

**Schematiseringshandleiding
Macrostabiliteit**



Schematiseringshandleiding Macrostabieliteit

Jurjen van Deen
Alexander van Duinen

1220083-008

Titel
Schematiseringshandleiding
Macrostablieiteit

Opdrachtgever	Project	Kenmerk	Pagina's
Rijkswaterstaat WVL	1220083-008	1220083-008-GEO-0005- gbh	59

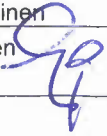


Trefwoorden
WTI, 2017, schematisering, handleiding, macrostablieiteit, Ringtoets

Samenvatting
Deze schematiseringshandleiding is opgesteld als hulpmiddel bij het schematiseren van het faalmechanisme macrostablieiteit en is opgezet voor de toetsing met behulp met Ringtoets.

Summary
This report is a schematisation manual focusing on one specific failure mechanism of water retaining structures, called Macrostablieiteit (large scale (in)stability). The manual has been set up in the framework of the research programme WTI-2017 assigned by Rijkswaterstaat. It will form part of the collection of background documents underlying the formal legally approved assessment procedure on the quality of the water retaining network in The Netherlands.

Schematisation concerns the procedure to organise, interpret and transform the available data to input data for the safety assessment method. The assessment may either be qualitative, or through calculations which have been partially included in the over-all assessment software model 'Ringtoets'.

The schematisation manual gives instructions on how to use data from the field, laboratory tests, drawings, engineering judgement and other available information to make a schematisation and determine parameters to perform the safety assessment. It contains a guideline in flow diagrams and covers the inventarisation of the available data, the hydraulic boundary conditions, determining the boundaries of dike sections and the input parameters.

Versie	Datum	Auteur	Paraaf	Review	Paraaf	Goedkeuring	Paraaf
1	15 Sep 2014	Drs.ing. F.P.W. van den Berg Ing. T.A. van Duinen A.P.C. Ing. Rozing		Ing. J.E.J. Blinde		Ir. L. Voogt	
2	September 2015	Dr. J.K. van Deen Ing. T.A. van Duinen		Ing. J.E.J. Blinde		Ir. L. Voogt	
3 en 4	December 2015	zijn interne stukken					
5	December 2015	Dr. J.K. van Deen Ing. T.A. van Duinen		Ing. J.E.J. Blinde		Ir. L. Voogt	
6	Februari 2016	Dr. J.K. van Deen		Ing. T.A. van Duinen		Ir. L. Voogt	

Status
definitief

Inhoud

1	Inleiding	1
1.1	Algemeen	1
1.2	Doel	2
1.3	Doelgroep	2
1.4	Uitgangspunten	2
1.5	Leeswijzer	3
2	Stappenschema	5
2.1	Inleiding	5
2.2	Macrostabieleit algemeen	6
2.2.1	Eenvoudige toets (toetsstap 1)	6
2.2.2	Gedetailleerde toets	6
2.3	Macrostabieleit binnenwaarts (STBI)	10
2.3.1	Eenvoudige toets binnenwaarts	10
2.3.2	Gedetailleerde toets binnenwaarts (toetsstap 2a1, 2a2 en 2b1)	10
2.4	Macrostabieleit buitenwaarts, STBU	11
2.4.1	Eenvoudige toets buitenwaarts (toetsstap 1)	12
2.4.2	Gedetailleerde toets buitenwaarts (toetsstap 2a1)	12
3	Belastinggevallen	15
3.1	Inleiding	15
3.2	Permanente belastingen	15
3.3	Hydraulische Randvoorwaarden	15
3.3.1	Toetspeil	15
3.3.2	Waterstandsverloop tijdens maatgevende belasting	16
3.3.3	Golven	16
3.4	Overige belastingen	16
3.4.1	Wind	16
3.4.2	Verkeer	16
3.4.3	Aanvaringen en drijvende voorwerpen	16
3.4.4	Biologische aantasting	17
3.4.5	Klimatologische aantasting	17
4	Inventarisatie gegevens	19
4.1	Inleiding	19
4.2	Geometrie	20
4.2.1	Uitwendige geometrie	20
4.2.2	Ondergrondmodel	20
4.3	Iteratieve opzet van het grondonderzoek	21
4.4	Sterkteparameters - van grof naar fijn werken	22
5	Schematisering	25
5.1	Algemeen	25
5.2	Uitwendige geometrie	25
5.3	Constructies in de dijk	26
5.4	Stochastische Ondergrondschematisatie (SOS)	26
5.5	Scenario's	28

5.6	Schematisering waterspanningen; de Waternet Creator	30
5.7	Toekenning parameters aan eenheden in SOS	31
6	Vakindeling	33
6.1	Bepaling vakgrenzen	33
6.2	Aandachtspunten	34
7	Parameters	35
7.1	Inleiding	35
7.2	Volumiek gewicht	36
7.3	Effectieve verticale spanning	37
7.4	Cohesie	38
7.5	Hoek van inwendige wrijving	39
7.6	Normaal geconsolideerde ongedraineerde schuifsterkte ratio S	42
7.7	Sterktetoename-exponent	45
7.8	Grensspanning	47
7.9	Freatische lijn	50
7.10	Waterspanningen watervoerende lagen	51
7.11	Polderpeil / slootpeil	53
7.12	Leklengte buitenwaarts en binnenwaarts	53
7.13	Indringingslengte	54
7.14	Buitenwaterstand (hydraulische randvoorwaarde)	55
7.15	Waterstandsverlooptlijn (hydraulische randvoorwaarde)	55
8	Voorbeeldcase: bepaling macrostabiliteit binnentalud rivierdijk	57
9	Referenties	59

Bijlage(n)	
A Afkortingen	A-1
B Begrippenlijst	B-1
C Theorie faalmechanisme en gebruikte modellen	C-1
C.1 Inleiding	C-1
C.2 Belastingssituaties	C-1
C.3 Glijvlakmodellen	C-3
C.3.1 Methode Bishop	C-3
C.3.2 Methode Spencer-Van der Meij	C-4
C.3.3 Methode LiftVan	C-4
C.4 Model grondgedrag	C-5
C.4.1 Critical State Soil Mechanics	C-6
C.4.2 Gedraineerd versus ongedraineerd grondgedrag en rol van in situ toestand	C-7
C.4.3 Gedraineerde stabiliteitsanalyse	C-11
C.4.4 Ongedraineerde stabiliteitsanalyse	C-12
C.4.5 Gedraineerde schuifsterkte versus ongedraineerde schuifsterkte	C-13
C.4.6 Piek schuifsterkte versus grote rek schuifsterkte	C-16
C.5 Literatuur bijlage C	C-20
D Geologische eenheden SOS	D-1
E Aanbevelingen voor boringen met monsternamen	E-1
E.1 Boorproces	E-1
E.2 Ontvangst in het laboratorium	E-2
E.3 Openen van de buizen of bussen	E-2
E.4 Prepareren monsters of proefstukken	E-2
E.5 Uitvoering laboratoriumproeven	E-3
E.6 Algemeen	E-3
E.7 Referenties Bijlage E	E-4
F Protocol voor het uitvoeren van laboratoriumproeven	F-1
F.1 Inleiding	F-1
F.2 Vigerende normen en aanbevelingen	F-2
F.3 Monsterbehandeling	F-2
F.4 Triaxiaalproeven	F-5
F.4.1 Dimensies proefstuk en verzadiging	F-5
F.4.2 Consolidatiefase	F-5
F.4.3 Keuze van K_0 voor anisotrope consolidatie	F-6
F.4.4 Keuze spanningsniveaus	F-7
F.4.5 Uitvoering afschuiffase	F-9
F.4.6 Correctie voor weerstand van membraan en drainage strips	F-10
F.5 Direct simple shearproeven	F-10
F.5.1 Verzadiging	F-10
F.5.2 Consolidatiefase	F-10
F.5.3 Keuze spanningsniveaus	F-11
F.5.4 Uitvoering	F-11

F.6	Samendrukkingsproeven	F-13
F.7	Constant rate of strain (CRS)-proeven	F-13
F.8	Classificatie klei en veen	F-14
F.9	Literatuur Bijlage F	F-15
G	Uitwerking triaxiaal- en DSS proeven	G-1
G.1	Gedraineerd	G-1
G.2	Ongedraineerde schuifsterkteratio S	G-4
H	Aanbevelingen voor sonderingen	H-1
I	Bepalen parameters uit sonderingen	I-1
I.1	Inleiding	I-1
I.2	Conservatieve standard-correlaties schuifsterkte	I-2
I.3	Optimalisatie correlaties schuifsterkte	I-4
I.4	Sonderingen voor indicatieve doorlatendheid	I-5
I.5	Literatuur Bijlage I	I-6
J	Bepalen conusfactor N_{kt}	J-1

1 Inleiding

1.1 Algemeen

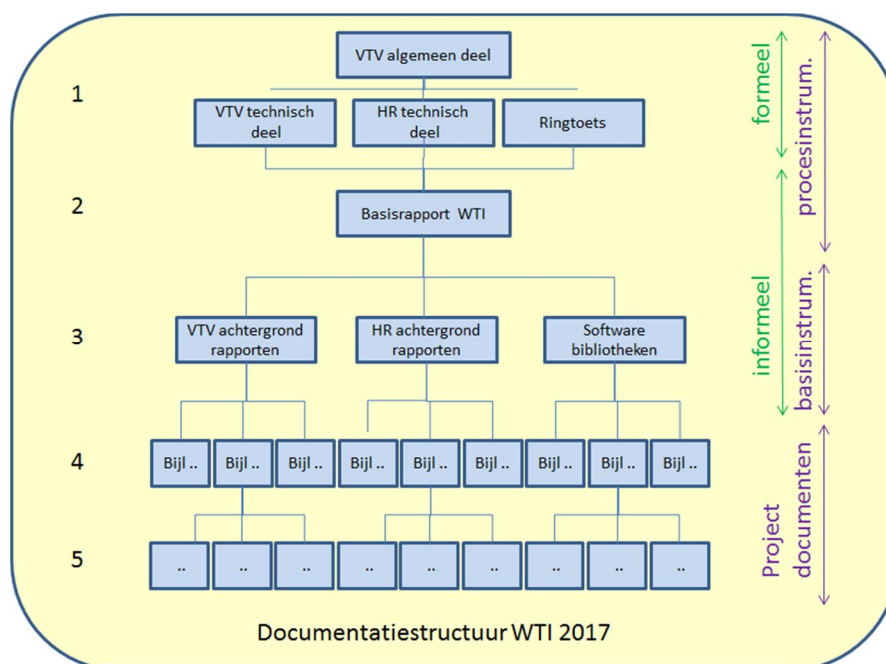
Deze schematiseringshandleiding is opgesteld in het kader van het Wettelijk Toets Instrumentarium 2017 (WTI2017).

Het Wettelijk Toets Instrumentarium 2017 (afgekort WTI 2017) is opgebouwd uit de volgende vier wettelijke onderdelen:

- *Voorschrift Toetsen op Veiligheid, Algemeen deel* (VTV Algemeen deel). Dit deel geeft de belangrijkste kaders en definities, beschrijft het toetsproces en geeft de beoordelings- en rapportageverplichtingen.
- *Voorschrift Toetsen op Veiligheid, Technisch deel* (VTV Technisch deel). Dit deel geeft de inhoudelijke uitwerking van alle voorkomende toetssporen.
- *Hydraulische Randvoorwaarden, Technisch deel* (HR Technisch deel). Dit deel geeft de maatgevende hydraulische belastingen voor primaire keringen ten behoeve van de toetsing.
- *Software (Ringtoets)*. Dit betreft de software voor het uitvoeren van de eenvoudige toets (toetslaag 1) en de gedetailleerde toets (toetslaag 2).

Naast de wettelijke onderdelen, worden bij het WTI2017 ook bouwstenen ontwikkeld die *niet wettelijk* worden vastgesteld. Deze schematiseringshandleiding is een van deze bouwstenen.

Algemeen geldt dat er een nauwe verwevenheid is tussen de schematiseringshandleidingen en het toetsproces (VTV technisch deel). De schematiseringshandleidingen zijn daarom onderdeel van de VTV achtergrondrapporten (laag 3 in figuur 1.1).



Figuur 1.1 Structuur documentatie WTI 2017

1.2 Doel

Deze schematiseringshandleiding geeft aanwijzingen en is daarmee een hulpmiddel voor het op objectieve en uniforme wijze schematiseren van het toetsspoor vanuit veld-, laboratorium- en meetgegevens en kennis en ervaring, waardoor de eindresultaten van de toetsing beter met elkaar zijn te vergelijken.

Schematiseren wordt hier gedefinieerd als het vertalen of interpreteren van de beschikbare gegevens uit het veld naar invoer voor de methode (meestal een rekenmodel al dan niet in software) waarmee een bepaald faalmechanisme wordt beoordeeld. Beschikbare gegevens kunnen gegevens zijn uit het veld, laboratorium of tekeningen, maar ook kennis en ervaring. Hierbij speelt de beschikbare hoeveelheid gegevens en de kwaliteit ervan een grote rol. Bij weinig (betrouwbare) gegevens is de schematisering grof of globaal en conservatief. Naarmate er meer en betere gegevens beschikbaar zijn, wordt de schematisering fijner en preciezer.

Schematiseren is in veel gevallen een iteratief proces: er kan voor gekozen worden om te starten met veilige keuzes. Als gevolg van een onvoldoende toetsresultaat en/of het inwinnen van extra gegevens, kan de schematisering worden verfijnd en aangescherpt. Het is uiteraard ook mogelijk om meteen een verfijnde schematisering op te stellen.

1.3 Doelgroep

De schematiseringshandleiding is geschreven voor een deskundig gebruiker die bekend is met de (deel)faalmechanismes en modellen die van toepassing zijn binnen het toetsspoor.

1.4 Uitgangspunten

Voor deze schematiseringshandleiding gelden de volgende uitgangspunten:

- De schematiseringshandleiding is geen voorschrift, maar geeft aanwijzingen en aandachtspunten voor het opstellen van een goede schematisering.
- De schematiseringshandleiding is specifiek opgesteld voor primaire waterkeringen.
- De schematiseringshandleiding kan worden gebruikt voor toetslagen 1, 2a en 2b. Voor toetslaag 3, de Toets op Maat, zijn geen specifieke aanwijzingen opgenomen in de schematiseringshandleiding.
- De wijze waarop gegevens ingewonnen moeten worden (bijvoorbeeld hoe veldonderzoek of labonderzoek uitgevoerd wordt) is geen onderdeel van de schematiseringshandleiding. In Bijlagen E en F zijn wel enkele aanbevelingen opgenomen met betrekking tot het uitvoeren van labonderzoek en de daarvoor benodigde boringen. De Handleiding Lokaal Schematiseren met WTI-SOS [WTI-SOS, 2015] geeft wel aanwijzingen voor het type en de benodigde hoeveelheid aan onderzoek om tot een goede schematisatie te kunnen komen.
- Voor de schematisaties die in Ringtoets worden ingelezen wordt een format voorgeschreven. Het format sluit aan bij de Aquo standaard. Verdere informatie hierover is te vinden in de Handleiding Datamanagement voor het uitvoeren van een toets met het WTI2017.
- De schematiseringshandleiding ondersteunt gebruikers in het omzetten van (veld)gegevens naar goede schematisaties die in de beoordelingsmethoden in

Ringtoets kunnen worden toegepast. Binnen Ringtoets vindt soms nog een bewerking tot modelinvoer plaats.

- De schematiseringshandleiding geeft tevens aanwijzingen voor conservatieve default waarden die voor parameters aangehouden kunnen worden als gegevens die een andere waarde rechtvaardigen niet aanwezig zijn.
- De schematiseringshandleiding is specifiek opgesteld voor het toetsen van primaire waterkeringen en kan daarom niet zonder meer worden toegepast voor andere doeleinden (regionale keringen, ontwerp, etc.). Onderdelen van deze schematiseringshandleiding zijn mogelijk wel toepasbaar voor andere doeleinden, maar op punten zal deze handleiding niet van toepassing of onvolledig zijn.

Uitgangspunten faalmechanisme Macrostabieleit

- Voor het schematiseren van de ondergrond is een globale Stochastische Ondergrond Schematisatie, WTI-SOS, beschikbaar voor alle primaire waterkeringen in Nederland. Voor het toetsen van een faalmechanisme dient deze globale schematisatie als startpunt voor het maken van toepassingsspecifieke, lokale ondergrondschematisaties. In deze schematiseringshandleiding wordt verwezen naar de desbetreffende handleiding [WTI-POS, 2015].
- De gedetailleerde toets voor macrostabieleit is in het WTI 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 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 C (Theorie faalmechanisme en gebruikte modellen) en Bijlage G (interpretatie laboratoriumproeven).

1.5 Leeswijzer

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

De algemene opbouw 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

Voor vragen of opmerkingen over de schematiseringshandleiding kan contact opgenomen worden met de Helpdesk Water.

2 Stappenschema

2.1 Inleiding

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

Het toetsproces is vastgelegd in het wettelijk vastgelegde Voorschrift Toetsen op Veiligheid, VTV. Hierin is onder andere het toetstraject van eenvoudige en gedetailleerde toets naar toets op maat (voorheen geavanceerde toets) toegelicht (zie figuur 1.1).

De technische beschrijving hoe de gedetailleerde toets en de toets op maat uitgevoerd dienen te worden is niet in het VTV opgenomen. Daarvoor verwijst het VTV, waar relevant, naar achtergrondrapporten zoals het VTV Technisch Deel (met de toetsschema's), deze schematiseringshandleiding voor de eenvoudige en gedetailleerde toets, en een Handreiking Toets op Maat waar de werkwijze verder is uitgewerkt.

In de afgelopen periode is veel onderzoek op het gebied van macrostabiliteit uitgevoerd. Dit heeft een vergroting van het inzicht in relevante fenomenen opgeleverd waarbij het rekenen met ongedraineerde sterkteparameters de belangrijkste is. Voor het eenduidig uitvoeren van het toetsproces beschrijft deze schematiseringshandleiding de werkwijze met betrekking tot de eenvoudige en de gedetailleerde toets en de beoordeling voor de volgende toetssporen:

- 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 een aparte schematiseringshandleiding beschikbaar [van Deen, 2016]. De macrostabiliteit van het voorland valt onder de toets van het voorland. De berekeningswijze met het CSSM-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 getoetst 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. Beide zijden moeten dus worden getoetst op zowel binnenwaartse als buitenwaartse stabiliteit.

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 Macrostablieiteit algemeen

2.2.1 Eenvoudige toets (toetsstap 1)

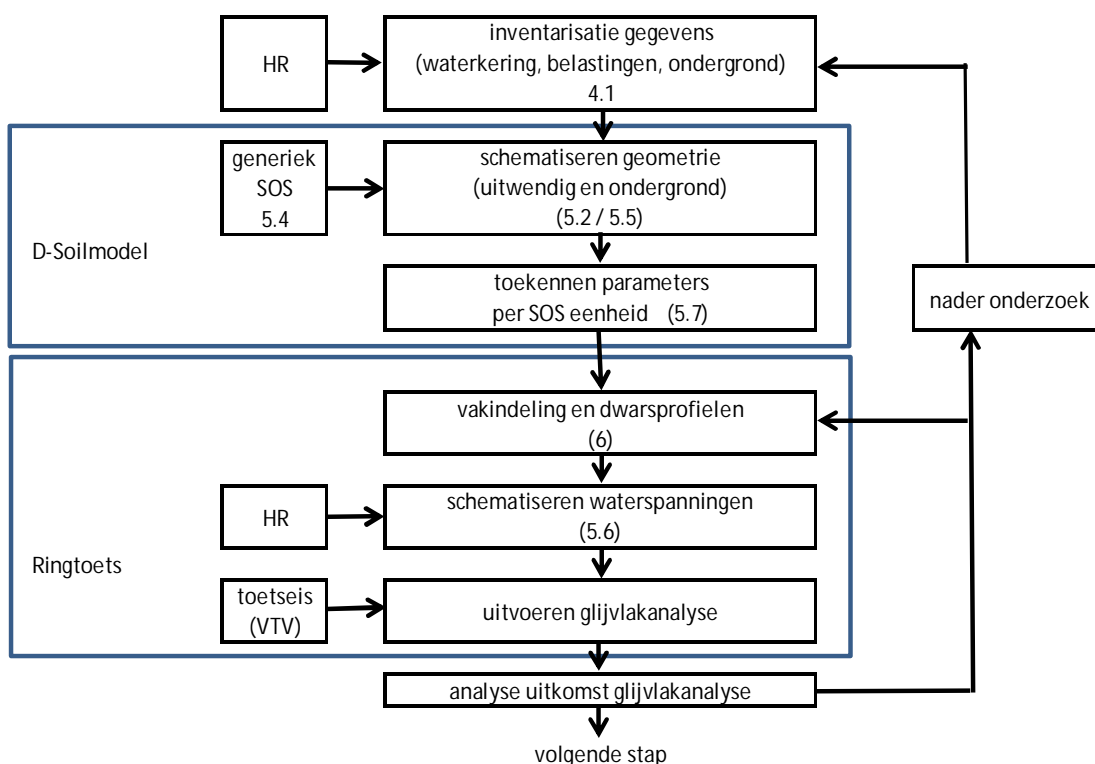
In de eenvoudige toets wordt nagegaan of de waterkering voldoet aan algemene kenmerken. Dit betreft kenmerken van de geometrie van de waterkering en van de opbouw van de ondergrond. Deze eenvoudige toets is bedoeld voor inherent veilige dijken zoals dijken met flauwe taluds en/of brede kruinen (zoals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

2.2.2 Gedetailleerde toets

De gedetailleerde toetsing in het VTV kent drie niveaus, met een toenemende toetsinspanning en een steeds scherper toetsresultaat:

- 2a1: Semi-probabilistische toets op dijkvakniveau.
- 2a2: Probabilistische toets op dijkvakniveau.
- 2b1: Probabilistische toets op trajectniveau.

De werkwijze voor de gedetailleerde toetsing van macrostablieiteit is geschetst in figuur 2.1.



Figuur 2.1 Stappenplan gedetailleerde toets macrostablieiteit

Begonnen wordt met een toets op niveau 2a1. Wanneer deze niet leidt tot de uitspraak 'voldoet' zijn er verschillende mogelijkheden:

- De vakindeling verfijnen zodat ten minste een deeldijkvak kan worden goedgekeurd met een toets op niveau 2a1.
- 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 toetsen op niveau 2a1.
- Een volledig probabilistische toets op dijkvakniveau uitvoeren (niveau 2a2).

In de gedetailleerde toetsing 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 randvoorwaarden (HR)

De volgende hydraulische randvoorwaarden zijn voor macrostabiliteit relevant:

- Toetspeil: het toetspeil en andere benodigde buitenwaterstanden hebben grote invloed op de waterspanningen en via die weg op het mechanisme macrostabiliteit (zie § 5.6).
- Waterstandsverlooplijn: De waterstandsverlooplijnen zijn van belang om de leklengte te bepalen. Daarmee wordt de tijdsduur van het hoogwater in rekening gebracht via de waterspanningen (zie § 7.12).
- Overslagdebiet. Een (groot) overslagdebiet kan een groot effect hebben op de waterspanningen in het dijklichaam. Bij overslagdebieten > 1 l/s/m dient macrostabiliteit in een Toets op maat te worden getoetst.

Meer informatie over de HR is opgenomen in § 3.3.

Schematiseren geometrie

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

- Geometrie van de waterkering (zie §4.2.1).
- Opbouw van de ondergrond en het dijklichaam (zie §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 §5.6).
- Grondmechanische parameters van de grondlagen (zie §5.7).

Daarnaast betreft deze stap de keuze van gedraineerd of ongedraineerd grondgedrag. Voor het toetsen van primaire waterkeringen zijn snel optredende afschuivingen maatgevend. Voor de klei- en veenlagen dienen de macrostabiliteitsanalyses daarom te worden gebaseerd op ongedraineerde schuifsterkte-eigenschappen. De schuifsterkte van zand wordt beschreven met gedraineerde schuifsterkte-eigenschappen. In Bijlage C.4 is in detail aangegeven voor welke situaties van ongedraineerde schuifsterkteparameters 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. Ook na het uitvoeren 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.

Veiligheidsbeoordeling

Er zijn verschillende onzekere parameters die de stabiliteit van een dijk beïnvloeden. Hierbij moet worden gedacht aan onzekerheden in schuifsterkteparameters, modelonzekerheden en onzekerheden in de schematisering van de ondergrond. 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 WTI2017 is gekozen voor één partiële veiligheidsfactor (de schadefactor) die afhangt van de vereiste betrouwbaarheid. De overige factoren (modelfactor, eventuele materiaalfactoren) zijn onafhankelijk van de vereiste betrouwbaarheid. De schadefactor, die samen met de modelfactor bepaalt aan welke stabiliteitsfactor moet worden voldaan, is afhankelijk van het lokaal geëiste veiligheidsniveau. De schematiseringonzekerheden worden afgedekt door het gebruik van ondergrondscenario's en andere scenario's (zie § 5.5). Er wordt daarom geen schematiseringsfactor toegepast.

In een volledig probabilistische analyse (toetslaag 2a2, 2b) worden de onzekere parameters gekarakteriseerd door verdelingsfuncties met verwachtingswaarden en standaardafwijkingen. De hiermee berekende faalkans wordt getoetst aan de faalkanseis.

In een semi-probabilistische stabiliteitsanalyse (niveau 2a1) wordt een stabiliteitsfactor voor een dijkprofiel berekend op basis van rekenwaarden (karakteristieke waarden gedeeld door een materiaalfactor) van de invoerparameters. De bepaling van karakteristieke waarden gaat als volgt:

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

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

waarin:

$X_{gem, kar}$	karakteristieke waarde van het gemiddelde;
X_{gem}	gemiddelde waarde van een steekproef;
t_{n-1}	de 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;
$\sigma_{X, reg}$	de standaardafwijking van de regionale meetgegevens;
a	de verhouding tussen de lokale en regionale variantie (en $(1-a)$ de fluctuatie van het lokale gemiddelde) [default: $a = 0,75$, TAW, 2001];
n	het aantal waarnemingen (-).

Waarden voor de materiaalfactoren zijn:

Tabel 2.1 *Materiaalfactoren in Ringtoets*
(getalwaarden nog in te vullen door cluster onzekerheid, 2016)

Waarden voor de modelfactoren zijn:

LiftVan		
Spencer – Van der Meij		

Tabel 2.2 *Materiaalfactoren in Ringtoets*
(getalwaarden nog in te vullen door cluster onzekerheid, 2016)

De faalkanseis voor het dijktraject wordt berekend op basis van de overstromingskansnorm voor het dijktraject, de lengte van het dijktraject en de faalkansruimtefactor voor macrostabiliteit. Dit levert de faalkanseis voor macrostabiliteit buitenwaarts. Deze wordt als volgt bepaald:

$$P_{T,cross} = \frac{f \cdot P_{norm}}{\left(1 + \frac{a \cdot L}{b}\right) P_{f|inst}} \quad (2.3)$$

waarin:

- $P_{T,cross}$ faalkanseis (sub T, target) voor macrostabiliteit in een dijktraject (per jaar)
- P_{norm} overstromingskans van het dijktraject (per jaar)
- f faalkansruimtefactor voor macrostabiliteit (-) (met waarde 0,04)
- 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 (-)
- 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 voor STBI, 0,1 voor STBU)

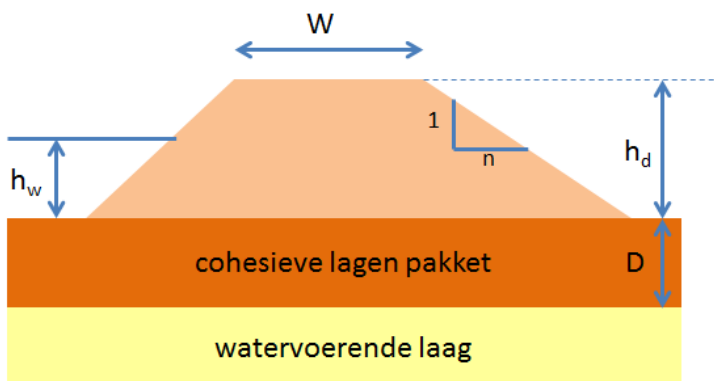
De berekende faalkans dient kleiner te zijn dan de faalkanseis. Als er voor een dijkprofiel meerdere scenario's aan de orde zijn met bijbehorende kansen van aantreffen, moet de som van de berekende faalkansen gewogen met de scenario-kansen kleiner zijn dan de faalkanseis voor het dijkvak of dwarsprofiel. Indien de berekende faalkans niet voldoet aan de vereiste faalkans is er een keuzemoment dat eventueel leidt tot een Toets op Maat.

2.3 Macrostabieliteit 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 tussen de binnenkruinlijn en de binnenteen van de dijk; een eventueel aanwezige berm wordt 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 binnendijs 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 WTI-SOS ondergrondschematisatie wordt het ondergrondscenario met het dikste pakket cohesieve lagen gekozen. Wanneer er binnendijs een brede watergang is, wordt de dikte van de grondlagen gemeten vanaf de bodem van de watergang tot de bovenkant van de watervoerende zandlaag.
- 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 $\frac{1}{3}$ van de dijkhoogte h_d . De parameters W , n , h_d , en D worden gebruikt als invoer bij het aflezen van de toetsgrafieken in het VTV [VTV, 2017]. Voor zand- en kleidijken gelden afzonderlijke toetsgrafieken. Deze toetsgrafieken zijn gebaseerd op:

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

2.3.2 Gedetailleerde toets binnenwaarts (toetsstap 2a1, 2a2 en 2b1)

Deze toets wordt door Ringtoets uitgevoerd. Veel gegevens worden zonder tussenkomst van de gebruiker aan Ringtoets aangeleverd.

Toetsstappen

Voor de gedetailleerde toets buitenwaarts zijn alle drie de toetsstappen 2a1, 2a2 en 2b1 van toepassing. In het schema van figuur 2.1 worden de stappen 'schematiseren water- spanningen' en 'glijvlakanalyse' uitgevoerd binnen Ringtoets.

Hydraulische randvoorwaarden,

Toetspeil: het toetspeil en andere benodigde buitenwaterstanden (inclusief de statistiek van de buitenwaterstanden voor de probabilistische toets op niveaus 2a en 2b) worden door HydraRing aan Ringtoets toegeleverd.

Schematiseren geometrie en Vakindeling

Zie § 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 of nabij de kruin van de waterkering ligt en hangt ook af van de situatie (dijktype, wel of geen opdrijven en de grootte van het overslagdebiet). De gebruiker moet in Ringtoets aangeven in welk zoekgebied het intredepunt van een relevant schuifvlak kan liggen.

Berekening

Ringtoets bepaalt op basis van de aangeleverde gegevens op welke wijze de evenwichts- beschouwing van het talud wordt uitgevoerd en welke modellen (Spencer-Van der Meij of Lift- Van) daarvoor gebruikt worden. Tevens controleert Ringtoets op het verticaal evenwicht van de binnendijkse slecht doorlatende deklaag. Op basis daarvan wordt zonnodig de stijghoogte in de watervoerende zandlaag gereduceerd en wordt sterkte-reductie in verband met opbarsten van de deklaag toegepast.

Toetsing

In een semi-probabilistische analyse van de binnenwaartse stabiliteit (niveau 2a1) 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 dijkvlak of dwarsprofiel.

In een probabilistische stabiliteitsanalyse (niveau 2a2 en 2b1) berekent Ringtoets de faalkans voor een dijkprofiel op basis van de verdelingsfuncties van de invoerparameters. Daarnaast wordt ook de faalkanseis op basis van de overstromingskansnorm 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 getoetst aan de toelaatbare faalkans.

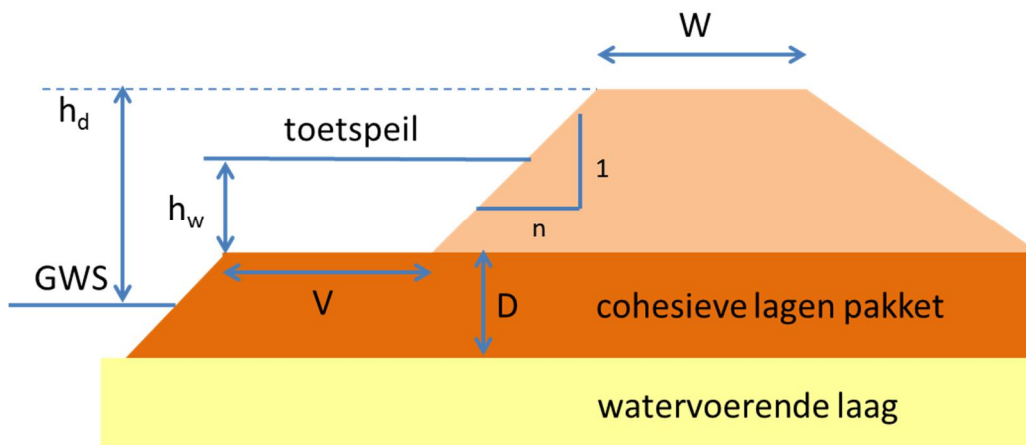
2.4 Macrostabiliteit buitenwaarts, STBU

Buitenwaartse macro-instabiliteit is een indirect mechanisme bij de beoordeling van de over- stromingskans. 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 binnenwaarts.

2.4.1 Eenvoudige toets buitenwaarts (toetsstap 1)

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 2.3):

- 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 WTI-SOS ondergrondschematisatie wordt het ondergrondscenario met het dikste pakket cohesieve lagen gekozen.
- De breedte van het voorland V .
- Opbouw van de dijk: klei of zand.



Figuur 2.3 Parameters eenvoudige toets STBU

Bij de eenvoudige toets op STBU geldt als uitgangspunt dat het toetspeil h_w maximaal gelijk is aan $\frac{1}{3}$ van de dijkhoogte h_d . Verder dient voor de breedte V van het voorland te gelden dat $V > 2 \cdot h_d$. De parameters W , n , h_d , en D worden gebruikt als invoer bij het aflezen van de toetsgrafieken in het VTV [VTV, 2017]. Voor zand- en kleidijken gelden afzonderlijke toetsgrafieken.

2.4.2 Gedetailleerde toets buitenwaarts (toetsstap 2a1)

De gedetailleerde toetsing in het VTV voor macrostabiliteit buitenwaarts bestaat alleen uit een semi-probabilistische toets op dijkvakniveau (niveau 2a1).

In de gedetailleerde toetsing 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. Ook wordt bij buitenwaartse stabiliteit geen zonerings toegepast.

Hydraulische randvoorwaarden

De kritieke situatie voor Macrostabiliiteit 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 [ENW, 2007]:

- 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 criteria voor 'snelle val' zijn voor verschillende situaties (bovenrivieren, benedenrivieren, IJssel/ Vecht-delta) uitgewerkt in het TR Ontwerpbelastingen Rivierengebied [ENW, 2007, § 7.4 e.v.].

Schematisering geometrie

De kritieke situatie bij Macrostabiliiteit buitenwaarts is niet een hoge waterstand aan de buitenzijde van de waterkering maar juist een lage waterstand. Voor de macrostabiliiteit 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 § 5.6. Veiligheidshalve dient er vanuit gegaan te worden dat het freatisch vlak niet gedaald is ten opzichte van de situatie bij het toetspeil. Nuancering hierop is te vinden in [ENW, 2007]. Omdat de toets STBU buiten Ringtoets plaatsvindt, is ook de Waternet Creator niet beschikbaar. De toetsers dient zelf te schematiseren.

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.

Toetsing

De toetsing verloopt zoals beschreven in §2.2.2 en § 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 macrostabiliiteit buitenwaarts wordt daarom gelijk genomen aan 10 maal die voor macrostabiliiteit binnenwaarts ($P_{f \text{ inst}} = 0,1$).

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 binnendijs.

3.3 Hydraulische Randvoorwaarden

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

- Toetspeil (en bij probabilistisch toetsen de statistiek van waterstanden).
- Waterstandsverloop bij maatgevende belasting.
- Golfhoogten, golfperiodes, golfrichtingen (windgolven, maar ook scheepsgolven).

De volgende paragrafen geven een beschrijving van de verschillende hydraulische parameters. Een nadere beschrijving van de hydraulische randvoorwaarden is opgenomen in het Technisch Rapport Hydraulische Randvoorwaarden WTI 2017 [te verschijnen 2016].

3.3.1 Toetspeil

Het toetspeil op niveau 2a is de waterstand met een overschrijdingsfrequentie die getalsmatig gelijk is aan de overstromingskansnorm van het dijktraject. HydraRing levert de benodigde gegevens aan Ringtoets. De Waternet Creator schematiseert de hierbij behorende water-spanning (waarvoor de benodigde parameters in Ringtoets worden ingevoerd).

Op niveau 2b wordt de macrostabiliteit bij een aantal buitenwaterstanden berekend. Met de waterstandstatistiek en de conditionele faalkansen volgt daaruit de faalkansen per jaar. Ringtoets berekent dit zelfstandig met gegevens van HydraRing (vanaf 2019).

3.3.2 Waterstandsverloop tijdens maatgevende belasting

De waterstandsverlooptlijn geeft het verloop van het hoogwater in de tijd. Voor verschillende locaties gelden specifieke verlooptlijnen die aan de toetsers ter beschikking worden gesteld. Op het moment van schrijven is nog onbekend of dit binnen of buiten Ringtoets zal zijn.

De waterstandsverlooptlijn heeft invloed op de stijghoogte en de ligging van het freatisch vak in de dijk en daarmee op de macrostabiliteit. Ringtoets doet hier zelf niets mee. De gebruiker kan de effecten van de tijdsduur van het hoogwater zelf in rekening brengen via een aangepaste leklengte of indringingslengte in de Waternet Creator (zie ook § 7.12). De werkwijze hiervoor is beschreven in het Technisch Rapport Waterspanningen bij dijken (TAW, 2004), bijlage B4.

3.3.3 Golven

Voor het berekenen van macrostabiliteit zijn waterstandsfluctuaties 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 golfoverslagdebieten. 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 toetsen is geregeld in het toetsspoor NWO.

3.4.2 Verkeer

Verkeersbelasting op een waterkering in verband met de inzet van zwaar materieel en materiaal voor het nemen van noodmaatregelen om een dreigende calamiteit te voorkomen, wordt in toetslaag 2 niet in rekening gebracht. Uitgangspunt van de overstromingskansbenadering is dat een waterkering met een bepaalde (kleine) kans mag falen. Een verkeersbelasting die verband houdt met het nemen van noodmaatregelen om falen van een waterkering te voorkomen, past niet bij die benadering.

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 stuurloos 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 randvoorwaarden een 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 klei-bekleding 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 te worden meegenomen.

3.4.5 Klimatologische aantasting

Door langdurige droogte kan een te dunne kleilaag op een talud zodanig uitdrogen dat een grasmatt 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 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 toetsronde(n).
- 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 toetsing, 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 de toetsing. 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 binnendijs 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 §2.2.2, punt zonerings). 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 schaarlijk. 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 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 WTI (WTI-SOS, 2015). 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 diepteligging 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 [WTI-SOS, 2015].

Van de onderscheiden lagen dienen de laageigenschappen te worden vastgesteld. De paragrafen 4.3 en 4.4 en Bijlage C.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 [WTI-SOS, 2015] en het TR Grondmechanisch Schematiseren (ENW, 2012). De grondonderzoeksmethoden worden beschreven in het TR Waterkerende Grondconstructies [TAW, 2002]. De uitvoering en interpretatie van diverse relevante methoden is beschreven in Bijlagen E t/m J. Methoden om waterspanningen en stijghoogten te meten en de metingen te analyseren worden beschreven in het TR Waterspanningen bij Dijken (TAW, 2004). Benodigde testen voor het bepalen van schuifsterkteparameters worden behandeld in hoofdstuk 7 en bijlage F van dit document.

Voor het schematiseren van de ondergrondopbouw kan in een eerste fase van de toetsing volledig worden uitgegaan van het globale SOS-model. Wanneer de toetsresultaten daartoe aanleiding geven, kan het globale SOS-model worden verfijnd tot een lokaal SOS-model. Hiervoor is lokaal grondmechanisch onderzoek nodig. Ook wanneer uit vorige toetsronden gegevens beschikbaar zijn kan 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 bij voorbeeld 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 het toetsen 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 mechanisme 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 [WTI-SOS, 2015], 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 (TAW, 2004) 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 schuifsterkteparameters betreft kan een eerste fase van de toetsing worden uitgevoerd op basis van de defaultwaarden die worden genoemd in hoofdstuk 7 van dit document. Wanneer de toetsresultaten onvoldoende zijn, kan aanvullend veld- en

laboratoriumonderzoek worden ingezet om de grondmechanische parameters te optimaliseren. Deze stapsgewijze aanpak wordt nader uitgewerkt in §4.4.

4.4 Sterkteparameters - 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 ongedraineerde schuifsterkte ratio S , sterktoename-exponent m , en de grensspanning σ'_{vy} (die met de pre-overburden pressure POP en de overconsolidatieratio OCR samenhangt, zie §7.8). De volgende stappen kunnen daarin worden doorlopen:

- Toepassen van standaardwaarden voor S , m en POP (de laatste om σ'_{vy} te bepalen).
- Verfijnen door de grensspanning σ'_{vy} 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 toetsing is voor het bepalen van schuifsterkteparameters nog geen gegevensinwinning nodig. Voor de ongedraineerde-schuifsterkteratio S en de sterktoename-exponent m zijn standaardwaarden beschikbaar (zie §§ 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 σ'_{vy} voor de eerste stap van de toets *wel* een voorzichtige (conservatieve) standaardwaarde van de pre-overburden pressure POP gebruikt (zie § 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 raaien van sonderingen beschikbaar te zijn, één raai 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 § 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 samendrukkingsproeven. Hiervoor zijn boringen met ongeroerde monsternamen 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, triaxiaalproeven op klei, direct simple shear proeven op veen en samendrukkingsproeven. Met scherpere correlaties kunnen de waarden van de grensspanning nogmaals omhoog worden bijgesteld. Meer hier over in Bijlagen I en J.

Deze derde stap van de gedetailleerde toetsing 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 sterktoename-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 toetsing 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/dijkkringen 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 toetsresultaten.

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 ondergrondopbouw 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 grondopbouw en vooral ook qua geohydrologie) brengt zo'n enge schematiseringaanpak risico's met zich mee, omdat voor de te onderzoeken faalmechanismen relevante verschijnselen over het hoofd kunnen worden gezien. WTI-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 ondergrondopbouw in de omgeving van de dijk.
- Geohydrologische karakterisering.
- Geotechnische schematisering.
- Keuze maatgevend dwarsprofiel (in het volgende hoofdstuk 'vakindeling').

Het startpunt voor de schematisering is de Stochastische Ondergrondschematisatie zoals ontwikkeld in WTI [WTI-SOS, 2015]. 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-Soilmodel. De output van D-Soilmodel is input voor Ringtoets. Als het toetsresultaat in Ringtoets niet voldoende is kan een eerste stap zijn terug te gaan naar D-Soilmodel en de schematisatie te optimaliseren op basis van aanvullende gegevens. De nieuwe schematisatie is dan nieuwe input voor Ringtoets.

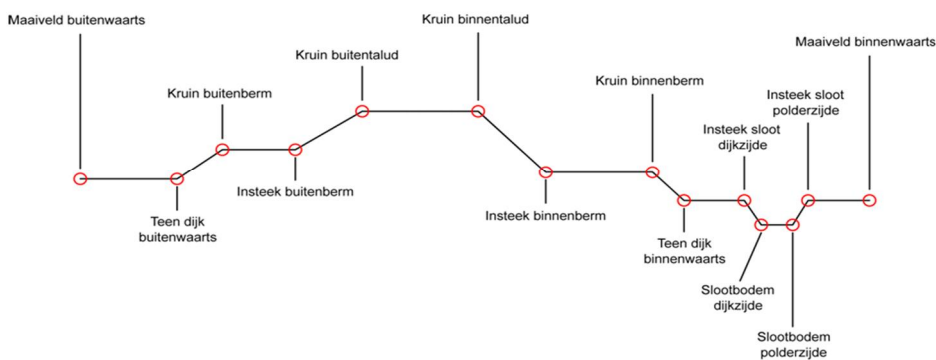
5.2 Uitwendige geometrie

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

Voor de analyse op 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 toetser aangewezen worden (bijvoorbeeld als shapefile) in D-Soilmodel. 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 berekening van de macrostabiliteit wordt deze schematisatie niet toegepast; daarin wordt het volledig ingemeten dwarsprofiel gebruikt.



Figuur 5.1 Dwarsdoorsnede geometrie

5.3 Constructies in de dijk

De interne structuur van het dijklichaam kan in D-Soilmodel worden geschematiseerd, bijvoorbeeld een oude kleidijk met een buitendijkse verzwaring. Met elke schematisatie uit D-Soilmodel kan in Ringtoets een stabiliteitsanalyse worden gemaakt. Een beperking is dat de Waternet Creator de waterspanningen in deze situatie niet goed kan beschrijven omdat daarin maar vier typen dijk worden onderscheiden (zie § 5.6).

Ringtoets voorziet niet in de toetsing van dijken waarin langsconstructies (stabiliteitschermen, filterconstructies) of andere versterkingselementen (ankers, nagels, geotextielen) zijn opgenomen. Deze dijken dienen getoetst te worden met een Toets op Maat.

5.4 Stochastische Ondergrondschematisatie (SOS)

Voor alle primaire waterkeringen in Nederland is, afgezien van de duinen, een globale Stochastische Ondergrondschematisatie (WTI-SOS) opgesteld. Bij het opstellen van WTI-SOS zijn, op basis van bekende informatie over de ondergrond, de primaire keringen opgedeeld in segmenten. In een WTI-SOS segment komen één of meerdere WTI-SOS ondergrondscenario's voor met een bepaalde kans van aantreffen. De WTI-SOS scenario's

leggen de opbouw van de ondergrond vast met een opeenvolging van WTI-SOS eenheden en de diepteligging van die eenheden. De diepteligging wordt gegeven met een representatieve (modale) diepte en indicaties van de minimale en maximale diepteligging 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 WTI-SOS informatie die beschikbaar is voor een bepaald segment.

Deze informatie is binnen het programma D-Soil Model beschikbaar. In Hijma en Kruse (2014) wordt in detail beschreven hoe WTI-SOS is opgezet en waaruit WTI-SOS bestaat.



Figuur 5.2 Overzicht van de informatie die het WTI-SOS verschaft. 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 maximale diepteligging 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 grondonderzoekpunten

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 het toetsen 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 faalmechanisme moet de focus daarbij liggen op een ondergrondschematisatie voor dat specifieke 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 § 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 het SOS kan worden toegepast voor het opstellen van een lokale ondergrondschematisatie voor het betreffende dijkvak met bijbehorende scenariokansen is uitgewerkt in de Handleiding Stochastische Ondergrondschematisatie (SOS) [WTI-SOS, 2014].

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 toetsing of door de spreiding in rekening te brengen in een probabilistische toetsing. 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:

- Het 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 diepteligging van een SOS-eenheid, ...). Zie voor de werkwijze [WTI-SOS, 2014].
- Verschillende scenario's voor de opbouw van de ondergrond impliceren ook een verschillende schematisering van de waterspanning voor deze ondergrondscenario's (zie § 5.6).
- De SOS-scenario's worden opgesteld in D-Soilmodel en als zodanig ingevoerd in Ringtoets.
- Voor alle combinaties van dijkprofiel en scenario's wordt de stabiliteitsfactor en de faalkans berekend (zie § 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.

Scenario	Kans op scenario $P_{s,i}$	Stabiliteitsfactor voor scenario F_{min}	Berekende faalkans gegeven scenario $P_{f,s,i}$	Berekende faalkans bijdrage $P_{f,i}$	Faalkanseis $P_{T,cross}$	Oordeel
1	0,88	1,30	$1,0 \times 10^{-5}$	$8,8 \times 10^{-6}$		
2	0,10	1,20	$3,0 \times 10^{-5}$	$3,0 \times 10^{-6}$		
3	0,01	1,00	$1,0 \times 10^{-4}$	$1,0 \times 10^{-6}$		
4	0,01	1,00	$1,0 \times 10^{-4}$	$1,0 \times 10^{-6}$		
som	1,00			$1,4 \times 10^{-5}$	$1,0 \times 10^{-6}$	onvoldoende

Tabel 6.1 Voorbeeld van een berekening met scenario's en de eisen en resultaten per scenario

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

Naast de scenario's uit het 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 gecompriëerd zijn dus een andere diepteligging 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 DSoilmodel 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 legger 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 Ringtoets, die ook zorgt voor de somming 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 van D-Geo Stability berekeningen.

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 [TAW, 2004]. 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 alle toetsniveaus (semi-probabilistisch 2a en probabilistisch 2b). De voor de Waternet Creator benodigde invoer (via een invoerscherm in Ringtoets) omvat:

- Dijktype (4 typen, zie boven).
- Polderpeil.
- Buitenwaterstand.
- 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 (extreem) 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 randvoorwaarde gebruik worden gemaakt van het waterstandsverloop bij maatgevende belasting. Met name langs de kust 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 [TAW, 2004, Bijlage B4].

Bij het toetsen 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 buitendijks anders zijn dan binnendijks. Wanneer wordt uitgegaan van een scenario met een slecht doorlatende deklaag binnendijks kan het onzeker zijn of deze deklaag ook in het voorland aanwezig is. Dit heeft betekenis voor de leklengte in het voorland en daarmee voor het niveau van de stijghoogte in de watervoerende zandlaag binnendijks. 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 γ .
- Hoek van inwendige wrijving ϕ' voor zandlagen (of andere goed doorlatende lagen).
- Ongedraineerde schuifsterkte ratio S .
- Sterktetoename-exponent m .

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

- Grensspanning σ'_{vy} .

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 materiaal-factoren zijn in Ringtoets vastgelegd (zie Tabel 2.1). In probabilistische analyses worden stochasten met spreiding 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-eenheid kan aanzienlijk zijn. Het gebruik van regionale proefverzameling-data voor het volumiek gewicht wordt daarom ontraden, zie § 7.2.

De hoek van inwendige wrijving, ongedraineerde 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 samendrukkingsproeven. 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.

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 5 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:

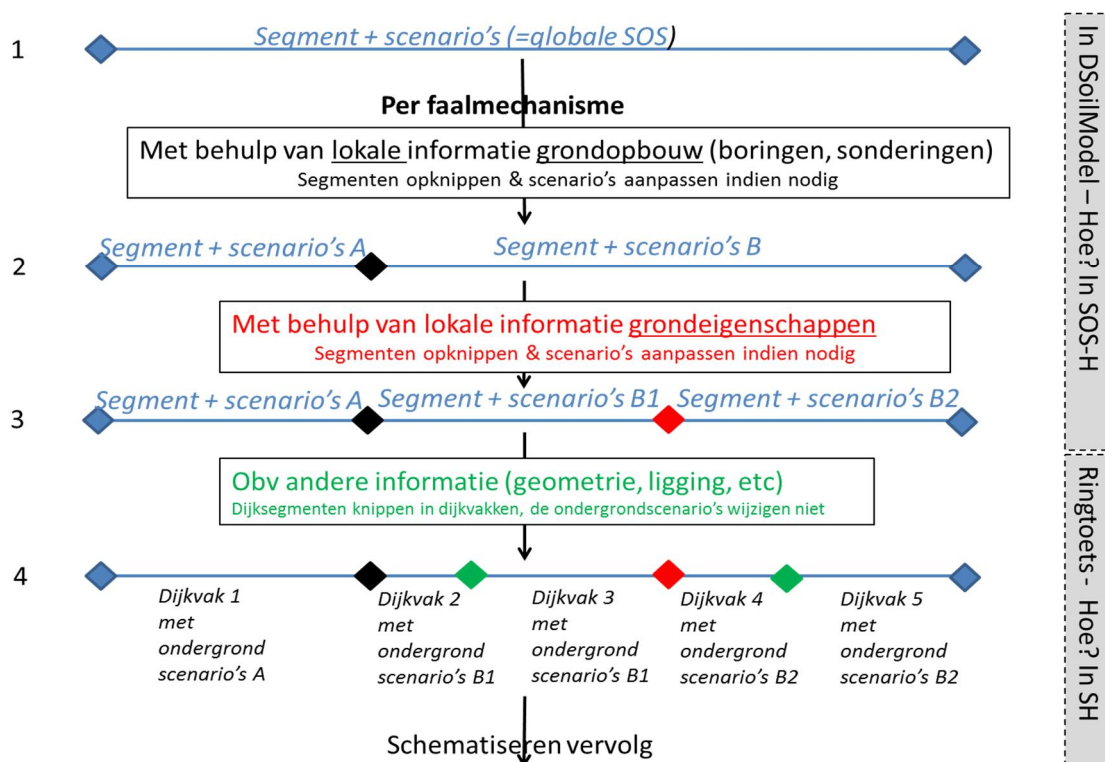
- Waar de waterkering van type verandert; types waterkering zijn dijk, dam, hoge grond, duin, kunstwerk of aansluiting tussen twee types waterkering; ook de overgang naar hoge gronden is logischerwijze een vakgrens.
- Bij een overgang van een overstromingskansnorm naar een andere overstromingskansnorm.
- Bij duidelijke verschillen in hydraulische belasting.
- 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. Met 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 toetsing op macrostabiliteit zijn immers andere aspecten kenmerkend dan voor – bij voorbeeld – toetsing van een harde bekleding.

Homogeniteit betekent dat de belasting, de geometrie, de grondopbouw, etc. 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 etc.).

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 relatief beperkte verschillen in toetspeil, kruinhoogte, taludhelling, bermbreedte en hoogte van het achterland of een combinatie hiervan wel relevante verschillen in de stabiliteitsfactor of faalkans opleveren. Daarom is Ringtoets zo gemaakt dat een dijkvak meerdere dwarsprofielen kan 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 toets vaststellen welke dwarsdoorsnede maatgevend is. Het maatgevende dwarsprofiel wordt vervolgens representatief gesteld voor het dijkvak.

Wanneer de uitkomst van het toetsproces daar aanleiding toe geeft kan de indeling worden aangepast (iteratief proces). Bij voorbeeld 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 schuifsterkte-eigenschappen. De schuifsterkte van goed doorlatende grondlagen (zand) wordt beschreven met gedraineerde schuifsterkte-eigenschappen. Dit is nader toegelicht in Bijlage C, § C.4.3 en § C.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.

Parameter voor macrostabiliteitsanalyse	symbool	Invoer Ringtoets	type (*)	§
(On)verzadigd volumiek gewicht	$\gamma, \gamma_{sat}, \gamma_{unsat}$	X	determ (50)	7.2
Effectieve verticale spanning	σ'_{vi}		geen invoer	7.3
Cohesie	c'		geen invoer	7.4
Hoek van inwendige wrijving	ϕ'	X	stochast	7.5
Normaal geconsolideerde ongedraineerde schuifsterkte ratio	S	X	stochast	7.6
Sterktetoename-exponent	m	X	stochast	7.7
Grensspanning	σ'_{vy}	X	stochast	7.8
Overconsolidatieratio	OCR		geen invoer	7.8
Freatische lijn	h_{water}	X	determ	7.9
Waterspanningen watervoerende lagen	u		geen invoer	7.10
Polderpeil/ slootpeil		X	determ	7.11
Leklengte buitenwaarts en binnenwaarts	λ	X	determ	7.12
Indringingslengte		X	determ	7.13
Buitenwaterstand	h	HR	geen invoer	7.14
Waterstandsverlooplijn	h(t)	HR	geen invoer	7.15

(*) 'type' geeft aan of de parameter in Ringtoets als stochast of deterministisch moet worden ingevoerd. Bij 'stochast' berekent Ringtoets de 95% waarde (2a1) of gebruikt de gehele verdeling (2a2, 2b1). Bij 'determ' dient de gebruiker een conservatieve waarde op te geven, behalve bij het volumiek gewicht, daar de gemiddelde (50%) waarde.

Tabel 7.1 Parameters macrostabiliteitsanalyse

Van de benodigde parameters worden de verwachtingswaarden en de standaardafwijkingen en het aantal uitgevoerde testen en het verdelingstype ingevoerd in D-Soilmodel. Ringtoets leest deze gegevens in vanuit D-Soilmodel. 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 schuifsterkteparameters langs het schuifvlak in rekening gebracht via een gereduceerde standaardafwijking (zie Bijlage J). De materiaalfactoren die worden toegepast om rekenwaarden te bepalen zijn weergegeven in Tabel 2.1. 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 § 2.2.2.

Voor het uitvoeren van probabilistische analyses gebruikt HydraRing rechtstreeks de verwachtingswaarden en standaardafwijkingen uit D-Soilmodel.

7.2 Volumiek gewicht

Wat is het?

Het volumiek gewicht van grond γ is het gewicht van grond per volume-eenheid. De grootte van deze parameter is dichtheid, de eenheid is $[\text{kN}/\text{m}^3]$. 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 γ_{sat} en het onverzadigde volumegewicht γ_{unsat} . Voor alle grondlagen worden deze twee waarden ingevoerd in D-Soilmodel. 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, [WTI-SOS, 2015]).

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

Grondsoort	Verzadigd volumegewicht γ_{sat} (kN/m ³)
Veen mineraalarm	10 – 11
Veen kleilig	11 – 12
Veen compact	10 – 12
Klei wenig / klei organisch	12 – 14
Klei	14 – 16
Klei zandig	16 – 20
Zand	18 – 21
Loss	16 – 21
Keileem	19 – 24

Tabel 7.2 Te verwachten waarden van de verzadigde volumegewichten γ_{sat} van veel voorkomende grondsoorten

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 kN/m³.

7.3 Effectieve verticale spanning

Wat is het?

De effectieve verticale spanning 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.

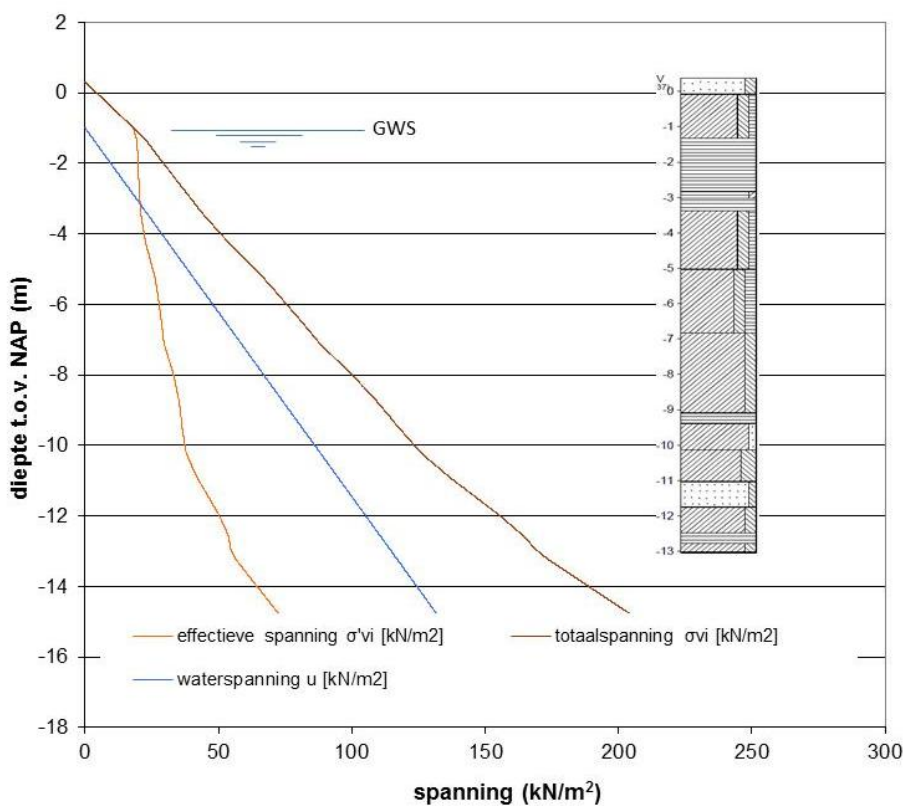
De eenheid van spanning is [kN/m²].

De effectieve spanning is geen invoerparameter voor een macrostabiliteitsanalyse maar een berekende grootheid. Het glijvlakmodel in Ringtoets berekent deze uit de dichtheids- en waterspanning-gegevens. 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 σ_{vi} , waterspanning u en effectieve verticale spanning σ'_{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?

Cohesie c' 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.

De eenheid van cohesie is $[\text{kN/m}^2]$.

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 τ (y-as) tegen effectieve spanning σ' (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 triaxiaalproeven of direct simple shear proeven, maar is het resultaat van extrapolatie van metingen naar het punt $\sigma' = 0$ in een grafiek van schuifsterkte τ (y-as) tegen effectieve spanning σ' (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 toetsronde (WTI 2017) geen rol in de berekening van de macrostabiliteit in Ringtoets maar is wel als parameter gedefinieerd. Triaxiaalproeven dienen te worden geïnterpreteerd met $c' = 0$ (zie § 7.5). Cohesie wordt relevant wanneer in de toekomst de sterkte van onverzadigde grond ook in beschouwing wordt genomen. De verwachting is dat dat geen of een gering gunstig effect zal hebben op de macrostabiliteit.

7.5 Hoek van inwendige wrijving

Wat is het?

De hoek van inwendige wrijving ϕ' is een maat voor de wrijving tussen gronddeeltjes. Bij een toenemende normaalspanning op de grond neemt de wrijving tussen de gronddeeltjes evenredig toe. Dit wordt gekarakteriseerd met de hoek van inwendige wrijving.

De eenheid van de hoek van inwendige wrijving is [graden]. 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 te mobiliseren. Deze grote vervormingen corresponderen met de critical state (zie bijlage C.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 schuifsterkteparameters.

Hoe te bepalen

De critical state hoek van inwendige wrijving wordt in het laboratorium bepaald met gedraineerde triaxiaalproeven op ongestoorde grondmonsters of geprepareerde grondmonsters.

Voor schoon, niet-gecementeerd zand kan de hoek van inwendige wrijving worden bepaald uit triaxiaaltesten 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 bevroren worden verkregen.

Bij het uitwerken van resultaten van triaxiaalproeven 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.

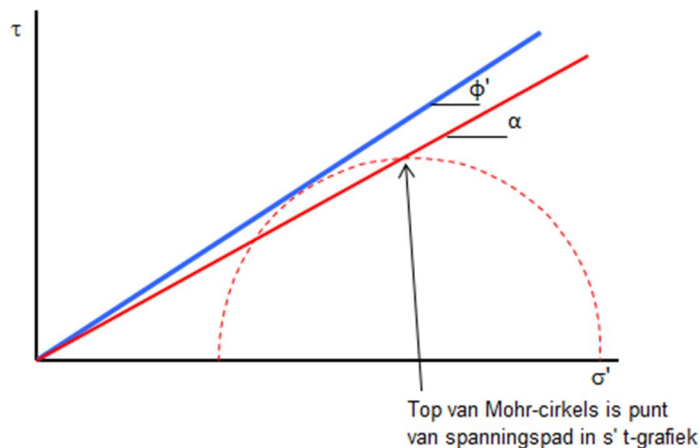
Gangbare waarden voor de critical state hoek van inwendige wrijving ϕ' zijn:

- Goed gegradeerd hoekig kwartzand: 40 graden.
- Uniform gegradeerd matig hoekig kwartzand: 36 graden.
- Uniform gegradeerd afgerond kwartzand: 32 graden.

De variatiecoëfficiënt is 0,10; de verdelingsfunctie is lognormaal.

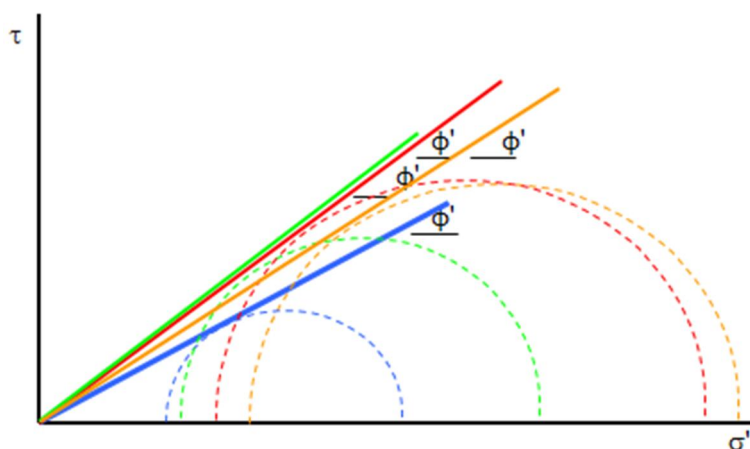
Aandachtspunten

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 en t de halve deviatorspanning. 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 $\tan \alpha = \sin \phi'$, 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 σ' - τ - 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 eentrapsproeven. Elke eentraps-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 WTI-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 ϕ' van meerdere triaxiaalproeven 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 triaxiaalproeven 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 gedraineerde triaxiaalproeven worden geïnterpreteerd om te komen tot een hoek van inwendige wrijving van goed doorlatende grondsoorten is opgenomen in Bijlage G.1.

7.6 Normaal geconsolideerde ongedraineerde schuifsterkte ratio S

Wat is het?

De normaal geconsolideerde ongedraineerde schuifsterkteratio S is de ongedraineerde schuifsterkte gedeeld door de consolidatiespanning bij een overconsolidatieratio $OCR = 1$ (zie figuur 7.5). Het is een wrijvingsparameter voor het karakteriseren van de ongedraineerde schuifsterkte van grond onder normaal geconsolideerde condities.

De grootte van S is een verhouding, de eenheid is [-].

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 de gedetailleerde toets wordt uitgegaan van grote-rek-waarde. In de toets op maat kan S bij de piekwaarde van de schuifsterkte worden toegepast (zie bijlage C.4.6.)

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

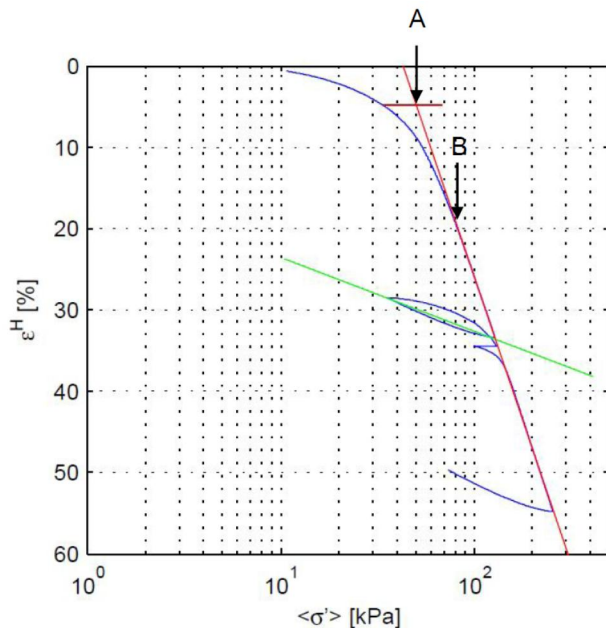
Hoe te bepalen

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

Voor de eerste stap is geen grondonderzoek nodig en kan gebruik worden gemaakt van de verstekwaarden in tabel 7.3.

Wanneer een tweede stap met laboratoriumonderzoek nodig is, kan de normaal geconsolideerde ongedraineerde schuifsterkteratio S op meerdere manieren worden bepaald:

- (a) op normaal geconsolideerde monsters
- (b) op overgeconsolideerde monsters
- (c) op monsters met opgelegde OCR



Figuur 7.4 Rek tegen spanning in een CRS proef. De horizontale lijn bij A is het rekniveau bij de terreinspanning σ'_{vi} (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 F, § F.5

(a) Normaal geconsolideerde monsters worden verkregen door te consolideren bij de spanning waar de gemeten zettingscurve van een samendrukkingsproef 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 triaxiaalproeven (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 consolidatiespanning σ'_{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 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 σ'_{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 σ'_{vc} geeft de overgeconsolideerde ongedraineerde schuifsterkteratio $(s_u/\sigma'_{vc})_{oc}$.

Uit samendrukkingsproeven of CRS-proeven op een ander monster (direct erboven of eronder) worden de grensspanning σ'_{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 sterkte-toename-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 E.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 I.2).

(c) In de derde werkwijze worden monsters voor ongedraineerde triaxiaalproeven of ongedraineerde DSS-proeven eerst geconsolideerd bij een hoge spanning boven de grensspanning ($> B$) en vervolgens 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 afschuiffase 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 sterkte-toename-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.

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

Voor de halve-deviatorspanning t worden de grote-rekwaarden (ultimate state) uit de eentrapsgedraineerde 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 G.

Door de uitgevoerde proeven te ordenen naar grondsoort, geologische afzetting en eventueel het volumegewicht 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.

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 τ_e .

Voorbeeld

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

In onderstaande Tabel 7.3 is een indicatie gegeven van te verwachten waarden voor de normaal geconsolideerde ongedraineerde schuifsterkteratio S van veel voorkomende grondsoorten.

Grondsoort	Typische waarden van $S (-)^{1)}$	Verwachtingswaarde $S (-)$	Standaardafwijking $S (-)^{2)}$	Variatiecoëfficiënt $S (-)^{2)}$
Veen mineraalarm	0,28 – 0,54	0,38	0,02	0,06
Verslagen veen	0,29 – 0,43	0,38	0,03	0,10
Veen kleilig	0,24 – 0,38	0,29	0,03	0,12
Veen compact	0,30 – 0,33	0,31	0,01	0,04
Gyttja	0,27 – 0,34	0,30	0,03	0,10
Klei weinig / klei organisch	0,16 – 0,38 ³⁾	0,29	0,06	0,20
Klei	0,22 – 0,28	0,25	0,03	0,10
Klei zandig	0,22 – 0,26	0,25	0,03	0,10
Löss				
Keileem				
Dijkmateriaal	0,23 – 0,47	0,31	0,08	0,25

Tabel 7.3 Normaal geconsolideerde ongedraineerde schuifsterkteratio S van veel voorkomende grondsoorten. De waarden voor löss en keileem ontbreken nog en zullen zo mogelijk later worden toegevoegd

¹⁾ De lage waarde kan als karakteristieke ondergrenswaarde worden toegepast.

²⁾ 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-Soilmodel en RingToets.

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

7.7 Sterktetoeename-exponent

Wat is het?

De sterktetoeename-exponent m is een parameter bij de berekening van de ongedraineerde schuifsterkte s_u . De sterktetoeename-exponent bepaalt de mate waarin het effect van de belastinggeschiedenis (grensspanning σ'_{vy} , overconsolidatieratio OCR) doorwerkt in de ongedraineerde schuifsterkte. De grootte van de sterktetoeename-exponent m is een factor, de eenheid is [dimensieloos]. De parameter m is in Ringtoets een stochast met verwachtingswaarde en standaardafwijking.

Hoe te bepalen

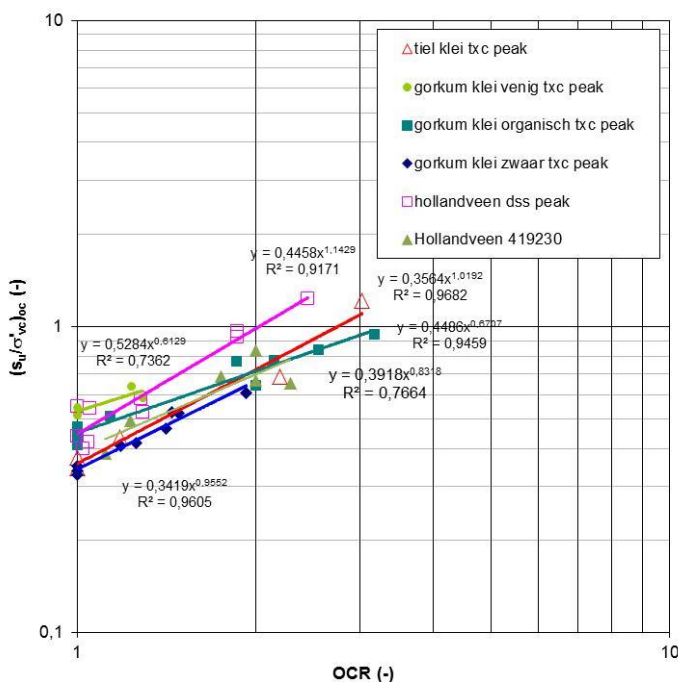
Voor het bepalen van de ongedraineerde sterkteparameters is een stapsgewijze aanpak de aangewezen weg. Dit is in §4.4 beschreven. Met behulp van laboratoriumonderzoek kan de sterktetoeename-exponent m op twee manieren worden bepaald.

- Door het uitvoeren van triaxiaalproeven of direct simple shear proeven bij verschillende waarden van de overconsolidatieratio OCR. De triaxiaalproeven of direct simple shear proeven worden geconsolideerd bij de geschatte in situ verticale effectieve spanning σ'_{vi} . Deze proeven resulteren in een overgeconsolideerde ongedraineerde schuifsterkte ratio $(s_u/\sigma'_{vc})_{oc}$. De regressielijn door de punten van $(s_u/\sigma'_{vc})_{oc}$ tegen de OCR geeft de sterkte toename exponent m. Bij deze werkwijze worden de normaal geconsolideerde ongedraineerde schuifsterkte ratio S en de sterkte 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. Het vergelijken en analyseren van de verschillen geeft inzicht in de grootte van de onzekerheden in de parameters.

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-Soilmodel en RingToets.

Voorbeeld



Figuur 7.5 Relatie tussen de ongedraineerde schuifsterkteratio $(s_u/\sigma'_{vc})_{oc}$ en de overconsolidatieratio OCR. Merk op dat in sommige fits $m > 1$ (fysisch 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 sterktoename-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 7.4 is de sterktoename-exponent m .

Aandachtspunten

De consolidatiespanning is gelijk aan de geschatte in situ verticale effectieve spanning σ'_{vi} . Dit kan 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 F.5.

7.8 Grensspanning

Wat is het?

De grensspanning σ'_{vy} 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 eenheid van grensspanning is $[kN/m^2]$. 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 $50 kN/m^2$ 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 I).

Hoe te bepalen

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 F) is aangegeven hoe de grensspanning afgeleid kan worden.

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

$$\sigma'_{vy} = \sigma'_{vi} + \text{POP} \quad (7.1)$$

met σ'_{vi} de in-situ terreinspanning onder normale gemiddelde omstandigheden en $\text{POP} = 8 \text{ kN/m}^2$.

(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:

$$s_u = q_{\text{net}} / N_{\text{kt}} \quad (7.2)$$

Hierin zijn:

s_u	ongedraineerde schuifsterkte)
q_{net}	voor waterspanningseffecten en totaalspanning gecorrigeerde sondeerweerstand van de piëzoconus (kN/m^2)
N_{kt}	empirisch bepaalde conusfactor (-)

$N_{\text{kt}} = 20$ is een veilige 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 CPT's zonder meting van de waterspanning dient een conusfactor $N_c = 25$ te worden toegepast op de gemeten sondeerweerstand q_c . De gecorrigeerde sondeerweerstand q_{net} wordt verder toegelicht in Bijlage I.

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 J), beide gemeten aan de betreffende SOS-eenheid.

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

$$\sigma'_{vy} = \sigma'_{vi} \cdot \text{OCR} \quad \text{waarbij} \quad \text{OCR} = (s_u / (\sigma'_{vi} S))^{1/m} \quad (7.3)$$

Hierin zijn:

OCR	overconsolidatieratio (-)
s_u	ongedraineerde schuifsterkte afgeleid uit de sondeerweerstand (kN/m^2)
σ'_{vi}	in situ effectieve verticale spanning (kN/m^2)
S	normaal geconsolideerde ongedraineerde schuifsterkte ratio (-)
m	sterkte toename exponent (-)
σ'_{vy}	grensspanning (kN/m^2)

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

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 samendrukkingsproeven of constant rate of strain proeven. Door deze controle ontstaat een samenhangende consistente set van parameterwaarden voor de grensspanning σ'_{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 samendrukkingsproeven. Hiervoor zijn boringen met monsternamen nodig. Door CRS- of samendrukkingsproeven uit te voeren kan een profiel van de grensspanning worden opgesteld.

Aandachtspunten

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

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

Er is dus een eenvoudige relatie tussen POP en OCR:

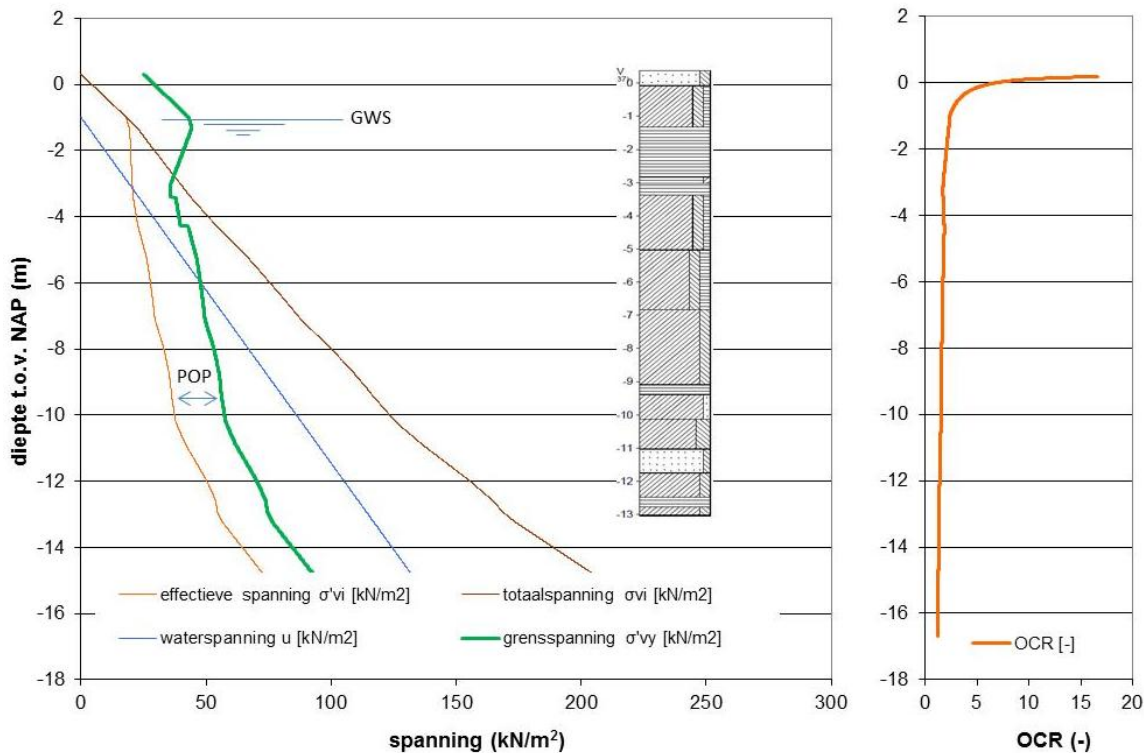
$$\text{POP} = \sigma'_{vi} (\text{OCR} - 1) \quad (7.4)$$

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 dichtheid en waterspanning de juiste, etc.

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.

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 σ_{vi} , waterspanning u , effectieve verticale spanning σ'_{vi} en grensspanning σ'_{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 Freatische lijn

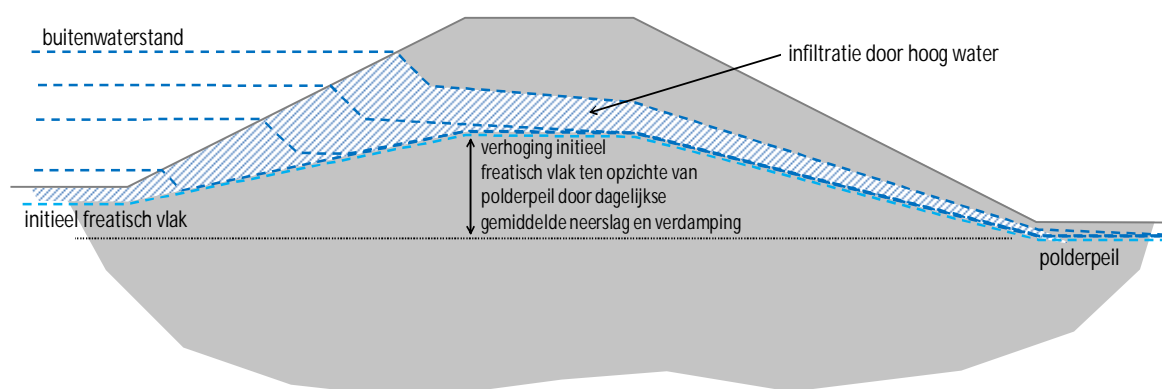
Wat is het?

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

Het freatisch vlak is een stochast, met een verwachtingswaarde en een standaardafwijking. In een semi-probabilistische analyse wordt uitgegaan van een veilige schatting van het freatisch vlak (karakteristieke bovengrens).

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 voor komen 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 (TAW, 2004, 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 (MSeep of Plaxis). 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 (TAW, 2004, Bijlage 1). De schematisering van het freatisch vlak met de Waternet Creator is daarin afhankelijk van het dijkttype (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.

Aandachtspunten

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 (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 ($\text{m} + \text{NAP}$) 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 waterspanningsmetingen 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 TR Waterspanningen bij Dijken (TAW, 2004). Deze schematisering is afhankelijk van het dijctype (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 toetsomstandigheden. 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 grenspotential bij opdrijven van de top laag.
- 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 etc.).
- 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, etc.).

7.11 Polderpeil / slootpeil

Wat is het?

Peil van het oppervlaktewater binnen een beheersgebied. De grootte van het polderpeil/slootpeil is waterdruk, de eenheid is [m+NAP]. Het polderpeil is een deterministische grootte. 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 meenemen in subscenario.

7.12 Leklengte buitenwaarts en binnenwaarts

Wat is het?

De leklengte is een parameter die uitdrukking geeft aan de afstand waarover een stijghoogte verloopt in een watervoerende zandlaag (van een hoge randvoorwaarde of stijghoogte naar een lage randvoorwaarde of 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 randvoorwaarde (stijghoogte of buitenwaterstand). De stijghoogte verloopt van een hoge naar een lage stijghoogte over een afstand van 3 tot 4 maal de leklengte. De eenheid van leklengte is (m). 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 1000 m (zie ook TAW, 2004, § 2.2.10).

Hoe te bepalen

De leklengte kan worden bepaald uit een analyse van stijghoogtemetingen in de watervoerende zandlaag. Zie het TR Waterspanningen bij Dijken (TAW, 2004, 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 lek lengte 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 lek lengtes 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 aanname van een stationaire toestand. De tijdsduur van het hoogwater kan worden afgeleid uit een waterstandsverlooptlijn (zie paragraaf 7.16). De lek lengte kan worden gereduceerd om de tijdsduur van het hoogwater in rekening te brengen. Zie het TR Waterspanningen bij Dijken (TAW, 2004, bijlage 3).

7.13 Indringingslengte

Wat is het?

De indringingslengte is de afstand vanaf de onderkant van de slecht doorlatende deklaag waarin een verandering van de waterspanning in de slecht doorlatende deklaag plaats vindt tijdens een hoge buitenwaterstand.

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 eenheid van de indringingslengte is (m). 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 (TAW, 2004 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.

Laagopbouw Holocene pakket Codes van de WTI-SOS eenheden (Bijlage D) 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 kleilig 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

Tabel 7.4 Indicatie van de indringingslengte bij verschillende ondergrondschematisaties en tijdsduur van het hoogwater (bewerking van Schoofs en Van Duinen, 2006)

7.14 Buitenwaterstand (hydraulische randvoorwaarde)

Wat is het?

Het niveau van het oppervlaktewater waarvan de waterstand 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. De eenheid van de buitenwaterstand is [m+NAP].

Hoe te bepalen

Binnen het WTI2017 worden de hydraulische randvoorwaarden berekend met HydraRing.

7.15 Waterstandsverlooplijn (hydraulische randvoorwaarde)

Wat is het?

Een waterstandsverlooplijn geeft het verloop van het hoogwater in de tijd. De tijdsduur van het hoogwater is lang bij de grote rivieren en kort langs de kust. De grootte van de waterstandsverlooplijn is waterdruk, de eenheid is [m+NAP].

Hoe te bepalen

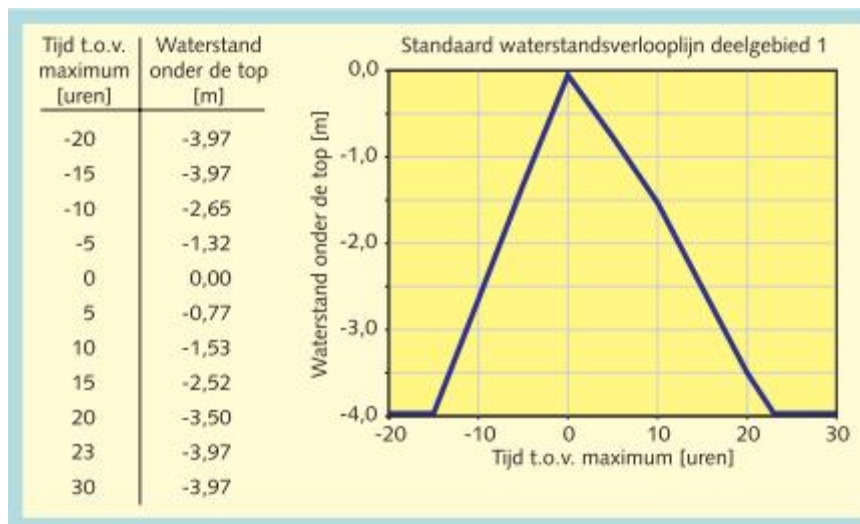
De waterstandsverlooplijnen zijn gebaseerd op de standaard afvoergolfvormen en/of stormopzetskrommen. Deze zijn afhankelijk van het deelgebied (bovenrivierengebied, benedenrivierengebied, kust, meren) waarin zij liggen. Op het moment van schrijven is nog onbekend op welke manier deze waterstandsverlooplijnen ter beschikking zullen worden gesteld.

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 stijghoogten bij hoogwater. Het niet-stationaire karakter van de buitenwaterstand leidt (bij een kortdurend hoogwater) tot een lagere ligging van het freatisch vlak en lagere stijghoogten dan bij de aanname van een stationaire toestand. De geohydrologische analyse om de parameters te bepalen die het niet-stationaire verloop van het freatisch vlak en de stijghoogten 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.

Voorbeeld

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



Figuur 7.8 Voorbeeld standaard waterstandsverlooptlijn [Min V en W, 2007]

8 Voorbeeldcase: bepaling macrostabiliteit binnentalud rivierdijk

(aan te vullen in 2016)

9 Referenties

- [Deltares, 2011]
SBW Faalmechanismen; Grondonderzoek, Technisch Rapport Grondmechanisch Schematiseren bij Dijken, Deltares rapport 1001411-010-GEO-0007, versie 18 april 2011
- [ENW, 2007]
Technisch Rapport Ontwerpbelastingen voor het rivierengebied', Ministerie van Verkeer en Waterstaat, ENW, juli 2007
- [ENW, 2012]
Technisch Rapport Grondmechanisch Schematiseren bij Dijken. Rijkswaterstaat Water, Verkeer en Leefomgeving. Oktober 2012.
- [Eurocode, 2008]
Eurocode 7, Achtergronden en voorbeeld berekeningen, KIVI NIRIA 2008
- [Hijma en Kruse, 2014]
Hijma, M.P. en Kruse, G.A.M. (2014). WTI 2017: Stochastische ondergrondschematisatie – WTI-SOS. Deltares rapport 1209432-003-GEO-006.
- [Lunne, 1997]
Lunne, T., P.K. Robertson en J.J.M. Powell. Cone Penetration Testing in Geotechnical Practice. Londen: Spon Press., 1997
- [Rozing, 2015]
Onzekerheden Waterspanningen in WTI 2017 (Ringtoets), memo Deltares 1220083-004-GEO-0001, 9 juli 2015 (concept).
- [Schoofs en Van Duinen, 2006]
Schoofs, S., en Van Duinen, T.A. Indringing van waterspanning in samendrukbare gelaagde grondpakketten – Uitwerking voor de Lekdijken in de Alblasserwaard. Geotechniek 10 (2006) no 1, p 40.
- [TAW, 2001]
Technisch Rapport Waterkerende Grondconstructies (TRWG), Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen Delft, juni 2001.
- [TAW, 2004]
Technisch rapport waterspanning bij dijken, TAW, september 2004
- [Van Deen, 2016]
Van Deen, J., Schematiseringshandleiding Voorland Afschuiving, Deltares 1220077-005-HYE-0010, Delft, Februari 2016
- [VTV, 2017]
Voorschrift Toetsen op Veiligheid, Technisch Deel (WTI 2017), Deltares 1220078-000-GEO-0004, juni 2015 (concept)
- [WTI-SOS, 2015]
Handleiding Lokaal Schematiseren met WTI-SOS, Deltares 1209432-004-GEO-0002, versie 1, januari 2015, concept

A Afkortingen

CRS
Constant Rate of Strain

DSS
Direct Simple Shear

EEM
Eindige-elementenmethode

HW
Hoogwater

HR
Hydraulische Randvoorwaarden

MHW
Maatgevend Hoogwater

NWO
Niet Waterkerend Object

OCR
Overconsolidatie ratio

POP
Pre-overburden pressure

STBI
Macrostabiliteit binnenwaarts

STBU
Macrostabiliteit buitenwaarts

TR
Technisch Rapport

VTV
Voorschrift Toetsen op Veiligheid

B Begrippenlijst

Contractant gedrag

Volumevermindering ten gevolge van een opgelegde schuifvervorming van grond

Dilatant gedrag

Volumetoename ten gevolge van een opgelegde schuifvervorming van grond

Dijktraject

Gedeelte van een primaire waterkering dat afzonderlijk genormeerd is

Faalkans

Kans op verlies van waterkerend vermogen van een dijktraject

Falen

Toestand waarin een systeem een of meer functies daadwerkelijk niet meer (kan) vervullen

F_{\min}

Berekende stabiliteitsfactor van een glijvlakanalyse.

Karakteristieke waarde

De parameterwaarde die in 5% van de gevallen wordt onder- of overschreden

Macro-instabiliteit

Het afschuiven van grote delen van het grondlichaam van een dijk langs rechte of gebogen glijvlakken, dan wel het evenwichtsverlies ten gevolge van het ontstaan van grote plastische zones.

Materiaalfactor

Partiële factor waardoor de representatieve waarde van een materiaaleigenschap moet worden gedeeld om de rekenwaarde te verkrijgen.

Modelfactor

Partiële veiligheidsfactor die de onzekerheid in rekening brengt die samenhangt met het gebruikte rekenmodel en de manier waarop de berekening is uitgevoerd.

Opdrijven en opbarsten

Omhoogkomen en scheuren van de slecht doorlatende deklaag als gevolg van wateroverdruk in de watervoerende zandlaag eronder.

Overstromingskans

Kans op verlies van waterkerend vermogen van een dijktraject waardoor het door het dijktraject beschermde gebied zodanig overstroomt dat dodelijke slachtoffers of substantiële economische schade ontstaan

Rekenwaarde

De parameterwaarde die wordt berekend door de karakteristieke waarde te delen door of, in het geval dat dit ongunstiger is, te vermenigvuldigen met een partiële veiligheidsfactor.

Stabiliteitsfactor

De maatgevende waarde voor de F_{\min} die uit een stabiliteitsberekening volgt.

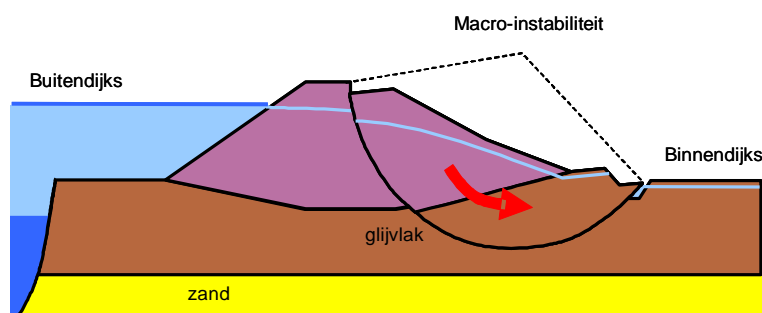
Toetspeil

Toetswaterstand in toetslaag 1 en 2 met een overschrijdingskans die getalsmatig gelijk is aan de overstromingskans van het dijktraject

C Theorie faalmechanisme en gebruikte modellen

C.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 C.1). Dit zowel binnenwaarts 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 C.1 Macro-instabiliteit.

Meer informatie over het faalmechanisme macrostabiliteit is te vinden in de faalmechanisme-beschrijving (nog op te stellen).

C.2 Belastingssituaties

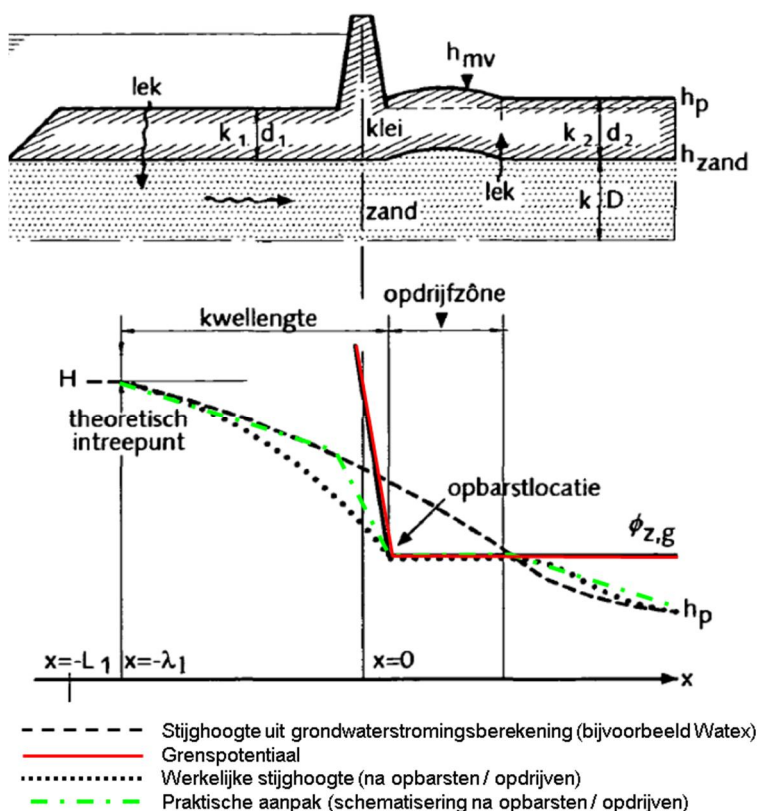
Voor de macrostabiliteit van dijken zijn verschillende belastingssituaties te onderscheiden. Zo dient zowel de stabiliteit van het binnentalud bij hoog buitenwater als de stabiliteit van het buitentalud bij laag buitenwater te worden beschouwd. Bij hoog buitenwater stijgt de stijghoogte in de watervoerende 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 belastingssituaties 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 bij de toetsing 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 bouwphase en de stabiliteit in de eindfase (waarop de toetsing betrekking heeft) omdat er als gevolg van de uitvoering tijdens de bouwphase en enige tijd daarna water(over)spanning in de slecht doorlatende grondlagen aanwezig is, die in de loop van de tijd dissipeert.

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 toets op macrostabiliteit maar wordt meegenomen bij de beoordeling van het 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 C.2 Dijk met voorland en ondergrond; Stijghoogte in zandlaag, grenspotentiaal en oprijfzone

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 C.2 is het uitgangspunt voor de evenwichtsbeschouwing bij de opdrukanalyse geschetst. 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 grenspotential genoemd. Deze grenspotential 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 grenspotential heerst zich verder uitbreidt in binnenwaartse richting. Dit gebied, de opdrijfzone, is van belang voor stabiliteitscontrole bij opdrijven.

De grenspotential wordt berekend ter hoogte van de bovenkant van de zandlaag in Figuur C.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 dijktaalud. Wanneer opbarsten of opdrijven optreedt en de stabiliteit van het taalud is ondanks dat goed, dan is geen sprake van falen van het taalud.

C.3 Glijvlakmodellen

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

Voor het rekenen aan de taaludstabiliteit 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 als randvoorwaarde aan de berekening opgelegd. 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.

C.3.1 Methode Bishop

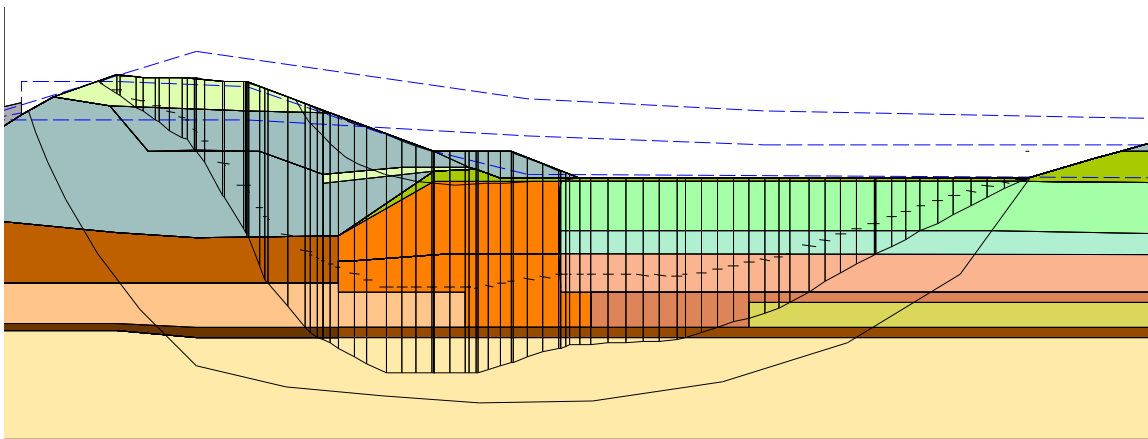
Het is gebruikelijk in de Nederlandse adviespraktijk de macrostabiliteit van grondlichamen te berekenen met behulp van cirkelvormige glijvlakken volgens de methode Bishop (Bishop, 1955). Met het Bishop-model worden de verticale krachten en het momentenevenwicht beschouwd. Bij een stabiliteitsanalyse 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 bezwijktoestand beoordeeld op basis van de maatgevende belasting tegenover de maximaal beschikbare sterkte.

C.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 sterkte-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 als randvoorwaarde aan de berekening opgelegd.

De eerder genoemde analytische glijvlakberekeningen geven niet direct het potentieel meest gevaarlijke glijvlak omdat het als randvoorwaarde aan de berekening wordt opgelegd. Voor cirkelvormige glijvlakken wordt meestal een middelpuntengrid met tangentiënen 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 tangentiënen 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 C.3).



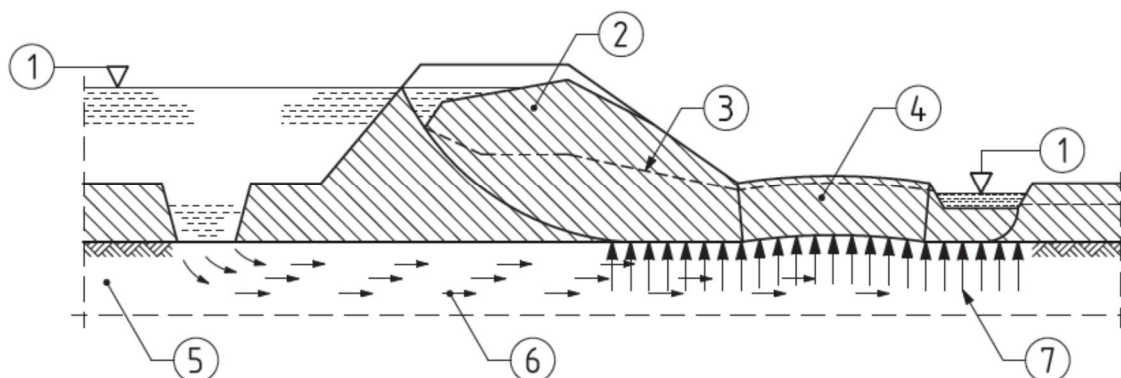
Figuur C.3 Voorbeeld maatgevende afschuiving langs een vrij glijvlak volgens het Spencer – Van der Meij model

In Ringtoets wordt het glijvlakmodel van Spencer-Van der Meij toegepast voor het analyseren van de macrostabiliteit van het binnentalud.

C.3.3 Methode LiftVan

In 1999 is een nieuw model ontwikkeld voor het rekenen aan de macrostabiliteit van dijktaaluds 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 C.4). Bij een opdrijfing (drukstaaf) 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 C.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 C.4 is het principe van het model weergegeven.



Figuur C.4 Principe van het rekenmodel Lift-Van voor oprijven [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, indien het resultaat van de glijvlakberekening met het model Spencer-Van der Meij onbetrouwbaar wordt geacht.

C.4 Model grondgedrag

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

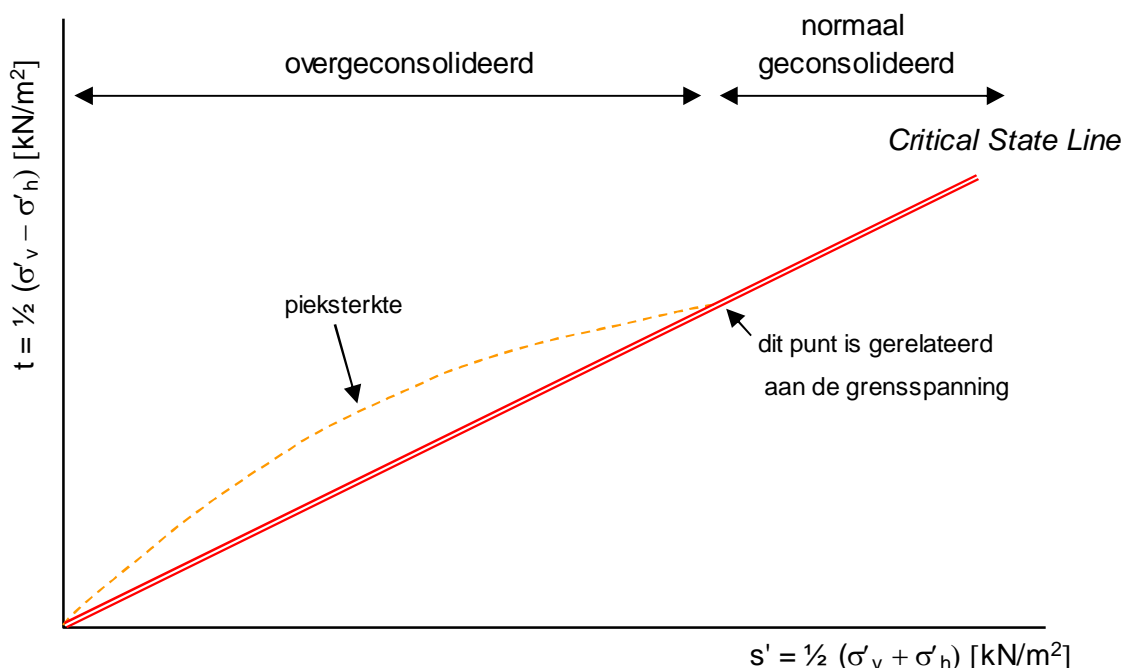
- Toepassing van het Critical State Soil Mechanics (CSSM) model en de SHANSEP (Stress History And Normalized Soil Engineering Properties) methode voor het karakteriseren van het gedrag van de grond (zowel zware klei, organische klei, veen en zand). Het Mohr-Coulomb model dat in het WTI 2006 werd toegepast, wordt in het WTI 2017 vervangen door het Critical State Soil Mechanics grondmodel. In paragraaf C.4.1 wordt hierop verder ingegaan.
- Onderscheid maken tussen gedraineerd grondgedrag en ongedraineerd grondgedrag. Bij grondsoorten met een hoge doorlatendheid, zoals zand, kan drainage plaats vinden tijdens afschuiven (taludinstabiliteit) en is sprake van gedraineerd grondgedrag. Bij grondsoorten met een lage doorlatendheid, zoals klei en veen, vindt weinig of geen drainage plaats tijdens afschuiven en is sprake van ongedraineerd grondgedrag. In de paragrafen C.4.2, C.4.3 en C.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 C.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 C.4.6 wordt hier verder op ingegaan.
- Schuifsterkte van klei bepalen met eentraps anisotroop geconsolideerde triaxiaalproeven en voor veen met direct simple shear proeven met constante hoogte. De grensspanning wordt in het veld bepaald met sonderingen. In Bijlagen F en I wordt hier verder op ingegaan.

C.4.1 Critical State Soil Mechanics

De basis voor het materiaalmodel dat in het WTI 2017 wordt toegepast voor het toetsen van 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 poriënwaterrespons 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 gedraineerd en ongedraineerd gedrag (Figuur C.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 C.5 is het schuifsterktemodel weergegeven gebaseerd op het CSSM-raamwerk.



Figuur C.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 C.5 is ϕ'_{cs} . De bezwijkomhullende voor de critical state van de grond wordt als volgt gedefinieerd:

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

Hierin zijn:

t_{max} maximaal mobiliseerbare schuifsterkte (kN/m²),
 s' verticale effectieve spanning (korrelspanning) (kN/m²),
 ϕ'_{cs} hoek van inwendige wrijving (critical state line) (°).

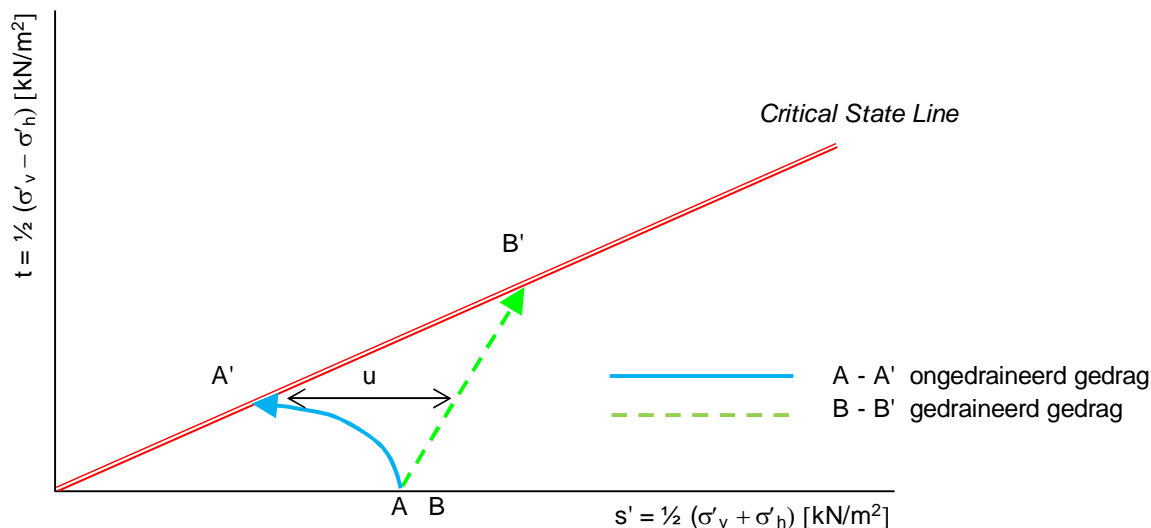
In de definitie van de bezwijkomhullende van de critical state speelt cohesie geen rol. In het CSSM-raamwerk is cohesie het gevolg van overconsolidatie. De grond is overgeconsolideerd wanneer de grensspanning σ'_{vy} groter is dan de verticale effectieve spanning σ'_{vi} . Wanneer de grensspanning σ'_{vy} gelijk is aan de verticale effectieve spanning σ'_{vi} is sprake van normaal geconsolideerde grond. De grensspanning is het spanningsniveau waarbij het grondgedrag over gaat van stijf en voorbelast naar slap en niet-voorbelast. 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 etc. 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 C.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 pieksterkte 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.

C.4.2 Gedraineerd versus ongedraineerd grondgedrag en rol van in situ toestand

Een belangrijke overweging bij het uitvoeren van de toetsing van macrostabiliteit is de afweging tussen een gedraineerde of ongedraineerde analyse. In paragraaf C.4.5 wordt hier in meer detail op ingegaan.

Het in rekening brengen van ongedraineerd gedrag ofwel het rekenen met de ongedraineerde schuifsterkte is een nieuw fenomeen voor de Nederlandse adviespraktijk als het gaat om de analyse van taludstabiliteit. De essentie van ongedraineerd grondgedrag is dat waterspanningen in de grond worden gegenereerd wanneer de schuifweerstand van de grond wordt gemobiliseerd en de grond deformeert. In een ongedraineerde 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 gedraineerde en ongedraineerde schuifsterkte in par C.4.5.



Figuur C.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 gedraineerd grondgedrag, is duidelijk hoger dan de schuifsterkte bij punt A', uitgaande van ongedraineerd grondgedrag. De afstand u tussen de groene lijn en de blauwe lijn wordt veroorzaakt door de waterspanning

Ongedraineerd 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 ongedraineerd gedrag als de wateroverspanning niet kan afstromen (zie Figuur C.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 gedraineerd grondgedrag op basis van parameters uit een ongedraineerde laboratoriumproef.

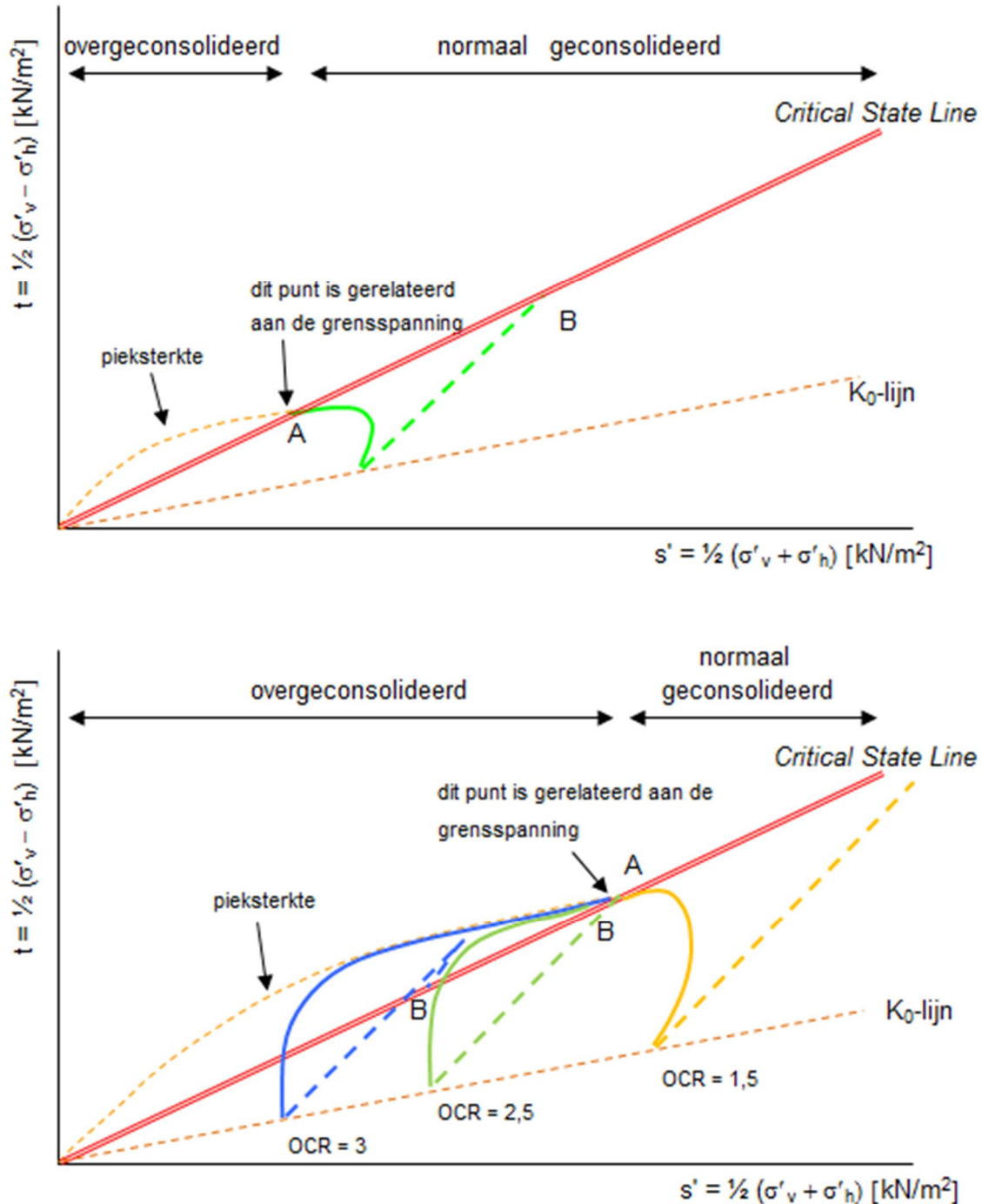
Belangrijk bij de afweging tussen een gedraineerde of ongedraineerde analyse is de snelheid van afschuiven ten opzichte van de consolidatiesnelheid van de grond. Als het afschuiven snel gaat ten opzichte van de consolidatiesnelheid zullen er langs het glijvlak water over- of onderspanningen optreden. 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 toetsen van primaire waterkeringen zijn de snel optredende afschuivingen maatgevend. Sterkteanalyses 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 C.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 σ'_{vy}).

In Figuur C.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 C.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 σ'_{vy} , de overconsolidatieratio OCR of de pre-overburden pressure POP (zie ook figuur 7.2 in de hoofdtekst).



Figuur C.7 Gedraineerd en ongedraineerd 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 ongedraineerd afschuiven, in de onderste figuur is de grond overgeconsolideerd en vertoont de grond dilatant gedrag (1,5 < OCR < 3) bij ongedraineerd afschuiven

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

(Figuur C.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 C.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 C.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 kN/m^2).

C.4.3 Gedraineerde stabiliteitsanalyse

Bij een gedraineerde spanningsanalyse met effectieve schuifsterkteparameters 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 C.1 (par C.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.

C.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 sterkte in het veld en het laboratorium belangrijk.

De ongedraineerde schuifsterkte van de grond wordt, uitgaande van de critical state en SHANSEP methode, als volgt bepaald (Ladd, 1991):

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

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 (σ'_{vi} en OCR) in de grond.
- De effectieve spanning σ'_{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 σ'_{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 F.
- De grensspanning σ'_{vy} is een maat voor de in situ toestand en de belastinggeschiedenis van de grond. De verhouding van de grensspanning σ'_{vy} en de in situ spanning σ'_{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 samendrukkingsproeven 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 hier over in de paragrafen C.4.4, C.4.5 en C.4.6.
- De sterktoename-exponent m bepaalt de mate waarin de ongedraineerde schuifsterkte van de grond gevoelig is voor veranderingen in de effectieve spanning σ'_{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 sterkte-toename-exponent wordt het gemakkelijkst bepaald met samendrukkingsproeven in het laboratorium. Daarnaast kan de sterkte-toename-exponent worden bepaald uit triaxiaalproeven en direct simple shear proeven. Meer hierover in § C.4.5.

C.4.5 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 schuifsterkte-eigenschappen cohesie c' en hoek van inwendige wrijving ϕ' . 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 consolidatie-theorie 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 toetsen 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 teruganalyses van de bezweken 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 ϕ' .

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 teruganalyses 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 toetsen 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 schuifsterkte toegepast.

Wanneer de doorlatendheid zich bevindt tussen die van klei en zand, is de keuze tussen ongedraineerde en gedraineerde schuifsterkte 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 schuifsterkte is bij licht overgeconsolideerde grond veelal kritischer dan een analyse met gedraineerde schuifsterkte. Daarom is voorzichtigheid nodig bij de aanname dat bezwijken van een talud niet optreedt onder ongedraineerde condities. Voor de gedetailleerde toets is daarom de keuze gemaakt voor ongedraineerde schuifsterkte voor grondsoorten die hoofdzakelijk kleilig 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 schuifsterkte toegepast. Lokale gegevens over de samenstelling van de grondsoorten (mate van kleigigheid en dikte van kleilaagjes in zandlagen) zijn nodig om de keuze voor de gedraineerde schuifsterkte of de ongedraineerde schuifsterkte te kunnen maken.

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 schuifsterkte 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 schuifsterkte ongunstiger dan de ongedraineerde schuifsterkte. Het toepassen van de gedraineerde schuifsterkte is dan de veilige keuze, omdat er rekening mee moet worden gehouden dat de grond zal bezwijken bij de laagste mobiliseerbare schuifsterkte. Wanneer een afschuiving zich snel voltrekt, is de schuifsterkte 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 schuifsterkte gemobiliseerd of het maatgevende schuifvlak zal niet door het keileem heen gaan als gevolg van deze relatief hoge schuifsterkte. 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 schuifsterkte 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) wordt ook de ongedraineerde schuifsterkte toegepast. 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 schuifsterkte is daardoor veelal ongunstiger dan de ongedraineerde schuifsterkte. Het toepassen van de gedraineerde schuifsterkte is dan de veilige keuze. Wanneer een afschuiving zich snel voltrekt, is de schuifsterkte 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, wanneer dit hoofdzakelijk kleiig is.
- Voor grondsoorten die hoofdzakelijk kleiig 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 ($OCR > 3 \text{ à } 4$) 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 (holoceen) 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 judgment 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':

- $R_f < 1,4\%$;
- $B_q < 0,05$ à $0,10$;
- $(u_2 - u_0) / \sigma'_{vi} < 0,5$ 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. Zie voor details van bovenstaande grootheden Bijlage I.4.

In Bijlage D 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, kleilig zand, zand met kleilaagjes en andere dergelijke eenheden. Voor de keuze bij dergelijke eenheden zijn lokale gegevens over de samenstelling van de grond (kleiigheid) nodig.

C.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 residuele 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.

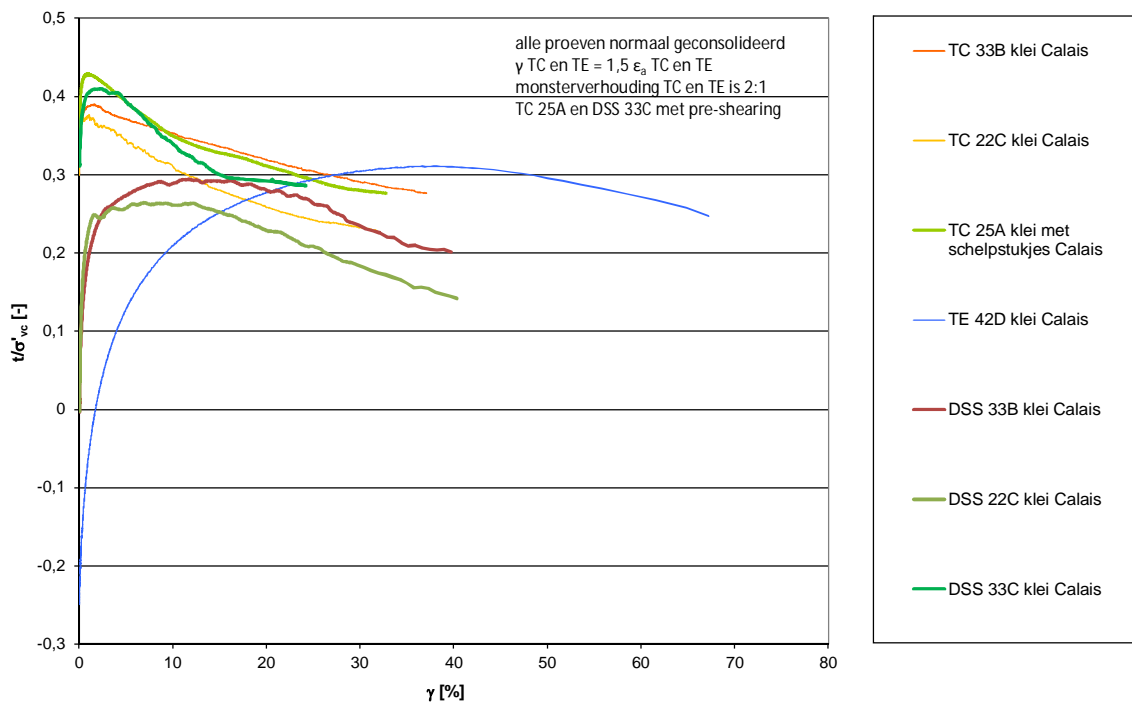
Om de schuifsterkte langs het schuifvlak te mobiliseren is grote vervorming nodig in het actieve en passieve deel van het schuifvlak. Met name in het passieve deel van het schuifvlak is veel vervorming nodig om de schuifsterkte volledig te mobiliseren. Om de piek van de mobiliseerbare schuifsterkte in 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 triaxiaal compressie proeven en het grondgedrag in de passieve zone door triaxiaal 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.

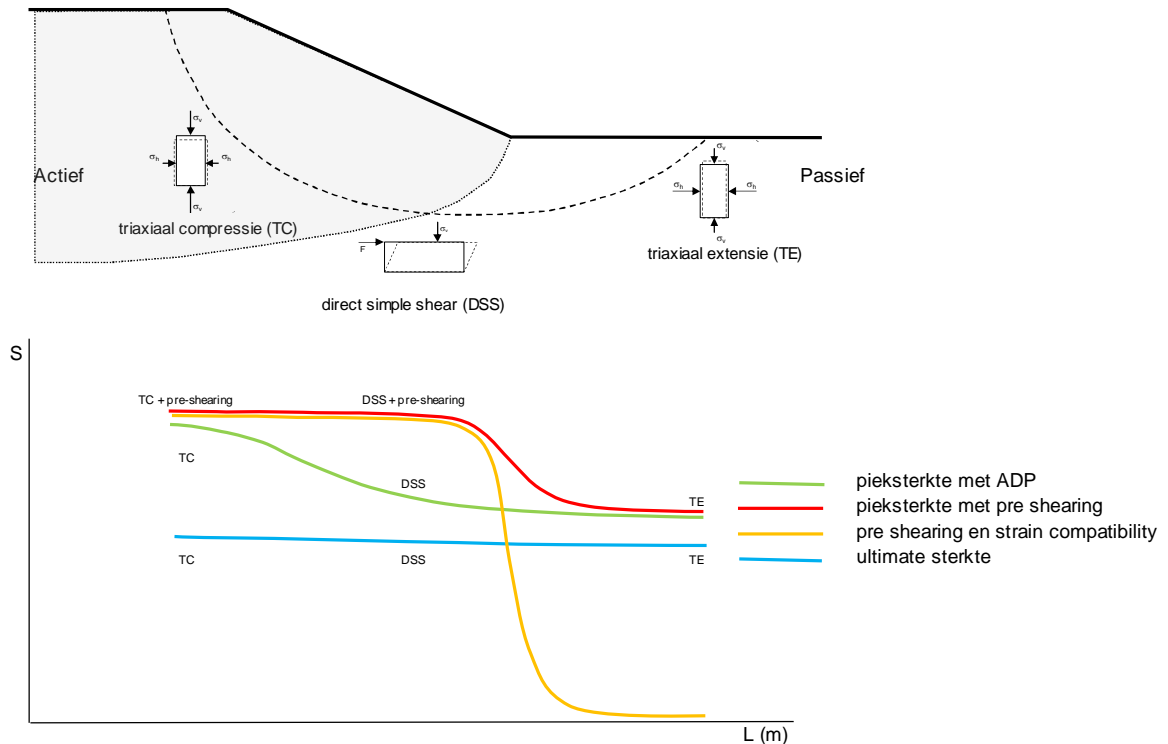
Dit grondgedrag langs een schuifvlak maakt een goede keuze van de schuifsterkte parameters complex en niet zonder meer voor de hand liggend. In een Eindige Elementen Model met een complex grondgedragsmodel zou het gehele spannings-vervormingsgedrag in rekening kunnen worden gebracht. In een glijvlakanalyse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



Figuur C.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 C.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 sterkte-toename 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 C.9 Schematische weergave van de ongedraineerde schuifsterkte ratio S langs het schuifvlak met effecten van anisotropie, *pre shearing*, *softening* en *strain compatibility*

In Figuur C.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 triaxiaal-compressieproeven, direct simple shear proeven en triaxiaal-extensieproeven representatief zijn volgens de eerder genoemde ADP-methode. Uitgaande van de sterkte bij grote rek (*ultimate state*) is de ongedraineerde 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 ongedraineerde schuifsterkte ratio S worden gecorrigeerd. Dit kan door aan de ongedraineerde 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 ongedraineerde schuifsterkte ratio S :

- Sterkte 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 triaxiaal compressie proef (Ladd et al, 2004). De

ongedraineerde schuifsterkte ratio S heeft bij grote rek dezelfde waarde langs het gehele schuifvlak (zie Figuur C.8). Aan de actieve zijde is de schuifsterkte ruim over piek heen en aan de passieve zijde is de maximale sterkte 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 C.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 C.8). 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 triaxiaal-compressieproef (Ladd et al., 2004). Triaxiaalproeven dienen daarom te worden doorgezet tot een axiale rek van 25% en direct simple shear proeven worden doorgezet tot 40% schuifrek (zie Bijlage F).

C.5 Literatuur bijlage C

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

D Geologische eenheden SOS

In Bijlage C.4.2 (en in meer detail in Bijlage C.4.5) zijn criteria gegeven wanneer de ongedraineerde en wanneer de gedraineerde schuifsterkte in een stabiliteitsanalyse moet worden toegepast. In onderstaande tabel is op basis van deze criteria voor de geologische eenheden van de stochastische ondergrondschematisatie (SOS) voor elke eenheid aangegeven welke analyse van toepassing is. Hierbij is evenals in voornoemde bijlagen geen onderscheid gemaakt naar de belastingduur door het hoog water. Voor een aantal eenheden in de onderstaande tabel is op basis van de algemene geologische en geotechnische kenmerken niet zonder meer aan te geven of in een stabiliteitsanalyse de gedraineerde of ongedraineerde schuifsterkte moet worden toegepast. In die gevallen moet een beoordeling op basis van lokale gegevens worden gemaakt: geotechnische lengteprofielen, boorbeschrijvingen, sondeergrafieken en dergelijke. In de gedetailleerde toets dient uitgaande van beperkte gegevens een conservatieve keuze te worden gemaakt. Dit betekent 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.

WTI-SOS code	Omschrijving	Kenmerken (geldend voor het vrije veld, op enige meters diep)	Formatie	Stabiliteits-analyse gedraineerd of ongedraineerd
H_Mg_zm	Matig fijn tot zeer grof getijdengeulzand	Zand, fijn en middel, kleilig (met NEN soms zandige klei), met 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, kleef ~ 0.5 - 1.5 %, conus 1 - ~20 MPa met fluctuaties over 1 - 2 m van 2 - 5 MPa.	Naaldwijk	Gedraineerd
H_Mg_zf	Uiterst fijn tot matig fijn getijdengeulzand	Getijdengeul. Zand, fijn, kleilig, mm - cm dunne smalle (<~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, kleef ~ 1 - 2 %, conus 1 - 10 MPa met fluctuaties over 1 - 2 m van 1 - 2 MPa en met uitschieters naar 15 MPa.	Naaldwijk	Gedraineerd (als klei overheerst ongedraineerd)

WTI-SOS code	Omschrijving	Kenmerken (geldend voor het vrije veld, op enige meters diep)	Formatie	Stabiliteits-analyse gedraineerd of ongedraineerd
H_Mg_zk	Uiterst fijn tot matig fijn getijdengeulzand met dunne klei- en silt laagjes	Getijdengeul. Zand, fijn, kleiig, 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, kleef ~ 1 - 2 %, conus 1 - 10 MPa met fluctuaties over 1 - 2 m van 1 -3 MPa en met uitschieters naar 15 MPa.	Naaldwijk	Gedraineerd (als klei overheerst ongedraineerd)
H_Mp_zf	Zandige getijdenplaatafzettingen	Zand, fijn met zeer weinig dunne klei/silt laagjes, bestaat uit relatief schoon zand. Los tot dicht gepakt. Kleef ca. 0.5-1.5%, conus 2-10 MPa.	Naaldwijk	Gedraineerd
H_Mr_kz	Getijdenrestgeulopvulling	Afwisseling van zand en kleilagen met regelmatig organische klei- en veenlagen. De afzetting kent een grote variatie, kleef ca. 1-4% met uitschieters naar 6%, conus 1-5 MPa met soms uitschieters tot 10 MPa.	Naaldwijk	Ongedraineerd
H_Mkw_k&z	Afzettingen van kleine getijdenplaat- en kweldergeulen	Klei, geen - weinig mm tot cm dikke zand/siltlaagjes, meest matig stevig, weinig plantenresten, kleef ca. 1.5 - 4 %, conus <-2 MPa, getijdeplaat afzetting, pakket wordt gekenmerkt door meerdere lagen met verschil in gehalte aan zandlaagjes.	Naaldwijk	Ongedraineerd
H_Mp_k	Kleiige getijdenplaat- en kwelderafzettingen	Klei, zacht tot matig stevig, vaak zandig, kleef ca. 2 - 5 %, conus <-1 MPa, plaatselijk tot 2 MPa, pakket bestaat soms uit lagen met meer en minder plantenresten.	Naaldwijk	Ongedraineerd
H_Mp_ko	Organisch rijke getijdenplaat- en kwelderafzettingen	Organische klei met regelmatig veenlagen. Zacht met veenlagen van 0.1- 0.4 m dik, fs 4-8% met uitschieters naar 10%. qc meestal < 1 MPa.	Naaldwijk	Ongedraineerd
H_MI_ko	Lagunaire afzetting	Organische klei, zeer zacht. Kleef 2-4% met uitschieters naar 6%, qc meestal <1 MPa en vaak rond de 0.5 MPa.	Naaldwijk	Ongedraineerd

WTI-SOS code	Omschrijving	Kenmerken (geldend voor het vrije veld, op enige meters diep)	Formatie	Stabiliteitsanalyse gedraineerd of ongedraineerd
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, fs= 0.5-2 %.	Naaldwijk	Gedraineerd (als klei overheerst ongedraineerd)
H_Eg_k&z	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, fs= 0.5-2 %	Naaldwijk	Gedraineerd (als klei overheerst ongedraineerd)
H_Rg_zg	Zeer grof tot uiterst grof rivierbeddingszand	Zand, middel tot grof, regelmatig met grindinsluitingen en fijne zandinsluitingen, conus >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	Gedraineerd
H_Rg_zm	Matig fijn tot zeer grof rivierbeddingszand	Zand, middel, soms met grindinsluitingen en regelmatig fijne zandlagen, los tot matig dicht, conus ~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	Gedraineerd
H_Rg_zf	Uiterst fijn tot matig fijn zand rivierbeddingszand	Zand, fijn -middel, weinig zeer grof zandinsluitingen met soms wat grind, los tot matig dicht, conus ~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	Gedraineerd

WTI-SOS code	Omschrijving	Kenmerken (geldend voor het vrije veld, op enige meters diep)	Formatie	Stabiliteits-analyse gedraineerd of ongedraineerd
H_Rr_o&z	Rivierrestgeulopvulling	Afwisselende lagen van voornamelijk organische klei, regelmatig veen, vooral aan de bovenkant van de laag, en soms zandlagen van 0.2-1 m dik.	Echteld	Ongedraineerd
H_Ro_k&z	Oever-, crevasse- en dijkdoorbraakafzettingen	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. Conusweerstand 2-5 MPa, zeer variabel met de diepte, wrijvingsgetal 1-4%.	Echteld	Ongedraineerd (als zand overheerst gedraineerd)
H_Rk_k	Hogere komafzettingen	Klei met silt, met soms geïsoleerde zand en veenlaagjes van 0.1-0.3 m dik, wrijvingsgetal 2-4%, conus <1 MPa.	Echteld	Ongedraineerd
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. fs=3-7%, conus < 1.2 MPa.	Echteld	Ongedraineerd
H_Rk_ko	Lagere komafzettingen met organische klei	Organische klei, met plantenresten, bevat soms veenlagen van enige decimeters dikte, wrijvingsgetal 3-7%, conus < 1.2 MPa.	Echteld	Ongedraineerd
H_Rk_vk	Lagere komafzetting van kleilig veen	Kleilig veen, fs 4-8% met variaties van 4% over 0.5-1 m. diepte qc<1 MPa.	Echteld	Ongedraineerd
H_Vhv_v	Veen	Veen, slap, kleef variabel meest > 5 %, conus < 1MPa.	Nieuwkoop	Ongedraineerd
H_Vbv_v	Gecompecteerd veen	Veen, in dunne laag (0.15 - 1 m), onderste 0.3 m zeer compact en vaak met wat klei, matig stevig, slecht doorlatend. fs vaak >7%.	Nieuwkoop	Ongedraineerd
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. fs=<1 en qc=5-30 met variaties van 5 MPa over 1 m. Zelden dikker dan 2 m.	Variabel	Gedraineerd
H_Ova_zf	Uiterst fijn tot matig fijn zand	Zand, fijn en middel, zeer weinig kleilagen, bevat schelpenresten. Fs=<1 en qc=5-15 met variaties van 5 MPa over 1 m. Homogeen zand in lagen met sterk wisselende dikte.	Variabel	Gedraineerd
H_Aa_ht	Aangebracht materiaal	Zand en klei, sterk wisselende samenstelling, aangebrachte grond.	Geen	Indien zand gedraineerd. Indien klei ongedraineerd

WTI-SOS code	Omschrijving	Kenmerken (geldend voor het vrije veld, op enige meters diep)	Formatie	Stabiliteitsanalyse gedraineerd of ongedraineerd
P_Mg_zm	Matig fijn tot zeer grof getijdengeulzand	Zand, fijn en middel, kleilig (met NEN soms zandige klei), met 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, kleef ~ 0.5 - 1.5 %, conus 2 - ~20 MPa met fluctuaties over 1 - 2 m van 2 - 5 MPa.	Eem	Gedraineerd (als klei overheerst ongedraineerd)
P_Mg_zk	Uiterst fijn tot matig fijn getijdengeulzand met dunne klei en silt laagjes	Getijdengeul. Zand, fijn, kleilig, 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, kleef ~ 1 - 2 %, conus 1 - 10 MPa met fluctuaties over 1 - 2 m van 1 -3 MPa en met uitschieters naar 15 MPa.	Eem	Gedraineerd (als klei overheerst ongedraineerd)
P_Mp_k	Kleiige getijdenplaat- en kwelderafzettingen	Klei, matig stevig, met plantenresten, kleef ca. 2 - 5 %, conus <~1-2 MPa, getijdenplaat afzetting, pakket bestaat soms uit lagen met meer en minder plantenresten.	Eem	Ongedraineerd
P_Rg_zg	Zeer grof tot uiterst grof rivierbeddingszand	Zand, middel tot grof, meestal met grindinsluitingen, conus >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	Gedraineerd

WTI-SOS code	Omschrijving	Kenmerken (geldend voor het vrije veld, op enige meters diep)	Formatie	Stabiliteits-analyse gedraineerd of ongedraineerd
P_Rg_zm	Matig fijn tot zeer grof rivierbeddingszand	Zand, middel, soms met grindinsluitingen en regelmatig fijne zandlagen, los tot matig dicht, conus ~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	Gedraineerd
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, conus ~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	Gedraineerd
P_Rk_k&s	Kleiige en siltige komafzetting	Klei, vaak zandig, met zandinsluitingen tot 1.5 m. Wrijvingsgetal 2-4%, conus 1-4 MPa. Zeer stevig en ondoorlatend.	Kreftenheye, Laag van Wijchen	Gedraineerd
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	Gedraineerd
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 conusweerstand, 2-10 met uitschieters tot 30 MPa. Wrijvingsgetal 2-5%.	Boxtel	Gedraineerd (als klei overheerst ongedraineerd)
P_Wrd_zm	Matig fijn tot matig grofzandige windafzetting (rivierduin)	Zand, matig fijn tot matig grof, kleef < 1%, qc 8-20 MPa. Vaak gelegen op P_RK_K&s.	Boxtel, Laagpakket van Delwijnen	Gedraineerd
P_Wdz_zf	Matig fijnzandige windafzetting (dekszand)	Zand, fijn, los tot matig dicht, kleef < 1%, conus ~ 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	Gedraineerd
P_Wls_s	Siltige windafzetting (löss)	Silt, los tot matig dicht, kleef < 3%, conus ~3-12 MPa. Komt veel in Zuid-Nederland voor.	Boxtel, Laagpakket van Liempde en Schimmert	Ongedraineerd

WTI-SOS code	Omschrijving	Kenmerken (geldend voor het vrije veld, op enige meters diep)	Formatie	Stabiliteitsanalyse gedraineerd of ongedraineerd
P_Gs_zg	Matig grof tot uiterst grof smeltwaterzand en hellingafzettingen	Zand, middel en grof, soms veel grind en bevat lokaal stenen, kleef < 1 %, conus > 15 MPa regelmatig >~ 30 MPa.	Drente; Boxtel	Gedraineerd
P_Ggs_zg	Gestuwde afzetting	Veelal gestuwde rivierafzettingen. 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	Gedraineerd (als klei overheerst ongedraineerd)
P_Gkl_kz	Keileem	Klei tot zand met stenen, zeer stevig, kleef ca. 2 - 4 % vaak gelijkmatig, conus 2-5 MPa, vaak een minder cohesieve toplaag van 1-2 m dikte.	Drente, Laagpakket van Gieten	Ongedraineerd (als zand overheerst gedraineerd)
P_Om_zf	Fijnzandige en compacte meerafzetting	Zand, fijn, dicht gepakt. qc tot 40 MPa, fs 1-3%.	Peelo	Gedraineerd
P_Om_k	Kleiige en compacte meerafzetting (potklei)	Klei, zeer stevig, soms met zandige insluitingen 0.5 - 2 m dik, kleef 3 - 8 %, conus 0.5 - 2.5 MPa, regelmatig zeer geleidelijke toename met diepte.	Peelo, Laagpakket van Nieuwolda	Ongedraineerd
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	Ongedraineerd

E Aanbevelingen voor boringen met monstername

Deze bijlage geeft aanbevelingen voor het uitvoeren van boringen met ongestoorde monstername in cohesieve grondlagen ten behoeve van het uitvoeren van laboratoriumproeven. De aanbevelingen zijn een aanvulling op de geotechnische norm voor monstername NEN-EN-ISO 22475-1 en op de aanbevelingen voor het uitvoeren van laboratoriumproeven (Bijlage F). Deze notitie is bedoeld om boringen voor ongestoorde monstername 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 monstername 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.

E.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 monstername 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 monstername 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 boorbuisen en bussen moeten lekvrij en luchtdicht worden afgesloten. De op de buizen geplaatste afsluitende doppen moeten met was of duct-tape worden geseald.
- 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.
 - Boorsysteem 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.

E.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.

E.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 frezen 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 etc.
 - Verstoring van de gelaagdheid.
 - Extra 'steekverlies' ten gevolge van het uitdrukken, indien van toepassing.

E.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 E.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 handbediende 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 triaxiaalproef 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.

E.5 Uitvoering laboratoriumproeven

Laboratoriumproeven worden uitgevoerd volgens bestaande normen en richtlijnen en het protocol in Bijlage F. 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.

E.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).

E.7 Referenties Bijlage E

[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 Macrostabieleit Markermeerdijk. Deltares rapport 1208254-032-GEO-0001, Versie 2, 13 oktober 2014, definitief concept

F Protocol voor het uitvoeren van laboratoriumproeven

Opmerking: dit protocol is nog in ontwikkeling (tekst is versie 1 december 2015)

F.1 Inleiding

In dit protocol worden aanbevelingen gegeven voor het uitvoeren van ongedraineerde anisotroop geconsolideerde triaxiaalproeven (CAU), direct simple shear proeven (DSS), constant rate of strain proeven (CRS), samendrukkingsproeven 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.

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 voorhanden. Deze aanbevelingen zijn een invulling van deze lacunes.

De aanbevelingen betreffen onder meer:

- Procedure voor de verzadiging van grondmonsters voor het uitvoeren van triaxiaalproeven.
- Keuze van de spanningsniveaus bij samendrukkingsproeven, constant rate of strain proeven, triaxiaalproeven en direct simple shear proeven.
- Aanwijzingen voor de keuze van de parameter K_0 voor het uitvoeren van anisotrope consolidatie bij triaxiaalproeven.
- Duur van de consolidatiefase bij triaxiaal- en direct simple shear proeven.
- Snelheid en duur van de afschuif fase bij triaxiaal- en direct simple shear proeven.
- Aanwijzingen voor de uitvoeringswijze van constant rate of strain proeven, triaxiaalproeven en direct simple shear proeven.
- Aanwijzingen voor het uitvoeren van bepalingen van de vloeigrens met de valconus of met het toestel van Casagrande.

Deze aanbevelingen zijn 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 gevolgd en voor andere zaken, die niet in deze bijlage worden behandeld, dienen de vigerende normen en richtlijnen te worden toegepast.

Deze aanbevelingen zijn met name gericht op het uitvoeren van laboratoriumonderzoek voor het beoordelen van de macrostabiliteit van dijken (voor toetsen en ontwerpen). Met het WTI 2017 is de overstap 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 triaxiaalproeven 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 samendrukkingsproef worden uitgevoerd. De aanbevelingen zijn opgesteld om eenduidigheid en betrouwbaarheid bij het uitvoeren van de genoemde proeven te bevorderen.

Er zijn nog drie zaken, die verdere aandacht vereisen:

1. Onduidelijk is nog wat de invloed van de drie verschillende consolidatiemethoden bij de triaxiaalproef 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 uitsluitel moeten geven.
2. De afschuifsnelheid bij de triaxiaalproef is nu op maximaal 1% / uur gesteld. Nader onderzoek kan uitsluitel geven of deze waarde een optimale begrenzing vormt. Bij een aantal laboratoria is er behoefte aan een hogere grenswaarde.
3. De diameter van het triaxiaalmonster is nu op minimaal 50 mm gesteld. Deze waarde is aan de lage kant en draagt niet bij aan de nauwkeurigheid van het proefresultaat. Gericht onderzoek is gewenst om het effect van een grotere diameter, zoals 65 mm, in kaart te brengen.

F.2 Vigerende normen en aanbevelingen

In Tabel F.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.

De vigerende Nederlandse normen in het bovenstaande 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.

De monstername moet voldoen aan Eurocode 7 en aan de norm NEN-EN-ISO 22475-1. Handboringen ten behoeve van monstername voor laboratoriumproeven op ongestoorde grondmonsters zijn uitgesloten.

F.3 Monsterbehandeling

Het transport en de opslag (gekoeld, vochtige ruimte) dient gecontroleerd en met zorg plaats te vinden. 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 dient 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. Ook mag het vervoer niet door een standaard pakketpostdienst worden uitgevoerd, maar moet met extra maatregelen omgeven zijn om verstoring tegen te gaan. De getroffen maatregelen dienen in overeenstemming 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 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 vergelijkbare of iets (enkele mm) grotere goten. Deze goten kunnen zonodig gladder worden gemaakt, zodat uitgesneden proefstukken met zo min mogelijk verstoring kunnen worden uitgenomen door het voorzichtig wegschuiven van het omliggend materiaal.

Trimmen van monsters

Het trimmen van monsters dient zoveel mogelijk te worden vermeden. Indien dit niet kan worden vermeden, dienen triaxiaalmonsters in zogenaamde trimtoestellen te worden getrimd. 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 dienen voorzorgen te worden genomen dat wortels of stevige gedeeltes niet meegetrokken worden bij het trimmen. Dit soort delen moeten voorzichtig met scherpe mesjes worden afgesneden. De messen dienen regelmatig geslepen te worden.

Tijdsverloop

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

Na alle sterkte- en samendrukkingsproeven zal een foto worden gemaakt van het monster na uitbouw in een doormidden 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.

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 ontgraving en grondwatermeting – Deel 1: Technische grondslagen voor het uitvoeren. NEN-EN-ISO 22475-1
Triaxiaalproef	Bepaling van schuifweerstand- en vervormingsparameters van grond – Triaxiaalproef. Nederlandse norm NEN 5117, 1 ^e 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.
Samendrukkingsproef	Bepaling van de een-dimensionale samendrukkingseigenschappen van de grond. Nederlandse norm NEN 5118, 1 ^e druk, december 1991. Uitvoering en interpretatie samendrukkingsproef. 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.
Classificatieproeven	NEN-EN- ISO 14688: Geotechnisch onderzoek en beproeving - Identificatie en classificatie van grond: Deel 1: Identificatie en beschrijving Deel 2: Grondslagen voor classificatie TAW-ENW-V&W Leidraden en Technische Rapporten TR_16 Technisch Rapport Geotechnische classificatie van veen, 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 ₃ -gehalte. Proef 28. Standaard RAW Bepalingen 2015. CROW Ede.

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

F.4 Triaxiaalproeven

F.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 grens 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. 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).

F.4.2 Consolidatiefase

De uitvoering en duur van de consolidatiefase bij triaxiaal proeven is een belangrijk aandachtspunt. Bij sommige monsters kan de benodigde duur van de consolidatiefase lang 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 afschuifsnelheid. Een probleem hierbij is de kruipgevoeligheid van Nederlandse grond. Daarom wordt uitgegaan van een praktische consolidatieduur van maximaal 3 dagen, zonder dat alle kruipvervorming voltooid hoeft te zijn.

Het opleggen van de deviatorspanning bij de anisotrope consolidatiefase kan zowel spanningsgestuurd als vervormingsgestuurd plaatsvinden. Er bestaan 3 verschillende procedures waarop de gewenste anisotrope spanningstoestand aan het begin van de afschuiffase bereikt kan worden, te weten:

1. Spanningsgestuurde tweetraps procedure: isotrope consolidatie tot de gewenste horizontale spanning is bereikt, waarna de verticale spanning (en daarmee ook de deviatorspanning) wordt opgevoerd tot de gewenste K₀-verhouding.
2. Spanningsgestuurde drietraps procedure: 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 K₀-verhouding. Vervolgens wordt deze verhouding aangehouden bij het gelijktijdig verhogen van de verticale en horizontale spanning tot de gewenste consolidatiespanning.
3. 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 derde methode – met of zonder lokale opnemers- wordt tot nu toe weinig toegepast vanwege de hogere kosten en complexiteit.

De vorige versie van het protocol (2011) beval methode 1 aan; dit was tot voor kort de enige wijze die alle laboratoria in Nederland uit konden voeren. Bovendien is deze tweetraps methode robuust, er kan weinig mis gaan. Inmiddels zijn de mogelijkheden van de apparatuur en software toegenomen en kan een deel van de laboratoria ook de tweede en derde methode uitvoeren. Het huidige protocol staat alle drie methoden toe. Het proefrapport moet duidelijk aangeven welke methode gebruikt is. Bovendien moet de bereikte eindwaarde van de K_0 -factor duidelijk gerapporteerd worden.

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. Bij lage eindwaarden wordt een lagere snelheid aanbevolen.
- 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 t100 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.

F.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 -CRSproef, literatuurgegevens 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 klei met een volumegewicht lager dan 14 kN/m^3
- $K_0 = 0,45$ voor klei met een volumegewicht hoger dan 14 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 bezwijklijn 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 > 2,0 wordt K_0 0,8 à 1,0). 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 en effectieve in-situ verticale druk:

$$\text{OCR} = \sigma'_{vy} / \sigma'_{v,i}$$

F.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 sterkte van de grond geeft. Wanneer de grootte van de overconsolidatiegraad (OCR) bekend is, kan de gevonden schuifsterkte hiermee worden omgerekend naar een normaal-geconsolideerde 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 triaxiaalproeven 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.

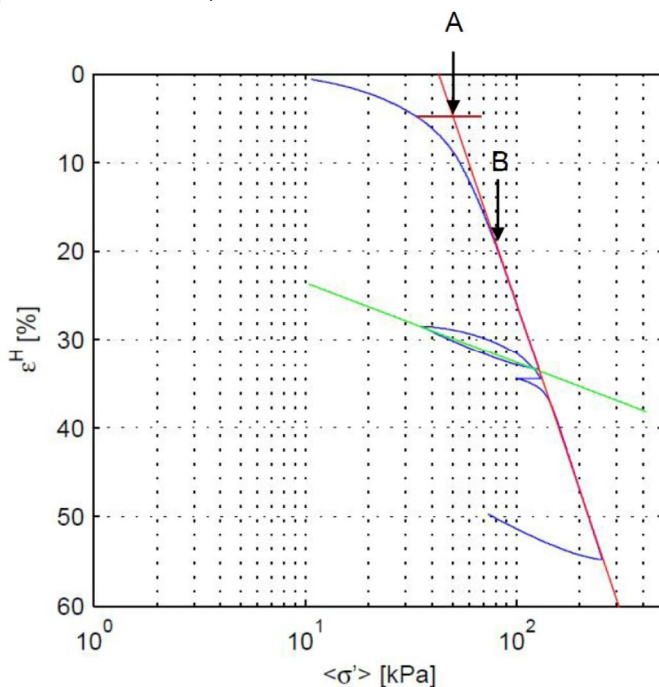
Samenvattend kan als volgt worden omgegaan met de keuze van de spanningsniveaus voor de consolidatiefase van de proeven:

- Een deel van de proeven krijgt een spanningsniveau behorend bij de huidige in-situ druk.
- De resterende proeven krijgen een verticaal spanningsniveau hoger dan de grensspanning volgend uit de samendrukkingsproeven en de CRS-proeven¹. 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.
- De verticale spanningsniveaus bij een serie proefmonsters van een proevenverzameling moet men gelijkmatig verdelen tussen laagste spanningsniveau (1,2 à 1,5 maal de grensspanning) en hoogste spanningsniveau, zodanig dat het geldigheidsgebied van de proevenverzameling afgestemd is op het spanningsbereik in de stabiliteitsanalyses.

Om normaal geconsolideerd gedrag te vinden in de triaxiaal- en direct simple shear proeven wordt voor de consolidatiespanning voor de normaal geconsolideerde proeven uit gegaan van punt B in de onderstaande Figuur 2.1. 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

¹ Sommige onderzoekers bevelen ten minste 1,5 maal de grensspanning aan (Ladd).

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 gekozen worden.



Figuur 9.1 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)

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 afschuiffase van de proeven. Door het behoud van de structuur van het proefstuk leidt deze aanpak tot een hogere bezwijkwaarde van de schuifsterkte dan de eerder genoemde werkwijze. Deze aanpak is met name geschikt voor grondmonsters met weinig monsterverstoring.

Een belangrijk aandachtspunt is dat proeven met een verschillende overconsolidatiegraad niet zonder meer met elkaar kunnen worden gecombineerd om schuifsterkteparameters 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.

F.4.5 Uitvoering afschuiffase

Het wordt sterk afgeraden om een triaxiaal-monster te consolideren in een cel, terwijl de afschuiffase in een andere cel plaats vindt, waardoor het monster moet worden overgezet. Bij het toch overzetten van een cel mag er geen volumeverandering in de cel optreden en moet scheefstand van de kopplaat voorkomen worden.

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

Het monster wordt afgeschoven in continue ongedraineerde compressie, na de anisotrope consolidatie. De proeven worden uitgevoerd volgens de eentraps procedure; 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 1.1) en de voorgaande tekst.

Wanneer een ophoging wordt aangelegd, kan het uitvoeren van extensie proeven 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.

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 derde mogelijkheid kan men de t_{100} berekenen uit de c_v -waarde van een samendrukkingsproef op een vergelijkbaar monster met de volgende omrekenformule (zie Bishop & Gibson 1965), geldig voor volledige drainage met drainage strips:

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

met:

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

In de afschuiffase moet men zo lang mogelijk doorschuiven (tot maximale rek van 25% of meer) om maximale ontwikkeling van een schuifvlak in het grondmonster te bereiken. Daarmee wordt een schuifsterkte van de grond gemeten, die de zogenaamde *critical state* sterkte zo goed mogelijk benadert (NB: dit is niet de reststerkte van de grond).

F.4.6 Correctie voor weerstand van membraan en drainage strips

De schuifsterktebepaling 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 kunnen uitvallen. Het is daarom beter om 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 triaxiaalproeven wordt aangehouden.

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

De correctie voor de weerstand van de drainage strips kan vermeden worden door de strips spiraalsgewijs aan te brengen onder een hoek van circa 45 graden.

F.5 Direct simple shearproeven

F.5.1 Verzadiging

Bij inbouw van het proefstuk voor een simple shear proef 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 uit van verzadigde monsters, tenzij uitdrukkelijk anders is opgedragen door de klant.

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.

F.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 50% van de beginhoogte. Men mag dus voorconsolideren van 4 cm tot 2 cm monsterhoogte. Zo'n uitzondering is bijvoorbeeld erg mineraalarm veen met een hoog watergehalte. Bij directe consolidatie in het DSS apparaat resteert dan soms te weinig monsterhoogte. De monsterhoogtes bij het begin en bij het overzetten dienen gerapporteerd te worden.

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

F.5.3 Keuze spanningsniveaus

Hiervoor gelden dezelfde overwegingen als bij de triaxiaalproef, zie sectie F.4.4.

F.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 NORSOK-richtlijnen, zie Tabel F.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 rotatievast zijn.

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 zo lang mogelijk doorschuiven (tot maximale rek, circa 40%) om maximale ontwikkeling van een schuifvlak in het grondmonster te bereiken. Daarmee wordt een schuifsterkte van de grond gemeten, die de zogenaamde *critical state* sterkte zo goed mogelijk benadert.

Bij uitwerking van de proefresultaten levert de direct simple shear proef een piekwaarde van de horizontale schuifspanning τ_p bij een effectieve bovenbelasting σ_v' en een eindwaarde (40% rek) van de horizontale schuifspanning τ_e bij een effectieve bovenbelasting σ_v' . 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.

Verskil tussen ringen met membraan en versterkt membraan

De keuze voor een bepaald type membraan ligt bij het laboratorium. De correctie voor de weerstand zal niet sterk verschillen tussen de beide systemen, als men het goede type versterkt membraan kiest. In beide gevallen zal voorafgaand aan elke proef moeten worden gecontroleerd of het membraan onbeschadigd en soepel is en niet lekt.

Gebruik van pinnen in de eindplaten

De overgangen tussen filterstenen en grondmonster zijn essentieel voor het overbrengen van de schuifkracht tijdens de afschuiffase [Greeuw 2014b]. Het is van belang dat het monster in de afschuiffase niet slijt 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 aan boven- en onderzijde) in de afschuiffase te voorkomen, dient de proef te worden gestart met een monster van voldoende hoogte. 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 simple shear proeven moeten als eentraps proeven worden uitgevoerd, geplot en gerapporteerd. In de rapportage moeten waarnemingen zoals uitdroging, verweking van een eindvlak, onregelmatige afschuiving en dergelijke, worden opgenomen.

Uitvoering bij lage spanning en membraancorrectie

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.

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, 2014a] 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 M_c wordt uitgedrukt in de volgende vorm:

$$M_c = b + a \cdot d \quad [\text{kPa}]$$

Waarbij de parameters **b** en **a** volgen uit lineaire regressie van de schuifweerstand tegen de verplaatsing **d** van de slede in mm.

Het ijkrapport moet op aanvraag in te zien zijn door de opdrachtgever.

Eisen aan nauwkeurigheid van de krachtopnemers

Bij DSS-metingen bij lage spanning mag men eisen 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. Dan zal het bereik van de krachtopnemer 1 kN of lager moeten zijn, of men zal moeten aantonen dat een deelrijking op een zwaardere krachtopnemer voldoet aan de genoemde eis.

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.

F.6 Samendrukkingsproeven

Bij het uitvoeren van samendrukkingsproeven voor het bepalen van zettingsparameters en de grensspanning worden spanningstappen conform Tabel 4.1 gehanteerd. Afwijken hiervan is toegestaan als hier goede redenen voor zijn. In deze tabel zijn de factoren weergegeven, waarmee de effectieve terreinspanning σ'_{vi} moet worden vermenigvuldigd. Alle stappen duren minimaal 24 uur.

σ'_{vi} [kPa]	Belastingstap								
	1	2	3	4	5	6	7	8	9
<50	0,25	0,5	1	2	4	8	16	8	16
>50	0,25	0,5	1	2	4	10	4	10	

Tabel F.2 Spanningsniveaus per belastingstap, genormeerd op de effectieve terreinspanning σ'_{vi} .

Bij de stappen waarin de c_v -waarde wordt bepaald 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.

F.7 Constant rate of strain (CRS)-proeven

De CRS-proef verdient de voorkeur boven de standaard samendrukkingsproef vanwege de meer nauwkeurige grensspanning bepaling en kan gecombineerd worden met meting van de horizontale spanning (K0-CRS).

Voor de CRS-proef wordt het volgende belastingschema voorgesteld:

1. Start bij een lage verticale spanning, ruim onder de effectieve terreinspanning σ'_{vi} .
2. Belast tot $10 \sigma'_{vi}$ à $16 \sigma'_{vi}$ (bij monsters met lage initiële spanning de hoge waarde).
3. Ontlast tot $5 \sigma'_{vi}$ à $8 \sigma'_{vi}$.
4. Herbelast naar $10 \sigma'_{vi}$.

5. Relaxatiefase van minstens 16 uur; dit houdt in dat de hoogte van het monster constant gehouden wordt en de spanningsverandering wordt vastgelegd.
6. Belast naar $16 \sigma'_{vi}$ of hoger, als de zettings-log(σ') curve nog niet recht loopt.

Wanneer de proeven worden uitgevoerd ten behoeve van het ontwerp van een grote ophoging kunnen de genoemde factoren indien nodig worden verhoogd.

De vervormingssnelheid hangt af van de grondeigenschappen; 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 ($R_u = \text{wateroverspanning/verticale druk}$) 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 schatting van de terreinsspanning en de keuze van de belastingstappen zoals bij de samendrukkingsproef het geval is (zie Den Haan e.a. 2003).

F.8 Classificatie klei en veen

De grens tussen klei en veen is niet altijd eenvoudig te leggen. Aangenomen mag worden, dat verzadigde grond met volumegewicht lager dan 11 kN/m^3 altijd veen is en boven 13 kN/m^3 altijd klei.

In het tussengebied zal men het organisch gehalte moeten bepalen en de grond visueel moeten classificeren. Een organisch gehalte van 30% of meer duidt op veen.

Bij het beschrijven van veen dient altijd de verweringsgraad volgens Von Post [TAW, 1996] te worden benoemd (zwak, matig of sterk) en de aanwezigheid van riet of vezels.

Bij klei dienen een indicatieve c_u -waarde met de valconus en de Atterbergse grenzen bepaald te worden.

Classificatie van grond (ook visuele classificatie) wordt altijd in het laboratorium uitgevoerd.

Bij veen is vooral de mate van kleiigheid (volumegewicht en organische stof gehalte) belangrijk. Daarnaast is het relevant om onderscheid te maken tussen veen, detritus en gyttja. 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.

Meer informatie over beschrijven van veen is te vinden in het Veenprotocol, zie [Erkens et al, 2013]. Het verdient aanbeveling om veenmonsters volgens dit protocol te classificeren.

Vloeigrensbepaling

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 1.1). 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 2010 (zie Tabel 1.1) worden aangehouden.

F.9 Literatuur Bijlage F

- 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 K0-Oedometer. *Soils and Foundations*, 43:4:203-214, Aug. 2003.
- Erkens G., de Vries S., Zwanenburg C., van der Kolk B.J., de Bruijn 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(a). Dijken op Veen II - Nauwkeurigheid DSS-proeven op veen bij lage spanning. Deltares rapport 1207808-007-GEO-0004, 11 april 2014, definitief.
- Greeuw, G, 2014(b). Vergelijking DSS proeven bij vijf laboratoria. Deltares rapport 1209662-000-GEO-0005, 5 september 2014, concept.
- 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.
- TAW, 1996. Technisch rapport Geotechnische Classificatie van Veen. Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen. Delft, juni 1996.

G Uitwerking triaxiaal- en DSS proeven

G.1 Gedraineerd

De hoek van inwendige wrijving ϕ' is een maat voor de wrijving tussen gronddeeltjes. Bij een toenemende normaalspanning op de grond neemt de wrijving tussen de gronddeeltjes evenredig toe. Dit wordt gekarakteriseerd met de hoek van inwendige wrijving.

De eenheid van de hoek van inwendige wrijving is [graden]. 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 te mobiliseren. Deze grote vervormingen corresponderen met de critical state (zie bijlage C.4).

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.

Hoe te bepalen

De critical state hoek van inwendige wrijving wordt in het laboratorium bepaald met gedraineerde triaxiaalproeven op ongestoorde grondmonsters of geprepareerde grondmonsters.

De triaxiaalproeven kunnen worden uitgevoerd op ongestoorde grondmonsters of op geprepareerde grondmonsters. Voor schoon zand kan de hoek van inwendige wrijving worden bepaald uit triaxiaaltesten 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 kleilig 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 bevroren worden verkregen.

Het uitvoeren van betrouwbare triaxiaalproeven 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 monsterpreparatiemethode, het percentage fijne deeltjes, isotrope versus anisotrope consolidatie, overconsolidatie, ageing, krachtgestuurde of rekgestuurde afschuiffase, invloed derde hoofdspinning, lokale rekmeting, invloed van het membraan zijn aspecten die het laboratoriumonderzoek complex maken.

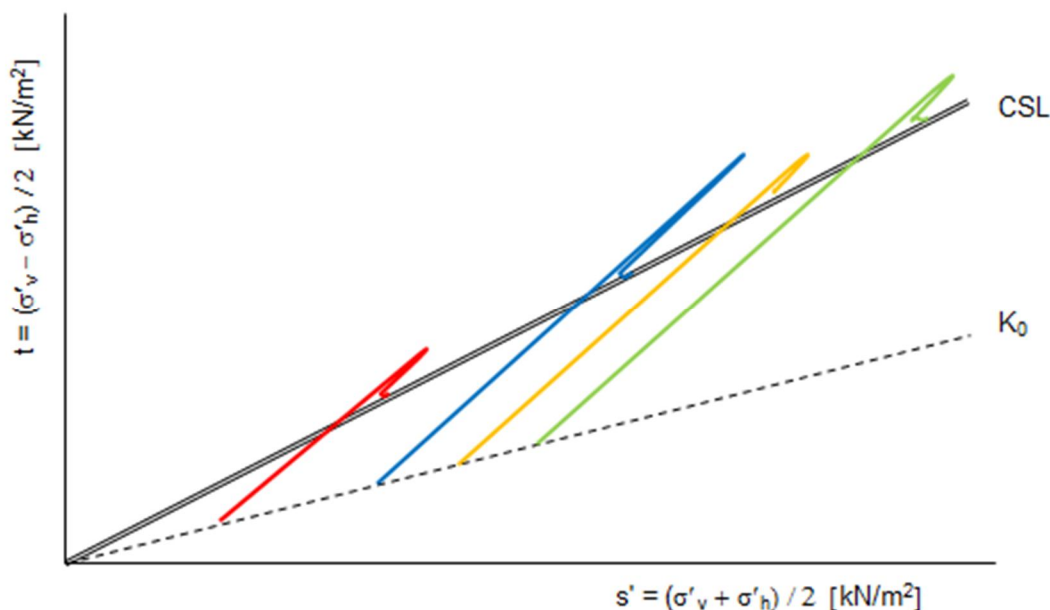
Voor een gedraineerde stabiliteitsanalyse of de schuifsterkte van goed doorlatende grondlagen wordt alleen de critical state hoek van inwendige wrijving ϕ' in rekening gebracht voor het karakteriseren van de schuifsterkte van de grond. Cohesie wordt niet in rekening gebracht. Bij het uitwerken van resultaten van triaxiaalproeven 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 triaxiaalproef 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

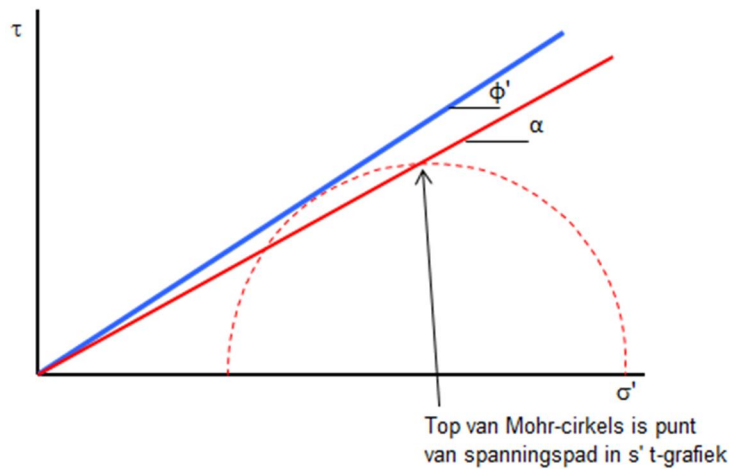
Aan de hand van een aantal figuren wordt aangegeven hoe de gedraineerde triaxiaalproeven worden geïnterpreteerd om te komen tot een hoek van inwendige wrijving van goed doorlatende grondsoorten.

In een grafiek waar de halve deviatorspanning t (de helft van het verschil tussen de grootste en kleinste hoofdspansing, $(\sigma'_1 - \sigma'_3) / 2$) uit de triaxiaalproeven wordt uitgezet tegen het gemiddelde van de hoofdspansingen 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 G.1). In deze grafiek gaat de bezwijkomhullende of critical state line (CSL) door de s' en t waarden bij het einde van de proeven (critical state of ultimate state). De bezwijkomhullende loopt volgens de critical state theorie door de oorsprong van de grafiek.



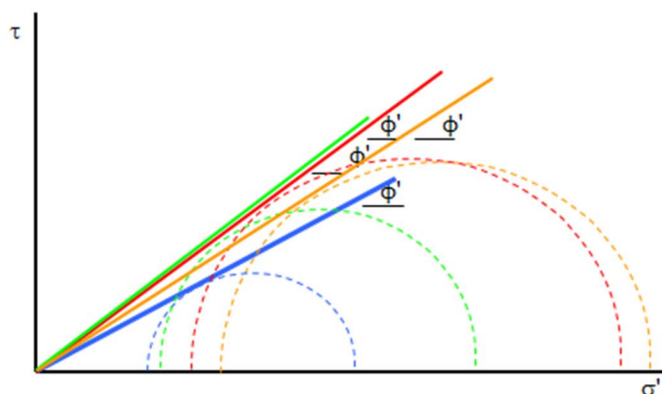
Figuur G.1 Grafiek van de halve deviatorspanning t (verschil tussen de grootste en kleinste hoofdspansing) en het gemiddelde van de hoofdspansingen s' met spanningspaden uit de gedraineerde triaxiaalproeven. De bezwijkomhullende (CSL) gaat door de s' en t waarden bij het einde van de proeven en door 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 G.2). De proefresultaten van een triaxiaalproef worden door laboratoria meestal gepresenteerd in het gemiddelde van de hoofdspansingen s' en de halve deviatorspanning t (helft van het verschil tussen de grootste en kleinste hoofdspansing). 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 $\tan \alpha = \sin \phi'$, zoals weergegeven in Figuur G.2. In deze figuur is α gelijk aan de helling van de critical state line in Figuur G.1.



Figuur G.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 σ' - τ - 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 eentrapsproeven. Elke eentrapsproef 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 G.3. Resultaten van proeven die zijn uitgevoerd op dezelfde geologische afzetting (of WTI-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 G.3 De hoeken van inwendige wrijving ϕ' van meerdere triaxiaalproeven 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 triaxiaalproeven is er geen noodzaak onderscheid te maken tussen de proefresultaten met herkomst onder de dijk en naast de dijk.

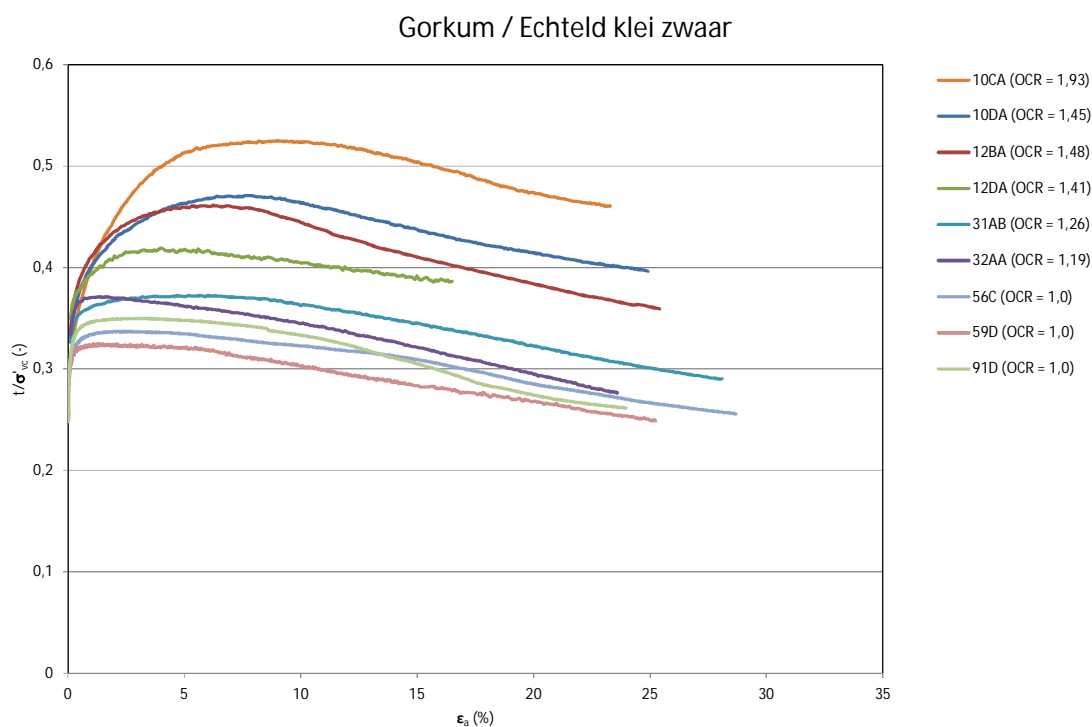
Gangbare waarden voor de critical state hoek van inwendige wrijving ϕ' zijn:

- Goed gegradeerd hoekig kwarts zand: 40 graden.
- Uniform gegradeerd matig hoekig kwarts zand: 36 graden.
- Uniform gegradeerd afgerond kwarts zand: 32 graden.

De variatiecoëfficiënt is 0,10 en de verdelingsfunctie is lognormaal.

G.2 Ongedraineerde schuifsterkteratio S

Aan de hand van een aantal figuren wordt aangegeven hoe de triaxiaalproeven en direct simple shear proeven worden geïnterpreteerd om te komen tot een ongedraineerde schuifsterkte ratio.



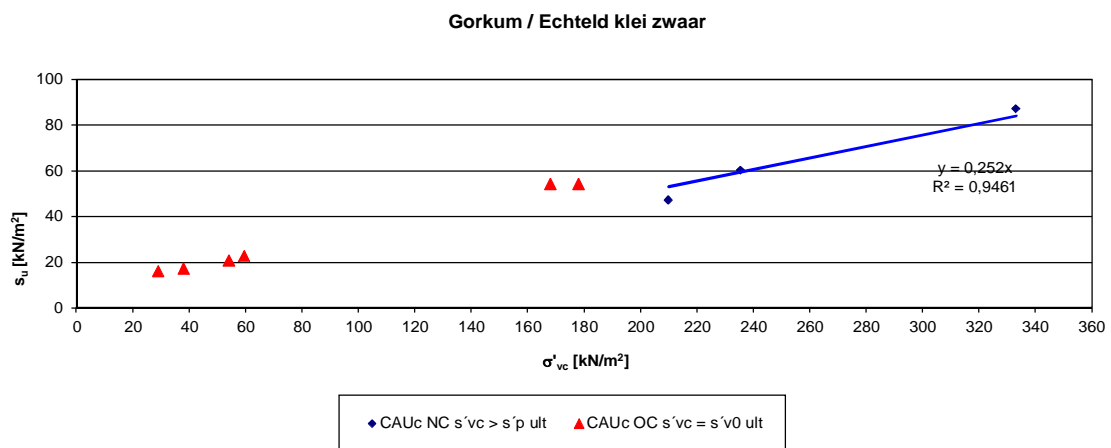
Figuur G.4 Ratio t/σ'_{vc} of s_u/σ'_{vc} uitgezet tegen de axiale rek ϵ_a

In Figuur G.4 is de ratio t/σ'_{vc} uit triaxiaalproeven op Gorkum klei uitgezet tegen de axiale rek ϵ_a . Hierin is $t = s_u = (\sigma'_v - \sigma'_h)/2$ en daarmee is t/σ'_{vc} gelijk aan s_u/σ'_{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 anisotroop 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 6.8 zijn normaal geconsolideerde proeven (geconsolideerd bij een verticale spanning ruim hoger dan de grensspanning σ'_p , zodat de overconsolidatieratio $OCR = 1,0$). De overige proeven zijn overgeconsolideerde proeven (geconsolideerd bij de in situ effectieve verticale spanning σ'_{v0} en $OCR > 1,0$). De overconsolidatieratio OCR kan worden afgeleid uit CRS-testen. OCR is het quotiënt van de grensspanning σ'_p en de in situ verticale effectieve spanning σ'_{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.

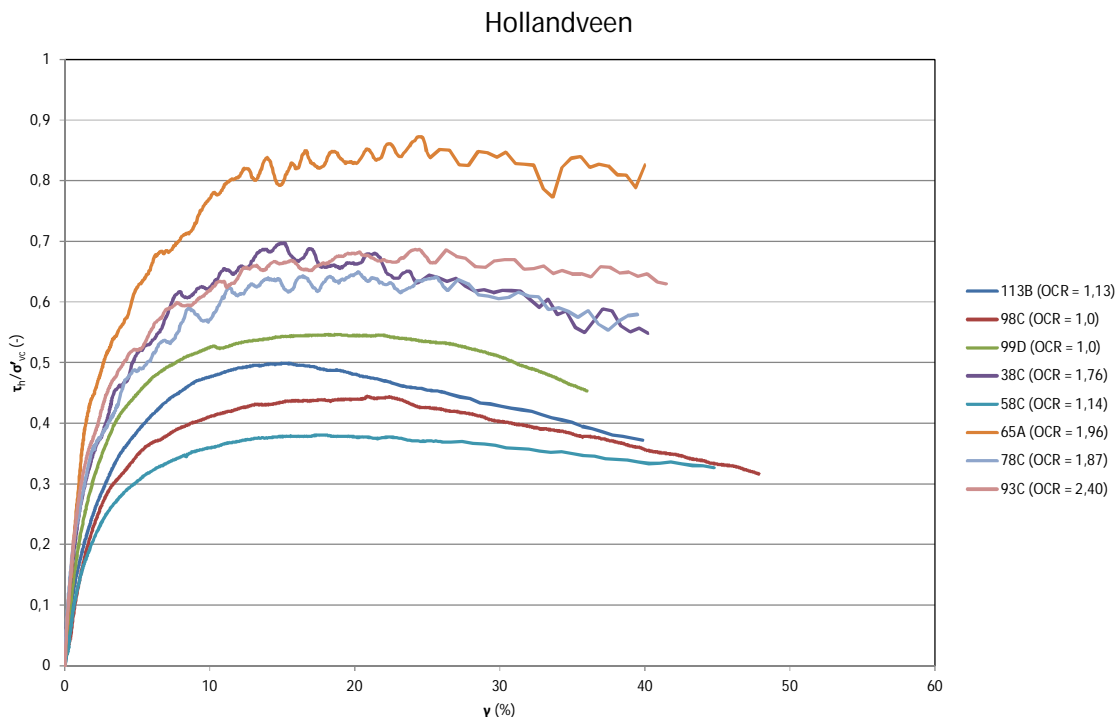
De ligging van de spanningspaden van de proeven in de grafiek is in overeenstemming met de mate van overconsolidatie van de monsters. De normaal geconsolideerde waarde van de ratio s_u/σ'_{vc} in de grafiek is 0,25. Dit is de waarde van t/σ'_{vc} bij 25% axiale rek bij de normaal geconsolideerde proeven 59D, 56C en 91D.



Figuur G.5 Ongedraineerde schuifsterkte s_u uit de triaxiaalproeven op Gorkum klei uitgezet tegen de consolidatiespanning σ'_{vc} van de triaxiaalproeven

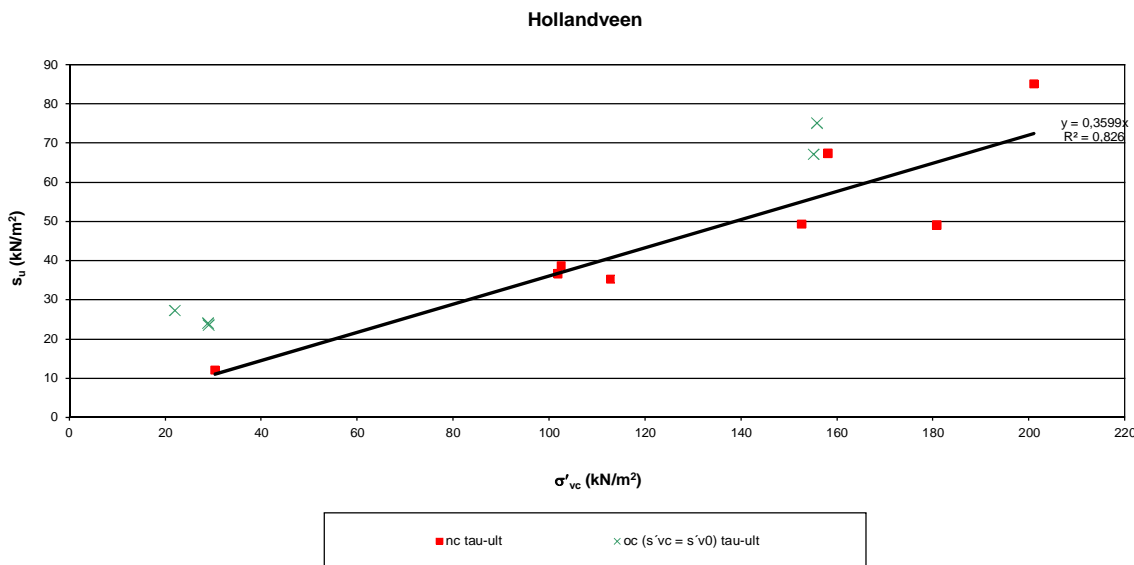
In Figuur G.5 is de ongedraineerde schuifsterkte s_u uit de triaxiaalproeven op Gorkum klei uitgezet tegen de consolidatiespanning σ'_{vc} van de triaxiaalproeven. De regressielijn door de resultaten van de drie normaal geconsolideerde triaxiaalproeven heeft de richtingscoëfficiënt 0,25. Deze waarde van de normaal geconsolideerde ongedraineerde schuifsterkteratio $(s_u/\sigma'_{vc})_{nc}$ van deze klei komt overeen met de waarde in Figuur G.4, waarin s_u/σ'_{vc} is uitgezet tegen de axiale rek ϵ_a . De resultaten van de overgeconsolideerde triaxiaalproeven liggen iets boven de regressielijn van de normaal geconsolideerde proefresultaten.

Voor Hollandveen volgt een zelfde serie grafieken als voorbeeld. Het betreft hier resultaten van direct simple shear testen.



Figuur G.6 Ratio τ_h/σ'_{vc} ofwel s_u/σ'_{vc} uitgezet tegen de schuifrek γ

In Figuur G.6 is de ratio τ_h/σ'_{vc} ofwel s_u/σ'_{vc} uit de direct simple shear proeven op Hollandveen uitgezet tegen de schuifrek γ . De proeven 98C en 99D zijn normaal geconsolideerde proeven. De overige proeven zijn overgeconsolideerde proeven. De normaal geconsolideerde waarde van de ratio s_u/σ'_{vc} volgens de resultaten van de direct simple shear proeven is 0,33.



Figuur G.7 Ongedraineerde schuifsterkte s_u uit de direct simple shear proeven op Hollandveen uitgezet tegen de consolidatiespanning σ'_{vc} van de DSS proeven

In Figuur G.7 is de ongedraineerde schuifsterkte s_u uit de direct simple shear proeven op Hollandveen uitgezet tegen de consolidatiespanning σ'_{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 ongedraineerde schuifsterkteratio (s_u/σ'_{vc})_{nc} van veen komt ongeveer overeen met de waarde in Figuur G.6, waarin s_u/σ'_{vc} is uitgezet tegen de schuifrek γ . De resultaten van de overgeconsolideerde proeven liggen weer iets boven de regressielijn van de normaal geconsolideerde proefresultaten.

Onderstaande Tabel G.1 geeft een indicatie van de normaal geconsolideerde ongedraineerde schuifsterkteratio S van veel voorkomende grondsoorten.

Grondsoort	Normaal geconsolideerde ongedraineerde schuifsterkteratio S (-)	Variatiecoëfficiënt (-)
Veen mineraalarm	0,30 – 0,44	0,15
Veen kleiig	0,27 – 0,34	0,15
Veen compact	0,30 – 0,33	0,15
Gyttja	0,27 – 0,34	
Klei venig / klei organisch	0,16 – 0,38	0,28
Klei	0,22 – 0,26	
Klei zandig	0,22 – 0,26	0,10
Löss		
Keileem		
Dijksmateriaal	0,22 – 0,48	0,33

Tabel G.1 Indicatie van de normaal geconsolideerde ongedraineerde schuifsterkteratio S van veel voorkomende grondsoorten. De waarden voor löss en keileem ontbreken nog en zullen zo mogelijk later worden toegevoegd

H 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 5140² 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 schuifsterkteparameters [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 $q_c > 5\text{MPa}$ en een dikte van $> 5\text{ m}$ 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 ontlucht te zijn en onder olie bewaard. Het monteren dient ook onder olie te gebeuren.

² NEN 5140 is ingetrokken, maar oude sonderingen volgens NEN 5140 zijn adequaat (mits van de juiste klasse).

- 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 cm² conus dient de sondeerstang over een lengte van 600 mm dezelfde diameter te hebben (geen verjonging, geen kleeftbreker).
- 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].

De vigerende NEN-EN-ISO 22476 schrijft voor dat voor slappe homogene grond met sondeerweerstand 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 binnendijs komen in slappe klei- en veenlagen sondeerweerstand 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 sondeerweerstand komen bijvoorbeeld voor in veenweidegebieden. In de markt zijn sondeerconussen leverbaar die voldoende nauwkeurig kunnen meten tot sondeerweerstand 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 sondeerweerstand zijn dan uiteraard ook niet met voldoende nauwkeurigheid te meten met klasse 2.

Onder de dijk zijn de sondeerweerstand meestal hoger dan binnendijs, bijvoorbeeld 0,5 tot 1,0 MPa. Met sondeerklassen 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 binnendijs waar geen tussenzandlagen of andere harde lagen voorkomen klasse 1 toepassen.

- Bij sondeerweerstand 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 sondeerweerstand 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

I Bepalen parameters uit sonderingen

I.1 Inleiding

De ongedraineerde 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 afzettingmilieu en van de belastinggeschiedenis van de grond. De grootte van de grensspanning en ongedraineerde 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 ongedraineerde 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 nauwkeurigheid van de meting is een aandachtspunt, met name bij lage in situ effectieve verticale spanningen. Zie bijlage H 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 ongedraineerde 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 binnendijs. 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 ongedraineerde 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 binnendijs; zie het Technisch Rapport Grondmechanisch Schematiseren (ENW, 2012) en het rapport WTI 2017: Stochastische Ondergrondschematisatie (Hijma et al, 2014). Van belang is dat POP en OCR in en onder de dijk meer variëren bij een hoogwater dan binnendijs 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 ongedraineerde 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 WTI 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 sondeerweerstand corresponderen met een van de ondergrond scenario's. Bij de andere ondergrondscenario's horen andere sondeerweerstand.

In §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. 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.

I.2 Conservatieve standard-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. Deze aanpak is een goede eerste stap, omdat waterschappen veel sonderingen hebben, maar bij deze sonderingen is op dit moment echter geen laboratoriumonderzoek beschikbaar op basis waarvan specifieke locatiegebonden correlaties kunnen worden opgesteld. De eisen die worden gesteld aan sonderingen zijn aangegeven in Bijlage H.

De verwachtingswaarde van de ongedraineerde schuifsterkte s_u kan worden bepaald uit de gecorrigeerde sondeerweerstand q_{net} met een conservatieve waarde van de correlatiefactor N_{kt} :

$$s_u = q_{net} / N_{kt} \quad \text{met} \quad q_{net} = q_t - \sigma_{vi} \quad \text{en} \quad q_t = q_c + u_2 (1 - a) \quad (I.1)$$

Hierin zijn:

s_u	ongedraineerde schuifsterkte (kN/m^2)
N_{kt}	empirisch bepaalde conusfactor (-);
q_{net}	voor waterspanningseffecten en totaalspanning gecorrigeerde sondeerweerstand van de piëzoconus (kN/m^2)
q_t	voor waterspanningseffecten gecorrigeerde sondeerweerstand van de piëzoconus (kN/m^2)
q_c	gemeten conusweerstand (kN/m^2),
u_2	met de piëzoconus gemeten waterspanning (waterspanningsopnemer achter de conuspunt) (kN/m^2),

- a relatieve oppervlakte van de spleet bij het waterspanningsfilter, die voor conussen van verschillende fabrikanten een andere waarde heeft (-) (Zie NEN-EN-ISO-22476-1),
- σ_{vi} in situ verticale totaalspanning (kN/m^2).

De waarde van de conusfactor N_{kt} ligt 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). Een waarde van 20 voor N_{kt} kan worden gezien als een conservatieve waarde voor het afleiden van de ongedraineerde 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 conusfactor N_{kt} is gedefinieerd als $N_{kt} = q_{net} / s_u$. De conusfactor N_{kt} wordt voor een aantal locaties bepaald door de ongedraineerde schuifsterkte s_u uit triaxiaalproeven of direct simple shear proeven geconsolideerd bij de in situ verticale effectieve spanning te correleren aan de voor waterspanningseffecten en totaalspanning gecorrigeerde sondeerweerstand q_{net} van de piëzoconus. Het afleiden van de conusfactor N_{kt} uit veld- en laboratoriumonderzoek dient handmatig te worden gedaan. De gevonden correlatie kan vervolgens elders worden toegepast om de ongedraineerde schuifsterkte af te leiden uit de sondeerweerstand.

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 als gevolg van ruimtelijke variabiliteit middelt grotendeels uit door het grote aantal waarnemingen bij het uitvoeren van sonderingen; iedere 2,5 cm per sondering. 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 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 0,22 (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 de variatiecoëfficiënt mogelijk groter is.

Vanuit de ongedraineerde schuifsterkte s_u kan 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 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 stabiliteitsberekeningen.

Uit de ongedraineerde schuifsterkte s_u kunnen de overconsolidatieratio OCR en de grensspanning σ'_{vy} worden afgeleid met:

$$OCR = (s_u / (\sigma'_{vi} S))^{1/m} \quad \text{en} \quad \sigma'_{vy} = \sigma'_{vi} OCR \quad (1.2)$$

Hierin zijn:

OCR	overconsolidatieratio (-)
s_u	ongedraineerde schuifsterkte afgeleid uit de sondeerweerstand (kN/m^2)
σ'_{vi}	in situ effectieve verticale spanning (kN/m^2)
S	normaal geconsolideerde ongedraineerde schuifsterkte ratio (-)
m	sterkte toename exponent (-)
σ'_{vy}	grensspanning (kN/m^2)

Voor het bepalen van de variatiecoëfficiënt van de grensspanning σ'_{vy} kan worden uitgegaan van de variatiecoëfficiënt van de conusfactor N_{kt} en deze onzekerheid kan worden onderverdeeld in onzekerheid in de parameters S en m en de grensspanning σ'_{vy} met een vaste verhouding. Evenals voor de ongedraineerde schuifsterkte s_u zal voor de grensspanning σ'_{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 σ'_{vy} . De variatiecoëfficiënt voor de grensspanning bedraagt daarmee 85% van de hiervoor genoemde variatiecoëfficiënt van de ongedraineerde schuifsterkte (= $0,85 * 0,25 = 0,21$). De karakteristieke waarde van de grensspanning wordt dan als volgt berekend:

$$\sigma'_{vy,kar} = \sigma'_{vy,gem} - t_{N-1} \sigma_{\sigma'_{vy}} \quad (1.3)$$

Hierin zijn:

$\sigma'_{vy,kar}$	karakteristieke waarde van de grensspanning σ'_{vy} (kN/m^2)
$\sigma'_{vy,gem}$	verwachtingswaarde van de grensspanning σ'_{vy} afgeleid uit de sondeerweerstand (kN/m^2)
t_{N-1}	student t-factor voor n-1 waarnemingen (-). 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.
$\sigma_{\sigma'_{vy}}$	standaardafwijking van de grensspanning σ'_{vy} (kN/m^2). Deze bedraagt zoals hiervoor aangegeven 0,21 maal de verwachtingswaarde van de grensspanning.

Vanuit het berekende profiel van de grensspanning over de diepte kan een verwachtingswaarde en een variatiecoëfficiënt van de grensspanning worden afgeleid per grondlaag. Dit is de invoer voor Ringtoets.

I.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 J. 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 H.

I.4 Sonderingen voor indicatieve 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:

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

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 σ'_{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
 $q_t = q_c + u_2 (1 - a)$ (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)
- σ_{vi} in situ verticale totaalspanning (MPa)
- σ'_{vi} in situ verticale effectieve spanning (MPa)

I.5 Literatuur Bijlage I

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 Macrostablieit - 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-xxx.

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 Macrostabieleit Markermeerdijk. Deltares rapport 1208254-032-GEO-0001, Versie 2, 13 oktober 2014, definitief concept.

J Bepalen conusfactor N_{kt}

Bij het uitvoeren van het veldonderzoek dienen de sonderingen op korte afstand, circa 0,5 m, 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 triaxiaalproeven). Bij een correlatie met de sonderingen dient de sondeerwaarde te worden gecorrigeerd voor gemeten waterspanning en totaalruk. Deze correctie vindt plaats door q_{net} te bepalen conform vergelijking (4.1).

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.

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.

$$F_{kt} = \sum_i \left(s_{u,i} \frac{N_{kt}}{q_{net,i}} - 1 \right)^2 \quad (J.1)$$

Waarin:

- $s_{u,i}$ Ongedraineerde schuifsterkte op proefresultaat van triaxiaal- of DSS-proef op diepte i [kN/m^2].
 $q_{net,i}$ Gecorrigeerde conusweerstand op diepte i [kN/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

$$VC_{\text{gemiddeld}} = \sqrt{VC_{\text{gemiddeld, ruimtelijk}}^2 + VC_{\text{gemiddeld, transformatie}}^2} \quad (J.2)$$

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 Γ .

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 dijk lengte van 100 meter gelijk kan zijn aan de regionale horizontale variantie.

$$\begin{aligned}
 VC_{\text{gemiddeld,ruimtelijk}} &\approx \sqrt{\left(\frac{1}{n_{\text{m.regionaal}}} + \Gamma^2 + \gamma_v \cdot (1 - \Gamma^2)\right)} \cdot VC_{\text{regionaal}} \\
 \Gamma^2 &\approx 1 - \alpha_v \\
 \gamma_v &\approx \min\left(\frac{\sqrt{\pi} \cdot D_v}{d_{\text{laag}}}, 1\right) \\
 \alpha_v &= \frac{\sum_{i=1}^{n_{\text{sonderingen}}} VC_{\text{sond},i}^2}{n_{\text{sonderingen}} \times VC_{\text{regionaal}}^2} \\
 VC_{\text{sond},i} &= \sqrt{\frac{\sum_{j=1}^{n_{\text{metingen},i}} \left(\frac{q_{\text{net}}}{N_{\text{kt}} \times s_{u,\text{gelinearieerd},i}} - 1\right)^2}{n_{\text{metingen},i}}} \\
 VC_{\text{regionaal}} &= \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{n_{\text{sonderingen}}} \sum_{j=1}^{n_{\text{metingen},i}} \left(\frac{q_{\text{net}}}{N_{\text{kt}} \times s_{u,\text{gelinearieerd},i}} - 1\right)^2}{\sum_{i=1}^{n_{\text{sonderingen}}} n_{\text{metingen},i}}} \quad (\text{J.3})
 \end{aligned}$$

Hierin is:

$n_{\text{m.regionaal}}$ Het aantal gebruikte metingen (per 0,025m) uit alle sonderingen samen.

Omdat dit getal bij het gebruik van sondeergegevens zeer groot is geldt in praktijk: $\frac{1}{n_{m,regionaal}} \rightarrow 0$.

γ_v	De verticale variantie-reductiefactor. De gegeven uitdrukking $\gamma_v \approx \min\left(\frac{\sqrt{\pi} \cdot D_v}{d_{laag}}, 1\right)$ 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.
Γ^2	De resterende variantiereductiefactor van de lokaal gemiddelde waarde (-).
α	De verhouding tussen de lokale en regionale variantie (-).
$VC_{regionaal}$	Variatiecoëfficiënt op de ruimtelijke variabiliteit van de gemeten weerstand voor alle sonderingen samen.
d_{laag}	De laagdikte [m].
D_v	De verticale correlatielengte [m]. Voor organische grond een waarde van de verticale correlatielengte veelal van 0,3 m aangehouden.
N_{kt}	Empirisch bepaalde conusfactor (-).
q_{net}	Voor waterspanningseffecten en totaalspanning gecorrigeerde sondeerweerstand van de piëzoconus (kN/m^2).

Transformatieonzekerheid

De correlatie I.1 (bijlage I) 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

$$VC_{\text{gemiddeld.transformatie}} \approx \sqrt{\left(r_{\text{sys}} + \frac{1}{n_{m,\text{doorsnede}}}\right)} \cdot VC_{N_{kt}} \quad (\text{J.4})$$

$$r_{\text{sys}} \approx 1 - \frac{VC_{\text{transformatie.cluster}}^2}{VC_{\text{transformatie.totaal}}^2}$$

$$VC_{N_{kt}} = \sqrt{\frac{\sum_{j=1}^n \left(\frac{s_{u,i} - q_{net,i}}{N_{kt}} \right)^2}{n-1}} \quad (\text{J.5})$$

Hierin is:

$n_{m,doorsnede}$	Het aantal gebruikte metingen in 1 doorsnede (per 0,025m). Omdat dit getal bij het gebruik van sondeergegevens meestal groot is geldt in praktijk vaak: $\frac{1}{n_{m,doorsnede}} \rightarrow 0$.
r_{sys}	Het niet uit te middelen systematische aandeel in de totale transformatieonzekerheid $VC_{transformatie}^2$ ($0 < r < 1$).
VC_{Nkt}	Transformatieonzekerheid bij gebruik van sonderingen
n	Aantal combinaties laboratorium metingen met bijbehorende gemeten sondeerweerstand.

Met $VC_{gemiddeld,ruimtelijk}$ zoals bepaald in vergelijking (J.3) en $VC_{gemiddeld,transformatie}$ volgens vergelijking (J.4) kan $VC_{gemiddeld}$ worden bepaald met vergelijking (J.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:

$$E(\ln(s_u)) = \ln(s_{u,linear}) - \frac{1}{2} SD_{\ln(s_u)}^2$$

$$SD_{\ln(s_u)} = \sqrt{\ln\left(1 + (VC_{gemiddeld})^2\right)}$$
(J.6)

Aan de hand van de gelineariseerde schuifsterkte en de standaard afwijking bepaald met vergelijking (J.6) kan de karakteristieke waarde worden bepaald volgens:

$$\ln(s_u)_{kar} = E(\ln(s_{u,gelineariseerd})) - 1.64 \times SD(\ln(s_u))$$

of

$$s_{u,gelineariseerd,kar} = f^{-1}\left(0,05, E(\ln(s_{u,gelineariseerd})), SD(\ln(s_u))\right)$$
(J.7)

Waarin:

$E(\ln(s_{u,gelineariseerd}))$	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 I.