 6,0
Echteld siltige klei (H_Rk_k) en/of klei met zandlagen (H_Ro_k&z)	> 6,0	> 6,0

De indringingslengte is afhankelijk van de tijdsduur van de hoogwaterbelasting. Dit is aangegeven in bijlage 4 van [15] en in Tabel 7-4. De waterstandsverlooplijnen kunnen worden toegepast om de tijdsduur van het hoogwater te bepalen. Bij het berekenen van de indringingslengte volgens [15] dient uit te worden gegaan van een consolidatiecoëfficiënt behorend bij een reductie van de effectieve spanning (ontlasten).

#### Aandachtspunten

Wanneer de indringingslengte meer is dan de helft van de dikte van de slecht doorlatende deklaag is het toepassen van de indringingslengte een onveilige schematisatie van de waterspanningen. In dat geval wordt lineair geïnterpoleerd tussen het freatisch vlak en de stijghoogte in de watervoerende zandlaag.

## 7.14

### **Buitenwaterstand (hydraulische belasting)**

#### Wat is het

De buitenwaterstand is het niveau [m+NAP] van het oppervlaktewater dat direct onder invloed staat van een stormvloed, van hoog oppervlaktewater van een van de grote rivieren, van hoog water van het IJsselmeer of Markermeer of van een combinatie daarvan.

Naast de waterstand bij de norm is voor macrostabiliteit ook de gemiddelde buitenwaterstand van belang. Dit is de referentie waterstand voor de initiële stijghoogte in de watervoerende zandlaag. Deze waterstand wordt in de Waternet Creator gebruikt voor het schematiseren van de waterspanningen in de watervoerende zandlaag.

Bij het beoordelen van de macrostabiliteit van het buitentalud zijn ook lage waterstanden relevant.

### Hoe te bepalen

Binnen het WBI 2017 wordt de buitenwaterstand, de waterstand bij de norm, bepaald met Ringtoets.

In bijlage II is aangegeven op welke wijze de gemiddelde buitenwaterstand en lage buitenwaterstanden worden bepaald.

7.15

## **Waterstandsverloop (hydraulische belasting)**

### Wat is het

Een waterstandsverloop geeft het verloop van de buitenwaterstand [m+NAP] als functie van de tijd. De tijdsduur van een hoogwaterperiode is lang bij de grote rivieren en kort langs de kust.

### Hoe te bepalen

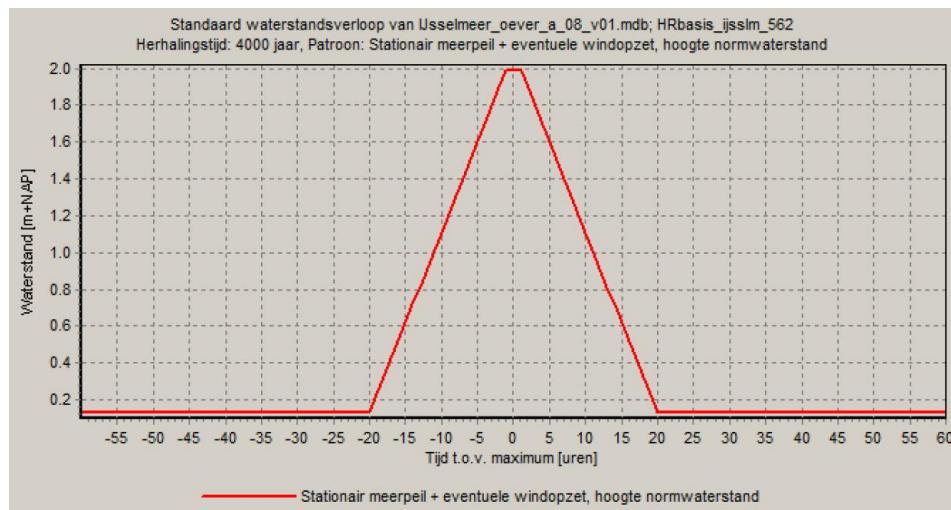
Er is een software-tool *Waterstandsverloop* waarvoor een gebruikershandleiding beschikbaar is [4]. Zie bijlage II

### Aandachtspunten

Het niet-stationaire karakter van de waterstand bij een hoogwater kan in rekening worden gebracht bij het bepalen van de ligging van het freatisch vlak en de stijghoogen bij hoogwater. Het niet-stationaire karakter van de buitenwaterstand leidt (bij een kortdurend hoogwater) tot een lagere ligging van het freatisch vlak en lagere stijghoogen dan bij de aannname van een stationaire toestand. De geohydrologische analyse om de parameters te bepalen die het niet-stationaire verloop van het freatisch vlak en de stijghoogen beschrijven, moet buiten Ringtoets worden uitgevoerd. De vastgestelde leklengte en/of indringingslengte moeten vervolgens in Ringtoets worden ingevoerd, zodat het freatisch vlak en de stijghoogte op een realistische hoogte komen te liggen (zie ook paragrafen 7.12 en 7.13).

### Voorbeeld

Een voorbeeld van een standaard waterstandsverlooptlijn is weergegeven in Figuur 7.8.



Figuur 7.8 Voorbeeld waterstandsverloop ontleend aan het programma Waterstandsverloop

## 8. Voorbeeldcases

### 8.1

#### **Algemeen**

In dit hoofdstuk worden de te doorlopen toetsstappen voor macrostabilitéit binnenwaarts (STBI) en macrostabilitéit buitenwaarts (STBU), de daarbij behorende schematisering en de beoordeling van de resultaten geïllustreerd aan de hand van een voorbeeld. Het betreft de toetsstappen uit hoofdstuk 5 (STBI) en hoofdstuk 6 (STBU) van *WBI 2017 Bijlage III Sterkte en veiligheid*. Het voorbeeld betreft de Lekdijk, dijkpaal 190+000m, nabij Streefkerk in de Alblasserwaard. Aan de hand van dit voorbeeld worden de toetsstappen doorlopen van eenvoudig naar gedetailleerd. In de gedetailleerde toets worden de globale stochastische ondergrondschematisatie volgens de SOS en default parameters uit de schematiseringshandleiding macrostabilitéit toegepast. Hierbij wordt opgemerkt dat in het nu gebruikte voorbeeld de faalkans groter wordt bij nadere detaillering. Dit betreft een uitzonderingssituatie. Er wordt zo spoedig mogelijk een ander voorbeeld toegevoegd.

### 8.2

#### **Te beoordelen dijkstrekking**

De locatie voor het voorbeeld ligt aan de zuidoever van de Lek, ten westen van het dorp Streefkerk (Foto 8.1). De te toetsen strekking is ongeveer 1100 m lang. De grenzen van de dijkstrekking zijn gekozen op basis van geometrische kenmerken van de dijk en het voor- en achterland. Aan de binnenzijde van de dijk is er regelmatig bebouwing met op- en afritten met daartussen vooral grasland zie Foto 8.2. In het westelijk deel van de strekking ligt een natuurgebied voor de dijk. In het oostelijk deel is het voorland enkele tientallen meters breed en bevindt zich dicht onder de gemiddelde waterstand. Het buitendijkse maaveld ligt hier rond 0,30 m -NAP en het binnendijkse maaveld rond 1,00 m - NAP. De ondergrond bestaat uit een afwisseling van (organische) klei- en veenlagen op een ononderbroken zandlaag beneden ongeveer 12,5 m -NAP. De ondergrondinformatie is afkomstig uit het archief van Deltares (project grensverleggend toetsen met kenmerk 419230/360, boringnummers 73, 74, 75). De geometrische informatie is beschikbaar gekomen vanuit de derde toetsronde zoals deze aanwezig is in het datamanagementsysteem (GIS) van het Waterschap. Opgemerkt wordt dat de ondergrondgegevens ook in het datamanagementsysteem van het Waterschap aanwezig zijn.

Het dijkvak is onderdeel van het dijktraject 16.2 met een maximaal toelaatbare faalkans van 1/10.000 per jaar en een trajectlengte van 31 kilometer.



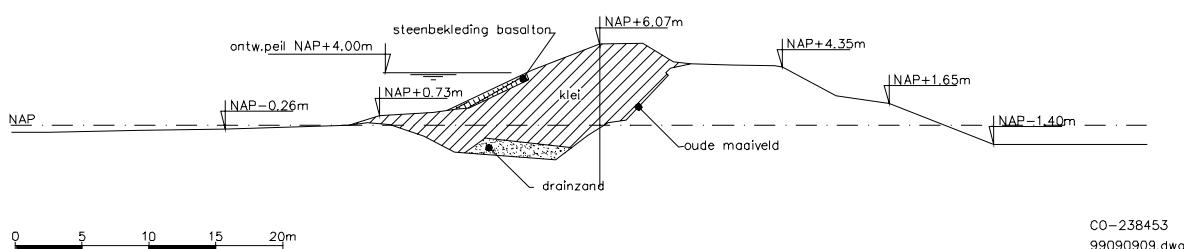
Foto 8.1 Ligging van het dijkvak.



Foto 8.2 Foto van het dijkprofiel.

In de periode 1980 – 1984 is deze dijkstrekking versterkt in het kader van het dijkversterkingsproject Nieuw-Lekkerland oost. De dijkversterking is buitenwaarts (parallel) uitgevoerd, waarbij de dijkas ongeveer 11 m is verschoven. De buitenwaartse dijkverzwareing ligt tegen de oude dijk aan. Destijds is nog geen rekening gehouden met opdrijven van het achterland. Het dijkprofiel is hierdoor relatief smal voor de gegeven ondergrondcondities. Inmiddels is deze dijkstrekking opnieuw onderdeel van een dijkverbeteringsproject. Het dijkprofiel na de dijkversterking van de 80'er jaren is weergegeven in Figuur 8.1 (informatie overgenomen vanuit het archief van Deltares, maar is ook beschikbaar in het datamanagementsysteem van het Waterschap).

Dwarsprofiel Dp. 189+160m



Figuur 8.1 het dijkprofiel na de dijkversterking van de 80'er jaren.

### 8.3

#### Eenvoudige toets Macrostabilité binnenwaarts (STBI)

Voor de eenvoudige toets wordt het schema van figuur 5.1 in paragraaf 5.1 van *WBI 2017 Bijlage III Sterkte en veiligheid* toegepast. De waterkering is op deze locatie een dijk (stap E.1) en er zijn geen constructieve elementen aanwezig (stap E.2). Daarmee komt deze locatie in aanmerking om volgens stap E.3 te worden getoetst met de eenvoudige toets op basis van algemene kenmerken. Hierbij wordt de schematisering van het te beoordelen dijkvak uitgevoerd volgens de schematiserings-handleiding macrostabilité. De geometrische kenmerken zijn gebaseerd op gegevens uit het archief van Deltares, maar is ook beschikbaar in het datamanagementsysteem GIS van het waterschap en zouden vanuit de 2e en derde toetsronde aanwezig moeten zijn. De geometrische kenmerken zijn als volgt:

- Kruinbreedte W is 14,6 m; hiervoor is zowel de breedte van de paralleldijk als de breedte van de oude dijkskruin in rekening gebracht. Deze oude dijkskruin heeft een lagere kerende hoogte dan de paralleldijk, maar ligt nog wel boven de waterstand bij de norm.
- Cotangens van de helling van het binnentalud n is 2,6
- Dijkhoogte boven binnendijks maaiveld  $h_d$  is 7,30 m (kruinhoogte is NAP +6,0 m en binnendijks maaiveld is NAP -1,30 m)
- Dikte cohesieve lagen pakket D is 12 m (bovenkant watervoerende zandlaag is NAP -13 m en binnendijks maaiveld is NAP -1,30 m)
- Hoogte buitenwaterstand bij de norm boven het maaiveld binnendijks  $h_w$  is 5,3 m (de informatie met betrekking tot de waterstand bij de norm wordt verkregen vanuit Ringtoets).

In deze dijkstrekking is de dijk opgebouwd uit klei. Er is geen binnendijkse stabiliteitsberm aanwezig en er is ook geen sloot aanwezig.

De dijk kan nu worden beoordeeld met de contourplot in Figuur 5.4 in paragraaf 5.1 van *WBI 2017 Bijlage III Sterkte en veiligheid*. Gegeven de genoemde geometrische kenmerken bedraagt het quotiënt  $D/h_d = 12,7/3,0 = 1,64$  en het quotiënt  $W/h_d = 14,6/7,30 = 2,0$ .

Volgens de contourplot dient het quotiënt  $W/h_d$  ten minste gelijk te zijn aan 8,5. Aangezien  $W/h_d$  in werkelijkheid 2,0 is, voldoet deze dijkstrekking niet aan de voorwaarden van de eenvoudige toets. De faalkans is niet verwaarloosbaar. Daarom wordt doorgegaan naar de gedetailleerde toets.

#### 8.4

#### Eenvoudige toets Macrostabilitéit Buitenwaarts (STBU)

Voor de eenvoudige toets wordt het schema van figuur 6.1 in paragraaf 6.1 van *WBI 2017 Bijlage III Sterkte en veiligheid* toegepast. De schematisering van het te beoordelen dijkvak wordt uitgevoerd volgens de schematiseringshandleiding macrostabilitéit.

De waterkering is op deze locatie een dijk (stap E.1) en er zijn geen constructieve elementen aanwezig (stap E.2). Daarmee komt deze locatie in aanmerking om volgens stap E.3 te worden getoetst met de eenvoudige toets op basis van algemene kenmerken.

De geometrische kenmerken zijn als volgt (gegevens uit archief Deltares, maar is ook beschikbaar in het datamanagementsysteem van het waterschap en zouden vanuit de 2<sup>e</sup> en 3<sup>e</sup> toetsronde aanwezig moeten zijn):

- Kruinbreedte W is 14,6 m; hiervoor is zowel de breedte van de paralleldijk als de breedte van de oude dijkskruin in rekening gebracht. Deze oude dijkskruin heeft een lagere kerende hoogte dan de paralleldijk, maar ligt nog wel boven de buitenwaterstand behorend bij de norm.
- De breedte van het voorland V is ten minste 40 m, maar dit voorland ligt juist onder de gemiddelde rivierwaterstand, waarmee dit profiel niet geheel overeenkomt met figuur 6.2 in paragraaf 6.1 van *WBI 2017 Bijlage III Sterkte en veiligheid*.
- Cotangens van de helling van het buitentalud n is 2,24.
- Dijkhoogte boven buitendijs maaiveld  $h_d$  is 6,30 m (kruinhoogte is NAP +6,0 m en buitendijs maaiveld is NAP -0,30 m).
- Dikte cohesieve lagen pakket D is 12,2 m (bovenkant watervoerende zandlaag is NAP -12,5 m en binnendijs maaiveld is NAP -0,30 m).
- Hoogte buitenwaterstand bij de norm boven het maaiveld buitendijs  $h_w$  is 3,70 m (buitenwaterstand bij de norm is NAP +3,40 m en buitendijs maaiveld is NAP -0,30 m) (De informatie met betrekking tot de waterstand bij de norm wordt voor de eenvoudige toets verkregen uit Ringtoets).

In deze dijkstrekking is de dijk opgebouwd uit klei. Er is geen buitendijs stabiliteitsberm aanwezig en er is ook geen sloot aanwezig. De breedte van het voorland V is ruimschoots groter dan de hoogte  $h_d$ , hoewel het voorland juist onder de gemiddelde rivierwaterstand ligt. De geometrische kenmerken vallen binnen het geldigheidsgebied van de eenvoudige toets.

De dijk kan nu worden beoordeeld met de contourplot in figuur 5.4 in paragraaf 5.1 (macrostabilitéit binnenwaarts) van *WBI 2017 Bijlage III Sterkte en veiligheid*. Gegeven de genoemde geometrische kenmerken bedraagt het quotiënt  $D/h_d = 12,2/6,3 = 1,94$  en het quotiënt  $W/h_d = 14,6/6,3 = 2,3$ .

Volgens de contourplot dient het quotiënt  $W/h_d$  ten minste gelijk te zijn aan 10,0. Aangezien  $W/h_d$  in werkelijkheid 2,3 is, voldoet deze dijkstrekking niet aan de voorwaarden van de eenvoudige toets. De faalkans is niet verwaarloosbaar. Daarom wordt doorgegaan naar de gedetailleerde toets.

## 8.5

### Gedetailleerde toets algemeen

De gedetailleerde toets per vak wordt voor macrostabiliteit binnenwaarts uitgevoerd volgens paragraaf 5.2 van *WBI 2017 Bijlage III Sterkte en veiligheid*. Voor macrostabiliteit buitenwaarts wordt deze uitgevoerd volgens paragraaf 6.2 van *WBI 2017 Bijlage III Sterkte en veiligheid*. Hiervoor wordt eerst nagegaan of wordt voldaan aan de toepassingsvoorwaarden. Dat is in dit voorbeeld het geval, want er zijn geen bijzondere constructieve elementen of objecten in het dwarsprofiel aanwezig.

In dit hoofdstuk worden de generieke uitgangspunten voor macrostabiliteit binnenwaarts en macrostabiliteit buitenwaarts beschreven. De vervolgstappen voor macrostabiliteit binnenwaarts worden verder beschreven in de hoofdstukken 8.6, 8.7 en 8.8. De vervolgstappen voor macrostabiliteit buitenwaarts worden beschreven in hoofdstuk 8.9.

#### 8.5.1

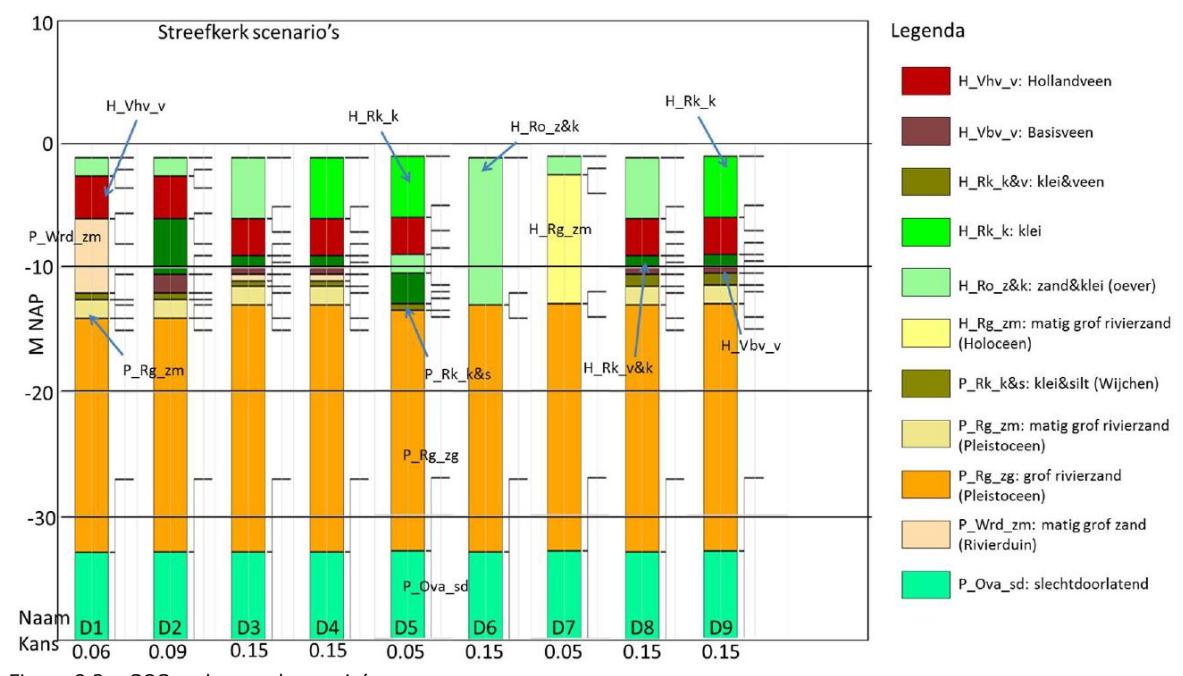
##### *Uitwendige geometrie*

De aanwezige geometrie is getoond in Figuur 8.1. De geometrie is ingevoerd in software buiten Ringtoets.

#### 8.5.2

##### *Opbouw van de ondergrond volgens SOS*

De opbouw van de ondergrond is geschematiseerd op basis van de SOS. De strekking valt binnen het SOS segment 16037 dat bijna 7800 m lang is. Voor de strekking zijn ongeveer 10 boringen beschikbaar in DINO-loket en uit DINO-loket zijn voor dit voorbeeld 13 sonderingen gebruikt. Aanvullend zijn lokaal enkele boringen en sonderingen beschikbaar in een kleine raai dwars op de dijk. SOS geeft voor het segment 9 scenario's (Figuur 8.2). De 9 scenario's zijn opgebouwd uit 11 SOS eenheden. De eenheden komen in verschillende combinaties voor binnen de 9 scenario's. De SOS scenario's kunnen worden opgevraagd in D-Soil Model.

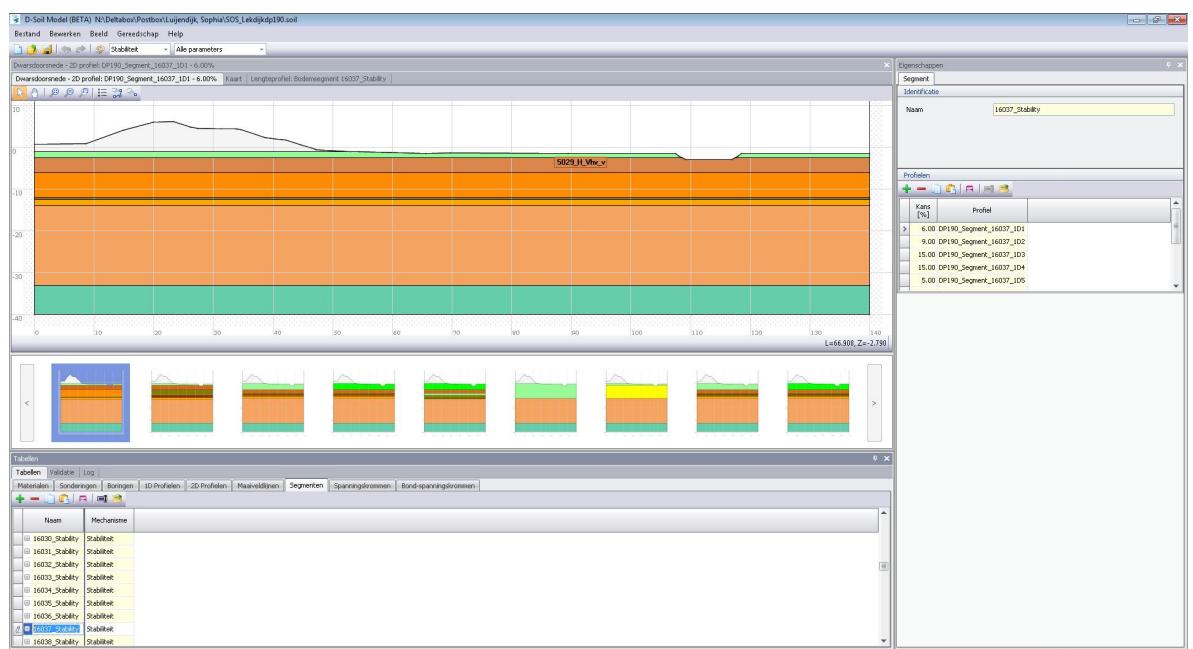


Figuur 8.2 SOS ondergrondscenario's.

In eerste instantie zijn alle 9 ondergrondscenario's gebruikt voor het schematiseren van het dwarsprofiel en in de beoordeling van macrostabiliteit binnenwaarts en buitenwaarts betrokken.

Het niveau van de laagscheidingen is daarbij grotendeels aangehouden op de modale waarden die de SOS geeft. Alleen voor de scenario's D1 en D2 waarin het Hollandveen relatief ondiep onder het maaiveld kan worden aangetroffen, zijn de modale waarden aangepast, zodanig dat het Hollandveen de maximale laagdikte heeft. Hiervoor is gekozen, omdat Hollandveen een laag volumegewicht en een zeer lage default waarde voor POP heeft (1 kPa; zie volgende paragraaf). Hier is dus een conservatieve schematisatie gekozen. In het vervolg kunnen de scenario's eventueel worden aangescherpt op basis van lokale informatie en ook beter worden afgestemd op het faalmechanisme macrostabiliteit.

De SOS geeft informatie over de ondergrond tot aan het maaiveld. De ondergrond boven het niveau van het maaiveld wordt gekarakteriseerd als antropogeen materiaal ofwel dijksmateriaal. In dit voorbeeld is dat op basis van de beschikbare gegevens klei (gegevens uit het archief van Deltares (zie hoofdstuk 8.3)). Dit geldt voor alle 9 scenario's.



Figuur 8.3 Screenshot van D-Soil model met de 9 SOS ondergrondscenario's.

Voor verdere informatie over de toepassing van de SOS voor deze locatie wordt verwezen naar de gedetailleerde uitwerking in de Handleiding lokaal schematiseren met WTI-SOS (Deltares rapport 1209432-004-GEO-0002, Versie 2, 9 december 2015, definitief).

### 8.5.3 Schuifsterkte parameters

Voor de eerste fase van de gedetailleerde toets worden de default parameters uit de schematiseringshandleiding macrostabiliteit (zie hoofdstuk 7) toegepast. In de schematiseringshandleiding zijn verwachtingswaarden gegeven en variatiecoëfficiënten op basis waarvan karakteristieke waarden voor de schuifsterkte zijn bepaald. De karakteristieke waarde gedeeld door de materiaalfactor (= 1,0) geeft de rekenwaarde voor de parameter. De karakteristieke waarden en rekenwaarden zijn berekend volgens paragraaf 2.2 van deze schematiseringshandleiding. Deze parameters zijn weergegeven in Tabel 8-1. Deze parameters worden in D-Soil Model en voor macrostabiliteit buitenwaarts in software buiten Ringtoets toegekend aan de grondlagen. Zodra macrostabiliteit binnen Ringtoets beoordeeld kan worden, dienen verwachtingswaarden en variatiecoëfficiënten in D-Soil Model te worden ingevoerd. De rekenwaarden voor de semi probabilistische toets worden dan door Ringtoets berekend.

**Tabel 8-1 Rekenwaarden van de schuifsterkte parameters gekoppeld aan SOS eenheden.**

SOS eenheid	Omschrijving	Volume-gewicht γ (kN/m³)	Ongedraaierde schuif-sterkte ratio S₀ [-]	Sterkte toename exponent m₄ [-]	Pre overburden pressure POP₀ [kPa]	Hoek van inwendige wrijving φ' [°]
H_vhv_v	Hollandveen	10,1	0,30	0,90	1	
H_vbv_v	Basisveen	11,0	0,27	0,90	15	
H_Rk_k	Klei ondiep	14,8	0,23	0,90	15	
H_Rk_k	Klei diep	15,6	0,23	0,90	8	
H_Rk_ko	Organische klei	13,9	0,24	0,85	8	
H_Ro_z&k	Zand en klei (oever)	18,0	0,22	0,90	15/8	
P_Rk_k&s	Klei en silt (Wijchen)	18,0	0,22	0,90	10	
Diversen	Zand	20,0				30
H_Aa_ht	Dijksmateriaal oud <sup>(1)</sup>	18,0	0,26	0,90	7	30
H_Aa_ht	Dijksmateriaal nieuw <sup>(1)</sup>	19,3	0,26	0,90	7	30
1	Bij dijksmateriaal is boven het freatisch vlak de hoek van inwendige wrijving toegepast.					

Voor deze casus zijn de default waarden voor POP uit de schematiseringshandleiding macrostabiliteit omgerekend naar de grensspanning.

De default waarden voor POP in de schematiseringshandleiding macrostabiliteit gelden voor de dagelijkse gemiddelde situatie met normale waterspanningen. Voor alle SOS scenario's zijn voor een verticaal bij de buitenkruinlijn de effectieve verticale spanningen berekend (zie tabel 8.2). De effectieve verticale spanning is verhoogd met de POP om de grensspanning te berekenen. In onderstaande tabel is aangegeven hoe deze berekening is uitgevoerd. In de eerste kolom staat de grondsoort uit de SOS weergegeven, de bovenzijde van de grondlaag staat in kolom 2, het volumegewicht staat in kolom 3. In kolom 4, 5 en 6 staan de totaalspanning, waterspanning en effectieve spanning weergegeven onder de dagelijkse omstandigheden. In kolom 7 staat de default POP weergegeven. Op basis van de POP en de effectieve spanning wordt de grensspanning uitgerekend (kolom 8) in het midden van de grondlaag. Deze laatste wordt ingevoerd in D-Soil Model en in de software die gebruikt wordt om STBU te beoordelen.

**Tabel 8-2 Voorbeeld van het afleiden van de grond-, water- en korrelspanning t.b.v. de bepaling van de grensspanning.**

Grond-Laag	Top grondlaag [m+NAP]	Volume-gewicht [kN/m³]	Totaal spanning [kPa]	Water spanning [kPa]	Effectieve spanning [kPa]	POP default [kPa]	Grens-spanning midden laag [kPa]
Dijk	6,0	19			0	7	47
Dijk	1,8	19	79,8		80	7	100
H_Ro_z&k	-1,0	18	133	27	106	15	127
H_Vhv_v	-2,5	10,1	160	42	118	1	119
P_Wrd_zm	-6,0	20	195,35	77	119	0	149
P_Rk_k&s	-12,0	18	315,35	135	180	10	192
P_Rg_zm	-12,5	20	324,35	140	184	0	192
P_Rg_zg	-14,0	20	354,35	155	199	0	296
P_Ova_sd	-33,0	20	734,35	341	393	10	206

Deze berekende grensspanning voor de dagelijkse situatie met gemiddelde waterspanning is ingevoerd in D-Soil Model en in de software om STBU te beoordelen. Voor de te beoordelen situatie berekent de software met deze waarden van de grensspanning de mobiliseerbare schuifsterkte.

De materiaalfactoren voor ongedraaide schuifsterkte ratio S, sterke toename exponent m en grensspanning  $\sigma'_{vy}$  zijn 1,0.

## 8.6 Gedetailleerde toets Macrostabilitet binnenwaarts

### 8.6.1 *Hydraulische randvoorwaarden en schematisering waterspanningen*

Na het inlezen van het dwarsprofiel met ondergrondschematisatie vanuit D-Soil Model in Ringtoets wordt binnen Ringtoets de waterstand bij de norm opgevraagd. Daarnaast worden in de Waternet Creator binnen Ringtoets een aantal parameters ingevoerd op basis waarvan de waterspanningen en stijghoogten worden geschematiseerd. De Waternet Creator is ook in BM-Macrostabilitet beschikbaar. In BM-Macrostabilitet moet de waterstand bij de norm handmatig worden ingevoerd. De volgende parameters voor de Waternet Creator zijn gekozen:

- Dijk/bodem materiaal: Klei dijk op klei (geval 1A)
- Waterstand bij de norm: NAP +4,0 m
- Gemiddelde waterstand: NAP +0,5 m
- Polderpeil: NAP-2,0 m
- PL1 initiële hoogte onder buitenkruin: NAP +1,80 m
- PL1 initiële hoogte onder binnenkruin: NAP +1,80 m
- PL1 offset onder buitenkruin: 1,0 m (veilige schatting)
- PL1 offset onder binnenkruin: 1,5 m (veilige schatting)
- PL1 offset onder teen dijk binnenwaarts: 0,10 m
- Leklengte PL3 buitenwaarts: 880 m
- Leklengte PL3 binnenwaarts: 1240 m
- Stijghoogte PL2 buitenwaarts: NAP -0,5 m
- Stijghoogte PL2 binnenwaarts: NAP -0,7 m
- Indringingslengte: 3,0 m

De herkomst van de gekozen waarden wordt hieronder toegelicht.

De benodigde gegevens over de rivierwaterstanden zijn ontleend aan:

<http://rijkswaterstaat.nl/water/waterdata-en-waterberichtgeving/metingen/waternormalen/index.aspx>

# Schoonhoven (Lek)

## Slotgemiddelden 1991.0

### Algemene gegevens

1815	Aanvang waarnemingen
17 okt 1875	Peilschrijver geplaatst
31 mrt 1988	DNM geplaatst

### Gemiddelde waterstanden bij gemiddelde afvoer ( 2200 m³/s)

type tij	HW-stand in cm + NAP	LW-stand in cm + NAP	tijverschil in cm
gemiddeld tij	120	5	115
springtij	134	9	125
doodtij	117	10	107
gemiddelde waterstand		58	

### Gemiddelde over- en onderschrijdings frequentie per jaar

overschrijding hoogwaterstanden	onderschrijding laagwaterstanden		
frequentie	stand in cm + NAP	frequentie	stand in cm + NAP
1x per 2.000 jaar	430	1x per 10 jaar	-85
1x per 1.000 jaar	418	1 x per jaar	-70
1x per 100 jaar	368		
1x per 10 jaar	320	OLW 1991.0	-35
1x per 2 jaar (grenspeil)	285		
1x per jaar	270		
Maatgevende waarde	430		

(Alblasserwaard en Krimpenerwaard, 1x per 2.000 jaar)

Figuur 8.4 Overzicht waternormalen bij Schoonhoven

### Freatisch vlak

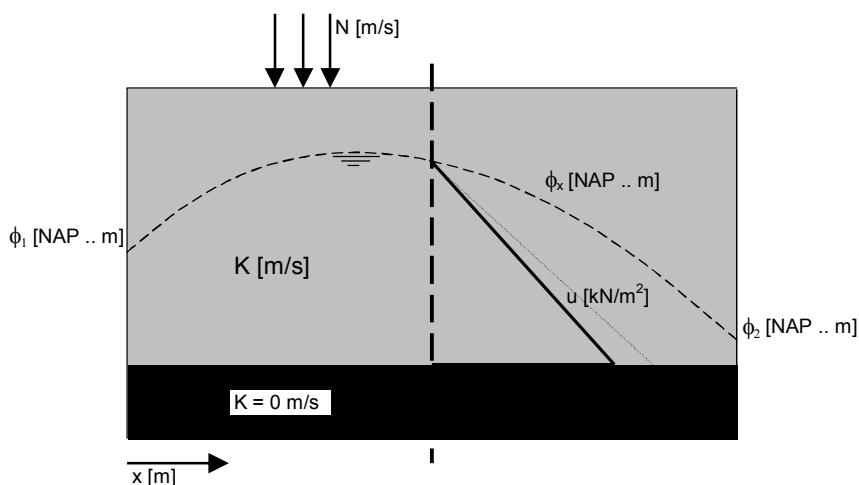
Het niveau van het gemiddelde freatisch vlak is geschat met behulp van de formule van Dupuit. Deze formule is een specifieke uitwerking van de wet van Darcy voor stationaire grondwaterstroming in een goed doorlatende laag die aan de onderzijde begrensd wordt door een ondoorlatende laag en waarbij aan de bovenzijde geen afdekking aanwezig is (unconfined aquifer). Met de formule van Dupuit kan het niveau van het freatisch vlak worden berekend voor een grondmassief met randvoorwaarden ter weerszijden van het grondmassief en infiltratie aan de bovenrand van het grondmassief. De formule van Dupuit luidt als volgt:

$$h = \sqrt{-\frac{N}{K}x^2 + \left( \frac{\phi_2^2 - \phi_1^2}{L} + \frac{NL}{K} \right)x + \phi_1^2}$$

Waarin:

- $h$  hoogte freatisch vlak ten opzichte van de 'ondoorlatende bodem' op locatie  $x$  [m].  
 $N$  neerslagdebiet of neerslagoverschot [m/s].  
 $K$  doorlatendheid van de dijk [m/s].  
 $x$  willekeurig punt in de dijk [m].  
 $\phi_{1,2}$  randvoorwaarden ter weerszijden van de dijk ten opzichte van de 'ondoorlatende bodem' [m].  
 $L$  breedte van de dijkbasis [m].

Het grondmassief met de randvoorwaarden is grafisch weergegeven in Figuur 8.5. De formule van Dupuit is een zeer eenvoudige modellering van de werkelijkheid. De formule gaat uit van één gemiddelde doorlatendheid voor de hele dijk, terwijl in werkelijkheid vanuit de geschiedenis van de dijk verschillende lagen met verschillende doorlatendheden (heterogeniteit: zandlagen, puin van wegunderingen en dergelijke) aanwezig kunnen zijn. Verder zijn ook de keuze van het niveau van de 'ondoorlatende bodem' en de keuze van het 'neerslagoverschot' arbitrair.



Figuur 8.5 Standaard-situatie waarvoor met de formule van Dupuit het niveau van het freatisch vlak kan worden berekend. Het verloop van de waterspanning tegen de diepte is in een verticaal aangegeven.

Het niveau van de 'ondoorlatende bodem' is een enigszins subjectieve keuze. Hiervoor is het niveau van het oorspronkelijke maaiveld gekozen. Bij bestudering van het verloop van de stijghoogte tegen de diepte en de grondopbouw van meetlocaties blijkt namelijk meestal een overgang in het verloop van de stijghoogte gevonden te kunnen worden. Deze overgang valt vaak samen met het oorspronkelijke (gezakte) maaiveld of met de bovenkant van een pakket slecht doorlatende humeuze kleilagen en veenlagen. Vanaf de freatische lijn tot deze overgang is het verloop van de stijghoogte ongeveer hydrostatisch. Onder deze overgang verloopt de stijghoogte tegen de diepte sterk minder dan hydrostatisch.

De randvoorwaarden ter weerszijden van de dijk ten opzichte van de 'ondoorlatende bodem' zijn het niveau van het maaiveld buiten dijks en binnendijks.

Er is uitgegaan van een 'neerslagoverschot' van 300 mm/jaar. Dit is een getal, dat is gekozen op basis van de gemiddelde jaar som van de neerslag in Nederland (700 mm/jaar), waarbij rekening is gehouden met het feit, dat een deel van de neerslag niet infiltrert in de dijk, maar afstroomt langs het talud, wordt opgevangen door riolering of verdampft. Het 'neerslagoverschot' zal in werkelijkheid groter of kleiner zijn dan het gekozen getal en zal voor verschillende locaties een ander getal zijn, maar daarover is zonder onderzoek niets met zekerheid te zeggen. In de formule van Dupuit zijn de doorlatendheid en het

'neerslagoverschot' direct op elkaar van invloed. Bijvoorbeeld: wanneer de doorlatendheid wordt gehalveerd en het 'neerslagoverschot' wordt gehalveerd, blijft het niveau van het freatisch vlak gelijk.

Op basis van de samenstelling van de dijk is de doorlatendheid geschat op  $1,0 * 10^{-7}$  m/s. De breedte van de dijkbasis is 39 m.

Met de genoemde parameters bedraagt het niveau van het gemiddelde freatisch vlak NAP +1,80 m.

### **Parameters watervoerende zandlaag**

De parameters voor de stijghoogte in het eerste watervoerende pakket zijn gebaseerd op TNO-grondwaterkaarten en op gangbare parameterwaarden voor de Alblasserwaard. Van de slecht doorlatende deklaag bij de Lekdijk zijn de volgende gegevens bekend:

- dikte deklaag 9 tot 11 m in het achterland en 4 tot 6 m onder de rivierbodem;
- hydraulische weerstand  $c = 500 \text{ à } 1000$  dagen;
- verticale doorlatendheid  $k_v = 1,2 \times 10^{-7}$  m/s;
- consolidatiecoëfficiënt  $c_v = 4,3 \times 10^{-7} \text{ m}^2/\text{s}$  (Hollandveen),  $5,3 \times 10^{-8} \text{ m}^2/\text{s}$  (Echteld organische klei) en  $2,8 \times 10^{-7} \text{ m}^2/\text{s}$  (Echteld klei).

Van de watervoerende zandlaag bij de Lekdijk zijn de volgende gegevens bekend:

- transmissiviteit  $kD$  is  $1000 \text{ m}^2/\text{dag}$  bij Nieuw-Lekkerland tot  $2500 \text{ m}^2/\text{dag}$  bij Groot-Ammers en Nieuwpoort;
- dikte van de watervoerende zandlaag neemt toe van ruim 10 m in het westen tot een kleine 30 m in het oosten;
- stationaire stijghoogte = NAP -0,5 m ± 0,5 m.

Op basis van de gegevens van de transmissiviteit en de dikte van de watervoerende zandlaag volgens de TNO-grondwaterkaart heeft de doorlatendheid  $k$  van de zandlaag bij de Lekdijk een min of meer constante waarde van  $1 \times 10^{-3} \text{ m/s}$ . De gegevens van de TNO-grondwaterkaart zijn gebaseerd op pompproeven. De gegevens betreffen derhalve gemiddelde waarden voor de hele zandlaag.

Op basis van de korrelgrootte  $d_{10}$  uit korrelverdelingen uit diverse projecten in de Alblasserwaard mag een doorlatendheid van de top van het watervoerende pakket van  $1 \times 10^{-4} \text{ m/s}$  (of lager) verwacht worden ( $d_{10} = 125 \mu\text{m}$ ).

Vanuit de geologie is bekend dat het watervoerende pakket van beneden naar boven uit steeds fijner materiaal bestaat. De doorlatendheid van  $1 \times 10^{-3} \text{ m/s}$  op basis van de TNO-grondwaterkaart geldt dus met name voor het diepere deel van het watervoerende pakket. De doorlatendheid van  $1 \times 10^{-4} \text{ m/s}$  geldt voor de bovenkant van het watervoerende pakket. Deze waarde van  $1 \times 10^{-4} \text{ m/s}$  is ook aangehouden voor de grondwaterstromingsberekeningen.

Op basis hiervan zijn de leklengte  $\lambda_{\text{buitenwaarts}}$  en  $\lambda_{\text{binnenwaarts}}$  berekend volgens het Technisch Rapport Waterspanningen bij Dijken ([15], bijlage 3).

### **Indringingslengte**

De mate van indringing van de waterspanningsverhoging in de slecht doorlatende deklaag vanuit de watervoerende zandlaag kan worden berekend met de formules uit paragraaf b4.3 van bijlage 4 van het Technisch Rapport Waterspanningen bij Dijken ([15] bijlage 4). Hierbij moet worden uitgegaan van de consolidatiecoëfficiënt die hoort bij een toestand van spanningsverlaging. Omdat de waterspanning toeneemt, neemt de effectieve spanning namelijk af.

Voor de Lekdijk is bij een waterstandsverhoging met een totale duur van 550 uur op basis van bovengenoemd onderzoek en het Technisch Rapport Waterspanningen bij Dijken de indringingslengte aangehouden op 3 m.

#### 8.6.2 Bepalen vereiste stabiliteitsfactor

De faalkanseis voor de doorsnede  $P_{eis;dsn}$  wordt bepaald volgens paragraaf 5.2 van *WBI 2017 Bijlage III Sterkte en veiligheid*. De faalkanseis per traject wordt daarmee  $\omega * P_{eis}$  met faalkansruimtefactor  $\omega = 0,04$ .

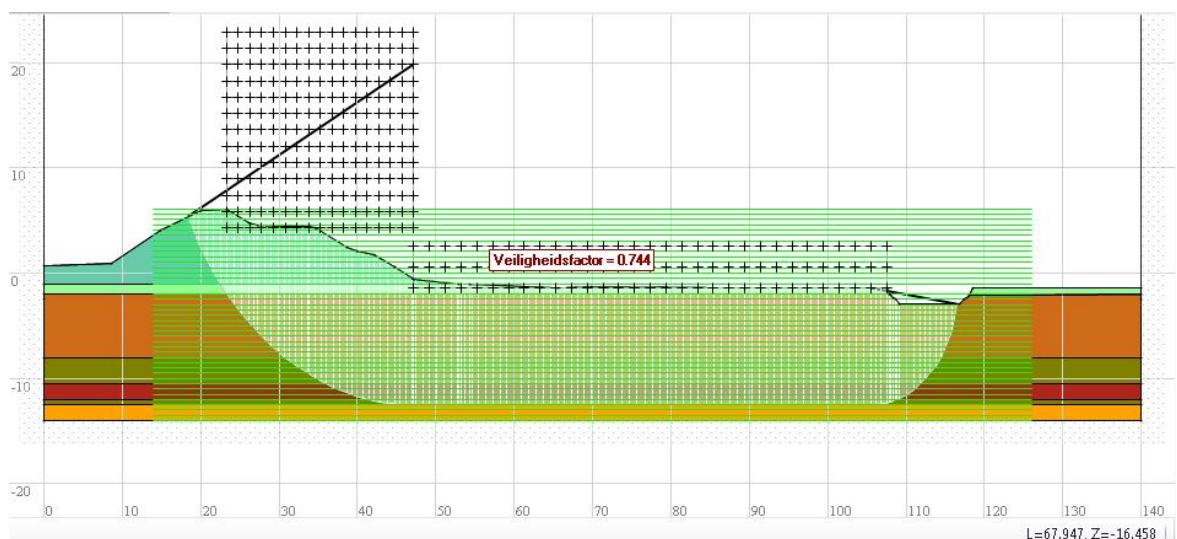
Gegeven de maximaal toelaatbare faalkans  $P_{eis;sig}$  van  $1/10.000$  per jaar voor het dijktraject en de dijktrajectlengte van 31 kilometer bedraagt de faalkanseis voor macrostabiliteit binnenwaarts voor een doorsnede  $P_{eis;sig;dsn}$   $1,86 \cdot 10^{-7}$  per jaar. De bijbehorende betrouwbaarheidsindex  $\beta$  is 5,08. De schadefactor  $\gamma_s$  is 1,17.

#### 8.6.3 Uitvoeren glijvlakanalyses

Op basis van de hiervoor beschreven gegevens zijn 9 schematisaties opgesteld in D-Soil Model. Voor deze schematisaties zijn met BM-Macrostabiliteit schuifvlakberekeningen uitgevoerd met het schuifvlakmodel LiftVan. In de toekomst worden analyses uitgevoerd in Ringtoets.

#### 8.6.4 Berekeningsresultaten

Voor alle 9 ondergrondscenario's zijn maatgevende schuifvlakken en stabiliteitsfactoren berekend.



Figuur 8.6 Berekend schuifvlak met stabiliteitsfactor  $F_{d;i} = 0,74$  voor ondergrondscenario D2 met kans van voorkomen  $P(S_i)$  van 9%.

Het resultaat van het meest kritieke schuifvlak is weergegeven in Figuur 8.6. De berekende stabiliteitsfactor  $F_{d;i} = 0,74$ . Het betreft ondergrondscenario D2 met een kans van voorkomen van 9%. De berekende stabiliteitsfactoren van de overige 8 ondergrondscenario's liggen tussen 0,84 en 1,17. De berekende stabiliteitsfactoren voor alle scenario's zijn weergegeven in Tabel 8-3.

**Tabel 8-3 Berekende stabiliteitsfactoren en faalkansen**

Scenario	Stabiliteits-factor berekend $F_{d;i} [-]$	Stabiliteits-factor correctie $F_{d;i}/\gamma_d [-]$	Betrouwbaarheids-index bij scenario $\beta_i [-]$	Faalkans bij scenario $P_{f;i} [1/jaar]$	Kans van voorkomen scenario $P(S_i) [-]$	Faalkans gegeven scenario $P_{f;si} [1/jaar]$
D1	0,976	0,91	3,35	$4,07 * 10^{-4}$	0,06	$2,44 * 10^{-5}$
D2	0,744	0,70	1,90	$2,86 * 10^{-2}$	0,09	$2,57 * 10^{-3}$
D3	0,854	0,80	2,59	$4,83 * 10^{-3}$	0,15	$7,25 * 10^{-4}$
D4	0,946	0,88	3,16	$7,87 * 10^{-4}$	0,15	$1,18 * 10^{-4}$
D5	0,938	0,88	3,11	$9,33 * 10^{-4}$	0,05	$4,66 * 10^{-5}$
D6	0,835	0,78	2,47	$6,77 * 10^{-3}$	0,15	$1,02 * 10^{-3}$
D7	1,168	1,09	4,54	$2,76 * 10^{-6}$	0,05	$1,38 * 10^{-7}$
D8	0,842	0,79	2,51	$5,99 * 10^{-3}$	0,15	$8,98 * 10^{-4}$
D9	0,946	0,88	3,16	$7,87 * 10^{-4}$	0,15	$1,18 * 10^{-4}$
Faalkans doorsnede $P_{f;dsn} [1/jaar]$						$5,52 * 10^{-3}$

$\gamma_d$  is de modelfactor 1,06.

Op basis van de vergelijkingen 5.2 en 5.3 in paragraaf 5.2 (macrostabiliteit binnenwaarts) van *WBI 2017 Bijlage III Sterkte en veiligheid* zijn de berekende stabiliteitsfactoren  $F_{d;i}$  omgerekend naar de faalkans voor de doorsnede  $P_{f;dsn}$ . De resultaten zijn weergegeven in Tabel 8-3.

### 8.6.5 Beoordeling

Voor de beoordeling wordt gebruik gemaakt van Tabel 2.3 in paragraaf 2.6 van *WBI 2017 Bijlage III Sterkte en veiligheid*.

Om deze beoordeling uit te kunnen voeren zijn de navolgende waarden nodig:

- De berekenende faalkans  $P_{f;dsn}$  (uit Tabel 8.3)
- Faalkans eis per doorsnede uitgaande van de signaalwaarde  $P_{eis;sig;dsn} 1,86 * 10^{-7}$  per jaar
- Faalkans eis per doorsnede uitgaande van de ondergrenswaarde (signaalwaarde \* 3)  $P_{eis;ond;dsn} 5,59 * 10^{-7}$  per jaar
- De ondergrenswaarde van het dijktraject ( $P_{eis;ond}$ )  $1/3.000 = 3,33 * 10^{-4}$ .
- $30 * \text{de ondergrenswaarde van het dijktraject } (30P_{eis;ond}) = 30/3000 = 1 * 10^{-2}$

De berekende faalkans voor de doorsnede  $P_{f;dsn}$  bedraagt  $5,52 * 10^{-3}$  per jaar.

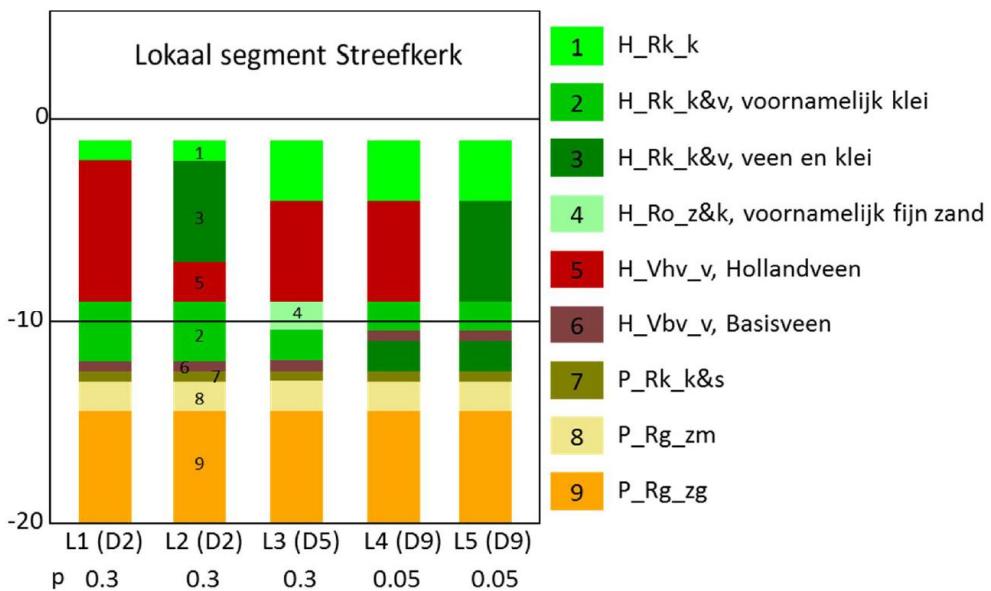
De berekende faalkans is zowel groter dan  $P_{eis;sig;dsn}$ , en  $P_{eis;ond}$ , maar kleiner dan 30 keer de ondergrenswaarde van het dijktraject ( $30P_{eis;ond}$ ).

Het toetsspoor macrostabiliteit binnenwaarts in dit dijkvak vult in de categorie  $V_v$  van Tabel 2.3 in paragraaf 2.6 van *WBI 2017 Bijlage III Sterkte en veiligheid*. Hiermee voldoet de faalkans voor dit toetsspoor niet aan de ondergrenswaarde.

## 8.7 Gedetailleerde toets macrostabiliteit binnenwaarts – verfijning gegevens

### 8.7.1 Aanscherpen SOS scenario's met lokale informatie

Voor het toetsen van de macrostabiliteit kunnen de SOS scenario's samengevat worden in lokale scenario's, waarin dan ook de dieptes van de lokale lagen worden vastgesteld. Voor de lokale scenario's kan de kans van aantreffen worden vastgesteld op basis van de SOS informatie en het lokale grondonderzoek. Het lokale grondonderzoek bestaat uit boringen en sonderingen.



Figuur 8.7 Aangescherpte SOS scenario's, waarin lokale informatie is verwerkt.

Bij de scenario's L1 en L3 zijn aanvullend varianten gemaakt met een extra grondlaag bestaande uit gyttja van 1,0 m dik aan de onderzijde van het Hollandveen (H\_vhv\_v). De kans van aantreffen van gyttja is geschat op 10%. Omdat bij twee scenario's een variant met gyttja wordt toegevoegd krijgen beide varianten een kans van 5%.

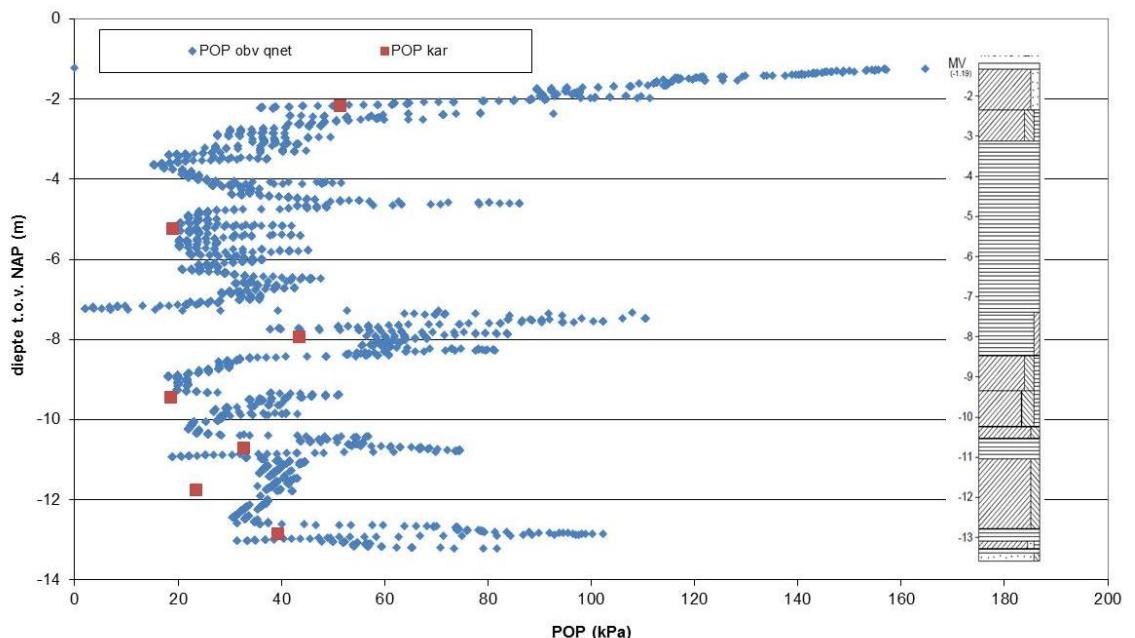
Voor verdere informatie over de toepassing van de SOS voor deze locatie wordt verwezen naar de gedetailleerde uitwerking in de Handleiding lokaal schematiseren met WTI-SOS (Deltares rapport 1209432-004-GEO-0002, Versie 2, 9 december 2015, definitief).

Bij de schematisaties met de SOS scenario's op basis van lokale grondmechanische gegevens is ook de zetting van het dijklichaam in de ondergrondschematisaties verwerkt. Op basis van het grondonderzoek blijkt de dijk 1,5 m gezakt. Deze zetting is verwerkt in het Hollandveen onder de dijk. Het Hollandveen onder de dijk is dus 1,5 m dunner dan het Hollandveen naast de dijk.

Volumegewichten, ongedraineerde schuifsterkte ratio S en sterke toename exponent m zijn gelijk aan de eerste fase van de gedetailleerde toets. Voor gyttja is een volumegewicht van 12 kN/m<sup>3</sup> geschat. De rekenwaarde van de ongedraineerde schuifsterkte ratio S voor gyttja is 0,25. Deze waarde is gebaseerd op de default waarden zoals genoemd in paragraaf 8.5.3.

### 8.7.2 Aanscherpen POP waarden op basis van sonderingen

Met de procedure uit bijlage H zijn lokale POP waarden bepaald uit 3 sonderingen. Daarbij zijn ook alle standaardwaarden toegepast, die in bijlage H worden genoemd. Uit alle sonderingen is per SOS eenheid (voor zover in alle sonderingen aanwezig) een karakteristieke waarde van POP afgeleid. Van de drie sonderingen zijn per SOS eenheid het gemiddelde van de karakteristieke waarden genomen. Dit leidt tot de volgende waarden van POP (zie tabel 8.4). Een voorbeeld van de afleiding van POP waarden uit de sondeerweerstand is weergegeven in Figuur 8.8. Op basis van deze lokaal bepaalde POP waarden is voor alle SOS scenario's de grensspanning per grondlaag bepaald, zoals ook in de eerste fase van de gedetailleerde toets is gedaan (zie paragraaf 8.5.3).



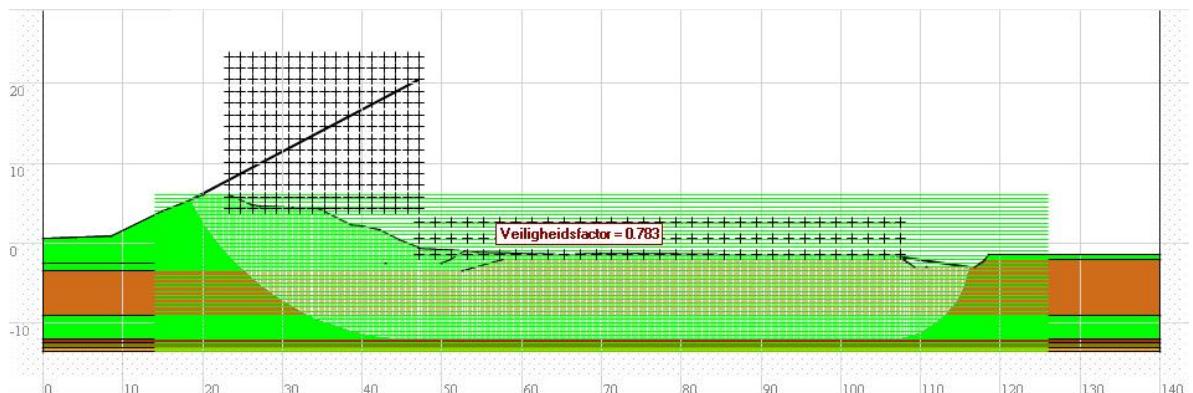
Figuur 8.8 Bepaling van POP waarden uit de sondeerweerstand. De figuur toont de geïnterpreteerde POP waarden uit de sondeerweerstand en de daaruit per grondlaag berekende karakteristieke waarden van POP.

**Tabel 8-4 Karakteristieke waarden van POP op basis van 3 sonderingen.**

Grondlaag	POP default [kPa]
H_Rk_k	41
H_Rk_k&v	19
H_Rk_z&k	23
H_Vhv_v en gyttja	11
H_Vbv_v	28
P_Rk_k&s	28
H_Aa_ht	41

### 8.7.3 Berekeningsresultaten

In D-Soil Model zijn de 7 ondergrondschematisaties op basis van de lokale gegevens ingevoerd. Voor alle 7 ondergrondscenario's zijn maatgevende schuifvlakken en stabiliteitsfactoren berekend met BM-Macrostabiliteit (in de toekomst in Ringtoets).



Figuur 8.9 Berekend schuifvlak met stabiliteitsfactor  $F_{d,i} = 0,783$  voor ondergrondscenario L1 met kans van voorkomen  $P(S_i)$  van 25%.

Het resultaat van het meest kritische schuifvlak is weergegeven in Figuur 8.9. De berekende stabiliteitsfactor  $F_{d;i} = 0,78$ . Het betreft ondergrondscenario L1 met een kans van voorkomen van 25%. De berekende stabiliteitsfactoren van de overige 6 ondergrondscenario's liggen tussen 0,78 en 0,99. De berekende stabiliteitsfactoren voor alle scenario's zijn weergegeven in Tabel.

**Tabel 8-5 Berekende stabiliteitsfactoren en faalkansen.**

Scenario	Stabiliteits-factor berekend $F_{d;i}$ [-]	Stabiliteits-factor correctie $F_{d;i}/Y_d$ [-]	Betrouwbaarheids-index bij scenario $\beta_i$ [-]	Faalkans bij scenario $P_{f;i}$ [1/jaar]	Kans van voorkomen scenario $P(S_i)$ [-]	Faalkans gegeven scenario $P_{f S_i}$ [1/jaar]
1	0,783	0,73	2,15	$1,60 * 10^{-2}$	0,25	$3,99 * 10^{-3}$
1 gyttja	0,785	0,73	2,16	$1,55 * 10^{-2}$	0,05	$7,74 * 10^{-4}$
2	0,901	0,84	2,88	$1,99 * 10^{-3}$	0,3	$5,96 * 10^{-4}$
3	0,993	0,93	3,45	$2,77 * 10^{-4}$	0,25	$6,91 * 10^{-5}$
3 gyttja	0,990	0,93	3,43	$2,96 * 10^{-4}$	0,05	$1,48 * 10^{-5}$
4	0,889	0,83	2,81	$2,51 * 10^{-3}$	0,05	$1,26 * 10^{-4}$
5	0,959	0,90	3,24	$5,94 * 10^{-4}$	0,05	$2,97 * 10^{-5}$
Faalkans doorsnede $P_{f;dsn}$ (1/jaar)						$5,60 * 10^{-3}$

$Y_d$  is de modelfactor 1,06.

Op basis van de vergelijkingen 5.2 en 5.3 in paragraaf 5.2 (macrostabiliteit binnenwaarts) van *WBI 2017 Bijlage III Sterkte en veiligheid* zijn de berekende stabiliteitsfactoren  $F_{d;i}$  omgerekend naar de faalkans voor de doorsnede  $P_{f;dsn}$ . De resultaten zijn weergegeven in Tabel 8.5.

#### 8.7.4 Beoordeling

De berekende faalkans voor de doorsnede  $P_{f;dsn}$  is iets groter dan in de vorige fase en bedraagt nu  $5,60 * 10^{-3}$  per jaar. Voor de beoordeling wordt wederom gebruik gemaakt van tabel 2.3 Tabel 2.3 in paragraaf 2.6 van *WBI 2017 Bijlage III Sterkte en veiligheid*.

Om deze beoordeling uit te kunnen voeren zijn de navolgende waarden nodig:

- De berekenende faalkans  $P_{f;dsn}$  (uit Tabel 8-5)
- Faalkans eis per doorsnede uitgaande van de signaalwaarde  $P_{eis;sig;dsn}$   $1,86 * 10^{-7}$  per jaar
- Faalkans eis per doorsnede uitgaande van de ondergrenswaarde (signaalwaarde\*3)  $P_{eis;ond;dsn}$   $5,59 * 10^{-7}$  per jaar
- De ondergrenswaarde van het dijktraject ( $P_{eis;ond}$ )  $1/3.000 = 3,33 * 10^{-4}$ .
- $30 * \text{de ondergrenswaarde van het dijktraject } (30P_{eis;ond}) = 30/3000 = 1 * 10^{-2}$

De berekende faalkans voor de doorsnede  $P_{f;dsn}$  bedraagt  $5,60 * 10^{-3}$  per jaar.

De berekende faalkans is zowel groter dan  $P_{eis;sig;dsn}$  en  $P_{eis;ond}$ ; maar kleiner dan 30 keer de ondergrenswaarde van het dijktraject ( $30P_{eis;ond}$ ).

Het toetsspoor macrostabiliteit binnenwaarts in dit dijkvak valt in de categorie  $V_V$  van Tabel 2.3 in paragraaf 2.6 van *WBI 2017 Bijlage III Sterkte en veiligheid*. Hiermee voldoet de faalkans voor dit toetsspoor in niet aan de ondergrenswaarde

Optimalisatie van het toetsresultaat is mogelijk door volledig uit te gaan van de lokale boringen en sonderingen. Op deze locatie van het voorbeeld zijn voldoende gegevens beschikbaar om de SOS scenario's uit te kunnen sluiten en een lokale schematisatie op te stellen.

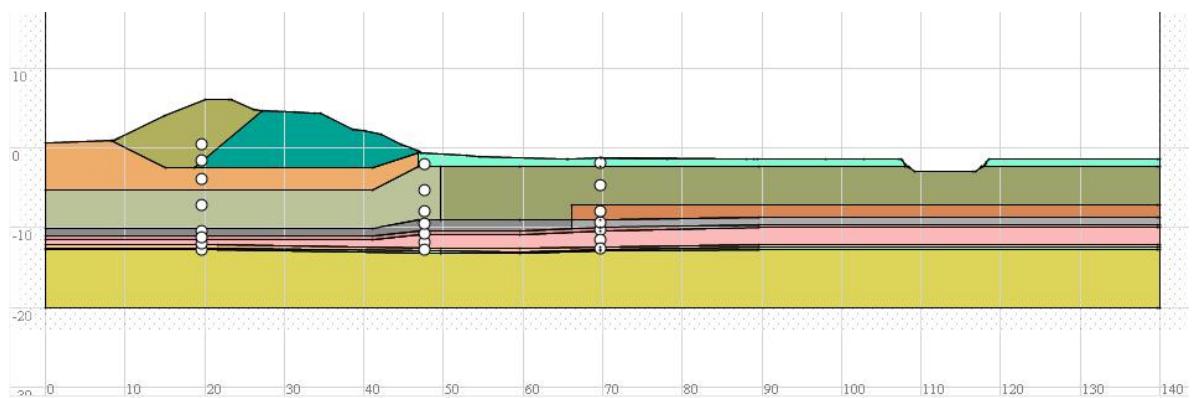
## 8.8

### Gedetailleerde toets macrostabiliteit binnenwaarts – verdere verfijning gegevens

#### 8.8.1

##### Aanscherpen ondergrondschematisatie

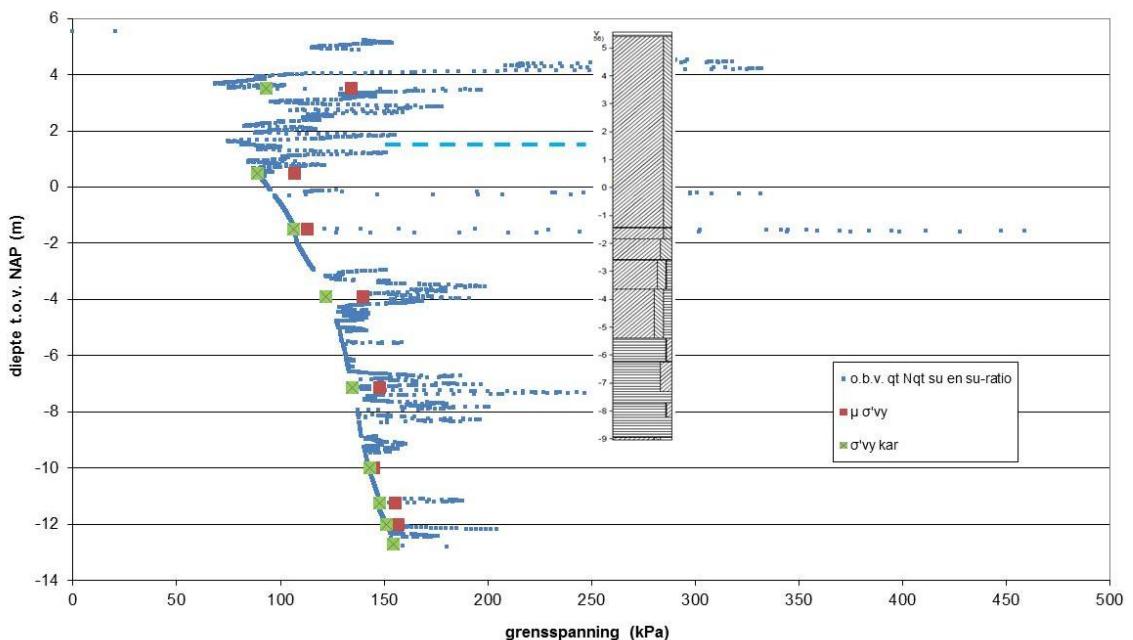
Met de lokale boringen en sonderingen is een gedetailleerde ondergrondschematisatie opgesteld. De ligging van de grondlagen is volledig gebaseerd op dit in situ onderzoek. De ondergrondschematisatie is gegeven in Figuur 8.10.



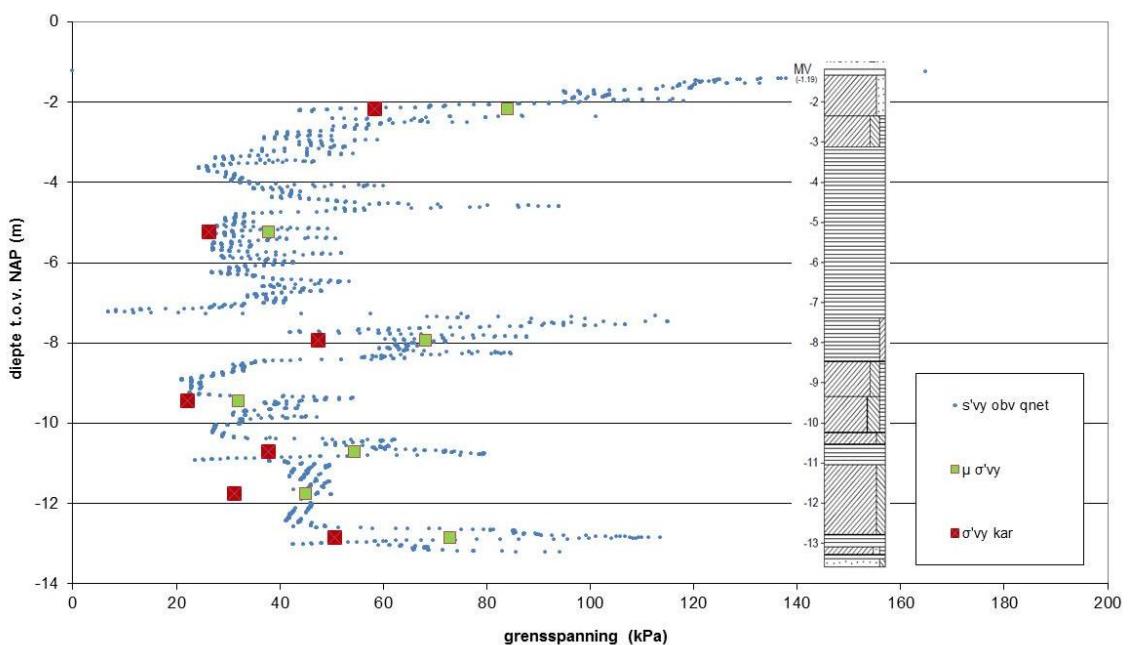
Figuur 8.10 Ondergrondschematisatie op basis van lokale sonderingen en boringen.

De grensspanning is afgeleid uit de beschikbare sonderingen en rechtstreeks aan de grondlagen gekoppeld. Er is dus nu geen tussenstap via de POP. Dat kan omdat geen scenario's worden toegepast, maar de ligging van de grondlagen rechtstreeks is afgeleid uit de sonderingen en het grensspanningsprofiel op basis van de sondeerweerstanden dus rechtstreeks aansluit bij het ondergrondprofiel.

Per grondlaag is de karakteristieke waarde van de grensspanning bepaald. Hiervoor is de procedure uit bijlage H toegepast, met alle daar genoemde standaardwaarden. Voorbeelden hiervan zijn gegeven in Figuur 8.11 en Figuur 8.12. Figuur 8.11 betreft het profiel in de kruin van de dijk. Boven het freatisch vlak is de gedraineerde schuifsterkte op basis van de hoek van inwendige wrijving toegepast. De hoge waarden van de grensspanning boven het freatisch vlak zijn dus niet relevant in de stabiliteitsanalyse. Bij de kruin van de dijk is de karakteristieke waarde van de grensspanning gelijk aan de effectieve spanning.



Figuur 8.11 Profiel van de grensspanning op basis van de sondeerweerstand ter plaatse van de kruin van de dijk. De figuur toont de geïnterpreteerde waarden van de grensspanning uit de sondeerweerstand en de daaruit per grondlaag berekende verwachtingswaarden en karakteristieke waarden. De karakteristieke waarde van de grensspanning is gelijk aan de effectieve spanning.



Figuur 8.12 Profiel van de grensspanning op basis van de sondeerweerstand ter plaatse van het achterland. De figuur toont de geïnterpreteerde waarden van de grensspanning uit de sondeerweerstand en de daaruit per grondlaag berekende verwachtingswaarden en karakteristieke waarden.

Voor het schematiseren van de waterspanningen is uitgegaan van een kortdurende hoogwatergolf met een totale duur van 550 uur. Op basis hiervan en de gegevens in paragraaf 6.1 is volgens bijlage 3 van het Technisch rapport Waterspanningen bij Dijken de leklengte  $\lambda_{buitenwaarts}$  en  $\lambda_{binnenwaarts}$  berekend op 270 m. Deze waarde is gebruikt om de stijghoogte te schematiseren met de Waternet Creator.

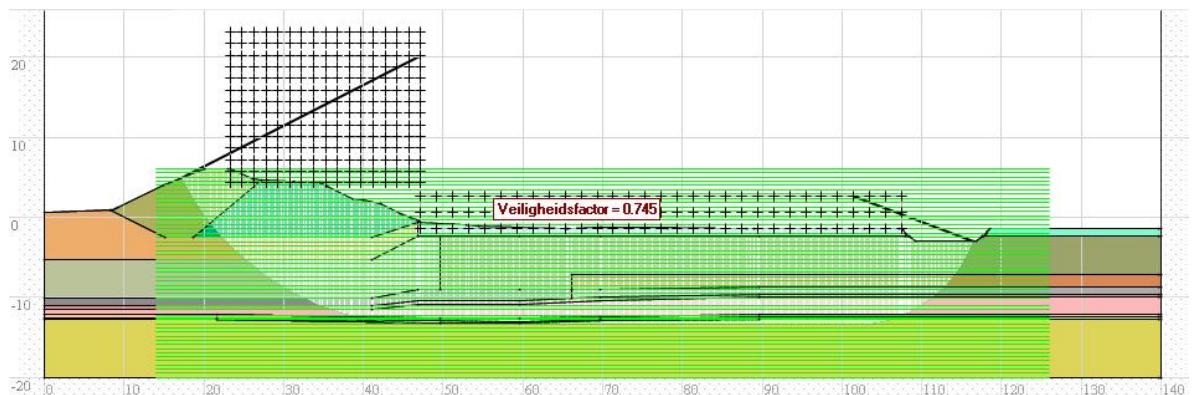
De overige parameters voor de waterspanningschematisatie zijn gelijk aan paragraaf 8.6.1.

#### 8.8.2 Uitvoeren glijvlakanalyse

De lokale schematisatie is opgesteld in D-Soil Model. Vervolgens is deze schematisatie geïmporteerd in BM-Macrostabiliteit (in de toekomst kan dit in Ringtoets). Na het handmatig invullen van de Waternet Creator is de schematisatie gereed om de stabiliteitsberekening uit te voeren.

#### 8.8.3 Berekeningsresultaten

Het maatgevende schuifvlak en de bijbehorende stabiliteitsfactor zijn berekend met BM-Macrostabiliteit. De berekende stabiliteitsfactor  $F_{d;i} = 0,75$ . Het resultaat van het meest kritische schuifvlak is weergegeven in Figuur 8.13.



Figuur 8.13 Berekend schuifvlak met stabiliteitsfactor  $F_{d;i} = 0,75$ .

Op basis van de vergelijkingen 5.2 en 5.3 in paragraaf 5.2 (macrostabiliteit binnenwaarts) van *WBI 2017 Bijlage III Sterkte en veiligheid* zijn de berekende stabiliteitsfactoren  $F_{d;i}$  omgerekend naar de faalkans voor de doorsnede  $P_{f;dsn}$ . Deze bedraagt  $2,82 \times 10^{-2}$  per jaar.

De berekende stabiliteitsfactor en faalkans zijn ongunstig ten opzichte van de vorige beoordelingsstap. De ondergrondschematisatie is vergelijkbaar met ondergrondscenario L1 (zie paragraaf 8.7.1). Daarnaast is de grensspanning in en onder de dijk gelijk aan de effectieve spanning (zie Figuur 8.11). Dit resultert in een lage ongedraineerde schuifsterkte in en onder de dijk. In de vorige stap is nog uitgegaan van een POP in en onder de dijk (zie paragraaf 8.7.2).

#### 8.8.4 Beoordeling

De berekende faalkans voor de doorsnede  $P_{f;dsn}$  is iets groter dan in de vorige fase en bedraagt nu  $5,60 \times 10^{-3}$  per jaar. Voor de beoordeling wordt wederom gebruik gemaakt van Tabel 2.3 in paragraaf 2.6 van *WBI 2017 Bijlage III Sterkte en veiligheid*.

Om deze beoordeling uit te kunnen voeren zijn de navolgende waarden nodig:

- De berekende faalkans  $P_{f;dsn} 2,82 \times 10^{-2}$
- Faalkans eis per doorsnede uitgaande van de signaalwaarde  $P_{eis;sig;dsn} 1,86 \times 10^{-7}$  per jaar
- Faalkans eis per doorsnede uitgaande van de ondergrenswaarde (signaalwaarde \* 3)  $P_{eis;ond;dsn} 5,59 \times 10^{-7}$  per jaar
- De ondergrenswaarde van het dijktraject  $P_{eis;ond} 1/3.000 = 3,33 \times 10^{-4}$ .
- $30 * \text{de ondergrenswaarde van het dijktraject } 30P_{eins;ond} = 30/3000 = 1 \times 10^{-2}$

De berekende faalkans voor de doorsnede  $P_{f;dsn}$  bedraagt  $5,52 * 10^{-2}$  per jaar. De berekende faalkans is groter dan 30 keer de ondergrenswaarde van het dijktraject ( $30P_{eis,ond}$ ).

Het toetsspoor macrostabiliteit binnenwaarts in dit dijkvak valt in de categorie VI<sub>v</sub> van Tabel 2.3 in paragraaf 2.6 van *WBI 2017 Bijlage III Sterkte en veiligheid*. Hiermee voldoet de faalkans voor dit toetsspoor ruim niet.

Optimalisatie van dit resultaat is mogelijk door een lokale correlatie voor de sondeerweerstand te bepalen. Ook kan het behaalde resultaat worden geoptimaliseerd door een probabilistische berekening uit te voeren. Deze stappen zijn in dit voorbeeld niet uitgewerkt.

In hoeverre vervolgonderzoek zinvol is met betrekking tot het toetsresultaat kan worden verkend op basis van een gevoelighedsanalyse.

## 8.9

### Gedetailleerde toets macrostabiliteit buitenwaarts

In dit hoofdstuk wordt de gedetailleerde toets van macrostabiliteit buitenwaarts uitgewerkt. Grote delen van de gedetailleerde toets zijn gelijk voor macrostabiliteit binnenwaarts en macrostabiliteit buitenwaarts. In hoofdstuk 8.5 is al beschreven hoe de uitwendige geometrie is opgezet. Tevens is daar aangegeven hoe de SOS ondergrondscenario's zijn opgezet en hoe de schuifsterkte parameters zijn bepaald. Deze uitgangspunten worden ook voor het beoordelen van macrostabiliteit buitenwaarts gebruikt.

#### 8.9.1

##### Waterspanningen

Bij STBU worden drie belastingsituaties onderscheiden conform het Technisch Rapport Ontwerpbelastingen voor het Rivierengebied (lit. [13]):

1. Een buitenwaterstand na een snelle val in combinatie met een verhoogde freatische lijn ten gevolge van een voorafgaand hoogwater.
2. Een gemiddelde laagwaterstand (GLW) van het buitenwater in combinatie met een verhoogde freatische lijn ten gevolge van extreme neerslag.
3. Een laagwaterstand die eens per 10 jaar wordt onderschreden ( $LW_{1/10 \text{ jaar}}$ ) in combinatie met een normale freatische lijn in de dijk.

De benodigde gegevens over de rivierwaterstanden zijn ontleend aan:

<http://rijkswaterstaat.nl/water/waterdata-en-waterberichtgeving/metingen/waternormalen/index.aspx> (zie Figuur 8.4).

Voor de situatie van een snelle val na een hoogwater is de rivierwaterstand maatgevend die optreedt 1 dag na de hoogste waterstand (lit. [13]). Volgens lit. [13] bedraagt de duur van de stormopzet 29 tot 35 uur. 1 Dag na de hoogste waterstand komt de waterstand dus overeen met de gemiddelde waterstand. Deze bedraagt voor Schoonhoven NAP +0,58 m (zie Figuur 8.4) en voor Krimpen aan de Lek NAP +0,33 m. Voor Streefkerk is de gemiddelde waterstand geschat op NAP +0,45 m.

Voor de belastingsituatie met extreme neerslag is een buitenwaterstand nodig die overeenkomt met Gemiddeld Laag Water (GLW). Voor de benedenrivieren is dit de waterstand die overeenkomt met gemiddelde afvoer en het laagwater van het gemiddeld getij (ENW, 2007).

Bij Schoonhoven is dat NAP +0,05 m (zie Figuur 8.4) en bij Krimpen aan de Lek NAP -0,15 m. Voor de locatie bij Streefkerk wordt op basis hiervan NAP -0,05 m aangehouden.

Voor de situatie met Laag Laag Water wordt in de benedenrivieren de laagwaterstand gebruikt die 1 maal per 10 jaar wordt onderschreden. Dit is bij Schoonhoven NAP -0,85 m en bij Krimpen aan de Lek NAP -0,85 m (zie Figuur 8.4). Aangezien het voorland op de locatie van dit voorbeeld op NAP -0,30 m ligt, is in dit geval de hoogte van het voorland maatgevend voor de stabiliteitsanalyses.

Het niveau van het gemiddelde freatisch vlak is geschat met behulp van de formule van Dupuit (zie paragraaf 8.6.1).

Met de genoemde parameters bedraagt het niveau van het gemiddelde freatisch vlak NAP +1,80 m.

Voor de riverdijken in alle gebieden wordt in lit. [13] aanbevolen rekening te houden met een verhoging van het freatisch vlak met 1,00 meter door extreme neerslag. Het freatisch vlak bij extreme neerslag zou op deze locatie dan op NAP +2,80 m liggen.

Voor de situatie bij een snelle val na een hoogwater is het niveau van het freatisch vlak geschat op 1,0 à 1,5 m beneden de buitenwaterstand bij de norm. Dit komt overeen met NAP +2,40 m à NAP +1,90 m.

Op basis van het voorgaande is de situatie met extreme neerslag ingeschat als de situatie met het grootste verval van de waterstand tussen het freatisch vlak en de rivierwaterstand (2,85 m).

Voor de waterspanningen is in eerste instantie een eenvoudige schematisatie toegepast. Deze bestaat uit een freatisch vlak met een hydrostatisch waterdrukverloop. In de rivier is de waterstand gelijk aan Gemiddeld Laag Water (NAP -0,05 m). Bij het voorland ligt de rivierwaterstand net boven het maaiveld. Direct voor de dijk ligt het freatisch vlak direct onder het maaiveld. Onder de kruin van de dijk ligt het freatisch vlak op NAP +2,80 m. Dit is een conservatieve schematisatie. Deze schematisatie is in lijn met het Technisch Rapport Waterspanningen bij Dijken. De waterspanningen zijn handmatig in de software voor de glijvlakberekening ingevoerd.

#### 8.9.2 Verkeersbelasting

In aansluiting op de Handreiking Constructief Ontwerpen is gerekend met een belasting van 400 kN per 12 m<sup>2</sup>, hetgeen overeenkomt met 13,3 kN/m<sup>2</sup> over een breedte van 2,5 m. In de cohesieve lagen is een aanpassingspercentage van 0% toegepast. Er is geen spanningsspreiding in rekening gebracht.

#### 8.9.3 Bepalen vereiste stabiliteitsfactor

De faalkanseis voor de doorsnede  $P_{eis;dsn}$  wordt bepaald volgens paragraaf 6.2 van *WBI 2017 Bijlage III Sterkte en veiligheid*. Omdat het toetsspoor Macrostabilité buitenwaarts een indirect mechanisme betreft, wordt met een factor 10 grotere faalkans gerekend in vergelijking met de toetssporen voor de directe mechanismen. De faalkanseis per traject wordt daarmee  $\omega(10*P_{eis})$  met faalkansruimtefactor  $\omega = 0,04$ .

Gegeven de maximaal toelaatbare faalkans  $P_{eis;sig}$  van 1/10.000 per jaar voor het dijktraject en de dijktrajectlengte van 31 kilometer bedraagt de faalkanseis voor macrostabilitéit

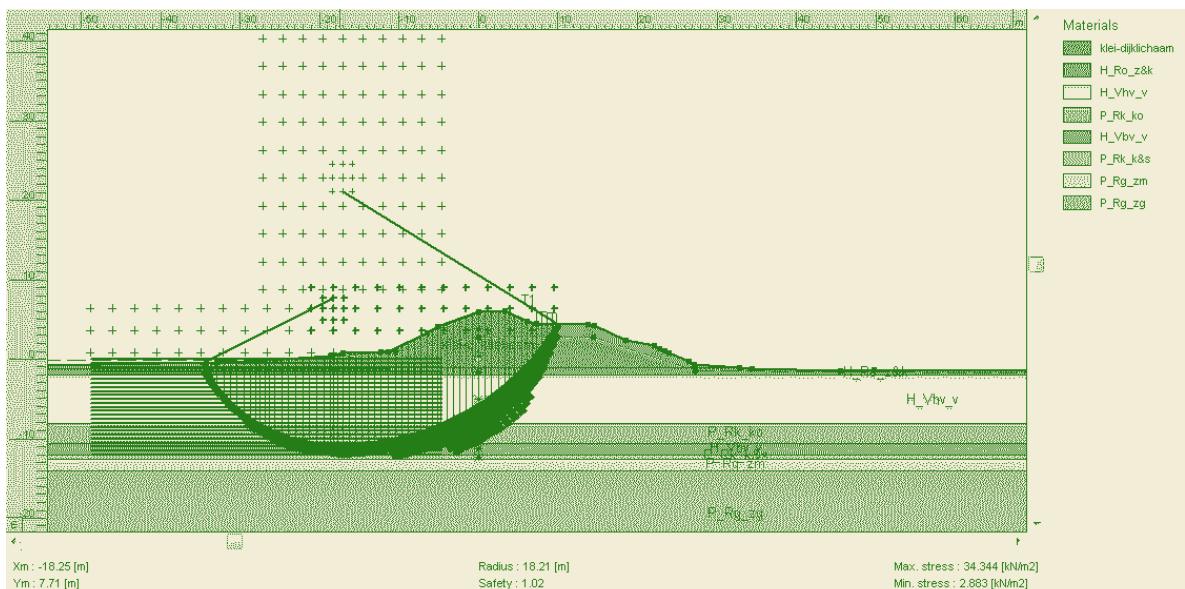
buitenwaarts voor een doorsnede  $P_{eis;dsn}$   $1,86 \cdot 10^{-6}$  per jaar. De bijbehorende betrouwbaarheidsindex  $\beta$  is 4,63. De schadefactor  $\gamma_s$  is 1,10.

#### 8.9.4 Uitvoeren glijvlakanalyses

Op basis van de hiervoor beschreven gegevens zijn 9 schematisaties opgesteld. Voor deze schematisaties zijn schuifvlakberekeningen buiten Ringtoets uitgevoerd met het schuifvlakmodel LiftVan, wat binnen het WBI voor het faalmechanismen macrostabiliteit als maatgevend is gesteld.

#### 8.9.5 Berekeningsresultaten

Voor alle 9 ondergrondscenario's zijn maatgevende schuifvlakken en stabiliteitsfactoren berekend.



Figuur 8.14 Berekend schuifvlak met stabiliteitsfactor  $F_{d;i} = 1,02$  voor ondergrondscenario D2 met kans van voorkomen  $P(S_i)$  van 9%.

Het resultaat van het meest kritische schuifvlak is weergegeven in Figuur 8.. De berekende stabiliteitsfactor  $F_{d;i} = 1,02$ . Het betreft ondergrondscenario D2 met een kans van voorkomen van 9%. De berekende stabiliteitsfactoren van de overige 8 ondergrondscenario's liggen tussen 1,12 en 1,17. De berekende stabiliteitsfactoren voor alle scenario's zijn weergegeven in Tabel 8-5.

**Tabel 8-5 Berekende stabiliteitsfactoren en faalkansen.**

Scenario	Stabiliteits-factor berekend $F_{d;i}$ [-]	Stabiliteits-factor correctie $F_{d;i}/Y_d$ [-]	Betrouwbaarheids-index bij scenario $\beta_i$ [-]	Faalkans bij scenario $P_{f;i}$ [1/jaar]	Kans van voorkomen scenario $P(S_i)$ [-]	Faalkans gegeven scenario $P_{f S_i}$ [1/jaar]
D1	1,05	0,98	3,81	$6,98 * 10^{-5}$	0,06	$4,19 * 10^{-6}$
D2	1,02	0,95	3,62	$1,46 * 10^{-4}$	0,09	$1,32 * 10^{-5}$
D3	1,12	1,04	4,21	$1,26 * 10^{-5}$	0,15	$1,88 * 10^{-6}$
D4	1,13	1,06	4,33	$7,39 * 10^{-6}$	0,15	$1,11 * 10^{-6}$
D5	1,13	1,06	4,33	$7,39 * 10^{-6}$	0,05	$3,69 * 10^{-7}$
D6	1,12	1,04	4,23	$1,16 * 10^{-5}$	0,15	$1,73 * 10^{-6}$
D7	1,17	1,09	4,56	$2,53 * 10^{-6}$	0,05	$1,26 * 10^{-7}$
D8	1,17	1,10	4,58	$2,38 * 10^{-6}$	0,15	$3,57 * 10^{-7}$
D9	1,17	1,10	4,58	$2,38 * 10^{-6}$	0,15	$3,57 * 10^{-7}$
Faalkans doorsnede $P_{f;dsn}$ (1/jaar)						$2,33 * 10^{-5}$

$Y_d$  is de modelfactor 1,07.

Op basis van de vergelijkingen 6.3 en 6.4 in paragraaf 6.2 (macrostabiliteit buitenwaarts) van *WBI 2017 Bijlage III Sterkte en veiligheid* zijn de berekende stabiliteitsfactoren  $F_{d;i}$  omgerekend naar de faalkans voor de doorsnede  $P_{f;dsn}$ . De resultaten zijn weergegeven in Tabel 8.6.

#### 8.9.6 Beoordeling

Voor de beoordeling wordt gebruik gemaakt van tabel 2.3 Tabel 2.3 in paragraaf 2.6 van *WBI 2017 Bijlage III Sterkte en veiligheid*.

Om deze beoordeling uit te kunnen voeren zijn de navolgende waarden nodig:

- De berekenende faalkans  $P_{f;dsn}$  (uit Tabel 8.6)
- Faalkans eis per doorsnede uitgaande van de signaalwaarde  $P_{eis;sig;dsn} 1,86 * 10^{-6}$  per jaar
- Faalkans eis per doorsnede uitgaande van de ondergrenswaarde (signaalwaarde\*3)  $P_{eis;ond;dsn} 5,59 * 10^{-6}$  per jaar
- De ondergrenswaarde van het dijktraject ( $P_{eis;ond}$ ) 1/3.000.

De berekende faalkans voor de doorsnede  $P_{f;dsn}$  bedraagt  $2,33 * 10^{-5}$  per jaar.

De berekende faalkans is zowel groter dan  $P_{eis;sig;dsn}$  en  $P_{eis;ond;dsn}$  maar kleiner dan de ondergrenswaarde van het dijktraject ( $P_{eis;ond}$ ).

Het toetsspoor macrostabiliteit buitenwaarts in dit dijkvak valt in de categorie IV<sub>v</sub> van Tabel 2.3 in paragraaf 2.6 van *WBI 2017 Bijlage III Sterkte en veiligheid*. Hiermee voldoet de faalkans voor dit toetsspoor in dit vak **mogelijk** aan de ondergrenswaarde en/of de signaleringswaarde.

Optimalisatie van het toetsresultaat is mogelijk door het uitvoeren en analyseren van lokaal grondmechanisch onderzoek. Dit kan bestaan uit sonderingen en boringen en eventueel laboratoriumproeven. Op basis van deze gegevens kunnen mogelijk de SOS ondergrondscenario's worden geoptimaliseerd. Daarnaast kan mogelijk de grensspanning worden geoptimaliseerd; zie hiervoor het voorbeeld van macrostabiliteit binnenwaarts. In hoeverre vervolgonderzoek zinvol is met betrekking tot het toetsresultaat kan worden verkend op basis van een gevoeligheidsanalyse.



## Verantwoording

Deze *Schematiseringshandleiding macrostabiliteit* 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:

T.A. van Duinen (Deltares).  
J.K. van Deen (Deltares).  
H. de Bruijn (Deltares).

### Regie:

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

### Review:

J.E.J. Blinde (Deltares).  
B. Hardeman (RWS).  
M.P. Hijma (Deltares).  
W. Kanning (Deltares).

### Eindredactie:

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

### Eindcontrole:

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



## A Literatuur

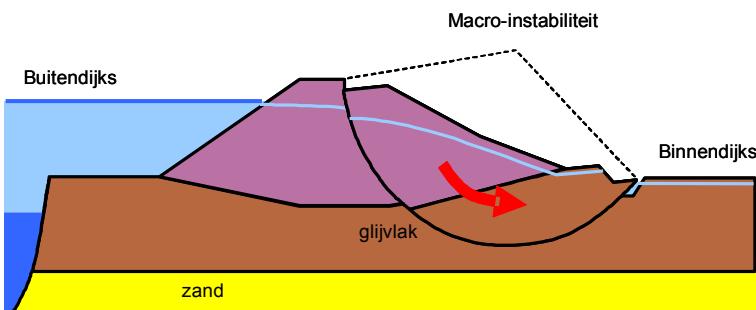
- [1] *Cone Penetration Testing in Geotechnical Practice.* T. Lunne, P.K. Robertson, J.J.M. Powell. Londen: Spon Press., 1997.
- [2] *Eurocode 7, Achtergronden en voorbeeld berekeningen.* KIVI NIRIA 2008.
- [3] *Fenomenologische beschrijving faalmechanismen WBI.* Rijkswaterstaat - Water, Verkeer en Leefomgeving. Lelystad, september 2016.
- [4] *Gebruikershandleiding Waterstandsverloop, Versie 2.0.* J. Ansink, R. Kamp, C.P.M. Geerse. HKV, Rapport PR2803.10. Lelystad, mei 2014.
- [5] *Globale stochastische ondergrondschematisatie (WTI-SOS) voor de primaire waterkeringen.* M.P. Hijma, K.S. Lam. Deltares rapport 1209432-000-GEO-0006. Delft, september 2015.
- [6] *Handleiding datamanagement WBI 2017.* Rijkswaterstaat – Water, Verkeer en Leefomgeving. Lelystad, september 2016.
- [7] *Handleiding lokaal schematiseren met WTISOS.* G. Kruse, M. Hijma, R. van der Meij. Deltares rapport 1209432-004-GEO-0002, Delft, december 2015.
- [8] *Indringing van waterspanning in samendrukbare gelaagde grondpakketten – Uitwerking voor de Lekdijken in de Alblasserwaard.* S. Schoofs, T.A. Van Duinen. Geotechniek 10, no 1, p 40. 2006.
- [9] *Onzekerheden Waterspanningen in WTI 2017.* A. Rozing. Deltares memo 1220083-004-GEO-0003. Delft, 22 december 2015.
- [10] *ProMoVera: Probabilistisch model voor de Veluwerandmeren.* D.P. Vlag en C.I. Bak. RIZA-werkdocument 2004.089X. RIZA Lelystad, april 2004.
- [11] *Statistiek Zeeuwse meren Hydra-Zoet.* C.P.M. Geerse. HKV rapport PR1564.14. Lelystad, mei 2012.
- [12] *Technisch Rapport Grondmechanisch Schematiseren bij Dijken.* Rijkswaterstaat Water, Verkeer en Leefomgeving. Oktober 2012.
- [13] *Technisch Rapport Ontwerpbelastingen voor het rivierengebied.* Uitgave: Ministerie van Verkeer en Waterstaat / Expertise Netwerk Waterkeren, ISBN 978-90-369-1409-3. Den Haag, juli 2007.
- [14] *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.
- [15] *Technisch Rapport Waterspanningen bij Dijken.* Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen. RWS-DWW, ISBN-90-369-5565-3. Delft, september 2004.
- [16] *Waterstandsverlopen zoete en zoute wateren. Beschrijving en review gerapporteerde verlopen en uitbreiden van de tool 'Waterstandsverloop'.* C. Geerse, R. Waterman. HKV PR2803.10. Lelystad, april 2014.
- [17] *Handreiking Constructief Ontwerpen.* Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen. Maart 1994.
- [18] *Addendum bij Technisch Rapport Waterkerende Grondconstructies.* ENW, 2007.



## B Theorie faalmechanisme en gebruikte modellen

### B.1 Inleiding

Onder de macrostabiliteit van een grondconstructie wordt de weerstand bedoeld tegen afschuiving van grote delen van de grondconstructie langs rechte of gebogen glijvlakken, dan wel het evenwichtsverlies ten gevolge van het ontstaan van grote plastische zones. Macro-instabiliteit is een faalmechanisme dat de stabiliteit van een dijk of dam ernstig kan bedreigen. Als gevolg van een hoge (of juist lage) waterstand voor de dijk of dam of extreme neerslag (of juist droogte), in combinatie met andere belastingen, neemt de sterkte van de grond en de dijk af. Als de sterkte (ofwel de schuifweerstand van de grond) onvoldoende is, kunnen grote delen van de grondconstructie langs rechte en/of gebogen glijvlakken, afschuiven (zie Figuur B.1). Dit zowel binnenaarts als buitenwaarts, waarna de dijk of dam zijn waterkerende functie verliest. De sterkte-eigenschappen en de waterspanningen in en onder de grondconstructie bepalen de weerstand tegen afschuiven.



Figuur B.1 Macro-instabiliteit.

Meer informatie over het faalmechanisme macrostabiliteit is te vinden in de Fenomenologische beschrijving faalmechanismen WBI [3].

### B.2 Belastingsituaties

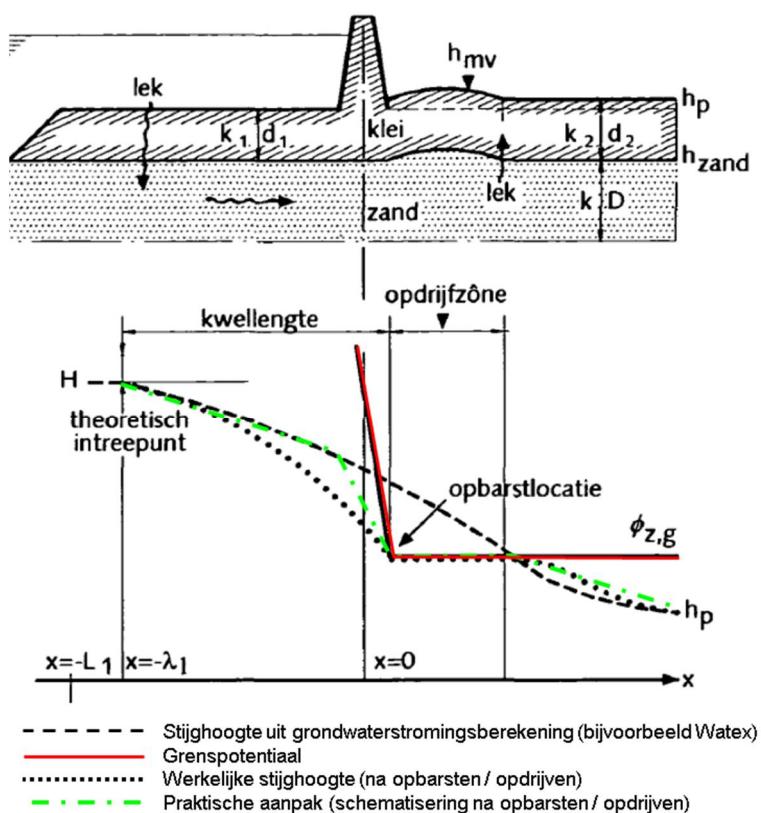
Voor de macrostabiliteit van dijken zijn verschillende belastingsituaties te onderscheiden. Zo dient zowel de stabiliteit van het binnentalud bij hoog buitenwater als de stabiliteit van het buitentalud bij laag buitenwater te worden beschouwd. Bij hoog buitenwater stijgt de stijghoogte in de watervoerende zandlaag onder een dijk en ook het freatisch vlak in de dijk kan stijgen. Dit zorgt voor een afname van de effectieve spanning in de grond. Dit kan aanleiding zijn voor instabiliteit van het binnentalud van een dijk. Wanneer het hoge buitenwater weer daalt, ijlen de waterspanningen in de dijk en de ondergrond na. Dit is een kritische fase voor de stabiliteit van het buitentalud. De stabiliteit van het binnentalud bij hoog buitenwater en de stabiliteit van het buitentalud bij een val van het hoge buitenwater zijn de twee belastingsituaties waarop de voorliggende schematiseringshandleiding zich richt.

Macro-instabiliteit van een dijktalud kan ook optreden bij extreme neerslag. Door extreme neerslag neemt de waterspanning ook toe en daarmee neemt de effectieve spanning af. Stabiliteit bij extreme neerslag wordt echter niet beschouwd omdat de kans op gelijktijdig optreden van extreme neerslag en maatgevend hoogwater klein geacht wordt. Verder is er een verschil tussen de stabiliteit tijdens de bouwfase en de stabiliteit in de eindfase (waarop de beoordeling betrekking heeft) omdat er als gevolg van de uitvoering tijdens de bouwfase en enige tijd daarna water(over)spanning in de slecht doorlatende grondlagen aanwezig is, die in de loop van de tijd dissipert.

Het voorland voor de dijk kan ook instabiel worden. Dit is het geval bij een snelle val van de buitenwaterstand na een hoge buitenwaterstand. Voorlandstabiliteit valt niet onder de beoordeling op macrostabiliteit maar valt onder het toetsspoor afschuiving voorland.

### Opdrijven en opbarsten

Bij hoog buitenwater stijgt de stijghoogte in een watervoerende zandlaag. De mate waarin dit gebeurt, hangt af van de geohydrologische situatie. Van belang zijn de dikte en de doorlatendheid van de watervoerende zandlaag en de mate waarin er sprake is van weerstand in het voorland. Als gevolg van de toename van de stijghoogte kan de slecht doorlatende deklaag achter een dijk gaan opdrijven of opbarsten. Opdrijven en opbarsten hebben een ongunstig effect op de macrostabiliteit van een dijk. Van opdrijven spreken we als de waterdruk in de watervoerende zandlaag gelijk is aan het gewicht van de bovenliggende slecht doorlatende lagen en deze in hun geheel opgelicht worden. Wanneer deze lagen relatief dun zijn bestaat de kans dat er scheurvorming optreedt en de integriteit van de laag verloren gaat. Dan is er sprake van opbarsten.



Figuur B.2 Dijk met voorland en ondergrond; Stijghoogte in zandlaag, grenspotentiaal en opdrijfzone

Of opdrijven of opbarsten van de slecht doorlatende deklaag kan optreden, wordt gecontroleerd met een berekening van het verticaal evenwicht van de deklaag. In Figuur B.2 is het uitgangspunt voor de evenwichtsbeschouwing bij de opdruikanalyse geschatst. Getekend zijn de watervoerende zandlaag die in verbinding staat met het buitenwater (rivier, meer of zee) met daarboven de afdekkende slecht doorlatende laag of lagenpakket van klei en/of veen.

De opwaartse waterdruk in de watervoerende zandlaag kan (gemiddeld) nooit groter zijn dan het gewicht van de afdekkende laag. Lokaal bij smallere sloten kan de stijghoogte wel hoger zijn dan het gewicht van de afdekkende laag. De stijghoogte in de zandlaag waarbij net evenwicht aanwezig is wordt de grenspotentiaal genoemd. Deze grenspotentiaal is een randvoorwaarde voor het grondwater-stromingspatroon in de zandlaag. Indien de buitenwaterstand verder stijgt, zal het effect hiervan zijn dat het gebied waar de grenspotentiaal heerst zich verder uitbreidt in binnenwaartse richting. Dit gebied, de opdrijfzone, is van belang voor stabiliteitscontrole bij opdrijven.

De grenspotentiaal wordt berekend ter hoogte van de bovenkant van de zandlaag in Figuur B.2. Ter hoogte van dit vlak werken in neerwaartse richting het gewicht van de afdekkende

grondlaag (en een eventuele waterlaag op deze grondlaag) en in opwaartse richting werkt de waterdruk vanuit het zand. Het grensevenwicht wordt bereikt als de waterdruk gelijk is aan het gewicht van de erboven liggende grondlaag.

Opdrijven en opbarsten kan aanleiding zijn voor instabiliteit van het dijktalud. Wanneer opbarsten of opdrijven optreedt en de stabiliteit van het talud is ondanks dat goed, dan is geen sprake van falen van het talud.

### B.3 Glijvlakmodellen

Er zijn verschillende rekenmodellen beschikbaar om het evenwicht van taluds te beoordelen. Voor de analyse van de taludstabiliteit kan een glijvlakmodel of een eindige-elementenmodel worden toegepast.

Voor het rekenen aan de taludstabiliteit van grondconstructies staan diverse glijvlakmodellen (analytische methoden) ter beschikking: onder andere Bishop, LiftVan en Spencer-Van der Meij. Glijvlakberekeningen geven niet rechtstreeks het potentieel meest gevaarlijke glijvlak. Het glijvlak wordt meestal in de berekening voorgeschreven. Uit de resultaten van veel berekeningen van verschillende (opgegeven) glijvlakken kan het potentieel meest gevaarlijke glijvlak, dat is het vlak met de laagste veiligheid tegen afschuiven, worden bepaald.

De verscheidene berekeningsmethoden zijn te onderscheiden naar de vorm van de beschouwde glijvlakken en naar de schuifspannings-verdeling die langs het glijvlak in rekening wordt gebracht. Een aantal glijvlakmethoden gaan uit van cirkelvormige glijvlakken. In het algemeen zijn de rekenmethoden tweedimensionaal van opzet; in de richting loodrecht op de doorsnede wordt het glijvlak naar beide zijden oneindig uitgestrekt gedacht. In de dagelijkse adviespraktijk worden deze rekenmethoden veelal toegepast.

#### B.3.1 Methode Bishop

Het is gebruikelijk in de Nederlandse adviespraktijk de macrostabiliteit van grondlichamen te berekenen met behulp van cirkelvormige glijvlakken volgens de methode Bishop (Bishop, 1955). Met het Bishop-model worden de verticale krachten en het momentenevenwicht beschouwd. Bij een stabiliteitsanalyse volgens de theorie van Bishop wordt ervan uitgegaan dat de maximaal mobiliseerbare schuifsterkte langs het glijvlak daadwerkelijk gemobiliseerd is. Met deze theorie wordt het bereiken van een bezwijkenstoend beoordeeld op basis van de maatgevende belasting tegenover de maximaal beschikbare sterke.

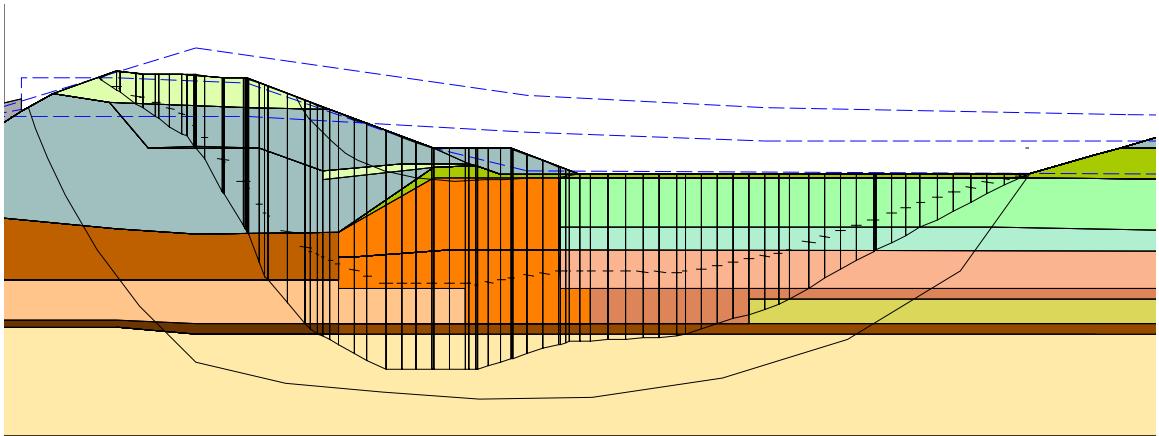
#### B.3.2 Methode Spencer-Van der Meij

Er kunnen omstandigheden zijn waarbij het afschuiven langs een cirkelvormig glijvlak niet als meest ongunstige geval kan worden aangemerkt. Indien in de ondergrond een grondlaag van beperkte dikte aanwezig is met relatief geringe sterke-eigenschappen zal de stabiliteit niet alleen moeten worden gecontroleerd op afschuiving langs cirkelvormige glijvlakken maar ook op afschuiving langs een min of meer horizontaal glijvlak door de genoemde relatief slechte grondlaag. Bij de methode Spencer (Spencer, 1967) wordt een evenwichtsbeschouwing uitgevoerd met een niet-cirkelvormig glijvlak, waarin naast het momentenevenwicht en het verticale-krachtenevenwicht ook de horizontale krachten op de lamellen binnen het schuifvlak in rekening worden gebracht. Evenals bij een Bishop-analyse wordt bij deze methode het glijvlak in de berekening voorgeschreven.

De eerder genoemde analytische glijvlakberekeningen geven niet direct het potentieel meest gevaarlijke glijvlak omdat het in de berekening wordt voorgeschreven. Voor cirkelvormige glijvlakken wordt meestal een middelpuntengrid met tangentlijnen gebruikt om alle mogelijke afschuivingen te definiëren. Degene met de laagste veiligheidsfactor wordt als maatgevend beschouwd.

De methode Spencer kan de veiligheidsfactor berekenen van ieder willekeurig glijvlak. Door de methode Spencer te koppelen aan een genetisch algoritme die de weg van de minste weerstand in een grondlichaam vindt, wordt het middelpuntengrid met tangentlijnen overbodig (methode Spencer-Van der Meij, [Van der Meij, 2012]). Het vrije glijvlak met de methode

Spencer vindt binnen een opgegeven zoekgebied de weg van de minste weerstand (zie Figuur B.3).

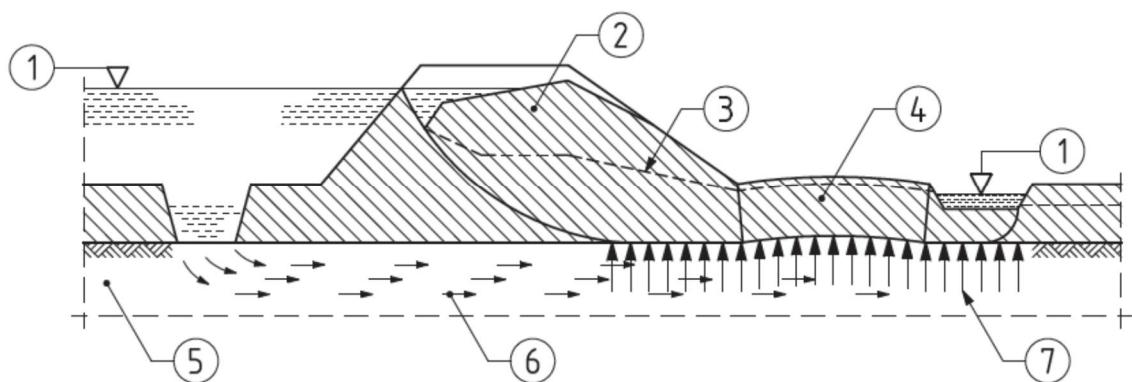


Figuur B.3 Voorbeeld maatgevende afschuiving langs een vrij glijvlak volgens het Spencer – Van der Meij model

### B.3.3 Methode LiftVan

In 1999 is een nieuw model ontwikkeld voor het rekenen aan de macrostabiliteit van dijktaluds bij opdrijven. Het nieuwe model sluit goed aan bij de modellering die volgens de Bishop-methode voor stabiliteit wordt gehanteerd. In de glijcirkel van Bishop wordt een horizontale grondmoot ingevoegd die horizontaal door het dijklichaam en verticaal door de opwaartse waterdruk wordt belast ('drukstaaf' 4 in Figuur B.4). Bij een opdrijflengte (drukstaaflengte) die naar nul gaat en middelpunten van de glijcirkels die aan de actieve en passieve zijde samenvallen is het resultaat exact gelijk aan de Bishop-berekening.

In overeenstemming met de methode Bishop wordt voor het cirkelvormige aandrijvende deel (linker cirkeldeel in Figuur B.4) en voor het passieve deel van het glijvlak (rechter cirkeldeel) het momentenevenwicht beschouwd. Voor het rechte deel van het glijvlak, de drukstaaf met lengte L, wordt horizontaal evenwicht vereist. In Figuur B.4 is het principe van het model weergegeven.



Figuur B.4 Principe van het rekenmodel Lift-Van voor opdrijven [zie Eurocode 7 ref.7] met 1 Vrij waterniveau, 2 Dijklichaam, 3 Waterstand in de dijk, 4 Grondmoot, die horizontaal en door de opwaartse waterdruk wordt belast ("drukstaaf"), 5 Diepe zandlaag, 6 Grondwaterstroming en 7 Opwaartse waterdruk onder de deklaag

In het rekenmodel kunnen meerdere horizontale raaklijnen worden ingevoerd zodat horizontale glijvlakken op elk niveau kunnen worden doorgerekend. Hierdoor kunnen met hetzelfde model zowel grote Lift-Van-glijvlakken als cirkelvormige glijvlakken worden berekend. Dit model heeft daarmee ook een grotere vrijheid om een meer maatgevend glijvlak met een lagere veiligheidsfactor dan Bishop te vinden.

In Ringtoets wordt het glijvlakmodel Lift-Van toegepast voor het analyseren van de macrostabiliteit van het binnentalud.

#### B.4 Model grondgedrag

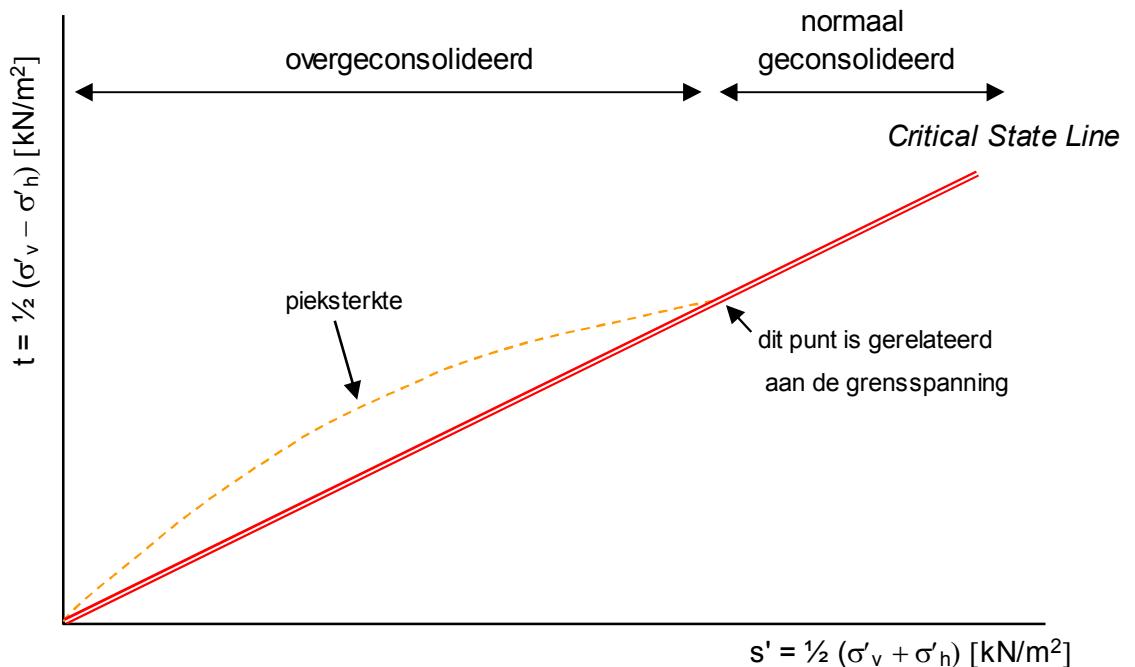
Ten opzichte van de Nederlandse geotechnische praktijk en het concept WTI 2011 is in het WBI 2017 een nieuw materiaalmodel (schuifsterktemodel) geïntroduceerd. De belangrijkste elementen van dit materiaalmodel en de toepassing ervan zijn:

- Toepassing van het Critical State Soil Mechanics (CSSM) model en de SHANSEP (Stress History And Normalized Soil Engineering Properties) methode voor het karakteriseren van het gedrag van de grond (zowel zware klei, organische klei, veen en zand). Het Mohr-Coulomb model dat in het WTI 2006 werd toegepast, wordt in het WBI 2017 vervangen door het Critical State Soil Mechanics grondmodel. In paragraaf B.4.1 wordt hierop verder ingegaan.
- Onderscheid maken tussen gedraaineerd grondgedrag en ongedraaineerd grondgedrag. Bij grondsoorten met een hoge doorlatendheid, zoals zand, kan drainage plaats vinden tijdens afschuiven (taludinstabiliteit) en is sprake van gedraaineerd grondgedrag. Bij grondsoorten met een lage doorlatendheid, zoals klei en veen, vindt weinig of geen drainage plaats tijdens afschuiven en is sprake van ongedraaineerd grondgedrag. In de paragrafen B.4.2, B.4.3 en B.4.4 wordt hier verder op ingegaan.
- De *in situ* toestand van de grond in rekening brengen via de grensspanning of overconsolidatieratio (OCR), waarmee onderscheid wordt gemaakt tussen normaal geconsolideerd grondgedrag en overgeconsolideerd grondgedrag. In paragraaf B.4.2 wordt hierop verder ingegaan.
- Rekenen met de bezwijksterkte van grond (ultimate state) in plaats van sterkte bij een kleinere vervorming (2 tot 5% axiale rek) in laboratoriumproeven. In paragraaf B.4.6 wordt hier verder op ingegaan.
- Schuifsterkte van klei bepalen met een traps anisotroop geconsolideerde triaxialproeven en voor veen met direct simple shear proeven met constante hoogte. De grensspanning wordt in het veld bepaald met sonderingen. In Bijlagen E en H wordt hier verder op ingegaan.

##### B.4.1 Critical State Soil Mechanics

De basis voor het materiaalmodel dat in het WBI 2017 wordt toegepast voor het beoordelen van de macrostabiliteit is het Critical State Soil Mechanics (CSSM) model (Schofield and Wroth, 1968). In essentie is het CSSM een beschrijving van het grondgedrag die een koppeling legt tussen het gedrag bij compressie, zwelling, volumeverandering, afschuiven en porienwaterrespons in termen van effectieve spanningen. Het CSSM kan dus breder worden toegepast dan alleen voor het analyseren van macrostabiliteit. De hierboven genoemde SHANSEP methode [Ladd et al, 1974] sluit op het CSSM aan.

In het CSSM-raamwerk wordt bij de beschrijving van de schuifsterkte van de grond onderscheid gemaakt tussen de pieksterkte en de critical state schuifsterkte (of ultimate state schuifsterkte) en tussen het normaal geconsolideerde en overgeconsolideerde gedrag van de grond en tussen gedraaineerd en ongedraaineerd gedrag (Figuur B.5). De critical state van de grond is een goede maat voor de weerstand van grond tegen taludinstabiliteit, zoals in de internationale literatuur uitgebreid is beschreven [Van Duinen et al, 2008]. In Figuur B.5 is het schuifsterktemodel weergegeven gebaseerd op het CSSM-raamwerk.



Figuur B.5 Karakterisering van de schuifsterkte volgens het Critical State Soil Mechanics raamwerk (CSSM)

De parameter voor de bezwijkomhullende in het normaal geconsolideerde gebied in Figuur B.5 is de hoek van inwendige wrijving  $\phi'_{cs}$ . De bezwijkomhullende voor de critical state van de grond wordt als volgt gedefinieerd:

$$t_{max} = s' \sin \phi'_{cs} \quad (B.1)$$

Waarin:

- $t_{max}$  maximaal mobiliseerbare schuifsterkte  $((\sigma'_v - \sigma'_h) / 2$ , met verticale effectieve spanning  $\sigma'_v$  en horizontale effectieve spanning  $\sigma'_h$ ) [ $\text{kN}/\text{m}^2$ ].
- $s'$  gemiddelde hoofdspanning  $((\sigma'_v + \sigma'_h) / 2)$  [ $\text{kN}/\text{m}^2$ ].
- $\phi'_{cs}$  hoek van inwendige wrijving [ $^\circ$ ].

De richtingscoëfficiënt van de Critical State Line (CSL) ( $t/s'$ ) in Figuur B.5 is dus gelijk aan de sinus van de hoek van inwendige wrijving  $\phi'_{cs}$ . De CSL is in deze grafiek met de spanningen  $t$  en  $s'$  gelijk aan de lijn door de toppunten van de Mohr-cirkels bij bezwijken van de grond (critical state or ultimate state). Dit is tevens de omhullende lijn langs de spanningspaden van triaxiaalproeven. Zie ook de figuren B.6 en B.7.

In de definitie van de bezwijkomhullende van de critical state speelt cohesie geen rol. In het CSSM-raamwerk is cohesie het gevolg van overconsolidatie. De grond is overgeconsolideerd wanneer de grensspanning  $\sigma'_{vy}$  groter is dan de verticale effectieve spanning  $\sigma'_{vi}$ . Wanneer de grensspanning  $\sigma'_{vy}$  gelijk is aan de verticale effectieve spanning  $\sigma'_{vi}$  is sprake van normaal geconsolideerde grond. De grensspanning is het spanningsniveau waarbij het grondgedrag overgaat van stijf en voorbelast naar slap en niet-voorbelaast. Bij stabiliteitsanalyses spelen vooral de holocene lagen een rol. Deze hebben geen ijstijd meegemaakt en zijn dus ook niet onderworpen geweest aan een hoge ijsbelasting. Bij holocene grondlagen is de grensspanning het gevolg van kruip, polderpeilfluctuaties, weersinvloeden, biochemische processen in de bodem et cetera. De onzekerheden ten aanzien van de grootte van de grensspanning zijn groot.

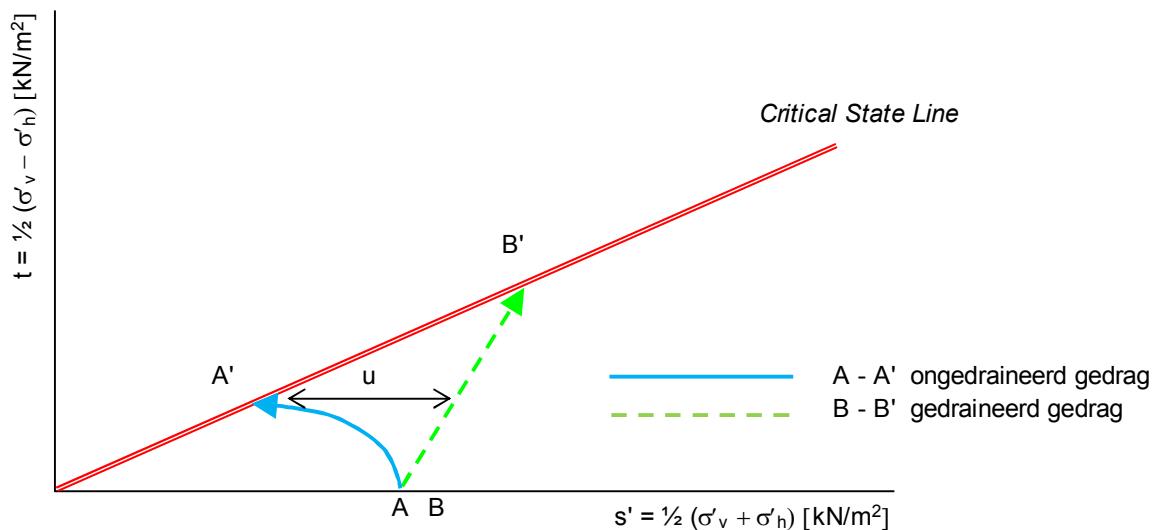
Wanneer grond overgeconsolideerd is, heeft de grond een vorm van cohesie (bij de pieksterkte; onderbroken lijn in Figuur B.5). Wanneer de grond normaal geconsolideerd is,

heeft de grond geen cohesie. Bij een toenemende overconsolidatie en een toenemende grensspanning wordt ook de cohesie  $c'$  groter. Voor het definiëren van de bezwijkomhullende van de pieksterke van overgeconsolideerde grond is de cohesie  $c'$  van belang. Voor het definiëren van de bezwijkomhullende van de critical state-sterkte (of ultimate state: grote vervorming) van de grond is de cohesie niet van belang.

#### B.4.2 Gedraaineerd versus ongedraaineerd grondgedrag en rol van in situ toestand

Een belangrijke overweging bij het uitvoeren van berekeningen betreffende de macrostabiliteit is de afweging tussen een gedraaineerde of ongedraaineerde analyse. In paragraaf B.4.5 wordt hier in meer detail op ingegaan.

Het in rekening brengen van ongedraaineerd gedrag ofwel het rekenen met de ongedraaineerde schuifsterkte is een nieuw fenomeen voor de Nederlandse adviespraktijk als het gaat om de analyse van taludstabiliteit. De essentie van ongedraaineerd grondgedrag is dat waterspanningen in de grond worden gegenereerd wanneer de schuifweerstand van de grond wordt gemobiliseerd en de grond deformeert. In een ongedraaineerde analyse van de macrostabiliteit van een talud worden deze waterspanningen in rekening gebracht. De door de grond gegenereerde waterspanningen reduceren de schuifsterkte van de grond. De generatie van waterspanningen door het mobiliseren van de schuifsterkte van de grond staat los van de waterspanningen in en onder de dijk die het gevolg zijn van grondwaterstroming. Beide zijn aspecten van waterspanning en doorlatendheid van de grond, maar deze beide aspecten moeten afzonderlijk worden beschouwd. Meer over de relatie tussen gedraaineerde en ongedraaineerde schuifsterkte in par B.4.5.



Figuur B.6 Relatie tussen spanning  $s'$  en schuifsterkte  $t$ . De critical state line geeft de bezwijksterkte van de grond aan. De schuifsterkte bij punt B', uitgaande van gedraaineerd grondgedrag, is duidelijk hoger dan de schuifsterkte bij punt A', uitgaande van ongedraaineerd grondgedrag. De afstand  $u$  tussen de groene lijn en de blauwe lijn wordt veroorzaakt door de waterspanning

Ongedraaineerd gedrag is een bekend fenomeen vanuit laboratoriumonderzoek. Iedere geotechnicus kent het principe. De grond genereert waterspanning in een laboratoriumproef door het mobiliseren van schuifsterkte en deformatie van het korrelskelet en er is sprake van ongedraaineerd gedrag als de wateroverspanning niet kan afstromen (zie Figuur B.6). In laboratoriumproeven wordt de waterspanning gemeten. Zo kan de gemeten schuifsterkte in de proeven worden gecorrigeerd voor het effect van de gemeten waterspanning. Een analyse van de macrostabiliteit van een talud wordt in de Nederlandse praktijk vervolgens uitgevoerd uitgaande van gedraaineerd grondgedrag op basis van parameters uit een ongedraaineerde laboratoriumproef.

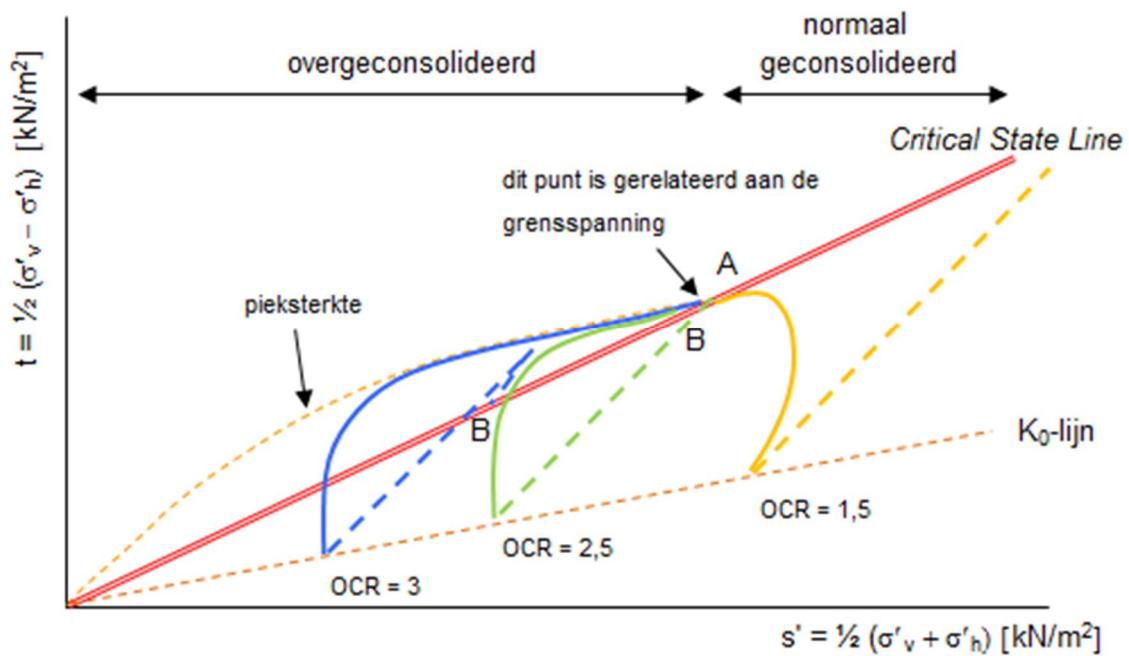
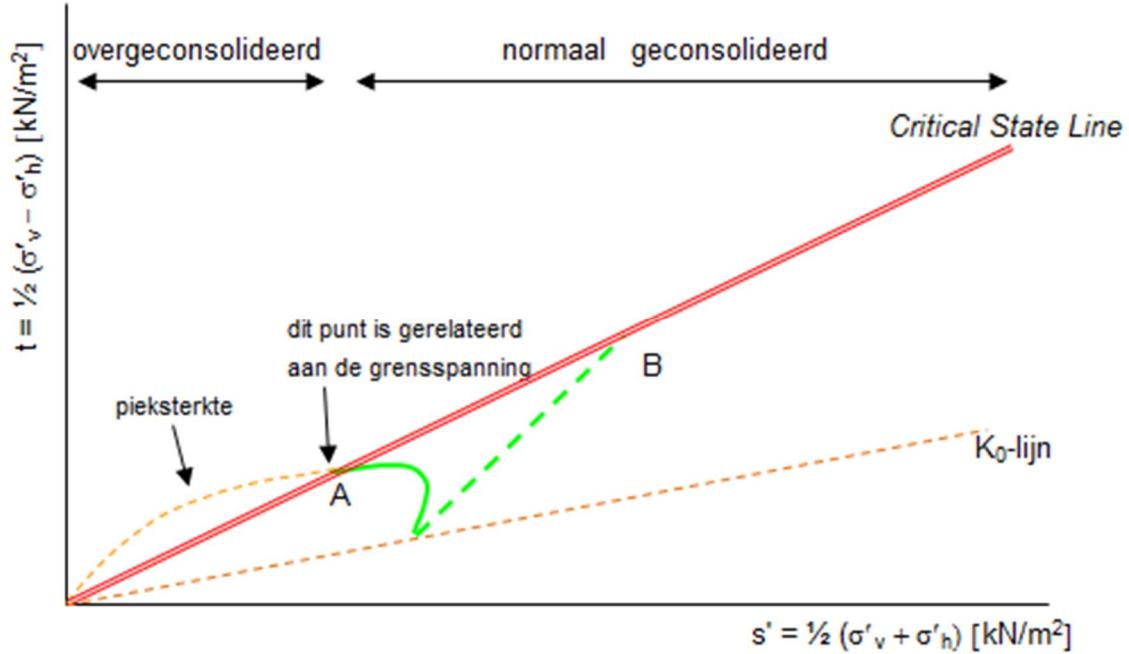
Belangrijk bij de afweging tussen een gedraineerde of ongedraineerde analyse is de snelheid van afschuiven ten opzichte van de consolidatiesnelheid van de grond. Als het afschuiven snel gaat ten opzichte van de consolidatiesnelheid zullen er langs het glijvlak water over- of onderspanningen optreden. Bij verandering van de waterspanningen zal ook de korrelspanning worden beïnvloed. Deze waterspanningen zullen daarmee ook de sterkte van de grond beïnvloeden en zouden in de stabiliteitsanalyse dienen te worden verwerkt. Wanneer een belastingverandering (hoge buitenwaterstand) snel optreedt, moet er van worden uitgegaan dat een eventuele taludafschuiving ook snel kan optreden.

Voor het beoordelen van primaire waterkeringen zijn de snel optredende afschuivingen maatgevend. Sterkteamanalyses gebaseerd op gedraineerde sterkte-eigenschappen horen bij het langetermijngedrag van waterkeringen.

Ongedraineerde stabiliteitsanalyses zijn alleen relevant voor slecht waterdoorlatende lagen zoals klei en veen. Bij het optreden van een afschuiving in waterkeringen zal in de eventueel aanwezige zandlagen geen ongedraineerd gedrag optreden. Ook in een ongedraineerde stabiliteitsanalyse zullen voor de goed doorlatende lagen, zoals zandlagen, gedraineerde sterkte-eigenschappen worden toegepast.

In Figuur B.7 is het ongedraineerde gedrag en gedraineerde gedrag van grond binnen het critical state-raamwerk weergegeven in een diagram met effectieve verticale spanning  $s'$  en schuifsterkte  $t$ . De pijlen in de figuur zijn zogenaamde spanningspaden (onderbroken lijnen voor gedraineerd gedrag en doorgetrokken lijnen voor ongedraineerd gedrag). De spanningspaden geven aan welke schuifsterkte  $t$  kan worden gemobiliseerd gegeven de spanningsconditie bij het begin van de spanningspaden (effectieve spanning  $s'$  en verhouding met grensspanning  $\sigma'_{vy}$ ).

In Figuur B.7 is de scheiding tussen normaal geconsolideerd gedrag en overgeconsolideerd gedrag aangegeven. Dit is de grens waar normaal geconsolideerde spanningspaden en overgeconsolideerde spanningspaden eindigen op de bezwijkomhullende. De grensspanning ligt niet op deze scheiding tussen normaal geconsolideerd en overgeconsolideerd gedrag, maar rechts daarvan. Het beginpunt van de spanningspaden in Figuur B.7 ligt bij de grensspanning. Het grondgedrag bij ongedraineerd afschuiven wordt bepaald door de in situ toestand van de grond, die wordt uitgedrukt in de grensspanning  $\sigma'_{vy}$ , de overconsolidatieratio OCR of de pre-overburden pressure POP.



Figuur B.7 Gedraaide en ongedraaide gedrag van grond weergegeven binnen het Critical State Soil Mechanics raamwerk. In de bovenste figuur is de grond normaal geconsolideerd en vertoont de grond contractant gedrag ( $OCR = 1$ ) bij ongedraaide afschuiven, in de onderste figuur is de grond overgeconsolideerd en vertoont de grond contractant gedrag ( $OCR < \approx 2,0$ ) en dilatant gedrag ( $OCR > \approx 2,0$ ) bij ongedraaide afschuiven.

Vier gevallen met verschillend grondgedrag bij ongedraineerd afschuiven kunnen worden onderscheiden:

(Figuur B.7 boven)

- Normaal geconsolideerd met overconsolidatieratio  $OCR = 1$  of  $POP = 0 \text{ kN/m}^2$  met contractant gedrag, waardoor wateroverspanning wordt gegenereerd, zodat de ongedraineerde schuifsterkte (punt A) ongeveer de helft is van de gedraineerde schuifsterkte (punt B). De actuele effectieve verticale spanning is gelijk aan de grensspanning. De grensspanning ligt bij het begin van de beide spanningspaden.

(Figuur B.7 onder)

- Licht overgeconsolideerd met  $OCR$  tussen 1 en 2 (of  $POP > 0 \text{ kN/m}^2$ ) (gele lijn) met contractant gedrag waardoor wateroverspanning wordt gegenereerd en de mobiliseerbare schuifsterkte wordt gereduceerd. De actuele effectieve verticale spanning is kleiner dan de grensspanning.
- Overgeconsolideerd met  $OCR$  tussen 2 en 3 (groene lijn) waarbij geen wateroverspanning en geen wateronderspanning wordt gegenereerd, zodat de gedraineerde schuifsterkte en de ongedraineerde schuifsterkte aan elkaar gelijk zijn.
- Overgeconsolideerd met  $OCR > 3$  (blauwe lijn) met dilatant gedrag waardoor wateronderspanning wordt gegenereerd en de ongedraineerde schuifsterkte (punt A) groot is in verhouding tot de effectieve spanning in de grond en groter dan de gedraineerde schuifsterkte bij dezelfde effectieve spanning (punt).

De gedraineerde spanningspaden (onderbroken lijnen) eindigen in de critical state of ultimate state altijd op de critical state line, ongeacht de mate van overconsolidatie (punten B in Figuur B.7).

In Nederland ligt de  $OCR$  voor holocene grondlagen tussen 1,0 en 5,0, waarbij de  $OCR$  tussen 1,0 en 2,0 ligt voor grondlagen onder de dijk en tussen 1,5 en 5,0 naast de dijk. De hogere waarden van de  $OCR$  hebben betrekking op de bovenste meters van de holocene lagen, die dicht aan het maaiveld liggen. De pre overburden pressure  $POP$  kan een heel brede band van waarden hebben (0 tot  $100 \text{ kN/m}^2$ ).

#### B.4.3 Gedraineerde stabiliteitsanalyse

Bij een gedraineerde spanningsanalyse met effectieve schuifsterketeparameters wordt de schuifsterkte langs het glijvlak bepaald uit de effectieve normaalspanning op het glijvlak. Alleen als deze laatste niet verandert tijdens het bezwijken is de analyse correct. Een gedraineerde spanningsanalyse met bijvoorbeeld het Bishop-rekenmodel is alleen geldig voor situaties waar zowel het grondlichaam en de ondergrond uit goed doorlatende grond bestaat of voor situaties waar geen wateroverspanningen worden gegenereerd ten gevolge van een belastingverandering.

In situaties waarin de grond gedraineerd gedrag vertoont en voor grondlagen die goed doorlatend zijn, wordt vergelijking B.1 (par B.4.1) gebruikt voor het bepalen van de mobiliseerbare schuifsterkte. Hierbij is alleen de hoek van inwendige wrijving relevant voor de bepaling van de schuifsterkte. Cohesie en de mate van overconsolidatie spelen geen rol in een gedraineerde stabiliteitsanalyse. Bij instabiliteit van een talud is de deformatie van de grond zo groot dat de critical state of ultimate state van de grond wordt bereikt. Effecten van overconsolidatie zijn dan bij gedraineerd gedrag niet meer van belang.

#### B.4.4 Ongedraineerde stabiliteitsanalyse

De ongedraineerde schuifsterkte is een complex fenomeen. Strikt genomen is de ongedraineerde schuifsterkte geen grondparameter, maar een waarde van de schuifsterkte die afhankelijk is van diverse factoren, waaronder de belastinggeschiedenis en de belastingcondities van de grond. Bij het rekenen met de ongedraineerde schuifsterkte is daarom het meten van de sterke in het veld en het laboratorium belangrijk.

De ongedraineerde schuifsterkte van de grond wordt, uitgaande van de Critical State Soil Mechanics en SHANSEP methode, als volgt bepaald (Ladd, 1991):

$$s_u = \sigma'_{vi} \cdot S \cdot OCR^m \text{ met } OCR = \sigma'_{vy} / \sigma'_{vi} \text{ en } POP = \sigma'_{vy} - \sigma'_{vi} \quad (B.2)$$

De parameters in deze formule zijn:

- De ongedraineerde schuifsterkte  $s_u$  die door de grond kan worden gemobiliseerd, gegeven de schuifsterkte-eigenschappen ( $S$  en  $m$ ) van de grond en de spanningscondities ( $\sigma'_{vi}$  en  $OCR$ ) in de grond.
- De effectieve spanning  $\sigma'_{vi}$ . De effectieve spanning wordt, net als in de vigerende praktijk, bepaald op basis van het gewicht van de bovenliggende grondlagen en de waterspanningen.
- De normaal geconsolideerde ongedraineerde schuifsterkteratio  $S$  is de verhouding van de ongedraineerde schuifsterkte  $s_u$  en de spanning  $\sigma'_{vc}$ , waarbij het grondmonster is geconsolideerd.  $S$  is min of meer vergelijkbaar met de hoek van inwendige wrijving bij de vigerende werkwijze. In de ongedraineerde schuifsterkte ratio is naast het effect van de wrijving tussen de gronddeeltjes ook het effect van de generatie van waterspanning bij ongedraineerd grondgedrag verdisconteerd.  $S$  wordt in het laboratorium bepaald met eentraps anisotroop geconsolideerde triaxiaalproeven voor klei en met direct simple shear proeven voor veen. De direct simple shear proef geeft betrouwbare schuifsterkte parameters voor veen, doordat de bezwijkvorm in deze proef goed aansluit bij de structuur van veen. De proeven worden uitgevoerd met constante hoogte, omdat dit wordt gezien als een ongedraineerde proef. Meer details zijn te vinden in bijlage E.
- De grensspanning  $\sigma'_{vy}$  is een maat voor de in situ toestand en de belastinggeschiedenis van de grond. De verhouding van de grensspanning  $\sigma'_{vy}$  en de in situ spanning  $\sigma'_{vi}$  (de overconsolidatieratio  $OCR$ ) zegt iets over de dichtheid van de grond en bepaalt mede de grootte van de generatie van waterspanningen bij het mobiliseren van schuifsterkte. De mate van overconsolidatie kan ook worden uitgedrukt in de pre overburden pressure  $POP$  ( $= \sigma'_{vy} - \sigma'_{vi}$ ). Tussen  $OCR$  en  $POP$  geldt de eenvoudige relatie  $POP = \sigma'_{vi} (OCR - 1)$ . De grensspanning wordt het gemakkelijkst bepaald met samendrukkingstests in het laboratorium. De grensspanning kan ook met empirische correlaties worden afgeleid uit sonderingen. Deze correlaties zijn bekend vanuit de literatuur. Deze correlaties kunnen ook voor een specifiek gebied of project worden opgesteld. Bij het toepassen van correlaties is het van belang de onzekerheid uit de correlaties ook in rekening te brengen. Meer hierover in de paragrafen B.4.4, B.4.5 en B.4.6.
- De sterktetename-exponent  $m$  bepaalt de mate waarin de ongedraineerde schuifsterkte van de grond gevoelig is voor veranderingen in de effectieve spanning  $\sigma'_{vi}$  als gevolg van veranderingen in de waterspanning.
- Als  $m = 1$  wordt elke verandering in effectieve spanning volledig gecompenseerd door de even grote verandering van  $OCR$  en blijft  $s_u$  gelijk. Als  $m = 0,5$  dan leidt een verandering van de effectieve spanning tot een even grote verandering van  $OCR$ , maar  $OCR$  werkt door de lage waarde van  $m$  minder hard door in de  $s_u$  en dus neemt  $s_u$  af door de afname van de effectieve spanning.
- De sterktetename-exponent wordt het gemakkelijkst bepaald met samendrukkingstests in het laboratorium. Daarnaast kan de sterktetename-exponent worden bepaald uit triaxiaalproeven en direct simple shear proeven. Meer hierover in paragraaf B.4.5.

#### B.4.5 Keuze gedraineerde schuifsterkte versus ongedraineerde schuifsterkte

In de klassieke grondmechanica worden stabiliteitsanalyses uitgevoerd uitgaande van volledig gedraineerd grondgedrag of volledig ongedraineerd grondgedrag. Hierbij wordt er rekening mee gehouden dat de grond altijd zal bezwijken bij de laagste mobiliseerbare schuifsterkte. Voor slecht doorlatende, licht overgeconsolideerde grondlagen worden de analyses uitgevoerd met ongedraineerde schuifsterkte-eigenschappen. Voor goed doorlatende grondlagen worden de stabiliteitsanalyses uitgevoerd met gedraineerde schuifsterkteeigenschappen cohesie  $c'$  en hoek van inwendige wrijving  $\phi'$ . Dit laatste geldt ook voor slecht doorlatende grondlagen die sterk overgeconsolideerd zijn, met name wanneer de belasting langer aanhoudt. Deze grondlagen zijn bij ongedraineerde omstandigheden relatief sterk, omdat bij afschuiven wateronderspanning ontstaat (dilatant gedrag). Bij de keuze tussen gedraineerde en ongedraineerde schuifsterkte-eigenschappen in relatie tot de doorlatendheid van de grond en gegeven het te analyseren probleem worden voorzichtige keuzes gemaakt om een voldoende veilige analyse te maken.

Het werkelijke grondgedrag in het veld zal heel vaak niet volledig gedraineerd of niet volledig ongedraineerd zijn. De doorlatendheid van de grond en de mate van overconsolidatie en de snelheid van de belastingverandering spelen een rol bij de grootte van de waterspanning die wordt gegenereerd door de grond bij het optreden van een instabiliteit. Ook de snelheid waarmee een afschuiving zich voltrekt speelt hierbij een rol. Complicerend hierbij is dat bij instabiliteit van een talud lokaal bezwijken snel en dus ongedraineerd kan optreden, terwijl de vervorming (of vervormingssnelheid) van het talud nog gering is. De genoemde factoren kunnen in beschouwing worden genomen bij de keuze tussen een stabiliteitsanalyse op basis van gedraineerde schuifsterkte of ongedraineerde schuifsterkte. Op basis van de consolidatietheorie kan een inschatting worden gemaakt van de mate van drainage gegeven de genoemde factoren en de invloed hiervan op de mobiliseerbare schuifsterkte. Ook op basis van numerieke analyses met rekenmodellen waarin sterkte, deformatie en stroming gekoppeld worden doorgerekend, kan de mate van drainage en het effect daarvan op de schuifsterkte worden gekwantificeerd.

Wanneer een talud instabiel wordt en een afschuiving van het talud optreedt, dan blijkt dit vaak een snel proces te zijn. Bij de macrostabiliteitsproef bij de IJkdijk voltrok de afschuiving zich binnen een paar minuten (nadat de eerste deformatie visueel waarneembaar was). Bij de Bergambachtproef trad de grootste deformatie op binnen een uur. Bij de grote afschuiving bij Streefkerk in 1984 vond de grootste deformatie binnen ruim een dag plaats, waarna de deformatiesnelheid van het talud gedurende de volgende dagen langzaam afnam. Deze tijdsduur is kort in relatie tot de doorlatendheid van de grond op deze locaties. De ondergrond bij deze locaties bestaat uit relatief slecht doorlatende grondlagen, namelijk klei, organische klei en veen. Gezien de lage doorlatendheid van de grond in relatie tot de tijdsduur van een afschuiving kan hooguit gedeeltelijke dissipatie van de gegenereerde waterspanningen zijn opgetreden.

De binnen het WTI-onderzoek ontwikkelde rekenprocedure voor het beoordelen van macrostabiliteit met ongedraineerde schuifsterkte is gevalideerd op basis van zeven opgetreden taludafschuivingen van dijken in Nederland (Van Duinen, 2010) en op basis van vier cases waar een hoge waterstand is overleefd (Van Duinen, 2013). Het gaat onder andere om de hiervoor genoemde afschuivingen van de Lekdijk bij Streefkerk en de Wolpherensedijk bij Gorinchem en de macrostabiliteitsproeven bij Bergambacht en de IJkdijk. De terug-analyses van de bezwijken taluds wijzen op een overschatting van de schuifsterkte van grond bij de huidige vigerende werkwijze op basis van gedraineerde schuifsterkte. De mate waarin de schuifsterkte wordt overschat is gemiddeld een factor 1,4, maar kan oplopen tot een factor 2,0. De werkwijze met ongedraineerde schuifsterkte voor klei, organische klei en veen (voor zandlagen is de gedraineerde schuifsterkte toegepast) geeft een realistische terug-analyse van de opgetreden afschuivingen. Bij lage effectieve spanningen is de ongedraineerde schuifsterkte veelal wel hoger dan de schuifsterkte op basis van de gedraineerde schuifsterkte eigenschappen cohesie  $c'$  en hoek van inwendige wrijving  $\phi'$ .

De cases met de overleefde waterstanden zijn onder andere de Markermeerdijk met de storm van 1928, de Lekdijk bij Nieuw-Lekkerland met de storm van 1953 en de Lekdijk bij Bergambacht met de hoge waterstand van 1995. Op deze locaties bestaat de ondergrond uit relatief slecht doorlatende grondlagen als klei, organische klei en veen. Uitgaande van beste schattingen van de ongedraineerde schuifsterkte is de ongedraineerde schuifsterkte juist voldoende om de opgetreden hoge waterstanden te keren. Met de vigerende werkwijze ligt de schuifsterkte ook in deze analyses gemiddeld een factor 1,4 hoger. Op basis van de terug-analyses van de overleefde waterstanden kan worden gesteld, dat de werkwijze met ongedraineerde schuifsterkte een realistische benadering is van de mobiliseerbare schuifsterkte van klei, organische klei en veen.

Gegeven het hiervoor gegeven beeld dat een instabiliteit van een talud zich snel voltrekt in relatie tot de doorlatendheid van licht overgeconsolideerde klei, organische klei en veen en gezien de resultaten van de genoemde validatie-studies is de keuze voor ongedraineerde schuifsterkte eigenschappen op zijn plaats bij klei, organische klei en veen. Bij het beoordelen van macrostabiliteit bij hoog water wordt daarom voor licht overgeconsolideerde klei, organische klei en veen de ongedraineerde schuifsterkte toegepast in de gedetailleerde toets.

Voor alle hoogwaterbelastingen in het bovenrivierengebied, benedenrivierengebied, de meren en bij de kust en de estuaria geldt dat deze belastingen als kortdurend worden beschouwd in relatie tot de doorlatendheid van deze grondsoorten. Voor zand wordt de gedraineerde schufsterkte toegepast.

Wanneer de doorlatendheid zich bevindt tussen die van klei en zand, is de keuze tussen ongedraineerde en gedraineerde schufsterkte minder gemakkelijk. Ook in relatie tot de duur van een hoogwaterbelasting is deze keuze niet voor de hand liggend. Het gaat om grondsoorten zoals zandige klei en zand met kleilaagjes in combinatie met een langzame belastingverandering. Het grondgedrag zal niet volledig ongedraineerd of volledig gedraineerd zijn. Dit hangt af van de hiervoor genoemde aspecten (doorlatendheid, belastingverandering, overconsolidatieratio). Een analyse met ongedraineerde schufsterkte is bij licht overgeconsolideerde grond veelal kritischer dan een analyse met gedraineerde schufsterkte. Daarom is voorzichtigheid nodig bij de aannname dat bezwijken van een talud niet optreedt onder ongedraineerde condities. Voor de *gedetailleerde toets* is daarom de keuze gemaakt voor ongedraineerde schufsterkte voor grondsoorten die hoofdzakelijk kleig zijn (klei met zandlaagjes en zandige klei). Voor grondsoorten die hoofdzakelijk zandig zijn (schoon zand en zand met orde millimeters – centimeters dikke kleilaagjes) wordt de gedraineerde schufsterkte toegepast. Lokale gegevens over de samenstelling van de grondsoorten (mate van kleigheid en dikte van kleilaagjes in zandlagen) zijn nodig om de keuze voor de gedraineerde schufsterkte of de ongedraineerde schufsterkte te kunnen maken.

Klei met veel silt en zand (ook löss en keileem) is een aandachtspunt. Dit materiaal kan sterke dilatantie vertonen bij ongedraineerd afschuiven in triaxiaalproeven; ook bij normaal geconsolideerde condities. Dit gedrag in laboratorium testen weerspiegelt mogelijk niet het in situ gedrag. Het verdient aanbeveling de ongedraineerde schufsterkte van dergelijke klei niet hoger te nemen dan de gedraineerde schufsterkte op basis van de hoek van inwendige wrijving.

In het WTI-onderzoek is geen onderzoek gedaan naar de eigenschappen van pleistocene afzettingen als keileem, löss en potklei. Keileem is zandige leem vermengd met door landijs aangevoerd gesteentegruis en eventueel stenen. Löss is siltrijke leem. Deze grondsoorten liggen tussen zand en klei in wat de doorlatendheid betreft. Beide grondsoorten zijn beoordeeld als matig doorlatend en worden daarom met ongedraineerde schufsterkte geanalyseerd. Bij keileem is hierbij ook relevant dat dit materiaal sterk overgeconsolideerd kan zijn. Bij een overconsolidatieratio OCR groter dan 3 à 4 is de gedraineerde schufsterkte ongunstiger dan de ongedraineerde schufsterkte. Het toepassen van de gedraineerde schufsterkte is dan de veilige keuze, omdat er rekening mee moet worden gehouden dat de grond zal bezwijken bij de laagste mobiliseerbare schufsterkte. Wanneer een afschuiving zich snel voltrekt, is de schufsterkte echter ongedraineerd. Dit zal zich voor kunnen doen in situaties waar licht overgeconsolideerde en slecht doorlatende holocene grondlagen zijn afgezet op sterk overgeconsolideerde pleistocene grondlagen. In dat geval wordt in het keileem een relatief hoge ongedraineerde schufsterkte gemobiliseerd of het maatgevende schuifvlak zal niet door het keileem heen gaan als gevolg van deze relatief hoge schufsterkte. Keileem is ook bij de aanleg van dijken toegepast. In die gevallen zal de overconsolidatieratio veelal niet groter zijn dan 3 à 4.

Potklei is dichte lutumrijke klei. Dit materiaal is slecht doorlatend en wordt daarom met ongedraineerde schufsterkte beschouwd. Potklei kan echter ook sterk overgeconsolideerd ( $OCR > 3 \text{ à } 4$ ) zijn. Daarvoor geldt wat hierboven ook ten aanzien van keileem is gesteld.

Voor dijksmateriaal (antropogene klei) beneden het freatisch vlak wordt ook de ongedraineerde schufsterkte toegepast. Van het dijksmateriaal boven het freatisch vlak wordt de schufsterkte beschreven met de hoek van inwendige wrijving (gedraineerd).

De doorlatendheid van dit materiaal kan veelal als matig worden omschreven. Door de grote dichtheid (laag watergehalte) van dijksmateriaal vertoont dit materiaal dilatant gedrag; ook bij relatief lage waarden van de overconsolidatieratio (Van Duinen, 2014). De gedraineerde schufsterkte is daardoor veelal ongunstiger dan de ongedraineerde schufsterkte. Het toepassen van de gedraineerde schufsterkte is dan de veilige keuze. Wanneer een afschuiving zich snel voltrekt, is de schufsterkte echter ongedraineerd. Wanneer het dijksmateriaal ligt op licht overgeconsolideerde en slecht doorlatende grondlagen moet er van worden uitgegaan dat

een afschuiving snel kan optreden. In dat geval wordt in het dijksmateriaal een relatief hoge ongedraineerde schuifsterkte gemobiliseerd.

Samenvattend zijn de uitgangspunten voor de *gedetailleerde toets* van macrostabiliteit bij alle belastingen door hoog water als volgt:

- Voor licht overgeconsolideerde klei, organische klei en veen ( $OCR < 3$ ) wordt de ongedraineerde schuifsterkte toegepast, omdat deze materialen slecht doorlatend zijn. Dit geldt ook voor dijksmateriaal (beneden het freatisch vlak), wanneer dit hoofdzakelijk kleig is.
- Voor grondsoorten die hoofdzakelijk kleig zijn (klei met zandlaagjes en zandige klei) wordt ook de ongedraineerde schuifsterkte toegepast, omdat voorzichtigheid nodig is bij de aanname dat bezwijken niet optreedt onder ongedraineerde condities.
- Voor grondsoorten die hoofdzakelijk zandig zijn (schoon zand en zand met dunne kleilaagjes) wordt de gedraineerde schuifsterkte toegepast. Dit geldt ook voor dijksmateriaal, wanneer dit hoofdzakelijk zandig is.
- Voor sterk overgeconsolideerde grond ( $OCR > 3 \text{ à } 4$ ) en sterk dilaterende grond wordt de gedraineerde schuifsterkte toegepast, omdat de gedraineerde schuifsterkte bij hoge OCR waarden ongunstiger is dan de ongedraineerde schuifsterkte (omdat er rekening mee moet worden gehouden dat de grond zal bezwijken bij de laagste mobiliseerbare schuifsterkte). Wanneer een sterk overgeconsolideerde en slecht doorlatende grondlaag (pleistoceen) voor komt onder licht overgeconsolideerde en slecht doorlatende grondlagen (holocene) dan wordt voor de sterk overgeconsolideerde grondlaag ook de ongedraineerde schuifsterkte toegepast, omdat een afschuiving zich snel zal voltrekken.

Van belang is te constateren dat sondeerresultaten als indicatie kunnen worden gebruikt om onderscheid te maken tussen goed doorlatende grondlagen en matig tot slecht doorlatende lagen. Het onderscheid tussen deze categorieën is niet scherp, er is altijd een grijs gebied dat engineering judgement vraagt van de gebruiker (al was het alleen al het interpreteren van de sonderingen). Globaal kan gesteld worden dat grondlagen die voldoen aan de volgende voorwaarden, kunnen worden beschouwd als 'goed doorlatend':

- $R_f < 1,5\%$ ;
- $B_q < 0,05 \text{ à } 0,10$ ;
- $(u_2 - u_0) / \sigma'_{vi} < 0,5 \text{ à } 1,0$ ;
- $I_c < 2,4$ .

Het verdient aanbeveling om de afweging te maken op basis van meerdere van deze criteria. In geval van twijfel dient uitgegaan te worden van ongedraineerd gedrag. Deze criteria zijn alleen toepasbaar voor verzadigde grond. Zie voor details van bovenstaande grootheden bijlage H.4.

In bijlage C zijn de geologische eenheden die worden onderscheiden in de globale stochastische ondergrondschematisatie (SOS) opgenomen. Voor elke geologische eenheid is aangegeven of een stabiliteitsanalyse voor de betreffende eenheid moet worden uitgevoerd met gedraineerde schuifsterkte parameters of met ongedraineerde schuifsterkte parameters. Voor een aantal eenheden zijn geen algemene uitspraken mogelijk, zoals in dit hoofdstuk aangegeven. Dit betreft zandige klei, kleig zand, zand met kleilaagjes en andere dergelijke eenheden. Voor de keuze bij dergelijke eenheden zijn lokale gegevens over de samenstelling van de grond (kleigheid) nodig.

#### B.4.6 Piek schuifsterkte versus grote rek schuifsterkte

Bij het vaststellen van schuifsterkte parameters moet een keuze worden gemaakt tussen de piek, grote rek (ultimate state) of residuale schuifsterkte. In de Schematiseringshandleiding wordt consequent uitgegaan van de ultimate state parameters. De navolgende informatie is bedoeld voor wie met geavanceerdere analyses aan het werk wil, bijvoorbeeld in een *toets op maat*.

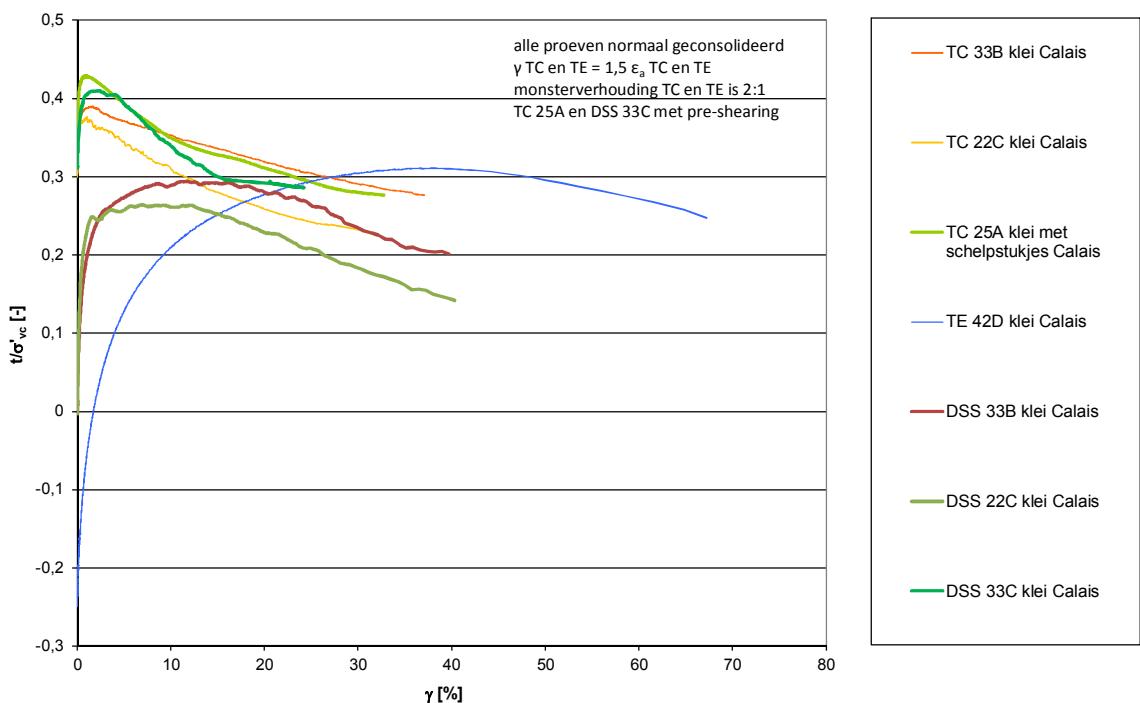
Voor het analyseren van macrostabiliteit van taluds van ophogingen is de schuifsterkte bij grote rek uit triaxiaal- en direct simple shear proeven een goede maat voor de gemobiliseerde schuifsterkte langs een schuifvlak. Voor de gedetailleerde toets van macrostabiliteit wordt de schuifsterkte bij grote rek toegepast. Door uit te gaan van de schuifsterkte bij grote rek is de achterliggende aanname dat de schuifsterkte langs het hele schuifvlak volledig is gemobiliseerd. Langs het gehele schuifvlak levert de grond een bijdrage aan de stabiliteit van het talud.

Om de schuifsterkte langs het schuifvlak te mobiliseren is grote vervorming nodig in het actieve en passieve deel van het schuifvlak. Met name in het passieve deel van het schuifvlak is veel vervorming nodig om de schuifsterkte volledig te mobiliseren. Om de piek van de mobiliseerbare schuifsterkte in het actieve deel van het schuifvlak te mobiliseren is beperkte vervorming van een talud voldoende. Dit verschil in de grootte van de vervorming die nodig is om de schuifsterkte te mobiliseren is het gevolg van de anisotropie van de grond. Door de ADP-methode [Ladd, 1991] toe te passen kan het effect van anisotropie in rekening worden gebracht in een glijvlak-analyse. De ADP-methode gaat er van uit dat het grondgedrag in de actieve zone goed wordt gerepresenteerd door triaxial compressie proeven en het grondgedrag in de passieve zone door triaxial extensie proeven. Direct simple shear proeven representeren het grondgedrag in de zone tussen de actieve en passieve zone.

Na het optreden van de piek van de mobiliseerbare schuifsterkte neemt de sterkte van de grond bij toenemende vervorming af (*softening*). Wanneer grote vervorming optreedt bij instabiliteit van een talud en de vervorming zo groot is dat de gemobiliseerde schuifsterkte in het passieve deel van het schuifvlak een maximum heeft bereikt, is de schuifsterkte in het actieve deel van het schuifvlak al over de piek heen en is gereduceerd tot een lagere schuifsterkte. De maximaal mobiliseerbare schuifsterkte wordt overschat wanneer er van wordt uitgegaan dat de piekwaarde van de schuifsterkte langs het gehele schuifvlak tegelijkertijd wordt gemobiliseerd. Wanneer wordt uitgegaan van gelijke optredende rekken langs het gehele schuifvlak, kan een grootte van de rek worden bepaald waarbij de gemobiliseerde schuifsterkte langs het gehele schuifvlak maximaal is (*strain compatibility* bij Ladd, 1991). Dit resulteert in een waarde van de schuifsterkte die lager ligt dan de piekwaarde van de schuifsterkte in het actieve deel van het schuifvlak.

Bij bestaande ophogingen zijn rondom het talud de richting van de spanningen in de ondergrond geroteerd ten opzichte van de onbelaste situatie. Daardoor is de mobiliseerbare schuifsterkte daar hoger dan in de onbelaste ondergrond naast de ophoging. Dit effect staat bekend als *pre-shearing* en dit beïnvloedt het effect van de hierboven genoemde anisotropie (Ladd, 1991; Jardine, 2002; Zdravkovic et al, 2001). De ADP-methode is daardoor niet zonder meer van toepassing bij het analyseren van de taludstabiliteit van bestaande ophogingen. De hogere sterkte is er alleen in de zone waar de grootte en richting van de spanningen veranderen door de aanleg van de ophoging. Op enige afstand (enkele meters) naast het talud is er geen effect van *pre-shearing*. Door het effect van *pre-shearing* wordt de pieksterkte van de grond hoger, maar na het overschrijden van de pieksterkte neemt de schuifsterkte snel af tot een lagere waarde. De schuifsterkte bij grote rek verandert niet als gevolg van *pre-shearing*. Door het effect van *pre-shearing* wordt het grondgedrag brosser. Bros gedrag heeft het gevaar van progressief falen. Als gevolg van *pre-shearing* kan de schuifsterkte langs het schuifvlak met 20 tot 50% toenemen.

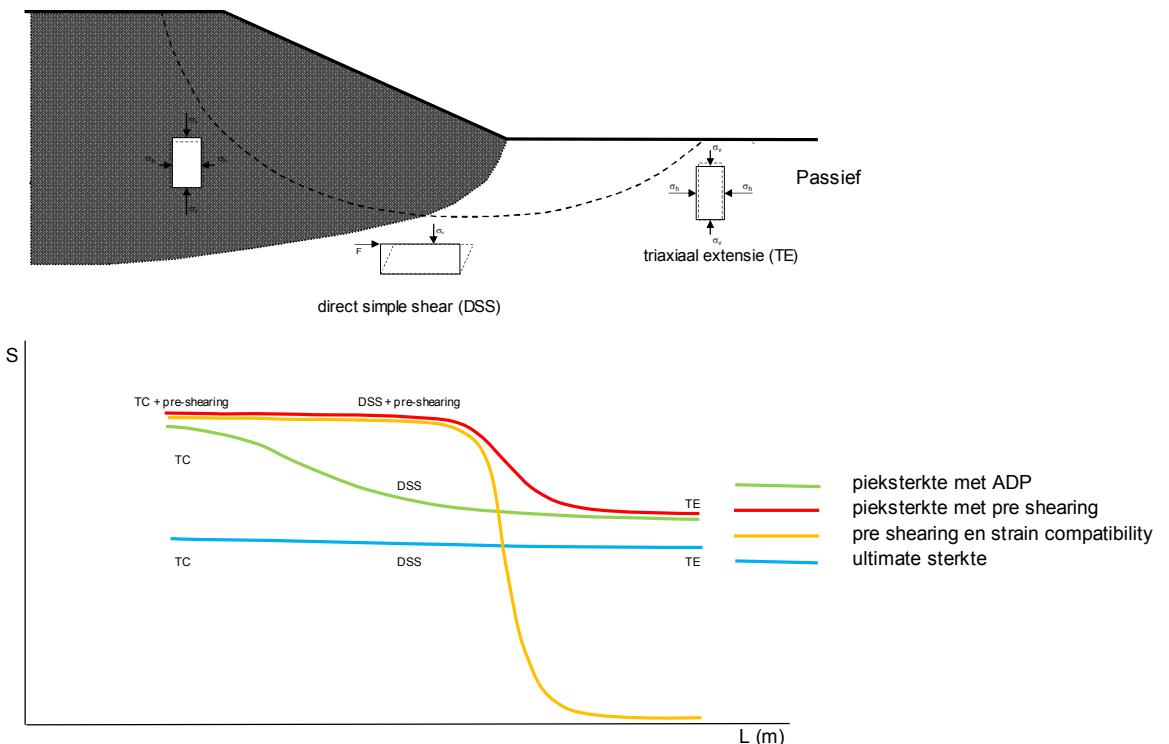
Dit grondgedrag langs een schuifvlak maakt een goede keuze van de schuifsterkte parameters complex en niet zonder meer voor de hand liggend. In een Eindige Elementen Model met een complex grondgedragsmodel zou het gehele spannings-vervormingsgedrag in rekening kunnen worden gebracht. In een glijvlakanalyse moet een keuze voor de schuifsterkte-parameters worden gemaakt die recht doet aan het complexe grondgedrag in het veld.



Figuur B.8 Genormaliseerde schuifspanning tegen schuifrek op basis van resultaten van triaxiaal compressie proeven, direct simple shear proeven en triaxiaal extensie proeven op klei

In Figuur B.8 is de genormaliseerde schuifspanning tegen schuifrek weergegeven op basis van resultaten van triaxiaal-compressieproeven, direct simple shear proeven en triaxiaal-extensieproeven op klei. De proeven 25A en 33C zijn met *pre-shearing* uitgevoerd en laten de hoogste piekwaarde van de schuifsterkte zien. Bij deze proefresultaten is zichtbaar dat een pieksterkte en een lagere schuifsterkte bij grote rek wordt gemobiliseerd. Bij de triaxiaal-extensieproef treedt de pieksterkte op bij een grotere rek dan bij de direct simple shear proeven. Bij de triaxiaal-compressieproeven ligt de pieksterkte bij een kleinere rek dan bij de direct simple shear proeven. De grootte van de pieksterkte is bij de triaxiaal-compressieproef het hoogst en bij de triaxiaal-extensieproef en bij de direct simple shear proef lager. Bij grote rekken is de schuifsterkte voor de triaxiaal-compressieproeven en triaxiaal-extensieproeven ongeveer gelijk, terwijl de schuifsterkte van de direct simple shear proeven iets lager ligt. De verschillen in grootte van de pieksterkte en de verschillen in grootte van de rek waarbij de pieksterkte optreedt zijn effecten van de anisotropie van de grond.

De triaxiaalproef 25A en direct simple shear proef 33C laten zien dat door *pre-shearing* de pieksterkte toeneemt en dat het gedrag van de grond brosser wordt. Bij de direct simple shear proef is de sterktetename het grootst. De pieksterkte in de triaxiaal-compressieproef en de direct simple shear proef zijn nagenoeg gelijk. De piekwaarde van de schuifsterkte wordt in de direct simple shear proef met *pre-shearing* gemobiliseerd bij een kleinere rek.



Figuur B.9 Schematische weergave van de ongedraaide schuifsterkte ratio  $S$  langs het schuifvlak met effecten van anisotropie, pre shearing, softening en strain compatibility

In Figuur B.9 is schematisch aangegeven welke schuifsterkte wordt gemobiliseerd langs het schuifvlak. Hierbij zijn de effecten van anisotropie, *pre shearing*, *softening* en *strain compatibility* zichtbaar gemaakt. In de dwarsdoorsnede van de ophoging is een schuifvlak aangegeven met de drie zones waar de triaxial-compressieproeven, direct simple shear proeven en triaxial-extensieproeven representatief zijn volgens de eerder genoemde ADP-methode. Uitgaande van de sterke bij grote rek (*ultimate state*) is de ongedraaide schuifsterkte ratio  $S$  langs het gehele schuifvlak ongeveer gelijk. Uitgaande van de maximaal mobiliseerbare schuifsterkte in de verschillende delen van het schuifvlak is er verschil in de schuifsterkte in de drie delen van het schuifvlak als gevolg van anisotropie (pieksterkte ADP). Door verschillen in optredende rek langs het schuifvlak kan de schuifsterkte echter niet overal tegelijkertijd maximaal zijn. Door *pre shearing* neemt de mobiliseerbare schuifsterkte toe in de zone onder het talud (pieksterkte met *pre shearing*). Echter ook hier geldt dat door verschillen in optredende rek langs het schuifvlak de schuifsterkte niet overal tegelijkertijd maximaal kan zijn. Wanneer rekening wordt gehouden met de verschillen in de optredende rekken (*strain compatibility*) langs een schuifvlak moet de ongedraaide schuifsterkte ratio  $S$  worden gecorrigeerd. Dit kan door aan de ongedraaide schuifsterkte ratio  $S$  in de passieve zone een heel lage waarde toe te kennen (*pre shearing en strain compatibility*).

Het voorgaande geeft twee mogelijkheden voor het bepalen van de ongedraaide schuifsterkte ratio  $S$ :

- Sterke bij grote rek (*ultimate state*) toepassen. De schuifsterkte bij grote rek (schuifrek 40%) wordt langs het hele schuifvlak toegepast. Bij veen is de piek van de schuifsterkte in een direct simple shear proef pas bereikt bij 40% schuifrek of meer. Een schuifrek van 40% in een direct simple shear proef correspondeert met een axiale rek van 25% in een triaxial compressie proef (Ladd et al, 2004). De ongedraaide schuifsterkte ratio  $S$  heeft bij grote rek dezelfde waarde langs het gehele schuifvlak (zie Figuur B.9). Aan de actieve zijde is de schuifsterkte ruim over piek heen en aan de passieve zijde is de maximale sterke gemobiliseerd. Dit is de werkwijze voor de gedetailleerde toets.

- Pieksterkte als gevolg van pre shearing benutten. Dit heeft een gunstig effect op de sterkte onder het talud van de dijk. De ongedraineerde schuifsterkte ratio  $S$  is hoog in het actieve deel van het schuifvlak en bij de teen van het talud. De sterkte in de passieve zone van het schuifvlak (naast de dijk) is echter nog lang niet gemobiliseerd en daardoor heel laag (*nihil*) op het moment dat de sterkte aan de actieve zijde al maximaal is gemobiliseerd (zie Figuur B.9). Daardoor moeten verschillende waarden van  $S$  langs het schuifvlak worden toegepast (onder de dijk en naast de dijk). Deze werkwijze kan in de *toets op maat* worden toegepast als mogelijkheid voor optimalisatie.

In de gedetailleerde toets van macrostabiliteit wordt de schuifsterkte bij grote rek (*ultimate state*) toegepast. De schuifsterkte bij grote rek (schuifrek 40%) wordt langs het hele schuifvlak toegepast. De ongedraineerde-schuifsterkteratio  $S$  heeft bij grote rek ongeveer dezelfde waarde langs het gehele schuifvlak (zie Figuur B.9). Aan de actieve zijde van het schuifvlak is de schuifsterkte ruim over piek heen en aan de passieve zijde van het schuifvlak is de maximale sterkte gemobiliseerd. Bij veen is de piek van de schuifsterkte in een direct simple shear proef pas bereikt bij 40% schuifrek of meer. Een schuifrek van 40% in een direct simple shear proef correspondeert ongeveer met een axiale rek van 25% in een triaxial-compressieproef (Ladd et al., 2004). Triaxialproeven dienen daarom te worden doorgedragen tot een axiale rek van 25% en direct simple shear proeven worden doorgedragen tot 40% schuifrek (zie bijlage E).

## B.5 Literatuur bijlage B

- Bishop, A.W. (1955). The use of the slip circle in the stability analysis of slopes. *Geotechnique*, 5: p. 7-17.
- Jardine, R.J. (2002). Stability and Instability: soft clay embankment foundations and offshore continental slopes. Keynote paper. International Symposium on Coastal Geotechnical Engineering in Practice. Yokohama 2000. Volume 2, Balkema, Rotterdam. pp 99-118.
- Ladd, C.C. and Foott, R. (1974), New design procedure for stability of soft clays. *J. Geotech. Eng. Div.*, 100(GT7), (1974) 763-786.
- Ladd, C.C. (1991). "Stability evaluation during staged construction (22nd Terzaghi Lecture)." *J. of Geotech. Eng.*, 117(4), 540-615.
- Ladd, C.C. and DeGroot, D.J. (2004). Recommended Practice for Soft Ground Site Characterization: Arthur Casagrande Lecture. Prepared for 12th Panamerican Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. MIT, Cambridge USA, June 22 – 25, 2003. April 10, 2003. Revised: May 9, 2004.
- Schofield, A.N. and Wroth, C.P. (1968), Critical State Soil Mechanics. McGraw Hill, Maidenhead. 1968.
- Spencer, E. (1967). A Method of Analysis of the Stability of Embankments Assuming Parallel Inter-Slice Forces. *Geotechnique*, 1967. 17: p. 11-26.
- Van der Meij, R. (2012). Afschuiving langs een vrij glijvlak. *Geotechniek*, Januari 2012.
- Van Duinen, T.A. et al (2008). Grensverleggend onderzoek macrostabiliteit bij opdrijven - Fase 2.C. Rapportnummer 419230-0040 v02. September 2008.
- Van Duinen, T.A. (2010). SBW Werkelijke sterkte van dijken - validatie WS15: Synthese resultaten stabiliteitsanalyses onderzoekslocaties. Deltares. Report 1202121-003-GEO-0022, Versie 1, 7 september 2010.

Van Duinen, T.A. (2011). SBW Macrostabiliteit - Parameters voor ongedraineerde stabiliteitsanalyses uit veldmetingen. Deltares rapport 1204203-002-GEO-0001, Versie 2, 25 november 2011, concept.

Van Duinen, T.A. (2013). SBW Slope stability - Obtaining strength parameters from penetration tests. Deltares report 1206015-001-GEO-0005, Version 2, 21 March 2013, final.

Van Duinen, T.A. (2013). Back analyses of dikes that withstand a high water level. Deltares memo 1206015-000-GEO-0006. 18 March 2013.

Van Duinen, T.A. (2014). Programma WTI 2017, onderzoek en ontwikkeling landelijk toetsinstrumentarium - Behaviour of anthropogenic material. Deltares report 1207808-004-GEO-0002, 28 October 2014, final.

Zdravkovic, L. and Jardine, R.J. (2001). The effect on anisotropy of rotating the principal stress axes during consolidation. *Géotechnique*, 2001-1, 69-83.



## C Geologische eenheden SOS

Vanuit het WBI 2017 wordt een globaal stochastische ondergrondschematisatie (WBI-SOS) aangereikt. Dit SOS bestaat uit een groot aantal geologische eenheden of grondlagen. In onderstaande tabel zijn de geologische eenheden van het SOS vermeld. Daarbij is voor alle eenheden aangegeven of bij het beoordelen van macrostabiliteit een stabiliteitsanalyse op basis van de gedraineerde schuifsterkte of de ongedraineerde schuifsterkte van toepassing is. Hierbij is vooral de doorlatendheid van de eenheden bepalend.

In bijlage B.4.2 en bijlage B.4.5 zijn criteria gegeven wanneer de ongedraineerde schuifsterkte en wanneer de gedraineerde schuifsterkte in een stabiliteitsanalyse moet worden toegepast. Hierbij is de doorlatendheid een belangrijk criterium, maar er zijn ook andere criteria. Voor een aantal eenheden in de onderstaande tabel is op basis van de algemene geologische en geotechnische kenmerken en de criteria uit de genoemde bijlagen niet eenduidig aan te geven of in een stabiliteitsanalyse de gedraineerde of ongedraineerde schuifsterkte moet worden toegepast. Dit betreft een aantal afzettingen met afwisselingen van zand en klei. Daarnaast zijn er kleiige afzettingen waarin een hoge overconsolidatieratio kan voorkomen (bijvoorbeeld P\_Gkl\_kz en P\_Om\_k), waarvoor in sommige situaties een stabiliteitsanalyse met gedraineerde schuifsterkte eigenschappen maatgevend kan zijn. In dergelijke gevallen moet een keuze op basis van lokale gegevens worden gemaakt: geotechnische lengteprofielen, boorbeschrijvingen, sondeergrafieken (zie hiervoor ook bijlage H.4) en dergelijke. In de *gedetailleerde toets* dient uitgaande van beperkte gegevens een conservatieve keuze te worden gemaakt. Dit betekent voor hoofdzakelijk kleiige en venige afzettingen meestal een keuze voor toepassen van de ongedraineerde schuifsterkte. In de *toets op maat* kan een optimalisatie worden toegepast, indien dit kan worden onderbouwd door metingen.

<b>WBI-SOS code</b>	<b>Omschrijving</b>	<b>Kenmerken (geldend voor het vrije veld, op enige meters diep)</b>	<b>Formatie</b>	<b>Stabiliteits-analyse gedraineerd of ongedraineerd</b>
H_Mg_zm	Matig fijn tot zeer grof getijdengeulzand	Zand, fijn en middel, kleiig (met NEN soms zandige klei), met mm - cm dunne smalle ( $<\sim 1$ m) klei/siltlaagjes, gehalte fijne laagjes klei zeer variabel, met variatie tussen ca. 10 - 30 % met uitschieters tot 40 %, in 0.5 - 2 m dikke sublagen minder dan 30 m breed binnen één pakket, zeer los tot los, Rf $\sim$ 0.5 - 1.5 %, qc 1 - $\sim$ 20 MPa met fluctuaties over 1 - 2 m van 2 - 5 MPa. Doorlatend.	Naaldwijk	Gedraineerd
H_Mg_zf	Uiterst fijn tot matig fijn getijdengeulzand	Getijdengeul. Zand, fijn, kleiig, mm - cm dunne smalle ( $<\sim 1$ m) klei/siltlaagjes, gehalte fijne laagjes klei zeer variabel, met variatie tussen ca. 5 - 15 % met uitschieters tot 30 %, in 0.5 - 2 m dikke sublagen minder dan 30 m breed binnen één pakket, zeer los tot los, Rf $\sim$ 1 - 2 %, qc 1 - 10 MPa met fluctuaties over 1 - 2 m van 1 - 2 MPa en met uitschieters naar 15 MPa. Doorlatend.	Naaldwijk	Gedraineerd

<b>WBI-SOS code</b>	<b>Omschrijving</b>	<b>Kenmerken (geldend voor het vrije veld, op enige meters diep)</b>	<b>Formatie</b>	<b>Stabiliteits-analyse gedraaineerd of ongedraaineerd</b>
H_Mg_zk	Uiterst fijn tot matig fijn getijdengeulzand met dunne kleien en silt laagjes	Getijdengeul. Zand, fijn, kleig, mm - cm dunne smalle (<~1 m) klei/siltlaagjes, gehalte fijne laagjes klei zeer variabel, met variatie tussen ca. 10 - 30 % met uitschieters tot 40 %, in 0.5 - 2 m dikke sublagen minder dan 30 m breed binnen één pakket, zeer los tot los, Rf ~ 1 - 2 %, qc 1 - 10 MPa met fluctuaties over 1 - 2 m van 1 - 3 MPa en met uitschieters naar 15 MPa. Doorlatend.	Naaldwijk	Gedraaineerd
H_Mp_zf	Zandige getijdenplaat-afzettingen	Zand, fijn met zeer weinig dunne klei/silt laagjes, bestaat uit relatief schoon zand. Los tot dicht gepakt. Rf ca. 0.5-1.5%, qc 2-10 MPa. Doorlatend.	Naaldwijk	Gedraaineerd
H_Mr_kz	Getijdenrest-geulopvulling	Afwisseling van zand en kleilagen met regelmatig organische klei- en veenlagen. De afzetting kent een grote variatie, Rf ca. 1-4% met uitschieters naar 6%, qc 1-5 MPa met soms uitschieters tot 10 MPa. Slecht waterdoorlatend.	Naaldwijk	Ongedraaineerd (dikkere zandlagen gedraaineerd)
H_Mkw_z&k	Afzettingen van kleine getijdenplaat- en kweldergerulen	Klei, geen - weinig mm tot cm dikke zand/siltlaagjes, meest matig stevig, weinig plantenresten, percentage klei 10-80%, Rf ca. 1.5 - 4 %, qc <~2 MPa, getijdeplaat afzetting, pakket wordt gekenmerkt door meerdere lagen met verschil in gehalte aan zandlaagjes. Slecht waterdoorlatend.	Naaldwijk	Ongedraaineerd
H_Mp_k	Kleiige getijdenplaat- en kwelderafzetting en	Klei, zacht tot matig stevig, vaak zandig, Rf ca. 2 - 5 %, qc <~1 MPa, plaatselijk tot 2 MPa, pakket bestaat soms uit lagen met meer en minder plantenresten. Slecht waterdoorlatend.	Naaldwijk	Ongedraaineerd
H_Mp_ko	Organisch rijke getijdenplaat- en kwelderafzetting en	Organische klei met regelmatig veenlagen. Zacht met veenlagen van 0.1- 0.4 m dik, Rf 4-8% met uitschieters naar 10%. qc meestal < 1 MPa. Kan dunne Gyttja-lagen bevatten. Slecht waterdoorlatend.	Naaldwijk	Ongedraaineerd
H_Ml_ko	Lagunaire afzetting	Organische klei, zeer zacht. Rf 2-4% met uitschieters naar 6%, qc meestal < 1 MPa en vaak rond de 0.5 MPa. Kan Gyttja-lagen bevatten.	Naaldwijk	Ongedraaineerd

<b>WBI-SOS code</b>	<b>Omschrijving</b>	<b>Kenmerken (geldend voor het vrije veld, op enige meters diep)</b>	<b>Formatie</b>	<b>Stabiliteits-analyse gedraaineerd of ongedraaineerd</b>
H_Eg_zm	Matig fijn tot zeer grof estuarien getijden-geulzand	Zand en klei, met weinig fijne (cm) en soms dikkere (0.5 m) kleilaagjes. Verticaal komen er binnen 1-2 m en over afstanden van 2-20 m grote variaties voor in de hoeveelheid kleilagen en kleilaagjes, plaatselijk met organisch materiaal, qc tussen 5-15 MPa met uitschieters tot 20 MPa, Rf = 0.5-2 %. Overwegend doorlatend.	Naaldwijk	Gedraaineerd (dikke klei lagen ongedraaineerd)
H_Eg_z&k	Uiterst fijn tot matig fijn estuarien getijden-geulzand	Zand en klei, met meest fijne (cm) en soms dikkere (0.5 m) kleilaagjes. Verticaal komen er binnen 1-2 m en over afstanden van 2-20 m grote variaties voor in de hoeveelheid kleilagen en kleilaagjes, plaatselijk met organisch materiaal, qc tussen 1-5 MPa met uitschieters tot 10 MPa, Rf = 0.5-2 % Overwegend doorlatend.	Naaldwijk	Gedraaineerd (dikke klei lagen ongedraaineerd)
H_Rg_zg	Zeer grof tot uiterst grof rivierbeddings-zand	Zand, middel tot grof, regelmatig met grindinsluitingen en fijne zandinsluitingen, qc >20 MPa. Is opgebouwd uit sublagen met grote verschillen in sondeerwaarden en korrelgrootte: Fluctuaties van > 5 MPa over 1-2 m hoogte en over afstanden van 5-20 m.	Echteld	Gedraaineerd
H_Rg_zm	Matig fijn tot zeer grof rivierbeddings-zand	Zand, middel, soms met grindinsluitingen en regelmatig fijne zandlagen, los tot matig dicht, qc ~10-20 MPa met uitschieters naar 30 MPa. Is opgebouwd uit sublagen met grote verschillen in sondeerwaarden en korrelgrootte: Fluctuaties van > 5 MPa over 1-2 m hoogte en over afstanden van 5-20 m.	Echteld	Gedraaineerd
H_Rg_zf	Uiterst fijn tot matig fijn zand rivierbeddings-zand	Zand, fijn -middel, weinig zeer grof zandinsluitingen met soms wat grind, los tot matig dicht, qc ~3-15 met uitschieters naar 20 MPa. Is opgebouwd uit sublagen met verschillen in sondeerwaarden en korrelgrootte: Fluctuaties van 1-5 MPa over 1-2 m hoogte en over afstanden van 5-20 m.	Echteld	Gedraaineerd
H_Rr_o&z	Rivierrestgeul-opvulling	Afwisselende lagen van voornamelijk organische klei, regelmatig veen, vooral aan de bovenkant van de laag, en soms zandlagen van 0.2-1 m dik. Kan meerdere Gyttja-lagen bevatten.	Echteld	Ongedraaineerd (dikkere zandlagen gedraaineerd)

<b>WBI-SOS code</b>	<b>Omschrijving</b>	<b>Kenmerken (geldend voor het vrije veld, op enige meters diep)</b>	<b>Formatie</b>	<b>Stabiliteits-analyse gedraaineerd of ongedraaineerd</b>
H_Ro_z&k	Oever-, crevasse- en dijkdoorbraak-afzettingen	Klei- en zandlagen van meest 0.1-0.2 m dik, zeer lokaal dikkere zandlagen van 1-3 m dik en over 5-50 m lengte. qc 2-5 MPa, zeer variabel met de diepte, Rf 1-4%.	Echteld	Ongedraaineerd (dikkere zandlagen gedraaineerd)
H_Rk_k	Hogere komafzettingen	Klei met silt, met soms geïsoleerde zand en veenlaagjes van 0.1-0.3 m dik, Rf 2-4%, qc <1 MPa.	Echteld	Ongedraaineerd (dikkere zandlagen gedraaineerd)
H_Rk_k&v	Lagere komafzettingen met afwisseling van klei- en veenlagen	Afwisseling van veenlagen en kleilagen van 5-30 m lengte van decimeters dikte. Rf = 3-7%, qc < 1.2 MPa. Kan meerdere Gyttja-lagen bevatten.	Echteld	Ongedraaineerd
H_Rk_ko	Lagere komafzettingen met organische klei	Organische klei, met plantenresten, bevat soms veenlagen van enige decimeters dikte, Rf 3-7%, qc < 1.2 MPa. Kan Gyttja-lagen bevatten.	Echteld	Ongedraaineerd
H_Rk_vk	Lagere komafzetting van kleiig veen	Kleiig veen, Rf 4-8% met variaties van 4% over 0.5-1 m. diepte qc<1 MPa. Kan Gyttja-lagen bevatten.	Echteld	Ongedraaineerd
H_Vhv_v	Veen	Veen, slap, Rf variabel meest > 5 %, qc < 1MPa. Kan ook Gyttja bevatten, vooral aan de basis van het veenpakket, maar soms ook op het veenpakket.	Nieuwkoop	Ongedraaineerd
H_Vbv_v	Gecompleteerd veen	Veen, in dunne laag (0.15 - 1 m), onderste 0.3 m zeer compact en vaak met wat klei, matig stevig, slecht doorlatend. Rf vaak >7%. Kan ook Gyttja bevatten, eveneens gecompleteerd.	Nieuwkoop	Ongedraaineerd
H_Ova_zm	Matig fijn tot zeer grof zand	Zand, middel tot grof en soms zeer grof, zeer weinig kleilagen, vast gepakt, bevat vaak schelpenresten. Rf <1 en qc = 5-30 met variaties van 5 MPa over 1 m. Zelden dikker dan 2 m.	Variabel	Gedraaineerd
H_Ova_zf	Uiterst fijn tot matig fijn zand	Zand, fijn en middel, zeer weinig kleilagen, bevat schelpenresten. Rf <1 en qc = 5-15 met variaties van 5 MPa over 1 m. Homogeen zand in lagen met sterk wisselende dikte.	Variabel	Gedraaineerd
H_Aa_ht	Aangebracht materiaal	Zand en klei, sterk wisselende samenstelling, aangebrachte grond.	Geen	Indien zand gedraaineerd. Indien klei ongedraaineerd

<b>WBI-SOS code</b>	<b>Omschrijving</b>	<b>Kenmerken (geldend voor het vrije veld, op enige meters diep)</b>	<b>Formatie</b>	<b>Stabiliteits-analyse gedraaineerd of ongedraaineerd</b>
P_Mg_zm	Matig fijn tot zeer grof getijdengeulzand	Zand, fijn en middel, kleiig (met NEN soms zandige klei), met mm - cm dunne smalle ( $<\sim 1$ m) klei/siltlaagjes, gehalte fijne laagjes klei zeer variabel, met variatie tussen ca. 10 - 30 % met uitschieters tot 40 %, in 0.5 - 2 m dikke sublagen minder dan 30 m breed binnen één pakket, zeer los tot los, $R_f \sim 0.5 - 1.5 \%$ , $qc 2 - \sim 20$ MPa met fluctuaties over 1 - 2 m van 2 - 5 MPa.	Eem	Gedraaineerd
P_Mg_zk	Uiterst fijn tot matig fijn getijdengeulzand met dunne klei en silt laagjes	Getijdengeul. Zand, fijn, kleiig, mm - cm dunne smalle ( $<\sim 1$ m) klei/siltlaagjes, gehalte fijne laagjes klei zeer variabel, met variatie tussen ca. 10 - 30 % met uitschieters tot 40 %, in 0.5 - 2 m dikke sublagen minder dan 30 m breed binnen één pakket, zeer los tot los, $R_f \sim 1 - 2 \%$ , $qc 1 - 10$ MPa met fluctuaties over 1 - 2 m van 1 - 3 MPa en met uitschieters naar 15 MPa.	Eem	Gedraaineerd
P_Mp_k	Kleiige getijdenplaat- en kwelderafzetting en	Klei, matig stevig, met plantenresten, $R_f$ ca. 2 - 5 %, $qc <\sim 1-2$ MPa, getijdenplaat afzetting, pakket bestaat soms uit lagen met meer en minder plantenresten.	Eem	Ongedraaineerd
P_Rg_zg	Zeer grof tot uiterst grof rivierbeddings-zand	Zand, middel tot grof, meestal met grindinsluitingen, $qc > 20$ MPa. Is opgebouwd uit sublagen met grote verschillen in sondeerwaarden en korrelgrootte: Fluctuaties van $> 5$ MPa over 1-2 m hoogte en over afstanden van 5-20 m. In Zuid-Nederland komen grof grind pakketten voor.	Kreftenheye; Beegden; Urk; Sterksel; Waalre	Gedraaineerd
P_Rg_zm	Matig fijn tot zeer grof rivierbeddings-zand	Zand, middel, soms met grindinsluitingen en regelmatig fijne zandlagen, los tot matig dicht, $qc \sim 10-30$ MPa met uitschieters naar 45 MPa. Is opgebouwd uit sublagen met grote verschillen in sondeerwaarden en korrelgrootte: Fluctuaties van $> 5$ MPa over 1-2 m hoogte en over afstanden van 5-20 m.	Kreftenheye; Beegden; Urk; Sterksel; Waalre	Gedraaineerd

<b>WBI-SOS code</b>	<b>Omschrijving</b>	<b>Kenmerken (geldend voor het vrije veld, op enige meters diep)</b>	<b>Formatie</b>	<b>Stabiliteits-analyse gedraaineerd of ongedraaineerd</b>
P_Rg_zf	Uiterst fijn tot matig fijn zand rivierbeddingszand	Zand, fijn -middel, weinig zeer grof zandinsluitingen met soms wat grind, los tot matig dicht, qc ~3-20 met uitschieters naar 30 MPa. Is opgebouwd uit sublagen met verschillen in sondeerwaarden en korrelgrootte: Fluctuaties van 1-5 MPa over 1-2 m hoogte en over afstanden van 5-20 m.	Kreftenheye; Beegden; Urk; Sterksel; Waalre	Gedraaineerd
P_Rk_k&s	Kleiige en siltige komafzetting	Klei, vaak zandig, met zandinsluitingen tot 1.5 m. Rf 2-4%, qc 1-4 MPa. Zeer stevig en ondoorlatend. Kan sterk siltig zijn.	Kreftenheye, Laag van Wijchen	Ongedraaineerd
P_Rbk_zm	Zeer fijn tot zeer grofzandige beekafzetting	Afwisselende lagen van matig grof tot grindig zand van 1-2 m dikte over lengtes van 10-30 m, qc > 25 MPa.	Boxtel	Gedraaineerd
P_Rbk_z&s	Heterogene beekafzetting met zand en siltlagen	Fijn zand en siltlagen van 0.5-3 m dikte over lengtes van voornamelijk >100 m. Sterk wisselende qc, 2-10 met uitschieters tot 30 MPa. Rf 2-5%.	Boxtel	Ongedraaineerd (als zand overheerst gedraaineerd)
P_Wrd_zm	Matig fijn tot matig grofzandige windafzetting (rivierduin)	Zand, matig fijn tot matig grof, Rf < 1%, qc 8-20 MPa. Vaak gelegen op P_Rk_K&s.	Boxtel, Laagpakket van Delwijnen	Gedraaineerd
P_Wdz_zf	Matig fijnzandige windafzetting (dekkzand)	Zand, fijn, los tot matig dicht, Rf < 1%, qc ~ 5-15 MPa, met uitschieters naar 20 MPa. Meest als een 1-3 m dikke laag met over afstanden van meer dan 200 m weinig variatie in korrelgrootte en meestal een geringe variatie in dikte.	Boxtel, Laagpakket van Wierden; Drachten	Gedraaineerd
P_Wls_s	Siltige windafzetting (löss)	Silt, los tot matig dicht, Rf < 3%, qc ~3-12 MPa. Komt veel in Zuid-Nederland voor.	Boxtel, Laagpakket van Liempde en Schimmert	Ongedraaineerd
P_Gs_zg	Matig grof tot uiterst grof smeltwaterzand en hellingafzettingen	Zand, middel en grof, soms veel grind en bevat lokaal stenen, Rf < 1 %, qc > 15 MPa regelmatig >~ 30 MPa.	Drente; Boxtel	Gedraaineerd
P_Ggs_zg	Gestuwde afzetting	Veelal gestuwde rivieraafzettingen. Afwisselend gelaagde afzettingen in pakketten van 1-10 m dik. Vaak grof zand, maar ook kleilagen. De lagen staan onder een steile helling van 10-45 graden. Sondeerstaten vertonen over afstanden van 5-20 m zeer grote variatie.	Drente	Gedraaineerd (als klei overheerst ongedraaineerd)

<b>WBI-SOS code</b>	<b>Omschrijving</b>	<b>Kenmerken (geldend voor het vrije veld, op enige meters diep)</b>	<b>Formatie</b>	<b>Stabiliteits-analyse gedraaineerd of ongedraaineerd</b>
P_Gkl_kz	Keileem	Klei tot zand met stenen, zeer stevig, Rf ca. 2 - 4 % vaak gelijkmatig, qc 2-5 MPa, vaak een minder cohesieve toplaag van 1-2 m dikte.	Drente, Laagpakket van Gieten	Ongedraaineerd (als zand overheerst gedraaineerd)
P_Om_zf	Fijnzandige en compacte meerafzetting	Zand, fijn, dicht gepakt. qc tot 40 MPa, Rf 1-3%.	Peelo	Gedraaineerd
P_Om_k	Kleiige en compacte meerafzetting (potklei)	Klei, zeer stevig, soms met zandige insluitingen 0.5 - 2 m dik, Rf 3 - 8 %, qc 0.5 - 2.5 MPa, regelmatig zeer geleidelijke toename met diepte.	Peelo, Laagpakket van Nieuwolda	Ongedraaineerd
P_Ova_sd	Slecht doorlatend	Zeer slecht doorlatend zandige en klei afzettingen met vaak zandinsluitingen van beperkte uitbreiding van 10-50 m, soms veen of venig materiaal bevattend, stevig. Niet nader omschreven, slecht doorlatend materiaal.	Variabel, o.a. Eem; Urk, Sterksel; Waalre en Tertiaire formaties	Ongedraaineerd



## D Aanbevelingen voor boringen met monsternome

Deze bijlage geeft aanbevelingen voor het uitvoeren van boringen met ongestoorde monsternome in cohesieve grondlagen ten behoeve van het uitvoeren van laboratoriumproeven. De aanbevelingen zijn een aanvulling op de geotechnische norm voor monsternome NEN-EN-ISO 22475-1 en op de aanbevelingen voor het uitvoeren van laboratoriumproeven (bijlage E). Deze notitie is bedoeld om boringen voor ongestoorde monsternome in klei- en veenlagen op een uniforme wijze uit te voeren volgens de 'best practice'. De kwaliteit van de monsters dient hoog te zijn om betrouwbare parameterbepaling mogelijk te maken.

De tekst van deze notitie is deels overgenomen uit [Van Essen 2014]. Dit onderzoek betreft een onderzoek naar monsterverstoring als gevolg van monsternome in het kader van het Dijken op Veen-onderzoek. Daarnaast zijn zaken uit normen en richtlijnen overgenomen teneinde tot een zo volledig mogelijk specificatie te komen. Tevens zijn punten op basis van expert kennis voor de volledigheid aan deze aanbevelingen toegevoegd.

### D.1 Boorproces

Ten aanzien van het boorproces geldt het volgende:

- De boringen dienen in overeenstemming met NEN-EN-ISO 22475-1 te worden uitgevoerd.
- Boringen voor ongestoorde monsternome dienen uitgevoerd te worden met een van de volgende boorsystemen:
  - Piston Sampler met dunwandige steekbuis met een diameter van minimaal 100 mm. Dit boorsysteem is zeer geschikt voor ongestoorde monsternome in veen (geringe monsterverstoring en nauwelijks steekverlies). Bij het Dijken op Veen project (Zwanenburg, 2014) is dit systeem voor veen duidelijk beter gebleken dan de overige drie methoden.
  - Holle Avegaar met een diameter van minimaal 100 mm. De snijrand van de Holle Avegaar dient een scherpe hoek en een scherpe snijrand te hebben.
  - Ackermann steekapparaat met gedrukte of geslagen steekbussen. De bussen dienen gaaf te zijn en een scherpe rand te hebben.
  - Begemann boring met gelijke binnendiameter voor steekmond en pvc-liner.
- Met betrekking tot het opvullen van de lege ruimtes in buizen en bussen wordt aanbevolen geen paraffine te gebruiken, maar een licht opvulmateriaal dat met plastic van het opgeboorde materiaal gescheiden is. Paraffine krimpt bij uitharding en is soms zeer lastig te verwijderen. Daarnaast is het water- en luchtdicht afsluiten van de buizen een vereiste.
- De boorbuizen en bussen moeten lekvrij en luchtdicht worden afgesloten. De op de buizen geplaatste afsluitende doppen moeten met was of duct-tape worden gesmeerd.
- De buizen of bussen moeten geveerd en schokvrij worden vervoerd. Indien de buizen in een krat of ander transportmateriaal worden vervoerd waarin zij kunnen bewegen, dienen ze vastgezet te worden met schokabsorberend materiaal.
- De buizen of bussen dienen op dezelfde dag van het uitvoeren van de boring naar het laboratorium / opslag te worden gebracht.
- Boorbussen dienen direct te worden gelabeld of op een andere manier van een duidelijk kenmerk te worden voorzien. Op de label staan de volgende zaken vermeld of zijn via het registratieformulier en het kenmerk direct te herleiden:
  - Projectnummer of -identificatie.
  - Uitvoeringsdatum.
  - Boringnummer of -identificatie.
  - Boven- en onderzijde vanaf maaiveld.
- De boringen dienen vergezeld te worden van een registratieformulier waarop ten minste de volgende zaken staan vermeld:
  - Projectnummer of -identificatie.
  - Uitvoeringsdatum.

- Boorschijf en aanverwante variabelen zoals gebruikte steekmond en gebruikte spoeling, indien van toepassing:
- Boormeester.
- Aantallen buizen van welk type.
- Steekdiepte van de afzonderlijke bussen.
- Totale diepte van de boring.
- Indien van toepassing: eventuele bijzonderheden.
- Steekverlies.

## D.2 Ontvangst in het laboratorium

Bij ontvangst van het monstermateriaal in het laboratorium geldt het volgende:

- Na ontvangst worden de boringen ingeschreven en direct onder geklimatiseerde omstandigheden opgeslagen. Onder geklimatiseerde omstandigheden wordt een temperatuur tussen 6°C en 12°C en een relatieve luchtvochtigheid van minimaal 85% verstaan.
- In het laboratorium dienen de bussen met zorg te worden behandeld. Schokken en stoten van de bussen moet worden voorkomen.
- Indien wordt vermoed dat de kwaliteit van een monster is beïnvloed tijdens de opslag dient dit te worden geregistreerd.
- De monsters dienen op een dusdanige wijze te worden opgeslagen dat de eigenschappen hiervan niet veranderen. Een horizontale opslagwijze verdient bij cohesieve zettingsgevoelige materialen de voorkeur. Dit is gebaseerd op de veronderstelling dat materiaal onder invloed van het eigen gewicht kan consolideren tijdens langdurige opslag. Bij een horizontale opslagwijze zal dit effect minimaal zijn.

## D.3 Openen van de buizen of bussen

Bij het openen van de buizen of bussen dient het volgende in acht te worden genomen:

- Stalen boorbuizen dienen liggend te worden uitgedrukt.
- Kunststof boorbuizen dienen aan weerszijden te worden doorgesneden. Het gebruik van frozen of andere trillende of vibrerende apparatuur is niet toegestaan.
- De visuele indruk van de monsterkwaliteit dient omschreven te worden, zoals:
  - Monsterdiameter.
  - Verkleuringen.
  - Vervormingen, groeven in monster et cetera.
  - Verstoring van de gelaagdheid.
  - Extra 'steekverlies' ten gevolge van het uitdrukken, indien van toepassing.

## D.4 Prepareren monsters of proefstukken

Monsters worden met scherpe messen uit de boring genomen en direct verder verwerkt. Monsters die niet meteen worden gebruikt, worden met een label in cellofaan verpakt en tot verder gebruik gekoeld weggelegd (zie paragraaf D.2). De tijd tussen het uitnemen van een monster en de beproeving daarvan dient zo beperkt mogelijk te worden gehouden. Elk monster wordt apart genummerd en gelabeld.

Het trimmen van een veenmonster moet met de nodige zorg worden uitgevoerd. Veen, met de soms stugge vezels, wortels en takjes in combinatie met de grote samendrukbaarheid is erg gevoelig voor monsterverstoring door het trimmen. De volgende procedure wordt aangehouden:

- Een uit de boring genomen monster wordt eerst planparallel gemaakt.
- Vervolgens wordt dit monster op een trimapparaat geplaatst waarin het monster draaiend op verschillende diameters teruggebracht kan worden. Met behulp van dit apparaat en zeer scherpe messen worden eerst wat dikkere plakken van de zijkant verwijderd. Bij het verwijderen van de laatste circa halve centimeter worden alleen dunne plakjes verwijderd

- totdat de gewenste diameter is bereikt. Hiervoor dienen hoogwaardige keukenmessen met een langgerekt recht snijvlak te worden gebruikt, die regelmatig met aanzetstalen worden geslepen.
- Voor het prepareren van een monster voor een samendrukkingsproef, constant rate of strain proef of een direct simple shear proef wordt het aldus verkregen monster vervolgens onder een handbedienende boorkolom geplaatst met een scherpe snijring op het monster. De snijring wordt door middel van de boorkolom met een geringe kracht op het monster gedrukt. Het buiten de snijring stekende deel van het monster wordt vervolgens voor de snijring uit met dezelfde messen weggesneden, zodat de snijring als het ware over het monster glijdt.
  - Ten slotte worden de aan de onder- en bovenzijde van de ring uitstekende delen van het monster met dezelfde messen laagje voor laagje afgesneden. In de laatste fase wordt het lemmet op twee punten van de snijring gehouden, zodat het oppervlak gelijk aan de boven- en onderzijde van de ring gehouden.

Voor het trimmen van een kleimonster ten behoeve van het uitvoeren van een triaxialproef kan dezelfde procedure worden gevolgd als hiervoor aangegeven voor het trimmen van veenmonsters (eerste en tweede punt). Eventueel kunnen ook draadzagen worden gebruikt voor het trimmen van een kleimonster, maar bij stijve klei wordt dit afgeraden. Voor het trimmen van een kleimonster ten behoeve van het uitvoeren van een samendrukkingsproef, constant rate of strain proef of direct simple shear proef kan eveneens een scherpe snijring worden gebruikt, zoals hierboven aangegeven. Een uit de boring genomen kleimonster wordt eerst planparallel gemaakt.

#### **D.5 Uitvoering laboratoriumproeven**

Laboratoriumproeven worden uitgevoerd volgens bestaande normen en richtlijnen en het protocol in bijlage E. In aanvulling hierop gelden de volgende zaken:

- Bij samendrukkingsproeven is voorconsolidatie in andere apparatuur dan waarin de proef wordt uitgevoerd niet toegestaan in verband met de kans op extra verstoring.
- Bij elke samendrukkingsproef wordt de monsterverstoringsindex bepaald en gerapporteerd.

#### **D.6 Algemeen**

Verder is het volgende van belang:

- Boorbuizen en steekbussen dienen rond, vrij van bramen en deuken en vrij van roest te zijn. Kleine bramen kunnen met een vijl verwijderd worden.
- De steekmond dient een scherpe snijrand te hebben. Vooral in veen is dit van belang voor het effectief door kunnen snijden van de vezels.
- Het opgeboorde materiaal dient in de buizen waarmee het is geboord, zo snel mogelijk vervoerd te worden naar het laboratorium. Tijdens het transport dienen schokken en trillingen zoveel mogelijk vermeden te worden. Losse buizen in kratten, zoals bij de Ackermann-bussen, dienen tegen het heen en weer schudden beschermd te worden. De kratten moeten op verend materiaal worden geplaatst.
- Voor en tijdens transport dient voorkomen te worden dat de bussen blootgesteld worden aan direct zonlicht en hoge en lage temperaturen (beneden het vriespunt).

#### **D.7 Literatuur bijlage D**

[Van Essen, 2014]

Dijken op Veen II. Protocol monsterverstoring. Deltares rapport 1208254-011-GEO-0004, Versie 03, 28 april 2014, concept.

[NEN-EN-ISO 22475-1, 2006/2010]

Geotechnisch onderzoek en beproeving - Methoden voor monsterneming en grondwatermeting - Deel 1: Technische grondslagen voor de uitvoering. 2006. Met correctieblad december 2010.

[Zwanenburg, 2014]

Zwanenburg, C. (2014). Dijken op Veen II - DoV werkwijze voor bepaling Macrostabilititeit Markermeerdijk. Deltares rapport 1208254-032-GEO-0001, Versie 2, 13 oktober 2014, definitief concept

## E Protocol voor het uitvoeren van laboratoriumproeven

### E.1 Inleiding

In dit protocol worden aanbevelingen gegeven voor het uitvoeren van ongedraineerde anisotroop geconsolideerde triaxialproeven (CAU), direct simple shear proeven (DSS), constant rate of strain proeven (CRS), samendrukingsproeven en classificatieproeven. Dit protocol is gebaseerd op de eerste versie van mei 2011, maar is grondig herzien op basis van commentaar van diverse partijen en recent uitgevoerd onderzoek.

Dit protocol is opgesteld in opdracht van Rijkswaterstaat in samenwerking met de belangrijkste geotechnische laboratoria van Nederland. De voorgaande versie van mei 2011 staat ook wel bekend als het STOWA protocol.

Voor de meest gangbare geotechnische laboratoriumproeven zijn in Nederland normen en richtlijnen beschikbaar. Deze bestaande normen en richtlijnen bevatten echter witte vlekken. Daarnaast zijn deze normen en richtlijnen niet altijd aangepast aan de actuele internationale geotechnische inzichten. Voor de CRS-proef en de direct simple shear proef zijn geen Nederlandse normen of richtlijnen vorhanden. Dit protocol is een invulling van deze lacunes.

Dit protocol gaat onder meer in op:

- Procedure voor de verzadiging van grondmonsters voor het uitvoeren van triaxialproeven.
- Keuze van de spanningsniveaus bij samendrukingsproeven, constant rate of strain proeven, triaxialproeven en direct simple shear proeven.
- Aanwijzingen voor de keuze van de parameter  $K_0$  voor het uitvoeren van anisotrope consolidatie bij triaxialproeven.
- Duur van de consolidatiefase bij triaxial- en direct simple shear proeven.
- Snelheid en duur van de afschuiffase bij triaxial- en direct simple shear proeven.
- Aanwijzingen voor de uitvoeringswijze van constant rate of strain proeven, triaxialproeven en direct simple shear proeven.
- Aanwijzingen voor het uitvoeren van bepalingen van de vloegrens met de valconus of met het toestel van Casagrande.

Dit protocol is een aanvulling op de bestaande normen en richtlijnen. Deze aanbevelingen dienen te worden toegepast naast de vigerende normen en richtlijnen. De aanbevelingen in dit document dienen te worden gevuld en voor andere zaken, die niet in dit document worden behandeld, dienen de vigerende normen en richtlijnen te worden toegepast.

Dit protocol is met name gericht op het uitvoeren van laboratoriumonderzoek voor het beoordelen van de macrostabiliteit van dijken (voor toetsen en ontwerpen). Met het WBI 2017 is de overstep gemaakt naar het Critical State Soil Model (CSSM) en de ongedraineerde schuifsterkte voor slecht doorlatende grondlagen voor de beoordeling van taludstabiliteit. Stabiliteitsanalyses met ongedraineerde schuifsterkte vereisen het uitvoeren van triaxialproeven volgens een daarvoor geschikte proefprocedure. Daarnaast is voor het beproeven van veen het toepassen van de direct simple shear proef noodzakelijk. De grensspanning of overconsolidatiegraad speelt bij de ongedraineerde schuifsterkte ook een belangrijke rol. Voor het bepalen hiervan kan de constant rate of strain proef of de samendrukingsproef worden uitgevoerd. Dit protocol is opgesteld om eenduidigheid en betrouwbaarheid bij het uitvoeren van de genoemde proeven te bevorderen.

Er is nog een aantal zaken die verdere studie vereisen, zie hoofdstuk E.9 Ontwikkeling op termijn. Dit betreft enkele onderwerpen, waarop het protocol op termijn wellicht wordt aangepast om de kwaliteit van de beproevingsmethode verder te verbeteren. Dit zal leiden tot een vermindering van monsterverstoring en een scherpere bepaling van de grondmechanische parameters. In projecten die daarvoor de ruimte hebben, kunnen deze inzichten desgewenst al worden toegepast.

## E.2 Vigerende normen en aanbevelingen

In Tabel E.1 zijn enkele belangrijke Nederlandse vigerende normen en aanbevelingen voor het uitvoeren van geotechnische laboratoriumproeven weergegeven. Tevens zijn in het overzicht enkele relevante internationale documenten opgenomen.

Proef	Vigerende Nederlandse normen en aanbevelingen en enkele relevante internationale documenten
Boren en monster-behandeling	Geotechnisch onderzoek en beproeving – Monsterneming met behulp van boren en ongraving en grondwatermeting – Deel 1: Technische grondslagen voor het uitvoeren. NEN-EN-ISO 22475-1
Triaxiaalproef	Bepaling van schuifweerstands- en vervormingsparameters van grond – Triaxialproef. Nederlandse norm NEN 5117, 1 <sup>e</sup> druk, december 1991. Geotechnical investigation and testing – Laboratory testing of soil – Part 9: Consolidated triaxial compression tests on water-saturated soil. Technical Specification. CEN ISO/TS 17892-9. First edition 2004-10-15.
Direct simple shear proef	Standard Test Method for Consolidated Undrained Direct Simple Shear Testing of Cohesive Soils. ASTM D 6528-07. American Society for the Testing of Materials. NORSOK standard G-0001, Annex D: Laboratory testing, Rev.2, October 2004.
Constant rate of strain proef	Standard Test Method for One-Dimensional Consolidation Properties of Soils Using Controlled-Strain Loading. ASTM D 4186 – 06. American Society for the Testing of Materials.
Samendrukkingssproef	Bepaling van de een-dimensionale samendrukkingseigenschappen van de grond. Nederlandse norm NEN 5118, 1 <sup>e</sup> druk, december 1991. Uitvoering en interpretatie samendrukkingssproef. CUR-aanbeveling 101, 2005. Geotechnical investigation and testing – Laboratory testing of soil – Part 5: Incremental loading oedometer test. Technical Specification. CEN ISO/TS 17892-5. First edition 2004-10-15.
Classificatie-proeven	NEN 5104 Geotechniek - Classificatie van onverharde grondmonsters, 1989. NEN-EN-ISO 14688: Geotechnisch onderzoek en beproeving - Identificatie en classificatie van grond: Deel 1: Identificatie en beschrijving Deel 2: Grondslagen voor classificatie TR16 Technisch Rapport Geotechnische classificatie van veen. TAW, 1996. Geotechnical investigation and testing – Laboratory testing of soil – Part 12: Determination of the Atterberg limits. Technical Specification. CEN ISO/TS 17892-12. First edition 2004-10-15. Plasticiteit van grond. Proef 14. Standaard RAW Bepalingen 2015. CROW Ede. Organische-stofgehalte en CaCO <sub>3</sub> -gehalte. Proef 28. Standaard RAW Bepalingen 2015. CROW Ede.

Tabel E.1 Vigerende Nederlandse normen en aanbevelingen en enkele relevante internationale documenten

De vigerende Nederlandse normen in het overzicht zijn gedateerd. De meer actuele Europese conceptnormen voor geotechnische laboratoriumproeven hebben in Nederland nog niet de status van norm en de bijbehorende nationale bijlagen van de Europese normen zijn nog niet beschikbaar. De genoemde Europese conceptnormen kunnen als richtlijnen worden gehanteerd, met het huidige protocol als verbetering of aanvulling.

NEN 5104 is de vigerende norm voor classificatie van grond. Deze norm zal echter binnen afzienbare tijd vervangen worden door NEN-EN-ISO 14688. Vooralsnog wordt NEN 5104 toegepast.

De monsternorm moet voldoen aan Eurocode 7 en aan de norm NEN-EN-ISO 22475-1 (zie ook Hoofdstuk F.3). Handboringen ten behoeve van monsternorm voor laboratoriumproeven op ongestoorde grondmonsters zijn uitgesloten.

### **E.3 Monsterbehandeling**

Het transport en de opslag dienen gecontroleerd en met zorg plaats te vinden. De temperatuur van de opslag dient  $10 \pm 2$  graden Celsius te zijn. De relatieve luchtvochtigheid van de opslag dient 85 tot 100% te zijn. De kwaliteit (ongeroerdheid) van de grondmonsters is van groot belang voor een goed proefresultaat. De norm NEN-EN-ISO-22475-1 geldt hierbij als uitgangspunt.

#### **Transport en opslag**

Met betrekking tot de monsterbussen: de lege ruimten van monsterbussen dienen te worden opgevuld. Met de meeste grondsoorten is hierbij zakjes gevuld met zand een goede oplossing gebleken, in het geval van veen dient hiervoor een lichter opvulmateriaal te worden gebruikt. De bussen dienen luchtdicht te worden afgesloten en rechtstandig en geveerd te worden vervoerd.

In het geval van uitvoering van de laboratoriumwerkzaamheden door buitenlandse partijen, dient met het volgende rekening te worden gehouden: de bussen mogen niet door de lucht vervoerd worden in verband met monsterverstoring door grote temperatuur- en luchtdrukvariaties. Daarbij mag het vervoer niet door een standaard pakketpostdienst worden uitgevoerd, maar zijn extra maatregelen nodig om verstoring tegen te gaan. De getroffen maatregelen dienen in overleg met de klant te zijn genomen.

#### **Behandeling in het laboratorium**

Het uitdrukken van bussen dient horizontaal te worden uitgevoerd, waarbij het materiaal direct uit de bus in een goot met een gelijke of iets grotere binnendiameter als de diameter van het gestoken materiaal wordt overgedrukt. Bij voorkeur worden alleen bussen uitgedrukt waarvan het materiaal beproefd wordt en worden de overige bussen in de opslag gehouden. Het uitgedrukte materiaal wordt zo snel mogelijk met plastic afgedekt en ingepakt om verdamping te voorkomen.

#### **Proeven op ongestoord materiaal**

Monsters dienen tot het moment van beproeving te allen tijde te worden ondersteund door bijvoorbeeld een goot met een gelijke diameter.

#### **Trimmen van monsters**

De laborant dient op basis van zijn ervaring met het materiaal de verstoring bij de monsterparaparatie zoveel mogelijk te beperken.

Indien trimmen van monsters nodig is, dienen triaxiaalmonsters in trimtoestellen te worden getrimd met staaldraad of mes.

In het geval van DSS-proeven dienen de monsters veelal op maat te worden gemaakt. De uitvoering met een scherpe steekring en het voorzichtig wegsnijden van het materiaal net voor de steekmond, levert hierbij goede resultaten. De steekring dient hierbij geleid te worden, waarbij de steekrand altijd precies horizontaal georiënteerd blijft.

Voor het trimmen dienen de kopse kanten van de te trimmen monsters in ieder geval haaks op de steekrichting te worden afgesneden.

In het geval van veen moet men voorkomen dat wortels of stevige gedeeltes meegetrokken worden bij het trimmen. Dit soort delen moeten voorzichtig met scherpe mesjes worden afgesneden. De messen dienen regelmatig geslepen te worden.

De tijd tussen bemonsteren en beproeving dient zo kort mogelijk te worden gehouden. Eén tot maximaal enkele dagen geldt hierbij als praktische richtlijn.

### Rapportage algemeen

Bij alle sterkeproeven zal een foto worden gemaakt van het monster na uitbouw in een door midden gebroken toestand; dit ter controle op inhomogeniteiten.

Bij de triaxiaalproef wordt ook een foto gemaakt van het proefstuk na afschuiven, direct na het verwijderen van de celwand.

Bij samendrukkingsproeven wordt een foto gemaakt van het doormidden gebroken monster als er aanwijzingen zijn dat het monster inhomogeniteiten bevat, of als de uitkomst van de proef verdacht is.

## E.4 Triaxiaalproeven

### E.4.1 Dimensies proefstuk en verzadiging

Voor de proefstukken wordt een hoogte/diameterverhouding van minimaal 1.8 en maximaal 2.2 aangehouden.

Het is belangrijk om een zo groot mogelijk proefstuk te beproeven. Bij een groter proefstuk is de invloed van de eindvlakken en de buitenrand kleiner. Daarnaast doet een groter proefstuk meer recht aan de structuur en de heterogeniteit van het proefstuk. De minimale diameter bedraagt 50 mm. Deze ondergrens zal naar verwachting opschuiven naar 65 mm, als tussentijds onderzoek heeft bevestigd dat er een significant effect op de grondparameters bestaat.

Om bij de triaxiaalproeven een goede verzadiging te bereiken zijn de volgende zaken van belang:

- Tijdens de monsterverzadiging mag de effectieve druk in het monster niet boven de uiteindelijke consolidatiedruk uitkomen. Hiermee wordt een ongewenste voorbelasting in het monster voorkomen. Men kan optioneel de celdruk en de monsterdruk tegelijk langzaam laten toenemen met de drainagekraan open, of de NEN 5117 procedure volgen.
- De B-factor bij 300 kPa (of hogere) backpressure moet minimaal 0,96 zijn. Bij stijve kleimonsters kan deze eis problemen geven. Het laboratorium moet aantoonbaar inspanning leveren om de gevraagde B-factor te bereiken. Men kan hierbij werken met hogere backpressure en langere verzadigingsduur (maximaal 24 uur). In het uiterste geval mag men de B-factor bepalen nadat de consolidatiedruk is aangebracht.
- De bepaling van de B-factor gebeurt door meting van poriedruktoename bij een kortdurende celdruktoename van minstens 25 kPa (of maximaal de consolidatiedruk als deze lager is dan 25 kPa).

#### E.4.2 Consolidatiefase

De uitvoering en duur van de consolidatiefase bij triaxiaalproeven is een belangrijk aandachtspunt. Bij sommige monsters kan de benodigde duur van de consolidatiefase langer dan 24 uur zijn.

De norm NEN 5117 voor het uitvoeren van triaxiaalproeven zegt niets over de gewenste duur van de consolidatiefase. Een kleimonster zou moeten consolideren, totdat de vervormingssnelheid laag is ten opzichte van de afschuifssnelheid. Een probleem hierbij is de kruipgevoeligheid van Nederlandse grond. Daarom wordt uitgegaan van een praktische consolidatieduur van maximaal drie dagen, zonder dat alle kruipvervorming voltooid hoeft te zijn. Als controle kan men de drainagekranen tijdelijk sluiten. Als de waterspanning niet meer dan 1 kPa oploopt in 10 minuten dan mag men uitgaan van voltooide consolidatie.

De anisotrope consolidatiefase wordt volgens een spanningsgestuurde tweetrapsprocedure uitgevoerd. Men start met isotrope consolidatie tot de gewenste horizontale spanning is bereikt, waarna de verticale spanning (en daarmee ook de deviatorspanning) wordt opgevoerd tot de gewenste  $K_0$ -verhouding.

Deze werkwijze was tot voor kort de enige wijze die alle laboratoria in Nederland uit konden voeren. Deze tweetraps methode is robuust; er kan weinig mis gaan. Inmiddels zijn de mogelijkheden van de apparatuur en software toegenomen en kan een deel van de laboratoria ook andere methoden uitvoeren. Twee andere mogelijke werkwijzen worden beschreven in hoofdstuk E.9.

Het is niet toegestaan om een triaxiaalmonster te consolideren in een cel, terwijl de afschuifase in een andere cel plaats vindt, waardoor het monster moet worden uitgebouwd en overgezet.

Bij het overzetten van een cel met monster onder consolidatiedruk naar een drukpers mag er geen druk- en volumeverandering in de cel optreden.

Scheefstand van het monster is niet toegestaan. De axiale as van het monster dient tijdens de hele proef loodrecht onder het drukpunt van de plunjер te blijven. Daarnaast mag scheefstand van de kopplaat niet voorkomen.

De poreuze eindplaten van de opstelling zijn vlak en hebben een diameter die gelijk is aan of maximaal 5 mm groter dan de monsterdiameter.

De snelheid van verhogen van de deviatorspanning is een punt van aandacht. Bij te snelle verhoging zal de waterspanning in het monster teveel oplopen en kan het monster bezwijken. Het blijkt dat de Nederlandse laboratoria twee verschillende methoden gebruiken:

- Opvoeren van de verticale druk met een constante toename in de tijd tot de gewenste eindwaarde, bijvoorbeeld met 6 kPa/uur.
- Opvoeren van de verticale rek met een constante toename in de tijd totdat de deviatordruk de gewenste waarde heeft bereikt, bijvoorbeeld met 0.1 %/uur. Als men een  $t_{100}$  waarde (zie NEN5117) beschikbaar heeft kan men de bijbehorende snelheid van een gedraineerde afschuiving aanhouden.

Beide methoden zijn toegestaan, waarbij aanbevolen wordt om bovengenoemde waarden niet zonder meer te overschrijden. Het laboratorium dient er zorg voor te dragen dat het monster

niet voortijdig bezwijkt en mogelijk moet hiervoor een lagere snelheid worden aangehouden dan hierboven genoemd.

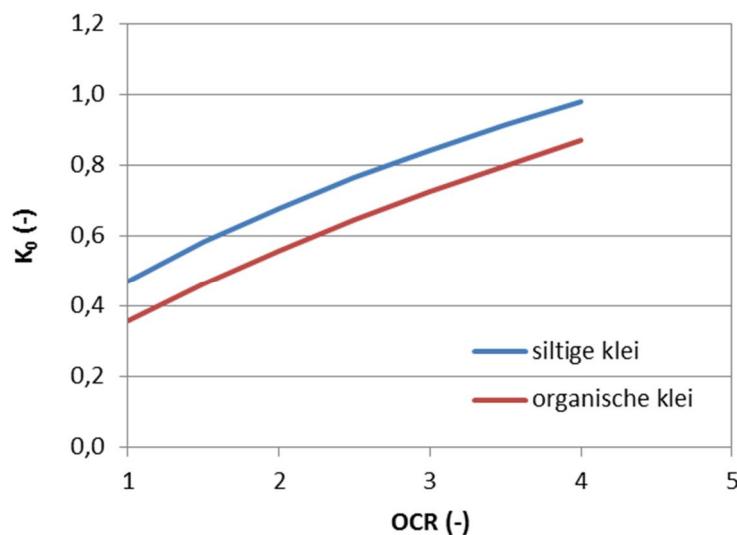
#### E.4.3 Keuze van $K_0$ voor anisotrope consolidatie

Voor de anisotrope consolidatie kan de  $K_0$ -waarde ( $K_0 = \sigma'_h/\sigma'_v$ ) worden bepaald uit een  $K_0$  CRS-proef, uit literatuurdata of uit database-gegevens. Als richtwaarden voor de anisotrope consolidatie kunnen de volgende  $K_0$  waarden worden gehanteerd (geldend voor OCR=1):

- $K_0 = 0,35$  voor organische klei met een volumegewicht lager dan  $14 \text{ kN/m}^3$ .
- $K_0 = 0,45$  voor siltige klei met een volumegewicht hoger dan  $14 \text{ kN/m}^3$ .

Bezwijken van het monster in de consolidatiefase kan bij lage  $K_0$  waarden optreden omdat het effectieve spanningspad te dicht bij de bezwikklijn kan uitkomen. Men zal moeten zorgen voor geringe opbouw van de waterspanning, zie ook de vorige paragraaf.

Bij een hogere overconsolidatiegraad wordt de  $K_0$ -waarde eveneens hoger (bij OCR waarden van 2 tot 4 wordt  $K_0$  circa 0,6 tot 0,9, zie fig. E.1).



Figuur E.1 Verband tussen OCR en de  $K_0$ -factor

Desgewenst kan de  $K_0$  worden bepaald met  $K_0$  CRS-proeven of met samendrukkingsproeven met  $K_0$  meting. De OCR-waarde volgt uit de verhouding tussen grensspanning  $\sigma'_{vy}$  en effectieve in-situ verticale druk  $\sigma'_{vi}$ :

$$\text{OCR} = \sigma'_{vy} / \sigma'_{vi}$$

#### E.4.4 Keuze spanningsniveaus

De keuze van de consolidatiespanning is bepalend voor de schuifsterkte en de ontwikkeling van de waterspanning. Het gewenste niveau van verticale en horizontale spanning zal uiteraard afhangen van de geotechnische vraagstelling. Wanneer de consolidatiespanning lager wordt gekozen dan de grensspanning leidt dit tot overgeconsolideerd gedrag van de grond. De grond vertoont dan dilatantie, met name bij een grotere mate van overconsolidatie. Bij dilatantie wordt tijdens afschuiven wateronderspanning in de grond gegenereerd, wat een schijnbare

extra sterke van de grond geeft. Wanneer de grootte van de overconsolidatiegraad (OCR) bekend is, kan de gevonden schuifsterkte hiermee worden omgerekend naar een normaalgeconsolideerde waarde van de schuifsterkte.

Een consolidatiespanning gelijk aan of hoger dan de grensspanning geeft normaal geconsolideerd gedrag van de grond. De grond vertoont dan contractant gedrag. Er wordt dan bij het afschuiven van de grond wateroverspanning gegenereerd.

De spanningstoestand van de grond in het terrein is zodanig dat de grond bij afschuiven altijd in meer of mindere mate overgeconsolideerd gedrag zal vertonen. Deze spanningstoestand is het gevolg van bodemvormende processen, polderpeilfluctuaties en dergelijke. De mate van overconsolidatie kan in het terrein sterk variëren.

Een eenvoudige werkwijze voor het beoordelen van de taludstabiliteit van dijken is om uit te gaan van normaal geconsolideerd grondgedrag en daarvoor een procedure voor de triaxialproeven en direct simple shear proeven te volgen die meteen een normaal geconsolideerde waarde van de schuifsterkte geeft. Echter wanneer de ongedraineerde schuifsterkte in-situ wordt bepaald met sonderingen is het nodig om proeven te doen bij het in-situ spanningsniveau, zodat men verband kan leggen met de gemeten sondeerwaarden. Samenvattend kan als volgt worden omgegaan met de keuze van de spanningsniveaus voor de consolidatiefase van de proeven:

- Een deel van de proeven krijgt een spanningsniveau behorend bij de huidige in-situ druk.
- De resterende proeven krijgen een verticaal spanningsniveau gelijk aan de bovengrens van de grensspanning (punt B in Figuur E.2) volgend uit de samendrukkingsproeven en de CRS-proeven. Wanneer een grote ophoging wordt aangelegd kan de consolidatiespanning daarop worden afgestemd.
- Doordat proefmonsters vanuit verschillende boringen, van verschillende dieptes en van herkomst onder de dijk en naast de dijk bij elkaar kunnen worden gevoegd in een proevenverzameling van proefmonsters van dezelfde grondsoort, worden min of meer vanzelf proeven met verschillende spanningsniveaus bij elkaar gevoegd.

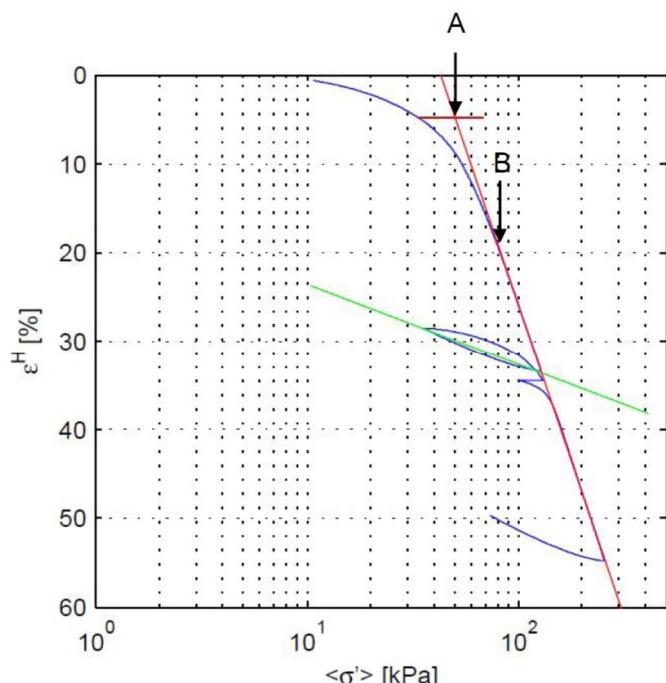
#### *Toelichting*

Om normaal geconsolideerd gedrag te vinden in de triaxial- en direct simple shear proeven wordt voor de consolidatiespanning voor de normaal geconsolideerde proeven uit gegaan van punt B in de onderstaande Figuur E.2. Dit is het punt waar de gemeten zettingslijn samen begint te vallen met de raaklijn. Dit punt B zou de bovengrens van de grensspanning kunnen worden genoemd. Punt A is de gebruikelijke definitie van de grensspanning (in een isotachen uitwerking in dit geval). Punt A wordt bereikt door op de meetcurve de in-situ verticale druk te selecteren en dan een horizontale lijn naar rechts te trekken; het snijpunt met de raaklijn is punt A. Bij spanningen boven punt B is het grondgedrag pas echt normaal geconsolideerd. Het gebied tussen punt A en punt B is een "overgangsgebied". Proeven die worden geconsolideerd bij spanningen in dit overgangsgebied tussen A en B zorgen bij de uitwerking voor onnodig veel spreiding in de proefresultaten. Het is niet nodig om nog verschillende belastingtrappen boven deze bovengrens van de grensspanning te kiezen. Voor alle normaal geconsolideerde proeven wordt uit gegaan van de bovengrens van de grensspanning (punt B) uit een representatieve CRS-proef. Als men alleen over standaard samendrukkingsproeven beschikt, kan een waarde van 1.5 tot 2 maal de grensspanning (punt A) gekozen worden.<sup>1</sup>

Indien het gewenst is rekening te houden met het effect van overconsolidatie zijn twee werkwijzen mogelijk. Een mogelijkheid is om een proefstuk te consolideren bij een

consolidatiespanning gelijk aan of hoger dan de grensspanning van het proefstuk en vervolgens een tweede consolidatiestap uit te voeren, waarin de consolidatiespanning wordt verlaagd naar het gewenste spanningsniveau of naar de gewenste overconsolidatiegraad (extra ontlaststap). Deze aanpak wordt de SHANSEP-methode genoemd, zie [Ladd e.a., 2004]. Deze methode is vooral geschikt voor proefstukken, waarvan de monsterkwaliteit laag is, bijvoorbeeld door monsterverstoring tijdens het boren.

Een andere mogelijkheid om rekening te houden met het effect van overconsolidatie is om een proefstuk te consolideren bij de spanning die het proefstuk in het veld heeft gehad (meestal lager dan de grensspanning). Deze aanpak is bekend als de *Norwegian style*, zie [Berre, 1982]. Bij deze tweede aanpak blijft de structuur van de grond zoveel mogelijk intact tot aan het begin van de afschuifase van de proeven. Door het behoud van de structuur van het proefstuk leidt deze aanpak tot een hogere bezwikkwaarde van de schuifsterkte dan de eerder genoemde werkwijze. Deze aanpak is met name geschikt voor grondmonsters met weinig monsterverstoring.



Figuur E.2 Rek versus verticale spanning in een CRS-proef, met de grensspanning volgens de gangbare definitie bij punt A en de bovengrens van de grensspanning bij punt B (zie Den Haan e.a. 2003)

Een belangrijk aandachtspunt is dat proeven met een verschillende overconsolidatiegraad niet zonder meer met elkaar kunnen worden gecombineerd om schuifsterktparameters af te leiden. Wanneer proeven met een verschillende overconsolidatiegraad met elkaar worden gecombineerd, bijvoorbeeld voor een stabiliteitsberekening of voor een proevenverzameling, moet rekening worden gehouden met dit verschil in OCR.

#### E.4.5 Uitvoering afschuiffase

Het monster wordt afgeschoven in continue ongedraineerde compressie, na de anisotrope consolidatie. De proeven worden uitgevoerd volgens de entrapsprocedure; dus 1 belastingtrap op 1 proefmonster. Hierbij dient te worden gewerkt conform NEN 5117. Voor de anisotrope consolidatie wordt verwezen naar CEN ISO/TS 17892-9 (zie Tabel E.1) en de voorgaande tekst.

De maximale afschuifsnelheid volgt in principe uit het verloop van de consolidatiefase. Het is gewenst om de maximale afschuifsnelheid te beperken om de waterspanning in het monster te laten vereffenen. Verder is door meerdere onderzoekers aangetoond dat de schuifsterkte van klei licht toeneemt met de afschuifsnelheid. Het gaat hierbij om een effect van circa 10 tot 15% bij tienvoudige snelheidstoename. Om deze redenen is de toegestane afschuifsnelheid maximaal 1% per uur of langzamer indien dit volgt uit de  $t_{100}$  bepaling volgens NEN 5117.

Als  $t_{100}$  niet bepaald kan worden uit de consolidatiefase, omdat een isotrope fase niet toegepast wordt, zijn er drie mogelijkheden. Als eerste kan men per grondlaag twee of meer extra proeven doen met een isotrope fase om de hieruit de  $t_{100}$  te bepalen. Hieruit volgt dan de maximale afschuifsnelheid voor alle proeven uit de betreffende grondlaag. Als tweede optie kan men een veilige, lage snelheidswaarde, gebaseerd op eerdere ervaring kiezen. In de rapportage zal een keuze boven 0.5%/uur met goede argumenten onderbouwd moeten worden als geen  $t_{100}$  bepaling is uitgevoerd.

Als derde mogelijkheid kan men de  $t_{100}$  berekenen uit de  $c_v$ -waarde van een samendrukingsproef op een vergelijkbaar monster met de volgende omrekenformule (zie Bishop & Gibson 1965), geldig voor tweezijdige drainage met drainage strips (50% tot 100% bedekking):

$$t_{100} = 7.9 \cdot 10^{-3} \times H^2/c_v$$

met:

- $c_v$  = consolidatie coëfficiënt bepaald bij een druk die aansluit bij de consolidatiedruk.
- $H$  = hoogte van het triaxiaalmonster.

De afschuiffase moet men doorzetten tot minimaal 25% axiale rek is bereikt. Daarmee wordt een schuifsterkte van de grond gemeten, die de zogenaamde *critical state* sterke zo goed mogelijk benadert (NB: dit is niet de reststerkte van de grond). De gemeten schuifsterkte bij 25% axiale rek dient te worden gerapporteerd.

Kantelen van de kopplaat tijdens de afschuiffase is niet toegestaan.

#### E.4.6 Correctie voor weerstand van membraan en drainage strips

De schuifsterketebepaling wordt beïnvloed door de weerstand die het latex membraan biedt bij het vervormen van het proefstuk. Bij kleiproeven worden meestal drainage strips gebruikt ter versnelling van de consolidatie en ook deze bieden weerstand, zie [Greeuw e.a 2001].

Correctie voor beide zaken is nodig; dit geldt vooral voor proeven op monsters met lage sterkte.

De NEN 5117 en de CEN ISO/TS 17892-9 geven formules voor deze correcties, maar de ervaring leert dat de berekende waarden hoog uitvallen bij grotere rekpercentages. Recent onderzoek bij Deltares geeft aan dat zowel voor het membraan als voor drainagestrips de correcties bij rekpercentages tot circa 25% praktisch altijd tussen 1 en 2 kPa deviatorspanning liggen. De formules in NEN 5117 leiden door de hoge correcties tot een te lage schuifsterkte. Het is daarom nodig zelf de correcties te bepalen. Dit kan met bijvoorbeeld een gelatine monster, zie [Greeuw e.a. 2001]. Belangrijk hierbij is dat de correcties worden bepaald tot aan of voorbij de maximale vervorming die bij de uitvoering van de triaxialproeven wordt aangehouden. Bij de rapportage dient de toegepaste correctie te worden vermeld.

Aanbevolen wordt om bij elke proef de dikte van het membraan te meten. Daarnaast moet men jaarlijks de stijfheidsmodulus van een aantal gebruikte latex membranen (steekproef) bepalen en vastleggen.

## **E.5 Direct simple shearproeven**

### **E.5.1 Verzadiging**

Bij inbouw van het proefstuk worden vochtige filterstenen gebruikt om te voorkomen dat er water aan het monster onttrokken wordt. Als het risico van zwel bestaat, moet men droge stenen gebruiken en het monster zal dan voorbelast moeten worden, voordat water wordt toegevoegd. In het vervolg wordt uitgegaan van niet-zwellende grond.

Het protocol gaat net als ASTM D6528 uit van verzadigde monsters, tenzij uitdrukkelijk anders is opgedragen door de opdrachtgever.

Om te verzadigen wordt water toegelaten tot het monster door de top- en bodem platen te verzadigen via een in- en uitstroomkanaal. Enkele minuten doorstromen van de stenen zal normaliter voldoende zijn.

Als na de proef blijkt dat het monster duidelijk niet verzadigd is, moet dit vermeld worden; sterk aanbevolen wordt om de proef dan te herhalen op een beter verzadigd monster.

### **E.5.2 Consolidatiefase**

Bij de direct simple shear proef volgt de consolidatieduur uit het verloop van zetting tegen de tijd. Omdat het monster slechts circa 20 mm hoog is en tweezijdig gedraineerd wordt, zal de consolidatiefase korter zijn dan bij de triaxiaalproef. Meestal zal 16 uur consolidatie ruim voldoende zijn.

Consolideren van het proefstuk buiten de meetcel wordt afgeraden, maar is bij uitzondering toegestaan tot 25% van de gevraagde consolidatiespanning. Een uitzondering is bijvoorbeeld erg mineraalarm veen met een hoog watergehalte. Bij directe consolidatie in het DSS apparaat resteert dan soms te weinig monsterhoogte. De monsterhoogte bij het begin en bij het overzetten dienen gerapporteerd te worden.

De monsterhoogte na inbouw, dus voor de consolidatie begint, moet altijd gerapporteerd worden.

### **E.5.3 Keuze spanningsniveaus**

Hiervoor gelden dezelfde overwegingen als bij de triaxiaalproef, zie sectie E4.4.

### **E.5.4 Uitvoering**

Voor het uitvoeren van direct simple shear proeven bestaat geen Nederlandse norm en ook geen CEN/ISO norm. Daarom wordt de ASTM D6528-07 gevolgd en zijn enkele aanwijzingen bijgevoegd voor het uitvoeren en uitwerken van de proef. Bij geotechnisch onderzoek voor offshore constructies wordt meestal verwezen naar de NORSO-K-richtlijnen, zie Tabel E.1.

De zijkant van het grondmonster wordt in de DSS-proef gesteund door een ringenstapel rond een dun membraan of door een verstevigd membraan, zodat de diameter van het monster min of meer constant blijft. Een belangrijk verschil met de directe schuifproef is dat de afschuiving niet opgelegd wordt in het horizontale vlak; het monster kiest in de direct simple shear proef zelf een bezwijkvlak. Het verstevigde membraan of de ringenstapel geeft het monster hiervoor voldoende vrijheid. De membraanweerstand of de schuifweerstand van de ringenstapel met membraan dient bekend te zijn en de proefresultaten moeten hiervoor worden gecorrigeerd.

Vooral bij slappe grondsoorten en proeven bij lagere spanningsniveaus is deze correctie relevant.

Bij de uitvoering van de afschuiffase is vereist dat de boven- en bodemplaat van het simple shear-apparaat horizontaal blijven.

De afschuiffase van de proef kan worden uitgevoerd met *constante hoogte* of met *constante bovenbelasting*. Uitvoering met *constante hoogte* wordt in dit protocol als standaard beschouwd en staat ook als zodanig in de norm ASTM D 6528 – 07. Met *constante hoogte* reageert het monster in feite ongedraineerd (met een constant volume), hoewel de eindvlakken kunnen draineren. De verticale belastingsvariatie moet worden gemeten en daaruit kan de waterspanningsverandering worden afgeleid, zie [DeGroot e.a., 1992]. Meting van de waterspanning gebeurt standaard niet, maar kan een nuttige aanvulling op de resultaten zijn. Bij een gedraineerde afschuiffase (met *constante belasting*) wordt verticale verplaatsing van de bovenzijde van het monster toegelaten. De variatie in de hoogte wordt in dat geval geregistreerd en gerapporteerd.

De afschuifsnelheid moet worden vastgesteld conform ASTM D 6528 – 07 en volgt uit de tijd tot einde consolidatie. Voor de verwachte rek bij de piekspanning kan 15 à 20% worden aangehouden. De consolidatietijd kan worden afgeleid uit de curve van de zetting van het monster tijdens de consolidatiefase tegen de tijd. Een afschuifsnelheid uitgedrukt in de hoekverdraaiing per uur van circa 5%/uur is gebruikelijk. De maximale afschuifsnelheid is 8%/uur. Dit komt neer op een horizontale vervormingssnelheid in de orde van 1,6 mm/uur.

In de afschuiffase moet men doorschuiven tot minimaal 40% schuifrek is bereikt. Daarmee wordt een schuifsterkte van de grond gemeten, die de zogenaamde *critical state* sterke zo goed mogelijk benadert. De gemeten schuifsterkte bij 40% schuifrek dient te worden gerapporteerd.

Bij uitwerking van de proefresultaten levert de direct simple shear proef een piekwaarde van de horizontale schuifspanning  $\tau_p$  bij een effectieve bovenbelasting  $\sigma_{vp}'$  en een eindwaarde (40% rek) van de horizontale schuifspanning  $\tau_e$  bij een effectieve bovenbelasting  $\sigma_{ve}'$ . Beide waarden moeten worden gerapporteerd met de bijbehorende schuifrek.

De maximale schuifspanning is een nuttige, maar incomplete maat voor de schuifsterkte van het materiaal. Er wordt namelijk bij de DSS-proef geen radiale spanning of verticale schuifspanning gemeten.

#### *Verschil tussen ringen met membraan en versterkt membraan*

De keuze voor een bepaald type membraan ligt bij het laboratorium. Het laboratorium dient zelf de membraancorrectie te bepalen. De toegepaste correctie dient te worden gerapporteerd.

#### *Gebruik van pinnen in de eindplaten*

De overgangen tussen filterstenen en grondmonster zijn essentieel voor het overbrengen van de schuifkracht tijdens de afschuiffase [Greeuw 2015]. Het is van belang dat het monster in de afschuiffase niet slipt langs de beide eindvlakken. Het gevolg van het slippen van het monster over de eindplaten is een te lage schuifkracht bij de meting. Hiervoor zijn diverse typen eindplaten in gebruik, zoals platen met dunne pinnen (circa 2 mm hoog) of kegelvormige pinnen, vlakke (licht ruwe) platen, soms met ribbels, of een vlak profiel met ondiepe geulen. Een vlak profiel brengt het risico van slip met zich mee. Voor alle grondsoorten en alle spanningsniveaus moeten daarom pinnen in de eindplaten worden toegepast. Om een te kleine hoogte van het monster (tussen de pinnen of ribbels aan boven- en onderzijde) in de afschuiffase te voorkomen, dient de proef te worden gestart met een monster van voldoende

hoogte. De minimale monsterhoogte tijdens de afschuiffase dient 10 mm te zijn, gemeten tussen de pinnen of ribbels. De hoogte van het proefstuk wordt gecorrigeerd voor de pinhoogte in de uitwerking. Hierbij wordt 2 maal 2/3 van de pinhoogte afgetrokken van de gemeten monsterhoogte.

De direct simple shear proeven moeten als eentrapsproeven worden uitgevoerd, geplot en gerapporteerd. In de rapportage moeten waarnemingen zoals uitdroging, verweking van een eindvlak, onregelmatige afschuiving en dergelijke, worden opgenomen.

#### E.5.5 Uitvoering bij lage spanning en membraan correctie

Bij DSS-metingen met een consolidatiedruk lager dan circa 20 kPa zal extra aandacht aan de nauwkeurigheid en aan mogelijke meetfouten moeten worden besteed. Het laboratorium moet aangeven welke nauwkeurigheid wordt gehaald met de gebruikte krachtopnemers in verticale en horizontale richting en wat dit betekent voor de gemeten spanningen. Het is gewenst, dat de absolute meetfout in verticale druk en in de schuifspanning minder dan 0,5 kPa bedraagt. Om dit te bereiken is een krachtopnemer nodig met een nauwkeurigheid beter dan 1.5 N, uitgaande van de conventionele monsterdiameter van 50 tot 70 mm.

Verder moet membraan/ringencorrectie worden toegepast, met de herkomst van de gebruikte waarden. Nodig is een eigen kalibratie op een zeer slap materiaal, zoals het in het rapport [Greeuw 2014] toegepaste Agar. Een ijkmeting met een opgesloten watermonster is ook een mogelijkheid, zie ASTM D6528-07. Het is vereist om eenmaal per jaar een ijking te verrichten naar de weerstand van membraan, ringen en de schuiftafel. Bij een verschil groter dan 30% met de voorgaande ijking dient het membraan en eventueel de ringen vervangen te worden. De membraan- en sledecorrectie  $Mc$  wordt uitgedrukt in de volgende vorm:

$$Mc = b + a \times d \quad \dots \text{ (kPa)}$$

Waarbij de parameters **b** (in kPa) en **a** (in kPa/mm) volgen uit lineaire regressie van de schuifweerstand tegen de verplaatsing **d** van de sledge in mm.

Het ijkrapport moet bij navraag inzichtelijk zijn voor de opdrachtgever.

Tijdens de consolidatiefase kan er een schuifspanning ontstaan in het monster; deze spanning is reëel en mag niet genuld worden tijdens de proef en niet in de verwerkingssoftware.

#### E.6 Samendruktingsproeven

Bij het uitvoeren van samendruktingsproeven voor het bepalen van zettingsparameters en de grensspanning worden spanningstappen conform Tabel E.2 gehanteerd. Afwijken hiervan is toegestaan als hier goede redenen voor zijn. In deze tabel zijn de factoren weergegeven, waarmee de effectieve terreinspanning  $\sigma'_{vi}$  moet worden vermenigvuldigd. Alle stappen duren minimaal 24 uur.

$\sigma'_{vi}$ [kPa]	Belastingstap								
	1	2	3	4	5	6	7	8	9
<50	0,25	0,5	1	2	4	2	4	8	16
>50	0,25	0,5	1	2	4	2	4	10	

Tabel E.2 Spanningsniveaus per belastingstap, genormeerd op de effectieve terreinspanning  $\sigma'_{vi}$ .

Bij alle belastingstappen vanaf stap 2 (dus niet bij ontladen/herbeladen) wordt de  $c_v$ -waarde bepaald, indien mogelijk. Daarbij is het noodzakelijk dat er in de zetting-log(t) Casagrandeplot een duidelijke rechte kruiptak te constateren is. Indien de kruiptak niet zichtbaar is, moet de

betreffende stap tot 48 uur worden doorgezet. Indien de kruiptak na 48 uur nog niet zichtbaar is, mag de volgende stap worden gestart. Er moet dus tijdens de proef een figuur van de zetting tegen  $\log(t)$  worden bijgehouden. De zetting na 24 uur moet altijd worden gerapporteerd. Tijdens weekenden zijn stappen van 72 uur toegestaan.

N.B.: alleen betrouwbare  $c_v$ -waarden (met goede fitlijnen aan de zettingscurve) mogen worden gerapporteerd. Dit houdt onder meer in dat bij de Taylor ( $\sqrt{t}$  methode) interpretatie alleen gefit mag worden aan een recht deel van de curve en bij de Casagrande methode er sprake moet zijn van een duidelijke S-vorm van de consolidatiecurve. De kruipparameter moet gefit worden aan een duidelijke rechte aan het eind van de  $\log(t)$ -consolidatiecurve.

De resultaten van de samendrukkingsproeven worden uitgewerkt volgens de methoden abc-Isotache (CUR Aanbeveling 101) en Bjerrum (CUR Aanbeveling 101, NEN 5118). Extra uitwerking volgens de Koppejan-methode is toegestaan, maar niet vereist. De Koppejan-methode is niet geschikt voor ontlast- en herbelaststappen.

### E.7 Constant rate of strain (CRS)-proeven

De CRS-proef verdient de voorkeur boven de standaard samendrukkingsproef vanwege de meer nauwkeurige grensspanning bepaling en omdat deze proef kan worden gecombineerd met meting van de horizontale spanning ( $K_0$  CRS-proef). Daarnaast biedt een CRS opstelling betere mogelijkheid tot volledige verzadiging van het monster.

Voor de CRS-proef wordt het volgende belastingschema voorgesteld:

1. Start bij een lage verticale spanning van circa 2 kPa. Verzadig het monster bij deze stap maar vermijdt zwel (door tijdelijke spanningsverhoging).
2. Belast tot 4  $\sigma'_{vi}$ .
3. Ontlast tot 2  $\sigma'_{vi}$ .
4. Herbelast naar 6  $\sigma'_{vi}$ .
5. Voor de bepaling van kruipparameters is een relaxatiefase nodig; dit houdt in dat de hoogte van het monster constant gehouden wordt en de verticale spanningsverandering wordt geregistreerd. Normaliter is 16 uur relaxatie voldoende.
6. Belast tot 10  $\sigma'_{vi}$  à 16  $\sigma'_{vi}$  (kies bij monsters met lage initiële spanning de hoge waarde).

Wanneer de proeven worden uitgevoerd ten behoeve van het ontwerp van een grote ophoging kunnen de genoemde factoren indien nodig worden verhoogd.

De opgelegde vervormingssnelheid hangt af van de grond eigenschappen; bij Nederlandse klei en veen is de range 0,1 tot 0,5 %/uur gebruikelijk. De snelheid moet worden verlaagd als de relatieve wateroverspanning  $R_u$  ( $R_u$  = wateroverspanning/verticale druk) 15% overschrijdt, omdat hogere waterspanning onwenselijk is gedurende een proef. De snelheid wordt alleen aangepast na afronding van een fase, zie ook ASTM D 4186 – 06 (zie Tabel 1.1).

De grensspanning, die volgt uit een CRS-proef, is enigszins afhankelijk van de vervormingssnelheid (hogere snelheid levert hogere grensspanning), en zal meestal licht afwijken van de waarde, die volgt uit de standaard samendrukkingsproef. Anderzijds is de grensspanning die volgt uit een CRS-proef niet afhankelijk van de keuze van de belastingstappen, zoals bij de samendrukkingsproef het geval is (zie Den Haan e.a. 2003).

## E.8 Classificatie klei en veen

NEN 5104 is de vigerende norm voor classificatie van grond. Zoals eerder al vermeld wordt deze norm binnen afzienbare tijd (waarschijnlijk nog in 2016) vervangen door NEN-EN-ISO 14688.

De grens tussen klei en veen is niet altijd eenvoudig te leggen. Aangenomen mag worden, dat verzadigde grond met volumegewicht lager dan  $11 \text{ kN/m}^3$  altijd veen is en boven  $13 \text{ kN/m}^3$  altijd klei.

In het tussengebied zal men het organische stof gehalte moeten bepalen en de grond visueel moeten classificeren. Een organisch stof gehalte van 30% of meer duidt op veen.

Classificatie van grond (ook visuele classificatie) wordt altijd in het laboratorium uitgevoerd. Bij klei dienen een indicatieve  $c_u$ -waarde met de valconus en de Atterbergse grenzen bepaald te worden. Bij sterk siltige klei is een korrelverdeling gewenst. Een uitgebreide classificatie is nuttig bij het interpreteren van de sterkeproeven; zo kan een hoge siltfractie leiden tot dilatant gedrag en een hoge  $s_u$ -ratio.

### Vloeigrensbeperking klei

Het beste kan hiervoor de valconus gebruikt worden met de 4-punts methode. Deze methode is praktischer en nauwkeuriger dan de bepaling van de vloeigrens met het toestel van Casagrande. In Europa wordt daarom in veel landen aan de valconus methode de voorkeur gegeven. De procedure en materiaaleisen zijn gegeven in CEN ISO/TS 17892-12 (zie Tabel F.1). Bij lage vloeigrenswaarde zal de valconuswaarde iets onder de Casagrande-waarde uitkomen, bij hoge vloeigrenswaarde juist iets erboven.

De bepaling van de vloeigrens met het toestel van Casagrande is een aandachtspunt. Er zijn apparaten volgens de British Standard en apparaten volgens de ASTM. Door de verschillende stijfheid van het rubber blok bij beide typen apparaten (ASTM schrijft een stijver blok voor) wordt een andere vloeigrens bepaald. Resultaten van verschillende toestellen zijn derhalve niet zondermeer vergelijkbaar; de literatuur [Özer, 2009] noemt een verschil van circa 5%. Vrijwel alle laboratoria in Nederland beschikken over een toestel volgens de specificaties van de ASTM. Daarom is het wenselijk dit type toestel als het gangbare toestel aan te merken. Hierbij kan de bepalingsmethode volgens proef 14 van de Standaard RAW Bepalingen 2015 (zie Tabel E.1) worden aangehouden.

### Beschrijven veen

De volgende aspecten moeten worden vastgelegd:

- Kleiigheid.
- Volumegewicht en organische stof gehalte.
- Onderscheid tussen veen, detritus en gyttja.
- Verweringsgraad (zwak, matig of sterk).
- Aanwezigheid van riet of vezels.

Gyttja en Detritus zijn grondsoorten die zich kenmerken door een hoog organisch gehalte, maar geologisch niet tot veen worden gerekend. In tegenstelling tot veen ontbreekt in de gyttja- en detrituslagen een sterke doorworteling die het veen structuur geeft. In de geotechniek is het niet gebruikelijk om dit onderscheid te maken. Het hoge watergehalte en laag volumiek gewicht van de gyttja- en detrituslagen leiden ertoe dat deze meestal worden samengevoegd met veen.

Voor het uitvoeren van een dergelijke beschrijving voor veenmonsters dient het *Technisch Rapport Geotechnische classificatie van veen (TR 16)* van de Technische Adviescommissie voor

de Waterkeringen worden toegepast. Hierbij kan het rapport *Erkens et al (2013)* als hulpmiddel worden gebruikt.

## E.9 Ontwikkelingen op termijn

Dit protocol gaat zo veel mogelijk uit van eenduidige procedures voor het uitvoeren van de proeven. Procedures met keuzemogelijkheden zijn daarom vermeden.

De procedures zijn opgesteld op basis van bestaande kennis en inzichten. Op sommige onderdelen zijn er mogelijkheden om proefprocedures verder te verbeteren. Vaak moet daarbij eerst meer kennis worden opgedaan voordat de procedures kunnen worden aangepast. Een overweging daarbij is ook dat in het protocol zo veel mogelijk rekening wordt gehouden met de faciliteiten die de Nederlandse laboratoria hebben.

In dit hoofdstuk worden enkele onderwerpen benoemd, waar het protocol op termijn wellicht wordt aangepast om de kwaliteit van de beproevingsmethode verder te verbeteren. Dit zal leiden tot een vermindering van monsterverstoring en een scherpere bepaling van de grond-mechanische parameters. In projecten die daarvoor de ruimte hebben, kunnen deze inzichten desgewenst al worden toegepast. Het is bij duidelijk afwijkende proefresultaten aan te bevelen proeven ook uit te voeren volgens de gangbare procedures, zoals beschreven in de voorgaande hoofdstukken, om verschillen tussen proefprocedures te kunnen duiden.

### Anisotrope consolidatie bij triaxiaalproeven

Het opleggen van de deviatorspanning bij de anisotrope consolidatiefase van triaxiaalproeven kan volgens verschillende procedures worden uitgevoerd. In hoofdstuk E.4 wordt een spanningsgestuurde tweetrapsprocedure voorgescreven, waarbij eerst een isotrope consolidatiefase wordt uitgevoerd tot de gewenste horizontale spanning is bereikt, waarna de verticale spanning (en daarmee ook de deviatorspanning) wordt opgevoerd tot de gewenste  $K_0$ -verhouding. Er bestaan ook twee andere procedures waarmee de gewenste anisotrope spanningstoestand aan het begin van de afschuif fase bereikt kan worden, te weten:

1. Spanningsgestuurde drietrapsprocedure: isotrope consolidatie tot een geringe spanning, bijvoorbeeld 5 of 10 kPa, waarna de verticale spanning (en daarmee ook de deviatorspanning) wordt verhoogd tot de gewenste  $K_0$ -verhouding. Vervolgens wordt deze verhouding aangehouden bij het gelijktijdig verhogen van de verticale en horizontale spanning tot de gewenste consolidatiespanning.
2. Vervormingsgestuurde procedure: isotrope consolidatie tot een geringe spanning, bijvoorbeeld 5 of 10 kPa. Vervolgens wordt horizontale spanning verhoogd, waarbij de deviatorspanning gelijktijdig wordt mee verhoogd, zodanig dat de diameter van het monster gelijk blijft. De standaardwijze waarop dit gebeurd gaat met het registreren van het uitgeperste watervolume en de gemeten hoogte-afname. Door gelijk houden van axiale rek en volumerek kan de diameter constant worden gehouden. Een exactere manier is mogelijk door het meten van de radiale rek op halve monsterhoogte met lokale rekopnemers.  
Deze tweede methode – met of zonder lokale opnemers – wordt tot nu toe weinig toegepast vanwege de hogere kosten en complexiteit.

De verwachting is dat deze beide procedures leiden tot minder monsterverstoring in de consolidatiefase dan de spanningsgestuurde tweetrapsprocedure die is voorgescreven in hoofdstuk E.4. Het spanningspad in de consolidatiefase blijft bij de beide alternatieve procedures namelijk dichter bij de  $K_0$  situatie.

De spanningsgestuurde tweetrapsprocedure die is voorgeschreven in hoofdstuk E.4 was tot voor kort de enige methode die alle laboratoria in Nederland uit konden voeren. Inmiddels zijn de mogelijkheden van de apparatuur en software toegenomen en kan een deel van de laboratoria ook de andere methoden uitvoeren. Het huidige protocol staat alle drie methoden toe. Het proefrapport moet aangeven welke methode gebruikt is. Bovendien moet de bereikte eindwaarde van de  $K_0$ -factor duidelijk gerapporteerd worden.

Onduidelijk is nog wat de invloed van de verschillende consolidatieprocedures bij de triaxialproef op het uiteindelijke resultaat van de proef is in termen van ontwikkeling van waterspanning, het verloop van het spanningspad en de schuifsterkte. Gericht onderzoek hiernaar op Nederlandse natuurklei zal hierover uitsluitsel moeten geven.

### **Afschuifsnelheid bij triaxialproeven**

De afschuifsnelheid bij de triaxialproef is nu op maximaal 1%/uur gesteld. Nader onderzoek kan uitsluitsel geven of deze waarde een optimale begrenzing vormt.

### **Triaxiaal extensieproeven**

Wanneer een ophoging wordt aangelegd, kan het uitvoeren van extensieproeven noodzakelijk zijn. CEN ISO/TS 17892-9 voorziet niet in richtlijnen voor het uitvoeren van extensieproeven. Extensieproeven kunnen echter wel naar analogie van deze CEN-standaard worden uitgevoerd ter aanvulling op de compressieproeven.

### **Diameter monster bij triaxialproeven**

De diameter van het triaxialmonster is nu op minimaal 50 mm gesteld. Deze waarde is aan de lage kant en draagt niet bij aan de nauwkeurigheid van het proefresultaat. De verwachting is dat grotere monsters leiden tot een kleiner effect van monsterverstoring en membraan correctie. Gericht onderzoek is gewenst om het effect van een grotere diameter, zoals 65 mm of 100 mm, in kaart te brengen.

### **Classificatie veen**

Het classificeren van veen wordt op dit moment in het algemeen uitgevoerd volgens het Technisch Rapport Geotechnische classificatie van veen (TR16) van de Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen. Dit rapport is zeer uitgebreid en daarom tijdervend voor grote hoeveelheden monsters. Het biedt daarnaast geen methode die in het veld bruikbaar is. Dit classificatiesysteem leunt sterk op een indeling naar botanische samenstelling. Recent is in het kader van het Dijken op Veen project een veenbeschrijvingsprotocol opgesteld (Erkens et al, 2013). Het Dijken op Veen veenbeschrijvingsprotocol beoogt een directere relatie te leggen tussen veeneigenschappen en de sterke en stijfheid van het veen. Door het opbouwen van een database van sterke- en stijfheidseigenschappen van veen gekoppeld aan structuur en andere eigenschappen van veen kan wellicht op termijn een beter inzicht in de sterke- en stijfheidseigenschappen van veen worden verkregen.

## **E.10 Literatuur bijlage E**

- Berre, T. 1982. Triaxial testing at the Norwegian Geotechnical Institute. *Geotechnical Testing Journal*, 5(1/2): 3-17. (Also published as Norwegian Geotechnical Institute, Publication 134.)
- Bishop, A.W., Gibson R.E. in *Laboratory Shear Testing of Soils*, ASTM STP 361, Philadelphia, ASTM, 1965, pp.435-461.
- DeGroot, D.J., Ladd C.C., Germaine J.T. 1992. Direct simple shear testing of cohesive soils. MIT, Research Rapport R92-18, June 1992.
- Den Haan E.J, Kamao S. Obtaining isotache parameters from a CRS  $K_0$ -Oedometer. *Soils And Foundations*, 43:4:203-214, Aug. 2003.
- Erkens G., de Vries S., Zwanenburg C., van der Kolk B.J., de Brujin H.T.J. 2013 Dijken op Veen II, veenbeschrijvingsprotocol, Deltares rapportnr. 1208254-013-GEO-002.
- Greeuw, G.; Adel, H. den; Schapers, A.L.; Haan, E.J. den (2001). Reduction of Axial Resistance due to membrane and side drains in the triaxial test. In: J.L. Hanson and R.J. Termaat (eds), *Proceedings Soft Ground Technology Conference*, Noordwijkerhout 2000, ASCE Geotechnical Special Publication 112, ASCE, pp.30-42.
- Greeuw, G. 2014. Dijken op Veen II - Nauwkeurigheid DSS-proeven op veen bij lage spanning. Deltares rapport 1207808-007-GEO-0004, 11 april 2014.
- Greeuw, G, 2015. Vergelijking DSS-proeven bij vijf laboratoria. Deltares rapport 1209662-000-GEO-0006, april 2015.
- Ladd, Charles C., and Don J. DeGroot. 2004. Recommended Practice for Soft Ground Site Characterization: Arthur Casagrande Lecture. 12th Panamerican Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. April 10, 2003. Revised: May 9, 2004.
- Özer, M. 2009. Comparison of liquid limit values determined using the hard and soft base Casagrande apparatus and the cone penetrometer. *Bull Eng Geol Environ* (2009) 68: 289-296.
- TR16. TECHNISCH RAPPORT GEOTECHNISCHE CLASSIFICATIE VAN VEEN. Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen. Delft, juni 1996.



## F Uitwerking triaxiaal- en DSS proeven

### F.1 Gedraineerde schuifsterkte: hoek van inwendige wrijving

Voor het uitvoeren van gedraineerde stabiliteitsanalyses c.q voor de schuifsterkte van goed doorlatende grondlagen wordt gebruik gemaakt van gedraineerde schuifsterkte eigenschappen ofwel effectieve schuifsterkte parameters. Uitgaande van Critical State Soil Mechanics (CSSM) en bezwijken van taluds bij grote rek van de grond is dit de hoek van inwendige wrijving  $\phi'_{cs}$ .

#### *Hoe te bepalen*

De critical state hoek van inwendige wrijving van goed doorlatende grondlagen wordt in het laboratorium bepaald met gedraineerde triaxialproeven met anisotrope consolidatie op ongestoorde grondmonsters of geprepareerde grondmonsters. Bij minder goed doorlatende grondlagen, bijvoorbeeld dijksmateriaal of klei uit een toplaag boven het freatisch vlak kunnen ook ongedraineerde triaxialproeven worden toegepast.

De triaxialproeven kunnen worden uitgevoerd op ongestoorde grondmonsters of op geprepareerde grondmonsters. Voor schoon zand kan de hoek van inwendige wrijving worden bepaald uit triaxialtesten op geprepareerde zandmonsters met een void ratio die overeenstemt met de in situ void ratio en spanningsniveau, op voorwaarde dat het zand niet gecementeerd is. Ongestoorde monsters moeten worden gebruikt voor siltige klei en kleig silt en klei met zandlaagjes. Prepareren van grondmonsters van deze grondsoorten in het laboratorium is ondoenlijk. Ongestoorde monsters van deze grondsoorten kunnen worden gewonnen met conventionele boorsystemen. In andere situaties zoals zand met silt- en kleilaagjes zijn voor laboratoriumtesten ongestoorde monsters nodig die door bevriezen worden verkregen.

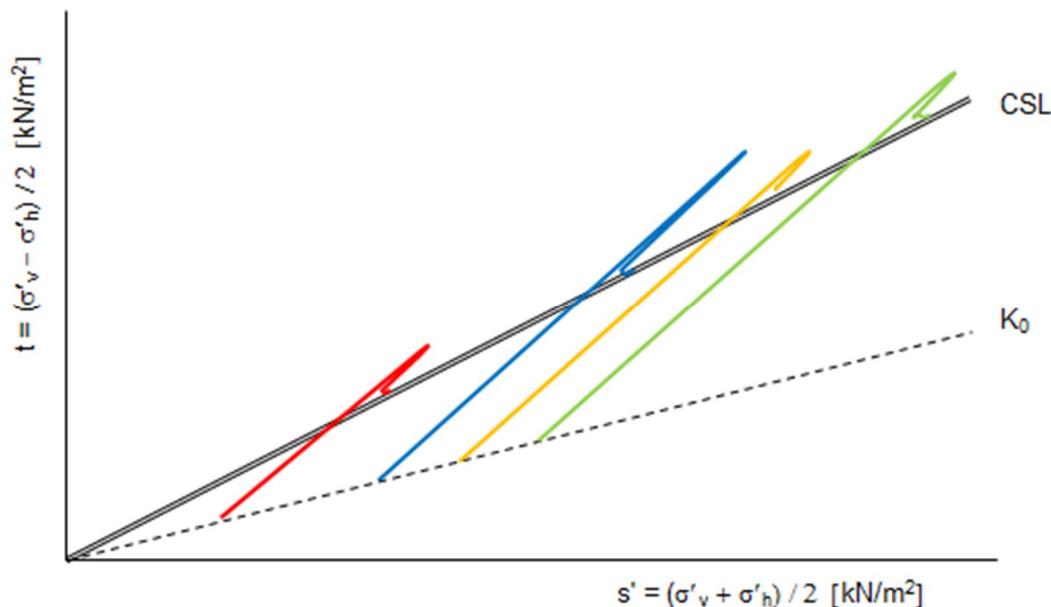
Het uitvoeren van betrouwbare triaxialproeven in het laboratorium die representatief zijn voor het in situ gedrag van zand is complex. Er zijn diverse aspecten die het proefresultaat wezenlijk kunnen beïnvloeden. De monsterparatiemethode, het percentage fijne deeltjes, isotrope versus anisotrope consolidatie, overconsolidatie, ageing, krachtgestuurde of rekgestuurde afschuiffase, invloed derde hoofdspanning, lokale rekmeting, invloed van het membraan zijn aspecten die het laboratoriumonderzoek complex maken.

Voor een gedraineerde stabiliteitsanalyse of de schuifsterkte van goed doorlatende grondlagen wordt uitgaande van Critical State Soil Mechanics (CSSM) alleen de critical state hoek van inwendige wrijving  $\phi'_{cs}$  in rekening gebracht voor het karakteriseren van de schuifsterkte van de grond. Cohesie wordt niet in rekening gebracht. Bij het uitwerken van resultaten van triaxialproeven dienen de resultaten dus zodanig te worden geïnterpreteerd dat de schuifsterkte alleen wordt beschreven door een hoek van inwendige wrijving. Om een critical state hoek van inwendige wrijving te bepalen met een triaxialproef wordt de consolidatiespanning in deze proeven hoger dan de grensspanning van de proefmonsters gekozen of wordt de consolidatiespanning gelijk aan de in situ verticale spanning gekozen, waarbij het monster dan tot ten minste 25% axiale rek wordt afgeschoven om de critical state te bereiken. Indien de critical state niet wordt bereikt, wordt de hoek van inwendige wrijving onderschat of overschat.

### Voorbeeld

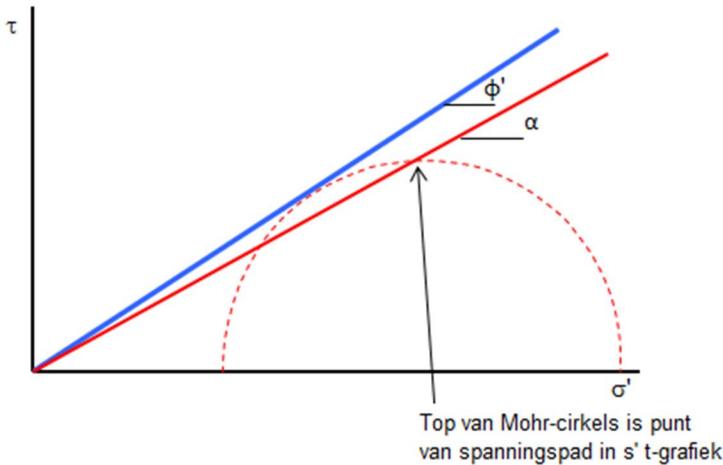
Aan de hand van een aantal figuren wordt aangegeven hoe de gedraineerde triaxiaalproeven worden geïnterpreteerd om te komen tot een hoek van inwendige wrijving van goed doorlatende grondsoorten.

In een grafiek waar de halve deviatorspanning  $t$  (de helft van het verschil tussen de grootste en kleinste hoofdspanning,  $(\sigma'_1 - \sigma'_3) / 2$ ) uit de triaxiaalproeven wordt uitgezet tegen het gemiddelde van de hoofdspanningen  $s'$  ( $(\sigma'_1 + \sigma'_3) / 2$ ) kunnen de spanningspaden van de uitgevoerde triaxiaalproeven of de  $s'$  en  $t$  waarden bij het einde van de triaxiaalproeven worden weergegeven (zie Figuur F.1). In deze grafiek gaat de Critical State Line (CSL) door de  $s'$  en  $t$  waarden bij het einde van de proeven (critical state of ultimate state). De Critical State Line loopt volgens de critical state theorie door de oorsprong van de grafiek.



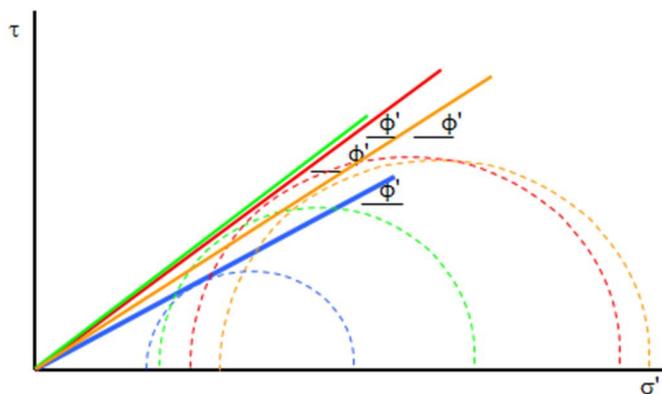
Figuur F.1 Grafiek van de halve deviatorspanning  $t$  (verschil tussen de grootste en kleinste hoofdspanning) en het gemiddelde van de hoofdspanningen  $s'$  met spanningspaden uit de gedraineerde triaxiaalproeven. De Critical State Line (CSL) gaat door de  $s'$  en  $t$  waarden bij het einde van de proeven en door de oorsprong van de grafiek

De hoek van inwendige wrijving op basis van de triaxiaalproef is de lijn langs de raakpunten van de Mohr-cirkels in een  $\sigma' - \tau$  - grafiek (zie Figuur F.2). De proefresultaten van een triaxiaalproef worden door laboratoria meestal gepresenteerd in het gemiddelde van de hoofdspanningen  $s'$  en de halve deviatorspanning  $t$  (helft van het verschil tussen de grootste en kleinste hoofdspanning). De waarden van  $s'$  en  $t$  representeren de toppen van de Mohr-cirkels. Om de hoek van inwendige wrijving te bepalen dient een omrekening te worden uitgevoerd met  $t/s' = \tan \alpha = \sin \phi'$ , zoals weergegeven in Figuur F.2. In deze figuur is  $\tan \alpha$  gelijk aan de helling van de critical state line in Figuur F.1.



Figuur F.2 Omrekening van de lijn door de toppunten van de Mohr-cirkel naar de lijn door de raakpunten van de Mohr-cirkels (de bezwijkomhullende)

In de praktijk blijken de critical state line en de bezwijkomhullende niet altijd precies door de oorsprong van de s'- t -grafiek of  $\sigma'$  -  $\tau$  - grafiek te lopen. Oorzaken zijn naast nauwkeurigheid van de metingen de heterogeniteit in (tussen) de grondmonsters en monsterverstoring. De bezwijkomhullende is immers het resultaat van de combinatie van een serie eentraps-proeven. Elke eentraps-proef wordt uitgevoerd op een ander grondmonster. Al deze grondmonsters behoren tot dezelfde grondsoort, maar toch kunnen er verschillen in de samenstelling van de monsters zijn, die aanleiding kunnen zijn tot verschillen in proefresultaten. Zie Figuur F.3. Resultaten van proeven die zijn uitgevoerd op dezelfde geologische afzetting (of SOS eenheid) kunnen bij elkaar worden genomen en van elke proef de hoek van inwendige wrijving worden berekend en van de gehele verzameling wordt de verwachtingswaarde en de standaardafwijking bepaald.



Figuur F.3 De hoeken van inwendige wrijving  $\Phi'$  van meerdere triaxialproeven worden bij elkaar genomen om een verwachtingswaarde en standaardafwijking van de hoek van inwendige wrijving te bepalen

Voor de bepaling van de normaal geconsolideerde hoek van inwendige wrijving met triaxialproeven is er geen noodzaak onderscheid te maken tussen de proefresultaten met herkomst onder de dijk en naast de dijk.

## F.2 Ongedraaide schuifsterkte: ongedraaide schuifsterkte ratio S

Voor het uitvoeren van ongedraaide stabiliteitsanalyses c.q voor de schuifsterkte van slecht doorlatende grondlagen wordt gebruik gemaakt van ongedraaide schuifsterkte eigenschappen. Uitgaande van de SHANSEP-werkwijze zijn dit de ongedraaide schuifsterkte ratio S, de sterke toename exponent m en de overconsolidatieratio OCR of grensspanning  $\sigma'_{vy}$ .

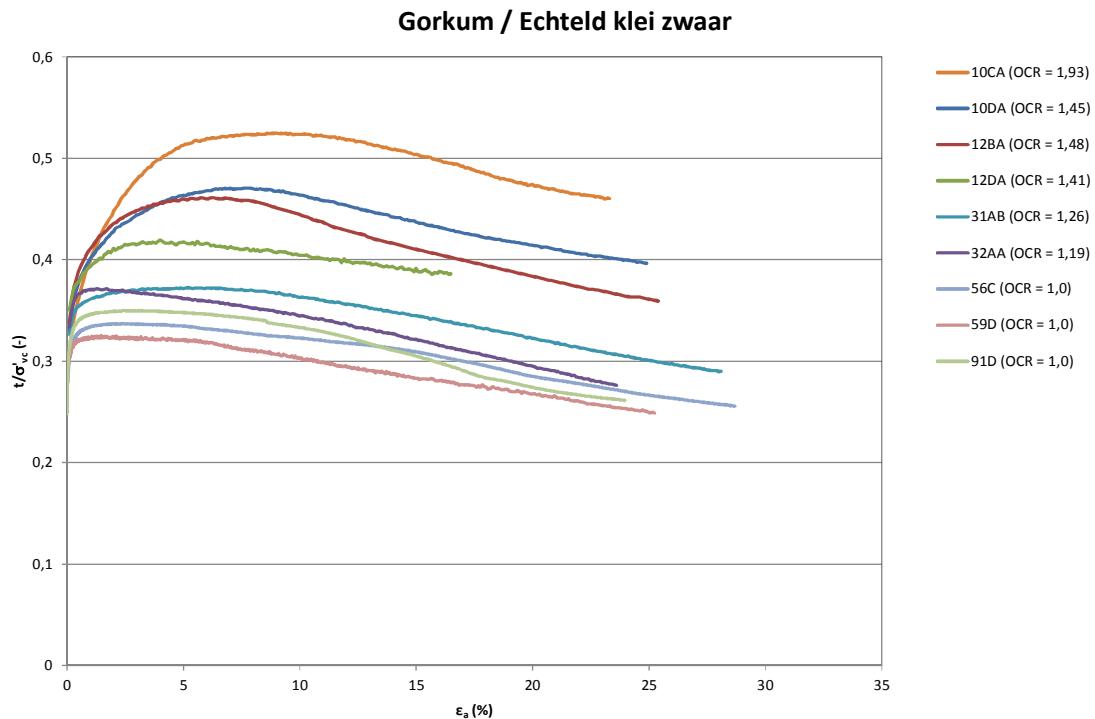
### Hoe te bepalen

De ongedraineerde schuifsterkte ratio  $S$  van slecht doorlatende grondlagen wordt in het laboratorium bepaald met ongedraineerde triaxialproeven met anisotrope consolidatie of met direct simple shear proeven op ongestoorde grondmonsters. Triaxialproeven worden toegepast voor klei. Voor veen worden direct simple shear proeven toegepast. De ongedraineerde schuifsterkteratio  $S$  kan op meerdere manieren worden bepaald: op normaal geconsolideerde monsters, op overgeconsolideerde monsters en op monsters met opgelegde OCR. Zie verder hoofdstuk 7.

Voor het bepalen van de sterke toename exponent  $m$  en de overconsolidatieratio OCR of grensspanning  $\sigma'_{vy}$  wordt verwezen naar hoofdstuk 7 en bijlage H.

### Voorbeeld

Aan de hand van een aantal figuren wordt aangegeven hoe de triaxialproeven en direct simple shear proeven worden geïnterpreteerd om te komen tot een ongedraineerde schuifsterkte ratio.



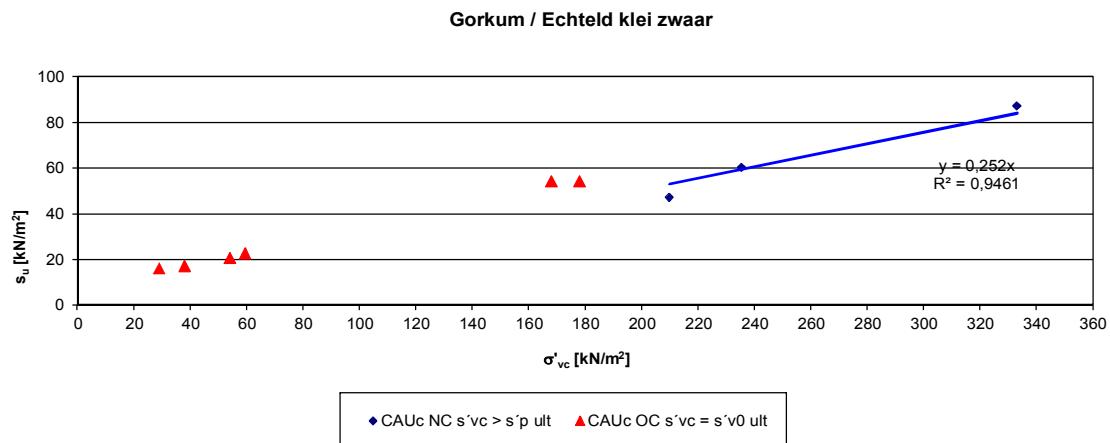
Figuur F.4 Ratio  $t/\sigma'_{vc}$  of  $s_u/\sigma'_{vc}$  uitgetzet tegen de axiale rek  $\epsilon_a$

In Figuur F.4 is de ratio  $t/\sigma'_{vc}$  uit triaxialproeven op Gorkum klei uitgezet tegen de axiale rek  $\epsilon_a$ . Hierin is  $t = s_u = (\sigma'_v - \sigma'_h)/2$  en daarmee is  $t/\sigma'_{vc}$  gelijk aan  $s_u/\sigma'_{vc}$ . Een andere veel voorkomende aanduiding is  $f_{undr}$ . Voor  $f_{undr}$  geldt dat dit ook gelijk is aan  $t$  en aan  $s_u$ . Dit geldt ook bij anisotrop geconsolideerde proeven.

Bij het interpreteren van de laboratoriumproeven is het in de eerste plaats van belang onderscheid te maken tussen normaal geconsolideerde proeven en overgeconsolideerde proeven. De proeven 59D, 56C en 91D in Figuur F.4 zijn normaal geconsolideerde proeven (geconsolideerd bij een verticale spanning ruim hoger dan de grensspanning  $\sigma'_p$ , zodat de overconsolidatieratio  $OCR = 1,0$ ). De overige proeven zijn overgeconsolideerde proeven (geconsolideerd bij de in situ effectieve verticale spanning  $\sigma'_{v0}$  en  $OCR > 1,0$ ). De overconsolidatieratio  $OCR$  kan worden afgeleid uit CRS-testen.  $OCR$  is het quotiënt van de grensspanning  $\sigma'_p$  en de in situ verticale effectieve spanning  $\sigma'_{v0}$ . De  $OCR$  van de

overgeconsolideerde proeven is in dit voorbeeld kleiner dan 2,0. Bij waarden van OCR groter dan 2,0 vertoont grond dilatant gedrag.

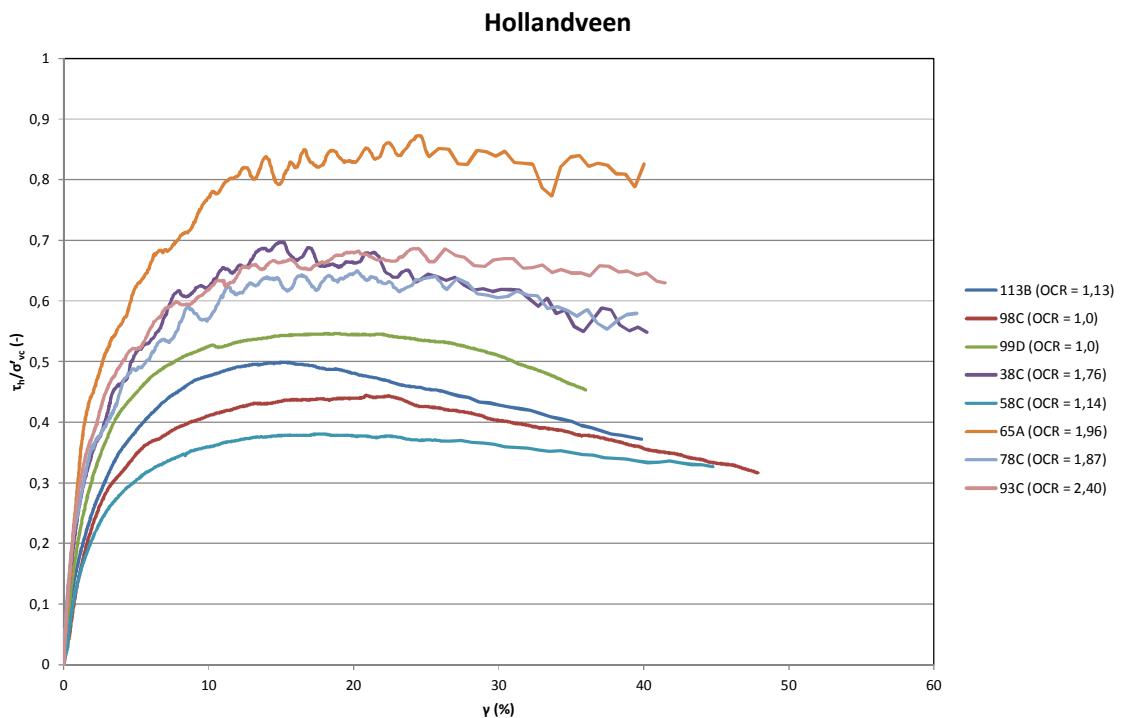
De ligging van de spanningspaden van de proeven in de grafiek is in overeenstemming met de mate van overconsolidatie van de monsters. De normaal geconsolideerde waarde van de ratio  $s_u/\sigma'_{vc}$  in de grafiek is 0,25. Dit is de waarde van  $t/\sigma'_{vc}$  bij 25% axiale rek bij de normaal geconsolideerde proeven 59D, 56C en 91D.



Figuur F.5 Ratio Ongedraaide schuifsterkte  $s_u$  uit de triaxiaalproeven op Gorkum klei uitgezet tegen de consolidatie spanning  $\sigma'_{vc}$  van de triaxiaalproeven

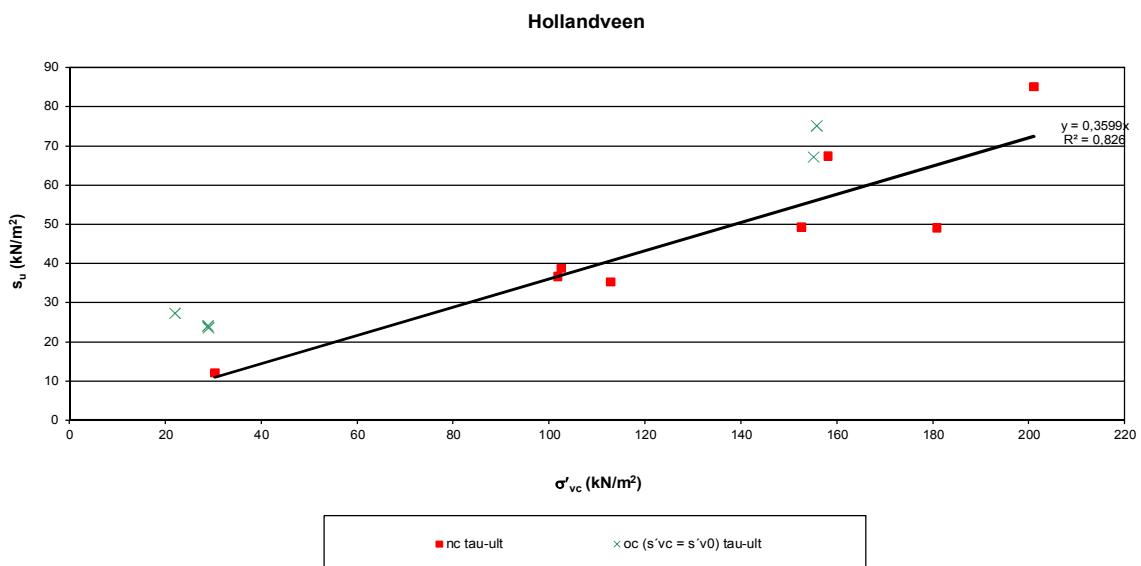
In Figuur F.5 is de ongedraaide schuifsterkte  $s_u$  uit de triaxiaalproeven op Gorkum klei uitgezet tegen de consolidatie spanning  $\sigma'_{vc}$  van de triaxiaalproeven. De regressielijn door de resultaten van de drie normaal geconsolideerde triaxiaalproeven heeft de richtingscoëfficiënt 0,25. Deze waarde van de normaal geconsolideerde ongedraaide schuifsterkteratio ( $s_u/\sigma'_{vc})_{nc}$  van deze klei komt overeen met de waarde in Figuur F.4, waarin  $s_u/\sigma'_{vc}$  is uitgezet tegen de axiale rek  $\epsilon_a$ . De resultaten van de overgeconsolideerde triaxiaalproeven liggen iets boven de regressielijn van de normaal geconsolideerde proefresultaten.

Voor Hollandveen volgt eenzelfde serie grafieken als voorbeeld. Het betreft hier resultaten van direct simple shear testen.



Figuur F.6 Ratio  $\tau_h/\sigma'_{vc}$  ofwel  $s_u/\sigma'_{vc}$  uitgezet tegen de schuifrek  $\gamma$

In Figuur F.6 is de ratio  $\tau_h/\sigma'_{vc}$  ofwel  $s_u/\sigma'_{vc}$  uit de direct simple shear proeven op Hollandveen uitgezet tegen de schuifrek  $\gamma$ . De proeven 98C en 99D zijn normaal geconsolideerde proeven. De overige proeven zijn overgeconsolideerde proeven. De normaal geconsolideerde waarde van de ratio  $s_u/\sigma'_{vc}$  volgens de resultaten van de direct simple shear proeven is 0,33.



Figuur F.7 Ratio schuifsterkte  $s_u$  uit de direct simple shear proeven op Hollandveen uitgezet tegen de consolidationsspanning  $\sigma'_{vc}$  van de DSS proeven

In Figuur F.7 is de ongedraaineerde schuifsterkte  $s_u$  uit de direct simple shear proeven op Hollandveen uitgezet tegen de consolidationsspanning  $\sigma'_{vc}$  van de direct simple shear proeven. De regressielijn door de resultaten van de acht normaal geconsolideerde direct simple shear proeven heeft de richtingscoëfficiënt 0,36. Deze waarde van de normaal geconsolideerde ongedraaineerde schuifsterkteratio ( $s_u/\sigma'_{vc}$ )<sub>nc</sub> van veen komt ongeveer overeen met de waarde

in Figuur F.6, waarin  $s_u/\sigma'_{vc}$  is uitgezet tegen de schuifrek  $\gamma$ . De resultaten van de overgeconsolideerde proeven liggen weer iets boven de regressielijn van de normaal geconsolideerde proefresultaten.



## G Aanbevelingen voor sonderingen

Bij het toepassen van het materiaalmodel met ongedraineerde schuifsterkte zijn niet alleen laboratoriumproeven van belang voor de parameterbepaling, maar ook sonderingen. De grensspanning (en de ongedraineerde schuifsterkte) kunnen worden afgeleid uit sonderingen. Dijkbeheerders beschikken veelal over veel sonderingen. Sonderingen worden meestal alleen gebruikt om de gelaagdheid van de ondergrond in kaart te brengen. Het is daarnaast ook mogelijk om via correlaties de grensspanning (en de ongedraineerde schuifsterkte) uit sonderingen af te leiden. Bestaande sonderingen kunnen worden gebruikt onder de volgende voorwaarden:

- De sonderingen dienen te zijn uitgevoerd volgens NEN 5140<sup>2</sup> of NEN-EN-ISO-22476-1 met meting van de conusweerstand en plaatselijke kleef.
- De kwaliteit van de sonderingen dient ten minste klasse 2 volgens NEN 5140 te zijn. Dit is de gangbare kwaliteit van sonderingen. Deze kwaliteitseisen komen ongeveer overeen met klasse 3 van NEN-EN-ISO-22476-1.
- De meetgegevens dienen in een digitaal bestand beschikbaar te zijn (bijvoorbeeld GEF).
- De situatie van de dijk en de ondergrond ten tijde van de uitvoering van de sonderingen dient vergelijkbaar te zijn met de huidige situatie. Wanneer de geometrie van de dijk zodanig is gewijzigd dat dit effect heeft gehad op de effectieve spanning op de plek van oude sondering, is de sterkte van de grond op die plek ook anders geworden en daarmee ook de sondeerweerstand op die plek.

Voor het maken van nieuwe sonderingen geldt:

- Bij het uitvoeren van nieuwe sonderingen ten behoeve van de in situ bepaling van de grensspanning moeten afhankelijk van de grondsoort sonderingen volgens klasse 1 of klasse 2 van NEN-EN-ISO-22476-1 worden uitgevoerd, waarbij ook de waterspanning ( $u_2$ ) wordt gemeten. Zie verderop wanneer klasse 1 en wanneer klasse 2 voldoet.
- In aanvulling op NEN-EN-ISO-22476-1 is een protocol ontwikkeld voor het uitvoeren van sonderingen met de verhoogde nauwkeurigheid die nodig kan zijn voor het bepalen van de ongedraineerde schuifsterktparameters [Stoevelaar, 2015].
- Het meetinterval bedraagt in afwijking van de norm 10 mm.
- De conus moet een temperatuur hebben van circa 10°C (temperatuur ondergrond). De sondeermeester laat hiertoe de conus eerst 15 minuten in de grond staan, alvorens met de feitelijke penetratie wordt aangevangen. Na passage van een laag met  $q_c > 5$  MPa en een dikte van > 5 m dient eveneens een wachttijd van 15 minuten in acht te worden genomen om de conus te laten afkoelen
- Een goede ontluchting van de conus en het filter voorafgaand aan de waterspanningsmetingen is vereist. Voor iedere sondering dient een nieuw filter te worden gemonteerd.
- De filters en meetkamer dienen gevuld te zijn met siliconenolie. De filters en conussen dienen tevoren grondig ontluft te zijn en onder olie bewaard. Het monteren dient ook onder olie te gebeuren.
- De specificaties van de gebruikte conussen dienen bekend te zijn, inclusief de 'net area ratio'. De afmetingen van de conus moeten binnen 0,1 mm van de nominale waarden liggen.
- Bij toepassing van een 15 cm<sup>2</sup> conus dient de sondeerstang over een lengte van 600 mm dezelfde diameter te hebben (geen verjonging, geen kleefbreker).
- Alle toe te passen conussen moeten nieuw gekalibreerd zijn of de conus moet zijn voorzien van een logboek en een tussentijdse kalibratie van niet ouder dan 0,5 jaar. Details over de kalibratie-eisen zijn te vinden in [Stoevelaar, 2015].

---

<sup>2</sup> NEN 5140 is ingetrokken, maar oude sonderingen volgens NEN 5140 zijn adequaat (mits van de juiste klasse).

De vigerende NEN-EN-ISO 22476 schrijft voor dat voor slappe homogene grond met sondeerweerstanden kleiner dan 3 MPa klasse 1 sonderingen moeten worden uitgevoerd wanneer de sonderingen worden gebruikt voor interpretatie van grondeigenschappen en kleine onzekerheidsmarges worden vereist. Hierbij wordt in de norm opgemerkt dat voor extreem slappe grond, nog hogere eisen aan de nauwkeurigheid kunnen worden gesteld. Dat is bij beoordeling van de macrostabiliteit van dijken geregeld aan de orde.

Aan de conusweerstand van klasse 1 sonderingen wordt in de norm een nauwkeurigheidseis van 35 kPa of 5 % gesteld, waarbij de ruimste eis mag worden aangehouden. Met name binnendijks komen in slappe klei- en veenlagen sondeerweerstanden voor van 0,3 tot 0,03 MPa; dus 10 tot 100 keer lager dan de grens van 3 MPa die de norm noemt voor toepassing van klasse 1 sonderingen. Bij een sondeerweerstand van 0,3 MPa (300 kPa) in het veld geldt voor de vereiste nauwkeurigheid dan 35 kPa, ongeveer 10% van de meetwaarde. Dat is acceptabel. Bij een sondeerweerstand van 0,03 MPa (30 kPa) in het veld is de vereiste nauwkeurigheid eveneens 35 kPa, dus ongeveer gelijk aan de meetwaarde. Dan is de meetfout dus 100%. Dat is niet acceptabel. Bij een sondeerweerstand van 0,03 MPa schiet klasse 1 tekort en is een hogere meetnauwkeurigheid vereist dan een klasse 1 sondering geeft. Daarvoor is in het eerder genoemde protocol [Stoevelaar, 2015] een "klasse 1+" gedefinieerd. Deze heel lage sondeerweerstanden komen bijvoorbeeld voor in veenweidegebieden. In de markt zijn sondeerconussen leverbaar die voldoende nauwkeurig kunnen meten tot sondeerweerstanden van 0,1 MPa.

Aan de conusweerstand van klasse 2 sonderingen wordt in de vigerende norm een nauwkeurigheidseis van 100 kPa of 5 % gesteld. Bij een sondeerweerstand van 0,3 MPa (300 kPa) in het veld geldt voor de vereiste nauwkeurigheid voor een klasse 2 sondering dan 100 kPa, 30% van de meetwaarde. Dat is niet acceptabel in het perspectief van de hoge veiligheidseisen voor waterkeringen. Lagere sondeerweerstanden zijn dan uiteraard ook niet met voldoende nauwkeurigheid te meten met klasse 2.

Onder de dijk zijn de sondeerweerstanden meestal hoger dan binnendijks, bijvoorbeeld 0,5 tot 1,0 MPa. Met sondeerklasse 2 is de onnauwkeurigheid dan 10% tot 20% van de meetwaarde. Dat is de grens van wat acceptabel is.

In de dijk zelf kunnen ook zand- of puinlagen voorkomen, waarvan de sondeerweerstand bijvoorbeeld 10 MPa of hoger kan zijn. Daar bestaat het gevaar dat een sondeerconus kapot wordt gedrukt. In die gevallen is het aan te bevelen **de bovenste meters voor te boren of te sonderen**.

Samenvattend geldt voor de inzet van sonderingen volgens klasse 1 dan wel klasse 2 volgens NEN-EN-ISO-22476-1:

- Bij slappe homogene grond binnendijks waar geen tussenzandlagen of andere harde lagen voorkomen klasse 1 toepassen;
- Bij sondeerweerstanden lager dan 0,2 MPa dient met een *grotere* nauwkeurigheid dan de eisen voor klasse 1 te worden gesondeerd, zodat een nauwkeurigheid van ca. 10% behaald wordt (zie toelichting hierboven);
- In de dijk bij voorkeur klasse 1 toepassen;

Klasse 2 in principe niet toepassen waar sondeerweerstanden voorkomen kleiner dan 0,7 à 1,0 MPa zodat de foutmarge beperkt blijft tot 10 à 15%; Binnendijks of in de dijk waar tussenzandlagen of andere harde lagen (sondeerweerstand groter dan 10 MPa) voorkomen en waar voorboren niet haalbaar is klasse 2 toepassen.

Referentie:

[Stoevelaar, 2015]

Stoevelaar, R., Protocol sonderen voor Su-bepaling, Deltares (in samenwerking met sector-partijen), rapportnummer 1220083-010-GEO-0004 (concept), juni 2015

## H Bepalen parameters uit sonderingen

### H.1 Inleiding

De ongedraaide schuifsterkte en de grensspanning worden voor een belangrijk deel bepaald door de *in situ* toestand van de grond. De *in situ* toestand van de grond is het poriënvolume van de grond in relatie tot de *in situ* effectieve spanning. Dit is geen grondeigenschap, maar een toestand waarin de grond zich bevindt. Bij een bepaalde *in situ* effectieve spanning kan het poriënvolume groter of kleiner zijn. Dit hangt af van het afzettingsmilieu en van de belastinggeschiedenis van de grond. De grootte van de grensspanning en ongedraaide schuifsterkte en sondeerweerstand worden door de effectieve spanning en het poriënvolume bepaald. Het poriënvolume kan lokaal sterk variëren. Omdat de *in situ* toestand van de grond en daarmee ook de ongedraaide schuifsterkte en de grensspanning sterk kunnen variëren, is het van belang voldoende gegevens hiervan in te winnen. Een sondering met piezoconus (CPTu) is een efficiënt middel om veel gegevens over de *in situ* toestand van de grond te verkrijgen.

De ongedraaide schuifsterkte  $s_u$  kan uit de sondeerweerstand worden afgeleid met de conusfactor  $N_{kt}$ . De conusfactor  $N_{kt}$  is gedefinieerd als  $N_{kt} = q_{net} / s_u$ . De conusfactor  $N_{kt}$  wordt bepaald door de ongedraaide schuifsterkte  $s_u$  uit triaxiaalproeven (voor klei) of direct simple shear proeven (voor veen) geconsolideerd bij de *in situ* verticale effectieve spanning voor een aantal locaties te correleren aan de voor waterspanningseffecten en totaalspanning gecorrigeerde sondeerweerstand  $q_{net}$  van de piezoconus. Het afleiden van de conusfactor  $N_{kt}$  uit veld- en laboratoriumonderzoek dient handmatig met een spreadsheet te worden gedaan. De gevonden correlatie kan vervolgens elders voor andere sonderingen worden toegepast om de ongedraaide schuifsterkte af te leiden uit de sondeerweerstand. Voorwaarde hierbij is dat het om dezelfde geologische afzettingen gaat. Zie voor het afleiden van  $N_{kt}$  bijlage I.

De nauwkeurigheid van de metingen is een aandachtspunt, met name bij lage *in situ* effectieve verticale spanningen. Zie bijlage G voor de aan de sonderingen te stellen eisen. Van belang is ook dat de situatie van de dijk en de ondergrond ten tijde van de uitvoering van de sonderingen gelijk moet zijn aan de huidige situatie, dat wil zeggen dat zich geen grote spanningsveranderingen hebben voorgedaan door bijvoorbeeld een verhoging van de dijk.

De variatie van de grensspanning en ongedraaide schuifsterkte in het veld vereist dat voldoende sonderingen beschikbaar zijn, namelijk ten minste twee sonderingen per dwarsprofiel waarin de macrostabiliteit wordt berekend, één in de kruin en één binnendijks. Aandachtspunt hierbij is dat een dwarsprofiel waarin de macrostabiliteit wordt berekend representatief wordt verondersteld voor het gehele dijkvak. Een dijkvak kan honderden meters tot enkele kilometers lang zijn. Binnen een dijkvak van een dergelijke lengte kan aanzienlijke variatie in ongedraaide schuifsterkte en grensspanning aanwezig zijn. Bij een lang dijkvak moeten daarom meer sonderingen worden uitgevoerd dan alleen ter plaatse van het dwarsprofiel waar de macrostabiliteit wordt berekend. Hierbij kan worden gedacht aan twee sonderingen per 50 à 150 m, één in de kruin en één binnendijks; zie het Technisch Rapport Grondmechanisch Schematiseren [12] en het rapport WTI 2017: Stochastische Ondergrondschematisatie [5]. Van belang is dat POP en OCR in en onder de dijk meer variëren bij een hoogwater dan binnendijks als gevolg van de verandering in het freatisch vlak en de stijghoogte. Het aantal sonderingen dat nodig is, hangt af van de geologie in het dijkvak. Er kunnen geulen zijn die zijn opgevuld met slap materiaal (restgeulafzetting = opvulling verlaten stroomgeul), waarvan de afmeting 10 – 100 m kan zijn (Berendsen, 2004).

Omdat de ongedraaide schuifsterkte en de grensspanning op korte afstand sterk kunnen variëren, is het niet erg zinvol om hiervan een verwachtingswaarde en standaardafwijking en karakteristieke waarde voor een gebied of een dijkvak te bepalen. De verwachtingswaarde zegt weinig of niets over de lokale waarde. Een verwachtingswaarde, standaardafwijking en karakteristieke waarde voor een grondlaag in één sondering bepalen kan wel. Binnen een potentieel glijvlak is er overigens uitmiddeling van de onzekerheid.

Bij het analyseren van sonderingen moet worden gelet op de aanwezigheid van zwakke lagen. Sonderingen geven een continu profiel van de sterkte van de grond. Deze bron van informatie

moet worden benut om de ondergrond realistisch te schematiseren. Zwakke lagen moeten afzonderlijk worden geschematiseerd. Zwakke lagen die relatief dun zijn, maar een duidelijk afwijkende sterkte hebben, moeten niet worden betrokken in de bepaling van de verwachtingswaarde en karakteristieke waarde van een dikkere grondlaag, omdat zwakke lagen de stabiliteit van een talud kunnen domineren. Bovendien wordt de verwachtingswaarde van de dikkere laag hierdoor naar beneden getrokken. Zwakke lagen moeten daarom worden onderscheiden in een schematisatie van de ondergrond.

Binnen WBI wordt gewerkt met stochastische ondergrond schematisaties. Een stochastische ondergrondschematisatie gaat uit van mogelijke scenario's van de ondergrondopbouw met een bijbehorende kans van voorkomen op basis van geologische kennis. Deze scenario's zijn gekoppeld aan dijktrajecten. Een sondering, die wordt gebruikt om de ongedraineerde schuifsterkte of grensspanning hieruit af te leiden, is een meetresultaat dat alleen geldig is op de plaats waar deze meting is uitgevoerd. De gemeten sondeerweerstanden corresponderen met een van de ondergrond scenario's. Bij de andere ondergrondscenario's horen andere sondeerweerstanden.

In paragraaf 4.4 is aangegeven dat van grof naar fijn kan worden gewerkt bij het inwinnen van de benodigde schuifsterkte parameters. Voor de eerste fase van de *gedetailleerde toets* kan worden gewerkt met standaardwaarden van de schuifsterkte parameters. Ook voor de grensspanning (of de pre-overburden pressure POP) zijn in dit rapport standaardwaarden gegeven (zie hoofdstuk 7). Wanneer deze standaardwaarden ontoereikend zijn, kunnen sonderingen worden ingezet. Ook bij het inzetten van sonderingen voor het bepalen van de ongedraineerde schuifsterkte en de grensspanning kan de van grof naar fijn aanpak worden gevolgd.

## H.2 Conservatieve standaard-correlaties schuifsterkte

Bij het toepassen van sonderingen om de ongedraineerde schuifsterkte en de grensspanning te bepalen, kan worden gestart met een grove aanpak, waarbij wordt uitgegaan van standaard correlaties en onzekerheden (standaard waarde voor  $N_{kt}$  met variatiecoëfficiënt). Deze aanpak is een goede eerste stap, omdat waterschappen veel sonderingen hebben, maar bij deze sonderingen is op dit moment meestal nog geen laboratoriumonderzoek beschikbaar op basis waarvan specifieke locatiegebonden correlaties kunnen worden opgesteld. De eisen die worden gesteld aan sonderingen zijn aangegeven in Bijlage G.

De volgende stappen worden doorlopen om de ongedraineerde schuifsterkte en de grensspanning af te leiden uit de sondeerweerstand:

1. Corrigeren van de gemeten sondeerweerstand voor waterspanning en totaalspanning;
2. Berekenen van de verwachtingswaarde van de ongedraineerde schuifsterkte uit de gecorrigeerde sondeerweerstand;
3. Berekenen van de verwachtingswaarde van de grensspanning;
4. Berekenen van de standaardafwijking en karakteristieke waarde van de grensspanning.

### 1. Corrigeren van de gemeten sondeerweerstand voor waterspanning en totaalspanning

Om de ongedraineerde schuifsterkte af te leiden uit de sondeerweerstand wordt de gemeten sondeerweerstand eerst gecorrigeerd voor de gemeten waterspanning  $u_2$  en de totaalspanning  $\sigma_{vi}$ . De correctie van de gemeten sondeerweerstand gaat als volgt:

$$q_{net} = q_t - \sigma_{vi} \quad \text{en} \quad q_t = q_c + u_2 (1 - a) \quad (\text{H.1})$$

Waarin:

$q_{net}$	Voor waterspanningseffecten en totaalspanning gecorrigeerde sondeerweerstand van de piëzoconus [ $\text{kN}/\text{m}^2$ ].
$q_t$	Voor waterspanningseffecten gecorrigeerde sondeerweerstand van de piëzoconus [ $\text{kN}/\text{m}^2$ ].
$q_c$	Gemeten conusweerstand [ $\text{kN}/\text{m}^2$ ].
$u_2$	Met de piëzoconus gemeten waterspanning (waterspanningsopnemer achter de conuspunt) [ $\text{kN}/\text{m}^2$ ].
$a$	Relatieve oppervlakte van de spleet bij het waterspanningsfilter, de waarde is afhankelijk van het fabricaat van de conus [-] (Zie NEN-EN-ISO-22476-1).
$\sigma_{vi}$	In situ verticale totaalspanning [ $\text{kN}/\text{m}^2$ ].

## 2. Berekenen van de verwachtingswaarde van de ongedraaide schuifsterkte uit de gecorrigeerde sondeerweerstand

De verwachtingswaarde van de ongedraaide schuifsterkte  $s_u$  kan worden bepaald uit de gecorrigeerde sondeerweerstand  $q_{net}$  met een conservatieve waarde van de correlatiefactor  $N_{kt}$ . Het berekenen van de verwachtingswaarde van de ongedraaide schuifsterkte uit de gecorrigeerde sondeerweerstand  $q_{net}$  gaat als volgt:

$$s_u = q_{net} / N_{kt} \quad (\text{H.2})$$

Waarin:

$s_u$	Ongedraaide schuifsterkte [ $\text{kN}/\text{m}^2$ ].
$N_{kt}$	Empirisch bepaalde conusfactor [-]; $N_{kt} = 20$ bij verzagde grond en $N_{kt} = 60$ bij onverzagde grond.
$q_{net}$	Voor waterspanningseffecten en totaalspanning gecorrigeerde sondeerweerstand van de piëzoconus [ $\text{kN}/\text{m}^2$ ].

De waarde van de conusfactor  $N_{kt}$  ligt voor verzagde grond doorgaans tussen 10 en 20 (Robertson, 2012; Mayne, 2007). Dit is tevens de ervaring die is opgedaan bij de SBW, WTI, en Dijken Op Veen onderzoeken (Van Duinen, 2013; Zwanenburg, 2012). Hogere waarden, tot  $N_{kt} = 30$ , komen in de literatuur soms ook voor. Een waarde van 20 voor  $N_{kt}$  kan worden gezien als een veilige gemiddelde waarde voor het afleiden van de verwachtingswaarde van de ongedraaide schuifsterkte  $s_u$  uit de gecorrigeerde sondeerweerstand  $q_{net}$  op basis van een CPTu. In situaties waar een CPT zonder meting van de waterspanning  $u_2$  wordt toegepast, dient een conusfactor  $N_c$  van 25 te worden toegepast op de gemeten sondeerweerstand  $q_c$ . Voor de correctie voor de waterspanning kan in dat geval worden uitgegaan van de stationaire waterspanning ( $u_0$ ).

De variatiecoëfficiënt voor  $N_{kt}$  en  $s_u$  is 0,25. Bij punt 4 van deze paragraaf wordt dit verder toegelicht.

Bij onverzagde grond wordt de gecorrigeerde sondeerweerstand  $q_{net}$  door een 3 maal zo grote conusfactor gedeeld om de ongedraaide schuifsterkte te bepalen als bij verzagde grond; dus  $N_{kt} = 60$ . Dit is van belang bij onverzagde grond die onder normale omstandigheden boven de grondwaterstand ligt, maar bij een hoge buitenwaterstand onder de grondwaterstand ligt (en dan verzagd raakt). In dat geval wordt voor deze grondlaag de ongedraaide schuifsterkte toegepast.

Onverzagde grond heeft een zeer hoge schuifsterkte. Als gevolg daarvan wordt in onverzagde grond een zeer hoge sondeerweerstand gemeten. De schuifsterkte van onverzagde grond is afhankelijk van de verzagingsgraad en de zuigspanning. Wanneer de verzagingsgraad van de grond toeneemt, neemt de zuigspanning af en neemt ook de schuifsterkte af. Een sondering die is uitgevoerd onder normaal dagelijkse omstandigheden in de zomer kan hierdoor een aanmerkelijk hogere sondeerweerstand meten dan dat zou worden gemeten in een natte periode in de winter. Voor dit effect wordt gecorrigeerd door een hogere conusfactor voor onverzagde grond in rekening te brengen.

In dijksmateriaal (en de daaronder liggende grondlagen) kunnen hierdoor drie zones worden onderscheiden, voor zover het dijksmateriaal wordt omschreven als slecht doorlatend:

- Boven het freatisch vlak bij hoge buitenwaterstand: de grond is onder normale dagelijkse omstandigheden onverzadigd en ook bij een hoge buitenwaterstand is de grond onverzadigd. In deze zone wordt de gedraineerde schuifsterkte toegepast met een hoek van inwendige wrijving.
- Boven het freatisch vlak bij normale dagelijkse waterstand en beneden het freatisch vlak bij hoge buitenwaterstand: de grond is onder normale dagelijkse omstandigheden onverzadigd, maar bij een hoge buitenwaterstand is de grond verzadigd. In deze zone wordt de ongedraineerde schuifsterkte toegepast, waarbij de ongedraineerde schuifsterkte wordt afgeleid uit de sondeerweerstand op basis van  $N_{kt} = 60$ .
- Beneden het freatisch vlak bij normale dagelijkse waterstand: de grond is onder normale dagelijkse omstandigheden en bij een hoge buitenwaterstand verzadigd. In deze zone wordt de ongedraineerde schuifsterkte toegepast, waarbij de ongedraineerde schuifsterkte wordt afgeleid uit de sondeerweerstand op basis van  $N_{kt} = 20$ .

Bij het toepassen van de hogere conusfactor op de schuifsterkte van onverzadigde grond moet op het volgende worden gelet:

- de rekenwaarde van de ongedraineerde schuifsterkte dient kleiner te zijn of gelijk aan de effectieve verticale spanning ( $s_{u,d} \leq \sigma'_{vi}$ ).
- de ongedraineerde schuifsterkte in de onverzadigde grond moet niet lager zijn dan de ongedraineerde schuifsterkte in de onderliggende verzadigde grond (in het geval dit dezelfde grondsoort is).

### **3. Berekenen van de verwachtingswaarde van de grensspanning**

Vanuit de ongedraineerde schuifsterkte  $s_u$  kan de verwachtingswaarde van de overconsolidatieratio OCR worden afgeleid met standaard waarden van de ongedraineerde schuifsterkte ratio  $S$  en de sterkte toename exponent  $m$  (zie hoofdstuk 7). Met de OCR kan vervolgens de verwachtingswaarde van de grensspanning worden uitgerekend. Eerst wordt  $s_u$  afgeleid uit de sondeerweerstand  $q_{net}$  en daarna worden de OCR en grensspanning berekend, omdat de sondeerweerstand een soort ongedraineerde schuifsterkte is (Robertson en Campanella, 1983 en Van Duinen, 2013). Daarnaast worden op deze manier de parameters  $S$  en  $m$  op een consistente manier toegepast bij het interpreteren van de sonderingen en bij het uitvoeren van de stabilitetsberekeningen.

Uit de verwachtingswaarde van de ongedraineerde schuifsterkte  $s_u$  kunnen de verwachtingswaarden van de overconsolidatieratio OCR en de grensspanning  $\sigma'_{vy}$  worden afgeleid met:

$$\text{OCR} = (s_u / (\sigma'_{vi} S))^{1/m} \quad \text{en} \quad \sigma'_{vy} = \sigma'_{vi} \text{OCR} \quad (\text{H.3})$$

Waarin:

OCR	Overconsolidatieratio [-].
$s_u$	Ongedraineerde schuifsterkte afgeleid uit de sondeerweerstand [ $\text{kN}/\text{m}^2$ ].
$\sigma'_{vi}$	In situ effectieve verticale spanning [ $\text{kN}/\text{m}^2$ ].
$S$	Normaal geconsolideerde ongedraineerde schuifsterkte ratio [-].
$m$	Sterkte toename exponent [-].
$\sigma'_{vy}$	Grensspanning [ $\text{kN}/\text{m}^2$ ].

In deze stap worden de verwachtingswaarden van  $S$  en  $m$  toegepast.

### **4. Berekenen van de standaardafwijking en karakteristieke waarde van de grensspanning**

De karakteristieke waarde van de grensspanning  $\sigma'_{vy,gem,kar}$  wordt, uitgaande van een lognormale verdeling, als volgt berekend:

$$X_{gem,kar} = \exp[\mu_M - t_{n-1} \cdot \sigma_M] \quad (I.4)$$

$$\sigma_M^2 = \ln \left\{ 1 + \left( \frac{\sigma_X}{\mu_X} \right)^2 \right\} \quad (I.5)$$

$$\mu_M = \ln \mu_X - \frac{1}{2} \sigma_M^2 \quad (I.6)$$

Waarin:

$X_{gem,kar}$	Karakteristieke waarde van het gemiddelde van een steekproef.
$\mu_X$	Gemiddelde waarde van een steekproef.
$\mu_M$	Gemiddelde waarde van de logaritme van een steekproef.
$t_{n-1}$	Student t-factor, die hoort bij de 5% karakteristieke ondergrenswaarde en het aantal 'vrijheidsgraden' ( $n-1$ ) [-]. Het aantal waarnemingen $n$ is bij sonderingen al snel heel groot. $t_{N-1}$ gaat dan naar 1,65. Als het om één sondering gaat en één grondlaag van 1,0 meter dik is $t_{n-1}$ in de orde van 1,68.
$\sigma_X$	Standaardafwijking van de steekproef. Deze bedraagt zoals hieronder toegelicht 0,21 maal de verwachtingswaarde van de grensspanning $\sigma'_{vy,gem}$ .
$\sigma_M$	Standaardafwijking van de logaritme van de steekproef.

In formule I.5 is het effect van uitmiddeling van onzekerheid langs het schuifvlak verwerkt in de standaardafwijking van de grensspanning. Zie de toelichting hieronder.

Vanuit het berekende profiel van de grensspanning over de diepte kan een verwachtingswaarde en een standaardafwijking of variatiecoëfficiënt en een karakteristieke waarde van de grensspanning worden afgeleid per grondlaag. Dit is de invoer voor Ringtoets of andere rekenprogramma's.

Voor het bepalen van de karakteristieke waarde van de ongedraineerde schuifsterkte  $s_{u,kar}$  uit een CPT kan er van worden uitgegaan dat deze gelijk is aan 0,64 maal de verwachtingswaarde van de ongedraineerde schuifsterkte  $s_u$ . De onzekerheid van  $N_{kt}$  en  $s_u$  bestaat uit twee componenten, namelijk de onzekerheid van de transformatie van de sondeerweerstand naar de ongedraineerde schuifsterkte en de ruimtelijke variabiliteit van de schuifsterkte. De onzekerheid als gevolg van ruimtelijke variabiliteit met een variatiecoëfficiënt van 0,14 middelt grotendeels uit door het grote aantal waarnemingen bij het uitvoeren van sonderingen. Bij dunnere grondlagen neemt de totale onzekerheid toe als gevolg van het effect van de onzekerheid door de ruimtelijke variabiliteit. Het verschil tussen de verwachtingswaarde en de karakteristieke waarde van  $s_u$  wordt hoofdzakelijk (circa 90%) bepaald door het deel van de transformatieonzekerheid (onzekerheid  $N_{kt}$ ) dat niet mag worden uitgemiddeld, omdat dit een systematische fout is. De variatiecoëfficiënt van de transformatieonzekerheid van  $N_{kt}$  is 0,25. Het niet uit te middelen systematische aandeel in de totale transformatieonzekerheid is 0,75. De genoemde waarden volgen uit het Dijken op Veen onderzoek, uitgaande van een zeer groot aantal metingen uit meerdere sonderingen (Zwanenburg, 2014). In de literatuur worden voor de variatiecoëfficiënt van  $N_{kt}$  vergelijkbare waarden gevonden (Van Duinen, 2011). De variatiecoëfficiënt van  $s_u$  op basis van een CPT bedraagt per saldo na uitmiddeling van de onzekerheid ongeveer 0,22, afhankelijk van de laagdikte van de grondlaag (de student t-factor is 1,65 vanwege het groot aantal metingen). Dit betreft veen in het Dijken op Veen onderzoek. Voorlopig wordt hier een variatiecoëfficiënt van 0,25 aanhouden, omdat bijvoorbeeld in organische klei en dijksmateriaal de variatiecoëfficiënt mogelijk groter is.

Voor het bepalen van de variatiecoëfficiënt van de grensspanning  $\sigma'_{vy}$  kan worden uitgegaan van de variatiecoëfficiënt van de conusfactor  $N_{kt}$  van 0,25 en deze onzekerheid kan worden onderverdeeld in onzekerheid in de parameters  $S$  en  $m$  en de grensspanning  $\sigma'_{vy}$  met een vaste verhouding. Evenals voor de ongedraineerde schuifsterkte  $s_u$  zal voor de grensspanning  $\sigma'_{vy}$  gelden dat de onzekerheid grotendeels wordt bepaald door het systematische deel van de transformatieonzekerheid (onzekerheid  $N_{kt}$ ) dat niet mag worden uitgemiddeld. De onderverdeling in de verschillende deelonzekerheden kan worden gemaakt op basis van variatiecoëfficiënten uit de literatuur:  $V_c s_u = 0,10 - 0,40$ ,  $V_c \sigma'_{vy} = 0,10 - 0,35$ ,

$V_{c,S} = 0,05 - 0,15$  en  $V_{c,m} = 0,05$  (Duncan, 2000). Op basis hiervan kan worden aangenomen dat 85% van de variatiecoëfficiënt van de sondeerweerstand wordt bepaald door de onzekerheid van de overconsolidatieratio OCR en de grensspanning  $\sigma'_{vy}$ . De variatiecoëfficiënt voor de grensspanning bedraagt daarmee 85% van de hiervoor genoemde variatiecoëfficiënt van de ongedraineerde schuifsterkte ( $= 0,85 * 0,25 = 0,21$ ).

### H.3 Optimalisatie correlaties schuifsterkte

Wanneer de voorgaande stap met conservatieve standaard correlaties ontoereikend is, kan een verfijningsstap worden gemaakt door gebiedsspecifieke correlaties op te stellen. De werkwijze voor de bepaling van de ongedraineerde schuifsterkte en de grensspanning is op hoofdlijnen identiek aan de voorgaande stap, maar eerst wordt de conusfactor  $N_{kt}$  geoptimaliseerd op basis van de correlatie tussen de sondeerweerstand en laboratorium testen en daarna wordt de grensspanning met deze gebiedsspecifieke correlaties afgeleid.

De aanpak voor het afleiden van de conusfactor  $N_{kt}$  is ontwikkeld in het Dijken op Veen project (Zwanenburg, 2014) en beschreven in bijlage I. Deze verfijningsstap kan op een aantal punten tot een beter resultaat leiden:

- Door het optimaliseren van de conusfactor  $N_{kt}$ ,
- Door het optimaliseren van de transformatieonzekerheid van de conusfactor  $N_{kt}$ ,
- Door het optimaliseren van het systematische aandeel in de totale transformatieonzekerheid.

De conusfactor  $N_{kt}$  en transformatieonzekerheid kunnen alleen worden bepaald wanneer voldoende laboratoriumonderzoek beschikbaar is op de locaties waar de sonderingen zijn uitgevoerd. Hierbij moet worden gedacht aan orde 50 triaxiaalproeven of direct simple shear proeven voor een grondlaag verdeeld over circa 10 boringen, met daarbij minimaal circa 25 constant rate of strain proeven of samendrukkingsproeven. Dit is nodig om de mate van uitmiddeling van de onzekerheid van de correlatie nauwkeurig te kunnen bepalen. Deze uitmiddeling van de onzekerheid bepaalt in grote mate de nauwkeurigheid van de correlaties.

Bedenk dat  $N_{kt}$  per grondlaag / SOS-eenheid bepaald moet worden.

De eisen die worden gesteld aan de nauwkeurigheid van de sonderingen zijn aangegeven in bijlage G.

Aandachtspunten bij het nauwkeurig bepalen van de conusfactor  $N_{kt}$  zijn:

- Zorgvuldige registratie van de diepte van monsterbussen en individuele monsters is nodig om een goede correlatie met de sondeerweerstand te kunnen maken. In de praktijk gaat dit gemakkelijk mis. Het gaat hier nadrukkelijk ook om de diepte van een grondmonster binnen een monsterbus.
- Monsters voor laboratoriumproeven moeten niet te dicht bij grondlaagscheidingen worden gekozen; ten minste 10 cm en zo mogelijk 20 cm afstand houden, omdat een sondeerconus een grondlaagscheiding al voelt voordat de conus bij de grondlaagscheiding is aangekomen. Dit kan een hoge variatiecoëfficiënt bij  $N_{kt}$  veroorzaken.
- Bij een hoge berekende variatiecoëfficiënt van  $N_{kt}$  overwegen een tweede CPT op de ijklocaties uit te voeren. Door de afstand tussen boringen en CPT's ontstaat ruis in  $N_{kt}$  als gevolg van heterogeniteit van de grond. Twee CPT's naast een boring geven een goed beeld van deze mogelijke ruis. Eventueel overwegen de tweede CPT met een hogere sondeerklas uit te voeren.
- Bij een hoge variatiecoëfficiënt van  $N_{kt}$  kan ook worden overwogen extra laboratorium testen op de ijklocaties te doen. Grond is heterogeen.  $N_{kt}$  kan bij onvoldoende laboratorium testen worden gedomineerd door toevaligheden.
- Mogelijke oorzaken van ruis zijn sterkere en zwakkere zones in grondlagen en zones met iets meer of minder lokale drainage rondom de sondeerconus. Een extra CPT of extra

- laboratorium testen op de ijklocaties helpen om meer inzicht te krijgen in de spreiding die hierdoor ontstaat.
- Wanneer met ongedraaide schuifsterkte ratio  $S$ , sterke toename exponent  $m$  en grensspanning  $\sigma'_{vv}$  wordt gewerkt, is het verstandig om te controleren op consistente samenhang van de parameterwaarden voor de grensspanning  $\sigma'_{vv}$ , ongedraaide schuifsterkte  $s_u$ , normaal geconsolideerde ongedraaide schuifsterkte ratio  $S$ , sterke toename exponent  $m$  en conusfactor  $N_{kt}$ .

#### H.4 Sonderingen voor indicatie van doorlatendheid

Bij het toepassen van sonderingen met meting van de waterspanning ( $u_2$ ) kunnen de sondeerresultaten als indicatie worden gebruikt om onderscheid te maken tussen goed doorlatende grondlagen en matig tot slecht doorlatende lagen. Grondlagen die voldoen aan de volgende voorwaarden kunnen worden beschouwd als goed doorlatende grondlagen:

- $R_f < 1,5\%$ ;
- $B_q < 0,05 \text{ à } 0,10$ ;
- $(u_2 - u_0) / \sigma'_{vi} < 0,5 \text{ à } 1,0$ ;
- $I_c < 2,4$ .

Deze criteria kunnen alleen worden toegepast voor verzadigde grond.

Het verdient aanbeveling om de afweging te maken op basis van meerdere van deze criteria.

a)  $R_f$  is het wrijvingsgetal volgens Begemann (1965):

$$R_f = f_s / q_c \times 100\%$$

b)  $B_q$  is de genormaliseerde waterspanning:

$$B_q = \frac{u_2 - u_0}{q_t - \sigma'_{vi}}$$

c) een alternatieve manier om de tijdens sonderen gemeten waterspanning te normaliseren is de wateroverspanning ( $u_2 - u_0$ ) te delen door de in situ verticale effectieve spanning  $\sigma'_{vi}$  (Schneider et al, 2008).

d) met de index  $I_c$  kan de grondsoort worden geclassificeerd. Diverse auteurs hebben formules opgesteld om de grond te classificeren op basis van sondeerparameters.  $I_c$  wordt volgens Been en Jefferies (1992) als volgt berekend:

$$I_{c,B\&J} = \sqrt{\left(3 - \log(Q_t(1 - B_q) + 1)\right)^2 + (1,5 + 1,3\log(F_r))^2}$$

In deze definities zijn de volgende parameters van belang:

- |       |  |
|-------|--|
| a     | Relatieve oppervlakte van de spleet bij het waterspanningsfilter [-] (Zie NEN-EN-ISO-22476-1)                    |
| $B_q$ | Genormaliseerde dimensieloze wateroverspanning [-].  |
| $F_r$ | Genormaliseerde wrijvingsratio $F_r = [f_s / (q_t - \sigma'_{vi})] \times 100\% (\%)$ .                          |
| $f_s$ | Gemeten wrijvingsweerstand [MPa].  |
| $q_c$ | Gemeten conusweerstand [MPa].  |
| $q_t$ | Voor waterspanningseffecten gecorrigeerde sondeerweerstand van de piëzoconus<br>$q_t = q_c + u_2 (1 - a)$ [MPa]. |
| $Q_t$ | Genormaliseerde dimensieloze sondeerweerstand $Q_t = (q_t - \sigma'_{vi}) / \sigma'_{vi}$ [-].                   |
| $R_f$ | Wrijvingsgetal volgens Begemann $R_f = f_s / q_c \times 100\% [\%]$ .  |
| $u_0$ | In situ stationaire waterspanning [MPa].   |
| $u_2$ | Met de piëzoconus gemeten waterspanning (waterspanningsopnemer achter de conuspunt) [MPa].                       |

$\sigma_{vi}$	In situ verticale totaalspanning [MPa].
$\sigma'_{vi}$	In situ verticale effectieve spanning [MPa].

## H.5 Literatuur bijlage H

- Been, K., and Jefferies, M.G. 1992. Towards systematic CPT interpretation. In Proceedings of the Wroth Symposium, Oxford, U.K. pp. 44–55.
- Begemann, H.K. 1965. The Friction Jacket Cone as an Aide in Determining the Soil Profile. Proc. 6th. Int. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Montreal. Vol. 1, pp. 17-20.
- Berendsen, H.J.A. (2004). De vorming van het land. Inleiding in de geologie en de geomorfologie. Fysische Geografie van Nederland. 4th ed, Assen: Van Gorcum, 410 p. ISBN 90 232 4075 8.
- Duncan, J.M. (2000). Factors of Safety and Reliability In Geotechnical Engineering. J. Geotech. Geoenviron. Eng. 2000.126:307-316.
- Duinen, T.A. van (2011). SBW Macrostabiliteit - Parameters voor ongedraineerde stabiliteitsanalyses uit veldmetingen. Deltares rapport 1204203-002-GEO-0001, Versie 2, 25 november 2011, concept.
- Duinen, T.A. van (2013). SBW Slope stability - Obtaining strength parameters from penetration tests. Deltares report 1206015-001-GEO-0005, Version 2, 21 March 2013, final.
- ENW (2012). Technisch Rapport Grondmechanisch Schematiseren bij Dijken. Rijkswaterstaat Water, Verkeer en Leefomgeving. Oktober 2012.
- Hijma, M.P. en Kruse, G.A.M. (2014). WTI 2017: Stochastische ondergrondschematisatie – WTI-SOS. Deltares rapport 1209432-003-GEO-006.
- Mayne, P.W. (2007). Cone Penetration Testing State-of-Practice. NCHRP Project 20-05. Topic 37-14.
- NEN-EN-ISO 22476-1. (2013). Geotechnisch onderzoek en beproeving – Veldproeven – Deel 1: Elektrische sondering. Nederlands Normalisatie Instituut.
- Robertson, P.K. (2012). Interpretation of in-situ tests – some insights. Mitchell Lecture - ISC'4 Brazil, Sept., 2012.
- Robertson, P.K. and R.G. Campanella. (1983). Interpretation of cone penetration tests. Part II: Clay. Can. Geotech. J. 20. 734-745.
- Schneider, J.A., Randolph, M.F., Mayne, P.W. and Ramsey, N.R. (2008). Analysis of factors influencing soil classification using normalized piezocone tip resistance and pore pressure parameters. Journal Geotechnical and Geoenvironmental Eng. 134 (11): 1569-1586.
- Zwanenburg, C. (2012). Dijken op Veen - analyse veldproeven. Deltares, rapport 1203768-012-GEO-0004, Versie 3, 31 juli 2012.
- Zwanenburg, C. (2014). Dijken op Veen II - DoV werkwijze voor bepaling Macrostabiliteit Markermeerdijk. Deltares rapport 1208254-032-GEO-0001, Versie 2, 13 oktober 2014, definitief concept.

## I Bepalen conusfactor $N_{kt}$

Bij het uitvoeren van het veldonderzoek dienen de sonderingen op korte afstand van de boringen te worden uitgevoerd. Bij aanvang van het opstellen van de correlaties worden de boringen en de sonderingen die bij elkaar zijn uitgevoerd opgezocht. Vervolgens wordt voor elke uitgevoerde triaxiaal- of DSS-proef de oorspronkelijke diepte van het monster vastgesteld. Van elke uitgevoerde laboratoriumproef dient de ongedraineerde schuifsterkte  $s_u$  bekend te zijn. Daarna wordt in de sondering, die is uitgevoerd naast de boring, waaruit het bewuste proefstuk is geselecteerd, de gemeten sondeerweerstand op dezelfde diepte bepaald. Bij de bepaling van de gemeten sondeerweerstand dient te worden gemiddeld over de hoogte van het proefstuk (orde 5 cm bij DSS proeven en orde 15 cm bij triaxialproeven). Bij een correlatie met de sonderingen dient de sondeerwaarde te worden gecorrigeerd voor gemeten waterspanning en totaaldruck. Deze correctie vindt plaats door  $q_{net}$  te bepalen conform vergelijking (I.1).

Voor elke grondlaag (SOS eenheid) dient een  $N_{kt}$  waarde te worden vastgesteld. Per grondlaag dient één proeftype, bijvoorbeeld triaxiaal proeven (klei) of DSS proeven (veen) te worden toegepast bij het opstellen van de correlatie. Bij dijksmateriaal en toplagen moet ook onderscheid worden gemaakt in  $N_{kt}$  voor de verzagde en onverzagde zone.  $N_{kt}$  is in de onverzagde zone een factor 2 à 3 hoger dan  $N_{kt}$  voor de verzagde zone.

Voor de complete data set van alle locaties wordt per grondsoort de waarde voor  $N_{kt}$  gevonden via lineaire regressie. Hierbij wordt gezocht naar de waarden van  $N_{kt}$  waarvoor de som van de kwadraten van residuen minimaal is.

$$F_{kt} = \sum_i \left( s_{u,i} \frac{N_{kt}}{q_{net,i}} - 1 \right)^2 \quad (\text{I.1})$$

Waarin:

- $s_{u,i}$  Ongedraineerde schuifsterkte op proefresultaat van triaxiaal- of DSS-proef op diepte i [ $\text{kN}/\text{m}^2$ ].  
 $q_{net,i}$  Gecorrigeerde conusweerstand op diepte i [ $\text{kN}/\text{m}^2$ ], behorend bij  $s_{u,i}$ .

### Onzekerheid correlaties

Bij het afleiden van de ongedraineerde schuifsterkte en grensspanning uit de sondeerweerstand moet onzekerheid in rekening worden gebracht. De in rekening te brengen variatiecoëfficiënt van de ongedraineerde schuifsterkte en grensspanning bestaat uit twee componenten. De eerste component verdisconteert de transformatie onzekerheid. De andere component betreft de intrinsieke ruimtelijke variabiliteit. Beide componenten worden samengevoegd volgens:

$$VC_{\text{gemiddeld}} = \sqrt{VC_{\text{gemiddeld.ruimtelijk}}^2 + VC_{\text{gemiddeld.transformatie}}^2} \quad (\text{I.2})$$

Waarin:

- $VC_{\text{gemiddeld}}$  Variatiecoëfficiënt van de per laag gelineariseerde schuifsterkte.  
 $VC_{\text{gemiddeld, ruimtelijk}}$  Bijdrage van de ruimtelijke spreiding aan  $VC_{\text{gemiddeld}}$ .  
 $VC_{\text{gemiddeld, transformatie}}$  Bijdrage van de transformatieonzekerheid aan  $VC_{\text{gemiddeld}}$ .

De twee bijdragen aan  $VC_{\text{gemiddeld}}$  worden hieronder uitgewerkt.

### Intrinsieke ruimtelijke variabiliteit

Door ruimtelijke variatie van de eigenschappen van een grondlaag zal op verschillende plaatsen binnen een grondlaag een verschillende waarde van een parameter worden gemeten, hoewel gemiddeld genomen de waarde van de parameter overal ongeveer hetzelfde is. Het is gangbaar

om aan te nemen dat een parameter continu van plaats tot plaats binnen een grondlaag op onvoorspelbare wijze rond de overall gemiddelde waarde fluctueert, maar dat het karakter van de fluctuaties (dat wil zeggen grootte van de afwijking ten opzichte van het overall gemiddelde en de 'snelheid' van fluctuaties) overal binnen de laag ongeveer hetzelfde is. De in geotechnische analyses benodigde parameters zijn in het algemeen representatieve schattingen voor gemiddelden van grondeigenschappen over een glijvlak of ander aangesproken volume. De mate waarin de spreiding van een parameter uit middelt langs een schuifvlak wordt uitgedrukt met de variantiereductiefactor  $\Gamma$ .

Bij het schematiseren van de ondergrond ten behoeve van het berekenen van de stabiliteit van waterkeringen is het gebruikelijk om de lagen dik te veronderstellen ten opzichte van de verticale fluctuatieschaal (gerelateerd aan de correlatielengte  $D_v$ ). Bij relatief dunne lagen ten opzichte van  $D_v$  is dat echter niet voldoende conservatief. Omdat dergelijke dunne lagen kunnen voorkomen (zoals basisveen), wordt daarom in onderstaande uitdrukking ook rekening gehouden met de verhouding tussen de verticale correlatielengte en de laagdikte. Verder wordt verondersteld dat de variantie in horizontale richting over een dijklengthe van 100 meter gelijk kan zijn aan de regionale horizontale variantie.

$$\begin{aligned}
 VC_{\text{gemiddeld.ruimtelijk}} &\approx \sqrt{\left( \frac{1}{n_{\text{m.regionaal}}} + \Gamma^2 + \gamma_v \cdot (1 - \Gamma^2) \right)} \cdot VC_{\text{regionaal}} \\
 \Gamma^2 &\approx 1 - \alpha_v \\
 \gamma_v &\approx \min\left(\frac{\sqrt{\pi} \cdot D_v}{d_{\text{laag}}}, 1\right) \\
 \alpha_v &= \frac{\sum_{i=1}^{n_{\text{sonderingen}}} VC_{\text{sond},i}^2}{n_{\text{sonderingen}} \times VC_{\text{regionaal}}} \\
 VC_{\text{sond},i} &= \sqrt{\frac{\sum_{j=1}^{n_{\text{metingen},i}} \left( \frac{q_{\text{net}}}{N_{kt} \times S_{u,\text{gelinearieerd},i}} - 1 \right)^2}{n_{\text{metingen},i}}} \\
 VC_{\text{regionaal}} &= \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{n_{\text{sonderingen}}} \sum_{j=1}^{n_{\text{metingen},i}} \left( \frac{q_{\text{net}}}{N_{kt} \times S_{u,\text{gelinearieerd},i}} - 1 \right)^2}{\sum_{i=1}^{n_{\text{sonderingen}}} n_{\text{metingen},i}}} \quad (I.3)
 \end{aligned}$$

Waarin:

$n_{\text{m.regionaal}}$	Aantal gebruikte metingen (per 0,025m) uit alle sonderingen samen. Omdat dit getal bij het gebruik van sondeergegevens zeer groot is geldt in praktijk: $\frac{1}{n_{\text{m.regionaal}}} \rightarrow 0$ .
$\gamma_v$	De verticale variantie-reductiefactor. De gegeven uitdrukking $\gamma_v \approx \min\left(\frac{\sqrt{\pi} \cdot D_v}{d_{\text{laag}}}, 1\right)$ is volgens (Vanmarcke, 1977) van toepassing bij een exponentieel verloop van de auto-correlatiefunctie. Bij $\gamma_v = 1$ resulteert de standaardafwijking op de lokale waarde. Bij $\gamma_v = 0$ resulteert de standaardafwijking op de gemiddelde waarde.
$\Gamma^2$	De resterende variantiereductiefactor van de lokaal gemiddelde waarde [-].
$\alpha$	De verhouding tussen de lokale en regionale variantie [-].

<b>VC<sub>regionaal</sub></b>	Variatiecoëfficiënt op de ruimtelijke variabiliteit van de gemeten weerstand voor alle sonderingen samen.
<b>d<sub>laag</sub></b>	De laagdikte [m].
<b>D<sub>v</sub></b>	De verticale correlatielengte [m]. Voor organische grond een waarde van de verticale correlatielengte veelal van 0,3 m aangehouden.
<b>N<sub>kt</sub></b>	Empirisch bepaalde conusfactor [-].
<b>q<sub>net</sub></b>	Voor waterspanningseffecten en totaalspanning gecorrigeerde sondeerweerstand van de piëzoconus [kN/m <sup>2</sup> ].

#### Transformatieonzekerheid

De correlatie H.2 (bijlage H) kent een onzekerheid die wordt aangeduid met transformatieonzekerheid. Deze transformatieonzekerheid komt voort uit het correleren van resultaten van laboratoriumproeven aan sondeerwaarden. Wanneer de variatiecoëfficiënt op de lokaal gemiddelde waarde uit een correlatie met de sondeerweerstand wordt bepaald, dan moet ook rekening worden gehouden met deze toegevoegde onzekerheid door de transformatie. Een deel van deze onzekerheid zal systematisch zijn (mogelijk afhankelijk van grondsoort, spanningsniveau, overconsolidatiegraad en van sondeermaterieel en –uitvoering en van mogelijke verstoring van de grondmonsters waarop de laboratoriumproeven zijn uitgevoerd) en een deel zal willekeurig zijn. Het willekeurige deel mag worden gemiddeld over de laagdikte.

De maat voor de transformatieonzekerheid is de variatiecoëfficiënt die uit de correlatie volgt. Deze is gegeven door

$$VC_{\text{gemiddeld.transformatie}} \approx \sqrt{\left( r_{\text{sys}} + \frac{1}{n_{\text{m.doorsnede}}} \right)} \cdot VC_{\text{Nkt}} \quad (\text{I.4})$$

$$r_{\text{sys}} \approx 1 - \frac{VC_{\text{transformatie.cluster}}^2}{VC_{\text{transformatie.totaal}}^2}$$

$$VC_{\text{Nkt}} = \sqrt{\frac{\sum_{j=1}^n \left( \frac{s_{u,i} - \frac{q_{net,i}}{N_{kt}}}{\frac{q_{net,i}}{N_{kt}}} \right)^2}{n-1}} \quad (\text{I.5})$$

Waarin:

<b>n<sub>m.doorsnede</sub></b>	Aantal gebruikte metingen in 1 doorsnede (per 0,025m). Omdat dit getal bij het gebruik van sondeergegevens meestal groot is geldt in praktijk vaak: $\frac{1}{n_{\text{m.doorsnede}}} \rightarrow 0$ .
<b>r<sub>sys</sub></b>	Het niet uit te middelen systematische aandeel in de totale transformatieonzekerheid $VC_{\text{transformatie}}^2$ ( $0 < r < 1$ ).
<b>VC<sub>Nkt</sub></b>	Transformatieonzekerheid bij gebruik van sonderingen
<b>n</b>	Aantal combinaties laboratorium metingen met bijbehorende gemeten sondeerweerstand.

Met  $VC_{\text{gemiddeld,ruimtelijk}}$  zoals bepaald in vergelijking (I.3) en  $VC_{\text{gemiddeld,transformatie}}$  volgens vergelijking (I.4) kan  $VC_{\text{gemiddeld}}$  worden bepaald met vergelijking (I.2).

*Verwachtingswaarde en karakteristieke waarde ongedraineerde schuifsterkte*

Op basis van de voorgaande paragrafen kunnen de verwachtingswaarde en de karakteristieke waarde van de ongedraineerde schuifsterkte worden bepaald. Door uit te gaan van een log-normale verdeling kan een optimalisatie worden toegepast. Bij het berekenen van de karakteristieke waarde wordt gebruik gemaakt van de volgende standaardafwijking  $SD$  en verwachtingswaarde  $E$  voor de corresponderende normale verdeling van  $\ln(s_u)$ . Het gebruik van de log-normale verdeling resulteert in:

$$E(\ln(s_u)) = \ln(s_{u,\text{linear}}) - \frac{1}{2} SD_{\ln(s_u)}^2$$

$$SD_{\ln(s_u)} = \sqrt{\ln\left(1 + (VC_{\text{gemiddeld}})^2\right)}$$
( I.6 )

Aan de hand van de gelineariseerde schuifsterkte en de standaard afwijking bepaald met vergelijking (I.6) kan de karakteristieke waarde worden bepaald volgens:

$$\ln(s_u)_{\text{kar}} = E(\ln(s_{u,\text{gelineariseerd}})) - 1.64 \times SD(\ln(s_u))$$

of

$$s_{u,\text{gelineariseerd,kar}} = f^{-1}(0,05, E(\ln(s_{u,\text{gelineariseerd}})), SD(\ln(s_u)))$$
( I.7 )

Waarin:

$E(\ln(s_{u,\text{gelineariseerd}}))$	De verwachtingswaarde van de gelineariseerde ongedraineerde schuifsterkte voor lognormale verdeling.
$SD(\ln(s_u))$	De standaardafwijking van de gelineariseerde ongedraineerde schuifsterkte voor lognormale verdeling.
$f^{-1}$	Inverse van de lognormale verdeling.

Deze bewerking wordt voor elke grondlaag uitgevoerd.

*Verwachtingswaarde en karakteristieke waarde grensspanning*

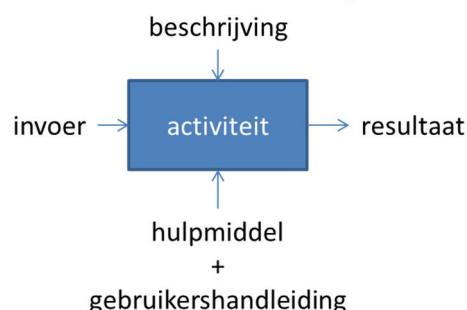
Op basis van deze verwachtingswaarde en standaardafwijking van de ongedraineerde schuifsterkte kan vervolgens ook de verwachtingswaarde en standaardafwijking van de grensspanning worden bepaald, zoals aangegeven in bijlage H. Hierbij worden de variatiecoëfficiënten voor de ongedraineerde schuifsterkte ratio  $S$ , de sterkte toename exponent  $m$  en de grensspanning  $\sigma'_{vy}$  per onderscheiden grondlaag toegepast op basis van de lokale gegevens. Het is belangrijk om hierbij te controleren op een consistente samenhang van de parameterwaarden voor de grensspanning  $\sigma'_{vy}$ , ongedraineerde schuifsterkte  $s_u$ , ongedraineerde schuifsterkte ratio  $S$ , sterkte toename exponent  $m$  en conusfactor  $N_{kt}$ .

## J Schema werkwijze beoordeling macrostabiliteit

Hieronder is schematisch de werkwijze van de beoordeling van de toetssporen Macrostabiliteit binnenwaarts (STBI) en Macrostabiliteit buitenwaarts (STBU) weergegeven (Figuur J.2 en Figuur J.3).

### J.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 J.1.

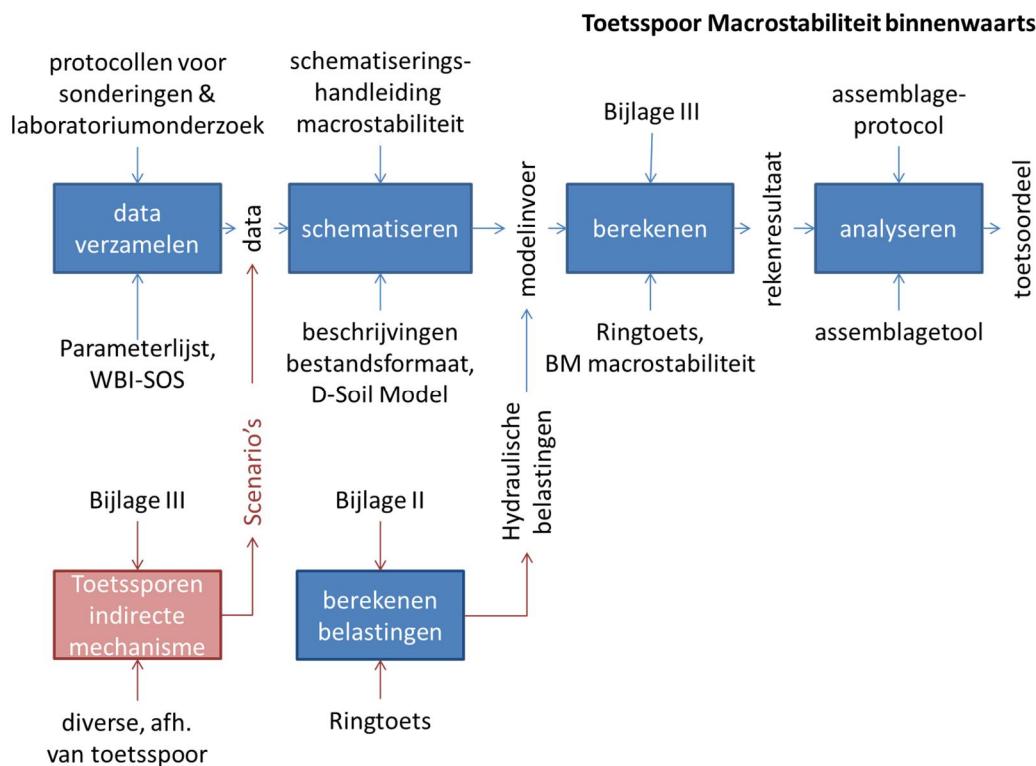


Figuur J.1 Het algemene schema van een activiteit. Een aaneenschakeling van benodigde activiteiten bij een beoordeling geeft de schematische werkwijze van de beoordeling weer.

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).

## J.2 Schema werkwijze beoordeling Macrostabilliteit binnenwaarts (STBI)



Figuur J.2 Schema werkwijze beoordeling Macrostabilliteit binnenwaarts (STBI). 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.

## J.3 Referenties bij het schema werkwijze beoordeling Macrostabilliteit binnenwaarts (STBI)

### J.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 wegenbouw die te vinden zijn bij CROW en NEN.
- Aanbevelingen voor boringen met monstername (bijlage D uit Schematiseringshandleiding Macrostabilliteit, WBI 2017).* Rijkswaterstaat, Water, Verkeer en Leefomgeving. Lelystad, september 2016.
- Protocol voor het uitvoeren van laboratoriumproeven (bijlage E uit Schematiseringshandleiding Macrostabilliteit, WBI 2017).* Rijkswaterstaat, Water, Verkeer en Leefomgeving. Lelystad, september 2016.
- Uitwerking triaxiaal- en DSS proeven (bijlage F uit Schematiseringshandleiding Macrostabilliteit, WBI 2017).* Rijkswaterstaat, Water, Verkeer en Leefomgeving. Lelystad, september 2016.
- Aanbevelingen voor sonderingen (bijlage G uit Schematiseringshandleiding Macrostabilliteit, WBI 2017).* Rijkswaterstaat, Water, Verkeer en Leefomgeving. Lelystad, september 2016.
- Bepalen parameters uit sonderingen (bijlage H uit Schematiseringshandleiding Macrostabilliteit, WBI 2017).* Rijkswaterstaat, Water, Verkeer en Leefomgeving. Lelystad, september 2016.
- Bepalen conusfactor  $N_{kt}$  (bijlage I uit Schematiseringshandleiding Macrostabilliteit, WBI 2017).* Rijkswaterstaat, Water, Verkeer en Leefomgeving. Lelystad, september 2016.

Referenties hulpmiddel activiteit

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

J.3.2 Activiteit 'schematiseren'

Referenties beschrijving activiteit

- *Schematiseringshandleiding Macrostabilitet, WBI 2017*. Rijkswaterstaat, Water, Verkeer en Leefomgeving. Lelystad, september 2016.
- *Handleiding lokaal schematiseren met WTI-SOS*. G. Kruse, M. Hijma. Deltares rapport 1209432-004-GEO-0002, Delft, december 2015.

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.

J.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.

J.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.*  
Deltas, Delft, september 2016.
- *BM – Macrostabilitet, Software voor de beoordeling van primaire waterkeringen.*  
Deltas, Delft, september 2016.
- *Basis Module Macrostabilitet, Stand alone tool voor Macrostabilitet binnenwaarts, Installatiehandleiding, Wettelijk Toets Instrumentarium 2017.*  
Deltas, Delft, september 2016.
- *Basis Module Macrostabilitet, Stand alone tool voor Macrostabilitet binnenwaarts, Gebruikershandleiding, Wettelijk Toets Instrumentarium 2017.*  
Deltas, Delft, september 2016.
- *Fenomenologische beschrijving faalmechanismen WBI.* Rijkswaterstaat, Water, Verkeer en Leefomgeving. Lelystad, september 2016.

#### **J.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, Deltas rapport 1230086-010-GEO-0001, Delft, juni 2016.

Referenties hulpmiddel activiteit

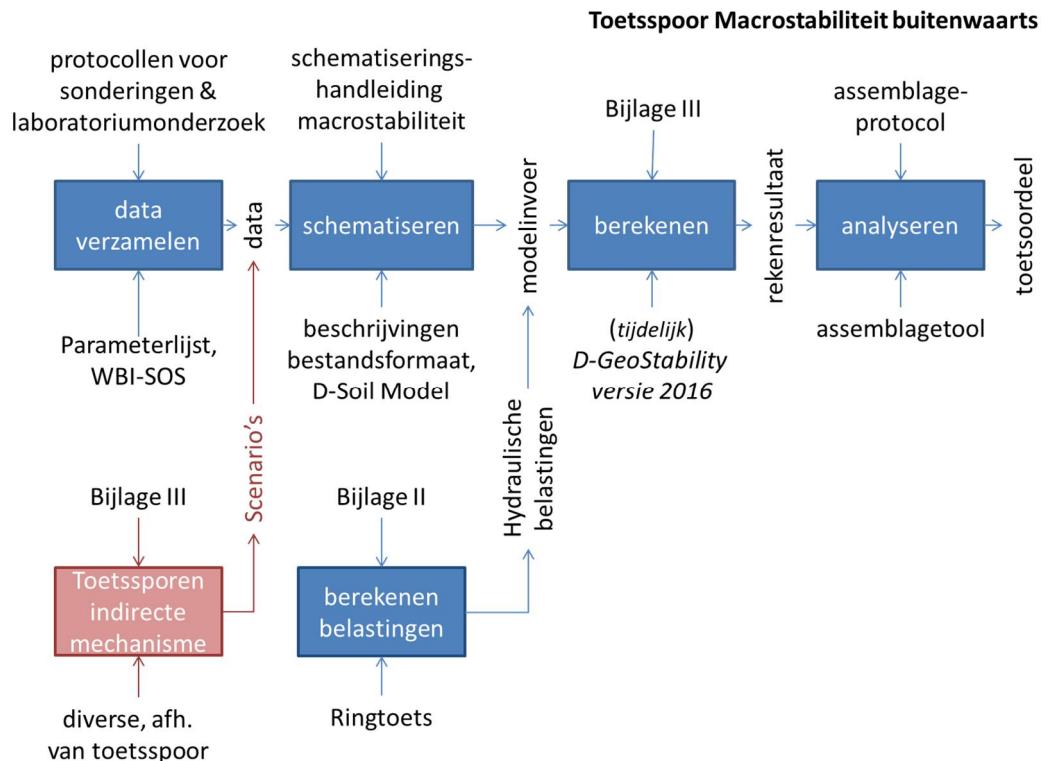
- *Assemblagetool WBI2017.* Nog in ontwikkeling.

#### **J.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.

#### J.4 Schema werkwijze beoordeling Macrostabilliteit buitenwaarts (STBU)



Figuur J.3 Schema werkwijze beoordeling Macrostabilliteit buitenwaarts (STBU). 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.

#### J.5 Referenties bij het schema werkwijze beoordeling Macrostabilliteit buitenwaarts (STBU)

##### J.5.1 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 wegenbouw die te vinden zijn bij CROW en NEN.
- *Aanbevelingen voor boringen met monstername (bijlage D uit Schematiseringshandleiding Macrostabilliteit, WBI 2017)*. Rijkswaterstaat, Water, Verkeer en Leefomgeving. Lelystad, september 2016.
- *Protocol voor het uitvoeren van laboratoriumproeven (bijlage E uit Schematiseringshandleiding Macrostabilliteit, WBI 2017)*. Rijkswaterstaat, Water, Verkeer en Leefomgeving. Lelystad, september 2016.
- *Uitwerking triaxiaal- en DSS proeven (bijlage F uit Schematiseringshandleiding Macrostabilliteit, WBI 2017)*. Rijkswaterstaat, Water, Verkeer en Leefomgeving. Lelystad, september 2016.
- *Aanbevelingen voor sonderingen (bijlage G uit Schematiseringshandleiding Macrostabilliteit, WBI 2017)*. Rijkswaterstaat, Water, Verkeer en Leefomgeving. Lelystad, september 2016.
- *Bepalen parameters uit sonderingen (bijlage H uit Schematiseringshandleiding Macrostabilliteit, WBI 2017)*. Rijkswaterstaat, Water, Verkeer en Leefomgeving. Lelystad, september 2016.
- *Bepalen conusfactor N<sub>kt</sub> (bijlage I uit Schematiseringshandleiding Macrostabilliteit, WBI 2017)*. Rijkswaterstaat, Water, Verkeer en Leefomgeving. Lelystad, september 2016.

#### Referenties hulpmiddel activiteit

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

#### J.5.2 Activiteit 'schematiseren'

##### Referenties beschrijving activiteit

- *Schematiseringshandleiding Macrostabilitet, WBI 2017*. Rijkswaterstaat, Water, Verkeer en Leefomgeving. Lelystad, september 2016.
- *Handleiding lokaal schematiseren met WTI-SOS*. G. Kruse, M. Hijma. Deltares rapport 1209432-004-GEO-0002, Delft, december 2015.

#### 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.

#### J.5.3 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.
- *Waternormalen ([www.rijkswaterstaat.nl/waternormalen](http://www.rijkswaterstaat.nl/waternormalen))*. Rijkswaterstaat.

#### J.5.4 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.
- *Tijdelijke D-GeoStability, versie 2016.*
- *Fenomenologische beschrijving faalmechanismen WBI.* Rijkswaterstaat, Water, Verkeer en Leefomgeving. Lelystad, september 2016.

#### J.5.5 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.

#### J.5.6 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.